

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**APLICACIÓN DEL DDBD (DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN) Y COMPARACIÓN CON EL FBD (FORCE BASED DESIGN) EN ESTRUCTURAS REGULARES DE MUROS EN CANTILÉVER (ENFOCADO A EVALUAR LA INFLUENCIA DE LA AMENAZA)**

**ESTRUCTURAS DE MUROS EN CANTILÉVER DE 6 PISOS**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**XAVIER DAVID ANDRADE LARA**

**xavierandrade291@gmail.com**

**DIRECTOR: Phd. DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA**

**diego.sosac@epn.edu.ec**

**DMQ, febrero 2024**

## **CERTIFICACIONES**

Yo, XAVIER DAVID ANDRADE LARA declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

---

**XAVIER DAVID ANDRADE LARA**

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por XAVIER DAVID ANDRADE LARA, bajo mi supervisión.

---

**DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA**

**DIRECTOR**

## **DECLARACIÓN DE AUTORÍA**

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

XAVIER DAVID ANDRADE LARA

DIEGO ANDRÉS SOSA CAIZA

## DEDICATORIA

Dedico este trabajo con toda humildad a Dios, el creador de todo, quien me ha dado la fuerza y perseverancia para alcanzar esta meta.

A mis padres, Javier y Tatiana, por formarme con amor, principios y valores éticos. Sin su apoyo, motivación y consejos este logro no hubiera sido posible.

A mis abuelos, Regina, Angelica y Washington, por apoyarme emocional y financieramente. Ustedes fueron la motivación para que yo pudiera alcanzar este logro.

A mi hermano Juan Francisco, quien me saco las mejores risas, siempre estuvo apoyándome tanto en lo bueno y lo malo, quiero que sepas que este logro es gracias a ti.

A mi primo Stephen, quien me apoyo en todo lo que podía, siempre aconsejándome y ayudándome a solventar varias dudas; este logro también va dedicado a ti.

A Domenika, quien con su amor, ánimos y apoyo incondicional me brindo la fuerza necesaria para no decaer y seguir adelante. Este logro también es tuyo.

A mis leales compañeros de cuatro patas, Beethoven, Thor, Ging y Sultán, por ser mis acompañantes en la virtualidad y en muchas traspasadas por hacer deberes. Ustedes fueron mi inspiración para que yo pudiera cumplir esta meta.

## AGRADECIMIENTO

A mis padres por su confianza inquebrantable, su constante respaldo y apoyo. Me guiaron con principios éticos y morales que me han ayudado a convertirme en una versión mejor de mí mismo.

A mi padre Javier, quien nunca renunció a mí a pesar de mis desafíos. Agradezco su constante apoyo y sus esfuerzos incansables para enseñarme y orientarme en el camino de la vida.

A mi madre, Tatiana, el faro de amor incondicional en mi vida. Agradezco su dedicación y sacrificio que han sido la luz que ha iluminado mi camino.

A Domenika, quien siempre estuvo presente para brindarme palabras de aliento y ánimo en los momentos difíciles.

A mi hermano Juan Francisco, cuya ayuda y sabios consejos han sido un faro en los momentos de necesidad, iluminando mi camino hacia el logro de esta meta.

Deseo expresar un agradecimiento especial al director de tesis, el Dr. Diego Sosa, por su inmensa paciencia y dedicación al orientar a lo largo de este proyecto.

A mis compañeros de colegio y mejores amigos, Paco y Eric, quienes siempre me alentaron a seguir adelante y soñar en grande. Espero algún día poder honrar su apoyo creando la constructora que juntos imaginamos.

A mis amigos Diego, Alek, Ronny, Nicolás y Xavi, quienes fueron parte fundamental para hacer que este tiempo de estudio pasara volando entre momentos de alegría.

A mi amigo Gabriel, que ahora descansa en paz, le agradezco profundamente todo lo que me enseñó sobre la vida. Prometo llevar su recuerdo conmigo y vivir cada día en su honor, manteniendo sus lecciones vivas en mis acciones y en mis ojos.

A mis queridos perros Beethoven y Sultán, quienes ya descansan en paz, les agradezco por ser compañeros leales, por secar mis lágrimas con sus lamidas y por llenar mi vida de alegría y juegos. Su presencia fue un antídoto para los momentos difíciles y una fuente constante de amor incondicional. Siempre vivirán en mi corazón.

# ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA .....	II
DEDICATORIA .....	III
AGRADECIMIENTO .....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO .....	V
ÍNDICE DE FIGURAS .....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	X
RESUMEN .....	XII
ABSTRACT.....	XIII
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO.....	1
1.1 Objetivo general.....	2
1.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Alcance .....	2
1.4 Marco teórico.....	3
Diseño basado en Fuerzas (FBD).....	3
Ingeniería sísmica basada en desplazamientos (PBSE).....	3
Diseño basado en Desplazamientos (DDBD).....	4
Ductilidad .....	5
Diagrama Momento-Curvatura.....	6
Ductilidad de Curvatura .....	7
Modelo de rótula plástica de Priestley .....	8
Espectro de Respuesta .....	11
Espectro Elástico de Diseño en Aceleraciones .....	12
Espectro Elástico de Diseño en Desplazamientos .....	13
Amortiguamiento Viscoso Equivalente.....	14
DDBD para Sistemas de 1 Grado de Libertad .....	15
DDBD para Estructuras de Muros de Hormigón Armado.....	17
Necesidad de Revisar Efectos P- $\Delta$ .....	17
Diseño por Capacidad .....	19
2 METODOLOGÍA.....	20
2.1 Descripción del Proyecto.....	20
Introducción .....	20
Propiedades de los Materiales .....	21

Momento de Inercia Agrietada .....	21
2.2    Cargas Gravitacionales .....	22
Carga Viva .....	22
Carga Muerta.....	22
Combinaciones de Carga .....	23
2.3    Diseño Basado en Fuerzas (FBD) .....	23
Cortante Basal .....	23
2.4    Dimensionamiento Estructural .....	29
Modelación en ETABS .....	29
Control de Derivas .....	30
2.5    Diseño Estructural .....	31
Revisión de Dualidad.....	31
Aceros Mínimos .....	31
Diseño a Flexión .....	32
Diseño por Corte.....	33
Diseño de Cabezales Especiales.....	36
Diseño por Confinamiento .....	37
Revisión del Espaciamiento Vertical Real .....	38
2.6    Diseño Directo Basado en desplazamientos (DDBD) .....	38
Perfil de Desplazamiento.....	38
Sistema Equivalente de 1 Grado de Libertad .....	41
Espectro de Diseño de Desplazamiento Escalado .....	42
Caso Especial de Diseño B .....	43
Diseño por Capacidad Simplificado para Muros en Cantiléver .....	44
3    RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	47
3.1    Resultados Obtenidos a partir de la aplicación del FBD .....	47
Cortante Basal, Fuerza Cortante y Momentos de Diseño .....	47
Derivas de Piso.....	47
Armado de Muros .....	47
3.2    Resultados Obtenidos a partir de la aplicación del DDBD .....	48
Perfil de Desplazamiento y Derivas de Piso .....	48
Cortante Basal, Fuerza Cortante y Momentos de Diseño .....	49
Armado de Muros .....	50
3.3    Comparación de Resultados .....	51
Cortante Basal de un Muro de la Estructura.....	51
Perfiles de Desplazamiento.....	52
Derivas de Piso.....	53

Cuantía de Acero a Flexión y a Corte .....	54
3.4    Conclusiones .....	55
3.5    Recomendaciones .....	57
4    REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	60
5    ANEXOS.....	61
ANEXO I .....	61
Límites de Desempeño .....	61
ANEXO II .....	62
Cálculo del Diagrama Momento-Curvatura Simplificado.....	62
ANEXO III .....	66
Procedimiento para Encontrar el Diagrama Momento-Curvatura mediante el Programa CUMBIA.....	66
ANEXO IV .....	71
Cálculo de la Carga Sísmica Reactiva.....	71
ANEXO V.....	83
Datos Considerados en el Modelamiento Estructural mediante el Programa ETABS .....	83
ANEXO VI .....	94
Vista Tridimensional de la Estructura Modelada mediante el Programa ETABS ...	94
ANEXO VII .....	95
Diagramas de Interacción de Muros. ....	95
ANEXO VIII .....	99
Comparación de Diagramas de Interacción Reducidas de Muros. ....	99
ANEXO IX .....	101
Diseño Estructural por Método FBD. ....	101
ANEXO X.....	114
Método DDBD.....	114
ANEXO XI .....	128
Diseño Estructural por Método DDBD. ....	128



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Estructura Substituta.....	4
Figura 1.2. Diagrama Momento-Curvatura.....	6
Figura 1.3. Diagrama Momento-Curvatura Simplificado.....	7
Figura 1.4. Reparto de curvatura en una columna anclada bajo la acción de una fuerza lateral en su extremo.....	9
Figura 1.5. Concepto de la Rótula Plástica según Priestley.....	9
Figura 1.6. Espectro de respuesta de desplazamiento de 3 estructuras aleatorias.....	11
Figura 1.7. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.....	12
Figura 1.8. Espectro elástico horizontal de diseño en desplazamientos.....	13
Figura 1.9. Gráficos Fuerza-Desplazamiento con distintos amortiguamientos.....	14
Figura 1.10. Efectos P- $\Delta$ y desplazamiento de respuesta para una columna en voladizo.....	18
Figura 2.1. Representación en planta de la edificación de 6 pisos.....	20
Figura 2.2. Ejemplo de curva de interacción.....	33
Figura 2.3. Ejemplo grafico para obtener $h_x$ .....	38
Figura 2.4. Representación de desplazamiento para muros.....	39
Figura 2.5. Gráfica para determinar el desplazamiento elástico en un sistema con muro.....	39
Figura 2.6. Caso Especial B.....	43
Figura 2.7. Sistema Simplificado de Diseño por Capacidad para Muros en Voladizo.....	44
Figura 3.1. Armado FBD para suelo A.....	47
Figura 3.2. Armado FBD para suelo B.....	48
Figura 3.3. Armado FBD para suelo C.....	48
Figura 3.4. Armado FBD para suelo D.....	48
Figura 3.5. Perfil de desplazamiento de la Rótula Plástica de Priestley.....	49
Figura 3.6. Perfil de desplazamiento con el límite de deriva de la NEC-15.....	49
Figura 3.7. Armado DDBD para suelo A.....	50
Figura 3.8. Armado DDBD para suelo B.....	50
Figura 3.9. Armado DDBD para suelo C.....	50
Figura 3.10. Armado DDBD para suelo D.....	50
Figura 3.11. Comparación de cortante basal por DDBD y FBD para distintos tipos de suelo.....	51

Figura 3.12. Comparación de perfiles de desplazamiento por DDBD y FBD para distintos tipos de suelo.....	52
Figura 3.13. Comparación de derivas inelásticas por DDBD y FBD para distintos tipos de suelo.....	53
Figura 3.14. Comparación de la cuantía de acero a flexión del alma de un muro por DDBD y FBD para distintos tipos de suelo.....	54
Figura 3.15. Comparación de la cuantía de acero a corte del alma de un muro por DDBD y FBD para distintos tipos de suelo.....	55

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Comparativa con Métodos Históricos.....	3
Tabla 1.2. Tabla de Definiciones 1.....	9
Tabla 1.3. Tabla de Definiciones 2.....	12
Tabla 1.4. Tabla de Definiciones 3.....	13
Tabla 1.5. Tabla de Definiciones 4.....	18
Tabla 1.6. Tabla de Definiciones 5.....	19
Tabla 2.1. Geometrías de los elementos estructurales.....	21
Tabla 2.2. Momentos de Inercia.....	22
Tabla 2.3. Tabla de Definiciones 6.....	23
Tabla 2.4. Tabla para encontrar el factor $F_a$ . ....	24
Tabla 2.5. Tabla para encontrar el factor $F_d$ . ....	24
Tabla 2.6. Tabla para encontrar el factor $F_s$ . ....	24
Tabla 2.7. Tabla para encontrar el factor $I$ .....	25
Tabla 2.8. Tabla para encontrar el factor $R$ . ....	26
Tabla 2.9. Tabla para encontrar los factores de planta y elevación.....	26
Tabla 2.10. Tabla de Definiciones 7. ....	27
Tabla 2.11. Tabla de Definiciones 8. ....	28
Tabla 2.12. Tabla para encontrar el factor $k$ .....	29
Tabla 2.13. Tabla de Definiciones 9. ....	30
Tabla 2.14. Tabla de Definiciones 10. ....	32
Tabla 2.15. Tabla de Definiciones 11. ....	33
Tabla 2.16. Tabla de Definiciones 12. ....	34
Tabla 2.17. Tabla para encontrar el factor de sobrrresistencia.....	34
Tabla 2.18. Tabla de Definiciones 13. ....	35
Tabla 2.19. Tabla de Definiciones 14. ....	36
Tabla 2.20. Tabla para encontrar el refuerzo por confinamiento.....	37
Tabla 2.21. Tabla de Definiciones 15. ....	37
Tabla 2.22. Tabla de Definiciones 16. ....	39
Tabla 2.23. Tabla de Definiciones 17. ....	40
Tabla 2.24. Tabla de Definiciones 18. ....	42
Tabla 2.25. Tabla de Definiciones 19. ....	42
Tabla 2.26. Tabla de Definiciones 20. ....	45
Tabla 2.27. Tabla de Definiciones 21. ....	46

Tabla 3.1. Tabla de resultados según el tipo de suelo por el método FBD del cortante basal, fuerza cortante y momento de diseño.....	47
Tabla 3.2. Tabla de resultados de las derivas por piso según el tipo de suelo por el método FBD.....	47
Tabla 3.3. Tabla de resultados de las derivas por piso y desplazamiento por piso según el tipo de suelo por el método DDBD. ....	48
Tabla 3.4. Tabla de resultados según el tipo de suelo por el método DDBD del cortante basal, fuerza cortante y momento de diseño.....	49

## RESUMEN

El objetivo del presente trabajo de integración curricular es comparar los efectos del diseño basado en fuerzas (FBD) y el diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) en un sistema estructural regular ante las cargas generadas por terremotos.

El método FBD presenta incertidumbres porque se asume que todas las estructuras de una misma tipología tienen el mismo nivel de ductilidad y a los distintos factores que se utilizan dependiendo de la normativa de diseño.

El método DDBD, propuesto por Priestley, Calvi y Kowalski (2007) nace debido al desasosiego del método FBD por ende busca definir un desplazamiento de diseño que en este caso está limitado a la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-15) para calcular la fuerza generada por un sismo.

Se seleccionó un edificio construido en la ciudad de Quito, la edificación consta de seis pisos con un sistema estructural de muros en cantiléver. La estructura está construida con hormigón de 21MPa y acero de refuerzo de 420MPa. La estructura consta de ocho muros de igual geometría.

Para comparar los resultados obtenidos del método FBD y del método DDBD se realizó varios diseños estructurales del mismo edificio en suelos de tipo A, B, C Y D. La geometría de los muros en cantiléver varía según la tipología del suelo.

Se busca mantener constante la sección transversal, el cabezal, el acero longitudinal del cabezal y el acero por confinamiento en el mismo para permitir una comparación más precisa de los perfiles de desplazamiento, derivas inelásticas, cortantes basales y cuantías de acero a flexión y a corte entre las metodologías de diseño analizadas.

**PALABRAS CLAVE:** diseño basado en fuerzas, diseño basado en desplazamientos, muros en cantiléver, diseño estructural, diseño directo basado en desplazamientos.

## ABSTRACT

The aim of this curricular integration work is to compare the effects of the force-based design (FBD) and direct displacement-based design (DDBD) on a regular structural system under the loads generated by earthquakes.

The FBD method presents uncertainties because it is assumed that all the structures of the same typology have the same level of ductility and the different factors that are used depending on the design regulations.

The DDBD method, proposed by Priestley, Calvi and Kowalski (2007) was born due to the uneasiness of the FBD method therefore it tries to find to define a design displacement that in this case is limited to the Ecuadorian construction standards (NEC-15) to calculate the force generated by an earthquake.

A building, which was built in the city of Quito was selected, it consists of six floors with a structural system of cantilever walls. The structure is built with 21MPa concrete and 420MPa reinforcing steel. The structure consists of eight walls of the same geometry.

To compare the results obtained from the FBD method and the DDBD method, several structural designs of the same building were carried out on types of floor A, B, C and D. The geometry of cantilever walls varies according to the type of floor.

The goal is to maintain consistency in the cross-section, header, longitudinal steel of the header, and confinement steel within it, facilitating a more precise comparison of displacement profiles, inelastic drifts, base shears, and quantities of steel for flexure and shear among the analyzed design methodologies.

**KEYWORDS:** force-based design, displacement-based design, cantilever walls, structural design, direct-displacement-based-design.

# 1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

El componente de esta investigación se centró en comparar la metodología de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) con el método de Diseño Basado en Fuerzas (FBD), conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Se analizó una estructura regular con muros en cantiléver de hormigón armado de 6 pisos, considerando distintos tipos de suelo.

Aunque el DDBD no representa una opción novedosa, ya que la NEC-15 (2014) lo considera como una elección opcional, su adopción aún no ha alcanzado la prominencia deseada. Sin embargo, el atractivo del DDBD radica en su capacidad para integrar de manera integral el nivel de daño estructural en el proceso de diseño, convirtiéndolo en una elección idónea para aquellas zonas propensas a experimentar daños estructurales tras un evento sísmico.

Se realiza un análisis comparativo de la metodología de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) y el método de Diseño Basado en Fuerzas (FBD) en el contexto de un edificio de 6 pisos con muros cantiléver. Este edificio será evaluado para suelos de tipo A, C, D y E, según las especificaciones detalladas en la NEC-15 (2014). En este contexto, se mantuvo constante el tipo de suelo (roca) y se empleó un PGA de 0.4g (Peak Ground Acceleration) para examinar las variaciones en el cortante basal, las cantidades de refuerzo de acero y las derivas de diseño en cada uno de los distintos tipos de suelos a analizar.

Para evitar efectos de rotación en la planta, se diseñó una geometría con tres vanos en cada dirección, separados por una distancia de seis metros entre ejes, para una edificación de seis pisos con muros en cantiléver. Con el objetivo de garantizar simetría en ambas direcciones, se dispusieron los muros de manera simétrica.

El apartado 6.3 de la NEC-SE-DS (2014) guía la metodología de cálculo del FBD, que facilita la obtención del corte basal soportado principalmente por los muros de cantiléver. Un modelo estructural computacional se utiliza para determinar las solicitudes necesarias y verificar los desplazamientos y derivas, así como para el diseño y detallamiento de los muros

Según Priestley, Calvi y Kowalsky (2007) el diseño directo basado en desplazamientos convierte un sistema de varios grados de libertad en uno semejante a 1 GDL. Periodo, rigidez efectiva, demanda a corte y momento se utilizan para evaluar la demanda espectral de desplazamiento. Para satisfacer la flexo-compresión, el corte y el confinamiento, los

muros se diseñan finalmente siguiendo los lineamientos del diseño por capacidad y también por los requerimientos especificados en el capítulo 18 de la norma ACI 318-19 (2019).

## **1.1 Objetivo general**

Aplicar el procedimiento DDBD (Diseño Basado en Desplazamientos Directos) y comparar las dos metodologías de diseño sísmico, FBD y DDBD, en una estructura regular de muros en cantiléver de hormigón armado en Ecuador, considerando distintos tipos de suelo según las directrices de la normativa ecuatoriana de la construcción.

## **1.2 Objetivos específicos**

1. Aplicar el método DDBD para diferentes tipos de suelo en una estructura de 6 pisos con muros en cantiléver de hormigón armado, siguiendo la metodología establecida en el texto "Displacement-Based Design of Structures" (Priestley et al., 2007).
2. Aplicar el Diseño Basado en Fuerzas para diferentes tipos de suelo en una estructura de 6 pisos con muros en cantiléver de hormigón armado, conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15).
3. Definir el armado a corte necesario para cada metodología y tipo de suelo, a fin de satisfacer las demandas requeridas de corte.
4. Evaluar las diferencias en términos de secciones, cortante basal, cuantía de acero de refuerzo a flexión, cuantía de acero de refuerzo a corte, perfiles de desplazamiento y derivas obtenidas mediante el uso de las metodologías DDBD y FBD.
5. Crear hojas de cálculo para aplicar los métodos FBD y DDBD.

## **1.3 Alcance**

El estudio se centrará en analizar las disparidades en la cantidad de armaduras entre el diseño basado en desplazamientos directos (DDBD) y el diseño basado en fuerzas (FBD) en una estructura regular de seis pisos con muros de hormigón en voladizo, teniendo en cuenta diferentes tipos de suelo: A, B, C y D. Además, para promover un enfoque de diseño



centrado en los desplazamientos, se contrastó una metodología convencional, como el FBD, con una opción menos convencional, como el DDBD.

## **1.4 Marco teórico**

### **Diseño basado en Fuerzas (FBD)**

De acuerdo con la NEC-SE-DS (2014), se establece de manera imperativa el empleo del diseño basado en fuerzas, ya que es necesario para diseñar edificios sismorresistentes.

En el análisis mediante FBD, se adopta un enfoque lineal que establece una relación directa y proporcional entre las fuerzas y los desplazamientos. El método utiliza el periodo elástico esperado de la estructura y el espectro de diseño de aceleración para calcular el cortante basal resultante del movimiento sísmico. El método utiliza cargas estáticas para replicar en magnitud y dirección los efectos de las cargas dinámicas producidas por el sismo. Cada piso recibe fuerzas laterales de la carga dinámica, especialmente en aquellos con una mayor masa concentrada. Estas fuerzas tienden a aumentar en magnitud a medida que se asciende en los niveles de la edificación, resultando en mayores desplazamientos y fuerzas laterales (Chuquín Leal, 2023).

En el FBD, se parte del supuesto de que las estructuras de una categoría similar deberían mostrar niveles semejantes de ductilidad, resistencia y redundancia (Suárez, 2009). Es esencial destacar que la rigidez se calcula de manera independiente al periodo de vibración y resistencia de la estructura. En consecuencia, para regular el daño en la estructura, es necesario reducir la carga sísmica, y para lograrlo, se emplean factores de reducción de resistencia que varían según la normativa de diseño vigente en cada país.

### **Ingeniería sísmica basada en desplazamientos (PBSE)**

Su acrónimo en inglés significa "Performance Based Seismic Engineering" (Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño). Es importante resaltar que el PBSE comprende una serie de procedimientos de ingeniería destinados al diseño, construcción y mantenimiento de estructuras. Su objetivo es lograr un nivel predecible de rendimiento frente a ciertos tipos de sismos, con un nivel de confiabilidad definido.

**Tabla 1.1.** Comparativa con Métodos Históricos.

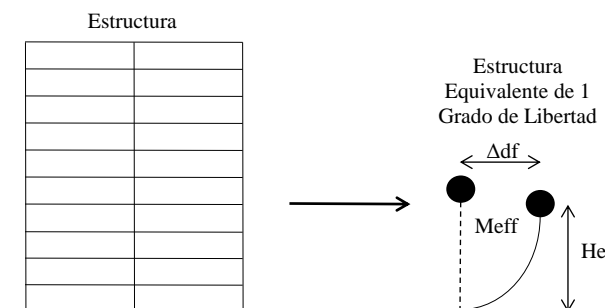
UBC/IBC/AASHTO	PBSE
Se enfoca en 1 estado límite y este estado límite se relaciona con la seguridad de vida.	Se enfoca en varios estados límites e intensidades de sismos.
Son de naturaleza prescriptiva	Se guía por un orden lógico y coherente. Además, es fundamental destacar que se lleva a cabo una investigación continua para su mejora.

El PBSE posee límites de desempeño claramente establecidos, que incluyen el límite de fisuración, el límite de primera fluencia del acero, el límite de servicio, el límite de control de daños y el límite cercano al colapso. Es crucial señalar que en el PBSE se clasifican los terremotos según su periodo de retorno, dividiéndolos en sismos ocasionales, sismos raros y sismos máximos.

### Diseño basado en Desplazamientos (DDBD)

El DDBD surge como consecuencia de las deficiencias asociadas al FBD. Es un procedimiento más sencillo de aplicar y se ajusta mejor a las normativas de diseño sísmico. Propuesto por Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), se fundamenta en la conversión de una estructura física en un sistema de un solo grado de libertad, proporcionando como resultado una rigidez efectiva, masa equivalente, periodo efectivo y un amortiguamiento viscoso equivalente.

El DDBD emplea la noción de Estructura Sustituta (Shibata & Sozen, 1974), "Rigidez secante" y "Amortiguamiento Viscoso Equivalente" con el fin de describir la respuesta de un sistema inelástico en un rango que no es lineal como si fuera un sistema elástico semejante.



**Figura 1.1.** Estructura Substituta.

*Nota.* Tomado de Figura 3.1, por Andrade Silva & Carrillo Mayanquer, 2018

De acuerdo con Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), en sistemas inelásticos, el desplazamiento adquiere mayor relevancia que la resistencia. Por esta razón, resultaría

más sensato comenzar el diseño con el desplazamiento como punto de partida para calcular las fuerzas sísmicas de diseño.

## Ductilidad

De acuerdo con Sosa (2023), la ductilidad es la facultad de una edificación para experimentar deformaciones en un rango que no es lineal durante múltiples ciclos sin una reducción notable en su rigidez y capacidad de resistencia.

$$\text{Ductilidad} = \frac{\text{Desplazamiento en punto de interés}}{\text{Desplazamiento de fluencia}}$$

### Ecuación 1.1. Ecuación de ductilidad.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

Donde el punto de interés pueden ser los límites de diseño y desempeño del PBSE, como se mencionó previamente. Las maneras de determinar la ductilidad son las siguientes:

- En función del material.

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_{LS}}{\varepsilon_y}$$

### Ecuación 1.2. Ecuación de ductilidad de deformación.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

- En función de la sección.

$$\mu_{\emptyset} = \frac{\emptyset_{LS}}{\emptyset_y}$$

### Ecuación 1.3. Ecuación de ductilidad de curvatura.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

- En función del desplazamiento.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{LS}}{\Delta_y}$$

### Ecuación 1.4. Ecuación de ductilidad en función del desplazamiento.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

- En función de la deriva de piso.

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{Ls}}{\theta_y}$$

**Ecuación 1.5.** Ecuación de ductilidad en función de la deriva de piso.

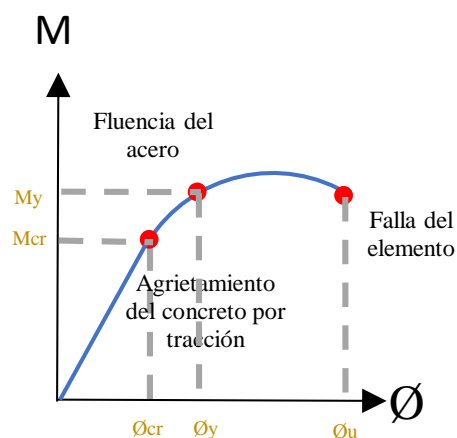
*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

## Diagrama Momento-Curvatura

La elaboración del diagrama momento-curvatura simplifica el análisis de la resistencia de una parte o sección de concreto armado, al mismo tiempo que facilita la comprensión de la formación de rótulas plásticas.

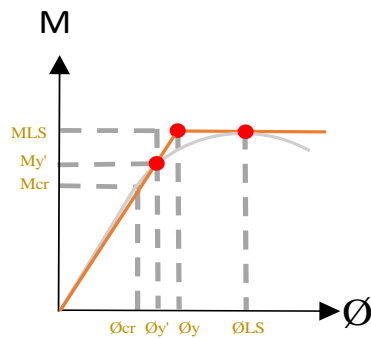
Al elaborar el diagrama momento-curvatura, es esencial tener en cuenta que la deformación a lo largo de la profundidad de la sección sigue una distribución lineal. Con esta premisa, se procede a asumir una deformidad en la fibra exterior, esto posibilita el cálculo de la fuerza en tensión o compresión de los materiales, que facilita el establecimiento del eje neutro para mantener el equilibrio de las fuerzas internas.

De acuerdo con Chuquín (2023), los puntos críticos en el diagrama momento-curvatura son aquellos en los que los materiales experimentan fluencia o fallo, tal como se muestra en la Figura 1.2.



**Figura 1.2.** Diagrama Momento-Curvatura

De acuerdo con Sosa (2023), se puede construir un diagrama Momento-Curvatura Simplificado calculando la primera fluencia del material y su estado límite. La gráfica simplificada se presenta en la Figura 1.3.



**Figura 1.3.** Diagrama Momento-Curvatura Simplificado

Para determinar la curvatura de fluencia semejante en el Diagrama Momento-Curvatura Simplificado, se emplea la semejanza de triángulos.

$$\phi_y = \frac{M_n}{M_{y'}} * \phi_{y'}$$

**Ecuación 1.6.** Ecuación de curvatura de fluencia equivalente.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

### Ductilidad de Curvatura

Para el cálculo de la curvatura de estado límite ( $\phi_{LS}$ ) para cualquier estado límite (Ls), es necesario realizar un análisis seccional. En contraste, para calcular la curvatura equivalente de fluencia ( $\phi_y$ ), para evitar el análisis seccional, se puede utilizar una formula simple. Las expresiones simplificadas recomendadas por Priestley, Calvi y Kowalsky (2007) para varias secciones son las siguientes:

- Para secciones rectangulares de altura h:

$$\phi_y = 2.1 * \frac{\epsilon_y}{h}$$

**Ecuación 1.7.** Expresión simplificada para secciones rectangulares.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.6.b, por Priestley et al., 2007

- Para secciones circulares de diámetro D:

$$\phi_y = 2.25 * \frac{\epsilon_y}{D}$$

**Ecuación 1.8.** Expresión simplificada para secciones circulares.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.6.a, por Priestley et al., 2007

- Para secciones de muros rectangulares con acero distribuido longitudinalmente:

$$\phi_y = 2 * \frac{\epsilon_y}{lw}$$

**Ecuación 1.9.** Expresión simplificada para secciones de muro rectangulares con acero distribuido longitudinalmente.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.6.c, por Priestley et al., 2007

- Para secciones de muros rectangulares con acero concentrado en los extremos:

$$\phi_y = 2.25 * \frac{\epsilon_y}{lw}$$

**Ecuación 1.10.** Expresión simplificada para secciones de muro rectangulares con acero concentrado en los extremos.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.6.d, por Priestley et al., 2007

- Para secciones tipo T de altura h:

$$\phi_y = 1.7 * \frac{\epsilon_y}{h}$$

**Ecuación 1.11.** Expresión simplificada para secciones tipo T.

*Nota.* Tomado por Ecuación 3.6.e, por Priestley et al., 2007

- Para secciones tipo I de altura h:

$$\phi_y = 2.2 * \frac{\epsilon_y}{h}$$

**Ecuación 1.12.** Expresión simplificada para secciones tipo I.

*Nota.* Tomado de Ecuación 4.50, por Priestley et al., 2007

## **Modelo de rótula plástica de Priestley**

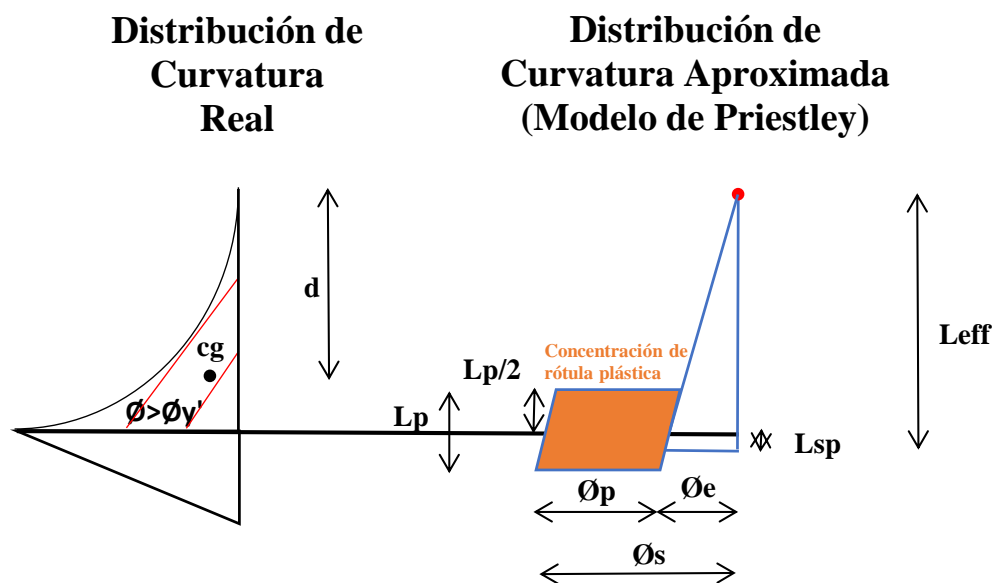
El modelo de la Rótula Plástica de Priestley es una representación matemática aproximada que utiliza el análisis no lineal del reparto de la curvatura para simplificar los cálculos,

especialmente al calcular el desplazamiento en el punto relevante de una edificación (Álvarez Barrera, 2023).



**Figura 1.4.** Reparto de curvatura en una columna anclada bajo la acción de una fuerza lateral en su extremo.

Los movimientos de rotación y traslación de un elemento en cualquier punto pueden determinarse mediante la distribución de curvatura, aplicando los primeros dos teoremas de Mohr. Según este enfoque, el desplazamiento se obtiene multiplicando el área desde el centro de gravedad, mientras que la rotación es el área que resulta de la distribución de curvatura



**Figura 1.5.** Concepto de la Rótula Plástica según Priestley.

Donde:

**Tabla 1.2.** Tabla de Definiciones 1.

Tabla de Definiciones	
$L_p$	Extensión de la articulación plástica
$L_{sp}$	Extensión de penetración
$L_{eff}$	Extensión efectiva
$H_e$	Altura efectiva
$\phi_p$	Curvatura plástica
$\phi_e$	Curvatura elástica

Priestley, Calvi y Kowalsky (2007) han propuesto expresiones que permiten determinar el desplazamiento, las cuales se presentan a continuación:

$$L_{sp} = 0.022 * f_{ye} * db$$

**Ecuación 1.13.** Extensión de la deformación por penetración

*Nota.* Tomado de Ecuación 4.30, por Priestley et al., 2007

$$L_p = K * L + L_{sp} \geq 2 * L_{sp}$$

**Ecuación 1.14.** Extensión de articulación plástica

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.7, por Priestley et al., 2007

$$K = 0.2 * \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$$

**Ecuación 1.15.** Constante que está vinculado a las características del acero en términos de su comportamiento frente a la deformación por penetración.

*Nota.* Tomado de Ecuación 4.31.b, por Priestley et al., 2007

$$L_{eff} = L + L_{sp}$$

**Ecuación 1.16.** Longitud efectiva.

*Nota.* Tomado por Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

$$\Delta e = \phi_y * \frac{L_{eff}^2}{3}$$

**Ecuación 1.17.** Desplazamiento elástico.

*Nota.* Tomado de Ecuación 4.33, por Priestley et al., 2007

$$\Delta p = \phi_p * L_p * H_e$$

**Ecuación 1.18.** Desplazamiento plástico.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.6.b, por Priestley et al., 2007



$$\Delta = (\emptyset y * \frac{Leff^2}{3}) + (\emptyset p * Lp * L)$$

**Ecuación 1.19.** Desplazamiento total.

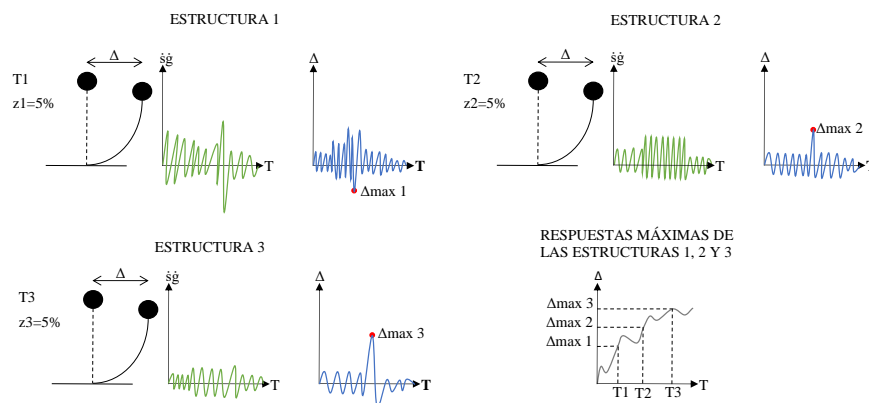
*Nota.* Tomado de Ecuación 4.34, por Priestley et al., 2007

La consideración de la penetración por deformación  $Lsp$  es un aspecto fundamental en el modelo de Priestley, ya que el elemento bajo carga axial tiende a penetrar en la cimentación de alguna forma. Es esencial destacar que la variable  $Lp$  es puramente teórica y no es medible en la realidad (Priestley et al., 2007).

**Espectro de Respuesta**

Los espectros de respuesta posibilitan la vinculación entre el sistema estructural y las ondas sísmicas. En esencia, reflejan las magnitudes máximas de respuesta (en desplazamiento, velocidad o aceleración) de un sistema con un grado de libertad (1-DOF). Este sistema puede considerarse como una representación de una edificación durante el movimiento sísmico, ya que posee masa, rigidez y amortiguamiento (Sosa, 2023a).

Por ejemplo, al examinar tres estructuras con diferentes periodos, sin embargo, el espectro de respuesta de desplazamiento se obtendría partiendo de los desplazamientos máximos para cada periodo si se someten a la misma entrada de aceleración del suelo.



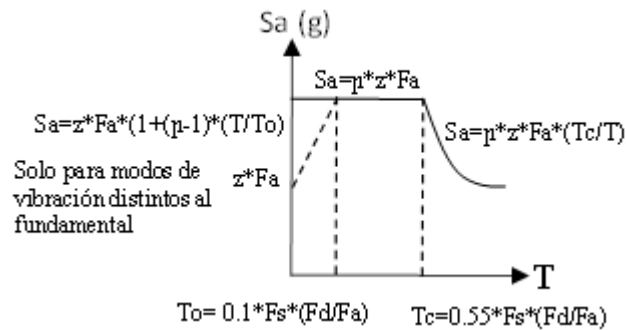
**Figura 1.6.** Espectro de respuesta de desplazamiento de 3 estructuras aleatorias.

Los espectros de respuesta no se emplean en el proceso de diseño debido a su forma irregular y a su especificidad para un determinado movimiento del suelo. En cambio, se recurre a los espectros de diseño, los cuales se ajustan a los códigos de diseño de cada país, presentan una forma regular y constituyen una representación estadística que

engloba todas las variantes de espectros de respuesta que podrían surgir en sistemas de un grado de libertad frente a un evento sísmico.

### Espectro Elástico de Diseño en Aceleraciones

Según la NEC-SE-DS (2014), el espectro de diseño de aceleración elástico sigue una fracción de amortiguamiento del 5% con respecto al crítico. Para calcular este espectro, es esencial definir las condiciones del proyecto y abordar las siguientes variables: el factor de zona sísmica Z, el tipo de suelo en la ubicación de la estructura, así como tener en cuenta los coeficientes de amplificación del suelo Fa, Fd, Fs.



**Figura 1.7.** Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.

*Nota.* Tomado de Figura 3, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

Donde:

**Tabla 1.3.** Tabla de Definiciones 2.

Tabla de Definiciones	
<b>n</b>	Razón entre la aceleración espectral Sa a T=0.1s y el PGA para el periodo de retorno elegido
<b>Fa</b>	Factor que incrementa las magnitudes del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para el diseño en roca, teniendo en cuenta los efectos del sitio en la región de períodos cortos
<b>Fd</b>	Factor que incrementa las magnitudes del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, teniendo en cuenta los efectos del sitio
<b>Fs</b>	Factor de amplificación del suelo que tiene en cuenta la respuesta no lineal de los suelos, la reducción del periodo del sitio debido a la intensidad y frecuencia del movimiento sísmico, así como los desplazamientos relativos del suelo, aplicándose tanto a los espectros de aceleraciones como de desplazamientos

**Tabla 1.4.** Tabla de Definiciones 3.

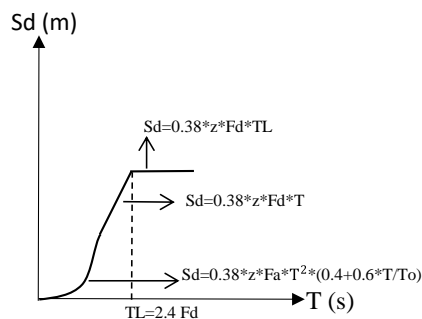
Tabla de Definiciones	
r	Parámetro utilizado en el espectro de diseño elástico, el cual fluctúa en función de la localización geográfica del proyecto
Sa	Espectro de respuesta elástica de aceleraciones se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad g y está determinado por el período o modo de oscilación de la edificación
T	Período primario de oscilación de la edificación
To	Período máximo de oscilación en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que caracteriza el terremoto de diseño
Tc	Período máximo de oscilación en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que refleja el terremoto de diseño
Z	Máxima aceleración prevista en roca para el terremoto de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad g

### Espectro Elástico de Diseño en Desplazamientos

Sosa (2023) señala que el espectro de diseño de desplazamiento desempeña un papel crucial en la ingeniería orientada al desempeño y puede ser obtenido a través de tres métodos distintos:

- Derivar DRS a partir de ARS requiere tener en cuenta el periodo de la esquina para limitar el crecimiento de la aceleración de desplazamiento en periodos largos.
- Conseguir DRS utilizando las ecuaciones de predicción del movimiento del suelo GMPE.
- Adquirir directamente del código de diseño.

