

UNIVERSIDAD DE CUENCA



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO DE MONONOBE – OKABE Y UN
ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO – HISTORIA, PARA MUROS DE
CONTENCIÓN TIPO VIGA EN VOLADIZO, UTILIZANDO UN REGISTRO
SISMOGRÁFICO DEL SISMO DE PEDERNALES DEL 2016**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL**

AUTORA:

KARLA DANIELA PATIÑO MORA

C.I. 0104939327

DIRECTOR:

ING. JORGE FERNANDO MOSCOSO FERNÁNDEZ SALVADOR M.Sc.

C.I. 0104429733

Cuenca – Ecuador

2017

RESUMEN

Los muros de contención son estructuras usadas para sostener masas de tierra, evitando deslizamientos y daños a estructuras cercanas. Un buen diseño implica el conocimiento de fuerzas causadas por la presión de tierra y esfuerzos generados por cargas dinámicas. Considerando que Ecuador es un país con alto riesgo sísmico, este trabajo se enfoca en la comparación de métodos que permitan simplificar y modelar de manera más realista estos movimientos de tierra. El objetivo principal es comparar esfuerzos y deformaciones en muros de contención tipo viga en voladizo; mediante el método de Mononobe – Okabe (M-O) que presenta los vectores de aceleración como parte dinámica y la ejecución de un análisis dinámico tiempo – historia (T-H), con un registro sismográfico del sismo de Pedernales – Ecuador 2016 obtenido de la estación AMNT. El trabajo se desarrolla en 4 etapas principales: 1) Determinar los vectores de aceleración horizontal y vertical de un registro sismográfico. 2) Ejecutar un método pseudoestático (M-O). 3) Plantear un sistema de un grado de libertad para un análisis dinámico T-H. 4) Comparar esfuerzos y deformaciones entre los dos métodos antes mencionados. Como resultados principales se tiene que la fuerza obtenida por M-O es 1.9 veces mayor al obtenido por el análisis T-H. También se determinó que el sismo de Pedernales produjo una fuerza 2.7 veces mayor al empuje estático con T-H y 5.1 veces mayor con M-O. Finalmente se recomienda que este tipo de estructuras tengan una gran ductilidad para que puedan disipar la mayor cantidad de energía.

Palabras Claves: muros de contención, Mononobe – Okabe, pseudoestático, análisis dinámico, tiempo – historia, curva de ductilidad



ABSTRACT

Retaining walls are structures used to support earth masses. These prevent landslides and damage to nearby structures. Good design involves knowledge of forces caused by soil pressure and stresses generated by dynamic loads. Considering that Ecuador is a country with high seismic risk. This project focuses on the comparison of methods to simplify and model these movements more realistically. The main objective is to compare forces and deformations in retaining walls type cantilevered beam by using Mononobe – Okabe (M-O) method, which presents the acceleration vectors as the dynamic part and the execution of a dynamic analysis time-history (T-H) with a seismographic record of the earthquake Pedernales – Ecuador 2016 obtained from the AMNT station. This project develops in 4 main stages: 1) Determination of the vectors of horizontal and vertical acceleration from a seismographic record. 2) Execute a pseudo-static method. 3) Propose a system of a single degree of freedom for a dynamic analysis T-H. 4) Compare stresses and deformations between the two methods mentioned above. The main results show that the force obtained by M-O is 1.9 times greater than that obtained by the T-H analysis. Also, the Pedernales earthquake produced a force 2.7 times greater than the static pressure with T-H analysis and 5.1 times greater with M-O method. Finally this type of structures should have a great ductility so they can dissipate the most energy.

Keywords: retaining walls, Mononobe - Okabe, pseudo - static, dynamic analysis, time - history, ductility curve.



CONTENIDO

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	13
1.1 Antecedentes	13
1.2 Objetivo general	14
1.3 Objetivos específicos	14
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....	15
2.1 Generalidades.....	15
2.2 Coeficientes de aceleración pseudoestáticas	16
2.3 Mononobe – Okabe.....	17
2.4 Análisis dinámico tiempo – historia	19
2.4.1 Evaluación numérica de la respuesta dinámica	20
2.4.2 Método de interpolación de la carga	21
2.5 Capacidad de una estructura	24
2.6 Diagrama Momento Curvatura	24
2.7. Ductilidad por curvatura de una sección	26
CAPITULO III: ZONA DE ESTUDIO Y MATERIALES.....	28
3.1 Zona de Estudio	28
3.2 Características del Suelo de Relleno	28
3.3 Sismo del 16 de Abril de 2016	29
3.4 Materiales	31
3.4.1 Hormigón	31
3.4.2 Acero de refuerzo	32
CAPÍTULO IV: MÉTODO	33
4.1 Consideraciones del método.....	33
4.2 Planteamiento del problema	34
4.3 Masa del sistema	35
4.4 Rigidez y amortiguamiento.....	35
4.5 Limitaciones del método	36
CAPÍTULO V: RESULTADOS.....	36
5.1 Empuje de tierra estático	36
5.2 Masa y Periodo natural del sistema	37
5.3 Carga dinámica (sismo de 16 de abril de 2016).....	38



5.4 Análisis Tiempo – Historia.....	42
5.5 Método de Mononobe – Okabe.....	43
5.6 Diagrama Momento – Curvatura (M- ϕ)	44
5.7 Curva de capacidad	52
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES	59
CAPÍTULO VII: BIBLIOGRAFÍA	60
CAPÍTULO VIII: ANEXOS	61
8.1 Codificación en Mathcad: Espectro de Respuesta.....	61
8.1.1 Método de Interpolación de la carga.....	61
8.1.2 Construcción de espectro de pseudo desplazamiento, velocidad y aceleración	62
8.2 Codificación en Mathcad: Curva Momento – Curvatura.....	63
8.2.1 Función del Hormigón.....	63
8.2.2 Función del Acero	64
8.2.3 Función de Tolerancia	64
8.2.4 Función de iteraciones para la profundidad del eje neutro	65
8.2.5 Función obtención de coordenadas M – ϕ	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Fuerzas estáticas y dinámicas que actúan en el plano de falla.....	15
Figura 2.2 Presión activa de Coulomb: a) cuña de falla de prueba; b) polígono de fuerzas.....	17
Figura 2.3 Punto de aplicación para la carga estática y dinámica.....	19
Figura 2.4 Modelo de un sistema de 1 grado de libertad	19
Figura 2.5 Carga dinámica y respuesta de desplazamiento en el tiempo	21
Figura 2.6 Interpolación lineal para una excitación	22
Figura 2.7 Diagrama de Capacidad.....	24
Figura 2.8 Estados límites en el diagrama Momento – Curvatura.....	25
Figura 2.9 Diagrama momento curvatura definido por zonas.....	27
Figura 3.1 Distribución espacial de las estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos y de la red de OCP. Los valores presentados corresponden a los máximos de las tres componentes (PGA: Peak Ground Accelerations) en m/s^2 . [11]	30
Figura 3.2 Acelerograma del sismo del 16 de abril del 2016 de la estación AMNT	30
Figura 3.3 Espectro de respuesta y espectro de diseño	31
Figura 3.4 Esfuerzo – deformación del hormigón con $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$	32
Figura 3.5 Esfuerzo – deformación unitaria para acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	33
Figura 4.1 Sistema pantalla del muro – suelo de relleno.....	34
Figura 4.2 Modelo de un sistema de 1 grado de libertad	34
Figura 5.1 Espectro de respuesta del sismo del 16 de abril del 2016	39
Figura 5.2 Espectro de respuesta escalado para el muro de 2 metros.	40
Figura 5.3 Espectro de respuesta escalado para el muro de 3 metros.	40
Figura 5.4 Espectro de respuesta escalado para el muro de 4 metros.	41
Figura 5.5 Espectro de respuesta escalado para el muro de 6 metros.	41
Figura 5.6 Espectro de respuesta escalado para el muro de 8 metros.	42
Figura 5.7 Curva $M-\phi$ para la sección del muro de 2m.....	45
Figura 5.8 Curva $M-\phi$ para la sección del muro de 3m.....	46
Figura 5.9 Curva $M-\phi$ para la sección del muro de 4m.....	46
Figura 5.10 Curva $M-\phi$ para la sección del muro de 6m.....	47
Figura 5.11 Curva $M-\phi$ para la sección del muro de 8m.....	47



Figura 5.12 Espectros de respuesta escalados para los muros de 6 y 8 metros.	50
Figura 5.13 Curva $M-\phi$ para el muro de 6 metros con cuantía de 0.013	51
Figura 5.14 Curva $M-\phi$ para el muro de 8 metros con cuantía de 0.019	52
Figura 5.15 Modelo $M-\phi$ trilineal	52
Figura 5.15 Curva de capacidad para el muro de 2 metros	53
Figura 5.16 Curva de capacidad para el muro de 3 metros	54
Figura 5.17 Curva de capacidad para el muro de 4 metros	55
Figura 5.18 Curva de capacidad para el muro de 6 metros	56
Figura 5.19 Curva de capacidad para el muro de 8 metros	57



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Valores empíricos de ϕ , D_r , y pesos específico de suelos granulares basados en el número de penetración estándar con correcciones de profundidad y para arenas saturadas finas [11]	28
Tabla 3.2 Propiedades del suelo de relleno	29
Tabla 5.1 Empuje de tierra estática	37
Tabla 5.2 Espesor de muro y capacidad a corte de la sección de hormigón ...	37
Tabla 5.3 Masa para cada sistema	38
Tabla 5.4 Rigidez y periodo natural	38
Tabla 5.5 Desplazamiento y fuerza obtenidos por el análisis T – H	42
Tabla 5.6 Coeficientes pseudoestáticos de aceleración horizontal y vertical ...	43
Tabla 5.7 Desplazamiento y fuerza obtenidos por el análisis M – O	43
Tabla 5.7 Acero de refuerzo a flexión	44
Tabla 5.8 Porcentaje de cuantía usada con respecto a la cuantía balanceada	48
Tabla 5.9 Espesor y acero para los muros de 6 y 8 metros	49
Tabla 5.10 Rigidez y periodo natural para los muros de 6 y 8 metros	49
Tabla 5.11 Desplazamiento y fuerza obtenidos por el análisis T – H muros de 6 y 8 metros	50
Tabla 5.12 Desplazamiento y fuerza obtenidos por el análisis M – O muros de 6 y 8 metros	51



Cláusula de derechos de autor



Universidad de Cuenca
Cláusula de derechos de autor

Yo, *Karla Daniela Patiño Mora*, autora del Trabajo de Titulación: “COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO DE MONONOBE – OKABE Y UN ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO – HISTORIA, PARA MUROS DE CONTENCIÓN TIPO VIGA EN VOLADIZO, UTILIZANDO UN REGISTRO SISMOGRÁFICO DEL SISMO DE PEDERNALES DEL 2016”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, Mayo del 2017

Karla Daniela Patiño Mora

C.I: 0104939327



Cláusula de propiedad intelectual



Universidad de Cuenca
Cláusula de propiedad intelectual

Yo, *Karla Daniela Patiño Mora*, autora del Trabajo de Titulación: “COMPARACIÓN ENTRE EL MÉTODO DE MONONOBE – OKABE Y UN ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO – HISTORIA, PARA MUROS DE CONTENCIÓN TIPO VIGA EN VOLADIZO, UTILIZANDO UN REGISTRO SISMOGRÁFICO DEL SISMO DE PEDERNALES DEL 2016”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, Mayo del 2017

Karla Daniela Patiño Mora

C.I: 0104939327



DEDICATORIA

Con infinito amor a mis padres Carlos y Daira, quienes han sido guías de mi crecimiento y una fortaleza ante una lucha diaria. A mi hermana Alejandra, mi amiga y mi ejemplo de superación personal e intelectual. Cuanto los admiro.

Además a todos los ingenieros e ingenieras civiles que se superan a sí mismos y marcan la diferencia en esta carrera.

Karla Daniela



AGRADECIMIENTO

A Dios por haberme iluminado y estado presente en cada momento de mi vida, a toda mi familia por tanta comprensión, preocupación y amor incondicional, especialmente a mis tíos Jorge y Piedad.

Al ingeniero Jorge Moscoso, director de este trabajo de titulación, profesor y amigo, por brindarme su apoyo y conocimiento en la realización de este proyecto. A los ingenieros Francisco Flores y Homero Carrión por estar dispuestos a contestar cualquier duda presentada.

A la universidad de Cuenca y a todos mis maestros que han influido con sus conocimientos mi carrera universitaria. A mis compañeros y amigos quienes conocen este camino de trabajo y estudio durante estos 5 años.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Las estructuras de contención son infraestructuras civiles de suma importancia, usadas para contener masas de tierra que evitan deslizamientos y daños a estructuras cercanas. Un buen diseño de este tipo de estructuras implica tener un conocimiento de las fuerzas laterales causadas por la presión lateral de la tierra. Para ello, existen métodos estáticos que determinan el empuje de tierras en reposo como: la teoría de Rankine, quien estudió las condiciones de esfuerzo en el suelo en un estado de equilibrio y la teoría de Coulomb quien supuso una superficie de falla [1], las dos teorías determinan una presión activa y pasiva del suelo. Por otra parte, los muros de contención, en zonas sísmicas están sujetas a presiones de tierra dinámica, y la magnitud de éstas puede ser más alta que la presión de tierra estática debido al movimiento del suelo.

Debido a los movimientos de tierra y al daño que se presentan en este tipo de estructuras, se ve la necesidad de determinar los desplazamientos para un buen comportamiento ante cargas de servicio. Esto es aún más necesario cuando la frecuencia predominante de un sismo esté cercana a la frecuencia natural del sistema muro-relleno-suelo base. Para esto se debe realizar un análisis dinámico detallado de este tipo de estructuras, y esto a su vez requiere la información del suelo de relleno y del suelo de cimentación que participan en la vibración. Es muy difícil acceder a esta información, por lo tanto, a menudo se lleva a cabo un análisis pseudoestático para determinar la presión sísmica de tierra [2].

El método de Mononobe – Okabe (M–O) se basa en un enfoque pseudoestático, siguiendo el análisis de presión de la tierra de Coulomb en condiciones estáticas. Sin embargo, en el método M–O, la naturaleza dinámica de cargas sísmicas se considera de una manera aproximada mediante coeficientes de aceleración horizontal y vertical [3].

El problema del diseño que comprende dimensionamiento, cantidad de refuerzo y determinación de desplazamientos que pueda sufrir este tipo de estructura, se debe a las aproximaciones supuestas para el diseño. Actualmente con la ayuda de programas computacionales se pueden realizar análisis más aproximados tomando consideraciones que lleven el diseño a la realidad.

En el presente trabajo se estudian dos métodos: M-O y un análisis tiempo – historia (T–H) de un sistema de 1 grado de libertad, para muros de 2, 3, 4, 6 y 8 metros de altura. Con el método de M-O se determina fuerzas y desplazamientos en las estructuras. Mientras que en el análisis tiempo-historia primero se determina la masa del sistema utilizando la masa deslizante dada por Coulomb, la misma que es utilizada por M-O, para posteriormente determinar fuerzas y desplazamientos en las estructuras. Con el objetivo de comparar los resultados obtenidos por los dos métodos.

La carga dinámica para las 5 estructuras estará dada por un registro sísmográfico del sismo de Pedernales del 2016 y por el espectro de diseño de la NEC-2015 para un periodo de retorno de 475 años.

Además se realizó un análisis no lineal para determinar la curva de capacidad de las estructuras. Esto con el fin de justificar el análisis lineal y determinar la capacidad máxima y deformación máxima para los muros en estudio. Para obtener la deformación máxima a la que puede ser sometida la estructura se define el diagrama de Momento – Curvatura, para cada sección de muro, y así obtener el desplazamiento último.

1.2 Objetivo general

Comparar desplazamientos y esfuerzos entre el método de M–O y un análisis tiempo – historia propuesto para el registro de Pedernales del 2016, de la estación AMNT.

1.3 Objetivos específicos

- Comparar el espectro de respuesta del sismo de pedernales del 2016 con el espectro de diseño de la NEC-2015 para periodo de retorno de 475 años.
- Obtener fuerzas y desplazamientos para muros de 2, 3, 4, 6 y 8 metros de altura, mediante el método de M–O y el análisis T–H propuesto.
- Determinar la capacidad última de las estructuras mediante un análisis no lineal.
- Determinar la deformación máxima de las estructuras mediante el diagrama de Momento – curvatura para las secciones de muros.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

En este capítulo se describe el método de Mononobe – Okabe para determinar la presión de tierra, bajo cargas sísmicas, sobre la pantalla de muros de contención. Se plantea la obtención numérica de la respuesta de una estructura de un grado de libertad debido a la acción de una carga dinámica para sistemas lineales. Además se define el análisis estático no lineal y la capacidad última dada por el diagrama Momento – curvatura.

2.1 Generalidades

A partir de la década de 1920, la estabilidad sísmica de las estructuras de contención han sido analizadas mediante un enfoque pseudoestático en el que los efectos de un terremoto son representados por aceleraciones horizontales y / o verticales constantes. La primera aplicación explícita del enfoque pseudoestático para el análisis de la estabilidad de la pendiente sísmica se ha atribuido a Terzaghi en 1950 [4].

