

UNIVERSIDAD DEL BÍO- BÍO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**Profesor Patrocinante: Mg. Óscar Gutiérrez Astete.**

**ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DEL D.S. N°60 Y  
D.S. N°61 EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE  
HORMIGÓN ARMADO, EN LA ZONA DEL GRAN  
CONCEPCIÓN.**

Proyecto de Título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el  
Título de Ingeniero Civil

**NICOL ANDREA CARRASCO MEDINA**

Concepción, Marzo 2017.

## ÍNDICE.

1	INTRODUCCIÓN .....	8
1.1.	Objetivos.....	8
1.1.1	Objetivo General .....	8
1.1.2	Objetivos Específicos .....	8
2	METODOLOGÍA.....	9
3	ESTADO DEL ARTE.....	10
4	CASOS DE ESTUDIO .....	11
4.1.	Edificio tipo social.....	12
4.2.	Edificio tipo inmobiliario .....	13
4.3.	Bases de cálculo .....	14
4.3.1	Materiales .....	14
4.3.2	Combinaciones de carga.....	15
4.3.3	Cargas.....	16
4.4.	Modelación .....	16
5	ANÁLISIS SÍSMICO .....	17
5.1.	Edificio de tipo social.....	17
5.2.	Edificio de tipo inmobiliario.....	17
6	RESULTADOS .....	18
6.1.	Edificio tipo social.....	18
6.1.1	Parámetros Sísmicos.....	19
6.1.2	Espectros de pseudoaceleración elástica.....	19
6.1.3	Desplazamiento del centro de masa.....	20
6.1.4	Esfuerzos de corte.....	21
6.1.5	Cuantías para los esfuerzos de corte y flexocompresión .....	21
6.2.	Edificio tipo inmobiliario .....	23

	2
6.2.1 Parámetros Sísmicos .....	24
6.2.2 Espectros de pseudoaceleración elástica.....	24
6.2.3 Desplazamiento del centro de masa.....	25
6.2.4 Esfuerzos de corte.....	26
6.2.5 Confinamiento de borde.....	26
6.2.6 Cuantías para los esfuerzos de corte y flexocompresión .....	26
7 CONCLUSIONES .....	28
7.1. Manejo de Software.....	28
7.2. Aceleraciones Espectrales.....	28
7.3. Densidad de Muros y Desplazamientos.....	29
7.4. Cuantías de Diseño para Edificios .....	29
8 RECOMENDACIONES .....	30
9 REFERENCIAS .....	32

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Parámetros Sísmicos. ....	18
Tabla 2. Parámetros Sísmicos Edificio Inmobiliario. ....	23

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Metodología del Estudio .....	8
Figura 2. Variación del análisis de muros .....	10
Figura 3. Variación del análisis de muros. ....	10
Figura 4. Edificio Tipo Social. ....	11
Figura 5. Planta del primer al quinto nivel. ....	12
Figura 6. Edificio Tipo Inmobiliario. ....	12
Figura 7. Planta del segundo nivel - Subterráneo. ....	13
Figura 8. Planta tipo. ....	13
Figura 9. Muro PE_2, dirección X. ....	17
Figura 10. Muro P8_2, dirección Y. ....	17
Figura 11. Comparación de demanda de aceleración espectral. ....	19
Figura 12. : Desplazamientos del centro de masa. ....	19
Figura 13. Comparación de esfuerzos de corte.....	20
Figura 14. Variación de cuantías por tipo de suelo. ....	21
Figura 15. Disposición de armadura – Muro P8_2. ....	21
Figura 16. Muros considerados para el análisis de corte. ....	22
Figura 17. Muros sección C, L y T considerados para el análisis de flexocompresión. ....	22
Figura 18. Comparación de demanda de aceleración espectral. ....	24
Figura 19. Desplazamientos del Centro de Masa. ....	24
Figura 20. Comparación de esfuerzos de corte.....	25
Figura 21. Variación de Cuantías por tipo de suelo. ....	26



## **ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DEL D.S. N°60 Y D.S. N°61 EN EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO, EN LA ZONA DEL GRAN CONCEPCIÓN.**

Nicol Carrasco Medina

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío

nicarras@alumnos.ubiobio.cl

Mg. Óscar Gutiérrez Astete

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío

solving@gmail.com

### **RESUMEN**

La presente investigación trata el cambio normativo en el cálculo de edificios de hormigón armado de Tipo Social e Inmobiliario, a raíz del sismo de 2010. Se estudia principalmente la variación de la densidad de muros por planta y cantidad de refuerzo utilizado.

La investigación se desarrolla en software ETABS y SAP 2000, siendo este último donde se analizan secciones compuestas de hormigón, del tipo C, L y T, para el diseño de muros especiales y el cálculo de elementos de borde y la capacidad de curvatura para muros especiales, necesarios para asegurar la ductilidad y capacidad de dichos elementos. Para efectos de análisis se trabaja con Suelos Tipo III, C, D y E, representando de esta forma la normativa antigua y la normativa actual. Finalmente, se obtiene que para los Edificios de tipo Social, la densidad de muros en planta se mantiene constante tanto para los suelos tipo III, C y D, mientras que para el edificio Inmobiliario se registra una mayor variación según la demanda sísmica de los espectros de pseudoaceleración. Se determina que las armaduras de refuerzo varían proporcionalmente con la componente sísmica del tipo de suelo considerando, siendo esto mayormente para el suelo Tipo E respecto al suelo tipo III para el edificio Social. Para el edificio inmobiliario, se verifican variaciones proporcionales de la cantidad de refuerzo según la componente sísmica del espectro.

**Palabras claves:** Muros Especiales, Elemento de Borde, Cambio Normativo, Curvatura.

Conteo de palabras: 5295 + 21 Figuras/Tablas\*250 = 10545 Palabras Totales.

## **STUDY OF THE INFLUENCE OF THE D.S. N°60 AND D.S. N°61 IN THE BUILDING DESIGN OF REINFORCED CONCRETE, IN THE ZONE OF GREAT CONCEPCION.**

Nicol Carrasco Medina

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío

nicarras@alumnos.ubiobio.cl

Mg. Óscar Gutiérrez Astete

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío

solving@gmail.com

### **ABSTRACT**

The present investigation it treats the normative change in the building calculation of reinforced concrete of Social Housing Building and Apartment Buildings Type, because of the earthquake of 2010. There is studied principally the variation of the density of walls by plant and quantity of used reinforcement. The investigation develops in software ETABS and SAP 2000, being the latter where there are analyzed sections C, L, and T shaped, for the design of special walls and the calculation of special boundary elements and the capacity of curvature for special walls, necessary to assure the ductility and capacity of the above mentioned elements. For effects of analysis its works with Soils Type III, C, D and E, representing of this form the previous regulation and the current regulation.

Finally, there is obtained that for the Buildings of Social type, the density of walls in plant is kept constant so much for the soils type the III, C and D, whereas for the Apartment Building a major variation is registered according to the seismic demand of the spectra of pseudo-acceleration. One determines that the reinforcement change proportionally with the seismic demand of the type of soil considering, being this mainly for the soil Type E nd with regard to the soil type the III for the Social building. For the Apartment building, there happen proportional variations of the quantity of reinforcement according to the seismic demand of the spectrum.

**Keywords:** Special Wall, Special boundary element, Normative Change, Curvature.



## 1 INTRODUCCIÓN

El 27 de Febrero del año 2010 ocurrió un evento sísmico de gran magnitud que puso a prueba la capacidad estructural de los edificios de toda la zona Centro sur de Chile. De acuerdo a los análisis post terremoto los edificios que presentaban mayor daño tenían del orden de 10 a 15 pisos, esto debido a que el sismo generó un efecto de resonancia, donde el período natural de la estructura coincidió con el período fundamental del suelo.

En general, se aprecia que existe una concentración del daño en los pisos inferiores, asociados a la falla frágil por compresión en los cabezales de muros, producto de la falta de confinamiento del elemento de borde y el pandeo del refuerzo longitudinal vertical en muros y pilares.

Producto de lo anterior, y de la observación de las falla generalizada debido a la falta de confinamiento en elementos de borde para muros especiales, el Comité a cargo del desarrollo de la normativa de la materia, presentan los cambios normativos y nuevas exigencias para el diseño sísmico de edificios, y el diseño de muros especiales de hormigón armado. De esta forma, se buscó implementar nuevas requisitos para controlar el comportamiento de los muros de hormigón para las nuevas edificaciones que se construyan en el período post terremoto del 2010.

La presente investigación busca analizar cuantitativamente la influencia de estos cambios normativos en la densidad de muros por planta y la cantidad de acero de refuerzo utilizado en estos. Para lo anterior se analizan dos caso que corresponden a la tipología de edificios de carácter social y edificios de carácter inmobiliario bajo la normativa anterior al terremoto del Maule del año 2010 y bajo la normativa actual.

### 1.1. Objetivos

#### *1.1.1 Objetivo General*

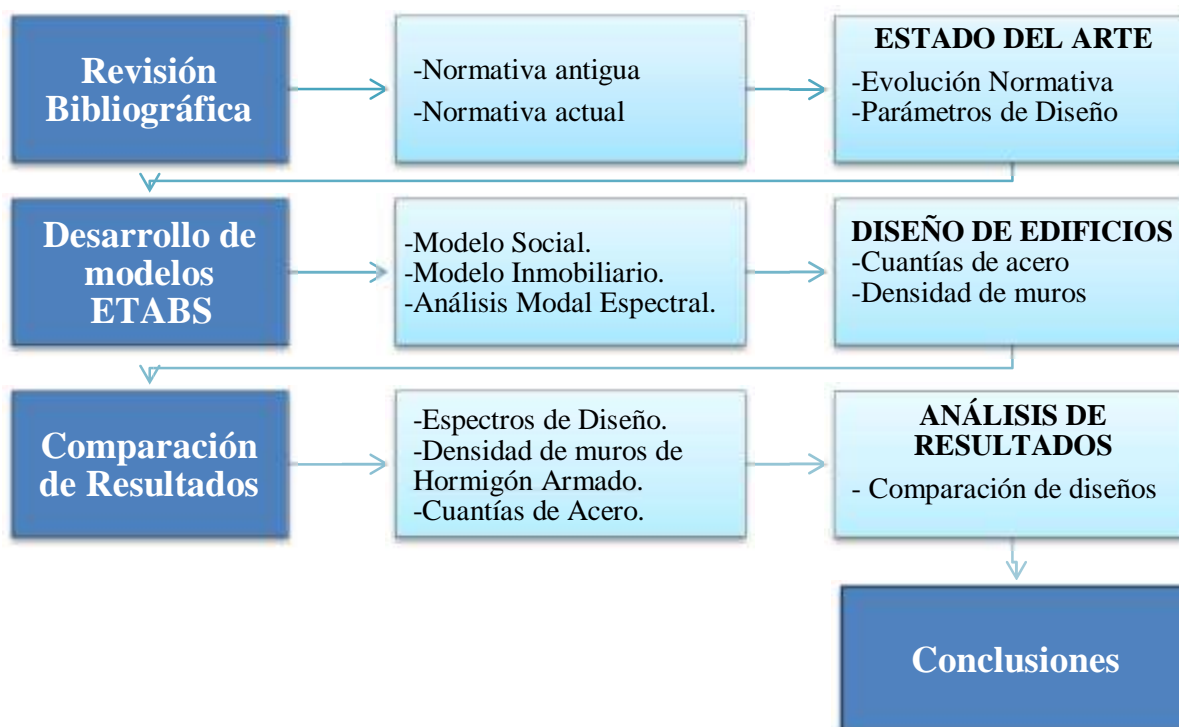
Estudiar la influencia del cambio normativo del Diseño Sísmico y del Cálculo de Hormigón Armado a través de los Decretos Supremos N° 60 y N° 61, en el diseño de edificios de hormigón armado emplazados en la zona del gran Concepción.