Según la NEC-SE-DS (2014), para calcular el espectro elástico de diseño en desplazamientos con un amortiguamiento crítico del 5%, es necesario seguir las pautas establecidas en las secciones 3.3.1 y 3.3.2.



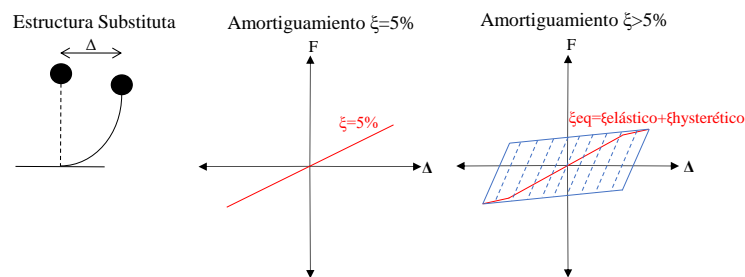
**Figura 1.8.** Espectro elástico horizontal de diseño en desplazamientos.

*Nota.* Tomado de Figura 4, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

## Amortiguamiento Viscoso Equivalente

Según Chuquín (2023), el proceso de diseño del DDBD establecer relaciones entre el amortiguamiento viscoso semejante y la ductilidad en desplazamiento ( $\mu\Delta$ ).

Según Sosa (2023), se expone que, en el rango elástico de operación de una estructura, su representación gráfica en el ciclo Fuerza-Desplazamiento será una línea recta. En el caso de que el desplazamiento cause daños en la estructura, como fisuramiento, se manifestará un amortiguamiento hysterético.



**Figura 1.9.** Gráficos Fuerza-Desplazamiento con distintos amortiguamientos.

En el texto de Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), específicamente en la sección 3.17, se sugiere emplear las siguientes expresiones, las cuales varían según el tipo de estructura y el material utilizado.

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{u - 1}{u * \Pi} \right)$$

**Ecuación 1.20.** Ecuación de amortiguamiento equivalente para edificios de concreto con pórticos.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.17.b, por Priestley et al., 2007

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.577 \left( \frac{u - 1}{u * \Pi} \right)$$

**Ecuación 1.21.** Ecuación de amortiguamiento equivalente para edificios de acero con pórticos.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.17.c, por Priestley et al., 2007

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left( \frac{u - 1}{u * \Pi} \right)$$

**Ecuación 1.22.** Ecuación de amortiguamiento equivalente para edificios de concreto con muros.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.17.a, por Priestley et al., 2007

El amortiguamiento experimenta un aumento inevitable cuando la estructura sufre daños debido a la aplicación cíclica de cargas, lo que requiere la modificación del espectro de desplazamiento mediante un factor de escala por amortiguamiento (DSF). El Eurocódigo 8 (2004) proporciona ecuaciones para calcular este factor de escala, las cuales varían dependiendo de si se encuentran en el campo lejano o cercano.

$$DSF = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

**Ecuación 1.23.** Ecuación de campo lejano para determinar el factor de escala por amortiguamiento.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

$$DSF = \sqrt[4]{\frac{7}{2 + \xi}}$$

**Ecuación 1.24.** Ecuación de campo cercano para determinar el factor de escala por amortiguamiento.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

## **DDBD para Sistemas de 1 Grado de Libertad**

Como se mencionó previamente en este texto, el DDBD se basa en convertir una edificación en un sistema de un grado de libertad (estructura substituta).

Según Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), el procedimiento a seguir es el siguiente:

- a. Seleccionar un desplazamiento objetivo ( $\Delta t$ ), el cual puede estar basado en derivas, deformaciones y ductilidad.
- b. Obtener el desplazamiento de fluencia ( $\Delta y$ ). Si se tiene información sobre la sección transversal del elemento, se puede emplear la ecuación 1.25. En cambio, si la sección transversal es desconocida, es posible aproximar el desplazamiento de fluencia ( $\Delta y \approx 0.005H$  a  $0.01H$ ).

$$\Delta y = \emptyset y * (H + LSP)^2$$

**Ecuación 1.25.** Ecuación de desplazamiento de fluencia

*Nota.* Tomado de Ecuación 4.33, por Priestley et al., 2007

- c. Determinar la ductilidad de desplazamiento ( $\mu\Delta$ ), la cual puede obtenerse mediante la ecuación 1.4 que fue descrita anteriormente.
- d. Calcular el amortiguamiento viscoso equivalente ( $\xi_{eq}$ ), el cual puede obtenerse mediante las ecuaciones 1.20, 1.21 y 1.22 que fueron descritas anteriormente.
- e. Evaluar el periodo efectivo ( $T_e$ ) con la ecuación 1.26. Sin embargo, para ello, es necesario conocer previamente el desplazamiento objetivo, el verdadero amortiguamiento de la estructura y el espectro de desplazamiento correspondiente a la amenaza sísmica.

$$T_e = 2 * \Pi * \sqrt{\frac{M}{k}}$$

**Ecuación 1.26.** Ecuación del periodo efectivo

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.22, por Priestley et al., 2007

- f. Obtener la rigidez equivalente ( $K_e$ ), la cual se obtiene mediante las ecuaciones 1.26 y 1.27.

$$K_e = \frac{4 * \Pi^2 * M}{T_e^2}$$

**Ecuación 1.27.** Ecuación de la rigidez equivalente

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.23, por Priestley et al., 2007

- g. Determinar el cortante que va a soportar la estructura mediante la ecuación 1.28.

$$V_B = k_{E_{ff}} * \Delta t$$

**Ecuación 1.28.** Ecuación para el cortante basal de un sistema con un grado de libertad

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.24, por Priestley et al., 2007

- a. Realizar el diseño por capacidad de la sección transversal, el cual sirve para calcular la cantidad de refuerzo de la estructura tanto longitudinal como transversal. Este proceso se lleva a cabo después de haber obtenido el cortante que soporta la estructura y el momento en la base (MB) mediante la ecuación 1.29.

$$MB = VB * H$$

**Ecuación 1.29.** Ecuación para el momento en la base de un sistema con un grado de libertad.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

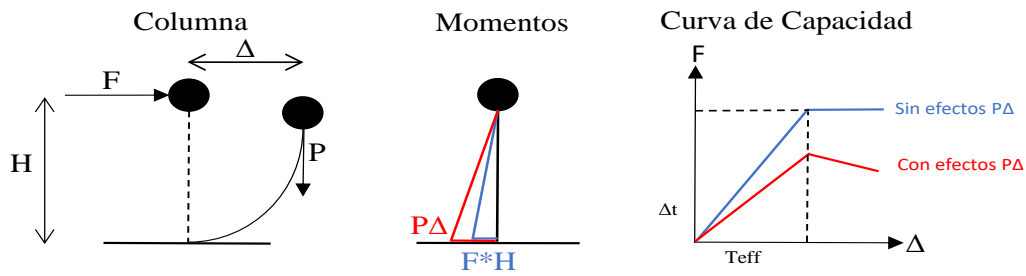
### **DDBD para Estructuras de Muros de Hormigón Armado**

Siguiendo las indicaciones de Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), a continuación, se describen los pasos fundamentales para utilizar el DDBD en estructuras de muros en voladizo de hormigón armado:

- a. Determinar el perfil de desplazamiento para muros implica someter el sistema a una carga horizontal, lo que lleva a que el perfil de desplazamiento adopte la forma del diagrama de desplazamiento lateral.
- b. Determinar el desplazamiento deseado del sistema.
- c. Analizar las características del sistema equivalente de 1 grado de libertad es crucial. Es necesario determinar el desplazamiento de diseño, la masa semejante ( $m_e$ ), y el amortiguamiento escalado ( $\xi_{eq}$ ) para pasar de un sistema con múltiples grados de libertad a uno de 1 grado de libertad.
- d. Calcular los valores aproximados del periodo y la rigidez efectiva es esencial. El periodo de respuesta efectivo ( $T_e$ ) se obtiene a través de la aplicación de la ecuación 1.26, mientras que la rigidez efectiva se determina mediante la ecuación 1.27.
- e. Calcular el cortante basal y asignarlo de manera proporcional a cada muro.
- f. Calcular el momento en la base de cada muro.
- g. Realizar el diseño de la sección considerando cortante y momento, aplicando los fundamentos del diseño por capacidad.

### **Necesidad de Revisar Efectos P-Δ**

Durante un sismo, las estructuras pueden desplazarse lateralmente, lo que ocasiona que las cargas gravitacionales causen simultáneamente un momento de volcamiento extra P-Δ junto con los momentos generados por las cargas laterales.



**Figura 1.10.** Efectos P- $\Delta$  y desplazamiento de respuesta para una columna en voladizo.

Según Álvarez (2023), la relevancia de los efectos P- $\Delta$  se encuentra descrito en gran parte de los códigos de diseño sísmico y se analiza utilizando el índice de estabilidad de la estructura  $\theta\Delta$ . Este índice compara el impacto de P- $\Delta$  en un desplazamiento máximo esperado o en una fluencia nominal utilizando la capacidad de momento de diseño en la parte inferior de la estructura.

$$\theta\Delta = \frac{W_m * \Delta_t}{M_{Bm}}$$

**Ecuación 1.30.** Ecuación para determinar el índice de estabilidad en muros cantiléver

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.45, por Priestley et al., 2007

Donde:

**Tabla 1.5.** Tabla de Definiciones 4.

Tabla de Definiciones	
<b>Wm</b>	Peso individual de un muro estructural
<b>MBm</b>	Momento en la base del muro
<b><math>\Delta_t</math></b>	Desplazamiento objetivo

Dado que los efectos P- $\Delta$  disminuyen la fuerza lateral necesaria, se aconseja aumentar la resistencia del elemento analizado como medida para evitar considerar los efectos P- $\Delta$ .

Priestley, Calvi y Kowalsky (2007) sugieren aumentar la capacidad de momento de diseño en la parte inferior de la edificación cuando el índice de estabilidad es inferior a 0.05 para sistemas estructurales de acero y 0.10 para estructuras de concreto. Se aconseja además que el índice de estabilidad no supere el valor de 0.33. A continuación, se muestran las fórmulas para incrementar los efectos sísmicos debido a los efectos P- $\Delta$ .

$$M_{\Delta Bm} = M_{Bm} + W_m * \Delta_t$$

**Ecuación 1.31.** Ecuación para determinar el momento en la parte inferior de un muro amplificado por efectos P-  $\Delta$



Nota. Tomado de Ecuación 3.49, por Priestley et al., 2007

$$V_{\Delta m} = \frac{M_{\Delta Bm}}{H_e}$$

**Ecuación 1.32.** Ecuación para determinar el cortante en la parte inferior de un muro amplificado por efectos P-  $\Delta$

Nota. Tomado de Ecuación 3.48, por Priestley et al., 2007

Donde:

**Tabla 1.6.** Tabla de Definiciones 5.

Tabla de Definiciones	
<b>M<math>\Delta</math>Bm</b>	Momento en la parte inferior del muro incrementado por efectos P- $\Delta$
<b>V<math>\Delta</math>m</b>	Cortante en la parte inferior del muro incrementado por efectos P- $\Delta$

## Diseño por Capacidad

Según la norma NEC-SE-DS (2014), en la sección 7.1.1, se enfatiza que la incorporación de los fundamentos del diseño por capacidad en la especificación de los elementos estructurales es crucial, junto con el enfoque de diseño basado en desplazamientos. Esto se lleva a cabo con el propósito de garantizar la efectividad del diseño y asegurar un comportamiento dúctil.

De acuerdo con Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), es esencial considerar los coeficientes de amplificación dinámica y de sobre resistencia en los elementos estructurales que requieran un mecanismo plástico. Estos factores tienen en cuenta el posible aumento de las acciones sísmicas debido a la máxima capacidad a flexión de las rótulas plásticas y los modos de vibración superiores.

## 2 METODOLOGÍA

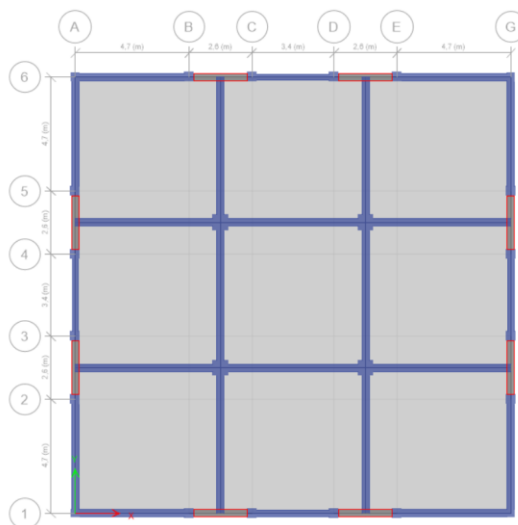
### 2.1 Descripción del Proyecto

#### Introducción

La intención de este documento es comparar el diseño de muros en cantiléver mediante dos metodologías distintas. Se ha considerado el dimensionamiento de elementos estructurales propuesto por Chuquín (2023). En este caso, se analiza un edificio de concreto armado de seis pisos con una disposición estructural regular. Cada vano de la construcción tiene una distancia horizontal de seis metros y una altura entre piso de tres metros. Es relevante destacar que esta construcción está destinada para uso de oficinas y se encuentra en la ciudad de Quito.

Se toman las especificaciones detalladas en la sección 3.1.1 y 3.2.1. de la NEC–SE-DS (2014). Debido a su ubicación, es clave denotar que esta zona posee un alto peligro sísmico y, por lo tanto, pertenece a la zona sísmica "V". Es importante destacar que se parte de la suposición de que el tipo de suelo en el que la estructura se encuentra es consistente (roca) y que la aceleración máxima del suelo es de 0.4g. Para un análisis más detallado de esta edificación de 6 pisos, se exploran suelos clasificados como tipo A, B, C y D.

Para reducir los efectos de torsión de planta y la excentricidad, se dispusieron los muros en cantiléver de manera simétrica a lo largo de los ejes exteriores de la edificación. La Figura 2.1 muestra el esquema principal en planta utilizado para los distintos tipos de suelo, teniendo en cuenta que esta figura no pretende representar las geometrías exactas de los diferentes muros.



**Figura 2.1.** Representación en planta de la edificación de 6 pisos.

La Tabla 2.1 proporciona las geometrías de los elementos estructurales correspondientes a los suelos clasificados como tipo A, B, C y D.

**Tabla 2.1.** Geometrías de los elementos estructurales.

Tabla de Geometrías				
Elemento Estructural	Geometría Suelo A	Geometría Suelo B	Geometría Suelo C	Geometría Suelo D
Viga Tipo 1	25x30cm			
Viga Tipo2	30x50cm			
Columnas Esquinas	35x35cm			
Columnas Centrales	65x65cm			
Muros	Longitud: 3m	Longitud: 3m	Longitud: 3.5m	Longitud: 4m
	Ancho de Alma: 0.3m			
	Cabezales: 40x40xm	Cabezales: 40x40xm	Cabezales: 50x50xm	Cabezales: 60x60xm

### Propiedades de los Materiales

Las características del hormigón utilizado para el diseño de los elementos estructurales incluyen una resistencia a la compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ , un peso específico de  $2400 \text{ kg/m}^3$ , y un coeficiente de elasticidad de  $253604.03 \text{ kg/cm}^2$ . Es crucial señalar que el cálculo del módulo de elasticidad se realizó con la ecuación 2.1, obtenida de acuerdo con lo establecido en la sección 3.3.3 de la normativa NEC-SE-HM (2014)

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c}$$

**Ecuación 2.1.** Ecuación para determinar el coeficiente de elasticidad del concreto.

*Nota.* Tomado de la Sección 3.3.3, por NEC-SE-HM, MIDUVI, 2014b

El acero de refuerzo que se utilizará es de grado 60 y tiene un límite de esfuerzo de fluencia de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , así como un módulo de elasticidad de  $E_s = 210 \text{ MPA}$ .

### Momento de Inercia Agrietada

Se analiza el momento de inercia agrietado debido a que es una manera de cuantificar el efecto debilitante de las grietas en una sección. Esta definición resulta relevante en el contexto del modelado estructural, especialmente al considerar una estructura sometida a fuerzas sísmicas, donde es fundamental anticipar que los elementos estructurales sufrirán daños. La sección 6.6.3.1.1 de la norma ACI 318-19 (2019) establece los valores permisibles de los momentos de inercia para los elementos estructurales, los cuales se detallan en la Tabla 2.2. a continuación.

**Tabla 2.2.** Momentos de Inercia.

Miembro y condición		Momento de inercia	Área de la sección transversal para deformaciones axiales	Área de la sección transversal para deformaciones por cortante
Columnas		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Muros	No fisurados	$0.70I_g$		
	Fisurados	$0.35I_g$		
Vigas		$0.35I_g$		
Placas planas y losas planas		$0.25I_g$		

*Nota.* Tomado de Tabla 6.6.3.1, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

## 2.2 Cargas Gravitacionales

### Carga Viva

Dado que la edificación de este proyecto de integración curricular está destinada a ser usada por oficinas, la sobrecarga estará conformada por accesorios móviles, muebles, equipos de oficina y personas. De acuerdo con la sección 4.2.1. de la NEC–SE–CG (2014), se tomará una sobrecarga de 250 kg/cm<sup>2</sup> debido a la ocupación de la estructura.

### Carga Muerta

Las cargas muertas comprenden las cargas permanentes de la estructura, incluyendo todos los elementos de construcción fijos, como muros, losas, mampostería, columnas, vigas, acabados, enlucidos, instalaciones hidrosanitarias, instalaciones eléctricas, entre otros. NEC-SE-CG (MIDUVI, 2014a)

Para esta tarea proyecto de integración curricular, se adopta una carga muerta de 750 kg/cm<sup>2</sup>. La carga muerta asumida incluye el peso propio de los acabados, así como el de la mampostería y las losas. El peso de los componentes estructurales no se incluyó, ya que se empleó el programa de modelación estructural ETABS, el cual calcula automáticamente el peso propio de dichos elementos durante el proceso de dimensionamiento estructural.

## Combinaciones de Carga

De acuerdo con lo establecido en el literal 3.4.3.(a) de la NEC-SE-CG (2014), es obligatorio realizar el diseño de las edificaciones para que resistan los efectos de las cargas combinadas. Entre las cargas a combinar se incluyen las cargas permanentes, sobrecarga, carga sísmica, carga de granizo y carga de viento. A continuación, se presentan las combinaciones a utilizar en el presente trabajo curricular:

a.  $C1 = 1.4 * D$

b.  $C2 = 1.2 * D + 1.6 * L$

c.  $C3 = D + L + E$

d.  $C4 = D + L - E$

e.  $C5 = 0.9 * D + E$

f.  $C6 = 0.9 * D - E$

Donde:

**Tabla 2.3.** Tabla de Definiciones 6.

Tabla de Definiciones	
D	Carga muerta
L	Sobrecarga
E	Carga Sísmica

## 2.3 Diseño Basado en Fuerzas (FBD)

### Cortante Basal

Es relevante señalar que, como se mencionó anteriormente, debido a la ubicación del proyecto, se aplicará la zona sísmica "V", con un factor Z de 0.40g, los cuales fueron extraídos de la sección 3.1.1 de la NEC-SE-DS (2014).

Se eligen los factores de perfiles de suelo ( $F_a$ ,  $F_d$  y  $F_s$ ) en función del tipo de suelo analizado. Es relevante destacar que estos coeficientes están disponibles en las Tablas 2.4, 2.5 y 2.6, y fueron seleccionados de acuerdo con lo especificado en la sección 3.2.2 de la NEC-SE-DS (2014).

**Tabla 2.4.** Tabla para encontrar el factor Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.6.4</a>					

*Nota.* Tomado de Tabla 3, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

**Tabla 2.5.** Tabla para encontrar el factor Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

*Nota.* Tomado de Tabla 4, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

**Tabla 2.6.** Tabla para encontrar el factor Fs.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

*Nota.* Tomado de Tabla 5, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

Seguendo lo indicado en la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS (2014), se optó por un valor de 2.48 para la razón entre la aceleración espectral y el PGA ( $\eta$ ). Esta elección se fundamenta en la localización del proyecto en una provincia de la sierra ecuatoriana.

Se determina el factor que depende de localización del proyecto ( $r$ ) siguiendo las directrices establecidas en la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS (2014).

- $r = 1$ ; para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$ ; para suelo tipo E

Según la sección 4.1 de la NEC-SE-DS (2014), el coeficiente de importancia se aplica a edificios que deben permanecer operativos durante y después de un sismo, para satisfacer la demanda sísmica de diseño. Por lo tanto, se seleccionó un valor de 1 para el coeficiente de importancia, el cual se puede encontrar fácilmente en la Tabla 2.7.

**Tabla 2.7.** Tabla para encontrar el factor I.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

*Nota.* Tomado de Tabla 6, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

Seguendo los lineamientos establecidos en la sección 6.3.4.d. de la NEC-SE-DS (2014), se seleccionó un valor de 5 para el coeficiente de reducción de resistencia sísmica ( $R$ ), dado que el sistema estructural del proyecto consiste en muros de hormigón armado con características dúctiles. Es relevante destacar que el factor  $R$  se puede encontrar fácilmente en la Tabla 2.8.

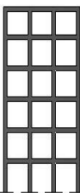
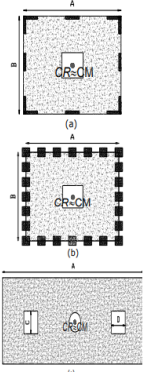
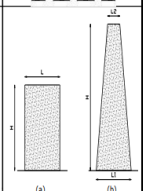
**Tabla 2.8.** Tabla para encontrar el factor R.

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles		R
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.		7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).		7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.		6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>		
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.		6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.		6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.		6
Otros sistemas estructurales para edificaciones		
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.		5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.		5

*Nota.* Tomado de Tabla 13, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

Los de planta ( $\phi_p$ ) y de elevación ( $\phi_e$ ) se determinaron como 1, dado que en el presente proyecto se cuenta con una geometría regular y plana, con una disposición simétrica de muros. Además, es importante mencionar que las dimensiones de los muros permanecen constantes en su altura, según lo establecido en la NEC-SE-DS (2014).

**Tabla 2.9.** Tabla para encontrar los factores de planta y elevación.

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_e=1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_p=1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_e=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_p=1$	
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_e=1$			

*Nota.* Tomado de Tabla 9, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

Según lo establecido en la sección 6.3.3 de la NEC-SE-DS (2014), se asume un coeficiente ( $\alpha$ ) de 1. Luego, se determina el factor ( $C_w$ ) utilizando la Ecuación 2.2. Posteriormente, se calcula ( $C_w$ ) con el fin de determinar el coeficiente que depende del tipo de edificio ( $C_t$ ) mediante la Ecuación 2.3.



$$C_w = \frac{100}{A_B} * \sum_{i=1}^{n_w} \left[ \left( \frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 * \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 * \left( \frac{h_n}{l_{wi}} \right)^2} \right]$$

**Ecuación 2.2.** Ecuación para determinar el factor  $C_w$

*Nota.* Tomado de Sección 6.3.3, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$$

**Ecuación 2.3.** Ecuación para determinar el factor  $C_t$

*Nota.* Tomado de Sección 6.3.3, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

Donde:

**Tabla 2.10.** Tabla de Definiciones 7.

Tabla de Definiciones	
<b>AB</b>	Área de la edificación en su base
<b>A<sub>wi</sub></b>	Área mínima de cortante de un muro estructural i
<b>h<sub>n</sub></b>	Altura máxima de la edificación de n pisos
<b>h<sub>wi</sub></b>	Altura del muro i, medida desde la parte inferior
<b>l<sub>wi</sub></b>	Distancia horizontal medida, desde la parte inferior de la edificación hasta el extremo de un muro estructural

Para determinar el periodo de vibración ( $T_a$ ), se empleó el método 1 descrito en la sección 6.3.3 de la NEC-SE-DS (2014), para lo cual se utilizó la Ecuación 2.4.

$$T_a = C_t h_n^\alpha$$

**Ecuación 2.4.** Ecuación para determinar el periodo de vibración  $T_a$

*Nota.* Tomado de Sección 6.3.3, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

De acuerdo con lo descrito en la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS (2014), La ecuación 2.5 se utiliza para encontrar el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones ( $T_c$ ).

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

**Ecuación 2.5.** Ecuación para determinar el periodo máximo de vibración  $T_c$

*Nota.* Tomado de Sección 3.3.1, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

El espectro de respuesta elástica de aceleraciones ( $S_a$ ) se calcula siguiendo los lineamientos de la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS (2014), y puede observarse en la Figura 1.6 del presente documento.

Para calcular la carga sísmica reactiva ( $W$ ), se determina el peso total de la estructura, el cual se calcula considerando el número de pisos de esta, además del peso propio de los elementos estructurales, que incluyen vigas, columnas, losas, mampostería y muros.

De acuerdo con lo establecido en la sección 6.3.2, el cortante basal de diseño ( $V$ ) se calcula utilizando la Ecuación 2.6.

$$V = \frac{I * S_a * T_a}{R * \phi_p * \phi_e} * W$$

**Ecuación 2.6.** Ecuación para calcular el cortante de diseño ( $V$ )

*Nota.* Tomado de Sección 6.3.2, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

El coeficiente de cortante basal ( $c$ ), que normalmente se utiliza en el programa ETABS para el modelamiento de la estructura, se calcula con la ecuación 2.7. Este cálculo se basa en la determinación del cortante basal especificado en la Ecuación 2.6.

$$c = \frac{I * S_a * T_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

**Ecuación 2.7.** Ecuación para calcular el coeficiente del cortante basal ( $c$ )

*Nota.* Tomado de Sección 6.3.2, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

Según lo establecido en la sección 6.3.5 de la NEC-SE-DS (2014), en el primer modo de vibración de la estructura se divide el cortante basal hacia cada piso. Esta distribución está dada por la Ecuación 2.8.

$$F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} * V$$

**Ecuación 2.8.** Ecuación para determinar la fuerza lateral  $F_x$

*Nota.* Tomado de Sección 6.3.5, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

Donde:

**Tabla 2.11.** Tabla de Definiciones 8.

Tabla de Definiciones	
<b>F<sub>x</sub></b>	Fuerza lateral aplicada en el piso x de la edificación
<b>w<sub>x</sub></b>	Carga atribuida al nivel x de la edificación
<b>w<sub>i</sub></b>	Carga atribuida al piso i de la edificación
<b>h<sub>x</sub></b>	Elevación del nivel x de la edificación
<b>h<sub>i</sub></b>	Elevación del nivel i de la edificación

De acuerdo con la sección 6.3.5 de la NEC-SE-DS (2014), el factor K se relaciona directamente con el periodo de la estructura, el cual puede ser obtenido de la Tabla 2.12.

**Tabla 2.12.** Tabla para encontrar el factor k.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
0.5 < T ≤ 2.5	0.75 + 0.50 T
> 2.5	2

*Nota.* Tomado de Sección 6.3.5, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

## 2.4 Dimensionamiento Estructural

### Modelación en ETABS

Dentro del programa ETABS, para este proyecto de integración curricular, es de suma importancia definir las unidades en el sistema MKS. Además, se debe emplear el ACI 318-19 (2019) como el código de diseño de concreto correspondiente.

Las propiedades de los materiales se definen tal como se mencionó en la sección 2.1. A continuación se muestran las propiedades ingresadas en el programa.

La Tabla 2.1 muestra cómo se modelaron todas columnas, muros, vigas y losas utilizadas en la estructura. Además, es crucial señalar que estos elementos fueron definidos considerando el momento de inercia agrietado de la Tabla 2.2.

Las vigas fueron modeladas como un elemento tipo Frame, como se especificó anteriormente. Para este elemento en particular, se utilizó un momento de inercia agrietado de 0.35g. Los datos colocados en el programa para las vigas se pueden encontrar en el ANEXO V.

Es importante destacar que las columnas también fueron modeladas como elementos tipo Frame. Es crucial asegurarse de que tengan un momento de inercia agrietada de 0.7g. Los

datos colocados en el programa para las columnas y cabezales de los muros se pueden encontrar en el ANEXO V.

Los cabezales de los muros fueron diseñados como elementos tipo Frame, pero es importante mencionar que las almas de los muros se representaron como elementos tipo Shell. Para formar los muros, se agruparon los elementos Shell y los elementos Frame correspondientes a cada muro, utilizando las etiquetas Pier. Es relevante destacar que se seleccionó una inercia agrietada de 0.6g para los muros. Los datos utilizados para el alma de los muros se muestran en el ANEXO V.

Las losas de este proyecto de integración curricular, que tienen la función de transmitir las cargas hacia los muros, fueron diseñadas como elementos tipo Shell con un espesor de 20 cm. Los datos utilizados para las losas se detallan en el ANEXO V.

Se han definido las cargas de sobrecarga (DEAD), carga viva (LIVE), carga sísmica en dirección x (SX) y carga sísmica en dirección y (SY). Las cargas sísmicas fueron ajustadas utilizando los coeficientes de cortante basal y el coeficiente k, obtenidos de la ecuación 2.8 y la tabla 2.9, respectivamente. Los detalles de las modificaciones de las cargas sísmicas se presentan en el ANEXO V.

## Control de Derivas

Es crucial controlar las derivas por razones de seguridad, garantizando así que la edificación no colapse ni sufra daños estructurales graves durante un sismo. Según los lineamientos de la sección 4.2.2 de la NEC-SE-DS (2014), el límite máximo permitido para la deriva inelástica de piso es del 2%.

Según lo establecido en la sección 6.3.9 de la NEC-SE-DS (2014), la deriva inelástica para cada piso de una edificación se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

**Ecuación 2.9.** Fórmula para calcular la deriva plástica.

*Nota.* Tomado de Sección 6.3.9, por NEC-SE-DS, MIDUVI, 2014c

Donde:

**Tabla 2.13.** Tabla de Definiciones 9.

Tabla de Definiciones	
$\Delta M$	Deriva máxima inelástica
$\Delta E$	Deriva obtenida en la aplicación de modelación estructural

## 2.5 Diseño Estructural

El cálculo completo del diseño del muro para cada tipo de suelo se encuentra en el ANEXO IX y en el ANEXO XI.

### Revisión de Dualidad

Se utilizaron los resultados de carga obtenidos del programa ETABS para realizar la revisión de dualidad. Según Sosa (2023), los muros de la edificación deben absorber al menos el 75% del cortante basal en cada dirección para que la edificación sea considerada como un sistema de muros.

En el caso particular de este trabajo de integración los muros mantienen su longitud en planta en todo alto de la estructura y además se tienen los muros en la periferia. La comprobación de dualidad para cada tipo de estructura se puede visualizar en el ANEXO IV.

### Aceros Mínimos

De acuerdo con el apartado 18.10.2.4 de la ACI 318-19 (2019), los machones de muro y los muros que se diseñen para tener una sola sección crítica para carga axial y flexión mantienen la misma sección en todo lo alto de la estructura y además tienen una razón de la altura de la edificación entre la longitud de muro mayor o igual a 2, lo que implica que deben tener refuerzo longitudinal en quince centésimas de la longitud de muro y la cuantía de acero de dicho refuerzo debe ser mayor que la que establece la Ecuación 2.10.

$$p_{min_{0.15Lw}} = 1.6 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

**Ecuación 2.10.** Ecuación para calcular la cuantía de acero mínimo en 0.15 Lw

*Nota.* Tomado de Sección 18.10.2.4, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

Según la sección 18.10.2.1 de la ACI 318-19 (2019), la cuantía de acero del refuerzo repartido en el alma de manera transversal o longitudinal no debe ser menor que 0.0025, y el espaciamiento de dicho refuerzo no puede ser mayor de 45 cm. La Ecuación 2.11 se emplea para determinar la cuantía de acero en el alma.

$$p_{min\text{alma}} = \frac{A_{s\text{alma transversal}}}{S * bw}$$

**Ecuación 2.11.** Ecuación para determinar la cuantía de acero mínimo en el alma del muro.

*Nota.* Tomado de Sección 18.10.2.1, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

Donde:

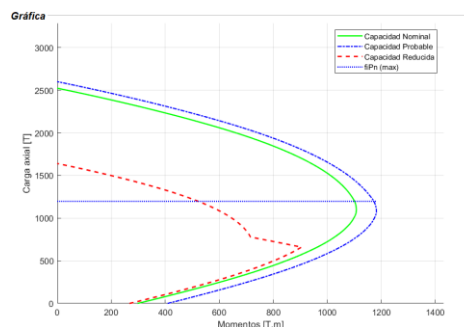
**Tabla 2.14.** Tabla de Definiciones 10.

Tabla de Definiciones	
<b>p<sub>min0.15lw</sub></b>	Cuantía mínima de refuerzo en quince centésimas de la longitud de muro.
<b>p<sub>minalma</sub></b>	Cuantía mínima de refuerzo transversal en el alma del muro
<b>S</b>	Espaciamiento para el refuerzo longitudinal del alma del muro
<b>bw</b>	Espesor del alma

### Diseño a Flexión

Por definición, el diseño a flexión de un elemento estructural implicaba identificar las propiedades y dimensiones necesarias para que el elemento pudiera resistir correctamente los momentos a flexión originados por las cargas aplicadas.

Para el diseño a flexión, se utilizó la curva de interacción porque era una clara representación gráfica que servía para determinar la capacidad de carga máxima del muro. Los puntos que identificaban la capacidad de carga máxima del elemento estructural en este caso eran las solicitaciones críticas. En la Figura 2.2 se observa un ejemplo del diagrama de interacción de un muro cualquiera.



**Figura 2.2.** Ejemplo de curva de interacción.

Para encontrar las solicitaciones críticas, es decir, el esfuerzo a compresión máximo y mínimo, fue necesario determinar el centroide, el área y la inercia de la sección del muro. Las solicitaciones críticas se calcularon con la Ecuación 2.12.

$$\sigma_{max,min} = \left| \frac{P_u}{A} \right| \pm \left| \frac{M_u * Y}{I} \right|$$

**Ecuación 2.12.** Ecuación para determinar los esfuerzos de compresión máximos y mínimos

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyectos Estructurales, por Sosa, 2023b

Donde:

**Tabla 2.15.** Tabla de Definiciones 11.

Tabla de Definiciones	
$\sigma_{max}$	Esfuerzo de compresión máxima
$\sigma_{min}$	Esfuerzo de compresión mínima
$P_u$	Carga axial ultima determinada por un programa de modelación estructural
$M_u$	Carga axial ultima determinada por un programa de modelación estructural
$I$	Momento de Inercia de la sección del muro
$A$	Área de la sección del muro
$Y_u$	Centroide de la sección del muro

## Diseño por Corte

Por definición, el diseño a corte de un elemento estructural implicaba determinar la cuantía de acero a corte necesaria para que el elemento pudiera resistir correctamente las fuerzas cortantes originadas por las cargas aplicadas.

De acuerdo con la sección 18.10.3.1 de la ACI 318-19 (2019), la fuerza cortante de diseño se determinó utilizando la Ecuación 2.13.

$$V_e = \Omega_v * w_v * V_u \leq 3 * V_u$$

**Ecuación 2.13.** Ecuación para determinar la fuerza cortante de diseño

*Nota.* Tomado de 18.10.3.1, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

Donde:

**Tabla 2.16.** Tabla de Definiciones 12.

Tabla de Definiciones	
<b>Ve</b>	Fuerza cortante de diseño
<b><math>\Omega_v</math></b>	Factor de sobrerresistencia
<b>wv</b>	Factor de amplificación dinámica
<b>Vu</b>	Fuerza cortante última

Conforme a lo establecido en la sección 18.10.3.1.1 de la ACI 318-19 (2019), la fuerza cortante se calculó combinando mayoraciones de carga con los valores de las cargas obtenidos del programa de modelación estructural.

El factor de sobrerresistencia considera las resistencias máximas que el material del elemento estructural puede alcanzar debido a una mayor resistencia adquirida. Este factor se pudo calcular mediante la Tabla 2.17.

**Tabla 2.17.** Tabla para encontrar el factor de sobrerresistencia.

Condición	$\Omega_v$	
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	El mayor entre	$M_{pr}/M_u$ <sup>[1]</sup>
		1.5 <sup>[2]</sup>
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

*Nota.* Tomado de 18.10.3.3, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

Según lo estipulado en la sección 18.10.3.1.3 de la ACI 318-19 (2019), el factor de amplificación dinámica no puede ser más bajo que el 0.7% de la altura de la edificación. Además, este coeficiente debe tomar el valor de uno para los muros que tengan una razón de altura de la edificación entre la longitud del muro menor o igual a 1.5; en otros casos, debe calcularse mediante las ecuaciones 2.14 y 2.15.

$$wv = 0.9 + \frac{ns}{10}; ns \leq 6$$

**Ecuación 2.14.** Ecuación para determinar el factor de amplificación dinámica en edificios menores o iguales a 6 pisos.

*Nota.* Tomado de 18.10.3.1.3, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019



$$wv = 1.3 + \frac{ns}{30}; ns > 6$$

**Ecuación 2.15.** Ecuación para determinar el factor de amplificación dinámica en edificios mayores a 6 pisos.

*Nota.* Tomado de 18.10.3.1.3, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

De acuerdo con la sección 18.10.4.5 de la ACI 318-19 (2019), se verificó el ancho mínimo del alma utilizando la Ecuación 2.16.

$$V_e \leq \phi * V_n \leq \phi * 5 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * lw$$

**Ecuación 2.16.** Ecuación para determinar el ancho mínimo del alma por cortante

*Nota.* Tomado de 18.10.4.5, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

Donde:

**Tabla 2.18.** Tabla de Definiciones 13.

Tabla de Definiciones	
ns	Número de pisos de la estructura
Vn	Fuerza cortante nominal
$\phi$	Factor de reducción resistencia a corte

Según lo indicado por Sosa (2023), el cortante nominal que soporta el muro equivale a la suma de la fuerza cortante que el acero soporta más la fuerza cortante del concreto.

$$V_e \leq \phi * (V_c + V_s)$$

**Ecuación 2.17.** Ecuación para calcular la fuerza cortante de diseño por medio de las fuerzas cortantes del acero y del concreto.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyectos Estructurales, por Sosa, 2023b

De acuerdo con Sosa (2023), el refuerzo de corte se puede calcular con la ayuda de las ecuaciones 2.18 y 2.19.

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - (0.53 * \lambda * \alpha_c * \sqrt{f'c} * bw * lw)$$

**Ecuación 2.18.** Ecuación para encontrar la fuerza cortante del acero.

Nota. Tomado de 18.10.4.1, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

$$A_v = \frac{V_s * s_c}{lw * fy}$$

**Ecuación 2.19.** Ecuación para determinar el área de acero cortante.

Nota. Tomado de 18.10.4.1, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

Donde:

**Tabla 2.19.** Tabla de Definiciones 14.

Tabla de Definiciones	
<b>Av</b>	Área de acero por corte
<b>λ</b>	Factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto
<b>α<sub>c</sub></b>	Coefficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro
<b>sc</b>	Espaciamiento a corte

El factor de modificación  $\lambda$  tiene el valor de 1 para hormigones normales.

Según lo indicado en la sección 18.10.4.1 de la ACI 318-19 (2019), el coeficiente  $\alpha_c$  es 0.8 cuando la relación entre la altura de la edificación y la longitud del muro es igual o menor a 1.5, y es 0.53 cuando esta relación es mayor a 2. Además, el factor de modificación  $\lambda$  tiene un valor de 1 para hormigones normales.

### Diseño de Cabezales Especiales

Conforme a lo establecido en la sección 18.10.6.3 de la ACI 318-19 (2019), cuando el esfuerzo a compresión máximo de la fibra extrema supera el 20% de la resistencia a compresión del hormigón, los muros deben tener elementos especiales de borde.

Si se requieren elementos especiales de borde, la longitud de confinamiento se determinará como el valor máximo entre la profundidad central máxima del eje neutro y el resultado de restar el 10% de la longitud del muro a la profundidad máxima del eje neutro.

Conforme a lo especificado en la sección 18.10.6.3.b de la ACI 318-19 (2019), se necesitaba realizar una verificación del espesor del alma del muro. Según esta disposición, el espesor del muro debe ser mayor a 30 cm y mayor que la razón entre la altura entre pisos y 16.

## Diseño por Confinamiento

En el diseño de cabezales especiales, se determina la longitud que debe ser confinada. En el caso de este proyecto de integración curricular, solo se confinaron los cabezales del muro, ya que en todos los casos la longitud de confinamiento era menor que la dimensión del cabezal.

Para confinar los cabezales, se considera que el espaciamiento de confinamiento debe ser el valor más pequeño entre 10 cm, la razón entre la base del cabezal y 3, 6 veces el diámetro de la varilla longitudinal colocada en el cabezal, y la razón entre la altura del cabezal y 3.

De acuerdo con el apartado 18.7.5.4 de la ACI 318-19 (2019), el refuerzo de confinamiento se puede calcular utilizando los valores de los literales a y b de la Tabla 2.20.