Los análisis pseudoestáticos representan los efectos del movimiento de los terremotos por las aceleraciones pseudoestáticas que producen fuerzas de inercia, F_h y F_v que actúan a través del centroide de la masa deslizante (Figura 2.1). Las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas están definidas por: A_h y A_v que son aceleraciones pseudoestáticas horizontales y verticales, k_h y k_v que son coeficientes pseudoestáticos horizontales y verticales adimensionales, y W que es el peso de la masa de falla.

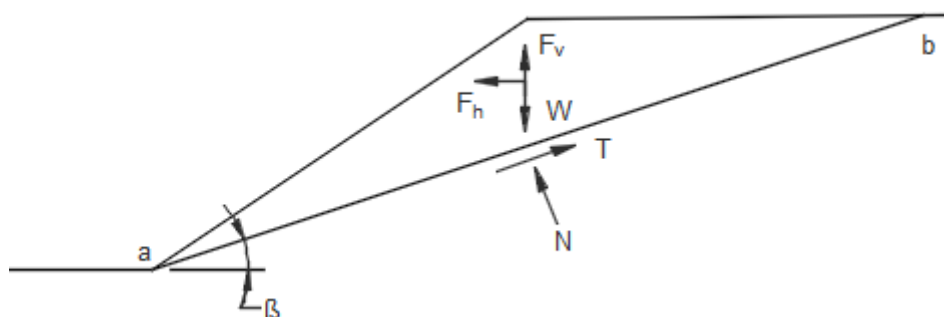


Figura 2.1 Fuerzas estáticas y dinámicas que actúan en el plano de falla

La fuerza pseudoestática horizontal disminuye claramente el factor de seguridad: reduce la fuerza de resistencia (para $\phi > 0$) y aumenta la fuerza de inercia. La fuerza pseudoestática vertical tiene menor influencia sobre el factor de seguridad, ya que reduce (o aumenta, dependiendo de su dirección) la fuerza de accionamiento como la fuerza de resistencia, por lo que los efectos de las aceleraciones verticales se descuidan frecuentemente en los análisis pseudoestáticos [4].

2.2 Coeficientes de aceleración pseudoestáticas

Para determinar el coeficiente sísmico horizontal A_h a partir del espectro de diseño, se usa la siguiente expresión [2]:

$$A_h = \frac{ZIS_a}{2Rg} \quad (\text{Ec 2.1})$$

Donde:

Z: Factor de zona (aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad)

I: Factor de importancia

R: Factor de reducción sísmica

S_a/g : Coeficiente de aceleración del espectro de respuesta para 5% de amortiguamiento

El valor 2 en el denominador de la expresión se usa para reducir el factor de zona al factor de diseño base del sismo. Además el valor de A_h no debe tomarse menor que $Z/2$ siempre que para cualquier estructura el período natural sea inferior a 0,1s [2].

Cuando se cuenta con un registro sismográfico, respuesta de la aceleración del suelo con respecto al tiempo, el coeficiente sísmico horizontal A_h es obtenido por la máxima amplitud de aceleración (PGA).

Mientras que la componente vertical A_v del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor mínimo de $2/3$ [5].

$$A_v = \frac{2}{3} A_h \quad (\text{Ec 2.2})$$

2.3 Mononobe – Okabe

Okabe (1926) y luego Mononobe (1929), formularon una teoría sobre el comportamiento de una cuña que se desliza sobre un plano de falla actuando sobre un muro de contención [6]. La formulación consiste en determinar el empuje activo dinámico, incorporando fuerzas de inercia generadas en la cuña deslizante en términos de coeficientes sísmicos horizontal y vertical, los cuales al multiplicar por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb.

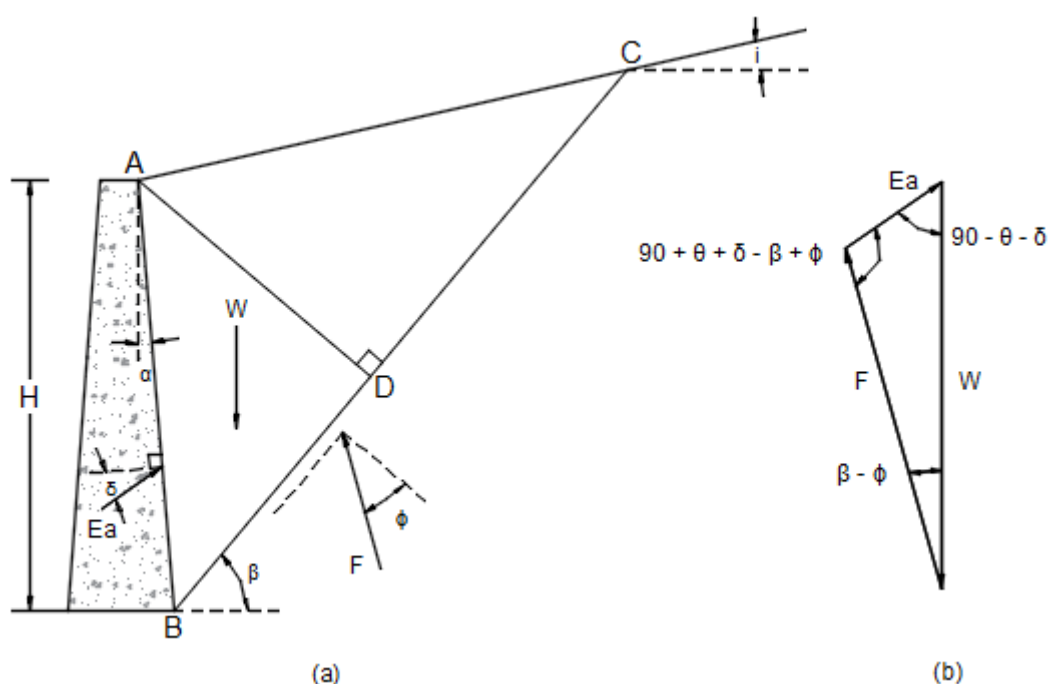


Figura 2.2 Presión activa de Coulomb: a) cuña de falla de prueba; b) polígono de fuerzas.

Donde:

W: peso efectivo de la cuña de suelo de relleno

F: resultante de las fuerzas cortante y normal sobre la superficie de falla BC

Ea: fuerza activa por longitud unitaria de muro

ϕ : ángulo de fricción del suelo

δ : ángulo de fricción entre el suelo de relleno y el muro

α : ángulo que forma la pantalla del muro con la vertical

i: ángulo que forma el suelo de relleno con la horizontal

A continuación se muestran las fórmulas que definen la teoría pseudoestática para presiones de suelo activa y pasiva:

$$Ea_{dyn} = \frac{1}{2} \gamma H^2 Ca \quad (\text{Ec 2.3})$$

$$Ep_{dyn} = \frac{1}{2} \gamma H^2 Cp \quad (\text{Ec 2.4})$$

Ca y Cp son los coeficientes de empuje activo y pasivo dinámico respectivamente y se obtienen por las ecuaciones 2.5 y 2.6 respectivamente.

$$Ca = \frac{(1 \pm A_v) \cos^2(\phi - \lambda - \alpha)}{\cos(\lambda) \cos^2(\alpha) \cos(\delta + \alpha + \lambda)} \cdot \left(\frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i - \lambda)}{\cos(\alpha - i) \cos(\delta + \alpha + \lambda)}}} \right)^2 \quad (\text{Ec 2.5})$$

$$Cp = \frac{(1 \pm A_v) \cos^2(\phi + \alpha - \lambda)}{\cos(\lambda) \cos^2(\alpha) \cos(\delta - \alpha + \lambda)} \cdot \left(\frac{1}{1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + i - \lambda)}{\cos(\alpha - i) \cos(\delta - \alpha + \lambda)}}} \right)^2 \quad (\text{Ec 2.6})$$

$$\lambda = \tan^{-1} \left(\frac{A_h}{1 + A_v} \right) \quad (\text{Ec 2.7})$$

Los coeficientes de empuje activo y pasivo dinámico tienen dos valores cada uno dependiendo del signo de Av. Para el diseño se propone tomar el mayor valor de Ca y el menor de Cp respectivamente [2].

Para determinar la presión estática activa y pasiva del suelo de relleno, los coeficientes de presión estática Ka y Kp son obtenidos por las ecuaciones 2.5 y 2.6 respectivamente, reemplazando $A_h = A_v = \lambda = 0$. Por lo tanto el incremento

dinámico se obtiene restando la presión estática del suelo de la presión dinámica del suelo.

$$Ea_d = Ea_{dyn} - Ea_{st} \quad (\text{Ec 2.8})$$

$$Ep_d = Ep_{dyn} - Ep_{st} \quad (\text{Ec 2.9})$$

Para el análisis y diseño de muros de contención los empujes debido a la presión de tierra actúan como se muestra en la figura 2.3

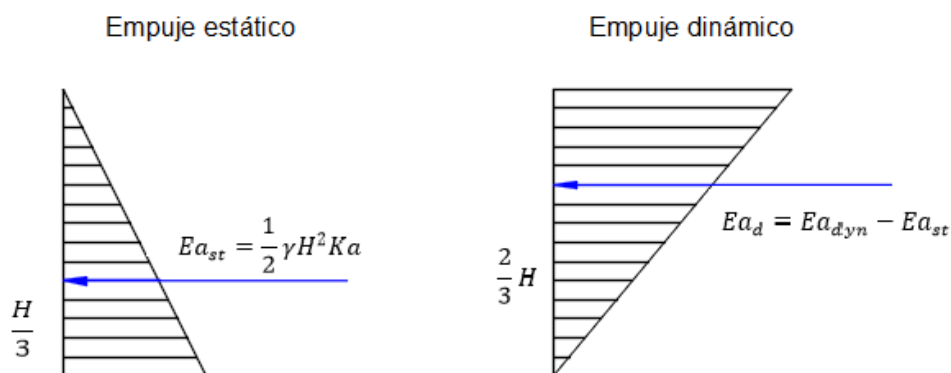


Figura 2.3 Punto de aplicación para la carga estática y dinámica

2.4 Análisis dinámico tiempo – historia

Una aplicación importante en la dinámica estructural es el análisis de la respuesta de las estructuras a los movimientos del suelo causados por un sismo. Para este trabajo se estudiará una estructura simple de un grado de libertad, idealizada con una masa concentrada (m) que se apoya en una estructura de masa despreciable con rigidez (k).

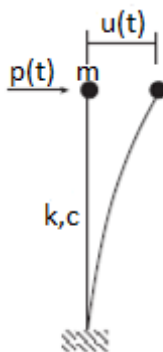


Figura 2.4 Modelo de un sistema de 1 grado de libertad

La ecuación de movimiento para este sistema está representada en la ecuación 2.10, en la que participan 3 fuerzas que resisten la deformación, que son: fuerzas estáticas, fuerzas de amortiguamiento y fuerzas de inercia.

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t) \quad (\text{Ec 2.10})$$

Donde:

m : masa concentrada del sistema

c : coeficiente de amortiguamiento

k : rigidez lateral

$p(t)$: fuerza dinámica

$u, \dot{u}, \ddot{u}$: desplazamiento, velocidad y aceleración de la estructura

En la ecuación de movimiento frente a un sismo la carga o fuerza efectiva está dada por: $-m \cdot \ddot{u}_g$, donde $\ddot{u}_g$ es la aceleración del suelo.

2.4.1 Evaluación numérica de la respuesta dinámica

Para un movimiento de terreno dado $\ddot{u}_g(t)$, la respuesta de deformación $u(t)$ de un sistema de 1GDL depende solo del periodo de vibración natural del sistema y de su fracción de amortiguamiento [7]. Para obtener la respuesta de deformación $u(t)$ del sistema, existen procedimientos que se basan en una discretización de la carga actuante y la obtención de soluciones discretas avanzando paso a paso en el tiempo.

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = p(t) \quad \text{con} \quad \begin{Bmatrix} u(0) \\ \dot{u}(0) \end{Bmatrix} \quad (\text{Ec 2.10})$$

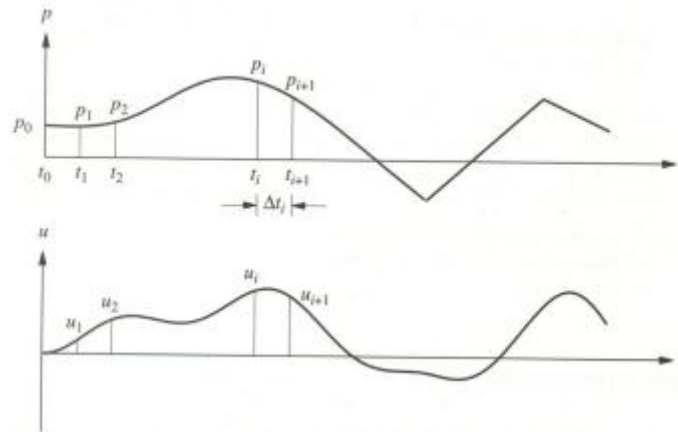


Figura 2.5 Carga dinámica y respuesta de desplazamiento en el tiempo

En la figura 2.5 se puede observar la discretización de la carga: $p_i = p(t_i)$ con $i = 0, \dots, N$. Para luego calcular los valores de desplazamiento u_i , velocidad $\dot{u}_i$ y aceleración $\ddot{u}_i$ que satisfacen la ecuación 2.10. Conocida la solución en i , se trata de calcular la solución en $i+1$, y aplicar el método desde $i = 0, N$.

Se tratan de métodos aproximados con 3 requisitos importantes:

1. Convergencia
2. Estabilidad
3. Precisión

Los métodos que se desarrollan paso a paso en el tiempo son: métodos basados en la interpolación de la carga, métodos basados en expresiones de diferencias finitas de la velocidad y aceleración, y métodos basados en la supuesta variación de la aceleración (método de Newmark) que son muy útiles en el análisis de la respuesta dinámica ya que la aceleración del suelo varía arbitrariamente con el tiempo. Para este proyecto se estudiará el método de interpolación de la carga.

2.4.2 Método de interpolación de la carga

Para sistemas lineales, el método de interpolación de la carga es eficiente en cada intervalo de tiempo. La interpolación lineal es satisfactoria siempre que los intervalos de tiempo sean cortos.

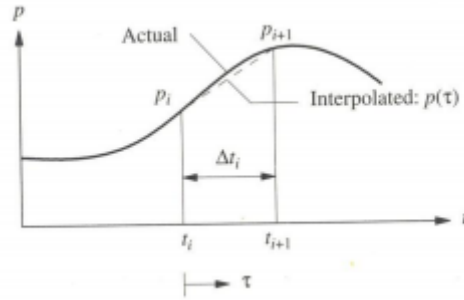


Figura 2.6 Interpolación lineal para una excitación

En la figura 2.6 se muestra que la carga lineal $p(\tau)$ en el intervalo $t_i \leq t \leq t_{i+1}$ es:

$$p(\tau) = p_i + \frac{p_{i+1} - p_i}{\Delta t_i} \tau$$

Donde τ varía de 0 a Δt .