#### *1.1.2 Objetivos Específicos*

- Estudiar la normativa antigua y actual de manera de obtener sus principales variaciones.

- Modelar las diferentes tipologías de edificios en programa ETABS V 9.5.0.
- Diseñar muros especiales de diferentes secciones para cada tipo de suelo analizado en programa SAP 2000 V 15.
- Comparar las aceleraciones espectrales asociadas al período de la estructura antes y después del cambio normativo.
- Estudiar y comparar la densidad de muros en planta asociado sólo al control de los desplazamientos sísmicos.
- Diseñar y comparar las cuantías de refuerzo de los muros elegidos para el análisis de ambas tipologías de edificio.

## 2 METODOLOGÍA



**Figura 1. Metodología del Estudio**

Fuente: Elaboración propia.

La **Figura 1** presenta la metodología de trabajo adoptada, la cual se subdivide en etapas de trabajo. En la primera de ellas se realizó el estudio bibliográfico de las normativas antigua y actual relativas al diseño sísmico y cálculo de estructuras de hormigón armado, y el posterior diseño de los

diferentes casos de estudio. De lo anterior, fue posible tener una visión global del estado del arte de las normativas actuales, considerando las variaciones derivadas de estudios post terremoto 27/F, tanto en los parámetros de diseño como en las forma de análisis.

La segunda etapa consistió en la modelación de los edificios de tipo social e inmobiliario para los tipos de suelo considerados, donde se utilizó el programa ETABS V 9.5.0. para la realización de los modelos estructurales. Con los resultados obtenidos se realiza el análisis y diseño sísmico de los muros estudiados, para los casos muros ordinarios y muros especiales según corresponda. Para el caso de estudio de muros especiales de sección compuesta (C, L, T u otra) se utiliza el programa SAP 2000 V.15, que permite determinar las curvas de capacidad en flexocompresión y curvatura. En la tercera etapa se desarrolló la comparación de los resultados obtenidos producto del desarrollo de los modelos estructurales y el diseño de elementos seleccionados, de esta forma se analizó de manera cuantitativa las variaciones en el dimensionamiento estructural de los muros y su armadura de refuerzo, producto del cambio normativo para los diferentes casos de estudio. Finalmente en la cuarta etapa se desarrollan las conclusiones producto del análisis de los resultados obtenidos.

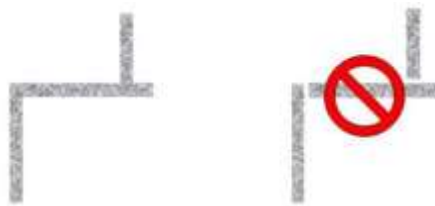
### **3 ESTADO DEL ARTE**

Los espectros de diseño utilizados hasta el año 2010 fueron calibrados con el historial de sismos ocurridos, de los cuales se pueden nombrar los terremotos de Valdivia 1960 y de Santiago en 1985. Lo anterior, se ve reflejado en la normativa chilena NCh 433 Of. 1996 que después de su última actualización -ocurrida el año 2009-, se pueden distinguir tres zonas sísmicas, las que representan la zona de cordillera, zona intermedia y zona costera de Chile. A su vez, la normativa presenta cuatro tipos de suelo definidos en base a su rigidez y densidad, éstas características buscan representar el fenómeno de amplificación de la onda sísmica en suelo de menor rigidez.

Con el último cambio normativo de Diciembre del año 2011 se mantienen las zonas sísmicas, sin embargo se produce un aumento considerables en los espectros asociados a los tipos de suelos, los que a su vez se clasifican en cinco tipos de suelos regulares y un sexto especial, los cuales fueron calibrados añadiendo los registros de aceleraciones provocados por el terremoto del Maule 2010. De igual manera se establecen nuevos parámetros para la clasificación de estos tipos de suelo donde se exigen la realización de prospecciones hasta una profundidad mínima de 30 metros.

Las **Figuras 11 y 18** muestran los espectros de la normativa antigua y los espectros calibrados en el decreto supremo N° 61, para la zona sísmica 3 que es donde se ubica la zona del gran Concepción.

Paralelamente el terremoto del Maule 2010 demostró que los requerimientos normativos para el diseño de muros eran insuficientes para lograr un comportamiento adecuado de los cabezales en compresión de los muros, principalmente en los pisos inferiores de los edificios dúctiles de más de 5 pisos de altura. Por lo anterior, se establecen requisitos adicionales a los existentes en la normativa NCh 430 Of. 2008 que complementa al código ACI 318-S05 vigente de la época. Los nuevos requerimientos establecen como exigencia principal el análisis de secciones compuestas (C, T, L, y OTRAS) como una sección completa, y a su vez fija las restricciones y control en el diseño de los cabezales en compresión para los cuales se busca lograr el confinamiento adecuado que permita que el hormigón no falle por rotura en compresión.



**Figura 2. Variación del análisis de muros**

Fuente: Guía de diseño de elementos de hormigón armado ICH.

La **Figura 3** muestra las evidencias de las fallas por falta de confinamiento en los elementos de borde en compresión, uno de los cambios principales que se busca mejorar con la nueva normativa y la implementación del Decreto Supremo N° 60.



**Figura 3. Variación del análisis de muros.**

Fuente: Recuperado de Google Imágenes.

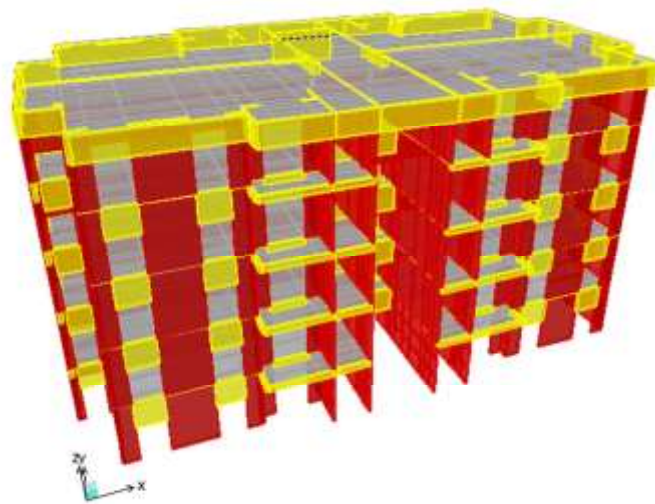
#### **4 CASOS DE ESTUDIO**

En esta investigación se presentan dos casos de estudios, el primero representa a los edificios de tipo social, que corresponden a edificios de menos de 5 pisos que actualmente son la solución habitacional típica desarrollada por el Ministerio de Vivienda y Urbanismo (MINVU) para las

familias damnificadas por el terremoto de Maule 2010. El segundo caso de estudio representa los edificios de tipo inmobiliario superiores a 5 pisos que se desarrollan en las comunas del gran Concepción.

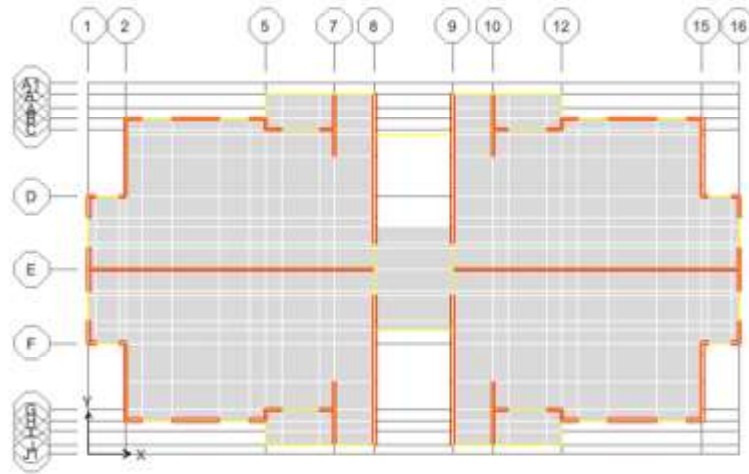
#### 4.1. Edificio tipo social

El edificio tipo social se realiza en base a muros de hormigón armado, de cinco niveles de 2.5 [m] cada uno, con una superficie de 45 a 50 [m<sup>2</sup>] por departamento. Los muros para todos los tipos de suelos analizados presentan espesores de 12 [cm] que corresponde al valor mínimo considerado para una correcta colocación de las armaduras de refuerzo. Las losas se considera para todos los niveles de espesor igual a 15 [cm]. **Ver Figuras 4 y 5.**



**Figura 4. Edificio Tipo Social.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de ETABS.

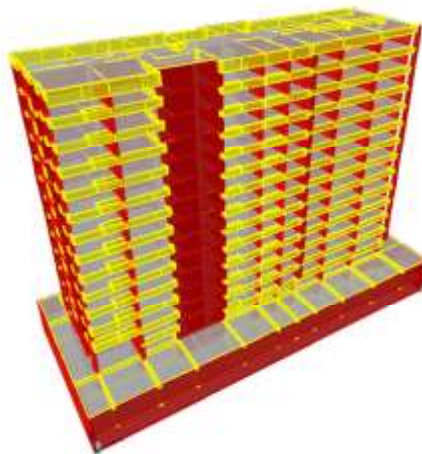


**Figura 5. Planta del primer al quinto nivel.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de ETABS.

#### 4.2. Edificio tipo inmobiliario

El edificio tipo inmobiliario se realiza en base a muros de hormigón armado, presenta 16 niveles con correspondiendo 2 de ellos a estacionamientos subterráneos, con una altura total de 41.1 [m]. Los muros para cada tipo de suelo analizado presentan espesores diferentes para lograr el control de los desplazamientos sísmicos. El espesor de las losas del primer al décimo sexto nivel es de 15 [cm]. El edificio posee una planta rectangular que presenta muros de corte en todos sus pisos principalmente hacia el interior de la planta dejando los paramentos perimetrales con vanos para la colocación de ventanas de acuerdo a la arquitectura. De igual forma, estos edificios presentan núcleos rígidos asociados a los ascensores y escaleras de emergencia. **Ver Figuras 6, 7 y 8.**



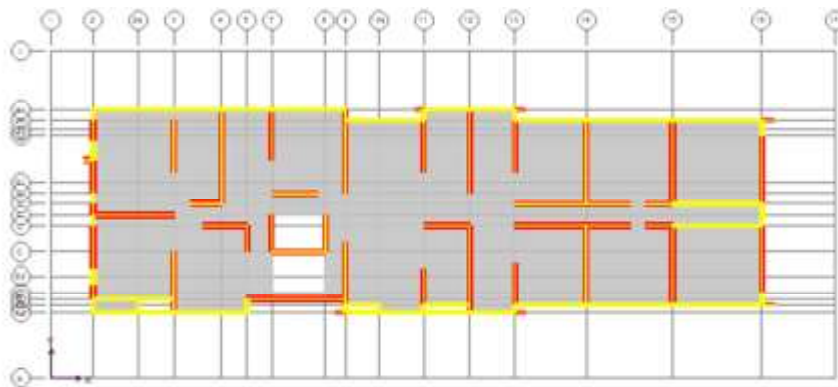
**Figura 6. Edificio Tipo Inmobiliario.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de ETABS.