**Tabla 2.20.** Tabla para encontrar el refuerzo por confinamiento.

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (a) y (b) $0.3 \left( \frac{A_g}{A_h} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (a), (b) y (c) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (c)
$\rho_s$ para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70$ MPa	Mayor de (d) y (e) $0.45 \left( \frac{A_g}{A_h} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70$ MPa	Mayor de (d), (e) y (f) $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (f)

*Nota.* Tomado de 18.7.5.4, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

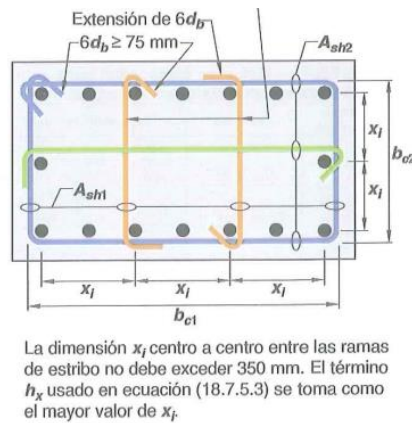
Donde:

**Tabla 2.21.** Tabla de Definiciones 15.

Tabla de Definiciones	
Ash	Área de acero confinamiento
Ag	Área bruta del cabezal
Ach	Área de confinamiento del cabezal
sbc	Espaciamiento para confinamiento
fyt	Límite de fluencia del acero transversal

## Revisión del Espaciamiento Vertical Real

Según el apartado 18.7.5.3 de la ACI 318-19 (2019), el espaciado vertical se calcula en los elementos de borde utilizando la Figura 2.3.



**Figura 2.3.** Ejemplo grafico para obtener  $h_x$ .

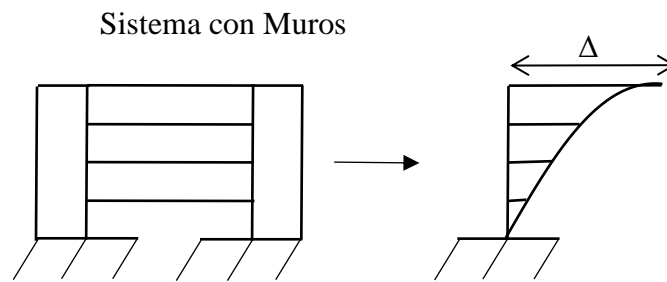
*Nota.* Tomado de 18.7.5.3, por ACI 318-19, American Concrete Institute Committee 318, 2019

De acuerdo con los lineamientos de la sección 18.7.5.3 de la ACI 318-19 (2019), el espaciado vertical real debe ser igual o inferior a 35 cm o dos tercios de la base del cabezal.

## 2.6 Diseño Directo Basado en desplazamientos (DDBD)

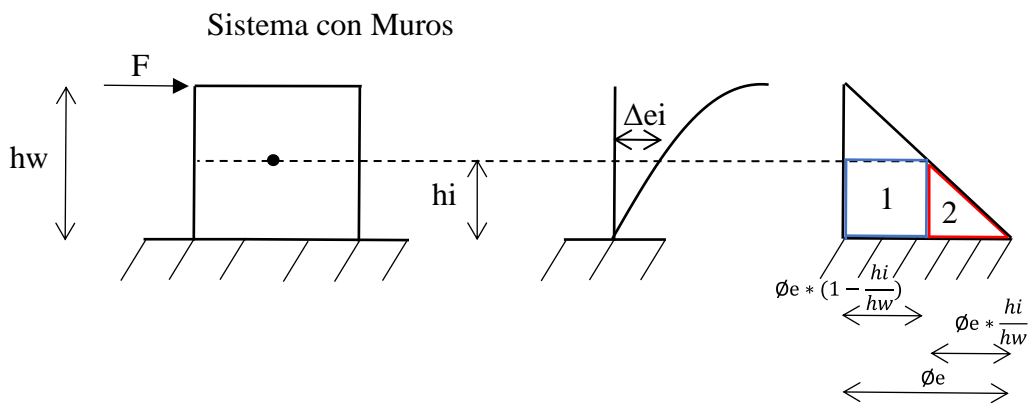
### Perfil de Desplazamiento

Dado que el sistema del proyecto de integración curricular se basa en muros cantiléver, se empleará el perfil de desplazamiento característico de dichos muros.



**Figura 2.4.** Representación de desplazamiento para muros.

El perfil de desplazamientos de un sistema bajo carga horizontal refleja la contribución y la rigidez de sus componentes, lo que afecta su diagrama de desplazamiento lateral. Este desplazamiento lateral se compone tanto de desplazamiento elástico como plástico, siendo este último calculado en este caso mediante el modelo de rótula plástica de Priestley, que tiene en cuenta los límites del material.



**Figura 2.5.** Gráfica para determinar el desplazamiento elástico en un sistema con muro.

La Ecuación 2.20 se obtuvo considerando que  $\phi_e = \phi_y$ , teniendo en cuenta la Ecuación 1.8 y también haciendo referencia a la Figura 2.4.

$$\Delta_{ei} = \frac{\phi_e * h_i^2}{3} * \left( \frac{3}{2} - \frac{h_i}{2h_w} \right)$$

**Ecuación 2.20.** Ecuación para determinar desplazamiento elástico.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

Donde:

**Tabla 2.22.** Tabla de Definiciones 16.

Tabla de Definiciones	
$\Delta_{ei}$	Desplazamiento elástico inicial del sistema
$h_i$	Altura en el punto de interés
$h_w$	Altura del muro

La curvatura plástica ( $\theta_p$ ) en el presente documento se determinó teniendo en cuenta la deriva del 2% de la NEC-SE-DS (2014). Considerando esto, la mayor cantidad de rotación permitida en la rótula plástica debe ser la menor entre la Ecuación 2.21 y la Ecuación 2.22.

$$\theta_p = \theta_c - \frac{\epsilon y * h_w}{l_w}$$

**Ecuación 2.21.** Ecuación para determinar la máxima cantidad de rotación permisible.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.9.a, por Priestley et al., 2007

$$\theta_p = \theta_p * L_p$$

**Ecuación 2.22.** Ecuación para determinar la máxima cantidad de rotación permisible.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.9.b, por Priestley et al., 2007

Donde:

**Tabla 2.23.** Tabla de Definiciones 17.

Tabla de Definiciones	
$\theta_p$	Máxima cantidad de rotación permisible en la rótula plástica
$\theta_c$	Deriva límite permitida según las regulaciones del código de diseño

Siguiendo los lineamientos de la sección 6.6.a propuestos por Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), se determinó el desplazamiento plástico en función de la deriva a partir del modelo de la rótula plástica de Priestley propuesto en la sección 1.4 del presente documento.

$$\Delta p = \theta_p * (H_e - (0.5 * L_p - L_{sp}))$$

**Ecuación 2.23.** Ecuación para determinar el desplazamiento plástico.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.6.a, por Priestley et al., 2007

El desplazamiento total está dado por la ecuación 1.19, descrita anteriormente en la sección 1.4 del presente proyecto de integración curricular.

## Sistema Equivalente de 1 Grado de Libertad

Dado que cualquier sistema estructural en la realidad tiene muchos grados de libertad, es necesario transformar este sistema en uno que posea un grado de libertad.

De acuerdo con Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), las características específicas que posee este sistema de 1 grado de libertad son el amortiguamiento equivalente de la edificación, la altura efectiva, la masa equivalente del sistema y la ductilidad de desplazamiento del sistema. Es importante señalar que el amortiguamiento equivalente utilizado en este documento se describe en la ecuación 1.22, mientras que las demás expresiones se detallan a continuación:

$$\Delta t_{sys} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i * \Delta i^2}{\sum_{i=1}^n m_i * \Delta i}$$

**Ecuación 2.24.** Ecuación para calcular el desplazamiento deseado del sistema.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.26, por Priestley et al., 2007

$$m_{e_{sys}} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i * \Delta i}{\Delta_{sys}}$$

**Ecuación 2.25.** Ecuación para determinar la masa equivalente del sistema.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.33, por Priestley et al., 2007

$$\Delta_{sys} = \frac{\epsilon y * H e^2}{l w} * \left(1 - \frac{H e}{3 h w}\right)$$

**Ecuación 2.26.** Ecuación para determinar el desplazamiento de fluencia del sistema.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.34, por Priestley et al., 2007

$$H e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i * \Delta i * H_i}{\sum_{i=1}^n m_i * \Delta i}$$

**Ecuación 2.27.** Ecuación para determinar la altura efectiva.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.35, por Priestley et al., 2007

$$\mu \Delta_{sys} = \frac{\Delta t_{sys}}{\Delta_{sys}}$$

**Ecuación 2.28.** Ecuación para determinar ductilidad del sistema.

*Nota.* Tomado de Ecuación 3.36, por Priestley et al., 2007

Donde:

**Tabla 2.24.** Tabla de Definiciones 18.

Tabla de Definiciones	
$\Delta_{sys}$	Desplazamiento de diseño del sistema
$m_{sys}$	Masa equivalente del sistema
$\Delta_{sys}$	Desplazamiento de fluencia del sistema
$\mu\Delta_{sys}$	Ductilidad de desplazamiento del sistema
$m_i$	Masa por piso de la estructura
$\Delta_i$	Desplazamiento por piso de la estructura
$H_i$	Altura por piso de la estructura

### **Espectro de Diseño de Desplazamiento Escalado**

Es importante aclarar que el desplazamiento de diseño asociado a un amortiguamiento del 5% se calculó siguiendo los lineamientos de la sección 3.3.2 de la NEC-SE-DS (2014). La notación utilizada para este desplazamiento de diseño con un amortiguamiento del 5% difiere en la normativa de construcción ecuatoriana.

Para determinar el desplazamiento de la esquina para un amortiguamiento mayor o menor al 5%, es crucial destacar que en este documento se utilizó la ecuación 1.23 para calcular un factor de ajuste por amortiguamiento DSF por región distante.

El Desplazamiento de diseño ajustado, el cual tiene un amortiguamiento diferente al 5%, se determinó mediante la Ecuación 2.29:

$$\Delta' c = \Delta c * DSF$$

**Ecuación 2.29.** Ecuación para calcular el desplazamiento de diseño con amortiguamiento diferente al 5%.

*Nota.* Tomado de Diseño de Proyecto Integrador, por Sosa, 2023a

Donde:

**Tabla 2.25.** Tabla de Definiciones 19.



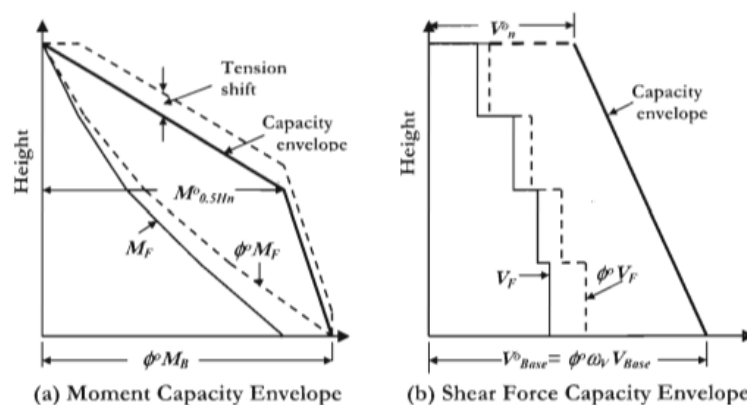


- Suponer un desplazamiento de respuesta final ( $\Delta_{df}$ ) el cual debe estar entre el desplazamiento objetivo y el desplazamiento de diseño con un amortiguamiento del 5%.
- Calcular la ductilidad del desplazamiento mediante el desplazamiento de respuesta final, para ello se debe usar la Ecuación 2.26.
- Determinar el nuevo amortiguamiento equivalente con la ductilidad encontrada.
- Calcular el desplazamiento de la esquina correspondiente al nuevo amortiguamiento semejante.
- Reemplazar el valor del desplazamiento de la esquina perteneciente al nuevo amortiguamiento equivalente por el desplazamiento de respuesta final.
- Repetir el procedimiento hasta que el desplazamiento del amortiguamiento equivalente encontrado sea igual al desplazamiento de la respuesta final.

Se debe tener en cuenta que, en este caso especial, el periodo efectivo es igual al periodo de la esquina, y el desplazamiento de la respuesta final se convierte en el desplazamiento objetivo. Por lo tanto, las ecuaciones 1.27, 1.28 y 1.29 deben tener en cuenta estos parámetros.

### Diseño por Capacidad Simplificado para Muros en Cantiléver

Una vez encontrado el espectro de diseño escalado, ya sea para el caso normal o el caso especial de diseño, es necesario determinar el momento y la fuerza cortante con las ecuaciones 1.28 y 1.29. Con ello, es clave verificar los efectos P- $\Delta$ , como se especifica en la sección 1.4.



**Figura 2.7.** Sistema Simplificado de Diseño por Capacidad para Muros en Voladizo.

*Nota.* Tomado de Figura 6.26, por Priestley et al., 2007

De acuerdo con los lineamientos establecidos en la sección 6.6.2 de Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), para determinar el momento de diseño se debe calcular un diagrama bilineal en el que el límite interior está la sobrerresistencia en la base del muro, en la altura media está el momento de sobrerresistencia, y el límite es cero en el punto más alto del muro. También es importante mencionar que se considera una proporción entre la deformación después del punto de fluencia y la rigidez elástica de 0.05, además de tomar un factor de sobrerresistencia de 1, como resultado de la consideración del endurecimiento por deformación del acero. Todos estos cálculos se realizan utilizando las ecuaciones 2.30, 2.31 y 2.32.

$$T_i = T_e * \sqrt{\frac{1 + r * (\mu_{sys} - 1)}{\mu_{sys}}}$$

**Ecuación 2.30.** Ecuación para determinar el periodo inicial.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.52, por Priestley et al., 2007

$$C_{1,T} = 0.4 + 0.075 * T_i * \left(\frac{\mu}{\phi^0}\right) \geq 0.4$$

**Ecuación 2.31.** Ecuación para determinar el coeficiente sísmico 1.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.48, por Priestley et al., 2007

$$M_{0.5Hn}^0 = C_{1,T} * (\phi^0) * MB$$

**Ecuación 2.32.** Ecuación para determinar el momento por sobrerresistencia en la altura media.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.48, por Priestley et al., 2007

Donde:

**Tabla 2.26.** Tabla de Definiciones 20.

Tabla de Definiciones	
<b>Ti</b>	Periodo inicial de elasticidad
<b>r</b>	Proporción entre la deformación después del punto de fluencia y la rigidez elástica
<b>C(1,T)</b>	Coeficiente sísmico 1
<b>ϕ<sup>0</sup></b>	Factor de sobrerresistencia por endurecimiento por deformación del acero
<b>M<sub>0.5Hn</sub><sup>0</sup></b>	Factor de sobrerresistencia por endurecimiento por deformación del acero

De acuerdo con los lineamientos establecidos en la sección 6.6.2 de Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), al igual que el momento de diseño, para determinar la fuerza cortante de diseño en la base se debe calcular un diagrama bilineal. Es necesario asumir un valor conservador de 1.18 para el factor de sobrerresistencia al corte. También es clave denotar que el factor de amplificación dinámica se calcula con el coeficiente sísmico 2. Las ecuaciones 2.33, 2.34, 2.35 y 2.36 se presentan a continuación para calcular la fuerza cortante de diseño.

$$C_{2,T} = 0.067 + 0.4 * (T_i - 0.5) \leq 1.15$$

**Ecuación 2.33.** Ecuación para determinar el coeficiente sísmico 2.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.50, por Priestley et al., 2007

$$w_v = 1 + \frac{\mu_{sys}}{\phi^0} * C_{2,T}$$

**Ecuación 2.34.** Ecuación para determinar el factor de amplificación dinámica.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.50, por Priestley et al., 2007

$$C_3 = 0.9 - 0.3 * T_i \leq 0.3$$

**Ecuación 2.35.** Ecuación para determinar el coeficiente sísmico 3.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.51, por Priestley et al., 2007

$$V_n^0 = C_3 * VB$$

**Ecuación 2.36.** Ecuación para determinar la fuerza cortante en la zona superior del muro.

*Nota.* Tomado de Ecuación 6.51, por Priestley et al., 2007

**Tabla 2.27.** Tabla de Definiciones 21.

Tabla de Definiciones	
<b>C(2,T)</b>	Coeficiente sísmico 2
<b>wv</b>	Factor de amplificación dinámica
<b>ϕ0</b>	Factor de sobrerresistencia por corte
<b>C3</b>	Coeficiente sísmico 3
<b>Vn0</b>	Fuerza cortante en la zona superior del muro

### 3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 3.1 Resultados Obtenidos a partir de la aplicación del FBD

Basándonos en los análisis pormenorizados del ANEXO IX, se presentan a continuación los resultados derivados a través del Método FBD.

#### Cortante Basal, Fuerza Cortante y Momentos de Diseño

**Tabla 3.1.** Tabla de resultados según el tipo de suelo por el método FBD del cortante basal, fuerza cortante y momento de diseño.

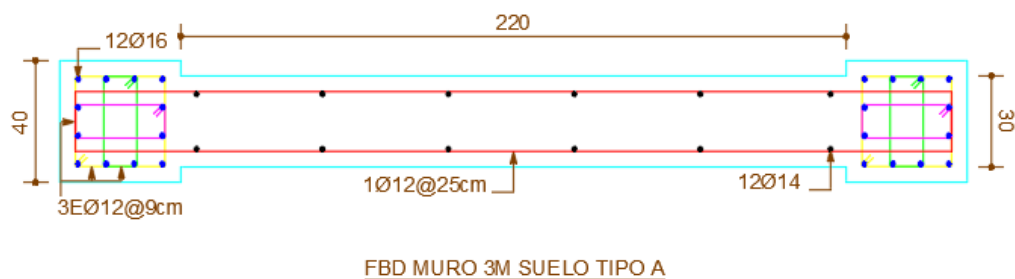
CORTANTE Y MOMENTO				
EDIFICIO 6 PISOS	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D
Coefficiente de Cortante Basal (%)	12.52%	13.91%	22.85%	23.81%
V (T)	260.94	290.16	496.16	537.52
Vm (T)	58.24	64.75	112.93	123.69
Mm (Tm)	478.06	532.00	1047.02	1246.78

#### Derivas de Piso

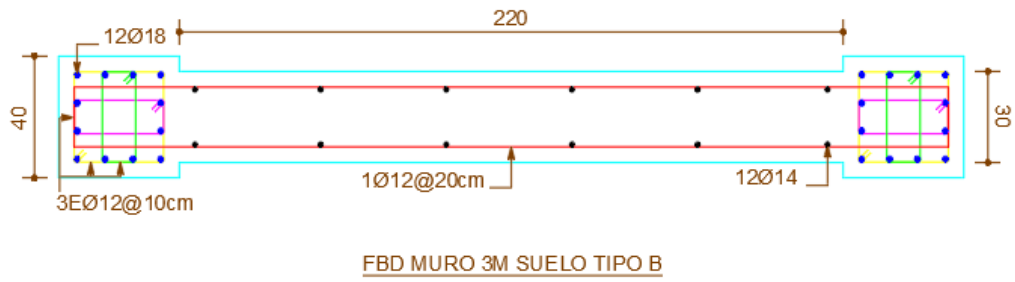
**Tabla 3.2.** Tabla de resultados de las derivas por piso según el tipo de suelo por el método FBD.

DERIVAS										
EDIFICIO 6 PISOS		Suelo A		Suelo B		Suelo C		Suelo D		
Nivel	Elevación	Deriva elástica (%)	Deriva Inelástica (%)	Deriva elástica (%)	Deriva Inelástica (%)	Deriva elástica (%)	Deriva Inelástica (%)	Deriva elástica (%)	Deriva Inelástica (%)	
6	18	0.15%	0.57%	0.17%	0.63%	0.20%	0.75%	0.15%	0.56%	
5	15	0.16%	0.60%	0.18%	0.67%	0.21%	0.79%	0.16%	0.60%	
4	12	0.16%	0.61%	0.18%	0.67%	0.21%	0.78%	0.16%	0.61%	
3	9	0.15%	0.56%	0.17%	0.62%	0.19%	0.72%	0.15%	0.57%	
2	6	0.12%	0.43%	0.13%	0.48%	0.15%	0.56%	0.12%	0.45%	
1	3	0.05%	0.20%	0.06%	0.22%	0.07%	0.26%	0.06%	0.22%	
Base	0	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	

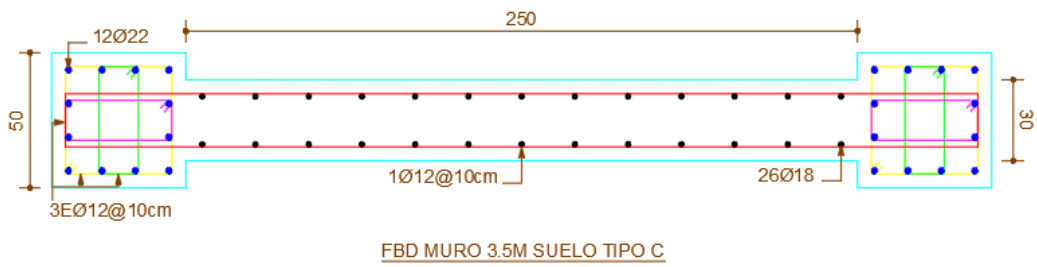
#### Armado de Muros



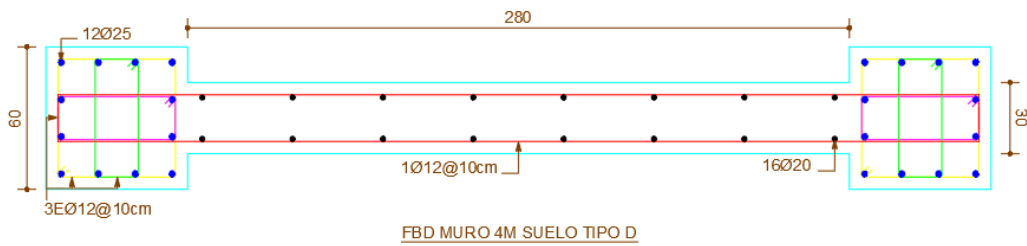
**Figura 3.1.** Armado FBD para suelo A.



**Figura 3.2.** Armado FBD para suelo B.



**Figura 3.3.** Armado FBD para suelo C.



**Figura 3.4.** Armado FBD para suelo D.

## 3.2 Resultados Obtenidos a partir de la aplicación del DDBD

Basándonos en los análisis pormenorizados del ANEXO IX, se presentan a continuación los resultados derivados a través del Método FBD.

### Perfil de Desplazamiento y Derivas de Piso

**Tabla 3.3.** Tabla de resultados de las derivas por piso y desplazamiento por piso según el tipo de suelo por el método DDBD.

EDIFICIO 6 PISOS		DESPLAZAMIENTO Y DERIVAS							
Nivel	Elevación	Suelo A		Suelo B		Suelo C		Suelo D	
		Desplazamiento Final (m)	Deriva Inelástica (%)	Desplazamiento Final (m)	Deriva Inelástica (%)	Desplazamiento Final (m)	Deriva Inelástica (%)	Desplazamiento Final (m)	Deriva Inelástica (%)
6	18	0.25	1.79%	0.25	1.79%	0.29	1.99%	0.30	1.99%
5	15	0.20	1.73%	0.20	1.73%	0.23	1.93%	0.24	1.94%
4	12	0.15	1.59%	0.15	1.59%	0.17	1.80%	0.18	1.83%
3	9	0.10	1.40%	0.10	1.40%	0.12	1.61%	0.13	1.66%
2	6	0.06	1.13%	0.06	1.13%	0.07	1.36%	0.08	1.44%
1	3	0.02	0.80%	0.02	0.80%	0.03	1.05%	0.03	1.17%
Base	0	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%	0.00	0.00%

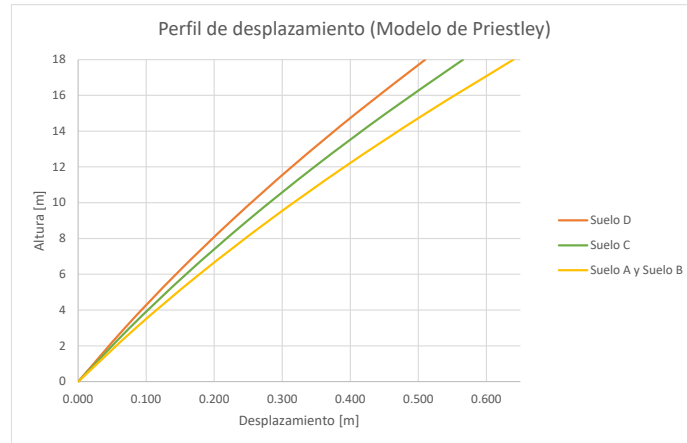


Figura 3.5. Perfil de desplazamiento de la Rótula Plástica de Priestley.

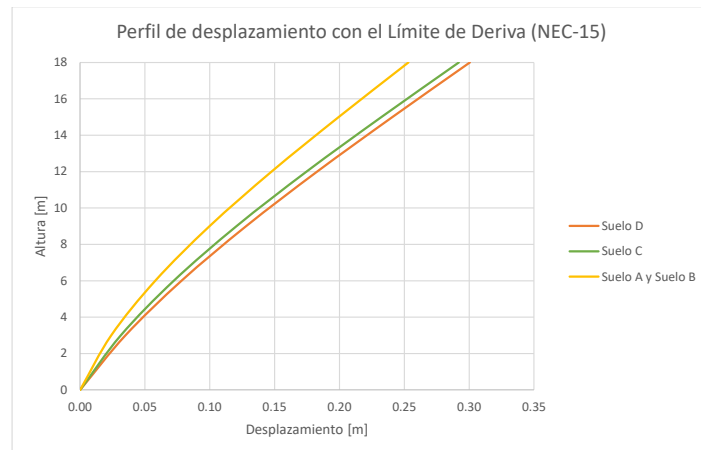


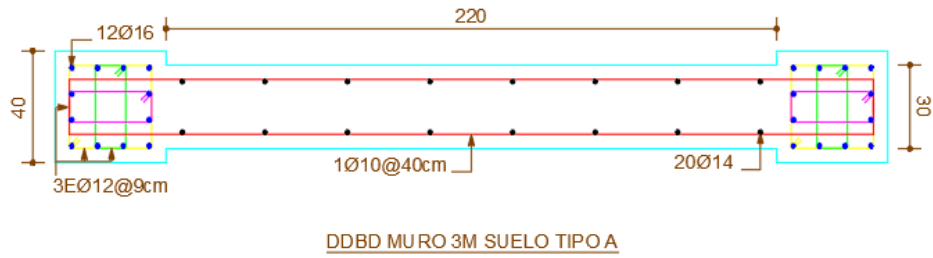
Figura 3.6. Perfil de desplazamiento con el límite de deriva de la NEC-15.

## Cortante Basal, Fuerza Cortante y Momentos de Diseño

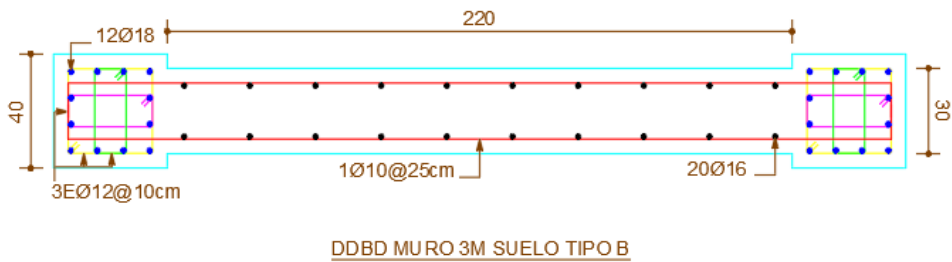
Tabla 3.4. Tabla de resultados según el tipo de suelo por el método DDBD del cortante basal, fuerza cortante y momento de diseño.

CORTANTE Y MOMENTO				
EDIFICIO 6 PISOS	Suelo A	Suelo B	Suelo C	Suelo D
$\Delta t$ (m)	12.52%	13.91%	22.85%	23.81%
VB (T)	163.95	200.06	403.15	594.75
Vm (T)	40.99	50.02	100.79	148.69
MBm (Tm)	557.58	680.40	1359.22	1993.40
V <sup>B</sup> (T)	96.75	110.98	200.77	276.65
$\phi^*MB$ (Tm)	557.58	680.40	1359.22	1993.40

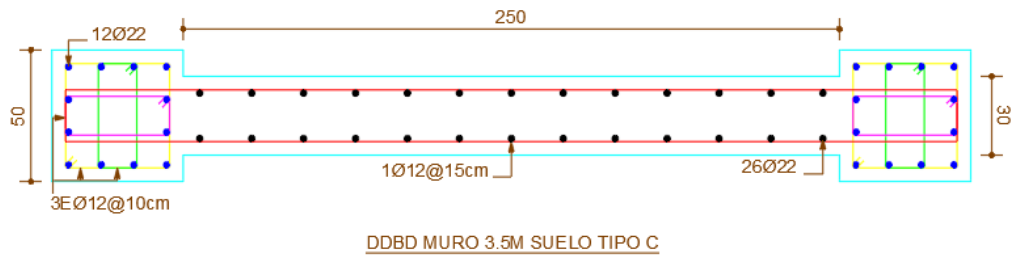
## Armado de Muros



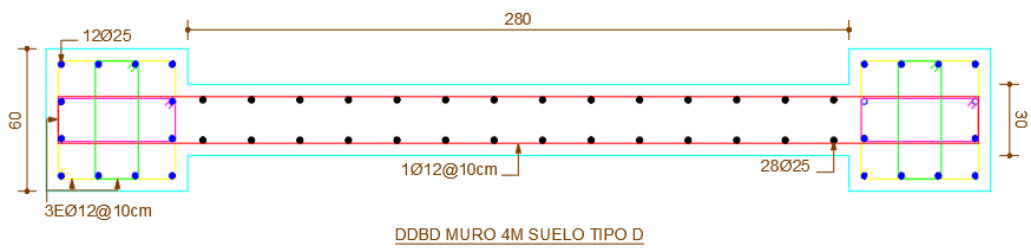
**Figura 3.7.** Armado DDBD para suelo A.



**Figura 3.8.** Armado DDBD para suelo B.



**Figura 3.9.** Armado DDBD para suelo C.



**Figura 3.10.** Armado DDBD para suelo D.



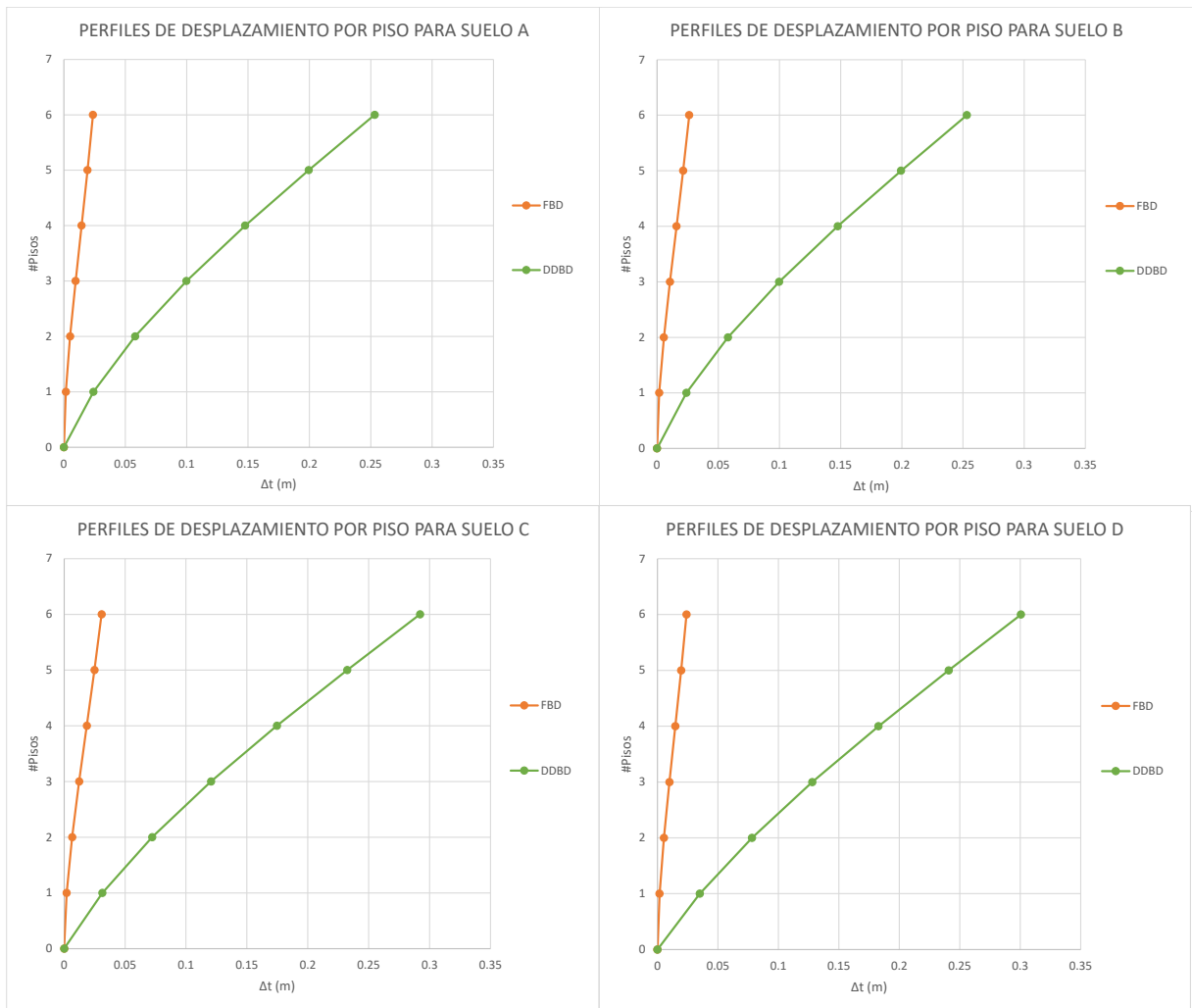
### 3.3 Comparación de Resultados

#### Cortante Basal de un Muro de la Estructura



**Figura 3.11.** Comparación de cortante basal por DDBD y FBD para distintos tipos de suelo.

## Perfiles de Desplazamiento



**Figura 3.12.** Comparación de perfiles de desplazamiento por DDBD y FBD para distintos tipos de suelo.

## Derivas de Piso

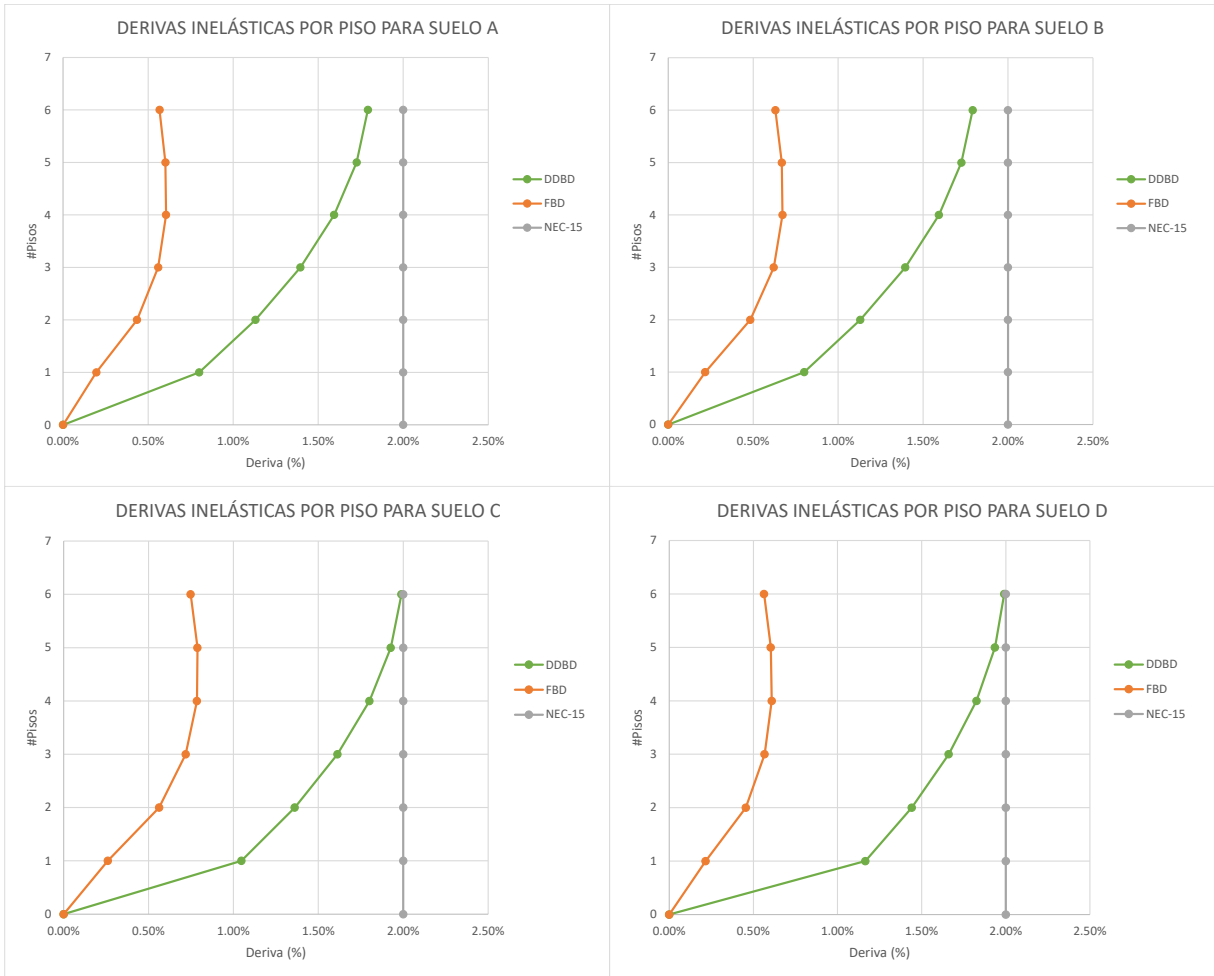
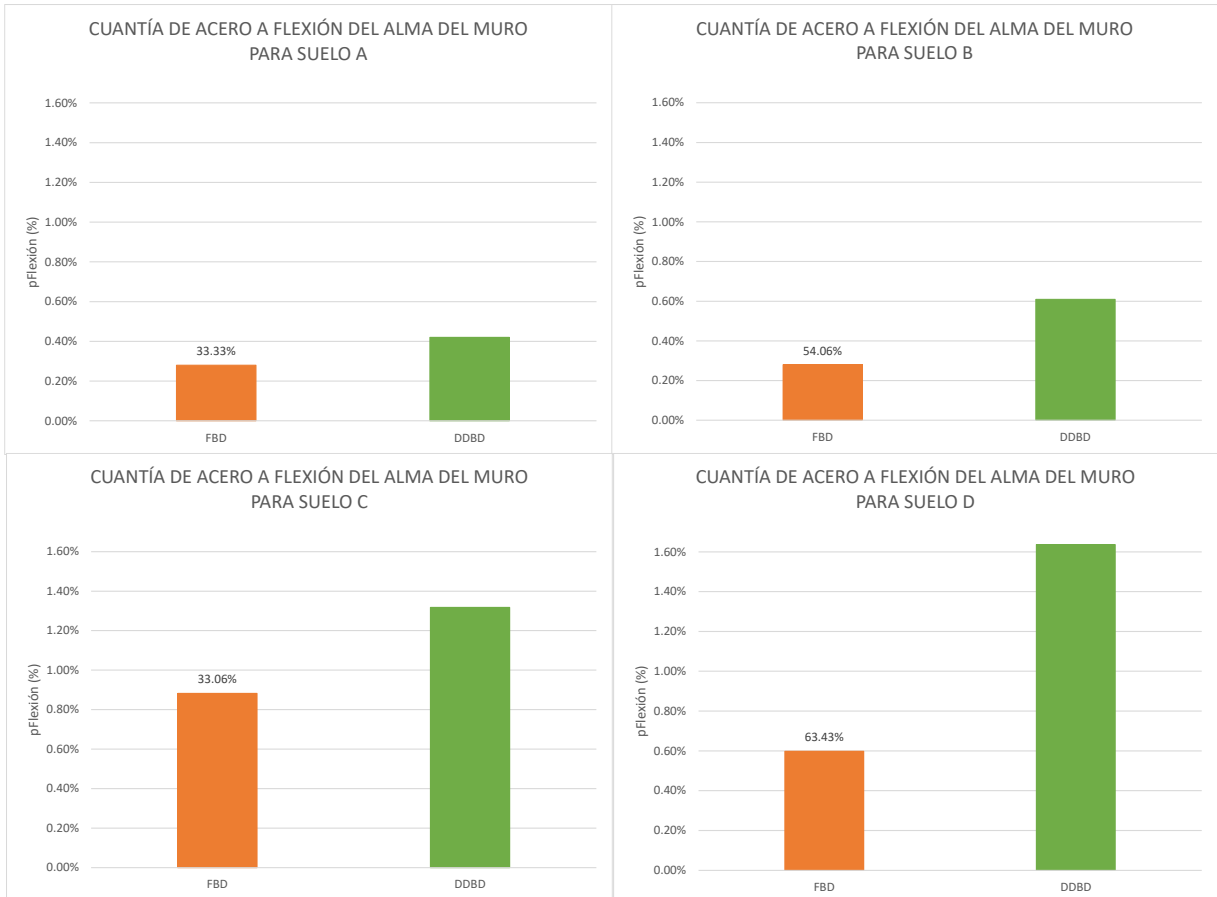


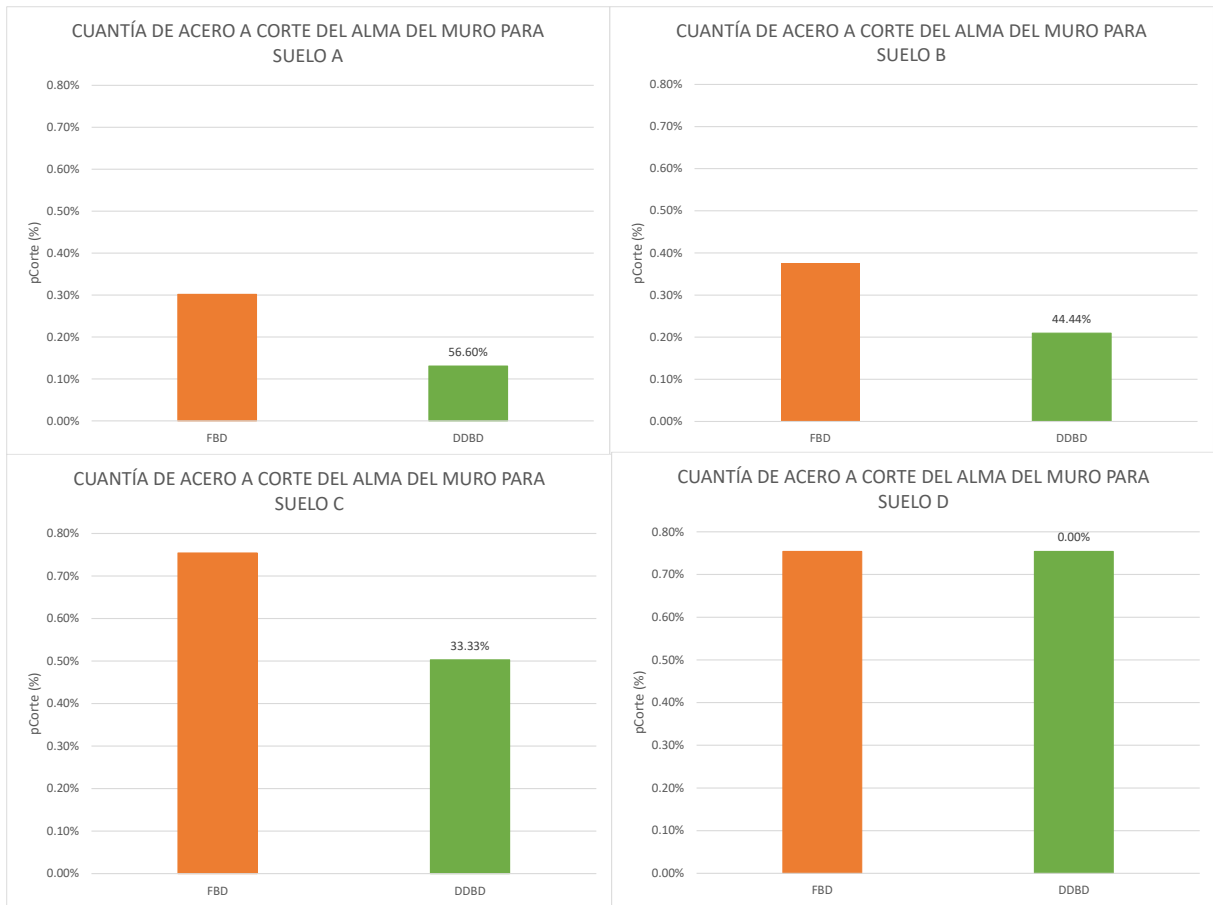
Figura 3.13. Comparación de derivas inelásticas por DDBD y FBD para distintos tipos de suelo.