Se considera un sistema sin amortiguamiento:

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau$$

La solución $u(\tau)$ en $0 \leq \tau \leq \Delta t_i$ se puede calcular como la suma de 3 partes:

1. Vibración libre frente a las condiciones iniciales $u_i, \dot{u}_i$ en $\tau = 0$
2. Respuesta frente a la carga de paso p_i .
3. Respuesta frente a la carga incremental $\Delta p_i / \Delta t_i$

$$u(\tau) = u_i \cos(w_n \tau) + \frac{\dot{u}_i}{w_n} \sin(w_n \tau) + \frac{p_i}{k} (1 - \cos(w_n \tau)) + \frac{\Delta p_i}{k} \left(\frac{\tau}{\Delta t_i} - \frac{\sin(w_n \tau)}{w_n \Delta t_i} \right)$$

Derivando:

$$\frac{\dot{u}(\tau)}{w_n} = -u_i \sin(w_n \tau) + \frac{\dot{u}_i}{w_n} \cos(w_n \tau) + \frac{p_i}{k} \sin(w_n \tau) + \frac{\Delta p_i}{k} \frac{1}{w_n \Delta t_i} (1 - \cos(w_n \tau))$$

Evaluando los desplazamientos y velocidades en $\tau = \Delta t_i$, se obtiene los movimientos y velocidades en $t = i + 1$:

$$u_{i+1} = u_i \cos(w_n \Delta t_i) + \frac{\dot{u}_i}{w_n} \sin(w_n \Delta t_i) + \frac{p_i}{k} (1 - \cos(w_n \Delta t_i)) + \frac{\Delta p_i}{k} \frac{1}{w_n \Delta t_i} (w_n \Delta t_i - \sin(w_n \Delta t_i))$$

$$\begin{aligned}\frac{\dot{u}_{i+1}}{w_n} = & -u_i \sin(w_n \Delta t_i) + \frac{\dot{u}_i}{w_n} \cos(w_n \Delta t_i) + \frac{p_i}{k} \sin(w_n \Delta t_i) \\ & + \frac{\Delta p_i}{k} \frac{1}{w_n \Delta t_i} (1 - \cos(w_n \Delta t_i))\end{aligned}$$

Sustituyendo en las dos expresiones anteriores $\Delta p_i = p_{i+1} - p_i$, y agrupando términos, se obtiene las expresiones siguientes expresiones:

$$u_{i+1} = A \cdot u_i + B \cdot \dot{u}_i + C \cdot p_i + D \cdot p_{i+1} \quad (\text{Ec 2.11})$$

$$\dot{u}_{i+1} = A' \cdot u_i + B' \cdot \dot{u}_i + C' \cdot p_i + D' \cdot p_{i+1} \quad (\text{Ec 2.12})$$

Si se considera un paso temporal constante, los ocho coeficientes solo se evalúan una vez al inicio del proceso. En el caso general amortiguado, los coeficientes de las ecuaciones 2.11 y 2.12 son:

$$\begin{aligned}A &= e^{-\zeta w_n \Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(w_D \Delta t) + \cos(w_D \Delta t) \right) \\ B &= e^{-\zeta w_n \Delta t} \left(\frac{1}{w_D} \sin(w_D \Delta t) \right) \\ C &= \frac{1}{k} \left\{ \frac{2\zeta}{w_n \Delta t} + e^{-\zeta w_n \Delta t} \left[\left(\frac{1-2\zeta^2}{w_D \Delta t} - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \right) \sin(w_D \Delta t) \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \left(1 + \frac{2\zeta}{w_n \Delta t} \right) \cos(w_D \Delta t) \right] \right\} \\ D &= \frac{1}{k} \left[1 - \frac{2\zeta}{w_n \Delta t} + e^{-\zeta w_n \Delta t} \left(\frac{2\zeta^2 - 1}{w_D \Delta t} \sin(w_D \Delta t) + \frac{2\zeta}{w_n \Delta t} \cos(w_D \Delta t) \right) \right] \\ A' &= e^{-\zeta w_n \Delta t} \left(\frac{w_n}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(w_D \Delta t) \right) \\ B' &= e^{-\zeta w_n \Delta t} \left(\cos(w_D \Delta t) - \frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(w_D \Delta t) \right) \\ C' &= \frac{1}{k} \left\{ -\frac{1}{\Delta t} + e^{-\zeta w_n \Delta t} \left[\left(\frac{w_n}{\sqrt{1-\zeta^2}} + \frac{\zeta}{\Delta t \sqrt{1-\zeta^2}} \right) \sin(w_D \Delta t) + \frac{1}{\Delta t} \cos(w_D \Delta t) \right] \right\} \\ D' &= \frac{1}{k \Delta t} \left[1 - e^{-\zeta w_n \Delta t} \left(\frac{\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \sin(w_D \Delta t) + \cos(w_D \Delta t) \right) \right]\end{aligned}$$

2.5 Capacidad de una estructura

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales [8]. Para determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal como el procedimiento Pushover. El análisis no lineal por el método Pushover, consiste en un empuje lateral incremental hasta que se supone se ha llegado al colapso. En éste se observa cómo interviene la capacidad de la estructura, representada por la curva de capacidad, que se define como la relación entre las fuerzas laterales y los desplazamientos demandados por las mismas. Todo esto con el afán de comprender el comportamiento de las estructuras cuando están sujetas a una sollicitación (sismos) que exceda su capacidad elástica.

El modelo matemático de la estructura es modificado en cada paso, para tomar en cuenta la reducción de rigidez de los componentes que alcanzaron su fluencia, posteriormente se aplica un incremento de la fuerza externa de manera que otros componentes también alcancen su fluencia. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcance un límite pre establecido [8].

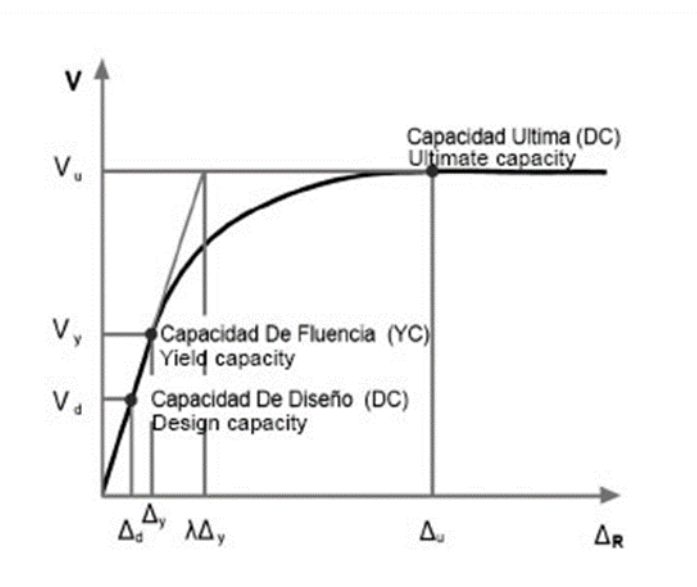


Figura 2.7 Diagrama de Capacidad

2.6 Diagrama Momento Curvatura

Es importante conocer la relación momento curvatura ($M - \phi$) de las secciones de hormigón armado para conocer el grado de ductilidad y máxima capacidad a flexión de estos elementos. Lo ideal para un diseño es que se tenga una alta

ductilidad para que la estructura disipe la mayor cantidad de energía y se dé una distribución adecuada de momentos.

El objetivo principal de esta curva es el de encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histerético que se usa para definir la no linealidad de los materiales [9].

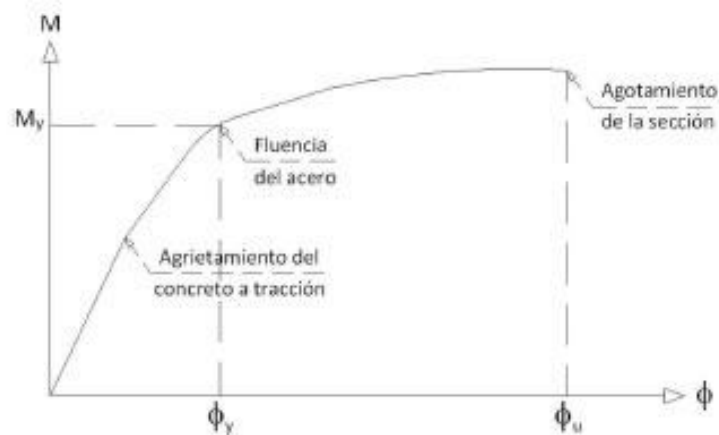


Figura 2.8 Estados límites en el diagrama Momento – Curvatura

Se pueden dividir en tres fases al diagrama de Momento – Curvatura:

Fase 1: Hormigón no fisurado, se tiene un comportamiento lineal

Fase 2: Hormigón fisurado, el hormigón se mantiene lineal en compresión y no hay ningún aporte del hormigón a la tensión

Fase 3: Hormigón plastificado, es una fase de prerrotura y termina cuando el acero, el hormigón o ambos alcanzan su deformación de rotura.

Existen suposiciones establecidas para el cálculo de cada punto del diagrama, las mismas que se presentan a continuación:

1. Las secciones transversales planas permanecen planas tras la deformación (Hipótesis de Navier).
2. Las acciones internas deben equilibrar las acciones externas.
3. Existirá una perfecta adherencia entre los materiales, de manera que no se dé un deslizamiento del uno con respecto al otro.
4. Se desprecia el hormigón a tracción, debido a que su aporte es casi nulo.

5. Se conocen las relaciones esfuerzo – deformación unitaria de los materiales.

Una vez definido la posición del eje neutro (x_n) y la curvatura ($1/r$) se puede determinar los esfuerzos internos de la sección, puesto que para cada estado de deformación existe un par ordenado (M_i, N_i) que son el resultado de la integración de los esfuerzos internos [10]. A continuación se presenta las ecuaciones.

$$N_i = \int_0^{x_n} b f c(x) dx + \sum_{j=1}^m A_{sj} f s_j \quad (\text{Ec 2.22})$$

$$M_i = \int_0^{x_n} b f c(x) x dx + \sum_{j=1}^m A_{sj} f s_j x_j \quad (\text{Ec 2.23})$$

Donde:

$f c$: esfuerzo del hormigón en el punto x

$f s$: esfuerzo del acero en el punto x

m : número de niveles de acero de refuerzo

2.7. Ductilidad por curvatura de una sección

La capacidad de ductilidad por curvatura μ_ϕ , que relaciona la curva última ϕ_u con relación a la curvatura de fluencia ϕ_y , es importante en el diseño sísmico resistente ya que se desea que μ_ϕ sea lo más alto posible para que la estructura sea capaz de disipar la mayor cantidad de energía ante un sismo. La demanda de ductilidad por curvatura μ_d , se define como la relación entre la curvatura de demanda y la curvatura de fluencia suponiendo que la fuerza sísmica provoque un momento tan alto que supere la fluencia de la sección [9].

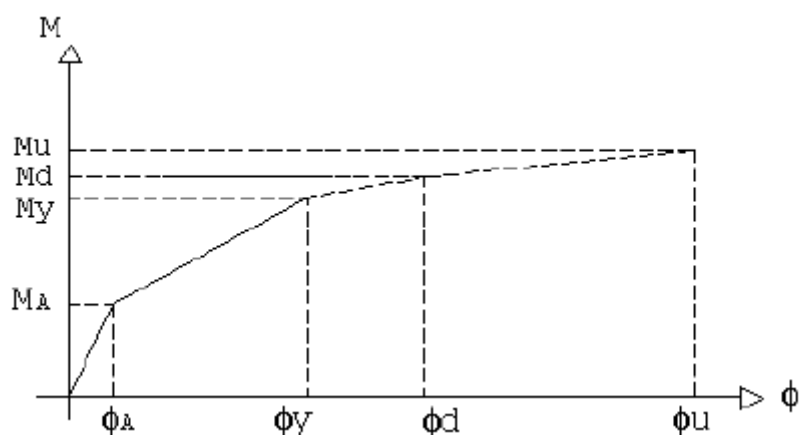


Figura 2.9 Diagrama momento curvatura definido por zonas

En la figura 2.5 se diferencian 4 puntos que se describen a continuación:

El punto A, es el punto de agrietamiento del concreto a tracción.

El punto Y, es el punto de fluencia del acero.

El punto d, es el punto de demanda de la estructura.

El punto U, es el punto de falla del hormigón.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (\text{Ec 3.6})$$

$$\mu_d = \frac{\phi_d}{\phi_y} \quad (\text{Ec 3.7})$$

Donde

μ_{ϕ} : capacidad de ductilidad por curvatura

μ_d : demanda de ductilidad por curvatura

ϕ_d : curvatura en el punto de demanda de la estructura

ϕ_y : curvatura en el punto de fluencia del acero

CAPITULO III: ZONA DE ESTUDIO Y MATERIALES

En este capítulo se describe la zona en la que se realiza este proyecto, así como las características del suelo de relleno que sostendrá las estructuras estudiadas, con el fin de determinar esfuerzos y deformaciones por los dos métodos: M-O y T-H. Además se describen las características no lineales del acero y hormigón para el análisis estático no lineal de las estructuras.

3.1 Zona de Estudio

Pedernales es un cantón de la provincia de Manabí, perteneciente a la región costera del Ecuador. Según la NEC – 2015, Pedernales se encuentra en una zona tipo IV y el valor de Z, que es la máxima aceleración sísmica del suelo, es igual a 0.50g. La caracterización del peligro sísmico es alta en esta zona. Además se ha definido al suelo como tipo D.

3.2 Características del Suelo de Relleno

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense	
Relative density D_r	0	0.15	0.35	0.65	0.85	1.00
Standard penetra- tion no. N		4	10	30	50	
Approx. angle of internal friction $\phi^\dagger$	25°-30°	27-32°	30-35°	35-40°	38-43°	
Approx. range of moist unit weight, (y) pcf	70-100‡	90-115	110-130	110-140	130-150	

† After Meyerhof [9]. $\phi = 25 + 0.15D_r$, with more than 5 percent fines and $\phi = 30 + 0.15D_r$, with less than 5 percent fines. Use larger values for granular material with 5 percent or less fine sand and silt.

‡ It should be noted that excavated material or material dumped from a truck will weigh 70 to 90 pcf. Material must be quite dense and hard to weigh much over 130 pcf. Values of 105 to 115 pcf for nonsaturated soils are common.

Tabla 3.1 Valores empíricos de ϕ , D_r , y pesos específico de suelos granulares basados en el número de penetración estándar con correcciones de profundidad y para arenas saturadas finas [11]

Al no tener un estudio de suelo, con el que se construirían las estructuras, se define al suelo según la tabla 3.1 de características medianas, con un ángulo de fricción interno de 35° y un peso específico de 1800 kg/m³. En la tabla 3.2 se resumen las características del suelo de relleno que sostendrán los muros de contención tipo viga en voladizo.

Descripción	Símbolo	Valor
Relleno seco inclinado sin cohesión	i	5°
Peso específico	γ	1800 kg/m^3
Ángulo de fricción interno	ϕ	35°
Ángulo de rozamiento entre la pantalla del muro y el suelo de relleno	δ	$2/3 \phi$

Tabla 3.2 Propiedades del suelo de relleno

3.3 Sismo del 16 de Abril de 2016

El sismo registrado el 16 de abril de 2016 a las 18h58 (tiempo local), de magnitud 7.8 (M_w magnitud momento), cuyo hipocentro se ubicó frente a Pedernales (Manabí), a 20 km de profundidad [12]. En la figura 3.1, el instituto geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, muestra los valores de aceleración máxima obtenida en los sitios de las estaciones. El registro sismográfico usado en este proyecto es tomado de la red RENAC (Red Nacional de Acelerógrafos) de la estación AMNT.

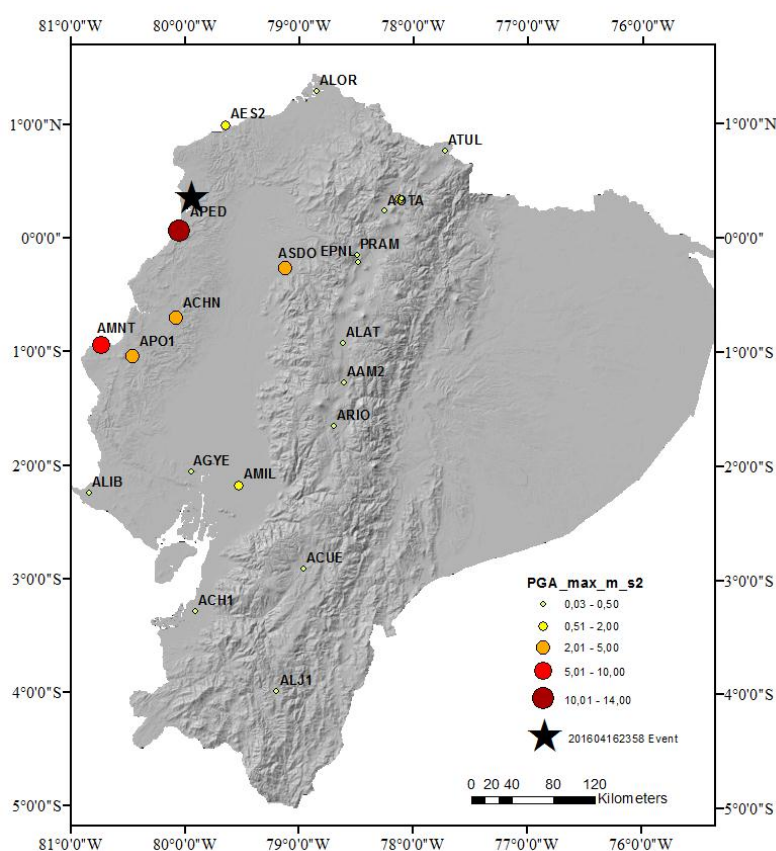


Figura 3.1 Distribución espacial de las estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos y de la red de OCP. Los valores presentados corresponden a los máximos de las tres componentes (PGA: Peak Ground Accelerations) en m/s^2 .

[11]

La estación AMNT está ubicada a una latitud de -0.941, longitud de -80.735, y a una altura de 38 metros. La distancia epicentral de esta estación fue de 171km [12]. En la figura 3 se muestra el acelerograma del terremoto dado por la estación AMNT.