**Figura 7. Planta del segundo nivel - Subterráneo.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de ETABS.



**Figura 8. Planta tipo.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de ETABS.

### 4.3. Bases de cálculo

#### 4.3.1 Materiales

El hormigón armado usado será de grado H-25 para el edificio tipo social con una resistencia mínima a la compresión  $f'c=200$  [kg/cm<sup>2</sup>] con un módulo de elasticidad  $E_c=2101903$  [T/m<sup>2</sup>]. Mientras que el acero de refuerzo es de calidad A630 con tensión de fluencia  $f_y=4200$  [kg/cm<sup>2</sup>] y una tensión de rotura  $f_u=6300$  [kg/cm<sup>2</sup>].

Por otra parte Edificio tipo inmobiliario se utiliza hormigón grado H-30 con una resistencia mínima a la compresión  $f'c=250$  [kg/cm<sup>2</sup>] con un módulo de elasticidad  $E_c=2350000$  [kg/cm<sup>2</sup>]. Mientras

que el acero de refuerzo es de calidad A630 con tensión de fluencia  $f_y=4200$  [kg/cm<sup>2</sup>] y una tensión de rotura  $f_u=6300$  [kg/cm<sup>2</sup>].

#### 4.3.2 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga a utilizar en ambos tipos de edificio se obtienen de la norma chilena NCh 3171 Of. 2010, las que se presentan a continuación:

ASD – Método de las Tensiones Admisibles:

1. CA1 = D
2. CA2 = D + L
3. CA3 = D + Lr
4. CA4 = D + 0.75 L + 0.75 Lr
5. CA5 = D + Ex
6. CA6 = D + Ey
7. CA7 = D + 0.75 Ex + 0.75 L
8. CA8 = D + 0.75 Ey + 0.75 L
9. CA9 = 0.6 D + Ex
10. CA10 = 0.6 D + Ey

LRFD - Método del Diseño a la Rotura:

1. CL1 = 1.4 D
2. CL2 = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr
3. CL3 = 1.2 D + 1.6 Lr + L
4. CL4 = 1.2 D + 1.4 Exx + L
5. CL5 = 1.2 D + 1.4 Eyy + L
6. CL6 = 0.9 D + 1.4 Exx 7. CL7 = 0.9 D + 1.4 Eyy

Las combinaciones ASD se utilizaron en la verificación de las deformaciones sísmicas, mientras que las combinaciones LRFD son utilizadas en el diseño de los elementos de hormigón armado.



### 4.3.3 Cargas

Para los diferentes casos de análisis se ha considerado el uso de las siguientes cargas, según lo dispuesto en la norma NCh 1537 Of. 2009 y NCh 433 Of.96 Mod. 2009 y el D.S. N°61.

- Peso propio (D) : 100 [kg/m<sup>2</sup>], se consideran como peso de estuco.
- Sobrecarga de uso (L) : 200 [kg/m<sup>2</sup>], para áreas de uso general.  
400 [kg/m<sup>2</sup>], para áreas de uso común- pasillos.
- Sobrecarga de uso en techo (Lr) : 100 [kg/m<sup>2</sup>]
- Sismo (Exx – Eyy) : Según Espectro de Aceleraciones

## 4.4. Modelación

Para la modelación de los edificios tipo Social e Inmobiliario se considera el uso del programa ETABS V.9.5.0, en el cual se realiza un diseño tridimensional con elementos finitos. En él se definen los materiales a utilizar; las secciones de vigas, muros y losas; diafragmas rígidos por piso y cargas consideradas, entre otros.

Para el análisis y diseño de muros es necesario asignar “pears” al modelo de manera de obtener los esfuerzos (Axial, Corte y Momento) que actúan sobre ellos.

En el caso del diseño de muros ordinarios, la asignación de “pears” se realiza por secciones en cada dirección de análisis X e Y, sin considerar las secciones compuestas.

Para el análisis del edificio tipo inmobiliario se considera la realización de un segundo modelo para el análisis de flexocompresión del muro, en el cual se asignan “pears” para la sección completa en los casos de muros de sección (C, T, L u otra). Para el análisis de este último será necesaria la utilización del programa SAP 2000 V.15. el cual permite obtener resultados que serán usados en el análisis de muros especiales.

## 5 ANÁLISIS SÍSMICO

### 5.1. Edificio de tipo social

Este tipo de edificios fue analizado para tres tipos de suelos de fundación; tipo III, tipo D y tipo E, utilizando el análisis modal espectral, y considerando el factor de modificación de la respuesta sísmica es  $R_0=4$ , para los tres casos de estudio, lo que representa a un edificio estructuralmente más rígido donde se agura, que el diseño de la estructura este próximo a la capacidad elástica de los materiales.

Si bien, para la normativa antigua se permite un valor máximo de  $R_0=11$ , para efectos de esta investigación el objetivo es conocer el efecto de la variación de los parámetros del suelo, en la densidad de muros y en sus respectivas cuantías de refuerzo. Por lo tanto, al realizar el análisis con un factor de modificación de respuesta sísmica mayor hubiese sido necesario realizar el análisis bajo los criterios de diseño de muros especiales y no de muros ordinarios como la normativa actual lo permite para esta tipología. Obteniendo resultado dispares entre un edificio rígido y otro dúctil, lo que no entregaría valores reales del efecto de la variación realizada a los parámetros del suelo debido al cambio normativo.

Se presenta el diseño de muros ordinarios seleccionados para cada dirección ortogonal, verificando los límites de desplazamientos, cortes basales máximos y mínimos, y el respectivo diseño de hormigón armado de estos para los esfuerzos de corte y flexocompresión obtenidos para los diferentes espectros utilizados.

### 5.2. Edificio de tipo inmobiliario

Para esta tipología, se considera el análisis para tres tipos de suelos; tipo III, tipo C y tipo D. Para el análisis modal espectral se considera el factor de modificación de la respuesta sísmica  $R_0=11$ . De esta forma, se realiza el diseño de muros especiales para tres secciones diferentes; sección L, sección C y sección T, verificando los límites de desplazamientos, cortes basales máximos y mínimos, y el respectivo diseño de hormigón armado de estos para los esfuerzos de corte y flexocompresión.

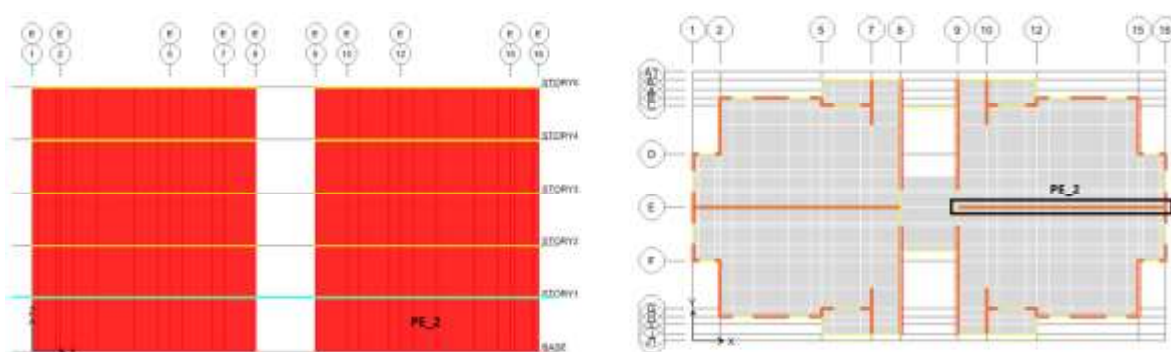
Una vez determinada las armaduras requeridas para el diseño en flexocompresión, se verifica la necesidad del confinamiento de los cabezales de muro y la capacidad de curvatura de la sección en

relación a la demanda, evaluada consecuente para la mayor fuerza de compresión axial que corresponda para la combinación sísmica en la dirección del análisis, a partir de la formulación indicada en el Decreto Supremo N°60.

## 6 RESULTADOS

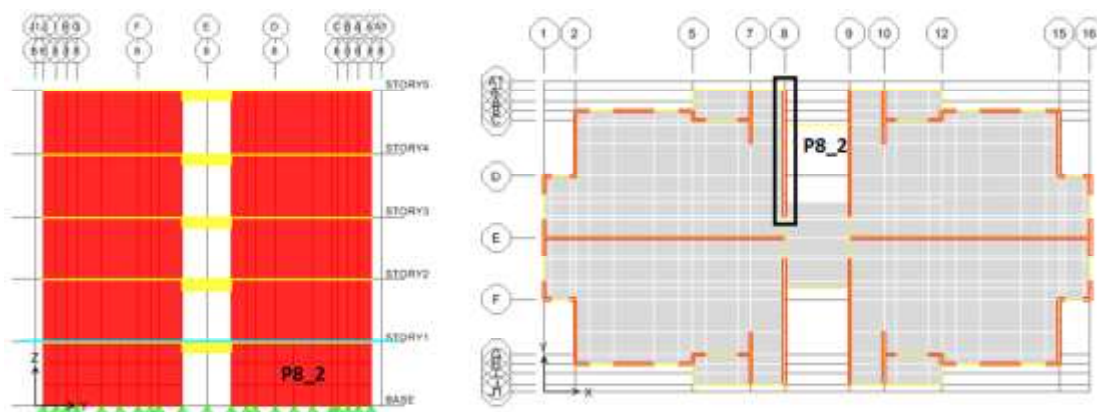
### 6.1. Edificio tipo social

De los modelos analizados para los diferentes tipos de suelo, se analizaron los muros críticos para cada dirección ortogonal. La **Figura 9** muestra el muro analizado en la dirección ortogonal X PE\_2 considerado como medianero, mientras que la **Figura 10** muestra el muro P8\_2 analizado para la dirección ortogonal Y.



**Figura 9. Muro PE\_2, dirección X.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de ETABS.



**Figura 10. Muro P8\_2, dirección Y.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de  
ETABS.

**6.1.1 Parámetros Sísmicos**

De la modelación realizada (ver Anexo A), se obtuvieron los resultados necesarios para realizar tanto el análisis dinámico, como el diseño de hormigón armado de los muros presentados en las **Figuras 9 y 10**. La **Tabla 1**, muestra el resumen de los parámetros sísmicos para cada dirección de análisis.

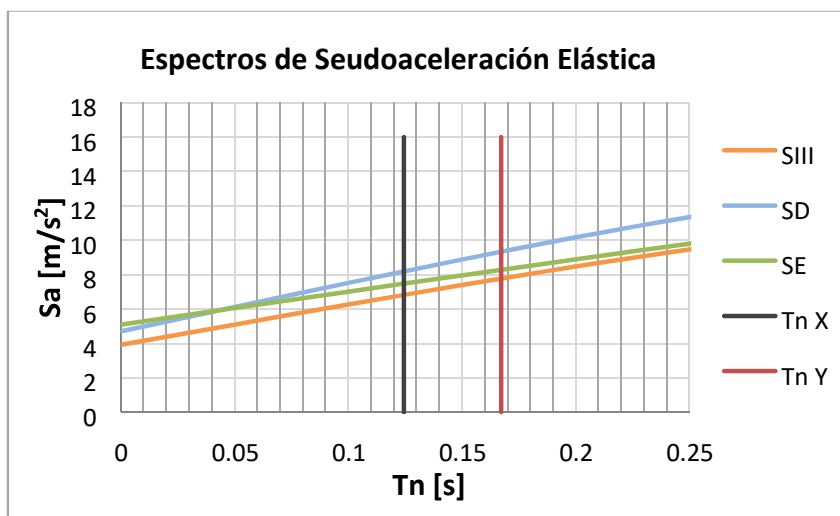
**Tabla 1. Parámetros Sísmicos.**

Fuente: Elaboración propia

Dirección de análisis	Tipo de Suelo					
	III		D		E	
	X	Y	X	Y	X	Y
% Masas	74.00	81.10	74.00	81.10	74.00	81.10
Tn [s]	0.12	0.16	0.12	0.1672	0.12	0.16
R*	2.17	2.43	2.17	2.43	1.82	2.03
Factor sismo	0.46	0.41	0.46	0.41	0.55	0.49
Factor corte	-	-	0.396	0.378	0.47	0.46
Psísmico [Ton]	1123.8		1123.8		1123.8	

**6.1.2 Espectros de pseudoaceleración elástica**

La **Figura 11** muestra la variación obtenida para los espectros para cada tipo de suelo. Se aprecia que al ser un edificio rígido los períodos de la estructura para cada dirección de análisis se encuentran entre 0.1 y 0.2 segundos, quedando en el “primer tramo” de la gráfica que contiene los espectros de pseudoaceleración elástica. La variación que se produce en la demanda de aceleraciones espectrales, en la dirección X para los suelos tipo D y E sobre el suelo tipo III, es de un 20% y 8% respectivamente. Mientras que, para la dirección Y sea de un 20% y 6 %.