### Cuantía de Acero a Flexión y a Corte

Se realizó una comparativa exclusivamente del acero a flexión y a corte del alma de los muros en cada tipo de suelo. Esto se debió a que, en el presente documento de integración curricular, para cada tipo de suelo se emplearon las mismas propiedades geométricas del cabezal y los mismos aceros longitudinales. Por lo tanto, en la comparativa del FBD y DDBD.



**Figura 3.14.** Comparación de la cuantía de acero a flexión del alma de un muro por DDBD y FBD para distintos tipos de suelo.



**Figura 3.15.** Comparación de la cuantía de acero a corte del alma de un muro por DDBD y FBD para distintos tipos de suelo.

### 3.4 Conclusiones

Después del examen exhaustivo de los resultados, se llega a la conclusión de que los objetivos se han alcanzado satisfactoriamente para la realización de este trabajo de integración curricular. En lo que respecta a la implementación de los métodos FBD y DDBD en estructuras de muros en cantiláver de hormigón armado en diversos tipos de suelos, se destacan las siguientes conclusiones:

La aplicación del DDBD, en comparación con el FBD, resulta más sencilla. Esto se debe a que no requiere un modelamiento estructural a través de un programa computacional. Además, es fácil de calcular gracias a la transformación de la edificación en un sistema de un grado de libertad, lo que permite su cálculo manual sin depender de un programa de modelamiento estructural.

El cálculo del índice de estabilidad para los suelos A, B, C y D arrojó valores de 0.130, 0.105, 0.061 y 0.046 respectivamente. Únicamente los suelos A y B requirieron una ampliación debido a los efectos  $P-\Delta$ , ya que su índice de estabilidad fue mayor a 0.1 en estos casos. Es relevante señalar que conforme empeora la calidad del suelo, el índice de estabilidad tiende a disminuir.

Tras analizar los diferentes tipos de suelo, se observó que el método FBD emplea un factor de reducción sísmica constante, mientras que, en el DDBD, la ductilidad de desplazamiento aumenta en una misma estructura a medida que la calidad del suelo empeora. Los suelos A, B, C y D mostraron factores de reducción sísmica de 1.758, 1.758, 2.407 y 2.865 respectivamente.

Los desplazamientos laterales por planta calculados a través del método DDBD muestran una notable discrepancia en comparación con los obtenidos a través del FBD. Esta disparidad se debe al enfoque del DDBD en la capacidad de desplazamiento de la estructura.

Tras analizar los diferentes tipos de suelos, se concluye que las derivas generadas debido a la deformación del material en el modelo de la rótula plástica de Priestley son considerablemente mayores que la deriva límite del 2% establecida por la normativa ecuatoriana de construcción. Es importante destacar que estas derivas generadas disminuyen a medida que empeora la calidad del suelo. Los suelos A, B, C y D mostraron derivas del 4.29%, 4.29%, 3.77% y 3.39% respectivamente, por lo tanto, fue imprescindible restringir los perfiles de desplazamiento dentro de la deriva límite.

Las derivas inelásticas obtenidas mediante el método DDBD muestran una considerable diferencia en comparación con las derivas inelásticas obtenidas por FBD. Esto se debe a que las derivas inelásticas obtenidas por DDBD fueron limitadas a la deriva límite establecida por la normativa ecuatoriana de construcción, mientras que las derivas halladas por el FBD no lo fueron. Esta diferencia influye en la asunción de un mismo grado de capacidad de deformación para las estructuras, lo que impacta directamente en el coeficiente de reducción sísmica, el cual es un coeficiente crucial en el cálculo de la deriva inelástica en el FBD.

El cortante basal de un muro determinado mediante el método FBD muestra valores más altos que los calculados a través del método DDBD. Sin embargo, el cortante basal resultante del DDBD tiende a reducir su variación a medida que empeora la calidad del suelo, con una disminución del 29.62%, 22.76% y 10.75%, y un incremento del 20.21%

para los suelos A, B, C y D respectivamente. En el caso del suelo D, el cortante basal de un muro obtenido por DDBD es mayor que el calculado por FBD.

Los valores del momento de diseño obtenidos mediante el FBD son inferiores a los momentos de diseño obtenidos con el DDBD. Los momentos de diseño obtenidos mediante el FBD muestran un aumento en su variación a medida que la calidad del suelo empeora, con incrementos del 14.26%, 21.81%, 22.97% y 37.45% para los suelos A, B, C y D respectivamente.

Los valores de la fuerza de cortante de diseño obtenidos mediante DDBD son mayores que los valores de la fuerza de cortante de diseño resultantes de la aplicación del FBD. Esto se debe principalmente a que en el FBD se aplican valores menores del factor de amplificación dinámica que los aplicados en el DDBD, y a que los valores obtenidos por el cortante basal de un muro son ligeramente mayores que los obtenidos por DDBD. Es importante mencionar que la fuerza de cortante de diseño resultante del DDBD tiende a disminuir su variación a medida que empeora la calidad del suelo, con una disminución del 33.05%, 31.57%, 27.57% y 14.19% para los suelos A, B, C, D respectivamente.

Las cuantías de acero longitudinal en el alma calculadas mediante DDBD son mayores que las calculadas por FBD. Esto se debe a que el diseño a flexión en el DDBD es más exigente que los requerimientos establecidos por el FBD.

Las cuantías de acero a corte en el alma calculadas por el FBD son mayores que las calculadas por DDBD. Esto se debe a que la normativa ecuatoriana de construcción es muy conservadora en las expresiones para el cálculo del diseño a corte. Sin embargo, la variación de la cuantía de acero a corte por FBD con respecto al DDBD va disminuyendo a medida que empeora la calidad del suelo, con una disminución del 56.6%, 44.44%, 33.33% y 0% para los suelos A, B, C, D respectivamente.

### **3.5 Recomendaciones**

El diseño por FBD presentado en este documento ha sido concebido considerando las condiciones regionales de Ecuador, tales como el tipo de suelo y el riesgo sísmico, entre otros aspectos relevantes. Estos criterios se encuentran respaldados por las directrices establecidas en la normativa ecuatoriana de construcción. Por lo tanto, para aquellos interesados en replicar la metodología aplicada en este estudio, resulta fundamental adherirse a la normativa de diseño vigente en el país donde se pretenda llevar a cabo la construcción.

En el presente documento, se hizo uso de la primera edición del libro 'Displacement-Based Seismic Design of Structures' para aplicar la metodología del DDBD. Se sugiere consultar la versión más reciente del libro, dado que es común que se corrijan errores o imprecisiones encontradas en ediciones anteriores. Además, es probable que las nuevas ediciones incluyan contenidos adicionales y ejemplos actualizados por parte de los autores.

Para la aplicación del método del FBD, es recomendable verificar previamente los valores del cortante basal y el peso de la estructura, así como realizar el modelamiento estructural mediante el cálculo de la carga sísmica reactiva, de acuerdo con las indicaciones establecidas en la normativa de diseño. Esta precaución ayuda a evitar errores en el cálculo y garantiza la precisión de los resultados obtenidos.

La forma en que se aplica el método DDBD puede diferir dependiendo del tipo de edificación. Dado que cada elemento estructural presenta comportamientos distintos, es común encontrar expresiones simplificadas para cada tipología. Para aquellos interesados en replicar la metodología utilizada en el presente documento, resulta fundamental revisar el sistema estructural y el elemento estructural específico que se desea diseñar, consultando el libro 'Displacement-Based Seismic Design of Structures'. Esto garantizará la correcta selección y aplicación de las expresiones simplificadas pertinentes y evitará posibles errores.

Se sugiere calcular siempre el modelo de la rótula plástica de Priestley para analizar si la deformación del material prevalece o si es necesario limitar la deriva a la deriva límite establecida por la normativa de diseño.

Se recomienda analizar en profundidad los casos especiales para obtener cálculos más realistas. Es crucial examinar el desplazamiento de diseño con un amortiguamiento del 5%, así como el desplazamiento de diseño escalado, el desplazamiento objetivo del sistema y el desplazamiento de fluencia del sistema. Especial atención debe prestarse al analizar el desplazamiento de fluencia, ya que este determinará el caso especial de diseño.

En el DDBD, se sugiere considerar que la fuerza cortante de diseño ya se calcula en el diseño por capacidad simplificado. Como resultado, la normativa de construcción ecuatoriana no requiere la consideración de los factores de sobrerresistencia y amplificación dinámica.

Se recomienda realizar el análisis del diagrama momento-curvatura para varios elementos estructurales de hormigón armado utilizando el programa CUMBIA, para garantizar la confiabilidad de los resultados obtenidos mediante el DDBD.



En el caso de una falla por flexo-compresión en una estructura sujeta a las solicitaciones indicadas por el DDBD, el diseño por FBD no sería capaz de resistir la flexo-compresión y fallaría. Por lo tanto, se recomienda el diseño mediante DDBD, ya que, según las curvas de interacción reducidas de los muros para cada tipo de suelo, este método soporta con una notable diferencia las solicitaciones tanto de FBD como de DDBD.

El diseño por DDBD utiliza menos acero a corte en comparación con el FBD, lo que resulta en un diseño más económico. Por lo tanto, si se busca reducir costos en la construcción de muros en cantiléver en un diseño sísmicamente resistente sin comprometer la seguridad de las personas que ocuparán el edificio, se recomienda diseñar utilizando el DDBD.

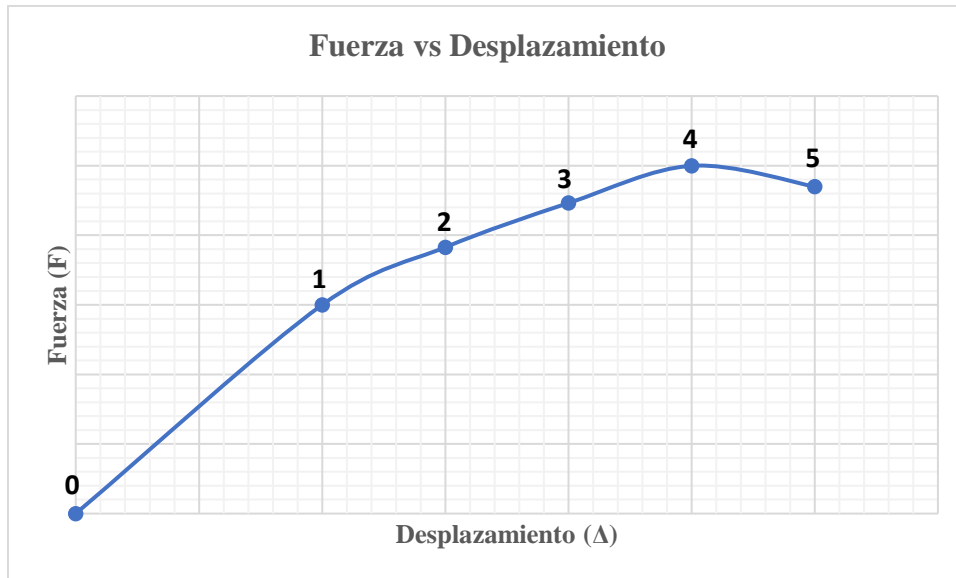
## 4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Álvarez Barrera, J. J. (2023). *APLICACIÓN DEL DDBD (DIRECT DISPLACEMENT BASE DESIGN) Y COMPARACIÓN CON EL FBD (FORCE BASESD DESIGN) EN ESTRUCTURAS REGULARES. (ENFOCADO A EVALUAR GEOMETRÍA ESTRUCTURAL)*. Escuela Politécnica Nacional.
- [2] American Concrete Institute Committee 318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318-19)* (American Concrete Institute, Ed.). American Concrete Institute.
- [3] Andrade Silva, J. G., & Carrillo Mayanquer, F. C. (2018). *ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE LOS DISEÑOS SISMORRESISTENTES DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN [NEC 2015] Y EL DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTO [DDBD]*. Escuela Politécnica Nacional.
- [4] Chuquín Leal, G. E. (2023). *APLICACIÓN DEL DDBD (DIRECT DISPLACEMENT BASED DESIGN) Y COMPARACIÓN CON EL FBD (FORCE BASED DESIGN) EN ESTRUCTURAS REGULARES DE 5 A 20 PISOS. (ENFOCADO A EVALUAR GEOMETRÍA ESTRUCTURAL)*. Escuela Politécnica Nacional.
- [5] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings* (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Ed.). EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION.
- [6] MIDUVI. (2014a). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No Sísmicas)* (Dirección de Comunicación Social & MIDUVI, Eds.).
- [7] MIDUVI. (2014b). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de Hormigón Armado* (Dirección de Comunicación Social & MIDUVI, Eds.).
- [8] MIDUVI. (2014c). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente* (Dirección de Comunicación Social & MIDUVI, Eds.).
- [9] Priestley, N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement Based Seismic Design of Structures* (IUSS Press, Ed.). Fondazione EUCENTRE.
- [10] Shibata, A., & Sozen, M. A. (1974). *The Substitute-Structure Method For Earthquake-Resistant Design of Reinforced Concrete Frames*.
- [11] Sosa, D. (2023a). *Apuntes de clase Diseño de Proyecto Integrador: Aplicación del DDBD (Direct Displacement Based Design) y comparación con el FBD (Force Based Design) en estructuras regulares*. Escuela Politécnica Nacional.
- [12] Sosa, D. (2023b). *Apuntes de clase Diseño de Proyectos Estructurales (Muros Estructurales)*. Escuela Politécnica Nacional.
- [13] Suárez, V. (2009). Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL-RTE*, 22, 47–59.

## 5 ANEXOS

### ANEXO I

#### Límites de Desempeño



- (1) Fisuramiento.

El hormigón se fisura y se pueden observar pequeñas grietas en el elemento de hormigón armado.

- (2) Primera fluencia del acero.

El acero comienza a fluir, esto ocurre al final de la parte elástica.

- (3) Reparación requerida.

Se le llama también límite de serviciabilidad porque aparecen fisuras de 1mm y por ello se detiene el funcionamiento de la estructura para reparar los elementos estructurales.

- (4) Daño muy extenso.

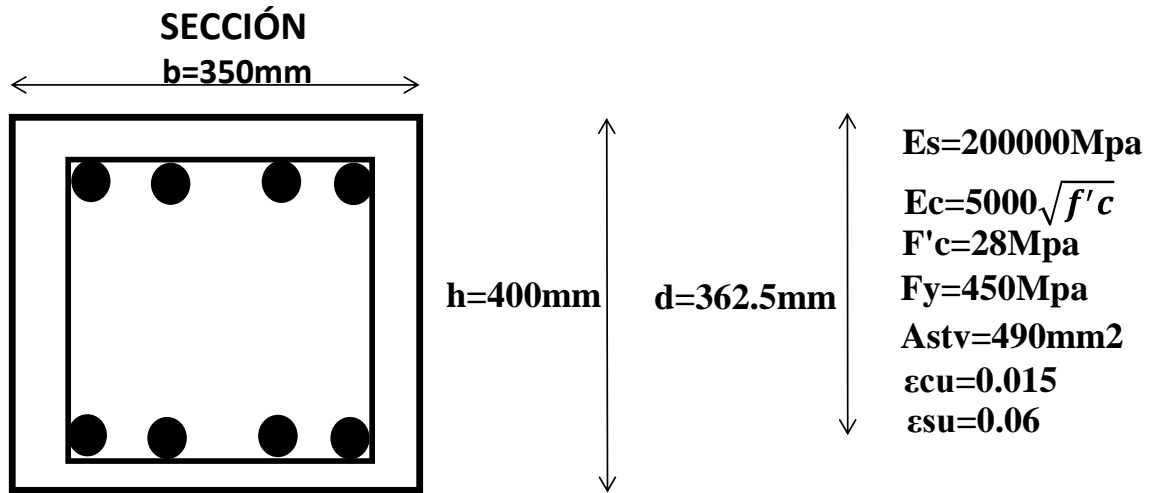
En este punto lo importante es tener un control de daño ya que la estructura no se puede reparar y se tiene que hacer un reforzamiento.

- (5) Cercano al Colapso.

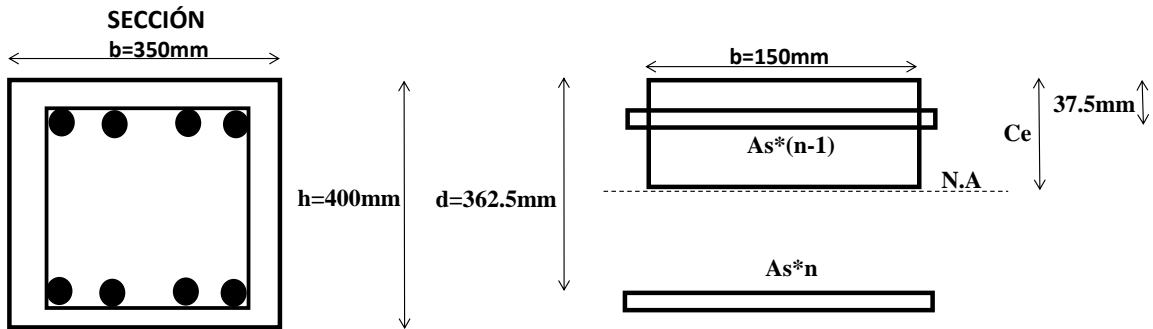
## ANEXO II

### Cálculo del Diagrama Momento-Curvatura Simplificado

Use la teoría elástica y teoría de última resistencia para obtener el momento curvatura bilineal de la siguiente sección. Realice un análisis gobernado por el estado límite de control de daño.



a. Curvatura de Primera Fluencia



$$E_c = 5000 * \sqrt{28} = 26457.5 \text{ MPa}$$

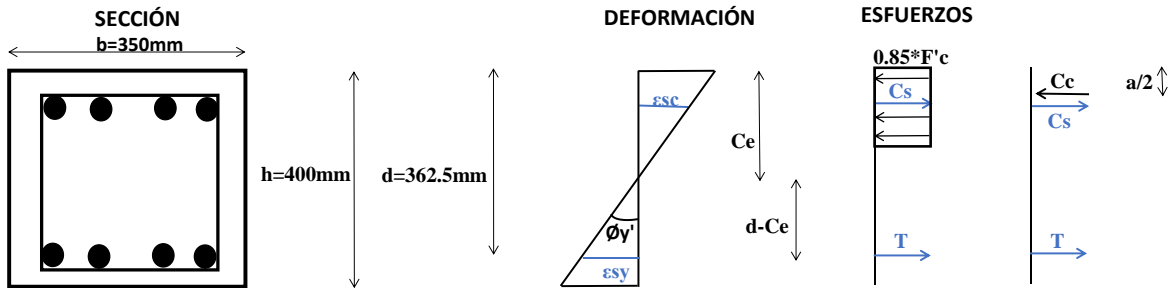
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{26457.5} = 7.56$$

$$A_s = A_s' = 4 * (490 \text{ mm}^2) = 1960 \text{ mm}^2$$

$$n * A_s = (7.56) * (1960 \text{ mm}^2) = 14817.6 \text{ mm}^2$$

$$(n - 1) * As' = (7.56 - 1) * (1960mm^2) = 12857.6mm^2$$

Momentos de área alrededor de N.A



$$(b * Ce * \frac{Ce}{2}) + ((n - 1) * As') * (Ce - d') - (n * As) * (d - Ce) = 0$$

$$(350 * \frac{Ce^2}{2}) + (6.56 * 1960) * (Ce - 37.5) - (7.5 * 1960) * (362.5 - Ce) = 0$$

$$Ce = 120.18mm \approx 120mm$$

$$\phi y' = \frac{\epsilon y}{d - Ce}$$

$$\epsilon y = \frac{Fy}{E} = \frac{450}{200000} = 0.00225$$

$$\phi y' = \frac{0.00225}{0.3625m - 0.120m} = 0.009278 \frac{1}{m}$$

$$\frac{\epsilon y}{d - Ce} = \frac{\epsilon sc}{Ce - d'}$$

$$\frac{0.00225}{362.5 - 120} = \frac{\epsilon sc}{120 - 37.5}$$

$$\epsilon sc = 0.000765$$

$$My' = \Sigma Cc$$

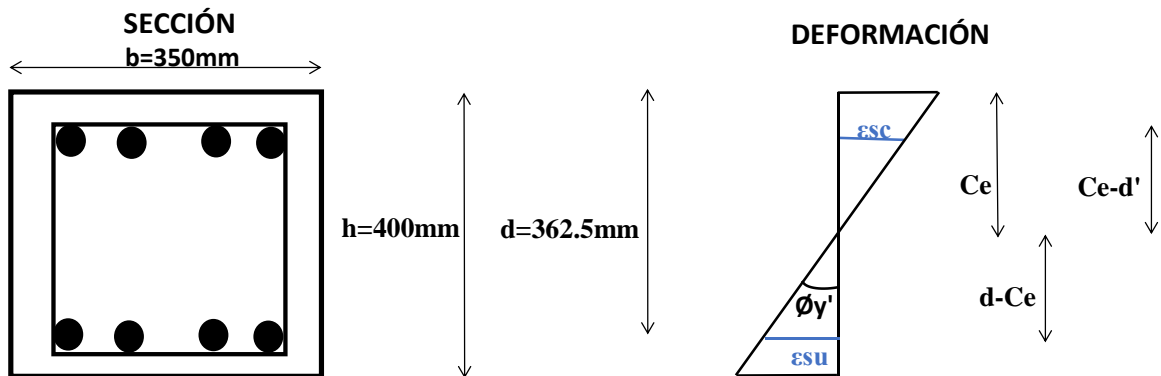
$$My' = As * Fy * (d - \frac{Ce}{3}) + As' * \epsilon sc * Es * (\frac{Ce}{3} - d')$$

$$My' = A_s * F_y * (d - \frac{C_e}{3}) + A_s' * \epsilon_{sc} * E_s * (\frac{C_e}{3} - d')$$

$$My' = ((0.882) * (0.3225) + (0.29988) * (0.0025)) * 1000$$

$$My' = 285.195 \text{ kNm}$$

b. Análisis gobernado por un estado límite de control de daño



$$\text{Se asume } \epsilon_{su} = 0.06$$

$$\text{Se sume } c = 45\text{mm}$$

$$\frac{\epsilon_{su}}{d - c} = \frac{\epsilon_{sc}}{c - d'}$$

$$\frac{0.06}{362.5 - 45} = \frac{\epsilon_{sc}}{45 - 37.5}$$

$$\epsilon_{sc} = 0.00141732$$

$$C_c = (0.85) * F'_c * a * b = ((0.85) * (28) * (0.85 * 45) * (350))/1000$$

$$C_c = 318.6225\text{kN}$$

$$T = (A_s) * F_y = ((1960) * (450))/1000 = 882\text{Kn}$$

$$C_s = (A_s') * E_s * \epsilon_{sc} = ((1960) * (200000) * (0.001))/1000 = 555.59\text{kN}$$

$$C_c + C_s = T$$

$$318.62 + 555.59 = 882$$

$$874.21 \approx 882$$

*Se Chequea que el concreto no gobierna*

$$\frac{\varepsilon_{su}}{d - c} = \frac{\varepsilon_c}{c}$$

$$\frac{0.06}{362.5 - 45} = \frac{\varepsilon_c}{45}$$

$$\varepsilon_{sc} = 0.008504$$

$$\varepsilon_{sc} = 0.008504 < 0.015$$

*El concreto no gobierna*

$$\phi_{DC} = \frac{\varepsilon_{su}}{d - c} * (1000) = \frac{0.06}{362.5 - 45} * (1000) = 0.188976 \frac{1}{m}$$

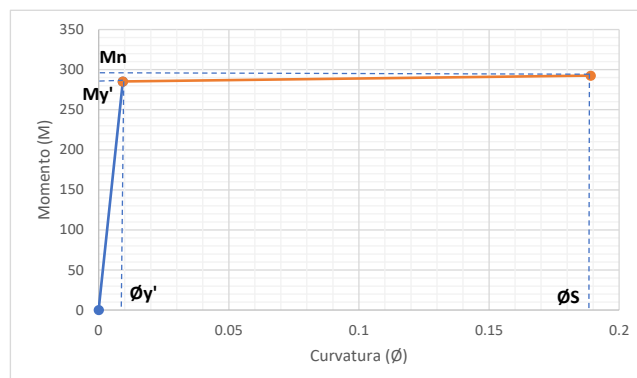
$$M_n = \Sigma Cc$$

$$M_n = C_s * \left(\frac{a}{2} - d'\right) + T * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_n = 559.59 * \left(\frac{0.85 * 0.045}{2} - 0.0375\right) + 882 * \left(0.3625 - \frac{0.85 * 0.045}{2}\right)$$

$$M_n = 559.59 * \left(\frac{0.85 * 0.045}{2} - 0.0375\right) + 882 * \left(0.3625 - \frac{0.85 * 0.045}{2}\right)$$

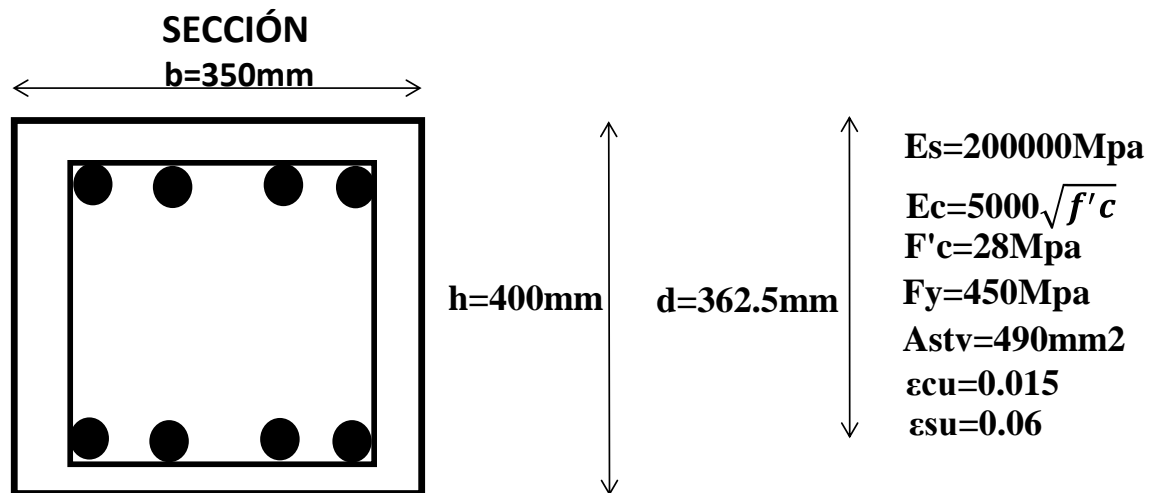
$$M_n = 292.574 \text{ kNm}$$



## ANEXO III

### Procedimiento para Encontrar el Diagrama Momento-Curvatura mediante el Programa CUMBIA.

Se utilizará la teoría elástica y la teoría de última resistencia para obtener el momento-curvatura bilineal de la siguiente sección. Se llevará a cabo un análisis gobernado por el estado límite de control de daño.



1. Se introducen las dimensiones de la sección de hormigón, junto con el recubrimiento (clb). Además, se indicará el número de barras de acero dispuestas en la sección transversal en cada dirección x-y, también conocidas como ramales (ncx, ncy).

`% section properties:`

```
H = 400; % section height (mm)- perp to x
B = 350; % section width (mm)- perp to y
ncx = 2; % # legs transv. steel x_dir (confinement)
ncy = 2; % # legs transv. steel y_dir (shear)
clb = 25; % cover to longitudinal bars (mm)
```

2. En este caso particular, la longitud (L) no es relevante, por lo que este valor no se altera. La condición de apoyo inferior (single/double) se seleccionará en función del tipo de deflexión (bending) presente en el ejemplo. Finalmente, se escogerá el modo de ductilidad en función de los momentos que actúen sobre la sección transversal (uniaxial, biaxial).



```

% member properties

L      = 1200;                % member clear length (mm)
bending = 'single';         % single or double
ductilitymode = 'uniaxial'; % biaxial or uniaxial

```

3. La matriz MLR se construirá por filas, donde en cada fila de acero se establecerá la distancia desde la fibra extrema superior al núcleo de acero ( $d'$ ), el número de varillas por fila ( $nvarf$ ) y el diámetro de las varillas ( $Dvar$ ).

```

% longitudinal reinforcement details, MLR is a matrix composed by
% [distance from the top to bar center (mm) - # of bars - bar diameter (mm)] each row
% corresponds to a layer of reinforcement:

MLR=[37.5 4 25
     362.5 4 25];

```

4. En los detalles del refuerzo transversal se incluirá el diámetro de la varilla del estribo colocado ( $Dh$ ) y el espaciamiento entre los aceros transversales ( $s$ ).

```

% transverse reinforcement details

Dh      = 9;                % diameter of transverse reinf. (mm)
s       = 75;              % spacing of transverse steel (mm)*

```

5. Se asignará el valor de la carga axial, aunque en este caso particular no existe, por lo que se reemplazará por el valor de 0.

```

% applied loads:

P      = 0;                % axial load kN (-) tension (+)compression

```

6. En este caso en particular, se utilizó el modelo no confinado más sencillo (unconfined='mu') para el análisis inicial. Para una mayor precisión en el análisis del núcleo, se empleó el modelo confinado (confined='mc'). Además, para el análisis del recubrimiento se utilizará el modelo de King (ks).

```

% material models (input the 'name' of the file with the stress-strain relationship
% to use the default models: Mander model for confined or unconfined concrete type 'mc' or 'mu'.
% For lightweight confined concrete type 'mclw'
% King model for the steel 'ks', Raynor model for steel 'ra':

confined   = 'mc';
unconfined = 'mu';
rebar      = 'ks';

```

7. Se asignará el valor de 0 al espaciamiento entre varillas para que el programa lo calcule automáticamente.

```

wi = [0]; % vector with clear distances between
        % periferical longitudinal bars properly
        % restrained or enter zero for automatic
        % calculation(used only if the mander model is selected)

```

8. Se ingresará la resistencia última del acero ( $f_{su}$ ), que por fines de comparación será igual a la fluencia del acero longitudinal. Además, se deben proporcionar las propiedades físicas del acero y del hormigón de nuestra sección, incluyendo los módulos de elasticidad, esfuerzos de fluencia, deformaciones admisibles, resistencia a la compresión y esfuerzos del acero transversal y longitudinal.

```

% material properties

fpc = 28; % concrete compressive strength (MPa)
Ec = 25047.82; % concrete modulus of elasticity (MPa) or
              % input 0 for automatic calculation using
              % 5000(fpc)^0.5
eco = 0.002; % unconfined strain (usually 0.002 for normal weight or 0.004 for lightweight)*
esm = 0.12; % max transv. steel strain (usually ~0.10-0.15)*
espal = 0.0064; % max uncon. conc. strain (usually 0.0064)

fy = 450; % long steel yielding stress (MPa)
fyh = 450; % transverse steel yielding stress (MPa)
Es = 200000; % steel modulus of elasticity
fsu = 1.*450; % long steel max stress (MPa)*

```

9. Se sugiere mantener los valores de  $e_{sh}$ ,  $e_{su}$ ,  $E_y$  y  $C_1$  tal como se recomiendan en el programa, es decir, ( $e_{sh}=0.008$ ), ( $e_{su}=0.09$ ), ( $E_y=700$ ) y ( $C_1=3.3$ ).

```

esh = 0.008; % long steel strain for strain hardening (usually 0.008)*
esu = 0.09; % long. steel maximum strain (usually ~0.10-0.15)*

Ey = 700; % slope of the yield plateau (MPa)
C1 = 3.3; % defines strain hardening curve in the Raynor model [2-6]

% *this information is used only if the default material models are selected

```

10. Se añaden los estados límite (estado límite de control de daño y estado límite de servicio) para construir nuestra gráfica Momento-Curvatura.

```

% strain limits for interaction diagram;

csid = 0.004; % concrete
ssid = 0.015; % steel

% Deformation Limit States:

ecser = 0.004; esser = 0.015; % concrete (ecser) and steel (esser) serviceability strain
ecdsm = 0.015; esdam = 0.060; % concrete (ecser) and steel (esser) damage control strain
                                  % (to use the 2/3 of the ultimate
                                  % concrete strain just tipe 'twth')

```

11. La información de temperatura se mantendrá según las recomendaciones del programa.

```

% temperature information (in case of freezing conditions)
temp = 30;           % temperature of the specimen in celsius
kLsp = 0.022;       % constant to calculate Lsp = kLsp*fy*Dbl
                    % (usually 0.022 at ambient temp. or 0.011 at -40C)

```

## 12. Resultados

Cover	Core	N.A	Steel	Moment	Curvature
Strain	Strain	[mm]	Strain	[kN-m]	[1/m]
0	0	0	0	0	0
0.0001	0.00008	119.75	-0.0002	25.57	0.00084
0.0002	0.00017	119.75	-0.00041	50.99	0.00167
0.0003	0.00025	119.75	-0.00061	76.1	0.00251
0.0004	0.00033	121.1	-0.0008	101.94	0.0033
0.0005	0.00042	121.1	-0.001	126.46	0.00413
0.0006	0.0005	121.1	-0.0012	150.42	0.00495
0.0007	0.00058	122.16	-0.00138	175.27	0.00573
0.0008	0.00067	122.16	-0.00157	198.15	0.00655
0.0009	0.00075	123.24	-0.00175	222.15	0.0073
0.001	0.00083	123.7	-0.00193	244.61	0.00808
0.0011	0.00092	124.47	-0.0021	267.06	0.00884
0.0012	0.001	122.92	-0.00234	285.25	0.00976
0.0013	0.00106	112.76	-0.00288	287.03	0.01153
0.0014	0.00113	104.73	-0.00345	288.84	0.01337
0.0015	0.00118	97.52	-0.00408	289.45	0.01538
0.0016	0.00124	91.95	-0.00471	290.9	0.0174
0.0018	0.00136	82.99	-0.00606	292.18	0.02169
0.002	0.00146	76.31	-0.0075	292.55	0.02621
0.0025	0.00172	66	-0.01123	293.98	0.03788
0.003	0.00197	59.57	-0.01526	291.71	0.05036
0.0035	0.00223	56.31	-0.01903	294.21	0.06216
0.004	0.00247	53.49	-0.02311	291.81	0.07478
0.0045	0.00271	51.65	-0.02708	292.87	0.08712
0.005	0.00297	50.37	-0.03098	292.71	0.09926
0.006	0.00347	48.64	-0.03872	291.97	0.12336
0.007	0.00398	47.56	-0.04636	289.22	0.1472
0.008	0.00448	46.61	-0.05421	290.64	0.17163
0.009	0.00497	45.8	-0.06223	290.2	0.19649
0.01	0.00545	45.06	-0.07044	288.58	0.22191

### Comparación de resultados con los calculados manualmente

Para la primera fluencia, el valor del eje neutro calculado fue de 120 mm, mientras que el valor calculado por el programa fue de 124.47 mm. Es importante destacar que el valor de la curvatura calculada fue de 0.009278, mientras que el valor calculado por el programa fue de 0.008841/m. Finalmente, el valor del momento calculado fue de 285.195 kNm, mientras que el valor calculado por el programa fue de 267.07 kNm.

Para el estado límite de control de daño, el valor del eje neutro calculado fue de 45 mm, mientras que el valor calculado por el programa fue de 48.64 mm. Es importante destacar que el valor de la curvatura calculada fue de 0.1889/m, mientras que el valor calculado por el programa fue de 0.12336/m. Finalmente, el valor del momento calculado fue de 292.574 kNm, mientras que el valor calculado por el programa fue de 291.97 kNm.

### **Conclusiones**

- a. Los valores calculados manualmente son muy cercanos a los valores obtenidos por el programa, lo que demuestra que el cálculo a mano es una forma rápida y eficiente de obtener la gráfica momento-curvatura.
  
- b. Un beneficio a favor del programa en comparación con el cálculo manual es su capacidad para calcular múltiples estados límites.