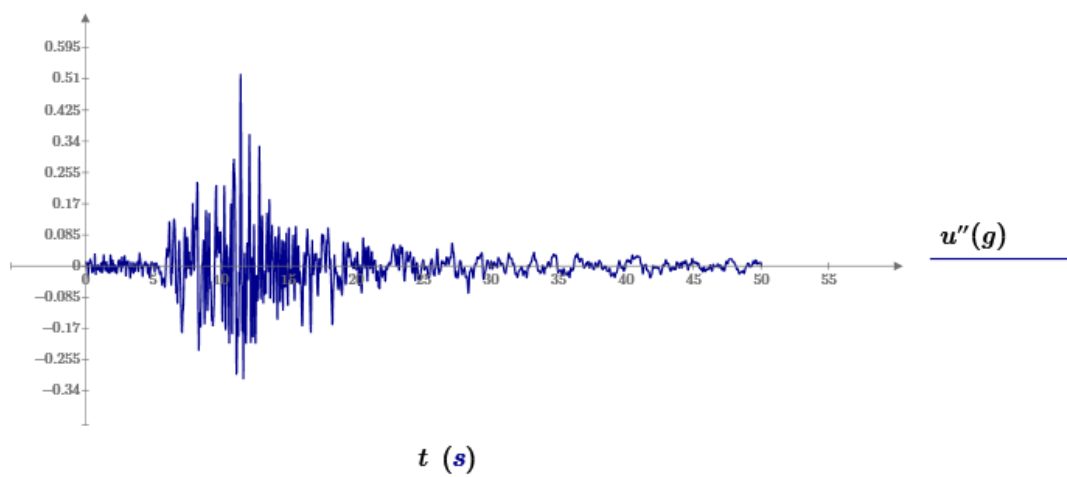


Figura 3.2 Acelerograma del sismo del 16 de abril del 2016 de la estación AMNT

La figura 3.2 muestra el acelerograma de la estación AMNT del sismo del 16 de abril del 2016, el mismo que tiene un PGA de 514.263 cm/s^2 .

A continuación, en la figura 3.3 se presenta el espectro de respuesta para un amortiguamiento de 5%. Para esto se utilizó el método de interpolación de la carga. Además se compara con el espectro de diseño de la NEC-2015 para un periodo de retorno de 475 años.

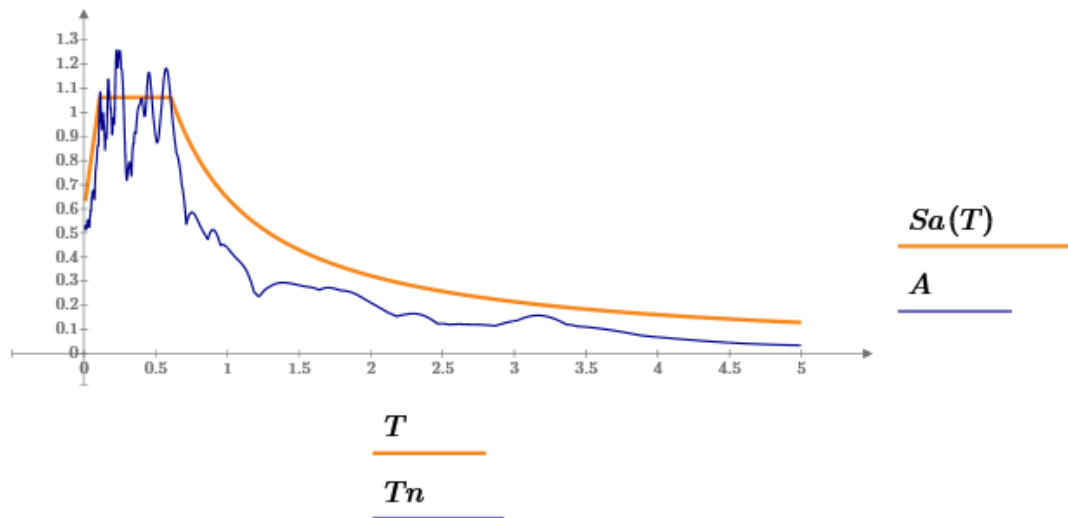


Figura 3.3 Espectro de respuesta y espectro de diseño

3.4 Materiales

A continuación se muestran las curvas de esfuerzo – deformación unitaria ($f_c - \epsilon_c$) del concreto en la zona comprimida y la relación esfuerzo – deformación unitaria ($f_s - \epsilon_s$) del acero a tracción.

3.4.1 Hormigón

La relación esfuerzo – deformación unitaria del hormigón se determina a partir de ensayos en laboratorio con probetas cilíndricas estandarizadas según la ASTM C192, dichas probetas se someten a una carga uniaxial y la resistencia obtenida dependerá de la velocidad de aplicación de carga. El hormigón alcanza su resistencia a la compresión característica (f'_c) a los 28 días.

Pero también se han efectuado investigaciones sobre la naturaleza de esta relación, por lo que para este proyecto se usó el modelo esfuerzo – deformación de Todeschini, el cual se puede representar mediante una parábola [13].

La ecuación que constituye la curva esfuerzo – deformación unitaria mostrada en la figura 3.4 por el modelo de Todeschini se muestra a continuación:

$$f_c = \frac{2(\epsilon_o/\epsilon_c)}{1 + (\epsilon_o/\epsilon_c)^2} f'_c \quad (\text{Ec 2.19})$$

Para fines prácticos la deformación límite (ϵ_{cu}) para el hormigón se alcanza a 0.0035, la deformación cuando el hormigón alcanza su resistencia a compresión f'_c (ϵ_o) es a 0.002.

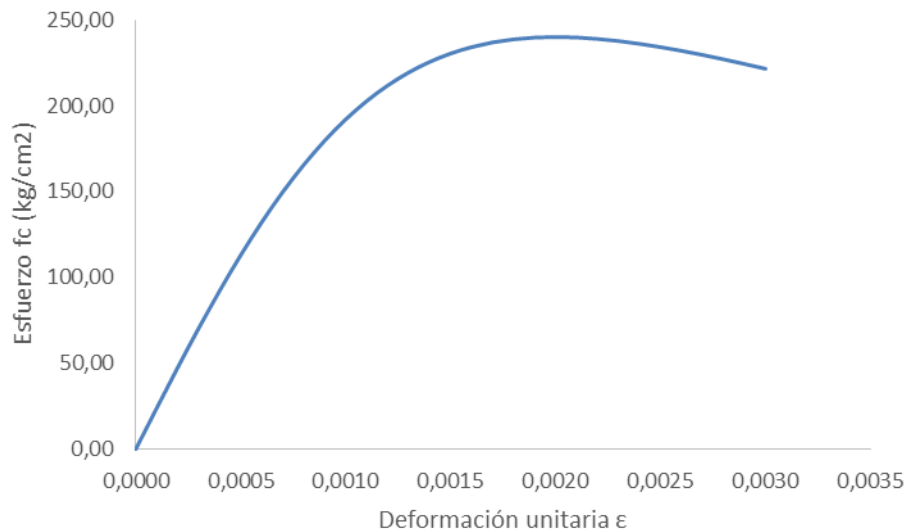


Figura 3.4 Esfuerzo – deformación del hormigón con $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

3.4.2 Acero de refuerzo

Para el acero de refuerzo se usó un diagrama de esfuerzo – deformación unitaria bilineal que se muestra en la figura 3.5. El diagrama está constituido por 2 funciones:

- La primera en el rango elástico hasta una deformación unitaria límite ε_y de 0,0021
- La segunda en la zona plástica hasta una deformación unitaria última ε_u de 0,015

El esfuerzo de fluencia del acero f_y es el punto límite donde el material se encuentra en una zona plástica, donde hay incrementos de deformación pero el esfuerzo se mantiene constante.

Las ecuaciones que constituyen la curva esfuerzo – deformación unitaria bilineal se muestran a continuación [14]:

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon \quad \{-\varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_y\} \quad (\text{Ec 2.20})$$

$$f_s = \pm f_y \quad \left\{ \begin{array}{l} -\varepsilon_u \leq \varepsilon \leq -\varepsilon_y \\ \varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \end{array} \right\} \quad (\text{Ec 2.21})$$

El tipo de varilla de refuerzo utilizado para elementos de hormigón armado es corrugada para restringir desplazamientos relativos al hormigón. Las varillas usadas cumplen con las características ASTM A706: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

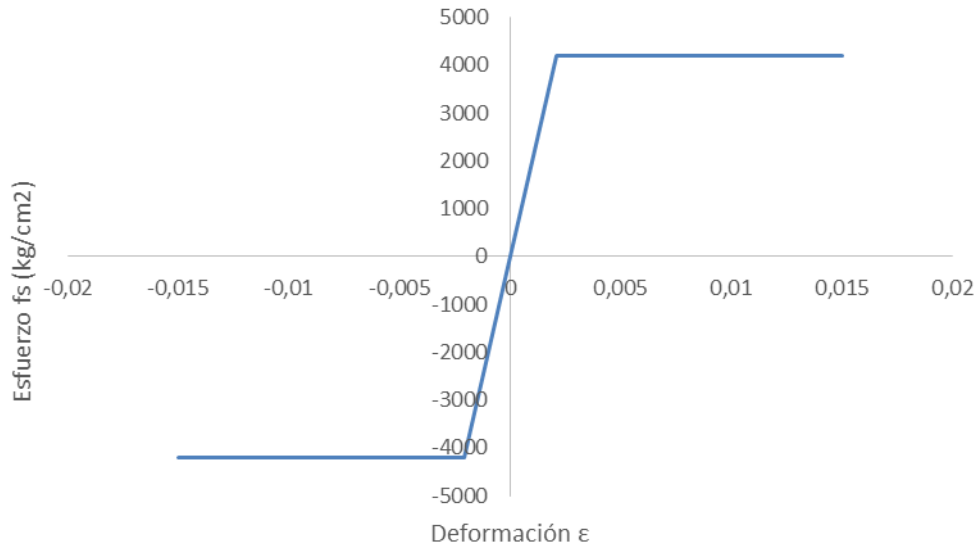


Figura 3.5 Esfuerzo – deformación unitaria para acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

CAPÍTULO IV: MÉTODO

En este capítulo se describe el método tiempo – historia para el sistema pantalla del muro – suelo de relleno, se enumeran las consideraciones tomadas para el método así como sus limitaciones.

4.1 Consideraciones del método

- El análisis se estudiará para 1 metro de longitud de muro.
- Se conocen las características geométricas del muro. Este proyecto no está dirigido a un diseño por estabilidad (volteo, deslizamiento y capacidad de carga) por lo que se asume que la sección cumple con estos requisitos.
- El sistema pantalla – relleno se considera como un sistema de 1 grado de libertad.
- La rigidez de la estructura la aporta la pantalla del muro, solamente hasta una longitud de 2/3 de la altura del muro medidos desde la base.
- La masa concentrada del sistema es la cuña deslizante de Coulomb.
- Las condiciones iniciales del sistema son de reposo; desplazamiento, velocidad y aceleración de cero.
- La variación de la aceleración durante un intervalo de tiempo es constante.

- Se asume un amortiguamiento del sistema del 5%.
- Los materiales se encuentran en la zona elástica.

4.2 Planteamiento del problema

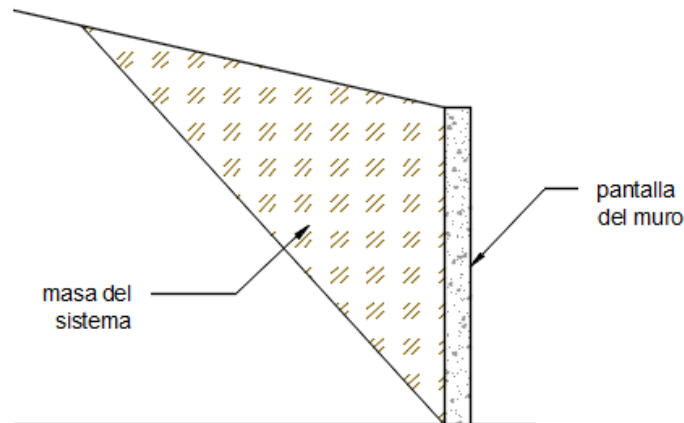


Figura 4.1 Sistema pantalla del muro – suelo de relleno

Al desarrollar un análisis dinámico tiempo – historia es importante conocer la deformación o desplazamientos en una estructura para así obtener fuerzas y momentos (cortante en la base y momento de volcamiento).

La figura 4.1 muestra el sistema pantalla del muro – suelo de relleno, y este es representado por la figura 4.2 como un sistema de un grado de libertad.

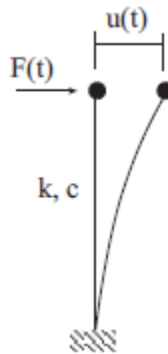


Figura 4.2 Modelo de un sistema de 1 grado de libertad

$$V_b = F(t) = ku \quad (\text{Ec 4.1})$$

$$M_b = V_b h \quad (\text{Ec 4.2})$$

Donde:

k : es la rigidez elástica de la estructura

u : es la respuesta de deformación

h : es la altura en la que se aplica la carga

4.3 Masa del sistema

La masa concentrada del sistema será la de cuña deslizante de Coulomb. Coulomb presentó una teoría de las presiones de tierra activas y pasivas en la cual supuso que la superficie de falla es un plano [1].

En la figura 3.2(a) las fuerzas que actúan en la estabilidad de la cuña probable de falla ABC son: W el peso efectivo de la cuña de suelo, F la resultante de las fuerzas cortante y normal sobre la superficie de falla, la cual está inclinada un ángulo ϕ respecto a la normal dibujada al plano BC y E_a que es la fuerza activa por longitud unitaria de muro.

Del triángulo de fuerzas que se muestra en la Figura 3.2 (b) y por la ley de senos tenemos la siguiente ecuación:

$$E_{a_{est}} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(\frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(i - \alpha) \sin(\beta - \phi)}{\cos^2 \alpha \sin(\beta - i) \sin(90 + \alpha + \delta - \beta + \phi)} \right) \quad (\text{Ec 4.3})$$

De la expresión β , que es el ángulo que forma el plano de falla con respecto a la horizontal de la base del muro, es variable. El valor crítico de β se determina para el empuje activo máximo.

$$\frac{dPa}{d\beta} = 0 \quad (\text{Ec 4.4})$$

Una vez determinado el ángulo crítico de la cuña deslizante, por geometría se puede determinar la superficie de falla, para luego con el peso específico del suelo obtener el peso por metro lineal.

4.4 Rigidez

La rigidez que es la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario, es una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas. La rigidez lateral del sistema de 1 grado de libertad propuesto es:

$$k = \frac{3EI}{H^3} \quad (\text{Ec 4.5})$$

Donde:

E : es el módulo de elasticidad del concreto

I : es la inercia del área efectiva de la sección transversal del muro

H : altura a la que se aplica la carga medida desde la base

H se toma $2/3$ de la altura total medidos desde la base, puesto que la resultante de la masa se concentra a $2/3$ de la altura del muro.

4.5 Limitaciones del método

- El método propuesto no considera la interacción suelo base – estructura.
- En el método se supone la interacción de la masa del suelo de relleno con la pantalla del muro, pero esto no es tan realista puesto que no existiría interacción de la masa con el muro para desplazamientos negativos u opuestos a la presión del suelo.

CAPÍTULO V: RESULTADOS

En este capítulo se aplicará los métodos de M-O y T-H para muros de 2, 3, 4, 6 y 8 metros de altura para obtener esfuerzos y desplazamientos en las estructuras. Además se determina la capacidad última de las estructuras mediante un análisis no lineal de la sección.

5.1 Empuje de tierra estático

Con las propiedades descritas en la tabla 3.2 se obtiene el coeficiente activo de suelo estático K_a con $A_h = A_v = \lambda = 0$, para así obtener el empuje estático del suelo.

$$K_a = 0.258$$

$$Ea_{st} = \frac{1}{2} \gamma K_a H^2 (1m)$$

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Ea_{st} (kg)
M1	2	930
M2	3	2092

M3	4	3719
M4	6	8368
M5	8	14880

Tabla 5.1 Empuje de tierra estática

El espesor de cada muro, se determinó de tal manera que la sección cumpla a corte bajo el empuje de tierra estático amplificado por un factor de 1.6. La capacidad a corte de una sección de hormigón está dado por la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \quad (\text{Ec 5.1})$$

Donde:

f'_c : esfuerzo a compresión del hormigón (kg/cm^2)

b: ancho de la sección (100cm)

d: profundidad efectiva de la sección (cm)

El factor de reducción de resistencia ϕ para el diseño a corte es de 0.75 [15]. El recubrimiento para las estructuras es de 5cm.

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Espesor del muro (cm)	$1.6Ea_{st}$ (kg)	ϕV_c (kg)
M1	2	15.0	1488	6158
M2	3	22.5	3347	10780
M3	4	30.0	5950	15400
M4	6	45.0	13389	24630
M5	8	60.0	23808	33870

Tabla 5.2 Espesor de muro y capacidad a corte de la sección de hormigón

5.2 Masa y Periodo natural del sistema

Para calcular la masa de la estructura se usa la ecuación 4.3 y mediante un proceso iterativo se calcula el ángulo β que es el ángulo que forma el plano de falla con respecto a la horizontal de la base y este es 65.051° . Con este valor el área de la cuña de coulomb se calcula con la ecuación 5.2 y con la ecuación 5.3 tenemos la masa para un 1m de muro.

$$A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(i - \alpha) \cos(\alpha - \beta)}{\cos^2(\alpha) \sin(\beta - i)} \quad (\text{Ec 5.2})$$

$$A = \frac{1}{2} H^2 \frac{\cos(5 - 0) \cos(0 - 65.051)}{\cos^2(0) \sin(65.051 - 5)} = 0.242 H^2$$

$$m = \frac{A \cdot \gamma \cdot (1m)}{g} \quad (\text{Ec 5.3})$$

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Espesor del muro (cm)	Área (m ²)	masa (kg.s ² /cm)
M1	2	15.0	0.970	1.780
M2	3	22.5	2.182	4.004
M3	4	30.0	4.880	7.119
M4	6	45.0	8.729	16.017
M5	8	60.0	15.519	28.475

Tabla 5.3 Masa para cada sistema

Con las masas definidas, se calcula la rigidez lateral con la ecuación 4.5, para determinar el periodo natural T_n de cada estructura.