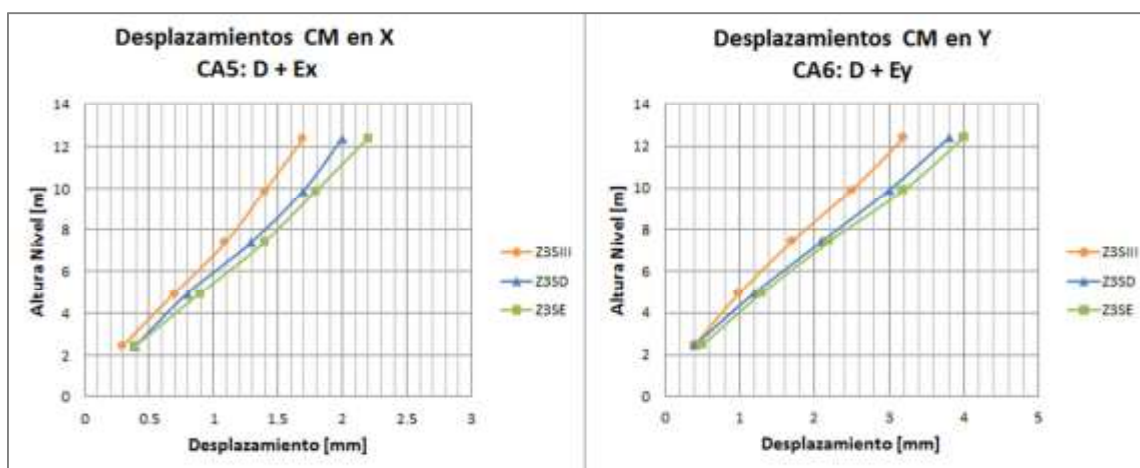


**Figura 11. Comparación de demanda de aceleración espectral.**

Fuente: Elaboración Propia.

### 6.1.3 Desplazamiento del centro de masa

De las combinaciones de carga gobernante para cada dirección de análisis se obtuvieron los desplazamientos que se encuentran graficados en la **Figura 12**. En ella se observa que los mayores desplazamientos se producen en la dirección Y, generando un variación del 18.7% y 25% para los suelos tipo D y E, respectivamente ambos valores en base al suelo tipo III. Mientras que, en la dirección X se produce un variación del 17.6% y 29.4% respecto a los desplazamientos del suelo tipo III.

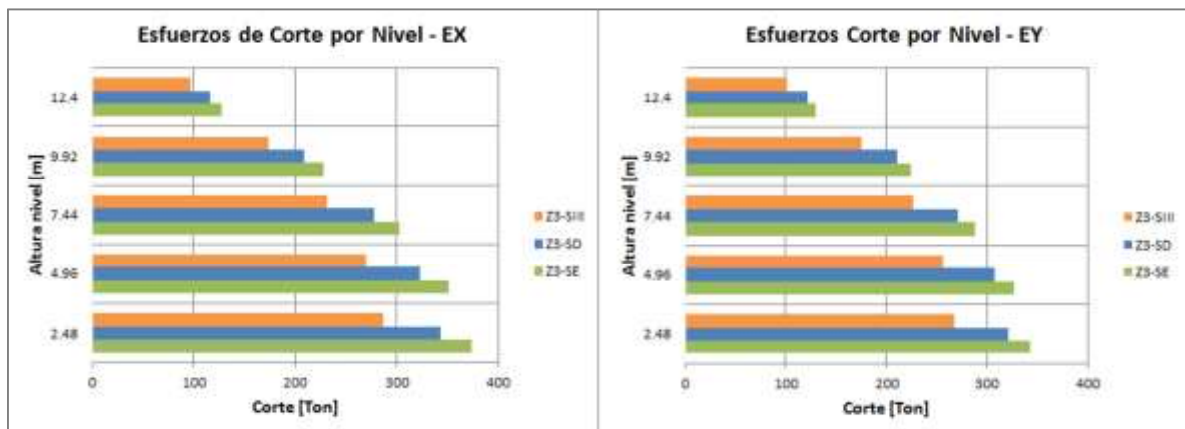


**Figura 12. : Desplazamientos del centro de masa.**

Fuente: Elaboración Propia.

### 6.1.4 Esfuerzos de corte

La **Figura 13**, muestra los esfuerzos de corte para la acción sísmica en cada dirección, sólo considerando los factores de reducción por sismo  $1/R^*$ . En el primer nivel, que es donde se producen los esfuerzos con mayor magnitud, se obtiene que para la dirección X, los suelos tipo D y E proyectan un aumento sobre el suelo tipo III de un 20% y un 31%, respectivamente. Mientras que para la dirección Y se obtuvo un aumento de un 20% y 27%.



**Figura 13. Comparación de esfuerzos de corte.**

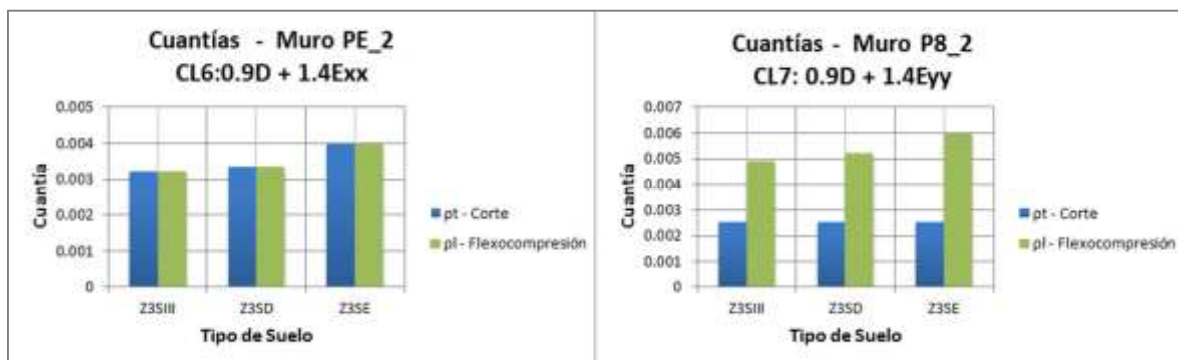
Fuente: Elaboración Propia.

### 6.1.5 Cuantías para los esfuerzos de corte y flexocompresión

Una vez realizado el procedimiento tipo para cada normativa, descrito en el Anexo B, se obtuvieron las cuantías horizontales y verticales para la combinación gobernante de los muros en cada dirección de análisis. De la **Figura 14** se observa que para el muro PE\_2 dispuesto en la dirección X, las cuantías de diseño obtenidas para los esfuerzos de corte quedan definidas por el requerimiento de Corte último obtenido para la combinación CL6. Y las cuantías para los esfuerzos de flexocompresión quedan definidas por la capacidad del muro entregada en el diagrama de interacción, siendo necesario superar la cuantía mínima requerida por normativa. Para el diseño del muro P8\_2 dispuesto en la dirección Y, se observa que para los esfuerzos de corte basta con el uso de la cuantía mínima entregada por normativa. Mientras que para los esfuerzos de flexocompresion, al igual que el muro PE\_2 las cuantías quedan definidas por la capacidad del muro entregada en el diagrama de interacción, siendo necesario superar la cuantía mínima requerida por normativa. Ver **Anexo A**.

De forma numérica se tiene que para el muro PE\_2, la variación de la cuantías horizontales y verticales para los suelos tipo D y E tienen un aumento de un 4% y 24%, respectivamente sobre el

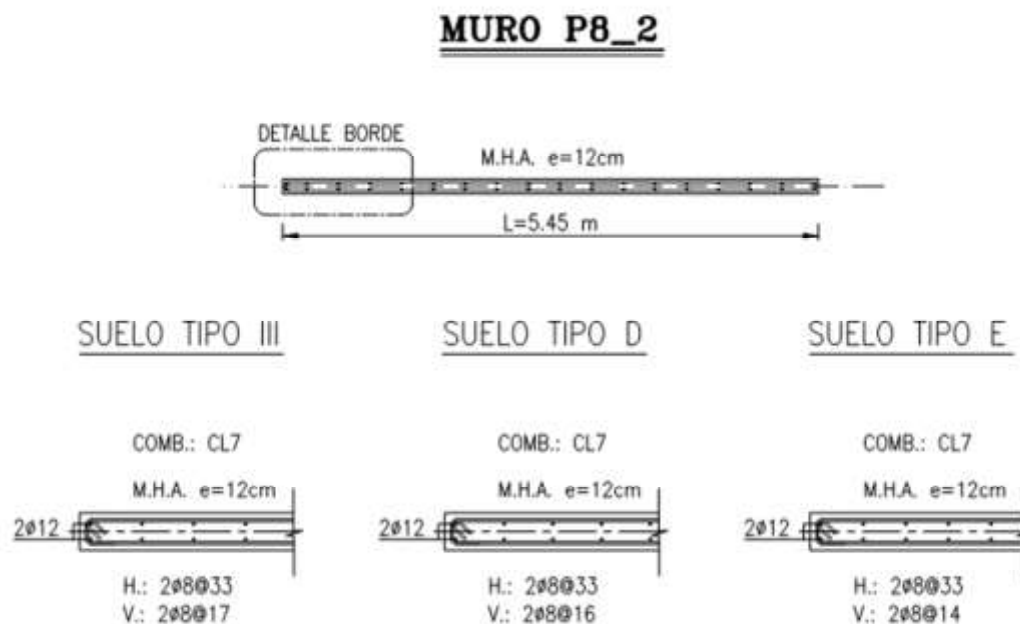
suelo tipo III. Y la variación del muro P8\_2 para las cuantías de flexocompresión es de un 6% y 21% para los suelos tipo D y E, respectivamente.



**Figura 14. Variación de cuantías por tipo de suelo.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de Excel 2010.

En la **Figura 15**, se presenta la disposición de armaduras para cada sección de muro analizado, requerida por los esfuerzos de corte y flexocompresión obtenidas para cada tipo de suelo dadas para la combinación de carga gobernante.