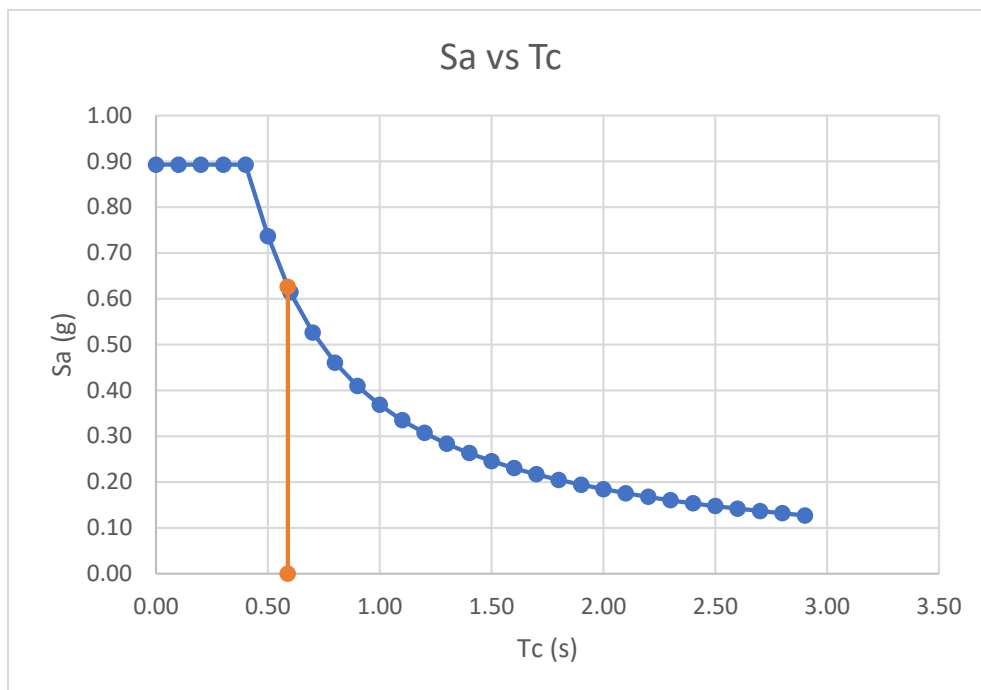
## ANEXO IV

### Cálculo de la Carga Sísmica Reactiva

Para suelo tipo A:

COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL			
Factor de Zona Sísmica	Z	(g)	0.4
Tipo de Suelo	SUELO	(-)	A
Factor de Sitio Fa	Fa	(-)	0.9
Factor de Sitio Fd	Fd	(-)	0.9
Factor de comportamiento inelástico del subsuelo	Fs	(-)	0.75
Coefficiente I	I	(-)	1
Coefficiente r	r	(-)	1
Coefficiente $\eta$	$\eta$	(-)	2.48
Factor de Reducción Sísmica R	R	(-)	5
Coefficiente de Irregularidad en Elevación	$\phi_e$	(-)	1
Coefficiente de Irregularidad en Planta	$\phi_p$	(-)	1
Área de la edificación en la base	AB	(m <sup>2</sup> )	324
Número de muros de la edificación diseñados para resistir la fuerza sísmica en la dirección de estudio	nw	(-)	4
Altura del muro i medida desde la base	hwi	(m)	18
Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i	Awi	(m <sup>2</sup> )	0.9
Longitud medida horizontalmente de un muro estructural	lwi	3	3
Coefficiente $\alpha$	$\alpha$	(-)	1
Altura de la estructura medida desde el suelo	Hm	(m)	18
Coefficiente Cw	Cw	(-)	0.036
Coefficiente Ct	Ct	(-)	0.033
Periodo de Vibración Calculado con Método 1	T	(s)	0.59
Periodo de Vibración Tc	Tc	(s)	0.41
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	Sa	(g)	0.63
Coefficiente de Cortante Basal	c	(-)	0.125

SA VS TC	
Tc (s)	Sa(g)
0.00	0.89
0.10	0.89
0.20	0.89
0.30	0.89
0.40	0.89
0.50	0.74
0.60	0.61
0.70	0.53
0.80	0.46
0.90	0.41
1.00	0.37
1.10	0.33
1.20	0.31
1.30	0.28
1.40	0.26
1.50	0.25
1.60	0.23
1.70	0.22
1.80	0.20
1.90	0.19
2.00	0.18
2.10	0.18
2.20	0.17
2.30	0.16
2.40	0.15
2.50	0.15
2.60	0.14
2.70	0.14
2.80	0.13
2.90	0.13
<b>0.59</b>	<b>0.63</b>



CARGA SÍSMICA REACTIVA			
Número de Pisos	Np	(#)	6
Entrepiso	-	(m)	3
Peso Específico del Hormigón Armado	PeHA	(T/m3)	2.4
Área Losa	AL	(m2)	324
Sobrecarga que incluye Losa	QCM	(T/m2)	0.75
Peso Propio de Losas y Paredes	PPL	(T)	1458.00
Base Viga 25x30	NV1	(m)	0.25
Altura Viga 25x30	HV1	(m)	0.3
Longitud Viga 25x30	LV1	(m)	12
Base Viga 30x50	NV1	(m)	0.3
Altura Viga 30x50	HV2	(m)	0.5
Longitud Viga 30x50	LV2	(m)	101
Peso Propio de Vigas	PPV	(T)	231.12
Área de Columna Sección 1 (35x35)	ACS1	(m2)	0.12
Área de Columna Sección 2 (65x65)	ACS2	(m2)	0.42
Peso Propio de Columnas	PPC	(T)	94.18
Área de cabezales (40x40)	-	(m2)	0.16
Área alma (30x220)	-	(m2)	0.66
Peso Propio de muros	-	(T)	338.69
Peso de la estructura	W	(T)	2121.98

CORTANTE BASAL DE DISEÑO POR CARGA REACTIVA			
Coefficiente de Cortante Basal	c	(-)	0.125
Peso de la estructura	W	(T)	2121.98
Cortante Basal de Diseño	V	(T)	265.66

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES						
Nivel	k	wp	hp	wp*hp	Fx	Vx
6	1.0441671	243	18	4969.5896	77.2730231	77.27
5		243	15	4108.11009	63.8777266	141.15
4		243	12	3254.25684	50.6010122	191.75
3		243	9	2409.87717	37.4716042	229.22
2		243	6	1578.0698	24.537685	253.76
1		243	3	765.245159	11.8989316	265.66
Σ					17085.1487	265.659983

COMPARACIÓN DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA			
Periodo Obtenido del Etabs	Tetabs	(s)	0.643
Periodo Calculado con el Método 1	Tc	(s)	0.59
OK			

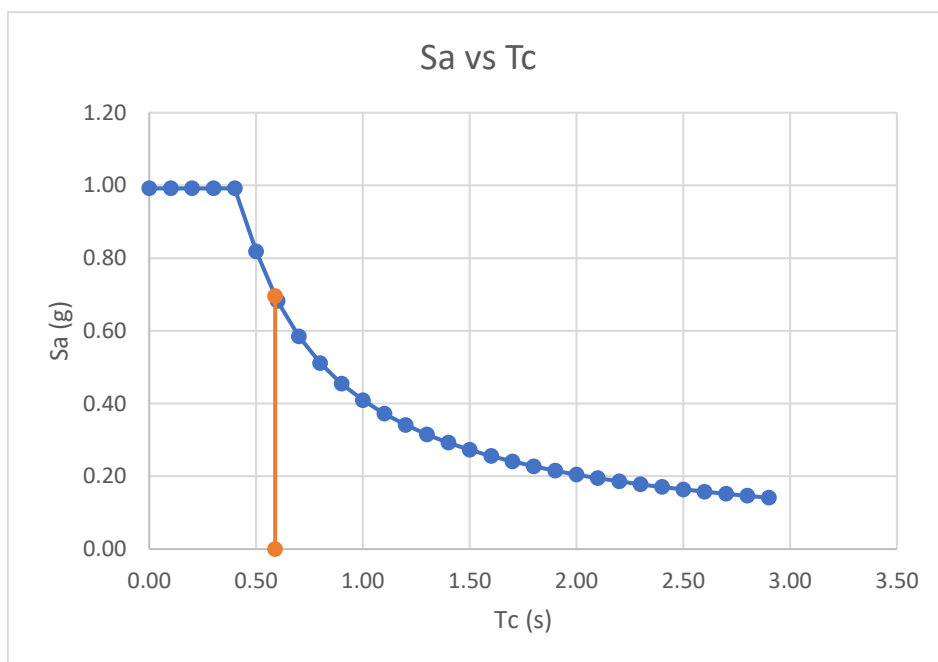
PORCENTAJE DE ABSORCIÓN DEL MURO POR FUERZAS			
TABLA RESUMEN DEL MURO			
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)
D	0.00	148.16	0.00
L	0.00	30.69	0.00
E	478.06	0.00	58.24
Vb Etabs		260.94	
<b>PORCENTAJE</b>		<b>89.28%</b>	

Para suelo tipo B:

<b>COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL</b>			
Factor de Zona Sísmica	Z	(g)	0.4
Tipo de Suelo	SUELO	(-)	B
Factor de Sitio Fa	Fa	(-)	1
Factor de Sitio Fd	Fd	(-)	1
Factor de comportamiento inelástico del subsuelo	Fs	(-)	0.75
Coefficiente I	I	(-)	1
Coefficiente r	r	(-)	1
Coefficiente $\eta$	$\eta$	(-)	2.48
Factor de Reducción Sísmica R	R	(-)	5
Coefficiente de Irregularidad en Elevación	$\phi_e$	(-)	1
Coefficiente de Irregularidad en Planta	$\phi_p$	(-)	1
Área de la edificación en la base	AB	(m <sup>2</sup> )	324
Número de muros de la edificación diseñados para resistir la fuerza sísmica en la dirección de estudio	nw	(-)	4
Altura del muro i medida desde la base	hwi	(m)	18
Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i	Awi	(m <sup>2</sup> )	0.9
Longitud medida horizontalmente de un muro estructural	lwi	3	3
Coefficiente $\alpha$	$\alpha$	(-)	1
Altura de la estructura medida desde el suelo	Hm	(m)	18
Coefficiente Cw	Cw	(-)	0.036
Coefficiente Ct	Ct	(-)	0.033
Periodo de Vibración Calculado con Método 1	T	(s)	0.59
Periodo de Vibración Tc	Tc	(s)	0.41
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	Sa	(g)	0.70
Coefficiente de Cortante Basal	c	(-)	0.139



SA VS TC	
Tc (s)	Sa(g)
0.00	0.99
0.10	0.99
0.20	0.99
0.30	0.99
0.40	0.99
0.50	0.82
0.60	0.68
0.70	0.58
0.80	0.51
0.90	0.45
1.00	0.41
1.10	0.37
1.20	0.34
1.30	0.31
1.40	0.29
1.50	0.27
1.60	0.26
1.70	0.24
1.80	0.23
1.90	0.22
2.00	0.20
2.10	0.19
2.20	0.19
2.30	0.18
2.40	0.17
2.50	0.16
2.60	0.16
2.70	0.15
2.80	0.15
2.90	0.14
<b>0.59</b>	<b>0.70</b>



CARGA SÍSMICA REACTIVA			
Número de Pisos	Np	(#)	6
Entrepiso	-	(m)	3
Peso Específico del Hormigón Armado	PeHA	(T/m3)	2.4
Área Losa	AL	(m2)	324
Sobrecarga que incluye Losa	QCM	(T/m2)	0.75
Peso Propio de Losas y Paredes	PPL	(T)	1458.00
Base Viga 25x30	NV1	(m)	0.25
Altura Viga 25x30	HV1	(m)	0.3
Longitud Viga 25x30	LV1	(m)	12
Base Viga 30x50	NV1	(m)	0.3
Altura Viga 30x50	HV2	(m)	0.5
Longitud Viga 30x50	LV2	(m)	101
Peso Propio de Vigas	PPV	(T)	231.12
Área de Columna Sección 1 (35x35)	ACS1	(m2)	0.12
Área de Columna Sección 2 (65x65)	ACS2	(m2)	0.42
Peso Propio de Columnas	PPC	(T)	94.18
Área de cabezales (40x40)	-	(m2)	0.16
Área alma (30x220)	-	(m2)	0.66
Peso Propio de muros	-	(T)	338.69
Peso de la estructura	W	(T)	2121.98

CORTANTE BASAL DE DISEÑO POR CARGA REACTIVA			
Coefficiente de Cortante Basal	c	(-)	0.139
Peso de la estructura	W	(T)	2121.98
Cortante Basal de Diseño	V	(T)	295.18

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES						
Nivel	k	wp	hp	wp*hp	Fx	Vx
6	1.0441671	243	18	4969.5896	85.8589146	85.86
5		243	15	4108.11009	70.9752518	156.83
4		243	12	3254.25684	56.2233468	213.06
3		243	9	2409.87717	41.6351157	254.69
2		243	6	1578.0698	27.2640944	281.96
1		243	3	765.245159	13.2210351	295.18
Σ					17085.1487	295.177758

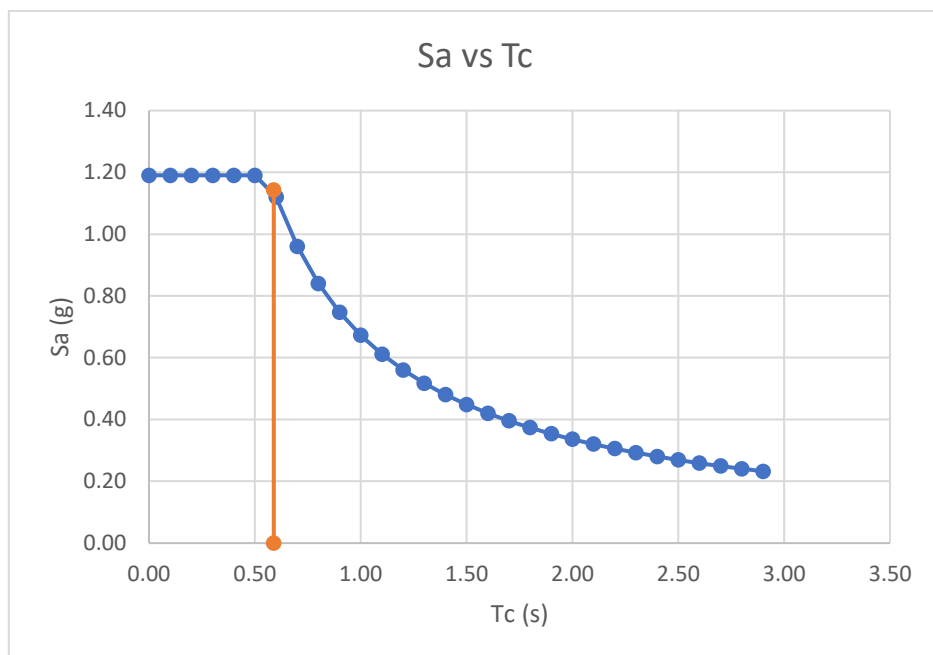
COMPARACIÓN DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA			
Periodo Obtenido del Etabs	Tetabs	(s)	0.643
Periodo Calculado con el Método 1	Tc	(s)	0.59
OK			

TABLA RESUMEN DEL MURO			
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)
D	0.00	148.16	0.00
L	0.00	30.69	0.00
E	532.00	0.00	64.75
Vb Etabs		290.1627	
<b>PORCENTAJE</b>		<b>89.26%</b>	

Para suelo tipo C:

<b>COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL</b>			
Factor de Zona Sísmica	Z	(g)	0.4
Tipo de Suelo	SUELO	(-)	C
Factor de Sitio Fa	Fa	(-)	1.2
Factor de Sitio Fd	Fd	(-)	1.11
Factor de comportamiento inelástico del subsuelo	Fs	(-)	1.11
Coefficiente I	I	(-)	1
Coefficiente r	r	(-)	1
Coefficiente $\eta$	$\eta$	(-)	2.48
Factor de Reducción Sísmica R	R	(-)	5
Coefficiente de Irregularidad en Elevación	$\phi_e$	(-)	1
Coefficiente de Irregularidad en Planta	$\phi_p$	(-)	1
Área de la edificación en la base	AB	(m <sup>2</sup> )	324
Número de muros de la edificación diseñados para resistir la fuerza sísmica en la dirección de estudio	nw	(-)	4
Altura del muro i medida desde la base	hwi	(m)	18
Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i	Awi	(m <sup>2</sup> )	0.9
Longitud medida horizontalmente de un muro estructural	lwi	3	3
Coefficiente $\alpha$	$\alpha$	(-)	1
Altura de la estructura medida desde el suelo	Hm	(m)	18
Coefficiente Cw	Cw	(-)	0.036
Coefficiente Ct	Ct	(-)	0.033
Periodo de Vibración Calculado con Método 1	T	(s)	0.59
Periodo de Vibración Tc	Tc	(s)	0.56
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	Sa	(g)	1.14
Coefficiente de Cortante Basal	c	(-)	0.229

SA VS TC	
Tc (s)	Sa(g)
0.00	1.19
0.10	1.19
0.20	1.19
0.30	1.19
0.40	1.19
0.50	1.19
0.60	1.12
0.70	0.96
0.80	0.84
0.90	0.75
1.00	0.67
1.10	0.61
1.20	0.56
1.30	0.52
1.40	0.48
1.50	0.45
1.60	0.42
1.70	0.40
1.80	0.37
1.90	0.35
2.00	0.34
2.10	0.32
2.20	0.31
2.30	0.29
2.40	0.28
2.50	0.27
2.60	0.26
2.70	0.25
2.80	0.24
2.90	0.23
<b>0.59</b>	<b>1.14</b>



CARGA SÍSMICA REACTIVA			
Número de Pisos	Np	(#)	6
Entrepiso	-	(m)	3
Peso Específico del Hormigón Armado	PeHA	(T/m3)	2.4
Área Losa	AL	(m2)	324
Sobrecarga que incluye Losa	QCM	(T/m2)	0.75
Peso Propio de Losas y Paredes	PPL	(T)	1458.00
Base Viga 25x30	NV1	(m)	0.25
Altura Viga 25x30	HV1	(m)	0.3
Longitud Viga 25x30	LV1	(m)	12
Base Viga 30x50	NV1	(m)	0.3
Altura Viga 30x50	HV2	(m)	0.5
Longitud Viga 30x50	LV2	(m)	101
Peso Propio de Vigas	PPV	(T)	231.12
Área de Columna Sección 1 (35x35)	ACS1	(m2)	0.12
Área de Columna Sección 2 (65x65)	ACS2	(m2)	0.42
Peso Propio de Columnas	PPC	(T)	94.18
Área de cabezales (50x50)	-	(m2)	0.25
Área alma (30x250)	-	(m2)	0.75
Peso Propio de muros	-	(T)	432.00
Peso de la estructura	W	(T)	2215.30

CORTANTE BASAL DE DISEÑO POR CARGA REACTIVA			
Coefficiente de Cortante Basal	c	(-)	0.229
Peso de la estructura	W	(T)	2215.30
Cortante Basal de Diseño	V	(T)	506.24

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES						
Nivel	k	wp	hp	wp*hp	Fx	Vx
6	1.0441671	243	18	4969.5896	147.251506	147.25
5		243	15	4108.11009	121.725424	268.98
4		243	12	3254.25684	96.4253107	365.40
3		243	9	2409.87717	71.4059052	436.81
2		243	6	1578.0698	46.7590231	483.57
1		243	3	765.245159	22.6746093	506.24
Σ					17085.1487	506.241778

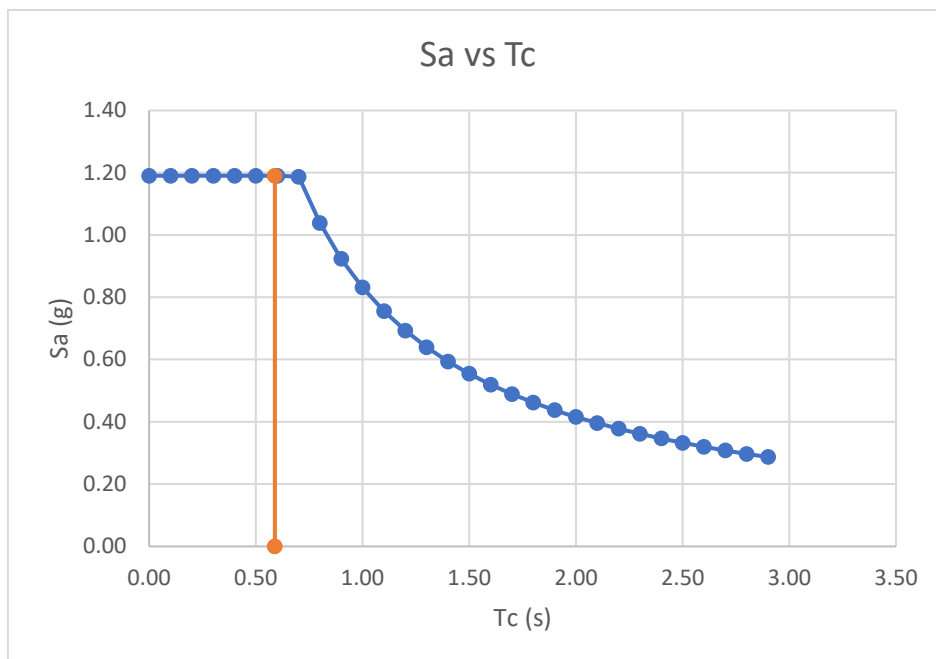
COMPARACIÓN DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA			
Periodo Obtenido del Etabs	Tetabs	(s)	0.541
Periodo Calculado con el Método 1	Tc	(s)	0.59
OK			

PORCENTAJE DE ABSORCIÓN DEL MURO POR FUERZAS			
TABLA RESUMEN DEL MURO			
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)
D	0.00	161.73	0.00
L	0.00	31.44	0.00
E	1047.02	0.00	112.93
Vb Etabs		496.16	
<b>PORCENTAJE</b>		<b>91.04%</b>	

Para suelo tipo D:

<b>COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL</b>			
Factor de Zona Sísmica	Z	(g)	0.4
Tipo de Suelo	SUELO	(-)	D
Factor de Sitio Fa	Fa	(-)	1.2
Factor de Sitio Fd	Fd	(-)	1.19
Factor de comportamiento inelástico del subsuelo	Fs	(-)	1.28
Coefficiente I	I	(-)	1
Coefficiente r	r	(-)	1
Coefficiente $\eta$	$\eta$	(-)	2.48
Factor de Reducción Sísmica R	R	(-)	5
Coefficiente de Irregularidad en Elevación	$\phi_e$	(-)	1
Coefficiente de Irregularidad en Planta	$\phi_p$	(-)	1
Área de la edificación en la base	AB	(m <sup>2</sup> )	324
Número de muros de la edificación diseñados para resistir la fuerza sísmica en la dirección de estudio	nw	(-)	4
Altura del muro i medida desde la base	hwi	(m)	18
Área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i	Awi	(m <sup>2</sup> )	0.9
Longitud medida horizontalmente de un muro estructural	lwi	3	3
Coefficiente $\alpha$	$\alpha$	(-)	1
Altura de la estructura medida desde el suelo	Hm	(m)	18
Coefficiente Cw	Cw	(-)	0.036
Coefficiente Ct	Ct	(-)	0.033
Periodo de Vibración Calculado con Método 1	T	(s)	0.59
Periodo de Vibración Tc	Tc	(s)	0.70
Espectro de respuesta elástico de aceleraciones	Sa	(g)	1.19
Coefficiente de Cortante Basal	c	(-)	0.238

SA VS TC	
Tc (s)	Sa(g)
0.00	1.19
0.10	1.19
0.20	1.19
0.30	1.19
0.40	1.19
0.50	1.19
0.60	1.19
0.70	1.19
0.80	1.04
0.90	0.92
1.00	0.83
1.10	0.76
1.20	0.69
1.30	0.64
1.40	0.59
1.50	0.55
1.60	0.52
1.70	0.49
1.80	0.46
1.90	0.44
2.00	0.42
2.10	0.40
2.20	0.38
2.30	0.36
2.40	0.35
2.50	0.33
2.60	0.32
2.70	0.31
2.80	0.30
2.90	0.29
<b>0.59</b>	<b>1.19</b>



CARGA SÍSMICA REACTIVA			
Número de Pisos	Np	(#)	6
Entrepiso	-	(m)	3
Peso Específico del Hormigón Armado	PeHA	(T/m3)	2.4
Área Losa	AL	(m2)	324
Sobrecarga que incluye Losa	QCM	(T/m2)	0.75
Peso Propio de Losas y Paredes	PPL	(T)	1458.00
Base Viga 25x30	NV1	(m)	0.25
Altura Viga 25x30	HV1	(m)	0.3
Longitud Viga 25x30	LV1	(m)	12
Base Viga 30x50	NV1	(m)	0.3
Altura Viga 30x50	HV2	(m)	0.5
Longitud Viga 30x50	LV2	(m)	101
Peso Propio de Vigas	PPV	(T)	231.12
Área de Columna Sección 1 (35x35)	ACS1	(m2)	0.12
Área de Columna Sección 2 (65x65)	ACS2	(m2)	0.42
Peso Propio de Columnas	PPC	(T)	94.18
Área de cabezales (60x60)	-	(m2)	0.36
Área alma (30x280)	-	(m2)	0.84
Peso Propio de muros	-	(T)	539.14
Peso de la estructura	W	(T)	2322.43

CORTANTE BASAL DE DISEÑO POR CARGA REACTIVA			
Coefficiente de Cortante Basal	c	(-)	0.238
Peso de la estructura	W	(T)	2322.43
Cortante Basal de Diseño	V	(T)	552.92

DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES						
Nivel	k	wp	hp	wp*hp	Fx	Vx
6	1.0441671	243	18	4969.5896	160.83023	160.83
5		243	15	4108.11009	132.950273	293.78
4		243	12	3254.25684	105.317123	399.10
3		243	9	2409.87717	77.990565	477.09
2		243	6	1578.0698	51.070883	528.16
1		243	3	765.245159	24.765537	552.92
Σ					17085.1487	552.924611

COMPARACIÓN DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA			
Periodo Obtenido del Etabs	Tetabs	(s)	0.47
Periodo Calculado con el Método 1	Tc	(s)	0.59
OK			

PORCENTAJE DE ABSORCIÓN DEL MURO POR FUERZAS			
TABLA RESUMEN DEL MURO			
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)
D	0.00	176.60	0.00
L	0.00	32.08	0.00
E	1246.78	0.00	123.69
Vb Etabs		537.52	
<b>PORCENTAJE</b>		<b>92.05%</b>	



## ANEXO V

### Datos Considerados en el Modelamiento Estructural mediante el Programa ETABS

Propiedades del hormigón:

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in ETABS. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is organized into several sections:

- General Data:**
  - Material Name: F'C=280KG/CM2
  - Material Type: Concrete (dropdown)
  - Directional Symmetry Type: Isotropic (dropdown)
  - Material Display Color: Yellow (color swatch) with a 'Change...' button.
  - Material Notes: 'Modify/Show Notes...' button.
- Material Weight and Mass:**
  - Specify Weight Density (selected) or Specify Mass Density (unselected).
  - Weight per Unit Volume: 2402.77 kg/m<sup>3</sup>
  - Mass per Unit Volume: 2402.77 kg/m<sup>3</sup>
- Mechanical Property Data:**
  - Modulus of Elasticity, E: 2091.65 kgf/mm<sup>2</sup>
  - Poisson's Ratio, U: 0.2
  - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
  - Shear Modulus, G: 871.52 kgf/mm<sup>2</sup>
- Design Property Data:**
  - 'Modify/Show Material Property Design Data...' button.
- Advanced Material Property Data:**
  - 'Nonlinear Material Data...' button.
  - 'Material Damping Properties...' button.
  - 'Time Dependent Properties...' button.
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:**
  - Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) (selected).
  - User Specified (unselected) with an empty text field.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

### Propiedades de la viga de 25cm x 30cm:

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: V25X30

Material: F'c=280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 300 mm

Width: 250 mm

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

OK  
Cancel

### Propiedades de la viga de 30cm x 50cm:

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: V30X50

Material: F'c=280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 500 mm

Width: 300 mm

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

**Property Modifiers**

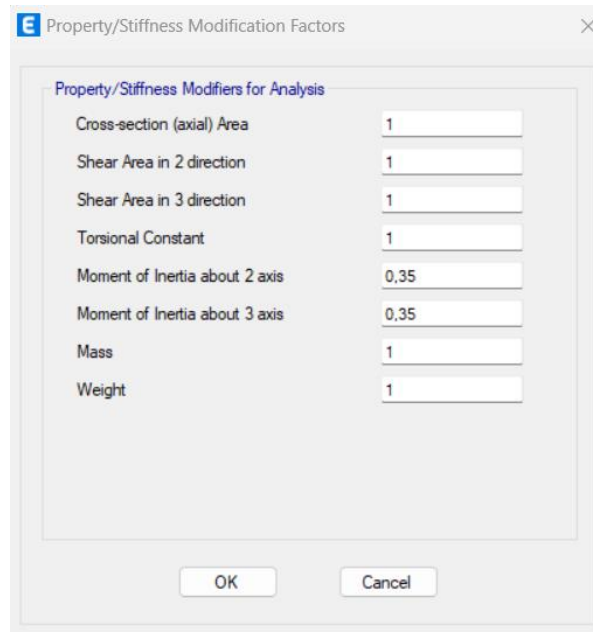
Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

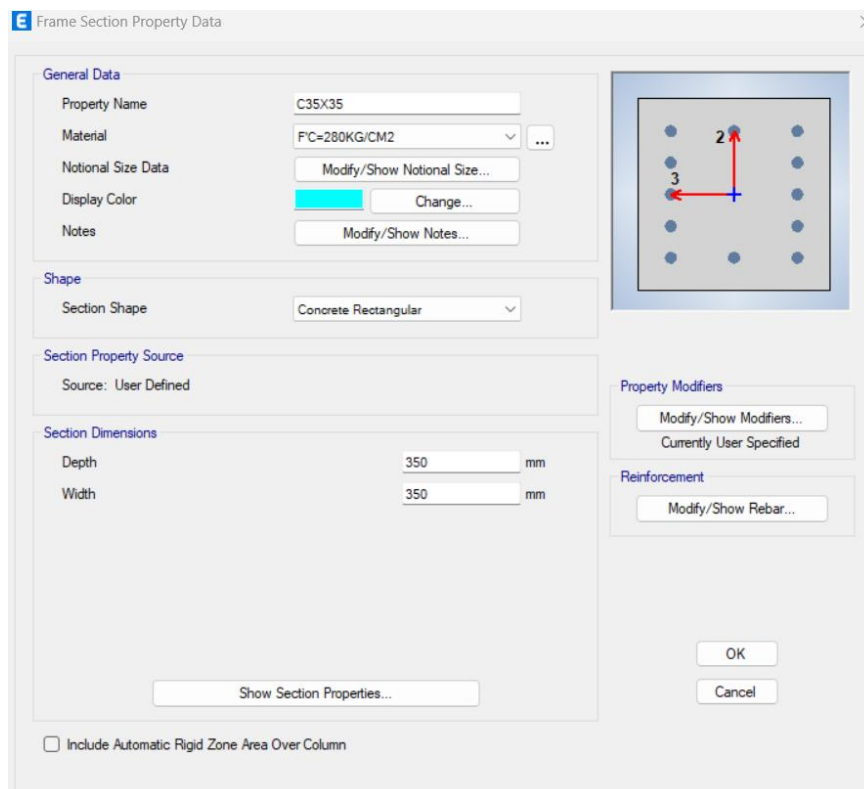
Modify/Show Rebar...

OK  
Cancel

Propiedades de las vigas en modificadores:



Propiedades de la columna de 35cm x 35cm:



Propiedades de la columna de 40cm x 40cm:

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C40X40

Material: FC=280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 400 mm

Width: 400 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Show Section Properties...

OK

Cancel

Propiedades de la columna de 65cm x 65cm:

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C65X65

Material: FC=280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 650 mm

Width: 650 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Show Section Properties...

OK

Cancel

### Propiedades de la columna de 50cm x 50cm:

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C50X50

Material: FC=280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 500 mm

Width: 500 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

### Propiedades de la columna de 60cm x 60cm:

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: C60X60

Material: FC=280KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color:   Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 600 mm

Width: 600 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently User Specified

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

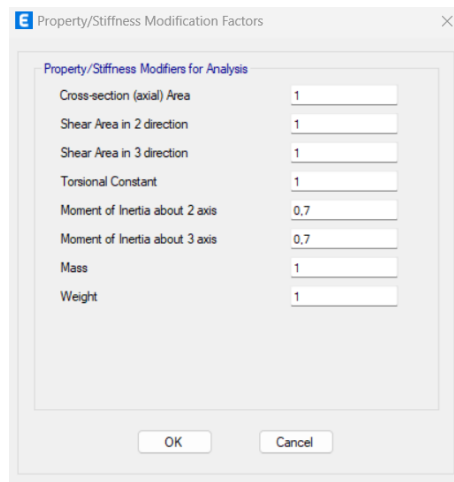
OK

Cancel

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Propiedades de las columnas en modificadores:



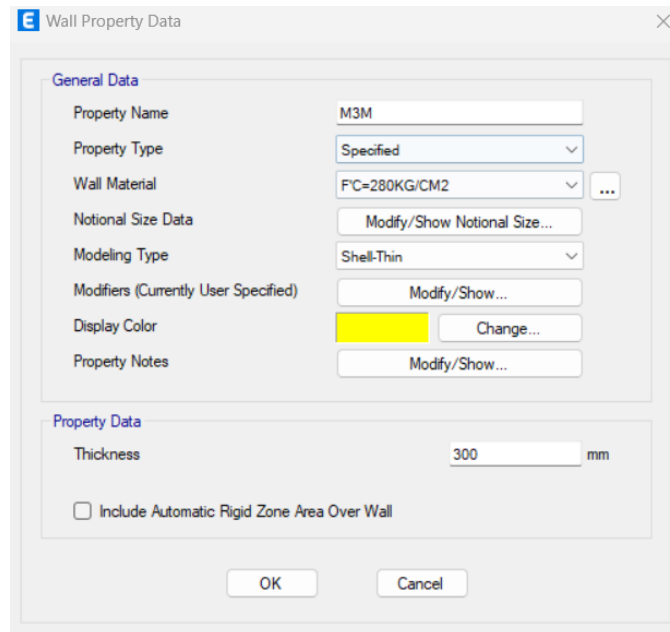
Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0,7
Moment of Inertia about 3 axis	0,7
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

Propiedades del muro de 3 metros:



Wall Property Data

General Data

Property Name	M3M
Property Type	Specified
Wall Material	FC=280KG/CM2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently User Specified)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

Thickness	300 mm
-----------	--------

Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

Propiedades del muro de 3.5 metros:

Wall Property Data

**General Data**

Property Name	M3.5M
Property Type	Specified
Wall Material	F'C=280KG/CM2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently User Specified)	Modify/Show...
Display Color	<span style="background-color: yellow;"> </span> Change...
Property Notes	Modify/Show...

**Property Data**

Thickness	300 mm
-----------	--------

Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

Propiedades del muro de 4 metros:

Wall Property Data

**General Data**

Property Name	M4M
Property Type	Specified
Wall Material	F'C=280KG/CM2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently User Specified)	Modify/Show...
Display Color	<span style="background-color: yellow;"> </span> Change...
Property Notes	Modify/Show...

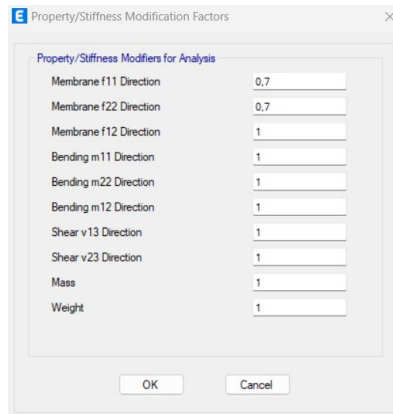
**Property Data**

Thickness	300 mm
-----------	--------

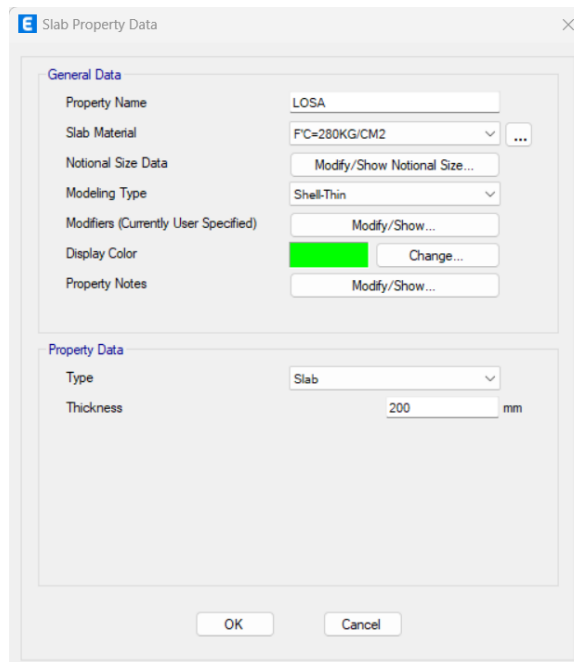
Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

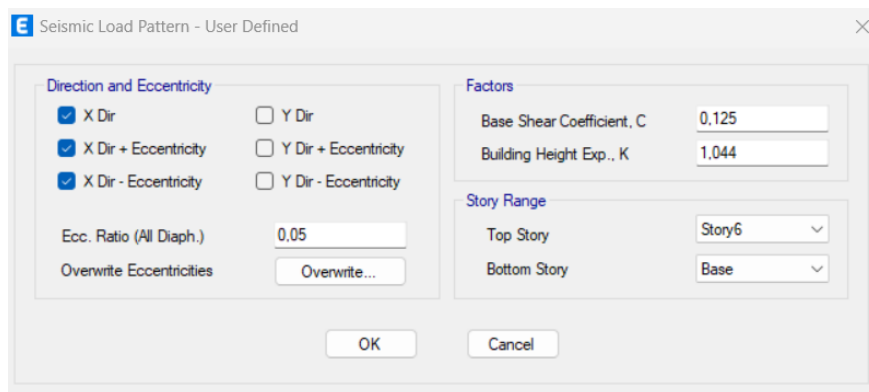
Propiedades de los muros en modificadores:



Propiedades de la losa:



Seismic Load Pattern X Dir Type A Soil :





Seismic Load Pattern Y Dir Type A Soil :

The dialog box 'Seismic Load Pattern - User Defined' is shown. It has a title bar with a blue 'E' icon and a close button. The main area is divided into three sections: 'Direction and Eccentricity', 'Factors', and 'Story Range'.  
- 'Direction and Eccentricity':

- X Dir
- Y Dir
- X Dir + Eccentricity
- Y Dir + Eccentricity
- X Dir - Eccentricity
- Y Dir - Eccentricity
- Ecc. Ratio (All Diaph.): 0,05
- Overwrite Eccentricities: Overwrite...

- 'Factors':
- Base Shear Coefficient, C: 0,125
- Building Height Exp., K: 1,044
- 'Story Range':
- Top Story: Story6
- Bottom Story: Base
At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Seismic Load Pattern X Dir Type B Soil :

The dialog box 'Seismic Load Pattern - User Defined' is shown. It has a title bar with a blue 'E' icon and a close button. The main area is divided into three sections: 'Direction and Eccentricity', 'Factors', and 'Story Range'.  
- 'Direction and Eccentricity':

- X Dir
- Y Dir
- X Dir + Eccentricity
- Y Dir + Eccentricity
- X Dir - Eccentricity
- Y Dir - Eccentricity
- Ecc. Ratio (All Diaph.): 0,05
- Overwrite Eccentricities: Overwrite...

- 'Factors':
- Base Shear Coefficient, C: 0,139
- Building Height Exp., K: 1,044
- 'Story Range':
- Top Story: Story6
- Bottom Story: Base
At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Seismic Load Pattern Y Dir Type B Soil :

The dialog box 'Seismic Load Pattern - User Defined' is shown. It has a title bar with a blue 'E' icon and a close button. The main area is divided into three sections: 'Direction and Eccentricity', 'Factors', and 'Story Range'.  
- 'Direction and Eccentricity':

- X Dir
- Y Dir
- X Dir + Eccentricity
- Y Dir + Eccentricity
- X Dir - Eccentricity
- Y Dir - Eccentricity
- Ecc. Ratio (All Diaph.): 0,05
- Overwrite Eccentricities: Overwrite...