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Espesor del muro (cm)	Inercia (x10 ⁴ cm ⁴)	Rigidez k (kg/cm)	Periodo natural Tn (s)
M1	2	15.0	2.813	8327	0.092
M2	3	22.5	9.492	8327	0.138
M3	4	30.0	22.500	8327	0.184
M4	6	45.0	75.940	8327	0.276
M5	8	60.0	180.000	8327	0.367

Tabla 5.4 Rigidez y periodo natural

5.3 Carga dinámica (sismo de 16 de abril de 2016)

El espectro de respuesta (para un acelerograma dado) puede definirse como los máximos valores de respuesta de un sistema en función del periodo. Para la construcción del espectro de pseudo – aceleración se siguieron los siguientes pasos:

1. Definir numéricamente la aceleración $\ddot{u}_g(t)$
2. Seleccionar un amortiguamiento ($\zeta = 5\%$)
3. Seleccionar un periodo natural T_n
4. Calcular la respuesta de deformación $u(t)$ mediante el método de interpolación de la carga
5. Determinar la deformación D máxima absoluta de $u(t)$
6. Determinar la pseudo – aceleración con $A = w_n^2 \cdot D$
7. Repetir los pasos del 3 al 6 para un rango de T_n

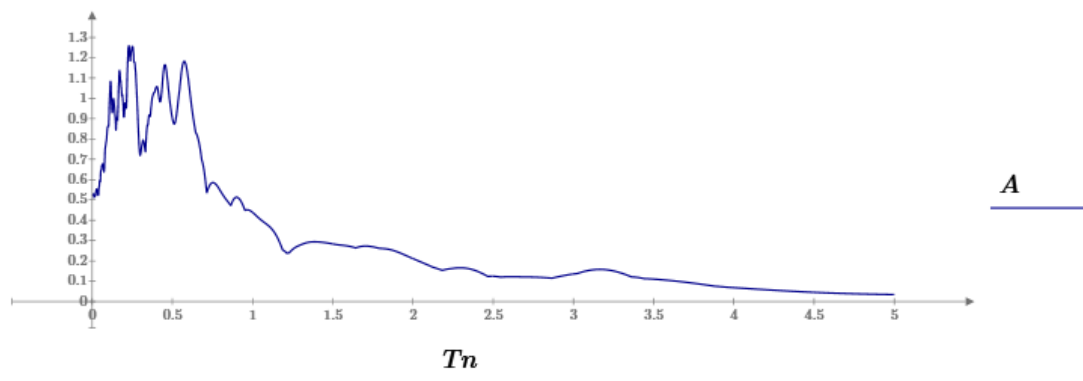


Figura 5.1 Espectro de respuesta del sismo del 16 de abril del 2016

La figura 5.1 muestra el espectro de respuesta del sismo tomado por la estación AMNT, la misma que registró un PGA de 514.263 cm/s^2 . En la figura 3.3 se puede observar que el espectro de respuesta es ligeramente menor al espectro de diseño de la NEC-2015 para un suelo tipo D. Para que el sismo represente al menos el espectro de diseño para un periodo de retorno de 475 años se escalará el espectro de respuesta, con el 5% de amortiguamiento, para que el movimiento no sea menor que el espectro de diseño durante periodos desde $0.2T$ a $1.5T$ [16], donde T es el periodo natural de la estructura. A continuación se resumen los pasos a seguir para escalar el sismo en el rango de $0.2T - 1.5T$.

1. Calcular el periodo natural de la estructura T_n
2. Escalar el movimiento del suelo de tal manera que este tenga la misma aceleración espectral que la del espectro de diseño en el periodo natural de vibración de la estructura.

3. Con los nuevos valores de aceleración del suelo, calcular los diferentes factores de escala que hay desde $0.2T$ hasta $1.5T$, y determinar la mayor diferencia y con este valor escalar el sismo, de tal manera que el movimiento del suelo sea mayor o igual al espectro de diseño en el rango de $0.2T - 1.5T$.

A continuación se muestran los sismos escalados para cada estructura.

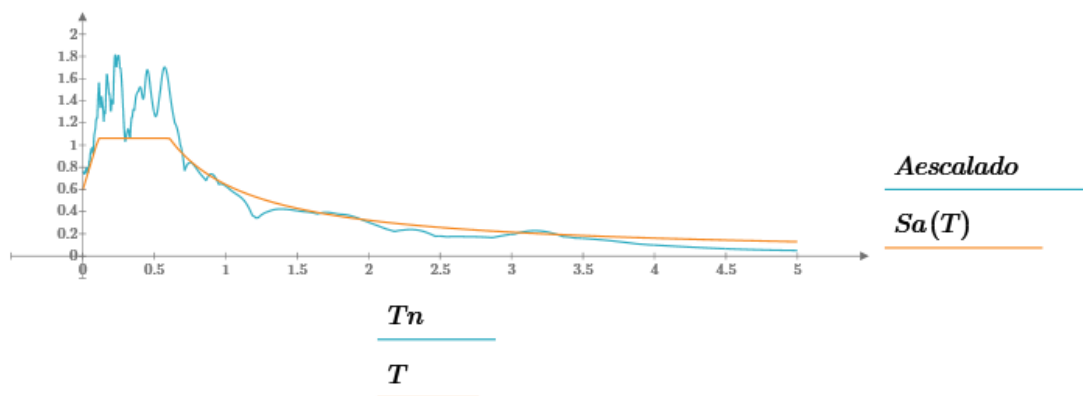


Figura 5.2 Espectro de respuesta escalado para el muro de 2 metros.

En la figura 5.2 se puede observar el espectro de respuesta escalado con un periodo natural de vibración de 0.092 segundos. La aceleración del suelo que representa este espectro tiene un PGA de 740.659 cm/s^2 ($0.755g$).

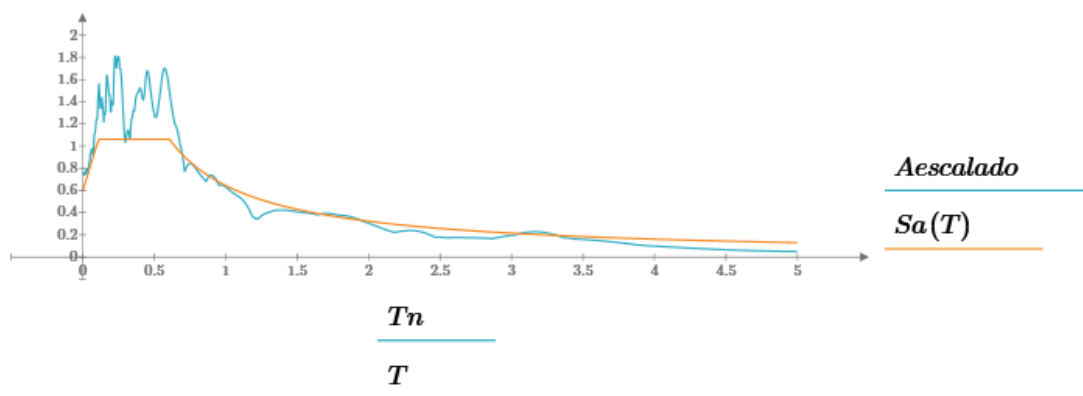


Figura 5.3 Espectro de respuesta escalado para el muro de 3 metros.

En la figura 5.3 se puede observar el espectro de respuesta escalado con un periodo natural de vibración de 0.138 segundos. La aceleración del suelo que representa este espectro tiene un PGA de 740.659 cm/s^2 ($0.755g$).

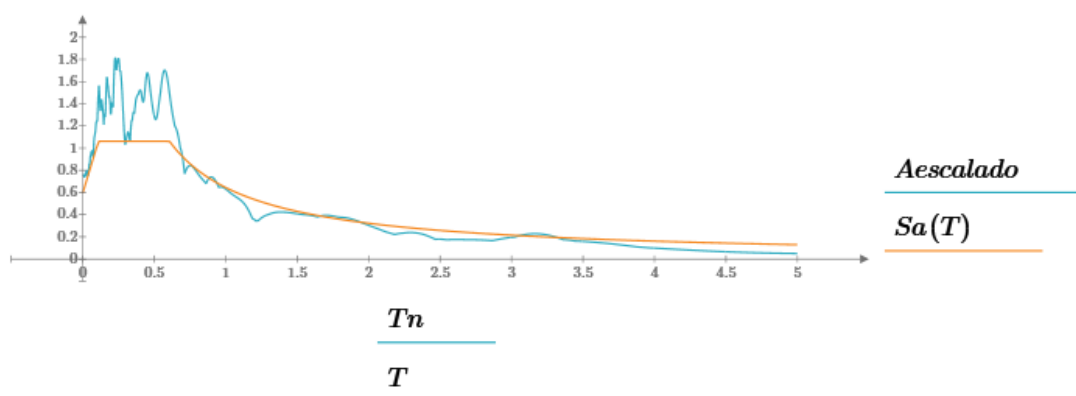


Figura 5.4 Espectro de respuesta escalado para el muro de 4 metros.

En la figura 5.4 se puede observar el espectro de respuesta escalado con un periodo natural de vibración de 0.184 segundos. La aceleración del suelo que representa este espectro tiene un PGA de 740.659 cm/s^2 ($0.755g$).

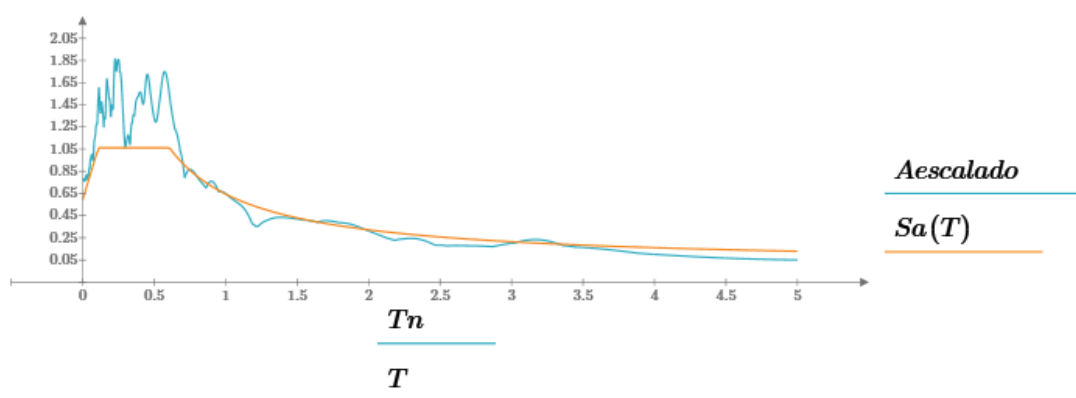


Figura 5.5 Espectro de respuesta escalado para el muro de 6 metros.

En la figura 5.5 se puede observar el espectro de respuesta escalado con un periodo natural de vibración de 0.276 segundos. La aceleración del suelo que representa este espectro tiene un PGA de 761.128 cm/s^2 ($0.776g$).

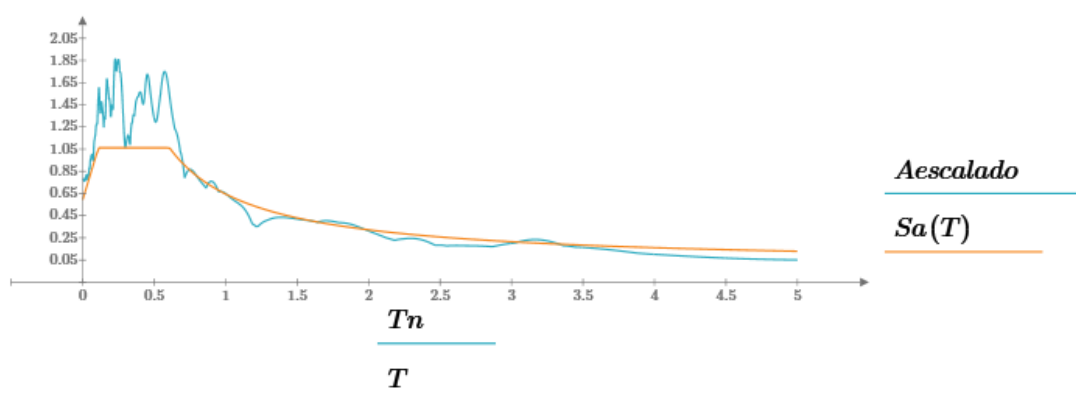


Figura 5.6 Espectro de respuesta escalado para el muro de 8 metros.

En la figura 5.5 se puede observar el espectro de respuesta escalado con un periodo natural de vibración de 0.367 segundos. La aceleración del suelo que representa este espectro tiene un PGA de 761.128 cm/s^2 (0.776g).

5.4 Análisis Tiempo – Historia

Con los espectros de respuesta mostrados en las figuras de la 5.2 a la 5.6 se obtienen los valores de pseudo – aceleración con cada periodo natural de las 5 estructuras y así obtener el desplazamiento y la fuerza que actúa.

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Periodo natural T_n (s)	Pseudo – aceleración (g)	Desplazamiento (cm)	Fuerza (kg)
M1	2	0.092	1.193	0.250	2083
M2	3	0.138	1.387	0.654	5446
M3	4	0.184	1.474	1.236	10290
M4	6	0.276	1.560	2.944	24510
M5	8	0.367	1.413	4.739	39460

Tabla 5.5 Desplazamiento y fuerza obtenidos por el análisis $T - H$

La fuerza dinámica por el análisis $T - H$ es en promedio 2.7 veces más grande que el empuje estático del suelo.

5.5 Método de Mononobe – Okabe

A partir de los espectros de respuesta escalados en el punto 5.3, se tienen los valores máximos de aceleración del suelo, los mismos que se resumen en la tabla 5.6. de aceleración mostrado en la figura 3.2, Además se calcula el coeficiente pseudoestático horizontal de aceleración que es el PGA del sismo y para el coeficiente pseudoestático vertical de aceleración se sigue la ecuación 2.2.

Muro Tipo	Altura del muro (m)	PGA (cm/s ²)	A _h	A _v
M1	2	740.659	0.755	0.503
M2	3	740.659	0.755	0.503
M3	4	740.659	0.755	0.503
M4	6	761.128	0.776	0.517
M5	8	761.128	0.776	0.517

Tabla 5.6 Coeficientes pseudoestáticos de aceleración horizontal y vertical

Con las propiedades descritas en la tabla 3.2 y con los coeficientes pseudoestáticos horizontal y vertical de la tabla 5.6 se obtiene el coeficiente activo de suelo dinámico C_a con la ecuación 2.5, para así obtener el empuje dinámico del suelo y el incremento dinámico.

$$Ea_{dyn} = \frac{1}{2} \gamma C_a H^2 (1m)$$

$$Ea_d = Ea_{dyn} - Ea_{st}$$

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Ea_{dyn} (kg)	Ea_d (kg)	Desplazamiento (cm)
M1	2	5647	4718	0.567
M2	3	12710	10610	1.275
M3	4	22590	18870	2.266
M4	6	53460	45090	5.415
M5	8	95040	80160	9.627

Tabla 5.7 Desplazamiento y fuerza obtenidos por el análisis M – O

El empuje dinámico por el método M – O es 5.20 veces más grande que el empuje estático del suelo.

5.6 Diagrama Momento – Curvatura (M- ϕ)

El acero de refuerzo para cada muro se muestra en la tabla 5.7 y se determinó de tal manera que la sección cumpla a momento bajo las cargas: empuje de tierra estático más empuje de tierra dinámico obtenido por el método de T – H. La capacidad a flexión de una sección de hormigón está dado por la siguiente ecuación:

$$\phi M_n = \phi \cdot f_y \cdot A_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

f_y : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

A_s : Área de acero de refuerzo a flexión

d : profundidad efectiva de la sección

a : altura del bloque de compresión

El factor de reducción de resistencia ϕ para el diseño a flexión es de 0.90 [15]. El recubrimiento para las estructuras es de 5cm.

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Espesor del muro (cm)	Refuerzo a flexión en 1m de ancho de muro	A_s (cm ²)
M1	2	15.0	10 ϕ 12mm	11.31
M2	3	22.5	10 ϕ 18mm	25.45
M3	4	30.0	10 ϕ 25mm	49.09
M4	6	45.0	20 ϕ 28mm	123.15
M5	8	60.0	20 ϕ 36mm	203.58

Tabla 5.7 Acero de refuerzo a flexión

Para obtener la curva momento – curvatura, para una sección de hormigón armado, se resumen a continuación los pasos a seguir:

1. Asignar un valor de deformación unitaria en la fibra del hormigón (entre 0 y 0.0035) y a partir de este calcular la curvatura ($1/r$) que es la tangente del ángulo que forma el plano de deformación unitaria de una sección con respecto a la vertical.
2. Tomar un valor de profundidad del eje neutro x_n medido desde la cara superior de la sección transversal.
3. Con los valores de deformación unitaria y profundidad del eje neutro, se calcula los esfuerzos internos.
4. Se calcula el error relativo entre las fuerzas a compresión y tensión internas.
5. Se compara este error relativo con una tolerancia definida.
6. Si el valor del error relativo es menor al de la tolerancia, se calcula el momento flector interno
7. El par ordenado ($1/r, M$) es un punto de la curva Momento – Curvatura
8. Si el error relativo es mayor a la tolerancia se regresa al paso 2.