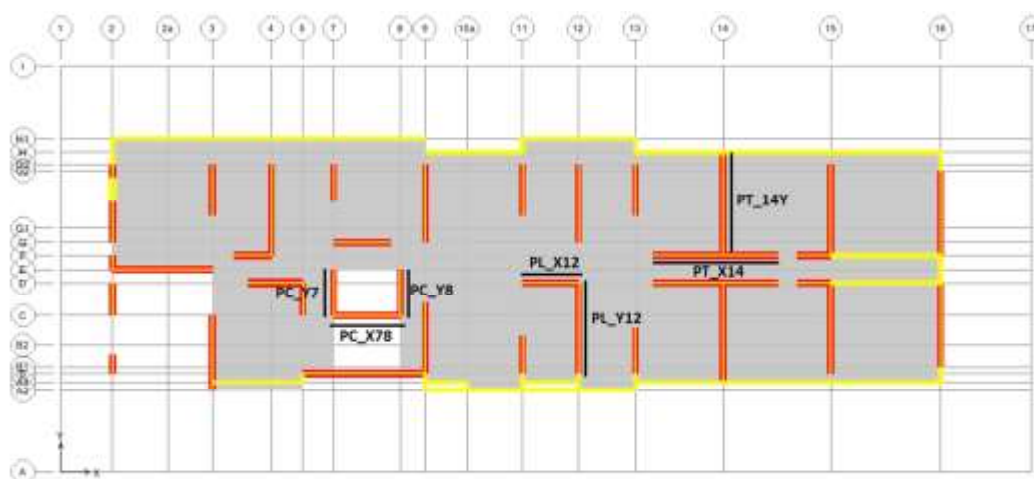


**Figura 15. Disposición de armadura – Muro P8\_2.**

Fuente: Elaboración Propia.

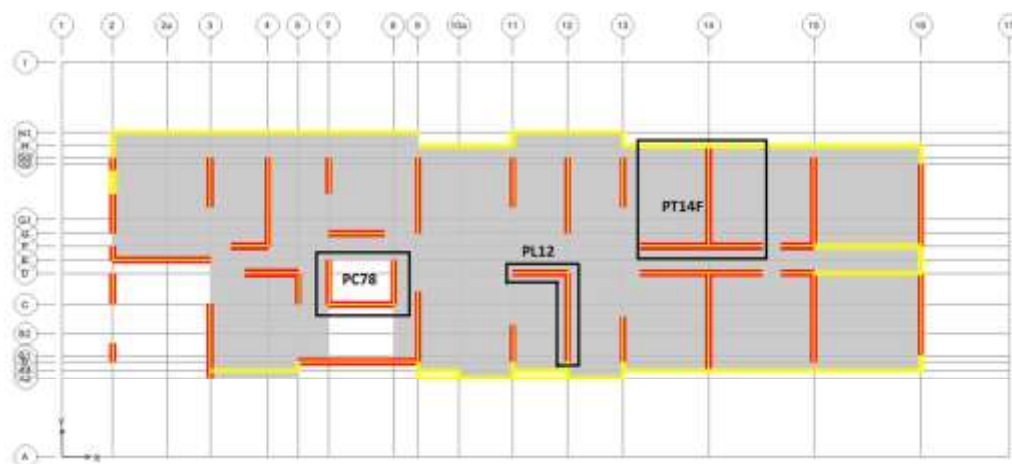
## 6.2. Edificio tipo inmobiliario

De las modelaciones realizadas para los diferentes tipos de suelo, se analizaron los muros para cada tipo de sección. La **Figura 16** muestra las secciones rectangulares para cada dirección consideradas en el análisis por corte. Mientras que la **Figura 17** muestra la sección compuesta completa de cada muro considerado en el análisis de flexocompresión.



**Figura 16. Muros considerados para el análisis de corte.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de ETABS.



**Figura 17. Muros sección C, L y T considerados para el análisis de flexocompresión.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de ETABS.



### 6.2.1 Parámetros Sísmicos

De la modelación se obtuvieron los resultados necesarios para realizar tanto el análisis dinámico, como el diseño de hormigón armado de los muros mencionados con anterioridad. La **Tabla 2** muestra el resumen de los parámetros sísmicos para cada dirección de análisis. Ver Anexo B.

**Tabla 2. Parámetros Sísmicos Edificio Inmobiliario.**

Fuente: Elaboración propia.

Dirección de análisis	Tipo de Suelo					
	III		C		D	
	X	Y	X	Y	X	Y
% Masas	52.7	52.8	52.3	44.1	43.6	42.4
Tn [s]	0.69	0.71	0.67	0.74	0.77	0.72
R*	6.01	7.81	6.15	6.21	8.02	5.95
Factor sismo	0.16	0.13	0.17	0.16	0.12	0.16
Factor corte	-	0.16	-	-	0.19	-
Psísmico [Ton]	12067.8		11344.8		12629.9	

### 6.2.2 Espectros de pseudoaceleración elástica

Al ser un edificio de gran altura, la estructura posee un comportamiento dúctil, presentando períodos fundamentales para cada dirección de análisis entre 0.65 y 0.8 segundos, pasado el peak de cada espectro, ver **Figura 18**.

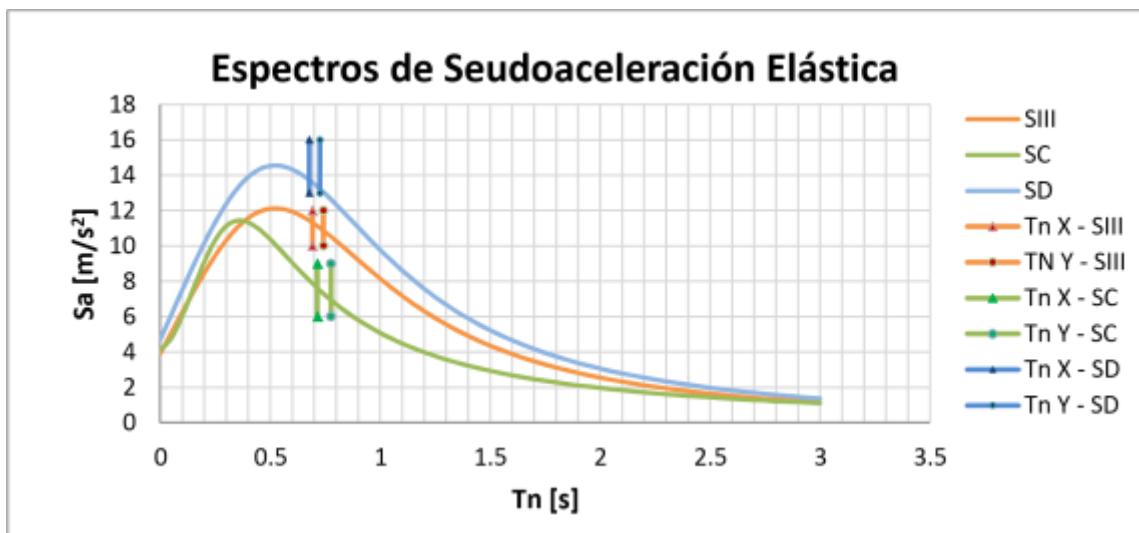
La variación obtenida de los períodos fundamentales de cada estructura, para los suelos tipo C y D sobre el suelo tipo III es:

- El suelo tipo C obtuvo un aumento del 3.3% en el periodo fundamental para la dirección X y un 4.5% en la dirección Y.
- El suelo tipo D obtuvo una disminución de un 2.1% en el periodo fundamental de la estructura en la dirección X y de un 2.3% en la dirección Y.

De la **Figura 18**, se observa que la variación producida en las aceleraciones espectrales, obtenidas por la demanda de la estructura es la siguiente:

- El suelo tipo C obtuvo una disminución de un 32.7% en la dirección X, y un 36% en la dirección Y.

- El suelo tipo D obtuvo un aumento de un 21.3% en la dirección X, y un 21.8% en la dirección Y.

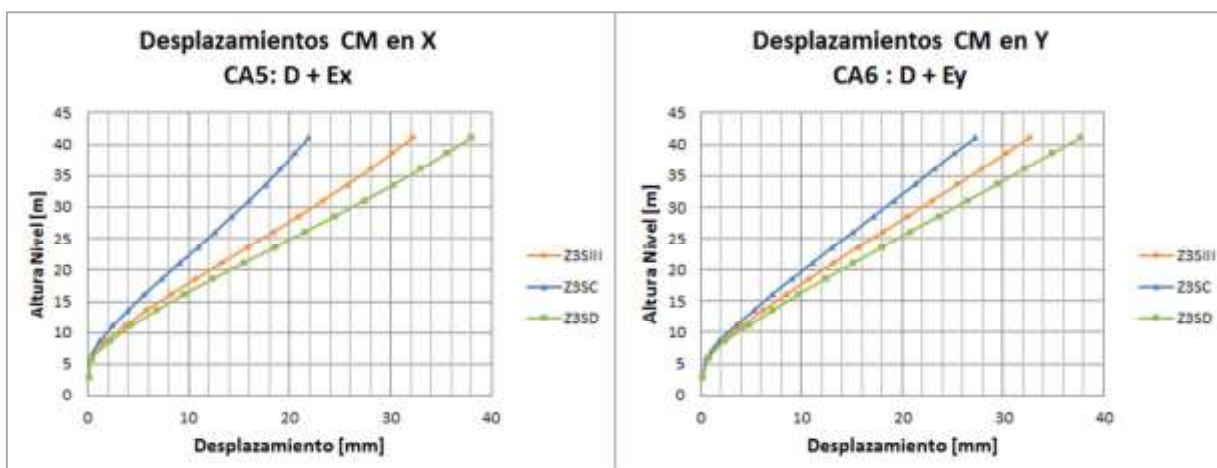


**Figura 18. Comparación de demanda de aceleración espectral.**

Fuente: Elaboración Propia.

### 6.2.3 Desplazamiento del centro de masa

De las combinaciones de carga gobernante para cada dirección de análisis se obtuvieron los Drift que se encuentran graficados en la **Figura 19**. Donde se observa que en la dirección X, el suelo tipo C presenta una disminución de un 32% sobre el suelo tipo III. Mientras que el suelo tipo D presenta un aumento del 18% sobre el suelo tipo III. En la dirección Y, el suelo tipo C disminuye un 16% y el suelo tipo D aumenta un 15%, ambos valores en relación al suelo tipo III.

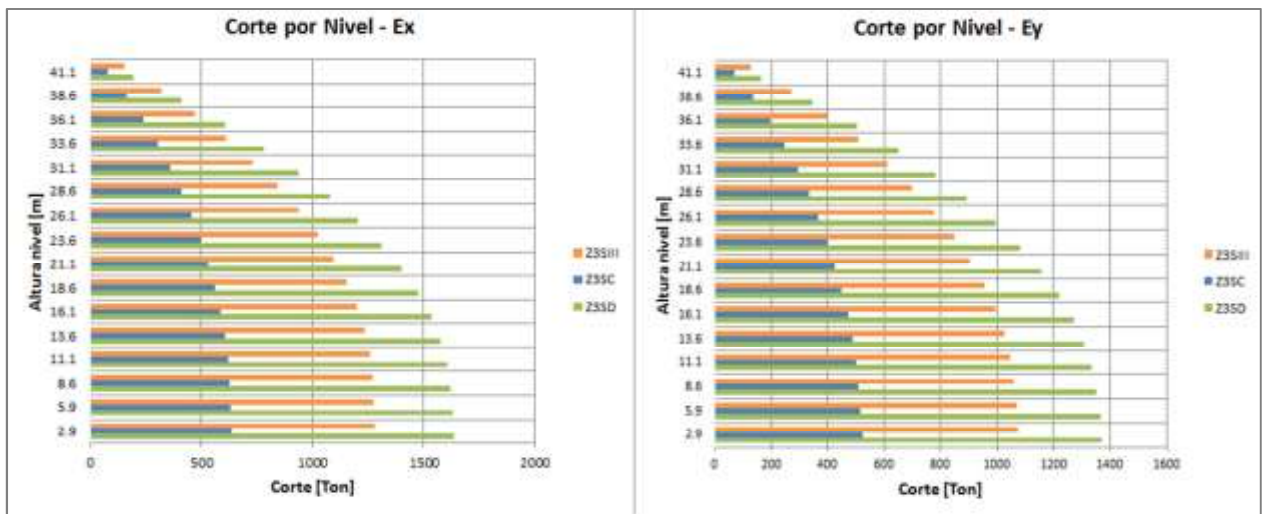


**Figura 19. Desplazamientos del Centro de Masa.**

Fuente: Elaboración Propia.