- 'Factors':
- Base Shear Coefficient, C: 0,139
- Building Height Exp., K: 1,044
- 'Story Range':
- Top Story: Story6
- Bottom Story: Base
At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Seismic Load Pattern X Dir Type C Soil :

The dialog box 'Seismic Load Pattern - User Defined' is shown with the following settings:

- Direction and Eccentricity:**
  - X Dir
  - Y Dir
  - X Dir + Eccentricity
  - Y Dir + Eccentricity
  - X Dir - Eccentricity
  - Y Dir - Eccentricity
  - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
  - Overwrite Eccentricities: Overwrite...
- Factors:**
  - Base Shear Coefficient, C: 0.229
  - Building Height Exp., K: 1.044
- Story Range:**
  - Top Story: Story6
  - Bottom Story: Base

Buttons: OK, Cancel

Seismic Load Pattern Y Dir Type C Soil :

The dialog box 'Seismic Load Pattern - User Defined' is shown with the following settings:

- Direction and Eccentricity:**
  - X Dir
  - Y Dir
  - X Dir + Eccentricity
  - Y Dir + Eccentricity
  - X Dir - Eccentricity
  - Y Dir - Eccentricity
  - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
  - Overwrite Eccentricities: Overwrite...
- Factors:**
  - Base Shear Coefficient, C: 0.229
  - Building Height Exp., K: 1.044
- Story Range:**
  - Top Story: Story6
  - Bottom Story: Base

Buttons: OK, Cancel

Seismic Load Pattern X Dir Type D Soil :

The dialog box 'Seismic Load Pattern - User Defined' is shown with the following settings:

- Direction and Eccentricity:**
  - X Dir
  - Y Dir
  - X Dir + Eccentricity
  - Y Dir + Eccentricity
  - X Dir - Eccentricity
  - Y Dir - Eccentricity
  - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
  - Overwrite Eccentricities: Overwrite...
- Factors:**
  - Base Shear Coefficient, C: 0.238
  - Building Height Exp., K: 1.044
- Story Range:**
  - Top Story: Story6
  - Bottom Story: Base

Buttons: OK, Cancel

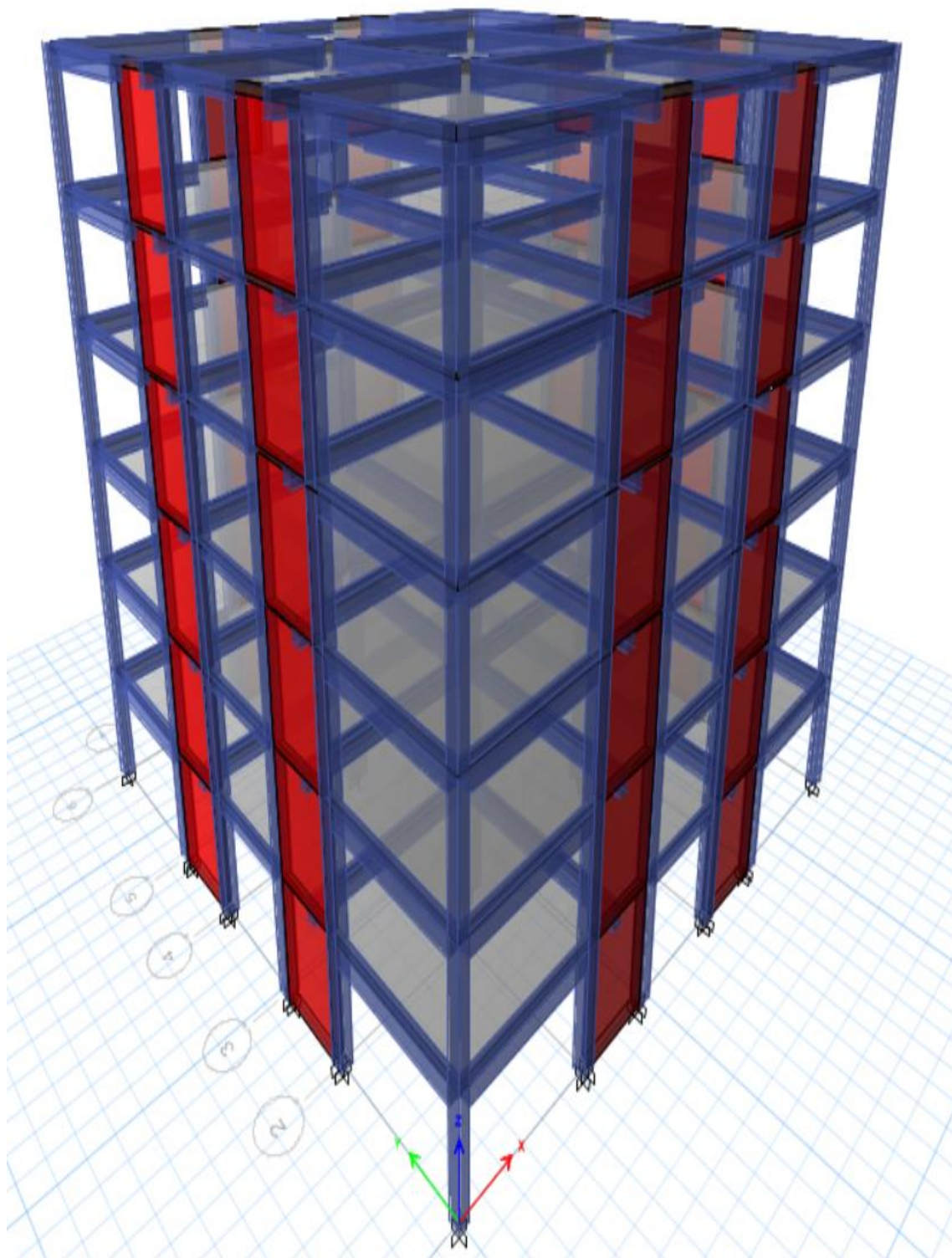
## Seismic Load Pattern Y Dir Type D Soil :

**E** Seismic Load Pattern - User Defined ✕

Direction and Eccentricity		Factors	
<input type="checkbox"/> X Dir	<input checked="" type="checkbox"/> Y Dir	Base Shear Coefficient, C	0,238
<input type="checkbox"/> X Dir + Eccentricity	<input checked="" type="checkbox"/> Y Dir + Eccentricity	Building Height Exp., K	1,044
<input type="checkbox"/> X Dir - Eccentricity	<input checked="" type="checkbox"/> Y Dir - Eccentricity	Story Range	
Ecc. Ratio (All Diaph.)	0,05	Top Story	Story6
Overwrite Eccentricities	Overwrite...	Bottom Story	Base

## ANEXO VI

### Vista Tridimensional de la Estructura Modelada mediante el Programa ETABS

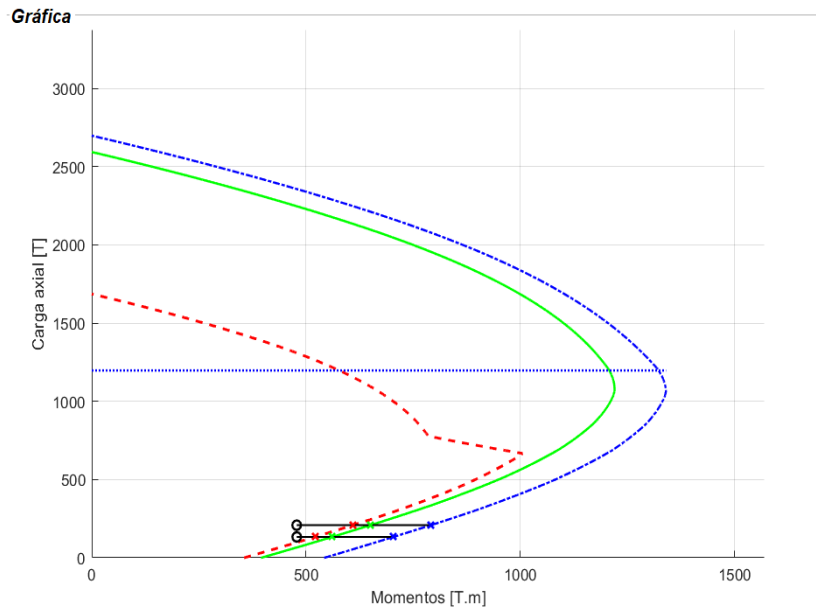


## ANEXO VII

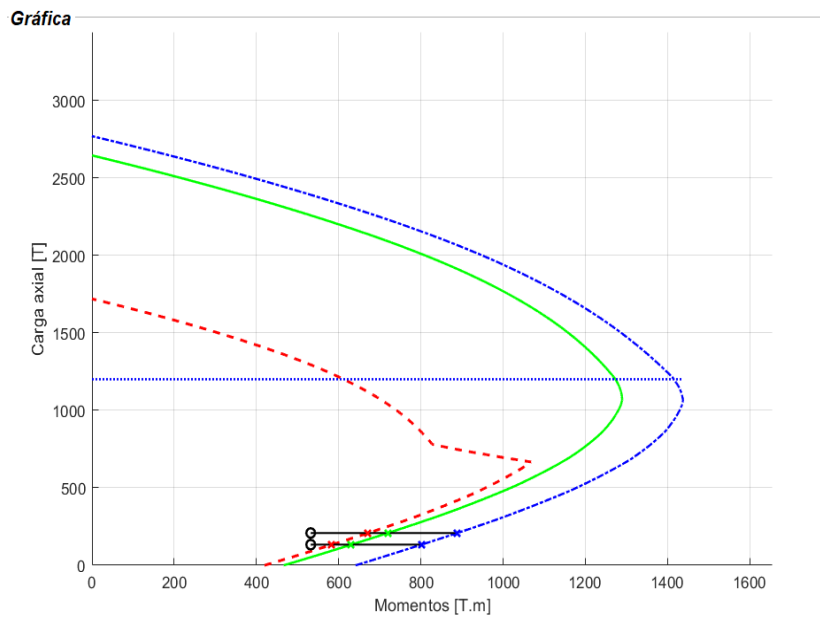
### Diagramas de Interacción de Muros.

Para el Método FBD:

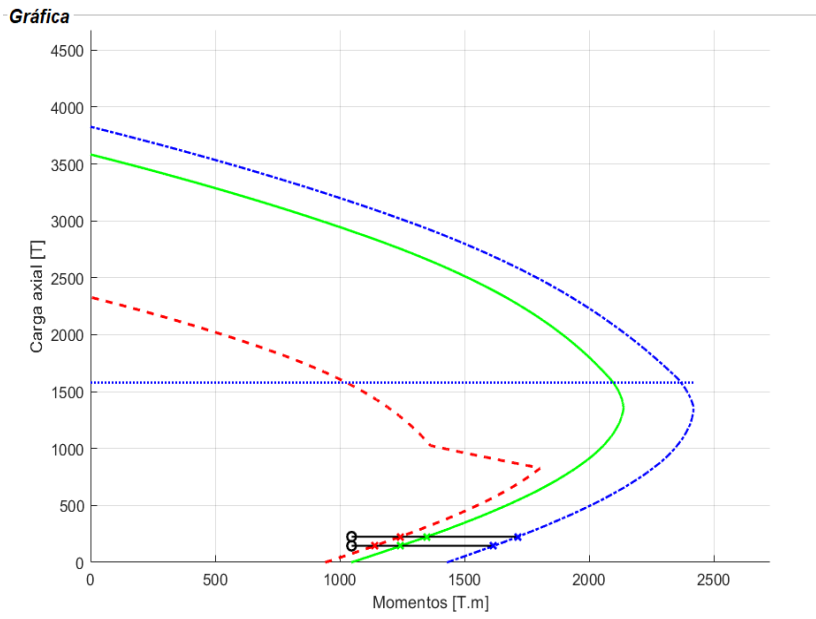
- Suelo A



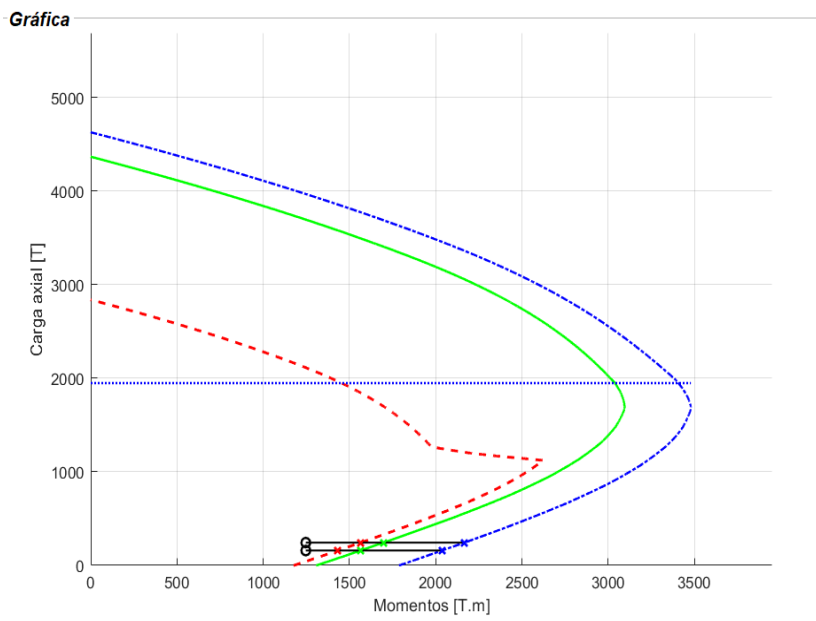
- Suelo B



- Suelo C

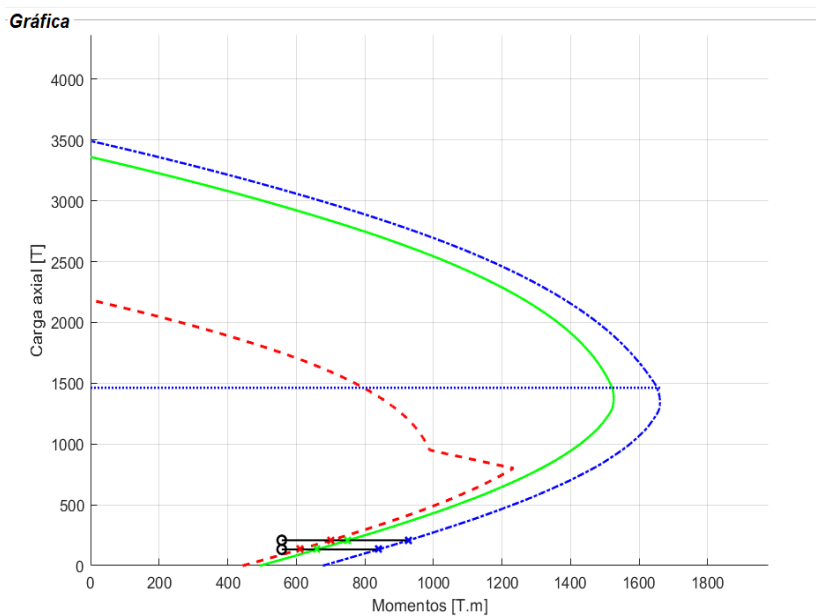


- Suelo D

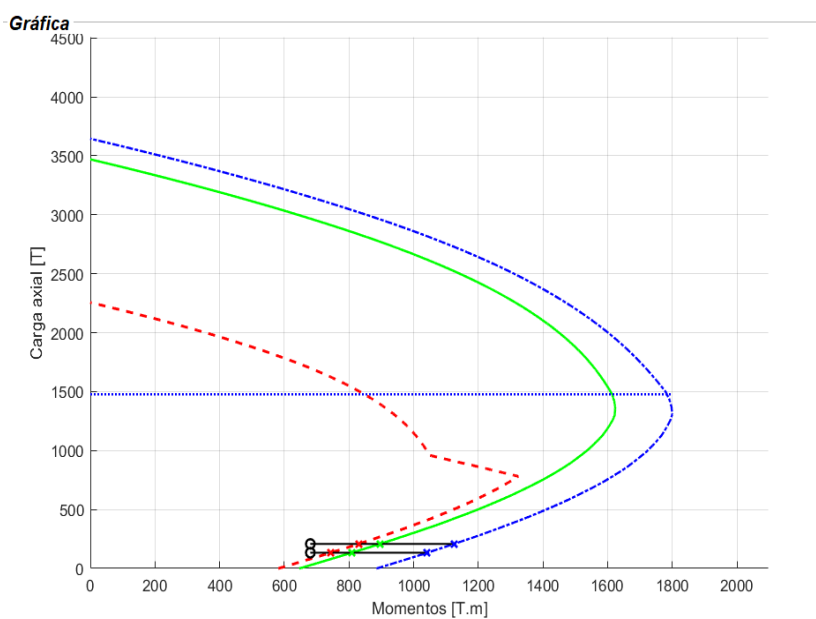


Para el Método FBD:

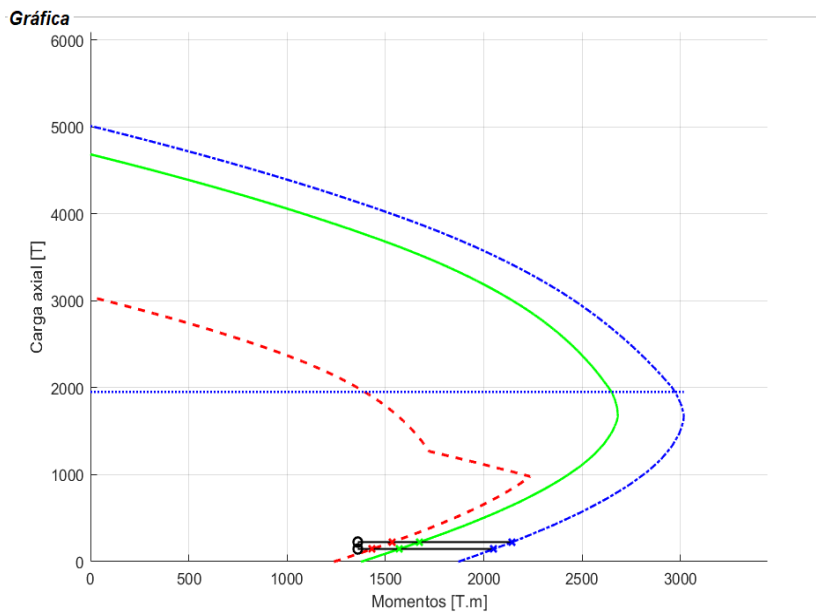
- Suelo A



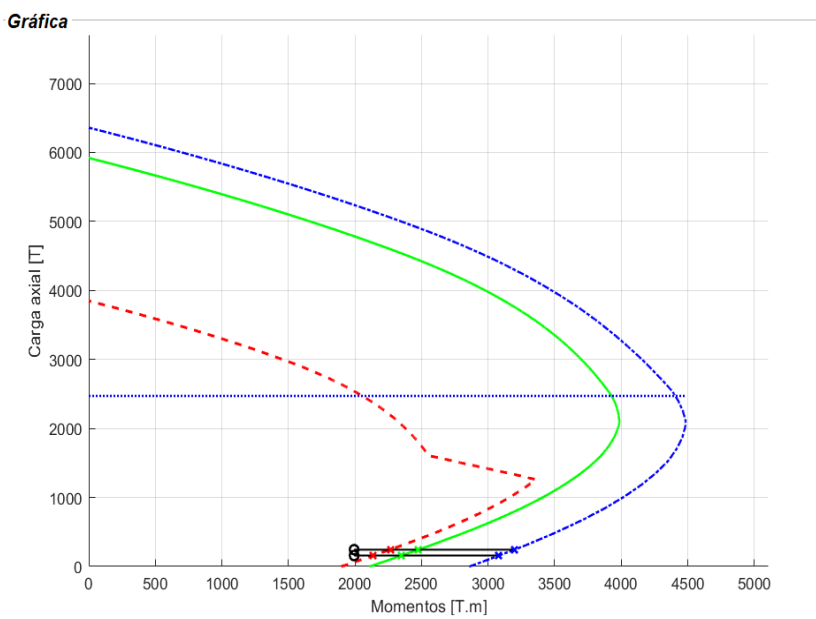
- Suelo B



- Suelo C



- Suelo D

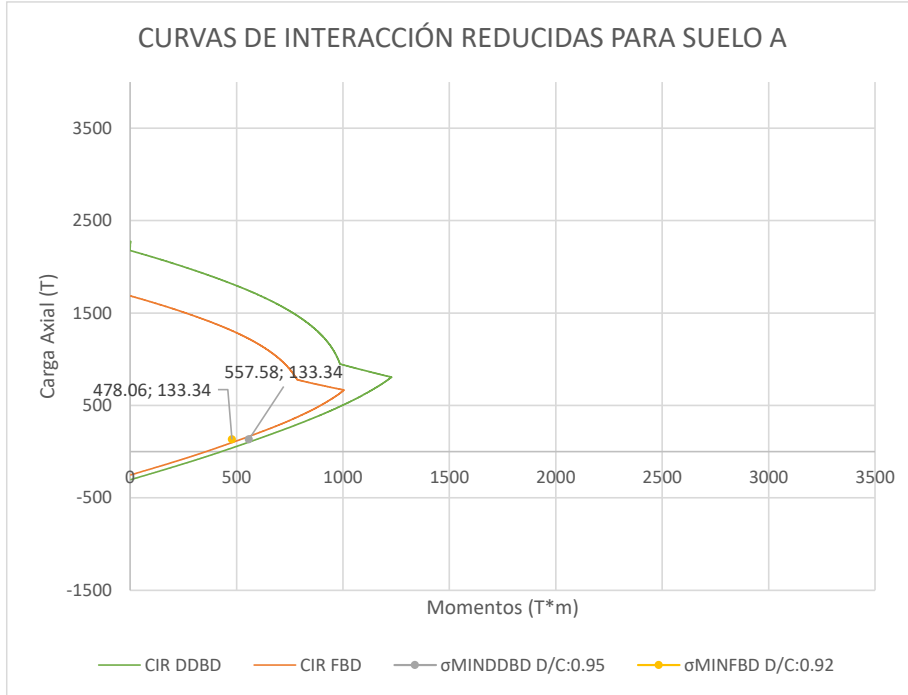




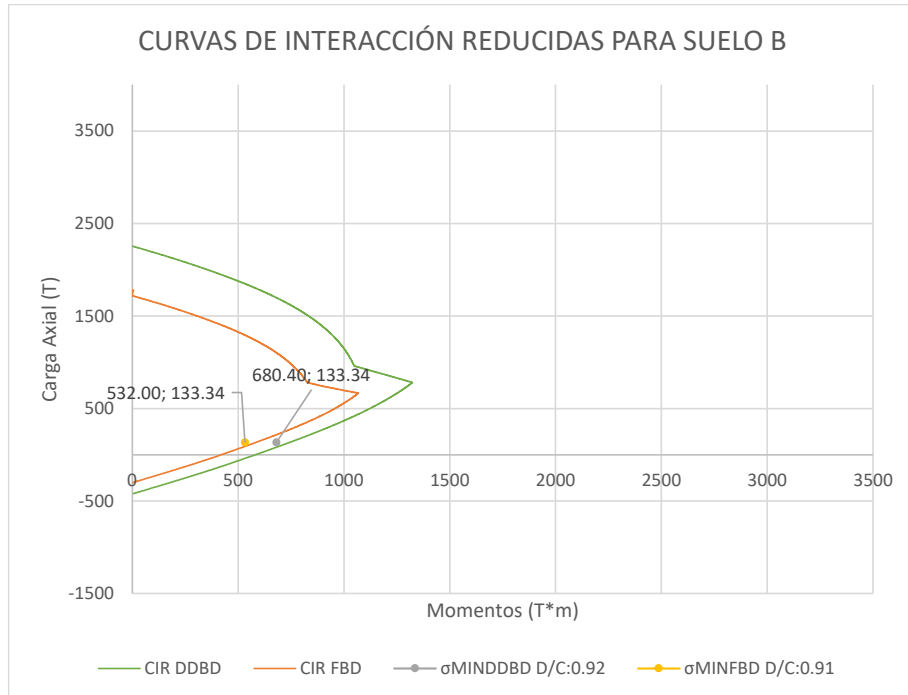
## ANEXO VIII

### Comparación de Diagramas de Interacción Reducidas de Muros.

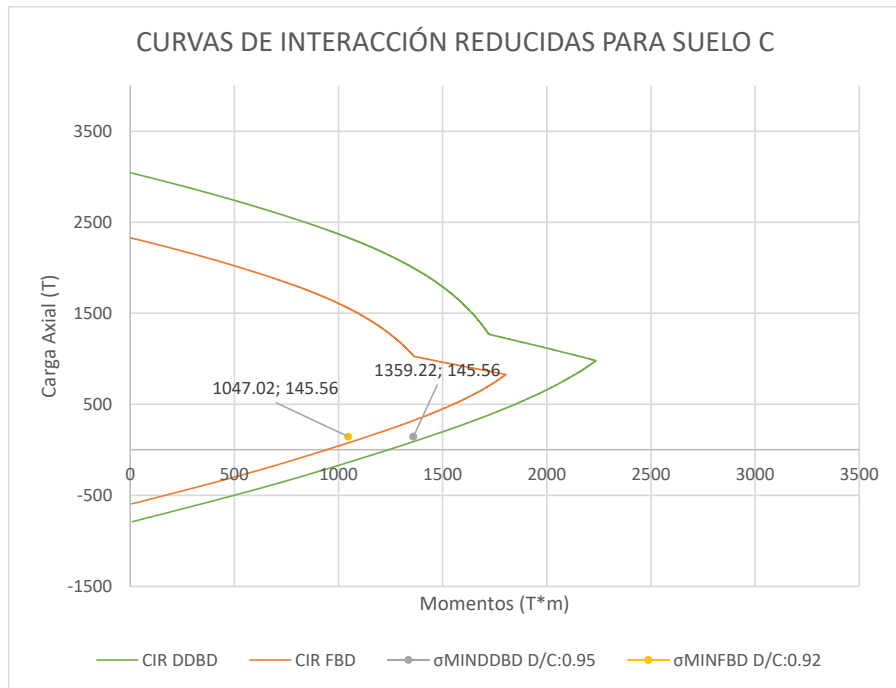
Para Suelo A:



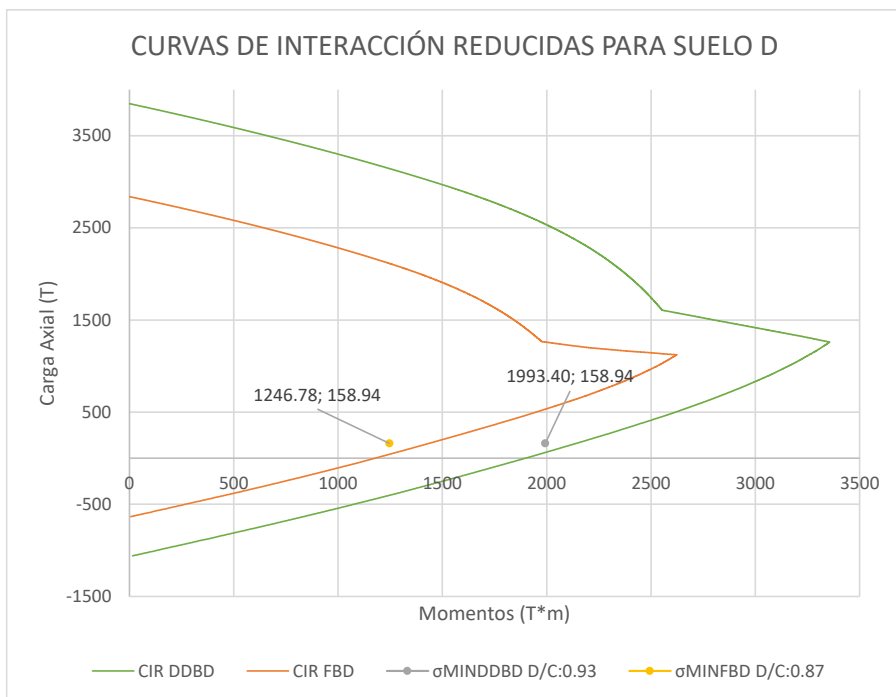
Para Suelo B:



Para Suelo C:



Para Suelo D:



## ANEXO IX

### Diseño Estructural por Método FBD.

Para Suelo tipo A:

DATOS GENERALES		
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
rl	4	cm
ns	6	-

DATOS DEL CABEZAL		
bcol	0.4	m
hcol	0.4	m
Ø <sub>VAR</sub>	16	mm
nVAR	12	-
nespacio	3	-
ps	1.51	%

DATOS DEL MURO		
lw	3	m
hw	18	m
h	3	m
Ø <sub>VAR</sub>	14	mm
nVAR	12	-
espesor	0.3	m
scalculado	0.42	m
salmacolocado	0.4	m
ØEST	12	mm
ps	0.28	%

ACEROS MÍNIMOS		
0.15LW		
<b>p0min</b>	<b>0.64</b>	<b>%</b>
0.15*Iw	0.45	m
Ascabezal	24.13	cm2
$\emptyset_{VAR}$	14.00	mm
nVAR	0	-
Asalma	0.00	cm2
Asección	0.18	m2
<b>p0</b>	<b>1.38</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		
EN EL ALMA		
$\emptyset_{VAR}$	14	mm
nVAR	2	-
Aalma	3.08	cm2
<b>p0</b>	<b>0.26</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		

DISEÑO A FLEXIÓN							
CÁLCULO DE LA INERCIA							
Seccion	b(m)	h(m)	Área(m2)	d(m)	A*d2	lo	lo+Ad2
A1	0.4	0.4	0.16	1.3	0.2704	0.00	0.27
A2	0.3	2.2	0.66	0	0	0.27	0.27
A3	0.4	0.4	0.16	1.3	0.2704	0.00	0.27
$\Sigma$ Area (m)	0.98						
Inercia (m4)	0.81						
y (m)	1.5						

CÁLCULO DE ESFUERZO DE FLEXIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA												
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)	Mn (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	$\emptyset$	$\emptyset Mn$ (Tm)	Pn	MPr (Tm)	C (cm)	$\sigma_{max}$ (T/m2)	$\sigma_{min}$ (T/m2)
D	0.00	148.16	0.00								151.18	151.18
L	0.00	30.69	0.00								31.32	31.32
E	478.06	0.00	58.24								883.91	-883.91
C1=1,4D	0.00	207.42	0.00								211.66	211.66
C2=1,2D+1,6L	0.00	226.90	0.00								231.53	231.53
C3.1=1,2D+L+E	478.06	208.48	58.24	649.80	208.48	0.94	608.70	195.30	790.80	41.10	1096.65	-671.18
C3.2=1,2D+L-E	-478.06	208.48	-58.24								1096.65	-671.18
C4.1=0,9D+E	478.06	133.34	58.24	560.50	133.34	0.93	520.70	123.88	702.90	33.40	1019.98	-747.85
C4.2=0,9D-E	-478.06	133.34	-58.24								1019.98	-747.85
Resumen de Cargas Críticas												
Condición	Valor	Combinación de Carga		Mu (Tm)	Pu (T)	Vu (T)	$\emptyset Mn$ (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	MPr (Tm)	C (cm)		
$\sigma_{max1}$ (T/m2)	1096.65	C3.1=1,2D+L+E		478.06	208.48	58.24	608.70	208.48	790.80	41.10		
$\sigma_{min1}$ (T/m2)	747.85	C4.1=0,9D+E		478.06	133.34	58.24	520.70	133.34	702.90	33.40		

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 1		
Puc1	208.48	T
Muc1	478.06	T*m
Vuc1	58.24	T
$\emptyset Pnc1$	208.48	T
$\emptyset Mnc1$	608.70	T*m
Mprc1	790.80	T*m
Cc1	41.10	cm

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
Puc2	133.34	T
Muc2	478.06	T*m
Vuc2	58.24	T
$\emptyset Pnc2$	133.34	T
$\emptyset Mnc2$	520.70	T*m
Mprc2	702.90	T*m
Cc2	33.40	cm

DISEÑO A CORTE					
SOLICITACIÓN CRÍTICA 1			SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
$\Omega_v$	1.65	-	$\Omega_v$	1.47	-
wv	1.50	-	wv	1.50	-
fi	0.75	-	fi	0.75	-
$\gamma$	1.00	-	$\gamma$	1.00	-
<b>Ve</b>	<b>144.51</b>	<b>T</b>	<b>Ve</b>	<b>128.45</b>	<b>T</b>
Bwmin	0.14	m	Bwmin	0.13	m
<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>	<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>
Vs	112862.18	Kg	Vs	91445.22	Kg
s	25.00	cm	s	25.00	cm
Av	2.24	cm <sup>2</sup>	Av	1.81	cm <sup>2</sup>
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>	fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
Acero colocado					
<b>2</b>	$\emptyset$	<b>12</b>	<b>@</b>	<b>25</b>	
<b>pCorte</b>		<b>%</b>	<b>0.30</b>		

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES		
omax	109.67	Kg/cm <sup>2</sup>
0.2*f'c(kg/cm <sup>2</sup> )	56.00	Kg/cm <sup>2</sup>
REQUIERE ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE		
Cmax	41.10	cm
LITERAL A		
C-0.1*lw	11.10	cm
C/2	20.55	cm
<b>LConfinamiento</b>	<b>20.55</b>	<b>cm</b>
LITERAL B		
<b>b</b>	<b>30.00</b>	<b>cm</b>
h/16	18.75	cm
OK		
LITERAL C		
hw/lw	6.00	-
c/lw	0.14	-
B TOMA CUALQUIER VALOR		

<b>DISEÑO POR CONFINAMIENTO</b>		
<b>COLUMNA</b>		
<b>S</b>	<b>9</b>	<b>cm</b>
bc	32.00	cm
hc	32.00	cm
Ag	1600.00	cm <sup>2</sup>
Ac	1024.00	cm <sup>2</sup>
Ash1	3.24	cm <sup>2</sup>
Ash2	1.73	cm <sup>2</sup>
ØEST	12.00	mm
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
<b>Ash adoptado</b>	<b>3.24</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
No. Ramales	2.865	
<b>No. Ramales R</b>	<b>3</b>	
<b>No. Estribos</b>	<b>1</b>	
<b>No. Ganchos</b>	<b>1</b>	
<b>ESPACIAMIENTO VERTICAL REAL</b>		
hx	8.00	cm
<b>OK</b>		

Para Suelo tipo B:

<b>DATOS GENERALES</b>		
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
rl	4	cm
ns	6	-
<b>DATOS DEL CABEZAL</b>		
bcol	0.4	m
hcol	0.4	m
Ø <sub>VAR</sub>	18	mm
nVAR	12	-
nespacio	3	-
ps	1.91	%
<b>DATOS DEL MURO</b>		
lw	3	m
hw	18	m
h	3	m
Ø <sub>VAR</sub>	14	mm
nVAR	12	-
espesor	0.3	m
scalculado	0.42	m
salmacolocado	0.4	m
ØEST	12	mm
ps	0.28	%

ACEROS MÍNIMOS		
0.15LW		
<b>p0min</b>	<b>0.64</b>	<b>%</b>
0.15*lw	0.45	m
Ascabezal	30.54	cm2
$\emptyset_{VAR}$	14.00	mm
nVAR	0	-
Asalma	0.00	cm2
Asección	0.18	m2
<b>p0</b>	<b>1.74</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		
EN EL ALMA		
$\emptyset_{VAR}$	14	mm
nVAR	2	-
Aalma	3.08	cm2
<b>p0</b>	<b>0.26</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		

DISEÑO A FLEXIÓN							
CÁLCULO DE LA INERCIA							
Seccion	b(m)	h(m)	Área(m2)	d(m)	A*d2	lo	lo+Ad2
A1	0.4	0.4	0.16	1.3	0.2704	0.00	0.27
A2	0.3	2.2	0.66	0	0	0.27	0.27
A3	0.4	0.4	0.16	1.3	0.2704	0.00	0.27
$\Sigma$ Area (m)	0.98						
Inercia (m4)	0.81						
y (m)	1.5						

CÁLCULO DE ESFUERZO DE FLEXIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA												
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)	Mn (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	$\emptyset$	$\emptyset Mn$ (Tm)	Pn	MPr (Tm)	C (cm)	$\sigma_{max}$ (T/m2)	$\sigma_{min}$ (T/m2)
D	0.00	148.16	0.00								151.18	151.18
L	0.00	30.69	0.00								31.32	31.32
E	532.00	0.00	64.75								983.65	-983.65
C1=1,4D	0.00	207.42	0.00								211.66	211.66
C2=1,2D+1,6L	0.00	226.90	0.00								231.53	231.53
C3.1=1,2D+L+E	532.00	208.48	64.75	719.60	208.48	0.93	671.10	194.43	888.30	41.90	1196.38	-770.91
C3.2=1,2D+L-E	-532.00	208.48	-64.75								1196.38	-770.91
C4.1=0,9D+E	532.00	133.34	64.75	630.20	133.34	0.92	582.70	123.29	801.50	34.40	1119.71	-847.58
C4.2=0,9D-E	-532.00	133.34	-64.75								1119.71	-847.58
Resumen de Cargas Críticas												
Condición	Valor	Combinación de Carga		Mu (Tm)	Pu (T)	Vu (T)	$\emptyset Mn$ (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	MPr (Tm)	C (cm)		
$\sigma_{max1}$ (T/m2)	1196.38	C3.1=1,2D+L+E		532.00	208.48	64.75	671.10	208.48	888.30	41.90		
$\sigma_{min1}$ (T/m2)	847.58	C4.1=0,9D+E		532.00	133.34	64.75	582.70	133.34	801.50	34.40		

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 1			
Puc1	208.48	T	
Muc1	532.00	T*m	
Vuc1	64.75	T	
$\emptyset Pnc1$	208.48	T	
$\emptyset Mnc1$	671.10	T*m	
Mprc1	888.30	T*m	
Cc1	41.90	cm	

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 2			
Puc2	133.34	T	
Muc2	532.00	T*m	
Vuc2	64.75	T	
$\emptyset Pnc2$	133.34	T	
$\emptyset Mnc2$	582.70	T*m	
Mprc2	801.50	T*m	
Cc2	34.40	cm	

DISEÑO A CORTE					
SOLICITACIÓN CRÍTICA 1			SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
$\Omega_v$	1.67	-	$\Omega_v$	1.51	-
wv	1.50	-	wv	1.50	-
fi	0.75	-	fi	0.75	-
$\gamma$	1.00	-	$\gamma$	1.00	-
<b>Ve</b>	<b>162.17</b>	<b>T</b>	<b>Ve</b>	<b>146.33</b>	<b>T</b>
Bwmin	0.16	m	Bwmin	0.15	m
<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>	<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>
Vs	136413.55	Kg	Vs	115284.61	Kg
s	20.00	cm	s	20.00	cm
Av	2.17	cm <sup>2</sup>	Av	1.83	cm <sup>2</sup>
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>	fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
Acero colocado					
<b>2</b>	$\emptyset$	<b>12</b>	<b>@</b>	<b>20</b>	
<b>pCorte</b>		<b>%</b>	<b>0.38</b>		

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES		
omax	119.64	Kg/cm <sup>2</sup>
0.2*f'c(kg/cm <sup>2</sup> )	56.00	Kg/cm <sup>2</sup>
REQUIERE ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE		
Cmax	41.90	cm
LITERAL A		
C-0.1*lw	11.90	cm
C/2	20.95	cm
<b>LConfinamiento</b>	<b>20.95</b>	<b>cm</b>
LITERAL B		
<b>b</b>	<b>30.00</b>	<b>cm</b>
h/16	18.75	cm
OK		
LITERAL C		
hw/lw	6.00	-
c/lw	0.14	-
B TOMA CUALQUIER VALOR		



<b>DISEÑO POR CONFINAMIENTO</b>		
<b>COLUMNA</b>		
<b>S</b>	<b>10</b>	<b>cm</b>
bc	32.00	cm
hc	32.00	cm
Ag	1600.00	cm <sup>2</sup>
Ac	1024.00	cm <sup>2</sup>
Ash1	3.60	cm <sup>2</sup>
Ash2	1.92	cm <sup>2</sup>
ØEST	12.00	mm
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
<b>Ash adoptado</b>	<b>3.60</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
No. Ramales	3.183	
<b>No. Ramales R</b>	<b>4</b>	
<b>No. Estribos</b>	<b>2</b>	
<b>No. Ganchos</b>	<b>0</b>	
<b>ESPACIAMIENTO VERTICAL REAL</b>		
hx	7.87	cm
<b>OK</b>		

Para Suelo tipo C:

<b>DATOS GENERALES</b>		
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
rl	4	cm
ns	6	-
<b>DATOS DEL CABEZAL</b>		
bcol	0.5	m
hcol	0.5	m
Ø <sub>VAR</sub>	22	mm
nVAR	12	-
nespacio	3	-
ps	1.82	%
<b>DATOS DEL MURO</b>		
lw	3.5	m
hw	18	m
h	3	m
Ø <sub>VAR</sub>	18	mm
nVAR	26	-
espesor	0.3	m
scalculado	0.20	m
salmacolocado	0.2	m
ØEST	12	mm
ps	0.88	%

ACEROS MÍNIMOS		
0.15LW		
<b>p0min</b>	<b>0.64</b>	<b>%</b>
0.15*lw	0.525	m
Ascabezal	45.62	cm2
$\emptyset_{VAR}$	18.00	mm
nVAR	0	-
Asalma	0.00	cm2
Asección	0.26	m2
<b>p0</b>	<b>1.77</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		
EN EL ALMA		
$\emptyset_{VAR}$	18	mm
nVAR	2	-
Aalma	5.09	cm2
<b>p0</b>	<b>0.85</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		

DISEÑO A FLEXIÓN							
CÁLCULO DE LA INERCIA							
Seccion	b(m)	h(m)	Área(m2)	d(m)	A*d2	lo	lo+Ad2
A1	0.5	0.5	0.25	1.5	0.5625	0.01	0.57
A2	0.3	2.5	0.75	0	0	0.39	0.39
A3	0.5	0.5	0.25	1.5	0.5625	0.01	0.57
$\Sigma$ Area (m)	1.25						
Inercia (m4)	1.53						
y (m)	1.75						

CÁLCULO DE ESFUERZO DE FLEXIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA												
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)	Mn (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	$\emptyset$	$\emptyset Mn$ (Tm)	Pn	MPr (Tm)	C (cm)	$\sigma_{max}$ (T/m2)	$\sigma_{min}$ (T/m2)
D	0.00	161.73	0.00								129.38	129.38
L	0.00	31.44	0.00								25.15	25.15
E	1047.02	0.00	112.93								1200.68	-1200.68
C1=1,4D	0.00	226.42	0.00								181.14	181.14
C2=1,2D+1,6L	0.00	244.38	0.00								195.50	195.50
C3.1=1,2D+L+E	1047.02	225.52	112.93	1347.50	225.52	0.92	1241.50	207.78	1713.40	55.00	1381.09	-1020.27
C3.2=1,2D+L-E	-1047.02	225.52	-112.93								1381.09	-1020.27
C4.1=0,9D+E	1047.02	145.56	112.93	1244.30	145.56	0.92	1139.10	133.25	1616.20	48.80	1317.12	-1084.23
C4.2=0,9D-E	-1047.02	145.56	-112.93								1317.12	-1084.23
Resumen de Cargas Críticas												
Condición	Valor	Combinación de Carga		Mu (Tm)	Pu (T)	Vu (T)	$\emptyset Mn$ (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	MPr (Tm)	C (cm)		
$\sigma_{max1}$ (T/m2)	1381.09	C3.1=1,2D+L+E		1047.02	225.52	112.93	1241.50	225.52	1713.40	55.00		
$\sigma_{min1}$ (T/m2)	1084.23	C4.1=0,9D+E		1047.02	145.56	112.93	1139.10	145.56	1616.20	48.80		