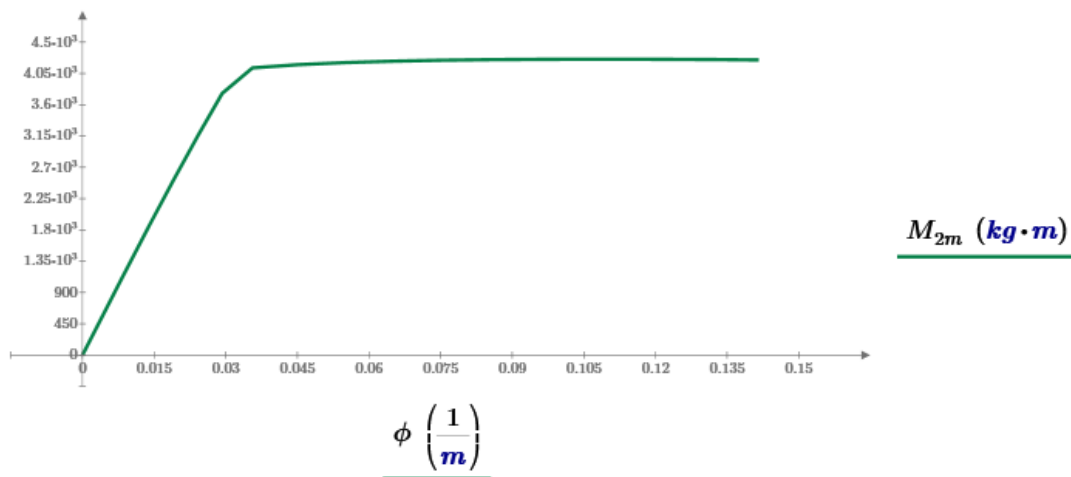


Figura 5.7 Curva $M-\phi$ para la sección del muro de 2m

En la figura 5.7 se observa que su punto de fluencia es dado por las coordenadas (0.036/m , 4131kg-m) y el punto de falla del hormigón está dado por las siguientes coordenadas (0.142/m , 4245kg-m). Por lo tanto la capacidad de ductilidad por curvatura es:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.142}{0.036} = 3.978$$

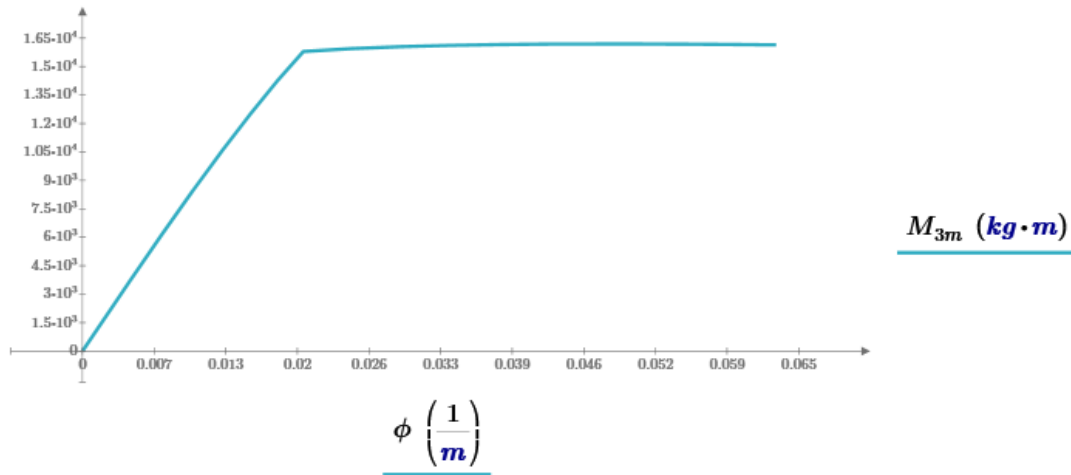


Figura 5.8 Curva $M-\phi$ para la sección del muro de 3m

En la figura 5.8 se observa que su punto de fluencia es dado por las coordenadas (0.02/m , 15790kg-m) y el punto de falla del hormigón está dado por las siguientes coordenadas (0.063/m , 16140kg-m). Por lo tanto la capacidad de ductilidad por curvatura es:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.063}{0.020} = 3.141$$

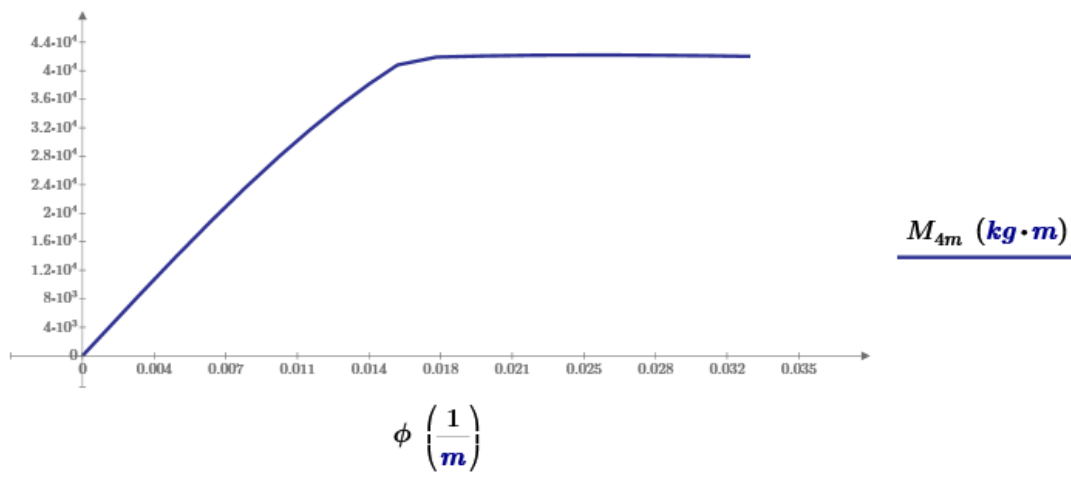


Figura 5.9 Curva $M-\phi$ para la sección del muro de 4m

En la figura 5.9 se observa que su punto de fluencia es dado por las coordenadas (0.015/m , 40810kg-m) y el punto de falla del hormigón está dado

por las siguientes coordenadas (0.033/m , 4202kg-m). Por lo tanto la capacidad de ductilidad por curvatura es:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.014}{0.042} = 2.121$$

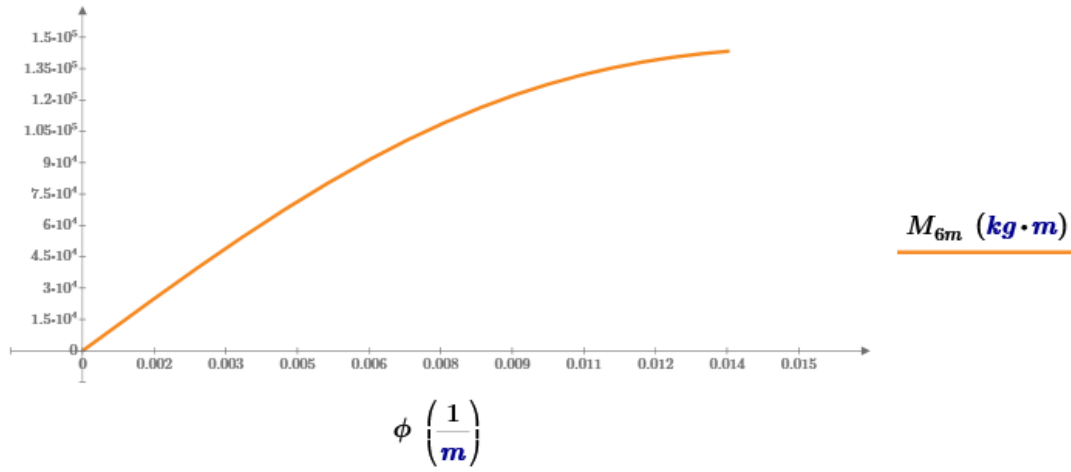


Figura 5.10 Curva $M-\phi$ para la sección del muro de 6m

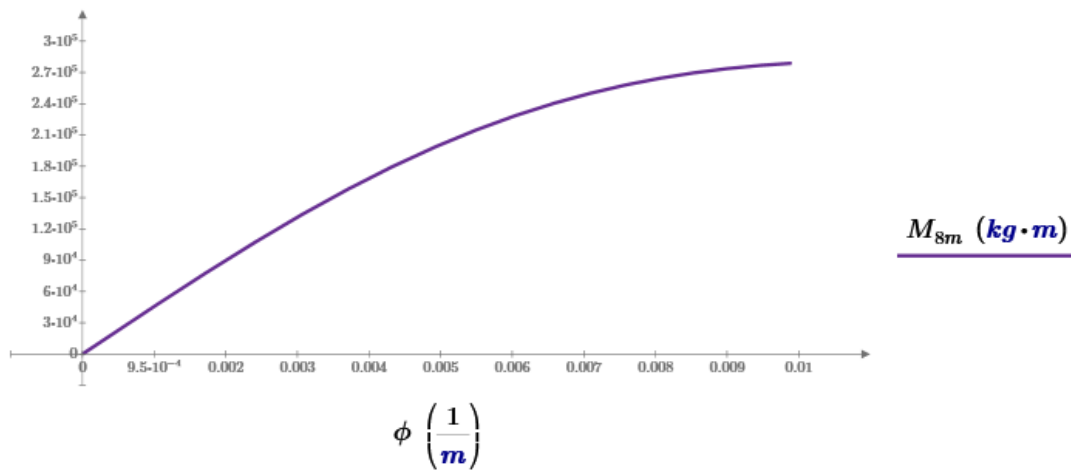


Figura 5.11 Curva $M-\phi$ para la sección del muro de 8m

En las figuras 5.10 y 5.11 se observa que con la cuantía propuesta en la tabla 5.6 para estas 2 estructuras, el acero no fluye antes de que el hormigón alcance su capacidad última. Por lo tanto la sección no tiene ductilidad y tendrían una falla frágil para estas 2 estructuras.

Para entender mejor esto en la tabla 5.7 se presenta el porcentaje de la cuantía usada con respecto a la cuantía balanceada.

La cuantía ρ es el cociente entre la sección transversal de acero y la sección efectiva de hormigón. La cuantía balanceada ρ_b es la cuantía de acero que provoca la deformación unitaria máxima permitida en el hormigón de compresión, y que el acero de tracción empiece a fluir [15].

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$
$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{\varepsilon_{u_c}}{\frac{f_y}{E_s} + \varepsilon_{u_c}}$$

Donde:

β_1 : factor para calcular el bloque de compresión equivalente del hormigón. Este valor puede ser tomado como 0.85 para f'_c entre 17 y 28MPa [15]

E_s : módulo de elasticidad del acero

f'_c : esfuerzo a compresión del hormigón

f_y : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

ε_{u_c} : deformación unitaria máxima permitida en el hormigón

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Espesor del muro (cm)	Cuantía ρ	Cuantía balanceada ρ_b	% ρ_b que se está usando
M1	2	15.0	0.011	0.026	43
M2	3	22.5	0.015	0.026	55
M3	4	30.0	0.020	0.026	75
M4	6	45.0	0.031	0.026	117
M5	8	60.0	0.037	0.026	141

Tabla 5.8 Porcentaje de cuantía usada con respecto a la cuantía balanceada

En la tabla 5.8 se puede ver que el acero de refuerzo usado para los muros de 6 y 8 metros de altura, se supera la cuantía balanceada y por eso el acero no fluye. Por lo tanto se debe cambiar la cantidad de acero, la sección o las dos.

Por lo tanto se procede a cambiar el espesor y acero para los muros de 6 y 8 metros de altura como se indica en la tabla 5.9 de tal manera q no superen el 75% de la cuantía balanceada.

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Espesor del muro (cm)	Refuerzo a flexión en 1m de ancho de muro	cuantía ρ
M1	2	15.0	10 ϕ 12mm	0.011
M2	3	22.5	10 ϕ 18mm	0.015
M3	4	30.0	10 ϕ 25mm	0.020
M4	6	60.0	10 ϕ 30mm	0.013
M5	8	80.0	10 ϕ 43mm	0.019

Tabla 5.9 Espesor y acero para los muros de 6 y 8 metros

Al aumentar la sección, tenemos una rigidez mayor y otro periodo natural de la estructura más pequeño, estos datos se presentan en la tabla 5.10

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Espesor del muro (cm)	Inercia ($\times 10^4 \text{ cm}^4$)	Rigidez k (kg/cm)	Periodo natural Tn (s)
M1	2	15.0	2.813	8327	0.092
M2	3	22.5	9.492	8327	0.138
M3	4	30.0	22.500	8327	0.184
M4	6	60.0	180.000	19740	0.179
M5	8	80.0	426.700	19740	0.239

Tabla 5.10 Rigidez y periodo natural para los muros de 6 y 8 metros

En la figura 5.12 se muestran los sismos escalados para las estructuras de 6 y 8 metros con sus nuevos periodos naturales de vibración de 0.23 y 0.40 segundos respectivamente.

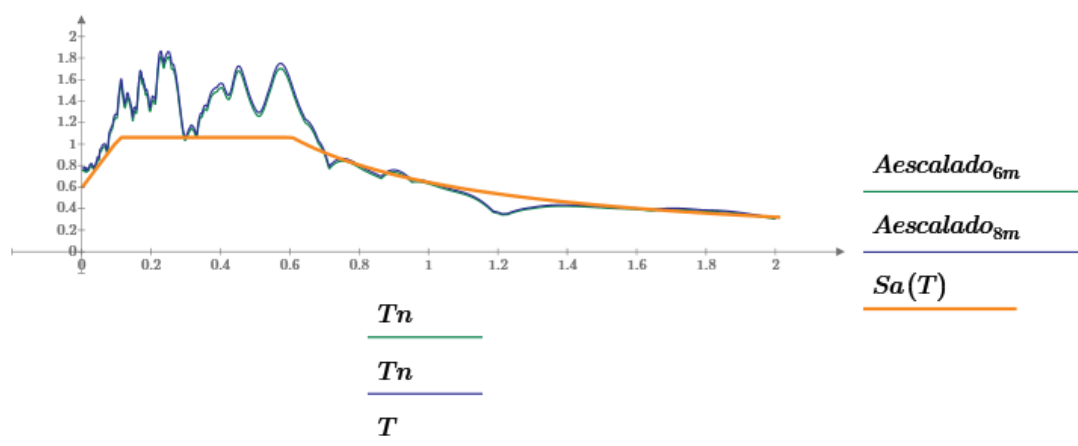


Figura 5.12 Espectros de respuesta escalados para los muros de 6 y 8 metros.

Los resultados del análisis tiempo – historia con las nuevas condiciones se resumen en la tabla 5.11. La fuerza dinámica, de los muros de 6 y 8 metros de altura, por el análisis T – H es en promedio 3.11 veces más grande que el empuje estático del suelo.

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Periodo natural T_n (s)	Pseudo – aceleración (g)	Desplazamiento (cm)	Fuerza (kg)
M1	2	0.092	1.193	0.250	2083
M2	3	0.138	1.387	0.654	5446
M3	4	0.184	1.474	1.236	10290
M4	6	0.179	1.541	1.226	24210
M5	8	0.239	1.782	2.522	49780

Tabla 5.11 Desplazamiento y fuerza obtenidos por el análisis T – H muros de 6 y 8 metros

La máxima aceleración del suelo (PGA) que representa cada espectro escalado de la figura 5.12 es de 740.659 cm/s^2 para la estructura de 6 metros, es el mismo PGA de las estructuras de 2, 3 y 4 metros, y 761.128 cm/s^2 para la estructura de 8 metros, con estos valores obtenemos el empuje dinámico y desplazamiento por el método M-O que se resume en la tabla 5.12.