### 6.2.4 Esfuerzos de corte

La **Figura 20** muestra los esfuerzos de corte para la acción sísmica en cada dirección de análisis, donde los esfuerzos de corte graficados se obtuvieron sólo considerando los factores de reducción por sismo. En el primer nivel, que es donde se producen los esfuerzos con mayor magnitud obteniendo que para la dirección X, el suelo tipo C disminuye un 50.4% sobre el suelo tipo III. Mientras que el suelo tipo D presenta un aumento del 27.8% sobre el suelo tipo III. En la dirección Y, el suelo tipo C disminuye un 51.4% y el suelo tipo D aumenta un 27.5%, ambos valores en relación al suelo tipo III.



**Figura 20. Comparación de esfuerzos de corte.**

Fuente: Elaboración Propia

### 6.2.5 Confinamiento de borde

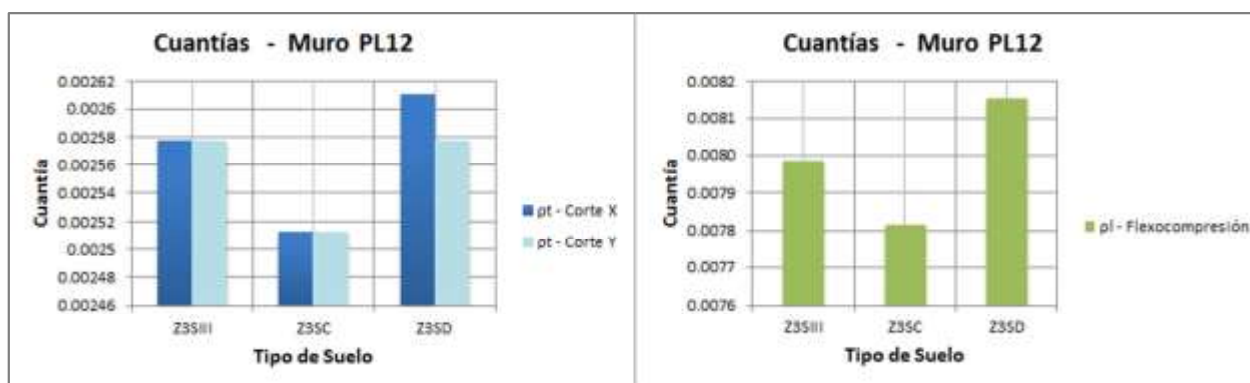
Los confinamientos de borde para cada sección de muro obtenidos mediante el procedimiento establecido en la normativa antigua y actual, para los suelos tipo III, D y E, se indican en detalle en el Anexo B.

### 6.2.6 Cuantías para los esfuerzos de corte y flexocompresión

Una vez realizado el procedimiento tipo para cada normativa, descrito en el Anexo B, se obtuvieron las cuantías horizontales y verticales para la combinación gobernante de los muros en cada dirección de análisis.

De la **Figura 21**, los resultados indican que la cuantía de refuerzo horizontal para el esfuerzo de corte  $p_t$ , en las direcciones de análisis en X e Y para el muro PL12 disminuyeron en promedio un 2.5% para el suelo C en relación al Suelo III, y a su vez, esta aumentaron en promedio un 0.64% para el suelo D en relación al suelo III.

Respecto a la variación de las cuantías de acero vertical  $p_l$ , considerando la sección compuesta completa del muro, se observa que disminuyó un 2.1% para el suelo tipo C respecto al III, y aumentó un 2.1% para el suelo tipo D respecto al III.



**Figura 21. Variación de Cuantías por tipo de suelo.**

Fuente: Elaboración Propia, Recuperado de Excel 2010.

En el ítem 1.3.5 del Anexo A y el ítem 2.3.6 del Anexo B, se muestra la disposición de armaduras para cada sección de muro analizado, requerida por los esfuerzos de corte y flexocompresión obtenidas para cada tipo de suelo dadas para la combinación de carga gobernante.

## 7 CONCLUSIONES

Los resultados que a continuación se presentan (variaciones porcentuales), describen netamente una variación a nivel local, es decir, para cada sección de muro elegida en el nivel de piso definido como crítico para su respectivo análisis. En ningún caso representan una variación a nivel global de la estructura.

### 7.1. Manejo de Software

Se logró manejar el Software ETABS V 9.5.0 para la modelación de las diferentes tipologías de Edificios. Además de lograr el uso del software SAP 2000 V 15 para el diseño de las secciones elegidas en el análisis de muros especiales.

### 7.2. Aceleraciones Espectrales

Se comprobó que para la tipología de Edificio Social, la variación en la demanda de la aceleración espectral no es mayormente significativa para el rango de períodos correspondientes entre 0.1 y 0.2 segundos. En este caso, se registra un aumento de un 20% entre la demanda de aceleración espectral de los suelos D y III, y un 8% entre los suelos E y III.

Respecto al Edificio de tipo Inmobiliario con un rango de período fundamental entre 0.65 y 0.8 segundos, se registra una disminución de un 32.7% y 36 % de la demanda de aceleración espectral de diseño del suelo tipo C respecto del suelo tipo III en las direcciones X e Y respectivamente. De igual forma, se determina un aumento del 21.3% y 21.8% entre el suelo tipo D respecto al suelo tipo III, para las direcciones X e Y respectivamente. Lo anterior, representa la variación del espectro de pseudoaceleración considerando el período fundamental de la estructura en cada dirección.

En ambos casos, Edificio Tipo Social y Edificio Tipo Inmobiliario, la variación de la demanda de aceleración espectral dependerá del periodo fundamental de la estructura, siendo esta mayor, para el rango de periodos entre 0.3 y 1.0 segundos, lo cual se desprende de las **Figuras 11 y 18**.

### **7.3. Densidad de Muros y Desplazamientos**

Se tiene que en los Edificios de Tipo Social para los suelos tipo III, D y E, la densidad de muros en el nivel analizado no varía para cumplir el control de los desplazamientos establecidos en la NCh 433, manteniéndose de forma constante para los 3 casos con una densidad de muro de 2.8 % para la dirección X, y un 2.5% para la dirección Y. Lo anterior considerando la baja variación de la aceleración espectral para los períodos de la estructura en cada dirección, y que en estos casos, el espesor mínimo de muros quedó controlado por requerimientos constructivos considerando un espesor mínimo de 0.12 [m], y no por las sollicitaciones de diseño sísmico.

Para los edificios del Tipo Inmobiliario la densidad de muros aumentó en promedio un 15% en ambas direcciones X e Y para el suelo tipo D respecto al suelo III, y disminuyó en promedio un 15% para ambas direcciones X e Y para el suelo tipo C respecto al suelo III. Lo anterior es consecuente con los valores de la pseudoaceleración espectral de cada modelo de edificio para suelos tipo III, C y D, donde la variación de los espesores de muros está sujeta al cumplimiento del control de desplazamientos establecido en la NCh 433, tanto para los centros de masa, como para los puntos de borde de la planta de cada piso.

### **7.4. Cuantías de Diseño para Edificios.**

Para los Edificios de Tipología Social, se registra un aumento en las cuantías de refuerzo a corte y flexocompresión de un 4% para el Edificio emplazado en Suelo tipo D respecto al suelo tipo III, y un 24% para el Edificio emplazado en suelo tipo E respecto al suelo tipo III. Esto para el muro medianero en la dirección X, y manteniendo un espesor constante de 0.12 [m].

Para el caso del muro en dirección Y, la variación es similar, obteniendo un aumento de un 6% entre el edificio emplazado en suelo tipo D respecto al suelo tipo III y un 21% para el Edificio emplazado en suelo tipo E respecto al suelo tipo III, esto solo se refleja en la armadura dispuesta para flexocompresión. Para la cuantías de refuerzo de corte en los tres casos considerados de suelo tipo III, D y E, se verifica que cumplen un diseño satisfactorio utilizando cuantía mínima de 0.0025. Para el caso de los Edificios de Tipo Inmobiliario, los resultados indican que la cuantía de refuerzo horizontal para esfuerzo de corte  $\rho_t$ , varía con la magnitud de las aceleraciones espectrales correspondientes, pero su variación no es proporcional. Lo anterior debido que junto con la variación de las aceleraciones espectrales también varía el espesor de muro requerido por la necesidad de controlar los desplazamientos bajo los límites de la NCh 433, por lo que no resulta necesario variar mayor mente la cuantía de acero de refuerzo en cada caso. En particular las cuantías

de refuerzo por corte en X e Y disminuyeron en promedio un 2.1% para el suelo C en relación al Suelo III, y a su vez, estas aumentaron en promedio un 1.3% para el suelo D en relación al suelo III.

Respecto a la variación de las cuantías de refuerzo vertical  $\rho_l$ , los resultados indican que los muros de sección L y C disminuyen para los suelos tipo C un 2.1 % y un 16.8 % respectivamente, en base al suelo tipo III y, para el suelo tipo D aumentan un 2.1 % y un 14.3% respectivamente, sobre el suelo tipo III. Mientras que, en el caso de la sección T se genera una condición especial, donde para el suelo tipo C la cuantía vertical disminuye un 53.7% y para el suelo tipo D disminuye un 23.3% respecto del suelo tipo III, lo que no resulta coherente con las variaciones obtenidas de las aceleraciones espectrales. Esto se debe principalmente a que fue necesario aumentar el área de hormigón y el área de acero para cumplir con el diagrama de interacción de esta sección. Por esta razón, los resultados entregan una cuantía menor.

## **8 RECOMENDACIONES**

En general y en base a los resultados obtenidos, se recomienda modificar la estructuración del Edificio Inmobiliario emplazado en Suelo Tipo D, debido a la magnitud de las secciones que resultan del diseño de Muros Especiales, y en particular a la Sección tipo “T” analizada.



## 9 REFERENCIAS

- Instituto Nacional de Normalización. (1996). Diseño Sísmico de Edificios. NCh. 433.
- Decreto Supremo D.S. 61, Diario Oficial de la República de Chile, Santiago, Chile, 13 de Diciembre de 2011.
- Decreto Supremo D.S. 60, Diario Oficial de la República de Chile, Santiago, Chile, 13 de Diciembre de 2011.
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08). (2008) (p. 518).
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14). (2014) (p. 592).
- Guendelman, T. (2015). Análisis estático y dinámico de estructuras. (1st ed.). La Serena: ULS.