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 1			
Puc1	225.52	T	
Muc1	1047.02	T*m	
Vuc1	112.93	T	
$\emptyset Pnc1$	225.52	T	
$\emptyset Mnc1$	1241.50	T*m	
Mprc1	1713.40	T*m	
Cc1	55.00	cm	

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 2			
Puc2	145.56	T	
Muc2	1047.02	T*m	
Vuc2	112.93	T	
$\emptyset Pnc2$	145.56	T	
$\emptyset Mnc2$	1139.10	T*m	
Mprc2	1616.20	T*m	
Cc2	48.80	cm	

DISEÑO A CORTE					
SOLICITACIÓN CRÍTICA 1			SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
$\Omega_v$	1.64	-	$\Omega_v$	1.54	-
wv	1.50	-	wv	1.50	-
fi	0.75	-	fi	0.75	-
$\gamma$	1.00	-	$\gamma$	1.00	-
<b>Ve</b>	<b>277.21</b>	<b>T</b>	<b>Ve</b>	<b>261.48</b>	<b>T</b>
Bwmin	0.24	m	Bwmin	0.22	m
<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>	<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>
Vs	276489.23	Kg	Vs	255521.53	Kg
s	10.00	cm	s	10.00	cm
Av	1.88	cm <sup>2</sup>	Av	1.74	cm <sup>2</sup>
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>	fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
Acero colocado					
<b>2</b>	$\emptyset$	<b>12</b>	<b>@</b>	<b>10</b>	
<b>pCorte</b>		<b>%</b>	<b>0.75</b>		

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES		
$\sigma_{max}$	138.11	Kg/cm <sup>2</sup>
$0.2 \cdot f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	56.00	Kg/cm <sup>2</sup>
REQUIERE ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE		
Cmax	55.00	cm
LITERAL A		
C-0.1*lw	20.00	cm
C/2	27.50	cm
<b>LConfinamiento</b>	<b>27.50</b>	<b>cm</b>
LITERAL B		
<b>b</b>	<b>30.00</b>	<b>cm</b>
h/16	18.75	cm
OK		
LITERAL C		
hw/lw	5.14	-
c/lw	0.16	-
<b>B TOMA CUALQUIER VALOR</b>		

<b>DISEÑO POR CONFINAMIENTO</b>		
<b>COLUMNA</b>		
<b>S</b>	<b>10</b>	<b>cm</b>
bc	42.00	cm
hc	42.00	cm
Ag	2500.00	cm <sup>2</sup>
Ac	1764.00	cm <sup>2</sup>
Ash1	3.50	cm <sup>2</sup>
Ash2	2.52	cm <sup>2</sup>
ØEST	12.00	mm
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
<b>Ash adoptado</b>	<b>3.50</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
No. Ramales	3.099	
<b>No. Ramales R</b>	<b>4</b>	
<b>No. Estribos</b>	<b>2</b>	
<b>No. Ganchos</b>	<b>0</b>	
<b>ESPACIAMIENTO VERTICAL REAL</b>		
hx	10.93	cm
<b>OK</b>		

Para Suelo tipo D:

<b>DATOS GENERALES</b>		
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
rl	4	cm
ns	6	-
<b>DATOS DEL CABEZAL</b>		
bcol	0.6	m
hcol	0.6	m
Ø <sub>VAR</sub>	25	mm
nVAR	12	-
nespacio	3	-
ps	1.64	%
<b>DATOS DEL MURO</b>		
lw	4	m
hw	18	m
h	3	m
Ø <sub>VAR</sub>	20	mm
nVAR	16	-
espesor	0.3	m
scalculado	0.38	m
salmacolocado	0.35	m
ØEST	12	mm
ps	0.60	%

ACEROS MÍNIMOS		
0.15LW		
<b>p0min</b>	<b>0.64</b>	<b>%</b>
0.15*lw	0.6	m
Ascabezal	58.90	cm2
$\emptyset_{VAR}$	20.00	mm
nVAR	0	-
Asalma	0.00	cm2
Asección	0.36	m2
<b>p0</b>	<b>1.64</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		
EN EL ALMA		
$\emptyset_{VAR}$	20	mm
nVAR	2	-
Aalma	6.28	cm2
<b>p0</b>	<b>0.60</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		

DISEÑO A FLEXIÓN							
CÁLCULO DE LA INERCIA							
Seccion	b(m)	h(m)	Área(m2)	d(m)	A*d2	lo	lo+Ad2
A1	0.6	0.6	0.36	1.7	1.0404	0.01	1.05
A2	0.3	2.8	0.84	0	0	0.55	0.55
A3	0.6	0.6	0.36	1.7	1.0404	0.01	1.05
$\Sigma$ Area (m)	1.56						
Inercia (m4)	2.65						
y (m)	2						

CÁLCULO DE ESFUERZO DE FLEXIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA												
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)	Mn (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	$\emptyset$	$\emptyset Mn$ (Tm)	Pn	MPr (Tm)	C (cm)	$\sigma_{max}$ (T/m2)	$\sigma_{min}$ (T/m2)
D	0.00	176.60	0.00								113.21	113.21
L	0.00	32.08	0.00								20.56	20.56
E	1246.78	0.00	123.69								940.54	-940.54
C1=1,4D	0.00	247.24	0.00								158.49	158.49
C2=1,2D+1,6L	0.00	263.25	0.00								168.75	168.75
C3.1=1,2D+L+E	1246.78	244.00	123.69	1696.10	244.00	0.92	1566.20	225.31	2166.40	49.40	1096.95	-784.13
C3.2=1,2D+L-E	-1246.78	244.00	-123.69								1096.95	-784.13
C4.1=0,9D+E	1246.78	158.94	123.69	1562.40	158.94	0.92	1433.20	145.80	2037.10	44.20	1042.42	-838.66
C4.2=0,9D-E	-1246.78	158.94	-123.69								1042.42	-838.66
Resumen de Cargas Críticas												
Condición	Valor	Combinación de Carga		Mu (Tm)	Pu (T)	Vu (T)	$\emptyset Mn$ (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	MPr (Tm)	C (cm)		
$\sigma_{max1}$ (T/m2)	1096.95	C3.1=1,2D+L+E		1246.78	244.00	123.69	1566.20	244.00	2166.40	49.40		
$\sigma_{min1}$ (T/m2)	838.66	C4.1=0,9D+E		1246.78	158.94	123.69	1433.20	158.94	2037.10	44.20		

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 1		
Puc1	244.00	T
Muc1	1246.78	T*m
Vuc1	123.69	T
$\emptyset Pnc1$	244.00	T
$\emptyset Mnc1$	1566.20	T*m
Mprc1	2166.40	T*m
Cc1	49.40	cm

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
Puc2	158.94	T
Muc2	1246.78	T*m
Vuc2	123.69	T
$\emptyset Pnc2$	158.94	T
$\emptyset Mnc2$	1433.20	T*m
Mprc2	2037.10	T*m
Cc2	44.20	cm

DISEÑO A CORTE					
SOLICITACIÓN CRÍTICA 1			SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
$\Omega_v$	1.74	-	$\Omega_v$	1.63	-
wv	1.50	-	wv	1.50	-
fi	0.75	-	fi	0.75	-
$\gamma$	1.00	-	$\gamma$	1.00	-
<b>Ve</b>	<b>322.38</b>	<b>T</b>	<b>Ve</b>	<b>303.14</b>	<b>T</b>
Bwmin	0.24	m	Bwmin	0.23	m
<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>	<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>
Vs	323423.35	Kg	Vs	297768.28	Kg
s	10.00	cm	s	10.00	cm
Av	1.93	cm <sup>2</sup>	Av	1.77	cm <sup>2</sup>
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>	fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
Acero colocado					
<b>2</b>	$\emptyset$	<b>12</b>	<b>@</b>	<b>10</b>	
<b>pCorte</b>		<b>%</b>	<b>0.75</b>		

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES		
omax	109.70	Kg/cm <sup>2</sup>
0.2*f'c(kg/cm <sup>2</sup> )	56.00	Kg/cm <sup>2</sup>
REQUIERE ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE		
Cmax	49.40	cm
LITERAL A		
C-0.1*lw	9.40	cm
C/2	24.70	cm
<b>LConfinamiento</b>	<b>24.70</b>	<b>cm</b>
LITERAL B		
<b>b</b>	<b>30.00</b>	<b>cm</b>
h/16	18.75	cm
OK		
LITERAL C		
hw/lw	4.50	-
c/lw	0.12	-
<b>B TOMA CUALQUIER VALOR</b>		

<b>DISEÑO POR CONFINAMIENTO</b>		
<b>COLUMNA</b>		
<b>S</b>	<b>10</b>	<b>cm</b>
bc	52.00	cm
hc	52.00	cm
Ag	3600.00	cm <sup>2</sup>
Ac	2704.00	cm <sup>2</sup>
Ash1	3.45	cm <sup>2</sup>
Ash2	3.12	cm <sup>2</sup>
ØEST	12.00	mm
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
<b>Ash adoptado</b>	<b>3.45</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
No. Ramales	3.047	
<b>No. Ramales R</b>	<b>4</b>	
<b>No. Estribos</b>	<b>2</b>	
<b>No. Ganchos</b>	<b>0</b>	
<b>ESPACIAMIENTO VERTICAL REAL</b>		
hx	14.07	cm
<b>OK</b>		

# ANEXO X

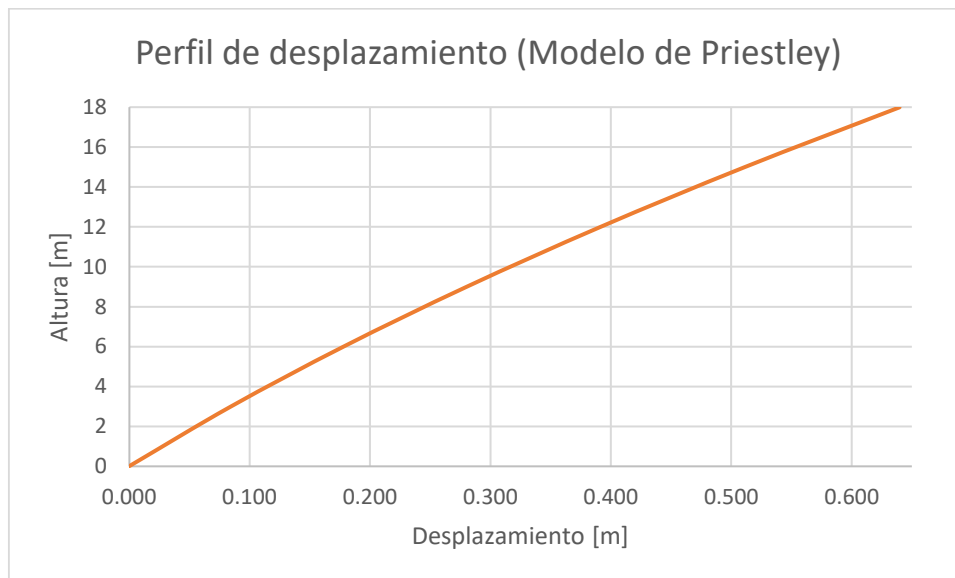
## Método DDBD.

Para Suelo tipo A:

DATOS GENERALES			
Esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ )	420	MPa	
Deformación de fluencia del acero ( $\epsilon_y$ )	0.0022	-	
Longitud del muro ( $L_w$ )	3	m	
Altura entrepiso	3	m	
Numero de pisos	6	-	
Altura del muro ( $H_w$ )	18	m	
Numero de muros en la direccion de estudio (nw)	4	-	
Peso de la estructura (WD)	2087.50162	T	
Masa por piso ( $m_i$ )	35465.54	Kgf*s2/m	
Deriva objetivo ( $\Theta_t$ )	0.02	-	

MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA DE PRIESTLEY			
Diámetro de acero de refuerzo longitudinal (dbL)	0.02	m	
Esfuerzo último del acero ( $F_u$ )	525	MPa	
<b>Esfuerzo de fluencia esperado del acero (<math>F_{ye}</math>)</b>	<b>462</b>	<b>MPa</b>	
Longitud de deformación por penetración ( $L_{sp}$ )	0.203	MPa	
Constante que depende de las propiedades del acero para deformación por penetración (k)	0.05	m	
Altura efectiva asumida ( $H_e$ )	13.5	m	
Longitud de rótula plástica ( $L_p$ )	1.18	-	
Curvatura de fluencia ( $\phi_y$ )	0.0015	-	
Curvatura control de daño ( $\phi_{DC}$ )	0.024	-	

PERFIL DE DESPLAZAMIENTO						
Piso	Altura (m)	$\Delta y$ (m)	$\Delta p$ (m)	$\Delta t$ (m)	Deriva (%)	
6	18	0.162	0.478	0.640	4.29%	
5	15	0.113	0.398	0.511	3.99%	
4	12	0.073	0.319	0.391	3.70%	
3	9	0.041	0.239	0.280	3.41%	
2	6	0.019	0.159	0.178	3.11%	
1	3	0.005	0.080	0.085	2.82%	
0	0	0.000	0.000	0.000	0.00%	





**AZAMIENTO (DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA AL 5% DE AMORTIGUAMIENTO)**

Z	0.4	g
Fa	0.9	-
Fd	0.9	-
Fs	0.75	-
n	2.48	-
r	1	-
To	0.075	s
Tc	0.413	s
TL	2.16	s
Sa	0.171	g
$\Delta c, 5\%$	0.198	m

**ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (NEC-15)**

Z	0.4	g
Fa	0.9	-
Fd	0.9	-
Fs	0.75	-
n	2.48	-
r	1	-
To	0.075	s
Tc	0.413	s
TL	2.16	s
Sa	0.171	g
$\Delta c, 5\%$	0.198	m

**DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS****PERFIL DE DESPLAZAMIENTO**

Nivel	Altura (m)	$\Delta e$ (m)	$\Delta p$ (m)	$\Delta t$ (m)	Deriva (%)	$m_i \cdot \Delta t$	$m_i \cdot \Delta t^2$	$m_i \cdot \Delta t^3$
6	18	0.158	0.122	0.281	1.99%	9959	2796	179257.020
5	15	0.119	0.102	0.221	1.91%	7844	1735	117656.925
4	12	0.082	0.082	0.164	1.77%	5807	951	69682.691
3	9	0.050	0.061	0.111	1.55%	3926	435	35334.316
2	6	0.023	0.041	0.064	1.25%	2279	146	13675.512
1	3	0.006	0.020	0.027	0.89%	945	25	2833.697
0	0	0.000	0.000	0.000	0.00%	0	0	0.000
Sum						30759	6088	418440.161

**SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD**

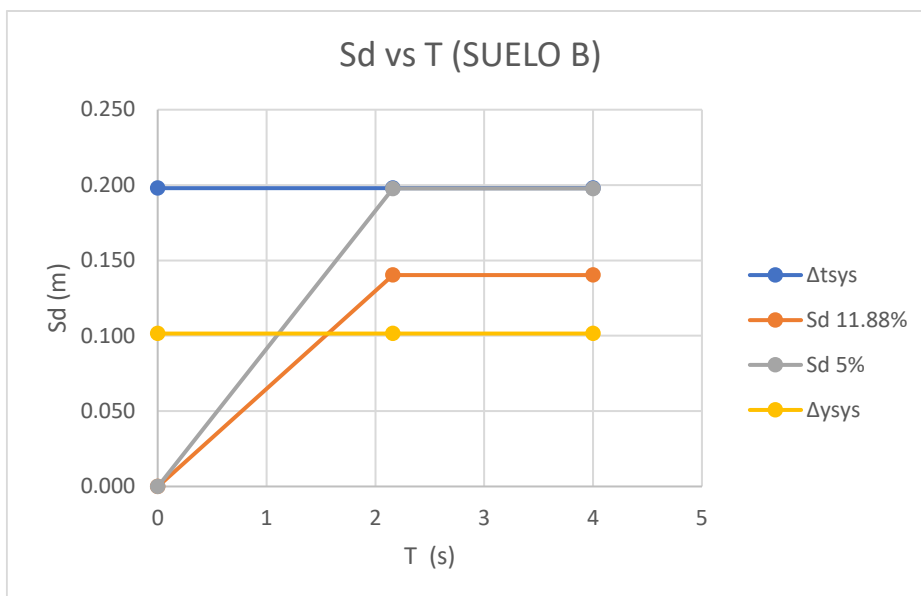
Desplazamiento objetivo del sistema ( $\Delta_{tsys}$ )	0.198	m
Altura efectiva calculada (he calc)	13.60	m
Curvatura de fluencia ( $\emptyset y$ )	0.0015	1/m
Desplazamiento de fluencia del sistema ( $\Delta_{sys}$ )	0.102	m
Masa efectiva del sistema (me sys)	155403.59	Kgf*s <sup>2</sup> /m
Ductilidad de desplazamiento del sistema ( $\mu_{sys}$ )	1.95	-
Amortiguamiento equivalente ( $\zeta_{eq}$ )	11.88%	-

**ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DEL DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA**

Factor de escala por amortiguamiento (DSF)	0.71	
<b>DSF &lt; 1, OK</b>		
Desplazamiento en la esquina para $\zeta_{eq}$ ( $\Delta'c$ )	0.14	m

**Gráfico de Sd vs T**

T	Sd 5%	Sd 11.88%	$\Delta_{tsys}$	$\Delta_{sys}$
s	m	m	m	m
0	0	0	0.198	0.102
2.160	0.198	0.140	0.198	0.102
4	0.198	0.140	0.198	0.102



DISEÑO OBJETIVO EXCEDE DEMANDA ESPECTRAL ESCALADA		
CASO ESPECIAL DE DISEÑO		
CASO B: DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA MENOR A Δc, 5%		
CASO B		
Desplazamiento de la esquina al 5% (Δc,5%)	0.198	m
<b>Respuesta de desplazamiento final (Δdf)</b>	<b>0.178442842</b>	<b>m</b>
Desplazamiento de fluencia (Δy)	0.102	m
Ductilidad de desplazamiento (μΔ)	1.76	-
Amortiguamiento equivalente (ζeq)	11.09	%
<b>Desplazamiento de la esquina para ζeq (Δc, ζeq)</b>	<b>0.144538702</b>	<b>m</b>
Periodo efectivo (T <sub>eff</sub> )	2.667	s

DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS CORREGIDO										
PERFIL DE DESPLAZAMIENTO										
Factor de corrección desplazamiento (Fc)								0.90		
Nivel	Altura (m)	Δe (m)	Δp (m)	Δt (m)	Δtcorr (m)	Deriva (%)	mi*Δt	mi*Δt <sup>2</sup>	mi*Δt*hi	
6	18	0.1584	0.1224	0.2808	0.2532	1.79%	8978.17	2272.84	161607.102	
5	15	0.1192	0.1020	0.2212	0.1994	1.73%	7071.48	1409.98	106072.246	
4	12	0.0821	0.0816	0.1637	0.1476	1.59%	5235.14	772.77	62821.628	
3	9	0.0495	0.0612	0.1107	0.0998	1.40%	3539.47	353.24	31855.246	
2	6	0.0235	0.0408	0.0643	0.0579	1.13%	2054.83	119.05	12329.000	
1	3	0.0062	0.0204	0.0266	0.0240	0.80%	851.56	20.45	2554.687	
0	0	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.00%	0.00	0.00	0.000	
Sum								27730.66	4948.337	377239.909

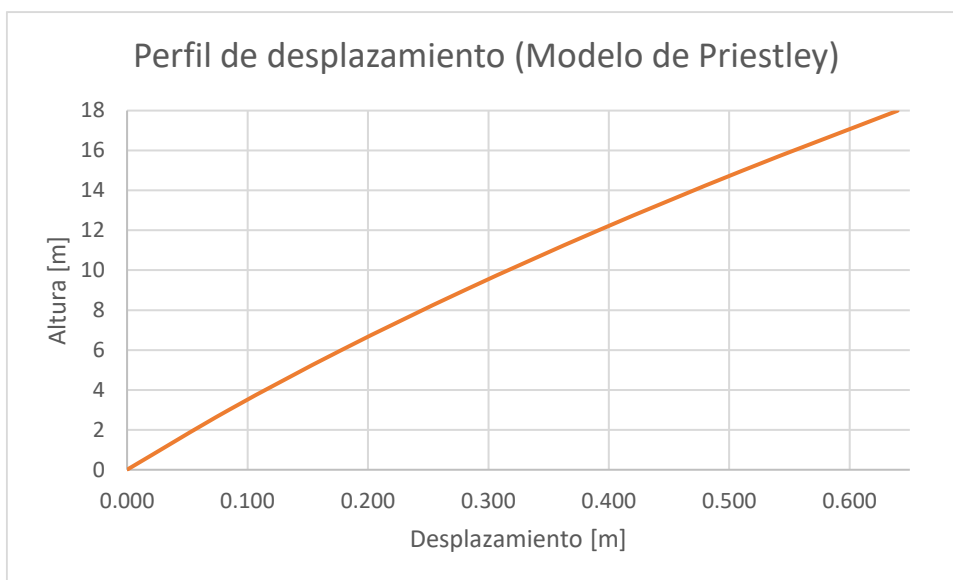
SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD		
Desplazamiento objetivo del sistema (Δtsys)	0.178	m
Altura efectiva calculada (he calc)	13.60	m
Curvatura de fluencia (ϕy)	0.0015	1/m
Desplazamiento de fluencia del sistema (Δysys)	0.1015	m
Masa efectiva del sistema (me sys)	155403.59	Kgf*s <sup>2</sup> /m
Ductilidad de desplazamiento del sistema (μsys)	1.76	-
Amortiguamiento equivalente (ζeq)	11.09%	-
CASO B		
Desplazamiento de la esquina al 5% (Δc,5%)	0.198	m
<b>Respuesta de desplazamiento final (Δdf)</b>	<b>0.17844</b>	<b>m</b>
Desplazamiento de fluencia (Δy)	0.102	m
Ductilidad de desplazamiento (μΔ)	1.758	-
Amortiguamiento equivalente (ζeq)	11.092	%
<b>Desplazamiento de la esquina para ζeq (Δc, ζeq)</b>	<b>0.14454</b>	<b>m</b>
Periodo efectivo (T <sub>eff</sub> )	2.667	s
Rigidez efectiva (K <sub>eff</sub> )	862746.733	kgf/m
Cortante basal (VB)	153.951	T
Cortante por muro (Vm)	38.488	T
Momento en la base por muro (MBm)	523.576	T*m
Deriva objetivo (Θt)	1.31	%

ÍNDICE DE ESTABILIDAD			
Peso por muro (Wm)	381.127	T	
Índice de estabilidad ( $\Theta_s$ )	0.130	-	
<b><math>\Theta_s &lt; 0.33</math></b>			
AMPLIAR POR EFECTOS P- $\Delta$			
C	0.500	T	
Momento amplificado en la base por muro (MBm)	557.581	T*m	
Cortante amplificado por muro (Vm)	40.987	T	
Cortante basal amplificado (VB)	163.950	T	
DISEÑO POR CAPACIDAD SIMPLIFICADO PARA MUROS EN VOLADIZO			
MOMENT CAPACITY-DESIGN ENVELOPE			
Relación entre la post fluencia y la rigidez elástica (r)	0.050	-	
Factor de sobrerresistencia (Momento) ( $\phi^*$ )	1.000	-	
Periodo inicial (Ti)	2.011	s	
Momento en la base de sobrerresistencia ( $\phi^*$ MB)	557.581	T*m	
C1,T	0.514	-	
<b>C1,T &gt;= 0.4</b>			
<b>OK</b>			
Momento de sobrerresistencia de altura media (M*0.5H)	286.763	T*m	
SHEAR FORCE CAPACITY-DESIGN ENVELOPE			
Factor de sobrerresistencia(Corte) ( $\phi^*$ )	1.180	-	
C2,T	0.672	-	
<b>C2,T &lt;= 1.15</b>			
<b>OK</b>			
Factor de amplificación dinámica de corte ( $\omega_V$ )	2.000	-	
Fuerza cortante base de diseño por capacidad (V*BASE)	96.746	T	
C3	0.300	-	
<b>C3 &gt;= 0.3</b>			
<b>OK</b>			
Fuerza cortante en la parte superior del muro (V*n)	29.024	T	
TABLA DE RESUMEN			
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)
<b>E</b>	557.58	0.00	96.75
REVISIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA R			
Periodo efectivo (Teff)	2.667	s	
Ductilidad de desplazamiento ( $\mu\Delta$ )	1.758	-	
Factor de Reducción Sísmica (R)	1.758	-	

Para Suelo tipo B:

DATOS GENERALES			
Esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ )	420	MPa	
Deformación de fluencia del acero ( $\epsilon_y$ )	0.0022	-	
Longitud del muro (Lw)	3	m	
Altura entrepiso	3	m	
Numero de pisos	6	-	
Altura del muro (Hw)	18	m	
Numero de muros en la direccion de estudio (nw)	4	-	
Peso de la estructura (WD)	2087.50162	T	
Masa por piso (mi)	35465.54	Kgf*s2/m	
Deriva objetivo ( $\Theta_t$ )	0.02	-	
MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA DE PRIESTLEY			
Diámetro de acero de refuerzo longitudinal (dbL)	0.02	m	
Esfuerzo último del acero (Fu)	525	MPa	
<b>Esfuerzo de fluencia esperado del acero (Fye)</b>	<b>462</b>	<b>MPa</b>	
Longitud de deformación por penetración (Lsp)	0.203	MPa	
Constante que depende de las propiedades del acero para deformación por penetración (k)	0.05	m	
Altura efectiva asumida (He)	13.5	m	
Longitud de rótula plástica (Lp)	1.18	-	
Curvatura de fluencia ( $\phi_y$ )	0.0015	-	
Curvatura control de daño ( $\phi_{DC}$ )	0.024	-	

PERFIL DE DESPLAZAMIENTO					
Piso	Altura (m)	$\Delta y$ (m)	$\Delta p$ (m)	$\Delta t$ (m)	Deriva (%)
6	18	0.162	0.478	0.640	4.29%
5	15	0.113	0.398	0.511	3.99%
4	12	0.073	0.319	0.391	3.70%
3	9	0.041	0.239	0.280	3.41%
2	6	0.019	0.159	0.178	3.11%
1	3	0.005	0.080	0.085	2.82%
0	0	0.000	0.000	0.000	0.00%

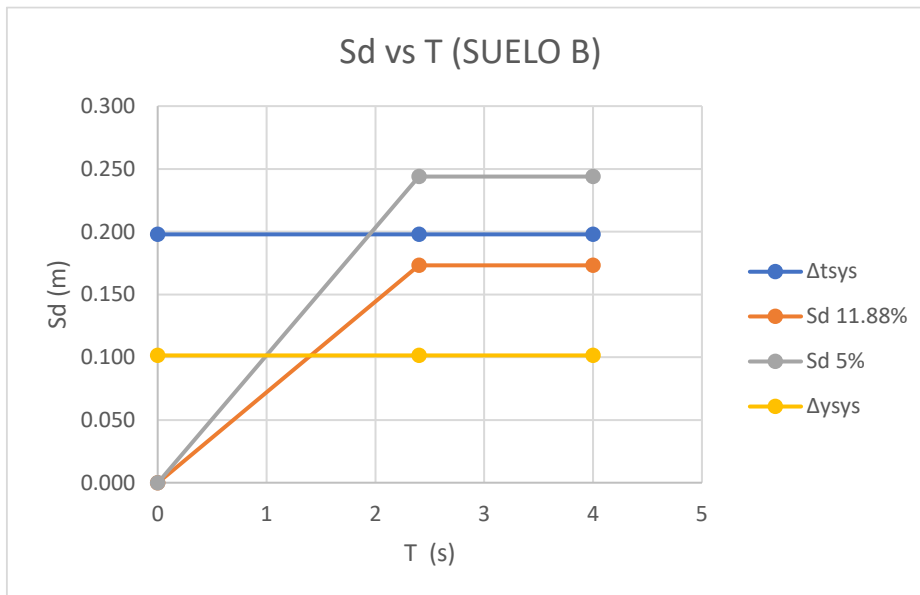


ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (NEC-15)		
Z	0.4	g
Fa	1	-
Fd	1	-
Fs	0.75	-
n	2.48	-
r	1	-
To	0.075	s
Tc	0.413	s
TL	2.4	s
Sa	0.171	g
$\Delta c$ , 5%	0.244	m

DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS									
PERFIL DE DESPLAZAMIENTO									
Nivel	Altura (m)	$\Delta e$ (m)	$\Delta p$ (m)	$\Delta t$ (m)	Deriva (%)	$m_i \cdot \Delta t$	$m_i \cdot \Delta t^2$	$m_i \cdot \Delta t^3$	
6	18	0.158	0.122	0.281	1.99%	9959	2796	179257.020	
5	15	0.119	0.102	0.221	1.91%	7844	1735	117656.925	
4	12	0.082	0.082	0.164	1.77%	5807	951	69682.691	
3	9	0.050	0.061	0.111	1.55%	3926	435	35334.316	
2	6	0.023	0.041	0.064	1.25%	2279	146	13675.512	
1	3	0.006	0.020	0.027	0.89%	945	25	2833.697	
0	0	0.000	0.000	0.000	0.00%	0	0	0.000	
Sum						30759	6088	418440.161	

SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD		
Desplazamiento objetivo del sistema ( $\Delta t_{sys}$ )	0.198	m
Altura efectiva calculada ( $h_e$ calc)	13.60	m
Curvatura de fluencia ( $\phi_y$ )	0.0015	1/m
Desplazamiento de fluencia del sistema ( $\Delta y_{sys}$ )	0.102	m
Masa efectiva del sistema ( $m_e$ sys)	155403.59	Kgf*s <sup>2</sup> /m
Ductilidad de desplazamiento del sistema ( $\mu_{sys}$ )	1.95	-
Amortiguamiento equivalente ( $\zeta_{eq}$ )	11.88%	-
ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DEL DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA		
Factor de escala por amortiguamiento (DSF)	0.71	
DSF<1, OK		
Desplazamiento en la esquina para $\zeta_{eq}$ ( $\Delta'c$ )	0.17	m

Gráfico de Sd vs T				
T	Sd 5%	Sd 11.88%	$\Delta t_{sys}$	$\Delta y_{sys}$
s	m	m	m	m
0	0	0	0.198	0.102
2.400	0.244	0.173	0.198	0.102
4	0.244	0.173	0.198	0.102



DISEÑO OBJETIVO EXCEDE DEMANDA ESPECTRAL ESCALADA		
CASO ESPECIAL DE DISEÑO		
CASO B: DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA MENOR A $\Delta c$ , 5%		
CASO B		
Desplazamiento de la esquina al 5% ( $\Delta c, 5\%$ )	0.244	m
<b>Respuesta de desplazamiento final (<math>\Delta df</math>)</b>	<b>0.178442842</b>	<b>m</b>
Desplazamiento de fluencia ( $\Delta y$ )	0.102	m
Ductilidad de desplazamiento ( $\mu_{\Delta}$ )	1.76	-
Amortiguamiento equivalente ( $\zeta_{eq}$ )	11.09	%
<b>Desplazamiento de la esquina para <math>\zeta_{eq}</math> (<math>\Delta c, \zeta_{eq}</math>)</b>	<b>0.178442842</b>	<b>m</b>
Periodo efectivo ( $T_{eff}$ )	2.400	s

DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS CORREGIDO									
PERFIL DE DESPLAZAMIENTO									
Factor de corrección desplazamiento ( $F_c$ )								0.90	
Nivel	Altura (m)	$\Delta e$ (m)	$\Delta p$ (m)	$\Delta t$ (m)	$\Delta t_{corr}$ (m)	Deriva (%)	$m_i * \Delta t$	$m_i * \Delta t^2$	$m_i * \Delta t^3$
6	18	0.1584	0.1224	0.2808	0.2532	1.79%	8978.17	2272.84	161607.102
5	15	0.1192	0.1020	0.2212	0.1994	1.73%	7071.48	1409.98	106072.246
4	12	0.0821	0.0816	0.1637	0.1476	1.59%	5235.14	772.77	62821.628
3	9	0.0495	0.0612	0.1107	0.0998	1.40%	3539.47	353.24	31855.246
2	6	0.0235	0.0408	0.0643	0.0579	1.13%	2054.83	119.05	12329.000
1	3	0.0062	0.0204	0.0266	0.0240	0.80%	851.56	20.45	2554.687
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00%	0.00	0.00	0.000
Sum							27730.66	4948.337	377239.909

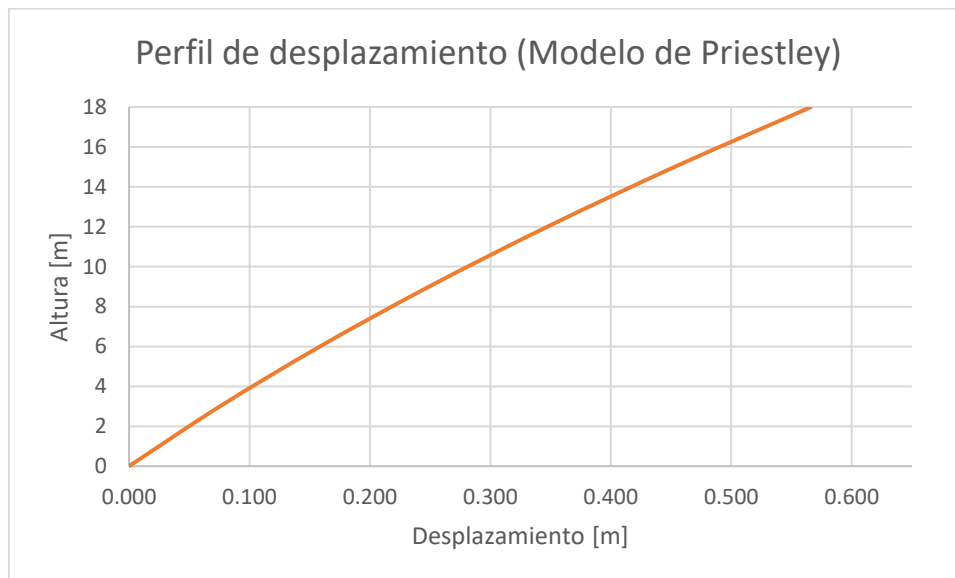
<b>SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD</b>			
Desplazamiento objetivo del sistema ( $\Delta_{tsys}$ )	0.178	m	
Altura efectiva calculada ( $h_{e\text{ calc}}$ )	13.60	m	
Curvatura de fluencia ( $\phi_y$ )	0.0015	1/m	
Desplazamiento de fluencia del sistema ( $\Delta_{ysys}$ )	0.1015	m	
Masa efectiva del sistema ( $m_{e\text{ sys}}$ )	155403.59	Kgf*s <sup>2</sup> /m	
Ductilidad de desplazamiento del sistema ( $\mu_{sys}$ )	1.76	-	
Amortiguamiento equivalente ( $\zeta_{eq}$ )	11.09%	-	
<b>CASO B</b>			
Desplazamiento de la esquina al 5% ( $\Delta_c, 5\%$ )	0.244	m	
<b>Respuesta de desplazamiento final (<math>\Delta_{df}</math>)</b>	<b>0.17844</b>	<b>m</b>	
Desplazamiento de fluencia ( $\Delta_y$ )	0.102	m	
Ductilidad de desplazamiento ( $\mu\Delta$ )	1.758	-	
Amortiguamiento equivalente ( $\zeta_{eq}$ )	11.092	%	
<b>Desplazamiento de la esquina para <math>\zeta_{eq}</math> (<math>\Delta_c, \zeta_{eq}</math>)</b>	<b>0.17844</b>	<b>m</b>	
Periodo efectivo ( $T_{eff}$ )	2.400	s	
Rigidez efectiva ( $K_{eff}$ )	1065119.423	kgf/m	
Cortante basal (VB)	190.063	T	
Cortante por muro (Vm)	47.516	T	
Momento en la base por muro (MBm)	646.390	T*m	
Deriva objetivo ( $\Theta_t$ )	1.31	%	
<b>ÍNDICE DE ESTABILIDAD</b>			
Peso por muro (Wm)	381.127	T	
Índice de estabilidad ( $\Theta_s$ )	0.105	-	
<b><math>\Theta_s &lt; 0.33</math></b>			
<b>AMPLIAR POR EFECTOS P-Δ</b>			
C	0.500	T	
Momento amplificado en la base por muro (MBm)	680.395	T*m	
Cortante amplificado por muro (Vm)	50.015	T	
Cortante basal amplificado (VB)	200.062	T	
<b>DISEÑO POR CAPACIDAD SIMPLIFICADO PARA MUROS EN VOLADIZO</b>			
<b>MOMENT CAPACITY-DESIGN ENVELOPE</b>			
Relación entre la post fluencia y la rigidez elástica (r)	0.050	-	
Factor de sobrerresistencia (Momento) ( $\phi^*$ )	1.000	-	
Periodo inicial (Ti)	1.810	s	
Momento en la base de sobrerresistencia ( $\phi^* MB$ )	680.395	T*m	
C1,T	0.503	-	
<b>C1,T &gt;= 0.4</b>			
<b>OK</b>			
Momento de sobrerresistencia de altura media ( $M^*0.5H$ )	342.149	T*m	
<b>SHEAR FORCE CAPACITY-DESIGN ENVELOPE</b>			
Factor de sobrerresistencia(Corte) ( $\phi^*$ )	1.180	-	
C2,T	0.591	-	
<b>C2,T &lt;= 1.15</b>			
<b>OK</b>			
Factor de amplificación dinámica de corte ( $\omega_V$ )	1.880	-	
Fuerza cortante base de diseño por capacidad (V°BASE)	110.983	T	
C3	0.357	-	
<b>C3 &gt;= 0.3</b>			
<b>OK</b>			
Fuerza cortante en la parte superior del muro (V°n)	39.612	T	
<b>TABLA DE RESUMEN</b>			
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)
<b>E</b>	680.40	0.00	110.98
<b>REVISIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA R</b>			
Periodo efectivo ( $T_{eff}$ )	2.400	s	
Ductilidad de desplazamiento ( $\mu\Delta$ )	1.758	-	
Factor de Reducción Sísmica (R)	1.758	-	

Para Suelo tipo C:

DATOS GENERALES		
Esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ )	420	MPa
Deformación de fluencia del acero ( $\epsilon_y$ )	0.0022	-
Longitud del muro ( $L_w$ )	3.5	m
Altura entrepiso	3	m
Numero de pisos	6	-
Altura del muro ( $H_w$ )	18	m
Numero de muros en la direccion de estudio (nw)	4	-
Peso de la estructura (WD)	2166.64886	T
Masa por piso (mi)	36810.21	Kgf*s2/m
Deriva objetivo ( $\Theta$ )	0.02	-

MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA DE PRIESTLEY		
Diámetro de acero de refuerzo longitudinal (dbl)	0.02	m
Esfuerzo último del acero ( $F_u$ )	525	MPa
<b>Esfuerzo de fluencia esperado del acero (<math>F_{ye}</math>)</b>	<b>462</b>	<b>MPa</b>
Longitud de deformación por penetración ( $L_{sp}$ )	0.203	MPa
Constante que depende de las propiedades del acero para deformación por penetración (k)	0.05	m
Altura efectiva asumida ( $H_e$ )	13.5	m
Longitud de rótula plástica ( $L_p$ )	1.23	-
Curvatura de fluencia ( $\phi_y$ )	0.0013	-
Curvatura control de daño ( $\phi_{DC}$ )	0.020571429	-

PERFIL DE DESPLAZAMIENTO					
Piso	Altura (m)	$\Delta y$ (m)	$\Delta p$ (m)	$\Delta t$ (m)	Deriva (%)
6	18	0.139	0.427	0.566	3.77%
5	15	0.097	0.356	0.453	3.52%
4	12	0.062	0.285	0.347	3.27%
3	9	0.035	0.214	0.249	3.02%
2	6	0.016	0.142	0.158	2.77%
1	3	0.004	0.071	0.075	2.52%
0	0	0.000	0.000	0.000	0.00%



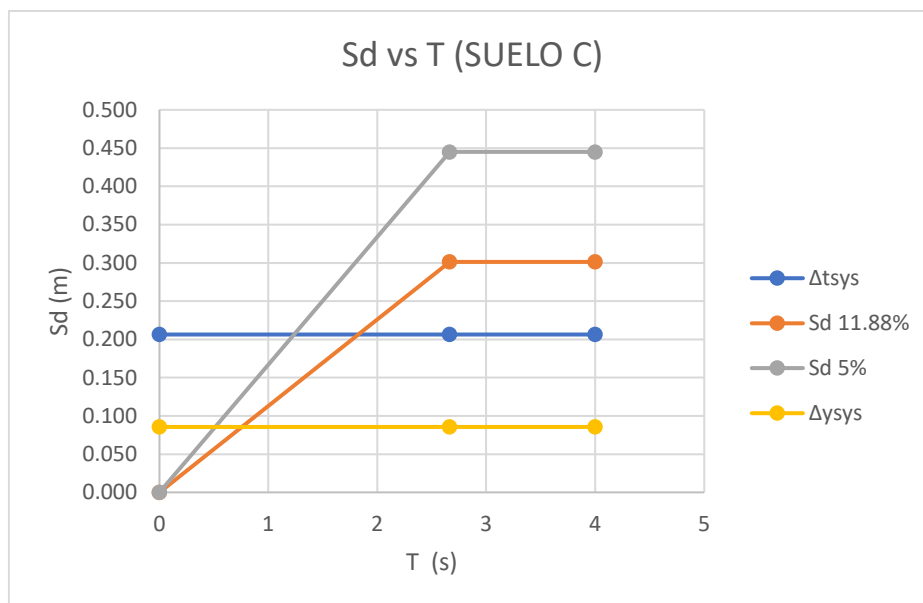
ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (NEC-15)		
Z	0.4	g
Fa	1.2	-
Fd	1.11	-
Fs	1.11	-
n	2.48	-
r	1	-
To	0.102675	s
Tc	0.565	s
TL	2.664	s
Sa	0.252	g
$\Delta c, 5\%$	0.445	m

DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS								
PERFIL DE DESPLAZAMIENTO								
Nivel	Altura (m)	$\Delta e$ (m)	$\Delta p$ (m)	$\Delta t$ (m)	Deriva (%)	$m_i \cdot \Delta t$	$m_i \cdot \Delta t^2$	$m_i \cdot \Delta t^3$
6	18	0.136	0.156	0.292	1.99%	10753	3141	193550.179
5	15	0.102	0.130	0.232	1.93%	8556	1989	128336.162
4	12	0.070	0.104	0.175	1.80%	6428	1123	77137.369
3	9	0.042	0.078	0.121	1.61%	4439	535	39953.800
2	6	0.020	0.052	0.072	1.36%	2659	192	15952.493
1	3	0.005	0.026	0.031	1.05%	1156	36	3467.522
0	0	0.000	0.000	0.000	0.00%	0	0	0.000
Sum						33991	7016	458397.524

SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD		
Desplazamiento objetivo del sistema ( $\Delta t_{sys}$ )	0.206	m
Altura efectiva calculada ( $h_e$ calc)	13.49	m
Curvatura de fluencia ( $\phi_y$ )	0.0013	1/m
Desplazamiento de fluencia del sistema ( $\Delta y_{sys}$ )	0.086	m
Masa efectiva del sistema ( $m_e$ sys)	164677.30	Kgf*s <sup>2</sup> /m
Ductilidad de desplazamiento del sistema ( $\mu_{sys}$ )	2.41	-
Amortiguamiento equivalente ( $\zeta_{eq}$ )	13.26%	-
ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DEL DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA		
Factor de escala por amortiguamiento (DSF)	0.68	
DSF < 1, OK		
Desplazamiento en la esquina para $\zeta_{eq}$ ( $\Delta^c$ )	0.30	m

Gráfico de Sd vs T				
T	Sd 5%	Sd 11.88%	$\Delta t_{sys}$	$\Delta y_{sys}$
s	m	m	m	m
0	0	0	0.206	0.086
2.664	0.445	0.301	0.206	0.086
4	0.445	0.301	0.206	0.086





DISEÑO OBJETIVO NO EXCEDE DEMANDA ESPECTRAL ESCALADA		
CASO NORMAL DE DISEÑO		
Periodo efectivo ( $T_{eff}$ )	1.824	s
Rigidez efectiva ( $K_{eff}$ )	1953177.853	kgf/m
Cortante basal (VB)	403.150	T
Cortante por muro ( $V_m$ )	100.787	T
Momento en la base por muro (MBm)	1359.222	T*m
Deriva objetivo ( $\Theta_t$ )	1.53	%
ÍNDICE DE ESTABILIDAD		
Peso por muro (Wm)	403.871	T
Indice de estabilidad ( $\Theta_s$ )	0.061	-
$\Theta_s < 0.33$		
EFECTOS P-Δ PUEDEN IGNORARSE		
C	0.500	T
Momento amplificado en la base por muro (MBm)	1359.222	T*m
Cortante amplificado por muro ( $V_m$ )	100.787	T
Cortante basal amplificado (VB)	403.150	T
DISEÑO POR CAPACIDAD SIMPLIFICADO PARA MUROS EN VOLADIZO		
MOMENT CAPACITY-DESIGN ENVELOPE		
Relación entre la post fluencia y la rigidez elástica (r)	0.050	-
Factor de sobrerresistencia (Momento) ( $\phi$ )	1.000	-
Periodo inicial ( $T_i$ )	1.176	s
Momento en la base de sobrerresistencia ( $\phi$ °MB)	1359.222	T*m
C1,T	0.524	-
<b>C1,T &gt;= 0.4</b>		
OK		
Momento de sobrerresistencia de altura media ( $M^{\circ}0.5H$ )	712.317	T*m
SHEAR FORCE CAPACITY-DESIGN ENVELOPE		
Factor de sobrerresistencia(Corte) ( $\phi$ )	1.180	-
C2,T	0.337	-
<b>C2,T &lt;= 1.15</b>		
OK		
Factor de amplificación dinámica de corte ( $\omega_V$ )	1.688	-
Fuerza cortante base de diseño por capacidad ( $V^{\circ}BASE$ )	200.771	T
C3	0.547	-
<b>C3 &gt;= 0.3</b>		
OK		
Fuerza cortante en la parte superior del muro ( $V^{\circ}n$ )	109.858	T

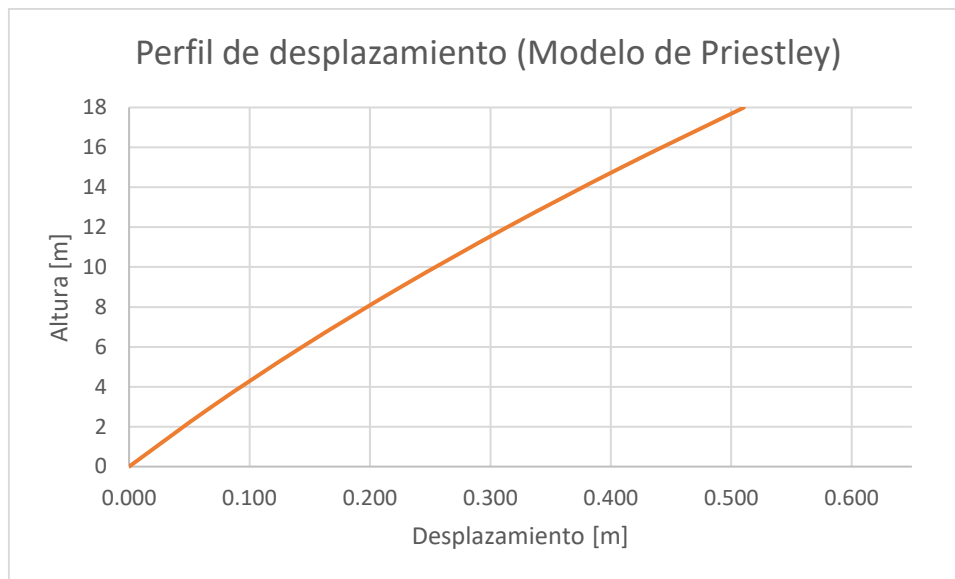
TABLA DE RESUMEN			
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)
<b>E</b>	<b>1359.22</b>	<b>0.00</b>	<b>200.77</b>
REVISIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA R			
Periodo efectivo (Teff)		1.824	s
Ductilidad de desplazamiento ( $\mu\Delta$ )		2.407	-
Factor de Reducción Sísmica (R)		2.407	-

Para Suelo tipo D:

DATOS GENERALES		
Esfuerzo de fluencia del acero ( $f_y$ )	420	MPa
Deformación de fluencia del acero ( $\epsilon_y$ )	0.0022	-
Longitud del muro ( $L_w$ )	4	m
Altura entrepiso	3	m
Numero de pisos	6	-
Altura del muro ( $H_w$ )	18	m
Numero de muros en la direccion de estudio (nw)	4	-
Peso de la estructura (WD)	2258.48271	T
Masa por piso (mi)	38370.42	Kgf*s2/m
Deriva objetivo ( $\Theta$ )	0.02	-

MODELO DE RÓTULA PLÁSTICA DE PRIESTLEY		
Diámetro de acero de refuerzo longitudinal (dbL)	0.02	m
Esfuerzo último del acero ( $F_u$ )	525	MPa
<b>Esfuerzo de fluencia esperado del acero (<math>F_{ye}</math>)</b>	<b>462</b>	<b>MPa</b>
Longitud de deformación por penetración ( $L_{sp}$ )	0.203	MPa
Constante que depende de las propiedades del acero para deformación por penetración (k)	0.05	m
Altura efectiva asumida ( $H_e$ )	13.5	m
Longitud de rótula plástica ( $L_p$ )	1.28	-
Curvatura de fluencia ( $\phi_y$ )	0.0011	-
Curvatura control de daño ( $\phi_{DC}$ )	0.018	-

PERFIL DE DESPLAZAMIENTO					
Piso	Altura (m)	$\Delta y$ (m)	$\Delta p$ (m)	$\Delta t$ (m)	Deriva (%)
6	18	0.121	0.389	0.510	3.39%
5	15	0.085	0.324	0.409	3.17%
4	12	0.055	0.259	0.314	2.95%
3	9	0.031	0.194	0.225	2.73%
2	6	0.014	0.130	0.144	2.51%
1	3	0.004	0.065	0.069	2.29%
0	0	0.000	0.000	0.000	0.00%

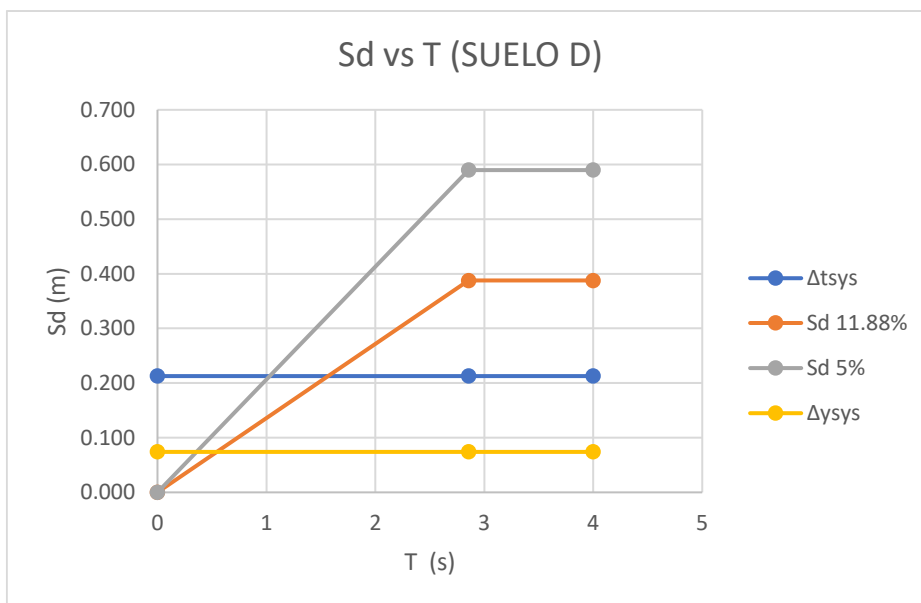


ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO (NEC-15)		
Z	0.4	g
Fa	1.2	-
Fd	1.19	-
Fs	1.28	-
n	2.48	-
r	1	-
To	0.126933333	s
Tc	0.698	s
TL	2.856	s
Sa	0.291	g
$\Delta c, 5\%$	0.590	m

DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS								
PERFIL DE DESPLAZAMIENTO								
Nivel	Altura (m)	$\Delta e$ (m)	$\Delta p$ (m)	$\Delta t$ (m)	Deriva (%)	$mi \cdot \Delta t$	$mi \cdot \Delta t^2$	$mi \cdot \Delta t^3$
6	18	0.119	0.182	0.301	1.99%	11534	3467	207614.649
5	15	0.089	0.152	0.241	1.94%	9242	2226	138637.111
4	12	0.062	0.121	0.183	1.83%	7014	1282	84169.345
3	9	0.037	0.091	0.128	1.66%	4912	629	44211.353
2	6	0.018	0.061	0.078	1.44%	3001	235	18003.399
1	3	0.005	0.030	0.035	1.17%	1342	47	4026.016
0	0	0.000	0.000	0.000	0.00%	0	0	0.000
Sum						37046	7886	496661.874

SISTEMA EQUIVALENTE DE 1 GRADO DE LIBERTAD		
Desplazamiento objetivo del sistema ( $\Delta t_{sys}$ )	0.213	m
Altura efectiva calculada ( $h_e$ calc)	13.41	m
Curvatura de fluencia ( $\phi_y$ )	0.0011	1/m
Desplazamiento de fluencia del sistema ( $\Delta y_{sys}$ )	0.074	m
Masa efectiva del sistema ( $m_e$ sys)	174025.19	Kgf*s <sup>2</sup> /m
Ductilidad de desplazamiento del sistema ( $\mu_{sys}$ )	2.86	-
Amortiguamiento equivalente ( $\zeta_{eq}$ )	14.20%	-
ESCALAMIENTO DEL ESPECTRO DEL DESPLAZAMIENTO DE LA ESQUINA		
Factor de escala por amortiguamiento (DSF)	0.66	
<b>DSF &lt; 1, OK</b>		
Desplazamiento en la esquina para $\zeta_{eq}$ ( $\Delta^c$ )	0.39	m

Gráfico de Sd vs T				
T	Sd 5%	Sd 11.88%	$\Delta t_{sys}$	$\Delta y_{sys}$
s	m	m	m	m
0	0	0	0.213	0.074
2.856	0.590	0.388	0.213	0.074
4	0.590	0.388	0.213	0.074



DISEÑO OBJETIVO NO EXCEDE DEMANDA ESPECTRAL ESCALADA		
CASO NORMAL DE DISEÑO		
Periodo efectivo ( $T_{eff}$ )	1.568	s
Rigidez efectiva ( $K_{eff}$ )	2793870.736	kgf/m
Cortante basal (VB)	594.746	T
Cortante por muro (Vm)	148.687	T
Momento en la base por muro (MBm)	1993.403	T*m
Deriva objetivo ( $\Theta_t$ )	1.59	%
ÍNDICE DE ESTABILIDAD		
Peso por muro (Wm)	426.797	T
Indice de estabilidad ( $\Theta_s$ )	0.046	-
$\Theta_s < 0.33$		
EFECTOS P-Δ PUEDEN IGNORARSE		
C	0.500	T
Momento amplificado en la base por muro (MBm)	1993.403	T*m
Cortante amplificado por muro (Vm)	148.687	T
Cortante basal amplificado (VB)	594.746	T
DISEÑO POR CAPACIDAD SIMPLIFICADO PARA MUROS EN VOLADIZO		
MOMENT CAPACITY-DESIGN ENVELOPE		
Relación entre la post fluencia y la rigidez elástica (r)	0.050	-
Factor de sobrerresistencia (Momento) ( $\phi^*$ )	1.000	-
Periodo inicial ( $T_i$ )	0.927	s
Momento en la base de sobrerresistencia ( $\phi^*$ MB)	1993.403	T*m
C1,T	0.530	-
<b>C1,T &gt;= 0.4</b>		
OK		
Momento de sobrerresistencia de altura media ( $M^*0.5H$ )	1055.637	T*m
SHEAR FORCE CAPACITY-DESIGN ENVELOPE		
Factor de sobrerresistencia(Corte) ( $\phi^*$ )	1.180	-
C2,T	0.238	-
<b>C2,T &lt;= 1.15</b>		
OK		
Factor de amplificación dinámica de corte ( $\omega_V$ )	1.577	-
Fuerza cortante base de diseño por capacidad ( $V^*BASE$ )	276.652	T
C3	0.622	-
<b>C3 &gt;= 0.3</b>		
OK		
Fuerza cortante en la parte superior del muro ( $V^n$ )	172.090	T

<b>TABLA DE RESUMEN</b>			
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)
<b>E</b>	1993.40	0.00	276.65
<b>REVISIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA R</b>			
Periodo efectivo (Teff )		1.568	s
Ductilidad de desplazamiento ( $\mu\Delta$ )		2.865	-
Factor de Reducción Sísmica (R)		2.865	-

## ANEXO XI

### Diseño Estructural por Método DDBD.

Para Suelo tipo A:

DATOS GENERALES		
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
rl	4	cm
ns	6	-

DATOS DEL CABEZAL		
bcol	0.4	m
hcol	0.4	m
Ø <sub>VAR</sub>	16	mm
nVAR	12	-
nespacio	3	-
ps	1.51	%

DATOS DEL MURO		
lw	3	m
hw	18	m
h	3	m
Ø <sub>VAR</sub>	14	mm
nVAR	18	-
espesor	0.3	m
scalculado	0.26	m
salmacolocado	0.25	m
ØEST	10	mm
ps	0.42	%

ACEROS MÍNIMOS		
0.15LW		
<b>p0min</b>	<b>0.64</b>	<b>%</b>
0.15*lw	0.45	m
Ascabezal	24.13	cm2
$\emptyset_{VAR}$	14.00	mm
nVAR	0	-
Asalma	0.00	cm2
Asección	0.18	m2
<b>p0</b>	<b>1.38</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		
EN EL ALMA		
$\emptyset_{VAR}$	14	mm
nVAR	2	-
Aalma	3.08	cm2
<b>p0</b>	<b>0.41</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		

DISEÑO A FLEXIÓN							
CÁLCULO DE LA INERCIA							
Seccion	b(m)	h(m)	Área(m2)	d(m)	A*d2	lo	lo+Ad2
A1	0.4	0.4	0.16	1.3	0.2704	0.00	0.27
A2	0.3	2.2	0.66	0	0	0.27	0.27
A3	0.4	0.4	0.16	1.3	0.2704	0.00	0.27
$\Sigma$ Area (m)	0.98						
Inercia (m4)	0.81						
y (m)	1.5						

CÁLCULO DE ESFUERZO DE FLEXIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA												
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)	Mn (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	$\emptyset$	$\emptyset Mn$ (Tm)	Pn	MPr (Tm)	C (cm)	$\sigma_{max}$ (T/m2)	$\sigma_{min}$ (T/m2)
D	0.00	148.16	0.00								151.18	151.18
L	0.00	30.69	0.00								31.32	31.32
E	557.58	0.00	96.75								1030.95	-1030.95
C1=1,4D	0.00	207.42	0.00								211.66	211.66
C2=1,2D+1,6L	0.00	226.90	0.00								231.53	231.53
C3.1=1,2D+L+E	557.58	208.48	96.75	733.70	208.48	0.93	684.70	194.56	904.10	38.60	1243.68	-818.21
C3.2=1,2D+L-E	-557.58	208.48	-96.75								1243.68	-818.21
C4.1=0,9D+E	557.58	133.34	96.75	643.30	133.34	0.92	594.20	123.17	815.30	32.20	1167.01	-894.88
C4.2=0,9D-E	-557.58	133.34	-96.75								1167.01	-894.88
Resumen de Cargas Críticas												
Condición	Valor	Combinación de Carga		Mu (Tm)	Pu (T)	Vu (T)	$\emptyset Mn$ (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	MPr (Tm)	C (cm)		
$\sigma_{max1}$ (T/m2)	1243.68	C3.1=1,2D+L+E		557.58	208.48	96.75	684.70	208.48	904.10	38.60		
$\sigma_{min1}$ (T/m2)	894.88	C4.1=0,9D+E		557.58	133.34	96.75	594.20	133.34	815.30	32.20		

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 1		
Puc1	208.48	T
Muc1	557.58	T*m
Vuc1	96.75	T
$\emptyset Pnc1$	208.48	T
$\emptyset Mnc1$	684.70	T*m
Mprc1	904.10	T*m
Cc1	38.60	cm

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
Puc2	133.34	T
Muc2	557.58	T*m
Vuc2	96.75	T
$\emptyset Pnc2$	133.34	T
$\emptyset Mnc2$	594.20	T*m
Mprc2	815.30	T*m
Cc2	32.20	cm

DISEÑO A CORTE					
SOLICITACIÓN CRÍTICA 1			SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
$\Omega_v$	1.62	-	$\Omega_v$	1.46	-
wv	1.50	-	wv	1.50	-
fi	0.75	-	fi	0.75	-
$\gamma$	1.00	-	$\gamma$	1.00	-
<b>Ve</b>	<b>96.75</b>	<b>T</b>	<b>Ve</b>	<b>96.75</b>	<b>T</b>
Bwmin	0.10	m	Bwmin	0.10	m
<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>	<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>
Vs	49177.32	Kg	Vs	49177.32	Kg
s	40.00	cm	s	40.00	cm
Av	1.56	cm <sup>2</sup>	Av	1.56	cm <sup>2</sup>
fi10mm(cm <sup>2</sup> )	0.79	cm <sup>2</sup>	fi10mm(cm <sup>2</sup> )	0.79	cm <sup>2</sup>
Acero colocado					
<b>2</b>	$\emptyset$	<b>10</b>	<b>@</b>	<b>40</b>	
<b>pCorte</b>		<b>%</b>	<b>0.13</b>		

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES		
$\sigma_{max}$	124.37	Kg/cm <sup>2</sup>
$0.2 \cdot f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	56.00	Kg/cm <sup>2</sup>
REQUIERE ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE		
Cmax	38.60	cm
LITERAL A		
C-0.1*lw	8.60	cm
C/2	19.30	cm
<b>LConfinamiento</b>	<b>19.30</b>	<b>cm</b>
LITERAL B		
<b>b</b>	<b>30.00</b>	<b>cm</b>
h/16	18.75	cm
OK		
LITERAL C		
hw/lw	6.00	-
c/lw	0.13	-
B TOMA CUALQUIER VALOR		



DISEÑO POR CONFINAMIENTO		
COLUMNA		
S	9	cm
bc	32.00	cm
hc	32.00	cm
Ag	1600.00	cm <sup>2</sup>
Ac	1024.00	cm <sup>2</sup>
Ash1	3.24	cm <sup>2</sup>
Ash2	1.73	cm <sup>2</sup>
ØEST	12.00	mm
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
<b>Ash adoptado</b>	<b>3.24</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
No. Ramales	2.865	
<b>No. Ramales R</b>	<b>3</b>	
<b>No. Estribos</b>	<b>1</b>	
<b>No. Ganchos</b>	<b>1</b>	
ESPACIAMIENTO VERTICAL REAL		
hx	8.00	cm
<b>OK</b>		

Para Suelo tipo B:

DATOS GENERALES		
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
rl	4	cm
ns	6	-

DATOS DEL CABEZAL		
bcol	0.4	m
hcol	0.4	m
Ø <sub>VAR</sub>	18	mm
nVAR	12	-
nespacio	3	-
ps	1.91	%

DATOS DEL MURO		
lw	3	m
hw	18	m
h	3	m
Ø <sub>VAR</sub>	16	mm
nVAR	20	-
espesor	0.3	m
scalculado	0.23	m
salmacolocado	0.2	m
ØEST	10	mm
ps	0.61	%

ACEROS MÍNIMOS		
0.15LW		
<b>p0min</b>	<b>0.64</b>	<b>%</b>
0.15*lw	0.45	m
Ascabezal	30.54	cm2
$\emptyset_{VAR}$	16.00	mm
nVAR	0	-
Asalma	0.00	cm2
Asección	0.18	m2
<b>p0</b>	<b>1.74</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		
EN EL ALMA		
$\emptyset_{VAR}$	16	mm
nVAR	2	-
Aalma	4.02	cm2
<b>p0</b>	<b>0.67</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		

DISEÑO A FLEXIÓN							
CÁLCULO DE LA INERCIA							
Seccion	b(m)	h(m)	Área(m2)	d(m)	A*d2	lo	lo+Ad2
A1	0.4	0.4	0.16	1.3	0.2704	0.00	0.27
A2	0.3	2.2	0.66	0	0	0.27	0.27
A3	0.4	0.4	0.16	1.3	0.2704	0.00	0.27
$\Sigma$ Area (m)	0.98						
Inercia (m4)	0.81						
y (m)	1.5						

CÁLCULO DE ESFUERZO DE FLEXIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA												
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)	Mn (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	$\emptyset$	$\emptyset Mn$ (Tm)	Pn	MPr (Tm)	C (cm)	$\sigma_{max}$ (T/m2)	$\sigma_{min}$ (T/m2)
D	0.00	148.16	0.00								151.18	151.18
L	0.00	30.69	0.00								31.32	31.32
E	680.40	0.00	110.98								1258.02	-1258.02
C1=1,4D	0.00	207.42	0.00								211.66	211.66
C2=1,2D+1,6L	0.00	226.90	0.00								231.53	231.53
C3.1=1,2D+L+E	680.40	208.48	110.98	896.40	208.48	0.93	830.00	193.04	1124.80	44.70	1470.76	-1045.29
C3.2=1,2D+L-E	-680.40	208.48	-110.98								1470.76	-1045.29
C4.1=0,9D+E	680.40	133.34	110.98	808.40	133.34	0.92	743.40	122.62	1041.40	38.40	1394.09	-1121.96
C4.2=0,9D-E	-680.40	133.34	-110.98								1394.09	-1121.96
Resumen de Cargas Críticas												
Condición	Valor	Combinación de Carga		Mu (Tm)	Pu (T)	Vu (T)	$\emptyset Mn$ (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	MPr (Tm)	C (cm)		
$\sigma_{max1}$ (T/m2)	1470.76	C3.1=1,2D+L+E		680.40	208.48	110.98	830.00	208.48	1124.80	44.70		
$\sigma_{min1}$ (T/m2)	1121.96	C4.1=0,9D+E		680.40	133.34	110.98	743.40	133.34	1041.40	38.40		

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 1		
Puc1	208.48	T
Muc1	680.40	T*m
Vuc1	110.98	T
$\emptyset Pnc1$	208.48	T
$\emptyset Mnc1$	830.00	T*m
Mprc1	1124.80	T*m
Cc1	44.70	cm

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
Puc2	133.34	T
Muc2	680.40	T*m
Vuc2	110.98	T
$\emptyset Pnc2$	133.34	T
$\emptyset Mnc2$	743.40	T*m
Mprc2	1041.40	T*m
Cc2	38.40	cm

DISEÑO A CORTE					
SOLICITACIÓN CRÍTICA 1			SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
$\Omega_v$	1.65	-	$\Omega_v$	1.53	-
wv	1.50	-	wv	1.50	-
fi	0.75	-	fi	0.75	-
$\gamma$	1.00	-	$\gamma$	1.00	-
<b>Ve</b>	<b>110.98</b>	<b>T</b>	<b>Ve</b>	<b>110.98</b>	<b>T</b>
Bwmin	0.11	m	Bwmin	0.11	m
<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>	<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>
Vs	68159.42	Kg	Vs	68159.42	Kg
s	25.00	cm	s	25.00	cm
Av	1.35	cm <sup>2</sup>	Av	1.35	cm <sup>2</sup>
fi10mm(cm <sup>2</sup> )	0.79	cm <sup>2</sup>	fi10mm(cm <sup>2</sup> )	0.79	cm <sup>2</sup>
Acero colocado					
<b>2</b>	$\emptyset$	<b>10</b>	<b>@</b>	<b>25</b>	
<b>pCorte</b>		<b>%</b>	<b>0.21</b>		

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES		
$\sigma_{max}$	147.08	Kg/cm <sup>2</sup>
$0.2 \cdot f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	56.00	Kg/cm <sup>2</sup>
REQUIERE ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE		
Cmax	44.70	cm
LITERAL A		
C-0.1*lw	14.70	cm
C/2	22.35	cm
<b>LConfinamiento</b>	<b>22.35</b>	<b>cm</b>
LITERAL B		
<b>b</b>	<b>30.00</b>	<b>cm</b>
h/16	18.75	cm
OK		
LITERAL C		
hw/lw	6.00	-
c/lw	0.15	-
B TOMA CUALQUIER VALOR		

<b>DISEÑO POR CONFINAMIENTO</b>		
<b>COLUMNA</b>		
<b>S</b>	<b>10</b>	<b>cm</b>
bc	32.00	cm
hc	32.00	cm
Ag	1600.00	cm <sup>2</sup>
Ac	1024.00	cm <sup>2</sup>
Ash1	3.60	cm <sup>2</sup>
Ash2	1.92	cm <sup>2</sup>
ØEST	12.00	mm
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
<b>Ash adoptado</b>	<b>3.60</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
No. Ramales	3.183	
<b>No. Ramales R</b>	<b>4</b>	
<b>No. Estribos</b>	<b>2</b>	
<b>No. Ganchos</b>	<b>0</b>	
<b>ESPACIAMIENTO VERTICAL REAL</b>		
hx	7.87	cm
<b>OK</b>		

Para Suelo tipo C:

<b>DATOS GENERALES</b>		
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
rl	4	cm
ns	6	-

<b>DATOS DEL CABEZAL</b>		
bcol	0.5	m
hcol	0.5	m
Ø <sub>VAR</sub>	22	mm
nVAR	12	-
nespacio	3	-
ps	1.82	%

<b>DATOS DEL MURO</b>		
lw	3.5	m
hw	18	m
h	3	m
Ø <sub>VAR</sub>	22	mm
nVAR	26	-
espesor	0.3	m
scalculado	0.20	m
salmacolocado	0.2	m
ØEST	12	mm
ps	1.32	%

ACEROS MÍNIMOS		
0.15LW		
<b>p0min</b>	<b>0.64</b>	<b>%</b>
0.15*lw	0.525	m
Ascabezal	45.62	cm2
$\emptyset_{VAR}$	22.00	mm
nVAR	0	-
Asalma	0.00	cm2
Asección	0.26	m2
<b>p0</b>	<b>1.77</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		
EN EL ALMA		
$\emptyset_{VAR}$	22	mm
nVAR	2	-
Aalma	7.60	cm2
<b>p0</b>	<b>1.27</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		

DISEÑO A FLEXIÓN							
CÁLCULO DE LA INERCIA							
Seccion	b(m)	h(m)	Área(m2)	d(m)	A*d2	lo	lo+Ad2
A1	0.5	0.5	0.25	1.5	0.5625	0.01	0.57
A2	0.3	2.5	0.75	0	0	0.39	0.39
A3	0.5	0.5	0.25	1.5	0.5625	0.01	0.57
$\Sigma$ Area (m)	1.25						
Inercia (m4)	1.53						
y (m)	1.75						

CÁLCULO DE ESFUERZO DE FLEXIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA												
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)	Mn (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	$\emptyset$	$\emptyset Mn$ (Tm)	Pn	MPr (Tm)	C (cm)	$\sigma_{max}$ (T/m2)	$\sigma_{min}$ (T/m2)
D	0.00	161.73	0.00								129.38	129.38
L	0.00	31.44	0.00								25.15	25.15
E	1359.22	0.00	200.77								1558.70	-1558.70
C1=1,4D	0.00	226.42	0.00								181.14	181.14
C2=1,2D+1,6L	0.00	244.38	0.00								195.50	195.50
C3.1=1,2D+L+E	1359.22	225.52	200.77	1673.70	225.52	0.92	1534.40	206.75	2143.50	58.10	1739.11	-1378.29
C3.2=1,2D+L-E	-1359.22	225.52	-200.77								1739.11	-1378.29
C4.1=0,9D+E	1359.22	145.56	200.77	1673.70	145.56	0.92	1534.40	133.44	2050.30	52.80	1675.14	-1442.25
C4.2=0,9D-E	-1359.22	145.56	-200.77								1675.14	-1442.25
Resumen de Cargas Críticas												
Condición	Valor	Combinación de Carga		Mu (Tm)	Pu (T)	Vu (T)	$\emptyset Mn$ (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	MPr (Tm)	C (cm)		
$\sigma_{max1}$ (T/m2)	1739.11	C3.1=1,2D+L+E		1359.22	225.52	200.77	1534.40	225.52	2143.50	58.10		
$\sigma_{min1}$ (T/m2)	1442.25	C4.1=0,9D+E		1359.22	145.56	200.77	1534.40	145.56	2050.30	52.80		

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 1		
Puc1	225.52	T
Muc1	1359.22	T*m
Vuc1	200.77	T
$\emptyset Pnc1$	225.52	T
$\emptyset Mnc1$	1534.40	T*m
Mprc1	2143.50	T*m
Cc1	58.10	cm

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
Puc2	145.56	T
Muc2	1359.22	T*m
Vuc2	200.77	T
$\emptyset Pnc2$	145.56	T
$\emptyset Mnc2$	1534.40	T*m
Mprc2	2050.30	T*m
Cc2	52.80	cm

DISEÑO A CORTE					
SOLICITACIÓN CRÍTICA 1			SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
$\Omega_v$	1.58	-	$\Omega_v$	1.51	-
wv	1.50	-	wv	1.50	-
fi	0.75	-	fi	0.75	-
$\gamma$	1.00	-	$\gamma$	1.00	-
<b>Ve</b>	<b>200.77</b>	<b>T</b>	<b>Ve</b>	<b>200.77</b>	<b>T</b>
Bwmin	0.17	m	Bwmin	0.17	m
<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>	<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>
Vs	174574.07	Kg	Vs	174574.07	Kg
s	15.00	cm	s	15.00	cm
Av	1.78	cm <sup>2</sup>	Av	1.78	cm <sup>2</sup>
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>	fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
Acero colocado					
<b>2</b>	$\emptyset$	<b>12</b>	<b>@</b>	<b>15</b>	
<b>pCorte</b>		<b>%</b>		<b>0.50</b>	

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES		
$\sigma_{max}$	173.91	Kg/cm <sup>2</sup>
$0.2 \cdot f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	56.00	Kg/cm <sup>2</sup>
REQUIERE ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE		
Cmax	58.10	cm
LITERAL A		
C-0.1*lw	23.10	cm
C/2	29.05	cm
<b>LConfinamiento</b>	<b>29.05</b>	<b>cm</b>
LITERAL B		
<b>b</b>	<b>30.00</b>	<b>cm</b>
h/16	18.75	cm
OK		
LITERAL C		
hw/lw	5.14	-
c/lw	0.17	-
B TOMA CUALQUIER VALOR		

<b>DISEÑO POR CONFINAMIENTO</b>		
<b>COLUMNA</b>		
<b>S</b>	<b>10</b>	<b>cm</b>
bc	42.00	cm
hc	42.00	cm
Ag	2500.00	cm <sup>2</sup>
Ac	1764.00	cm <sup>2</sup>
Ash1	3.50	cm <sup>2</sup>
Ash2	2.52	cm <sup>2</sup>
ØEST	12.00	mm
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
<b>Ash adoptado</b>	<b>3.50</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
No. Ramales	3.099	
<b>No. Ramales R</b>	<b>4</b>	
<b>No. Estribos</b>	<b>2</b>	
<b>No. Ganchos</b>	<b>0</b>	
<b>ESPACIAMIENTO VERTICAL REAL</b>		
hx	12.00	cm
<b>OK</b>		

Para Suelo tipo D:

<b>DATOS GENERALES</b>		
f'c	280	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
rl	4	cm
ns	6	-

<b>DATOS DEL CABEZAL</b>		
bcol	0.6	m
hcol	0.6	m
Ø <sub>VAR</sub>	25	mm
nVAR	12	-
nespacio	3	-
ps	1.64	%

<b>DATOS DEL MURO</b>		
lw	4	m
hw	18	m
h	3	m
Ø <sub>VAR</sub>	25	mm
nVAR	28	-
espesor	0.3	m
scalculado	0.20	m
salmacolocado	0.2	m
ØEST	12	mm
ps	1.64	%

ACEROS MÍNIMOS		
0.15LW		
<b>p0min</b>	<b>0.64</b>	<b>%</b>
0.15*lw	0.6	m
Ascabezal	58.90	cm2
$\emptyset_{VAR}$	25.00	mm
nVAR	0	-
Asalma	0.00	cm2
Asección	0.36	m2
<b>p0</b>	<b>1.64</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		
EN EL ALMA		
$\emptyset_{VAR}$	25	mm
nVAR	2	-
Aalma	9.82	cm2
<b>p0</b>	<b>1.64</b>	<b>%</b>
<b>OK</b>		

DISEÑO A FLEXIÓN							
CÁLCULO DE LA INERCIA							
Seccion	b(m)	h(m)	Área(m2)	d(m)	A*d2	lo	lo+Ad2
A1	0.6	0.6	0.36	1.7	1.0404	0.01	1.05
A2	0.3	2.8	0.84	0	0	0.55	0.55
A3	0.6	0.6	0.36	1.7	1.0404	0.01	1.05
$\Sigma$ Area (m)	1.56						
Inercia (m4)	2.65						
y (m)	2						

CÁLCULO DE ESFUERZO DE FLEXIÓN MÁXIMA Y MÍNIMA												
Combinaciones de Carga	M (Tm)	Pn (T)	V (T)	Mn (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	$\emptyset$	$\emptyset Mn$ (Tm)	Pn	MPr (Tm)	C (cm)	$\sigma_{max}$ (T/m2)	$\sigma_{min}$ (T/m2)
D	0.00	176.60	0.00								113.21	113.21
L	0.00	32.08	0.00								20.56	20.56
E	1993.40	0.00	276.65								1503.77	-1503.77
C1=1,4D	0.00	247.24	0.00								158.49	158.49
C2=1,2D+1,6L	0.00	263.25	0.00								168.75	168.75
C3.1=1,2D+L+E	1993.40	244.00	276.65	2475.10	244.00	0.92	2265.00	223.29	3198.30	63.80	1660.18	-1347.36
C3.2=1,2D+L-E	-1993.40	244.00	-276.65								1660.18	-1347.36
C4.1=0,9D+E	1993.40	158.94	276.65	2349.20	158.94	0.91	2136.90	144.58	3080.50	59.10	1605.66	-1401.89
C4.2=0,9D-E	-1993.40	158.94	-276.65								1605.66	-1401.89
Resumen de Cargas Críticas												
Condición	Valor	Combinación de Carga		Mu (Tm)	Pu (T)	Vu (T)	$\emptyset Mn$ (Tm)	$\emptyset Pn$ (T)	MPr (Tm)	C (cm)		
$\sigma_{max1}$ (T/m2)	1660.18	C3.1=1,2D+L+E		1993.40	244.00	276.65	2265.00	244.00	3198.30	63.80		
$\sigma_{min1}$ (T/m2)	1401.89	C4.1=0,9D+E		1993.40	158.94	276.65	2136.90	158.94	3080.50	59.10		

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 1		
Puc1	244.00	T
Muc1	1993.40	T*m
Vuc1	276.65	T
$\emptyset Pnc1$	244.00	T
$\emptyset Mnc1$	2265.00	T*m
Mprc1	3198.30	T*m
Cc1	63.80	cm

RESUMEN DE SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
Puc2	158.94	T
Muc2	1993.40	T*m
Vuc2	276.65	T
$\emptyset Pnc2$	158.94	T
$\emptyset Mnc2$	2136.90	T*m
Mprc2	3080.50	T*m
Cc2	59.10	cm



DISEÑO A CORTE					
SOLICITACIÓN CRÍTICA 1			SOLICITACIÓN CRÍTICA 2		
$\Omega_v$	1.60	-	$\Omega_v$	1.55	-
wv	1.50	-	wv	1.50	-
fi	0.75	-	fi	0.75	-
$\gamma$	1.00	-	$\gamma$	1.00	-
<b>Ve</b>	<b>276.65</b>	<b>T</b>	<b>Ve</b>	<b>276.65</b>	<b>T</b>
Bwmin	0.21	m	Bwmin	0.21	m
<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>	<b>Bwopt</b>	<b>0.30</b>	<b>m</b>
Vs	262446.29	Kg	Vs	262446.29	Kg
s	10.00	cm	s	10.00	cm
Av	1.56	cm <sup>2</sup>	Av	1.56	cm <sup>2</sup>
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>	fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
Acero colocado					
<b>2</b>	$\emptyset$	<b>12</b>	<b>@</b>	<b>10</b>	
<b>pCorte</b>		<b>%</b>			<b>0.75</b>

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES		
$\sigma_{max}$	166.02	Kg/cm <sup>2</sup>
$0.2 \cdot f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	56.00	Kg/cm <sup>2</sup>
REQUIERE ELEMENTOS ESPECIALES DE BORDE		
Cmax	63.80	cm
LITERAL A		
C-0.1*lw	23.80	cm
C/2	31.90	cm
<b>LConfinamiento</b>	<b>31.90</b>	<b>cm</b>
LITERAL B		
<b>b</b>	<b>30.00</b>	<b>cm</b>
h/16	18.75	cm
OK		
LITERAL C		
hw/lw	4.50	-
c/lw	0.16	-
B TOMA CUALQUIER VALOR		

<b>DISEÑO POR CONFINAMIENTO</b>		
<b>COLUMNA</b>		
<b>S</b>	<b>10</b>	<b>cm</b>
bc	52.00	cm
hc	52.00	cm
Ag	3600.00	cm <sup>2</sup>
Ac	2704.00	cm <sup>2</sup>
Ash1	3.45	cm <sup>2</sup>
Ash2	3.12	cm <sup>2</sup>
ØEST	12.00	mm
fi12mm(cm <sup>2</sup> )	1.13	cm <sup>2</sup>
<b>Ash adoptado</b>	<b>3.45</b>	<b>cm<sup>2</sup></b>
No. Ramales	3.047	
<b>No. Ramales R</b>	<b>4</b>	
<b>No. Estribos</b>	<b>2</b>	
<b>No. Ganchos</b>	<b>0</b>	
<b>ESPACIAMIENTO VERTICAL REAL</b>		
hx	14.07	cm
<b>OK</b>		