Muro Tipo	Altura del muro (m)	Ea_{dyn} (kg)	Ea_d (kg)	Desplazamiento (cm)
M1	2	5647	4718	0.567
M2	3	12710	10610	1.275

M3	4	22590	18870	2.266
M4	6	50830	42460	2.151
M5	8	95040	80160	4.061

Tabla 5.12 Desplazamiento y fuerza obtenidos por el análisis M – O muros de 6 y 8 metros

Por lo tanto los diagramas de momento curvatura para las estructuras de 6 y 8 metros de altura con las características de la tabla 5.9 se presentan a continuación:

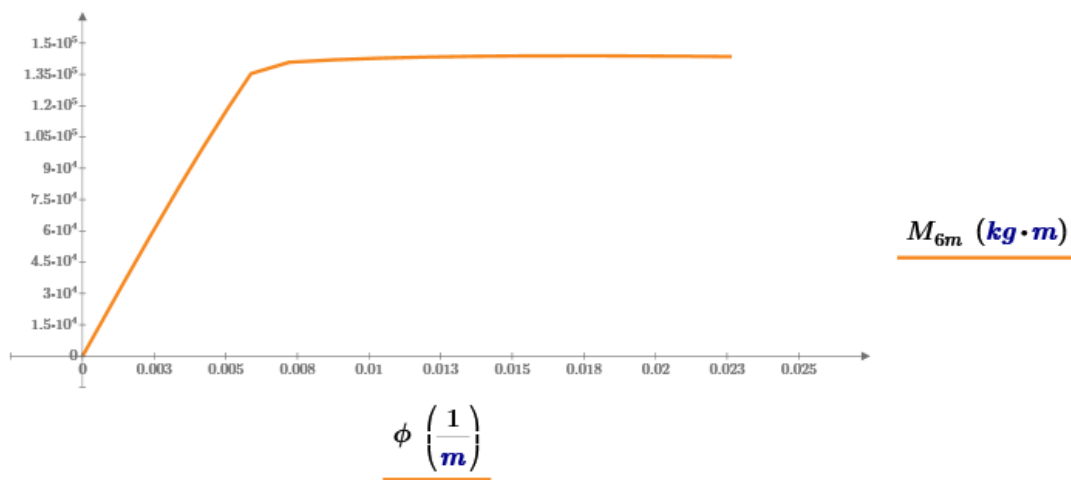


Figura 5.13 Curva M- ϕ para el muro de 6 metros con cuantía de 0.013

En la figura 5.13 el punto de fluencia del acero está dado por las coordenadas (0.006/m , 135400kg-m) y el punto de falla del hormigón está dado por las siguientes coordenadas (0.023/m , 143500kg-m). Por lo tanto la capacidad de ductilidad por curvatura es:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.023}{0.006} = 3.851$$

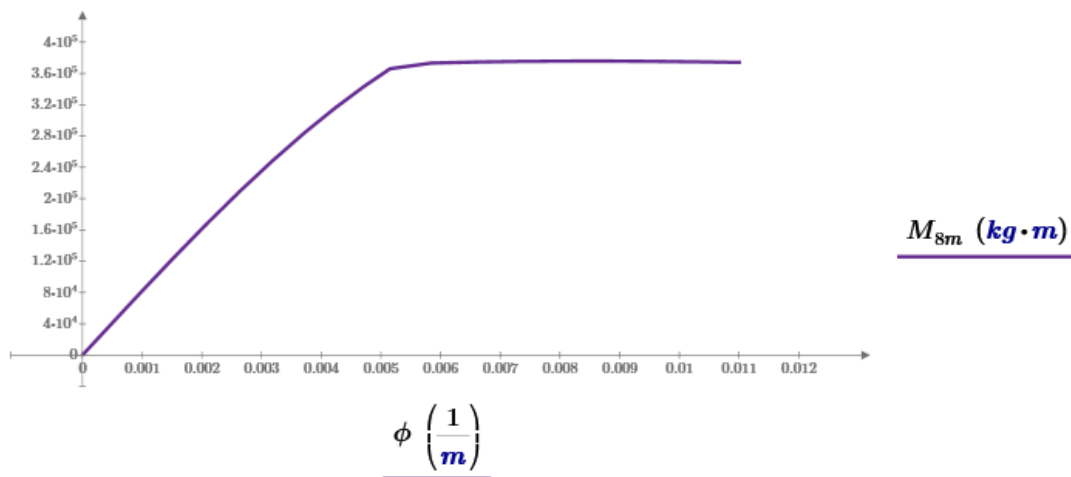


Figura 5.14 Curva $M-\phi$ para el muro de 8 metros con cuantía de 0.019

En la figura 5.14 el punto de fluencia del acero está dado por las coordenadas (0.005/m , 366000kg-m) y el punto de falla del hormigón está dado por las siguientes coordenadas (0.011/m , 374100kg-m). Por lo tanto la capacidad de ductilidad por curvatura es:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.011}{0.005} = 2.141$$

5.7 Curva de capacidad

Para construir la curva de capacidad se usará los diagramas de $M-\phi$, para determinar la rigidez de la estructura en la parte elástica y en la parte plástica.

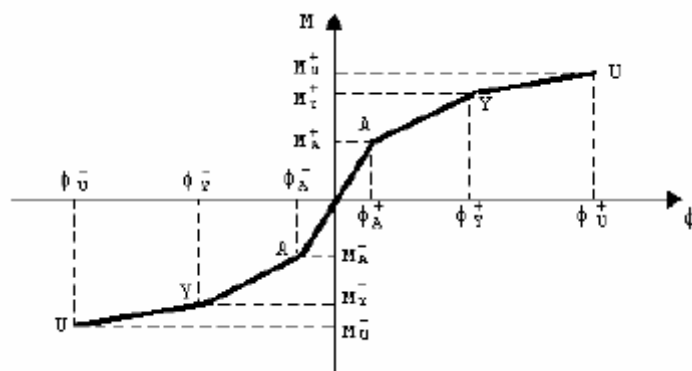


Figura 5.15 Modelo $M-\phi$ trilineal

Para el modelo de la figura 5.15 se tienen tres rigideces a flexión, para cada rama del modelo y estas son:

$$(EI)_0 = \frac{M_A}{\phi_A}$$

$$(EI)_1 = \frac{M_Y - M_A}{\phi_Y - \phi_A}$$

$$(EI)_2 = \frac{M_U - M_Y}{\phi_U - \phi_Y}$$

Para la rama que corresponde al rango elástico $(EI)_0$ hasta q el hormigón llega a su máximo esfuerzo a tracción, luego la rigidez disminuye con una rigidez de $(EI)_1$ hasta que el acero alcanza su límite de fluencia, y finalmente la rigidez disminuye notablemente a un valor de $(EI)_2$ hasta cuando el hormigón a compresión llega a su máxima deformación unitaria [9]. Una de las consideraciones para la construcción del diagrama M- ϕ es q se desprecia la colaboración del hormigón a tracción porque es casi nulo su aporte, por lo tanto las rigideces a flexión son:

$$(EI)_1 = \frac{M_Y}{\phi_Y}$$

$$(EI)_2 = \frac{M_U - M_Y}{\phi_U - \phi_Y}$$

A continuación se muestran las curvas de capacidad (Fuerza – desplazamiento) para las 5 estructuras:

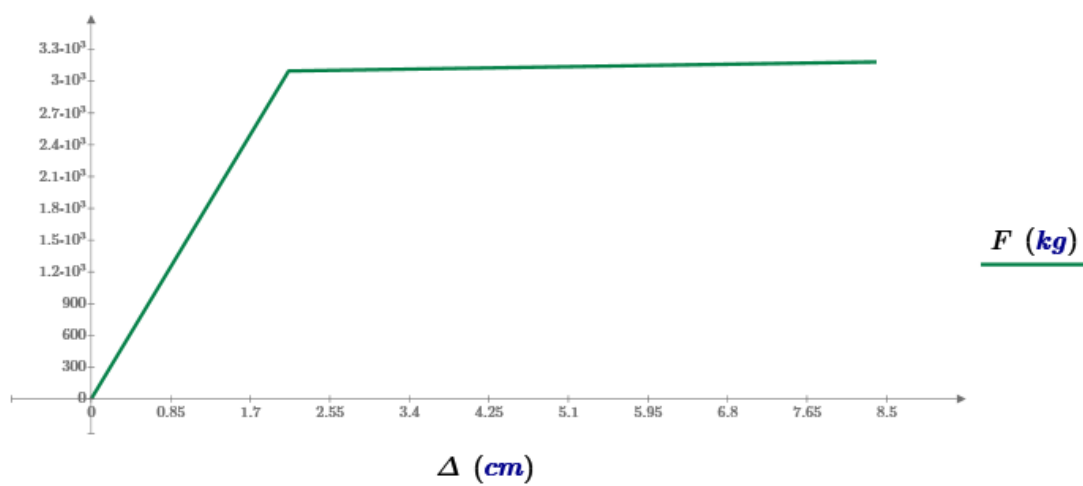


Figura 5.15 Curva de capacidad para el muro de 2 metros

En la figura 5.15 se puede observar que la estructura fluye en 3098kg y el desplazamiento máximo que la estructura puede alcanzar es 18.887cm. Con la fuerza producida por el sismo de 2083kg, determinada por T-H, se provoca un desplazamiento de 1.419cm con la curva de capacidad. Esta diferencia de desplazamiento con respecto al determinado con una rigidez elástica, como se muestra en la tabla 5.11, se debe a la diferencia de inercias, puesto que en un análisis no lineal la inercia de la estructura disminuye como se muestra a continuación:

Inercia elástica:

$$I_e = \frac{1}{12} \cdot 100\text{cm} \cdot 15\text{cm}^3 = 2.813 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Inercia no lineal obtenida por el diagrama M-φ:

$$I_{NL} = 2.983 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto la inercia elástica es 9.429 veces mayor a la inercia obtenida por un análisis no lineal.

Con la fuerza estática se produce un desplazamiento de 0.634cm, mientras que la fuerza resultante de la suma de la dinámica por T-H más la estática provoca un desplazamiento de 2.052cm, es decir 3.24 veces mayor.

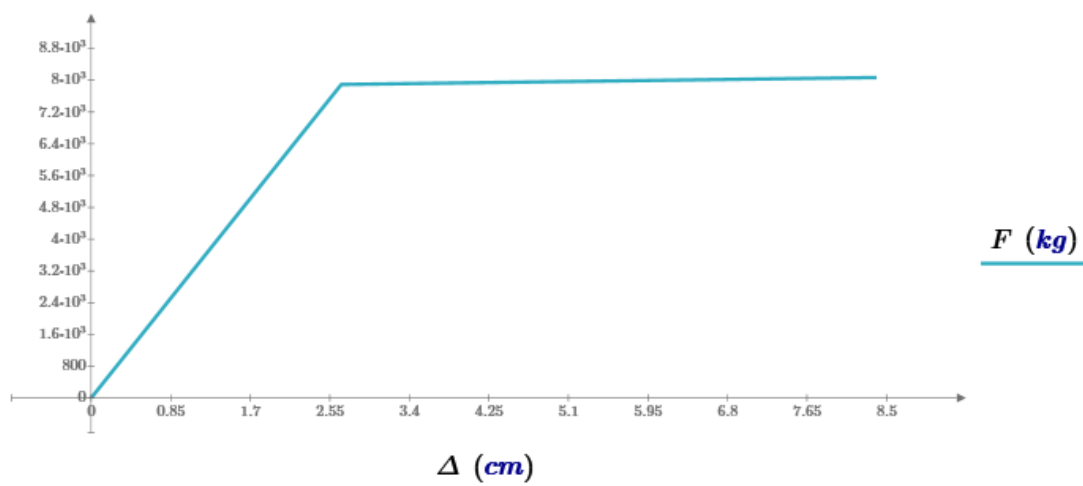


Figura 5.16 Curva de capacidad para el muro de 3 metros

En la figura 5.16 se puede observar que la estructura fluye en 7897kg y el desplazamiento máximo que la estructura puede alcanzar es 8.394cm. Con la fuerza producida por el sismo de 5446kg, determinada por T-H, se provoca un

desplazamiento de 1.843cm con la curva de capacidad. Esta diferencia de desplazamiento con respecto al determinado con una rigidez elástica, como se muestra en la tabla 5.11, se debe a la diferencia de inercias, puesto que en un análisis no lineal la inercia de la estructura disminuye como se muestra a continuación:

Inercia elástica:

$$I_e = \frac{1}{12} \cdot 100cm \cdot 22.5cm^3 = 2.492 \cdot 10^4 cm^4$$

Inercia no lineal obtenida por el diagrama M-φ:

$$I_{NL} = 2.027 \cdot 10^4 cm^4$$

Por lo tanto la inercia elástica es 4.684 veces mayor a la inercia obtenida por un análisis no lineal.

Con la fuerza estática se produce un desplazamiento de 0.708cm, mientras que la fuerza resultante de la suma de la dinámica por T-H más la estática provoca un desplazamiento de 2.551cm, es decir 3.60 veces mayor.

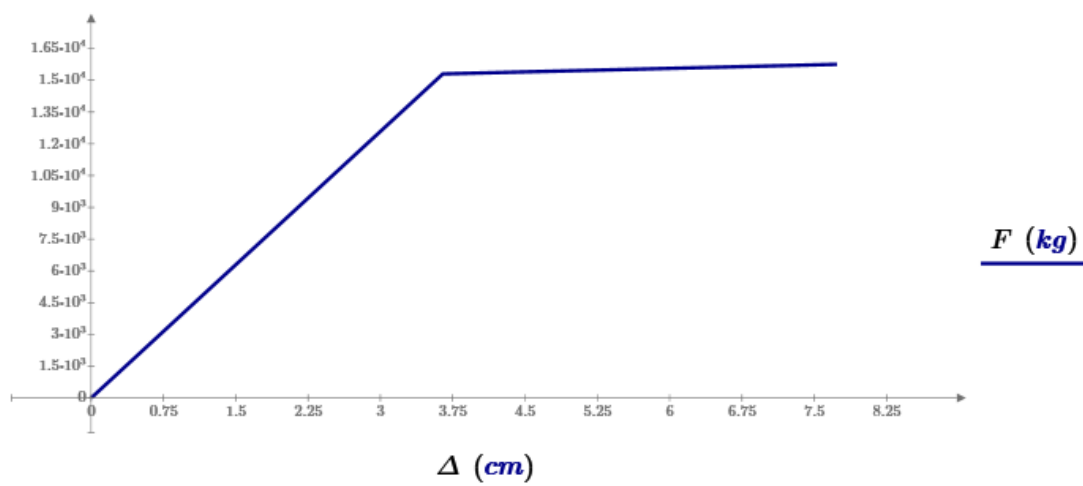


Figura 5.17 Curva de capacidad para el muro de 4 metros

En la figura 5.17 se puede observar que la estructura fluye en 15310kg y el desplazamiento máximo que la estructura puede alcanzar es 7.736cm. Con la fuerza producida por el sismo de 10290kg, determinada por T-H, se provoca un desplazamiento de 2.452cm con la curva de capacidad. Esta diferencia de desplazamiento con respecto al determinado con una rigidez elástica, como se muestra en la tabla 5.11, se debe a la diferencia de inercias, puesto que en un

análisis no lineal la inercia de la estructura disminuye como se muestra a continuación:

Inercia elástica:

$$I_e = \frac{1}{12} \cdot 100\text{cm} \cdot 30\text{cm}^3 = 2.25 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Inercia no lineal obtenida por el diagrama M-φ:

$$I_{NL} = 6.822 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto la inercia elástica es 3.298 veces mayor a la inercia obtenida por un análisis no lineal.

Con la fuerza estática se produce un desplazamiento de 0.886cm, mientras que la fuerza resultante de la suma de la dinámica por T-H más la estática provoca un desplazamiento de 3.338cm, es decir 3.77 veces mayor.

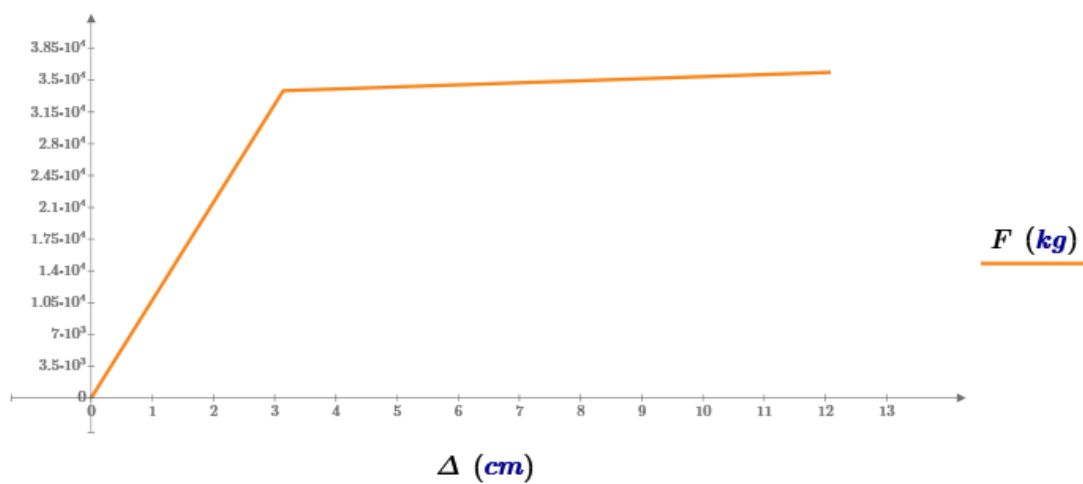


Figura 5.18 Curva de capacidad para el muro de 6 metros

En la figura 5.18 se puede observar que la estructura fluye en 33860kg y el desplazamiento máximo que la estructura puede alcanzar es 12.088cm. Con la fuerza producida por el sismo de 24210kg, determinada por T-H, se provoca un desplazamiento de 2.26cm con la curva de capacidad. Esta diferencia de desplazamiento con respecto al determinado con una rigidez elástica, como se muestra en la tabla 5.11, se debe a la diferencia de inercias, puesto que en un análisis no lineal la inercia de la estructura disminuye como se muestra a continuación:

Inercia elástica:

$$I_e = \frac{1}{12} \cdot 100\text{cm} \cdot 60\text{cm}^3 = 1.80 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Inercia no lineal obtenida por el diagrama M-φ:

$$I_{NL} = 5.918 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto la inercia elástica es 3.041 veces mayor a la inercia obtenida por un análisis no lineal.