## ÍNDICE

1.	ANEXO A: PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS EDIFICIO TIPO SOCIAL .....	40
1.1	Normativa Antigua: .....	40
1.1.1	<i>Desplazamientos Centros de Masa</i> .....	40
1.1.2	<i>Desplazamientos Máximos Diafragma</i> .....	40
1.1.3	<i>Verificación y diseño al corte</i> .....	41
	a) Cálculo de Capacidad de Corte del Concreto ( $V_c$ ) .....	41
b)	Cuantías horizontales: .....	42
c)	Cálculo de la capacidad del Refuerzo de Corte ( $V_s$ ) .....	43
d)	Cálculo del espaciamiento máximo del refuerzo de corte (s) .....	43
e)	Verificación de la capacidad nominal a corte. ....	45
1.1.4	<i>Verificación y Diseño a Flexocompresión</i> .....	45
	f) Cuantía Vertical Mínima ( $\rho_l$ ) .....	45
g)	Cálculo del espaciamiento máximo del refuerzo vertical (s) .....	45
h)	Verificación de la interacción en flexocompresión: .....	46
1.2	Normativa Actual.....	47
1.2.1	<i>Desplazamientos Centros de Masa</i> .....	47
1.2.2	<i>Desplazamientos Centros de Masa</i> .....	47
1.2.3	<i>Verificación y diseño al corte</i> .....	47
1.2.4	<i>Verificación y diseño a la flexocompresion</i> .....	48
1.3	Resultados finales .....	48
1.3.1	<i>Verificación de Desplazamientos del Centro de Masa.</i> .....	48
	a) Suelo tipo III.....	48
b)	Suelo tipo D .....	49
c)	Suelo tipo E .....	49
1.3.2	<i>Verificación de Desplazamientos Máximos Diafragma.</i> .....	50
	a) Tablas de Resultados .....	50
	1.3.3 <i>Verificación y</i> .....	50

<i>diseño al corte</i> .....	51
b) Tablas de Resultados .....	51
<i>1.3.4 Verificación y diseño a la flexocompresión</i> .....	54
a) Tablas de Resultados .....	54
b) Diagramas de interacción .....	57
<i>1.3.5 Detallamiento de muros</i> .....	59

**ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla A1. Drift de centros de masa en dirección X, suelo tipo III. ....	48
Tabla A2. Drift de centros de masa en dirección Y, suelo tipo III. ....	48
Tabla A3. Drift de centros de masa en dirección X, suelo tipo D. ....	49
Tabla A4. Drift de centros de masa en dirección Y, suelo tipo D. ....	49
Tabla A5. Drift de centros de masa en dirección X, suelo tipo E. ....	49
Tabla A6. Drift de centros de masa en dirección Y, suelo tipo E. ....	49
Tabla A7. Drift de un punto en dirección X, suelo tipo D. ....	50
Tabla A8. Drift de un punto en dirección Y, suelo tipo D. ....	50
Tabla A9. Drift de un punto en dirección X, suelo tipo E. ....	50
Tabla A10. Drift de un punto en dirección Y, suelo tipo E. ....	50
Tabla A11. Análisis de Corte – suelo tipo III .....	51
Tabla A12. Análisis de Corte – suelo tipo D .....	52
Tabla A13. Análisis de Corte – suelo tipo E .....	53
Tabla A14. Análisis de Flexocompresión – suelo tipo III .....	54
Tabla A15. Análisis de Flexocompresión – suelo tipo D .....	55
Tabla A16. Análisis de Flexocompresión – suelo tipo E .....	56

**ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura A1. Diagrama interacción muro PE_2 .....	47
Figura A2. Diagrama interacción muro P8_2 - suelo III .....	57
Figura A3. Diagrama interacción muro PE_2 - suelo D.....	57
Figura A4. Diagrama interacción muro P8_2 - suelo D .....	58
Figura A5. Diagrama interacción muro PE_2 – suelo E .....	58
Figura A6. Diagrama interacción muro P8_2 – suelo E .....	59

Figura A7. Detalle muro P8\_2 ..... 59

## 1. ANEXO A: PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS EDIFICIO TIPO SOCIAL

En este texto, cada ítem nombrado como “sección (número)” representa la sección correspondiente al ACI 318-S05, ACI 318-S08 o D.S.60, según corresponda.

### 1.1 Normativa Antigua:

A continuación se presenta el procedimiento numérico realizado para el suelo tipo III, en conformidad con la normativa actual antigua NCh 433 Of.1996, NCh 430 y ACI 318-S05.

<input type="checkbox"/> Muro	: PE_2	(ver figura 7)
<input type="checkbox"/> Dirección de análisis	: X	
<input type="checkbox"/> Altura	: 12.4	[m]
<input type="checkbox"/> Espesor	: 12	[cm]
<input type="checkbox"/> Largo	: 10.47	[m]

#### 1.1.1 Desplazamientos Centros de Masa

- Ítem 5.9.2. NCh 433Of.1996

$$D_5 - D_4 \leq 0.002 * h \rightarrow \frac{D_5 - D_4}{h} \leq 0.002, \text{ Ecuación 1}$$

#### 1.1.2 Desplazamientos Máximos Diafragma

- Ítem 5.9.3. NCh 433Of.1996

$$|D_{p5} - D_{p4}| \leq |D_5 - D_4| + 0.001 * h \rightarrow \frac{|D_{p5} - D_{p4}| - |D_5 - D_4|}{h} \leq 0.001, \text{ Ecuación 2}$$

#### 1.1.3 Verificación y diseño al corte.

- Combinación gobernante : CL6: 0.9 D + 1.4 Exx

- Vu = 166.06 [Ton]
- Mu = 663.56 [Ton\*m]
- Pu = -102.38 [Ton]

a) Cálculo de Capacidad de Corte del Concreto (Vc)

- Sección 11.10.3:

$$Vn_{m\acute{a}x} = 2.65 * \sqrt{f'c} * h * d, \text{ Ecuación 3}$$

Dónde:

Vn<sub>máx</sub> : Capacidad máxima de corte del concreto [kg].

f'c : Capacidad [kg/cm<sup>2</sup>]. h : Espesor del muro [cm].

d : 0.8 lw [cm]. lw :

Largo del muro [cm].

Ø : 0.6, Factor de reducción por corte.

$$Vn_{m\acute{a}x} = \frac{2.65 * \sqrt{200} * 12 * 0.8 * 1047}{1000} = 376.7 [Ton]$$

$$\text{Ø}Vn_{m\acute{a}x} = 0.6 * 376.7 = 226 [Ton]$$

- Sección 11.10.6:

$$Vc = 0.88 * \sqrt{f'c} * h * d + \frac{Nu * d}{4 * lw}, \text{ Ecuación 4}$$

Nota. Ecuación (11-29) ACI 318 –S05

Dónde:

Vc : Capacidad de corte del concreto [Kg] Nu

: Esfuerzo de Compresión [kg].

$$Vc = \left( 0.16 * \sqrt{f'c} + \frac{lw * \left( 0.33 * \sqrt{f'c} + \frac{0.2 * Nu}{lw * h} \right)}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{Lw}{2}} \right) * h * d, \text{ Ecuación 5}$$

Nota. Ecuación (11-30) ACI 318 –S05

Dónde:

$M_u$  : Esfuerzo de momento [kg\*m].

$V_u$  : Esfuerzo de Corte [kg].

Según la disposición del ACI 318-S05, antes de usar la Ecuación 1 o la Ecuación 2 se debe verificar

que  $\frac{M_u}{V_u} - \frac{lw}{2} > 0$ , si el resultado es negativo se debe usar la Ecuación 2.

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{lw}{2} = \frac{663.56}{166.06} - \frac{1047}{2} = -519.5 [m]$$

∴ Usar Ecuación 2

De la ecuación 2 se obtiene que la capacidad en corte del concreto es:

$$V_c = \frac{0.88 * \sqrt{200} * 12 * 0.8 * 1047 + \frac{102380 * 0.8 * 1047}{4 * 1047}}{1000} = 145.56 [Ton]$$

$$\phi V_c = 0.6 * 145.56 = 87.34 [Ton]$$

b) Cuantías horizontales:

- Sección 11.10.8:

En esta sección se establece que si se cumple la Ecuación 4 se permite el uso de las cuantías establecidas en la sección 11.10.9 o el capítulo 14. Por otro lado, si se cumple con la Ecuación 5 se deben usar las cuantías establecidas en la sección 11.10.9.

$$V_u < 0.5 * \phi V_c, \text{ Ecuación 6}$$

$$V_u > 0.5 * \phi V_c, \text{ Ecuación 7}$$

Como las cuantías establecidas en el capítulo 14 son menos exigentes, se utilizarán siempre las cuantías que aparecen en la sección 11.10.9.

$$\rho_t \geq 0.0025$$

Dónde:

$\rho_t$  : Cuantía horizontal.

c) Cálculo de la capacidad del Refuerzo de Corte ( $V_s$ )

$$\phi V_n \geq V_u, \text{ Ecuación 8}$$

Nota. Ecuación (11-1) ACI 318 –S05

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s, \text{ Ecuación 9}$$

Nota. Ecuación (11-2) ACI 318 –S05 Dónde:

$V_n$  : Capacidad nominal a corte [kg].

$V_s$  : Capacidad de corte del Refuerzo [kg].

Al reemplazar la ecuación 7 en la ecuación 2 se tiene que:

$$V_u \leq \phi V_c + \phi V_s \rightarrow \phi V_s \geq V_u - \phi V_c$$

$$\phi V_s \geq 166.06 - 87.34 = 78.72 \text{ [Ton]}$$

Donde  $\phi V_s$  es el valor que se requiere para resistir el esfuerzo de corte  $V_u$  la combinación gobernante CL6.

d) Cálculo del espaciamiento máximo del refuerzo de corte ( $s$ )

Se usará Doble Malla diámetro 8 mm, proporcionando un área de acero de 1.0048 [cm<sup>2</sup>]

- Sección 11.10.9.1

$$\phi V_s = \frac{\phi A_s * f_y * d}{s} \rightarrow s = \frac{\phi A_s * f_y * d}{\phi V_s}, \text{ Ecuación 10}$$

Dónde:

$A_s$  : Área de acero [cm<sup>2</sup>].



s : espaciamiento máximo [cm].  $f_y = 4200$  [kg/cm<sup>2</sup>], capacidad de fluencia del acero.

$$\therefore s = \frac{\phi A_s * f_y * d}{\phi V_s} = \frac{0.6 * 1.0048 * 4200 * 0.8 * 1047}{78720} = 26.9 [cm] \sim 26[cm]$$

- Espaciamiento requerido por cuantía mínima:

$$\rho_t = 0.0025$$

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b_w * s_{\rho_t}} \rightarrow s = \frac{A_{st}}{b_w * \rho_t}, \quad \text{Ecuación 11}$$

$$\therefore s = \frac{A_{st}}{b_w * \rho_t} = \frac{1.0048}{12 * 0.0025} = 33.49 [cm] \sim 33 [cm]$$

- Sección 11.10.9.3:

$$s = \min \left( \frac{l_w}{5}, 3 * h, 45 \right), \quad \text{Ecuación 12}$$

$$s = \min \left( \frac{1047}{5}, 3 * 12, 45 \right) \rightarrow s_3 = \min (209.4, 36, 45)$$

$$\therefore s = 36 [cm]$$

Por lo tanto, el espaciamiento máximo a usar será el valor requerido por Esfuerzo de Corte (Vs), sección 11.10.9.1:

$$\therefore s_{max.} = 26[cm]$$

Con el valor de s se debe calcular la cuantía determinada por la Ecuación 9, que queda definida por espaciamiento máximo, como se muestra a continuación:

$$\rho_t = \frac{A_s}{b_w * s} = \frac{1.0048}{12 * 26} = 0.0032 > 0.0025 \therefore OK$$

Con lo anterior se tiene que la capacidad del refuerzo de corte (Vs) obtenido a partir de las Ecuaciones 6 y 7, es superior al requerido.

$$\phi V_s = \frac{\phi A_s * f_y * d}{s} = \frac{0.6 * 1.0048 * 4200 * 0.8 * 1047}{26} * \frac{1}{1000} = 81.57 [Ton]$$

e) Verificación de la capacidad nominal a corte.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s, \text{ Ecuación 13}$$

$$\phi V_n = 87.34 + 81.57 = 166.14 \text{ [Ton]}$$

$$\therefore \phi V_n = 168.91 \text{ [Ton]} > V_u = 166.06 \text{ [Ton]} \rightarrow OK$$

#### 1.1.4 Verificación y Diseño a Flexocompresión

f) Cuantía Vertical Mínima ( $\rho_l$ )

- Sección 11.10.9.4

Se establece que la cuantía vertical ( $\rho_l$ ) debe ser el máximo valor entregado entre la Ecuación 11 y 0.0025.