Con la fuerza estática se produce un desplazamiento de 0.776cm, mientras que la fuerza resultante de la suma de la dinámica por T-H más la estática provoca un desplazamiento de 3.02cm, es decir 3.89 veces mayor.

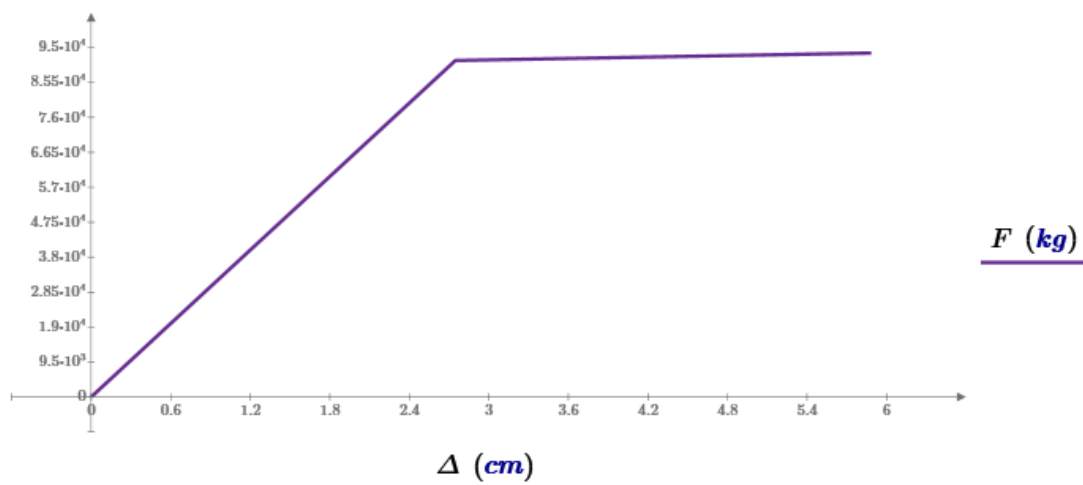


Figura 5.19 Curva de capacidad para el muro de 8 metros

En la figura 5.19 se puede observar que la estructura fluye en 91500kg y el desplazamiento máximo que la estructura puede alcanzar es 5.884cm. Con la fuerza producida por el sismo de 49780kg, determinada por T-H, se provoca un desplazamiento de 1.495cm con la curva de capacidad. Esta diferencia de desplazamiento con respecto al determinado con una rigidez elástica, como se muestra en la tabla 5.11, se debe a la diferencia de inercias, puesto que en un análisis no lineal la inercia de la estructura disminuye como se muestra a continuación:

Inercia elástica:

$$I_e = \frac{1}{12} \cdot 100\text{cm} \cdot 80\text{cm}^3 = 4.267 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

Inercia no lineal obtenida por el diagrama M- ϕ :

$$I_{NL} = 1.827 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

Por lo tanto la inercia elástica es 2.336 veces mayor a la inercia obtenida por un análisis no lineal.

Con la fuerza estática se produce un desplazamiento de 0.447cm, mientras que la fuerza resultante de la suma de la dinámica por T-H más la estática provoca un desplazamiento de 1.942cm, es decir 4.34 veces mayor.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES

1. El espectro de respuesta del sismo registrado el 16 de abril de 2016 obtenido de la estación AMNT ubicada en la provincia de Manabí, se asemeja al espectro de diseño de la NEC – 2015 con un tipo de suelo D como se muestra en la figura 3.3. Ligeramente menor para periodos altos.
2. La fuerza dinámica, representada por el sismo del 16 de abril de 2016 en Pedernales, obtenida por el análisis T – H propuesto es en promedio 2.7 veces más grande que el empuje estático del suelo. Por otra parte el empuje dinámico obtenido por el método M – O es 5.1 veces más grande que el empuje estático del suelo.
3. La fuerza dinámica obtenida por el método de M-O es en promedio 1.9 veces más grande que la obtenida por el análisis T-H. Por lo tanto las consideraciones tomadas para el método propuesto no son suficientes puesto que el método M-O tiene una respuesta mucho mayor al sismo de Pedernales. Se recomienda tomar en cuenta las limitaciones del método propuesto, sobre todo la interacción del suelo de relleno puesto que no existiría interacción de la masa con el muro para desplazamientos negativos u opuestos a la presión del suelo.
4. Con la geometría y cantidad de acero de refuerzo que se muestra en la tabla 5.6 se obtuvo que la mayor ductilidad fue de 3.978 para el muro de 2 metros de altura, y este valor de ductilidad fue disminuyendo mientras más alto es el muro. Para los muros de 6 y 8 metros, con una cuantía de 1.17 y 1.41 de la cuantía balanceada respectivamente, el acero de refuerzo nunca alcanzó su fluencia por lo que se recomienda que este tipo de estructuras tengan una gran capacidad de ductilidad para que puedan disipar la mayor cantidad de energía y así la estructura no se comporte como un elemento frágil.
5. Con las curvas de capacidad se determinó el desplazamiento de las estructuras bajo cargas dinámicas obtenidas por el análisis T-H, este desplazamiento difiere del obtenido con la rigidez elástica. Esta diferencia se debe a que en las curvas de capacidad el hormigón se agrieta y su inercia disminuye. En promedio de las estructuras de 3, 4, 6 y 8 metros la inercia elástica es 3.33 veces mayor a la inercia obtenida por un análisis no lineal de la sección. Para la estructura de 2 metros la inercia elástica es 9.429 veces mayor a la obtenida por un análisis no lineal de la sección, esta es mucho mayor a las anteriores estructuras.

6. Los desplazamientos obtenidos por la fuerza resultante de la carga dinámica por T-H más la carga estática es 3.77 veces mayor al desplazamiento que se produce por solamente por la carga estática. Es importante esto para tener control en las estructuras con las derivas.

CAPÍTULO VII: BIBLIOGRAFÍA

- [1] B. Das, *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*, vol. 53, no. 9. 2013.
- [2] S. Swami, *Analysis and Design of Foundation and Retaining Structures Subjected to Seismic Loads.pdf*. 2012.
- [3] D. Choudhury and S. Nimbalkar, "Discussion: Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method," *Géotechnique*, vol. 55, no. 9, pp. 699–702, 2005.
- [4] S. L. Kramer, *Geotechnical Earthquake Engineering*. 1996.
- [5] NEC, *Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro sísmico Diseño Sismo Resistente*. 2015.
- [6] R. E. Terzariol and G. M. Aiassa, "Diseño Sísmico De Estructuras De Contención En Suelos Granulares," vol. 4, no. 2, pp. 153–166, 2004.
- [7] A. K. Chopra, *Dinámica de Estructuras*, Cuarta edi. 2014.
- [8] ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. 1996, p. 334.
- [9] R. Aguiar, *Análisis Sísmico por Desempeño*. 2003.
- [10] J. Alvarez and G. Argudo, "Análisis no lineal de pandeo en columnas esbeltas de hormigón mediante la obtención de esfuerzos internos," 2014.
- [11] J. Bowles, "Foundation Analysis and Design," *McGraw-Hill, New York*, 1968.
- [12] I. Geofísico, "Observaciones del sismo del 16 de abril de 2016 de magnitud Mw 7.8. Intecidades y Aceleraciones." 2016.
- [13] C. E. Todeschini, A. B. Bianchini, and C. E. Kesler, "Behavior of Concrete Columns Reinforced with High Strength Steels," *ACI J. Proceedings*, vol. 61, pp. 701–716, 1964.
- [14] J. C. McCormac and S. F. Csernak, *Diseño de Estructuras de Acero*, 5ta ed. 2013.
- [15] ACI-318, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. 2014.
- [16] A. Finley, *Seismic Loads: Guide to the seismic load provisions of ASCE 7-05*. 2006.

CAPÍTULO VIII: ANEXOS

8.1 Codificación en Mathcad: Espectro de Respuesta

8.1.1 Método de Interpolación de la carga

```

Interp_P(k,m,ζ,P,dt) := n ← rows(P)
w_n ← √(k/m)
w_D ← w_n · √(1-ζ²)
A ← e^(-ζ·w_n·dt) · ( (ζ / √(1-ζ²)) · sin(w_D·dt) + cos(w_D·dt) )
B ← e^(-ζ·w_n·dt) · ( (1/w_D) · sin(w_D·dt) )
C ← 1/k · ( (2ζ/w_n·dt + e^(-ζ·w_n·dt) · ( (1-2ζ²/w_D·dt - ζ/√(1-ζ²)) · sin(w_D·dt) - (1+2ζ/w_n·dt) · cos(w_D·dt) ) ) )
D ← 1/k · ( (1-2ζ/w_n·dt + e^(-ζ·w_n·dt) · ( (2ζ²-1/w_n·dt) · sin(w_D·dt) + 2ζ/w_n·dt · cos(w_D·dt) ) ) )
A' ← e^(-ζ·w_n·dt) · ( (w_D / √(1-ζ²)) · sin(w_D·dt) )
B' ← e^(-ζ·w_n·dt) · ( cos(w_D·dt) - ζ/√(1-ζ²) · sin(w_D·dt) )
C' ← 1/k · ( (1/dt + e^(-ζ·w_n·dt) · ( (w_n/√(1-ζ²) + ζ/dt · √(1-ζ²)) · sin(w_D·dt) + 1/dt · cos(w_D·dt) ) ) )
D' ← 1/k · dt · ( (1 - e^(-ζ·w_n·dt) · ( ζ/√(1-ζ²) · sin(w_D·dt) + cos(w_D·dt) ) ) )
t_1 ← 0
u_1 ← 0
v_1 ← 0
a_1 ← 0
for i ∈ 1..(n-1)
    t_{i+1} ← i · dt
    u_{i+1} ← A · u_i + B · v_i + C · P_i + D · P_{i+1}
    v_{i+1} ← A' · u_i + B' · v_i + C' · P_i + D' · P_{i+1}
    P_{i+1} ← 2 · m · w_n · v_{i+1} - k · u_{i+1}
    a_{i+1} ← P_{i+1} / m
R^{(1)} ← t
R^{(2)} ← u
R^{(3)} ← v
R^{(4)} ← a
R

```

8.1.2 Construcción de espectro de pseudo desplazamiento, velocidad y aceleración

```
Espectro( $\zeta, Tn, dt, u''g$ ) := ||  $n \leftarrow \text{rows}(Tn)$ 
||  $k \leftarrow 1$ 
|| for  $i \in 1..(n)$ 
|| ||  $wn \leftarrow \frac{2 \cdot \pi}{Tn_i}$ 
|| ||  $m \leftarrow \frac{k}{wn^2}$ 
|| ||  $P_{eff} \leftarrow -m \cdot u''g \cdot 981$ 
|| ||  $Res \leftarrow \text{Interp}_P(k, m, \zeta, P_{eff}, dt)$ 
|| ||  $D_i \leftarrow \max(\max(Res^{(2)}), |\min(Res^{(2)})|)$ 
|| ||  $V_i \leftarrow wn \cdot D_i$ 
|| ||  $A_i \leftarrow wn^2 \cdot D_i$ 
||  $R^{(1)} \leftarrow D$ 
||  $R^{(2)} \leftarrow V$ 
||  $R^{(3)} \leftarrow A$ 
||  $R$ 
```

8.2 Codificación en Mathcad: Curva Momento – Curvatura

8.2.1 Función del Hormigón

$$\begin{aligned} FH(f'c, \varepsilon_1, b, h, xn) := & \begin{aligned} & eo \leftarrow 0.002 \\ & \varepsilon(x) \leftarrow \frac{\varepsilon_1}{xn} \cdot (xn - x) \\ & \sigma_c(x) \leftarrow \frac{2 \cdot \left(\frac{eo}{\varepsilon(x)} \right)}{1 + \left(\frac{eo}{\varepsilon(x)} \right)^2} \cdot f'c \\ & C \leftarrow \int_0^{xn} b \cdot \sigma_c(x) \, dx \\ & xm \leftarrow \frac{\int_0^{xn} b \cdot \sigma_c(x) \cdot x \, dx}{\int_0^{xn} b \cdot \sigma_c(x) \, dx} \\ & R_1 \leftarrow C \\ & R_2 \leftarrow xm \\ & R \end{aligned} \end{aligned}$$

8.2.2 Función del Acero

$$FA(\varepsilon 1, xn, h, rec, fy, Es, As1, As2) := \begin{array}{|l} d \leftarrow h - rec \\ \varepsilon s1 \leftarrow \varepsilon 1 \cdot \frac{xn - rec}{xn} \\ fs1 \leftarrow \varepsilon s1 \cdot Es \\ \text{if } fs1 \geq fy \\ \quad || fs1 \leftarrow fy \\ \text{else} \\ \quad || fs1 \leftarrow fs1 \\ \varepsilon s2 \leftarrow \varepsilon 1 \cdot \frac{d - xn}{xn} \\ fs2 \leftarrow \varepsilon s2 \cdot Es \\ \text{if } fs2 \geq fy \\ \quad || fs2 \leftarrow fy \\ \text{else} \\ \quad || fs2 \leftarrow fs2 \\ T_1 \leftarrow As1 \cdot fs1 \\ T_2 \leftarrow As2 \cdot fs2 \\ T \end{array}$$

8.2.3 Función de Tolerancia

$$Tolerancia(b, h, rec, \varepsilon 1, xn, f'c, fy, Es, As1, As2) := \begin{array}{|l} c \leftarrow FH(f'c, \varepsilon 1, b, h, xn) \\ s \leftarrow FA(\varepsilon 1, xn, h, rec, fy, Es, As1, As2) \\ Cc \leftarrow c_1 \\ T1 \leftarrow s_1 \\ T2 \leftarrow s_2 \\ \text{if } xn < rec \\ \quad || T \leftarrow T1 + T2 \\ \quad || C \leftarrow Cc \\ \text{else} \\ \quad || T \leftarrow T2 \\ \quad || C \leftarrow Cc + T1 \\ tol \leftarrow \frac{|C - T|}{C} \end{array}$$

8.2.4 Función de iteraciones para la profundidad del eje neutro

```

Xn(b, h, rec,  $\epsilon$ 1, fc, fy, Es, As1, As2) :=
  || tol ← 99999
  || hmin ← 0
  || hauz ← 2 · h
  || while tol ≥ 0.00001
  ||   || 
$$\begin{bmatrix} \frac{hauz + hmin}{2} \\ x_n \leftarrow hmin + \frac{hauz - hmin}{4} \\ hmin + \frac{3 \cdot (hauz - hmin)}{4} \end{bmatrix}$$

  ||   || for i ∈ 1..3
  ||   ||   || tolei ← Tolerancia(b, h, rec,  $\epsilon$ 1, xni, fc, fy, Es, As1, As2)
  ||   ||   || tole
  ||   ||   || if tole2 < tole1
  ||   ||   ||   || hauz ← xn1
  ||   ||   ||   || tol ← tole2
  ||   ||   ||   || lastxn ← xn2
  ||   ||   || else if tole3 < tole1
  ||   ||   ||   || hmin ← xn1
  ||   ||   ||   || tol ← tole3
  ||   ||   ||   || lastxn ← xn3
  ||   ||   || else
  ||   ||   ||   || rango ←  $\frac{hauz - hmin}{4}$ 
  ||   ||   ||   || hmin ← hmin + rango
  ||   ||   ||   || hauz ← hauz - rango
  ||   ||   ||   || tol ← tole1
  ||   ||   ||   || lastxn ← xn1
  ||   || lastxn

```

8.2.5 Función obtención de coordenadas M – Ø

```

MC(b, h, rec, ε1, f'c, fy, Es, As1, As2) := || d ← h - rec
|| n ← rows(ε1)
|| for i ∈ 2 .. n
||   || xn_i ← Xn(b, h, rec, ε1_i, f'c, fy, Es, As1, As2)
||   || C_i ← FH(f'c, ε1_i, b, h, xn_i)_1
||   || T1_i ← FA(ε1_i, xn_i, h, rec, fy, Es, As1, As2)_1
||   || T2_i ← FA(ε1_i, xn_i, h, rec, fy, Es, As1, As2)_2
||   || xm_i ← FH(f'c, ε1_i, b, h, xn_i)_2
||   || rc_i ← ε1_i / xn_i
||   || M_i ← (xn_i - rec) · T1_i + (xn_i - xm_i) · C_i + (d - xn_i) · T2_i
|| R(1) ← ε1
|| R(2) ← rc
|| R(3) ← M
|| R

```