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{hw}{lw} \right) * (\rho_t - 0.0025), \text{ Ecuación 14}$$

Nota. Ecuación (11-32) ACI 318 –S05

Dónde:

$\rho_l$  : Cuantía vertical.

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{248}{1047} \right) * (0.0032 - 0.0025) = 0.00332$$

g) Cálculo del espaciamiento máximo del refuerzo vertical (s)

Se usara Doble malla diámetro 8 [mm] proporcionando un área de acero de 1.0048 [cm<sup>2</sup>].

- Espaciamiento máximo requerido por cuantía:

$$\rho_l = \frac{A_{sl} * \frac{lw}{s}}{b_w * lw} = \frac{A_{sl}}{b_w * s} \rightarrow s = \frac{A_{sl}}{b_w * \rho_l}, \text{ Ecuación 15}$$

$$s = \frac{A_{sl}}{b_w * \rho_l} = \frac{1.0048}{12 * 0.00332} = 25.2 \text{ [cm]} \sim 25 \text{ [cm]}$$

- Sección 11.10.9.5

$$s = \min\left(\frac{lw}{2}, 3 * h, 45\right), \quad \text{Ecuación 16}$$

$$s_2 = \min\left(\frac{1047}{3}, 3 * 12, 45\right) \rightarrow s_2 = \min(349, 36, 45)$$

$$\therefore s_2 = 36[cm]$$

Por lo tanto, el espaciamiento máximo a usar será el espaciamiento requerido por cuantía:

$$\therefore s = 25[cm]$$

h) Verificación de la interacción en flexocompresión:

- Armadura de borde recomendada<sup>1</sup>

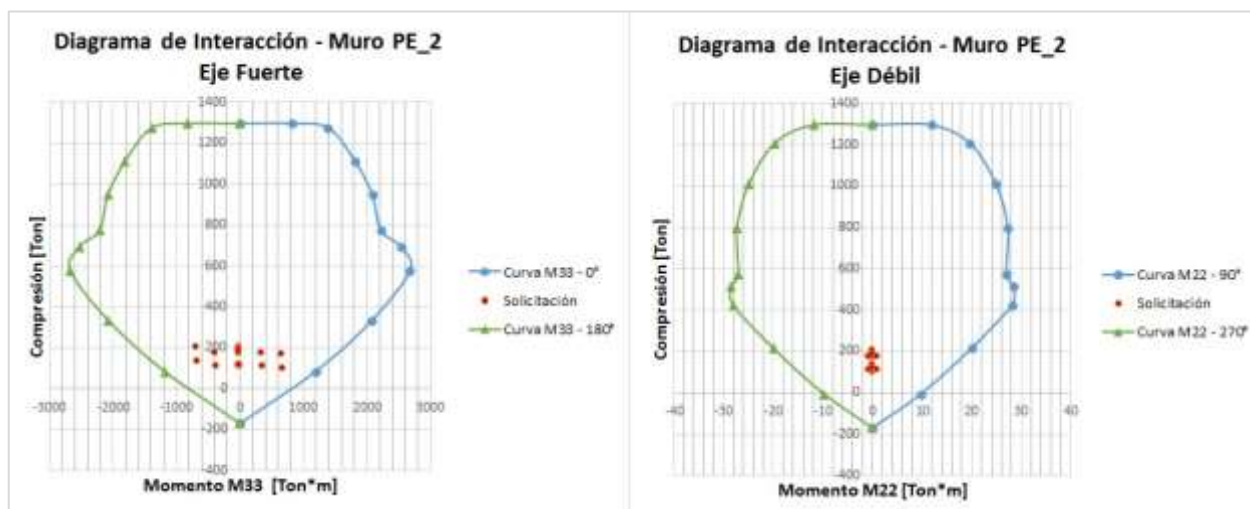
$$A_{s_{borde}} = \min(lw, hw) * bw * 0.001, \text{ Ecuación 16 Dónde:}$$

hw : altura de entrepiso [cm]

$$A_{s_{borde}} = \min(1047, 248) * 12 * 0.001$$

$$A_{s_{borde}} = 2.98 [cm^2] \rightarrow 2\phi 10$$

Según el procedimiento anterior la armadura mínima a utilizar es doble malla D.M.φ8@26 más 2φ10 en el borde, ver Figura 12. Lo que es suficiente para cumplir con el diagrama de interacción.



**Figura A1. Diagrama interacción muro PE\_2**

Fuente. Elaboración propia.

<sup>1</sup> Según Capítulo 6– Apunte “Proyecto Hormigón Armado”, Ing. René Lagos, Ing. Marianne Küpfer

De esta forma, se tiene que la armadura provista del análisis es suficiente.

## **1.2 Normativa Actual**

### *1.2.1 Desplazamientos Centros de Masa*

Para la normativa actual se desarrolla el procedimiento descrito en el ítem 1.1.1 del presente Anexo.

### *1.2.2 Desplazamientos Centros de Masa*

Para la normativa actual se desarrolla el procedimiento descrito en el ítem 1.1.2 del presente Anexo.

### *1.2.3 Verificación y diseño al corte*

Para la normativa actual se desarrolla el procedimiento descrito en el ítem 1.1.3 del presente anexo, salvo que las ecuaciones 2 y 3 que representan las ecuaciones 11-29 y 11-30 del ACI 318S05, en la normativa actual cambian su numeración a 11-27 y 11-28. Además, las secciones 11.10 se encuentran en las secciones 11.9 de la norma actual.

### *1.2.4 Verificación y diseño a la flexocompresión*

Para la normativa actual se desarrolla el procedimiento descrito en el ítem 1.1.4 del presente anexo, salvo que las ecuaciones 2 y 3 que representan las ecuaciones 11-29 y 11-30 del ACI 318S05, en la normativa actual cambian su numeración a 11-27 y 11-28. Además, las secciones 11.10 se encuentran en las secciones 11.9 de la norma actual.

## **1.3 Resultados finales**

Los resultados que se muestran a continuación corresponden a los suelos tipo III, D y E según los procedimientos establecidos por normativa antigua y actual, de acuerdo a los procedimientos indicados en los ítems anteriores del presente anexo.

### *1.3.1 Verificación de Desplazamientos del Centro de Masa.*

- a) Suelo tipo III

**Tabla A1. Drift de centros de masa en dirección X, suelo tipo III.**

Story	Diaphragm	Load	UX	Z	Drift CM X	Límite	Estado
STORY5	D5	CA5 MAX	0.0017	12.4	0.0001210	0.002	OK
STORY4	D4	CA5 MAX	0.0014	9.92	0.0001210	0.002	OK
STORY3	D3	CA5 MAX	0.0011	7.44	0.0001613	0.002	OK
STORY2	D2	CA5 MAX	0.0007	4.96	0.0001613	0.002	OK
STORY1	D1	CA5 MAX	0.0003	2.48	0.0001210	0.002	OK

**Tabla A2. Drift de centros de masa en dirección Y, suelo tipo III.**

Story	Diaphragm	Load	UY	Z	Drift CM Y	Límite	Estado
STORY5	D5	CA6 MAX	0.0032	12.4	0.00028226	0.002	OK
STORY4	D4	CA6 MAX	0.0025	9.92	0.00032258	0.002	OK
STORY3	D3	CA6 MAX	0.0017	7.44	0.00028226	0.002	OK
STORY2	D2	CA6 MAX	0.001	4.96	0.00024194	0.002	OK
STORY1	D1	CA6 MAX	0.0004	2.48	0.00016129	0.002	OK

b) Suelo tipo D

**Tabla A3. Drift de centros de masa en dirección X, suelo tipo D.**

Story	Diaphragm	Load	UX	Z	Drift CM X	Límite	Estado
STORY5	D5	CA5 MAX	0.0020	12.4	0.0001210	0.002	OK
STORY4	D4	CA5 MAX	0.0017	9.92	0.0001613	0.002	OK
STORY3	D3	CA5 MAX	0.0013	7.44	0.0002016	0.002	OK
STORY2	D2	CA5 MAX	0.0008	4.96	0.0001613	0.002	OK
STORY1	D1	CA5 MAX	0.0004	2.48	0.0001613	0.002	OK

**Tabla A4. Drift de centros de masa en dirección Y, suelo tipo D.**

Story	Diaphragm	Load	UY	Z	Drift CM Y	Límite	Estado
STORY5	D5	CA6 MAX	0.0038	12.4	0.0003226	0.002	OK
STORY4	D4	CA6 MAX	0.0030	9.92	0.0003629	0.002	OK
STORY3	D3	CA6 MAX	0.0021	7.44	0.0003629	0.002	OK
STORY2	D2	CA6 MAX	0.0012	4.96	0.0003226	0.002	OK

STORY1	D1	CA6 MAX	0.0004	2.48	0.0001613	0.002	OK
--------	----	---------	--------	------	-----------	-------	----

c) Suelo tipo E

**Tabla A5. Drift de centros de masa en dirección X, suelo tipo E.**

Story	Diaphragm	Load	UX	Z	Drift CM X	Límite	Estado
STORY5	D5	CA5 MAX	0.0022	12.4	0.0001613	0.002	OK
STORY4	D4	CA5 MAX	0.0018	9.92	0.0001613	0.002	OK
STORY3	D3	CA5 MAX	0.0014	7.44	0.0002016	0.002	OK
STORY2	D2	CA5 MAX	0.0009	4.96	0.0002016	0.002	OK
STORY1	D1	CA5 MAX	0.0004	2.48	0.0001613	0.002	OK

**Tabla A6. Drift de centros de masa en dirección Y, suelo tipo E.**

Story	Diaphragm	Load	UY	Z	Drift CM Y	Límite	Estado
STORY5	D5	CA6 MAX	0.004	12.4	0.0003226	0.002	OK
STORY4	D4	CA6 MAX	0.0032	9.92	0.0004032	0.002	OK
STORY3	D3	CA6 MAX	0.0022	7.44	0.0003629	0.002	OK
STORY2	D2	CA6 MAX	0.0013	4.96	0.0003226	0.002	OK
STORY1	D1	CA6 MAX	0.0005	2.48	0.0002016	0.002	OK

*1.3.2 Verificación de Desplazamientos Máximos Diafragma.*

a) Tablas de Resultados

**Tabla A7. Drift de un punto en dirección X, suelo tipo D.**

Story	Ítem	Load	Z	Drift X	Drift CM X	Drift	Límite	Estado
STORY5	Diaph D5 X	CA5	12.4	0.000128	0.0001210	0.0000070	0.001	OK
STORY4	Diaph D4 X	CA5	9.92	0.000165	0.0001613	0.0000037	0.001	OK
STORY3	Diaph D3 X	CA5	7.44	0.000187	0.0002016	-0.0000146	0.001	OK
STORY2	Diaph D2 X	CA5	4.96	0.000188	0.0001613	0.0000267	0.001	OK
STORY1	Diaph D1 X	CA5	2.48	0.000155	0.0001613	-0.0000063	0.001	OK

**Tabla A8. Drift de un punto en dirección Y, suelo tipo D.**

Story	Ítem	Load	Z	Drift Y	Drift CM Y	Drift	Límite	Estado
STORY5	Diaph D5 Y	CA6	12.4	0.000342	0.0003226	0.0000194	0.001	OK

STORY4	Diaph D4 Y	CA6	9.92	0.000373	0.0003629	0.0000101	0.001	OK
STORY3	Diaph D3 Y	CA6	7.44	0.000372	0.0003629	0.0000091	0.001	OK
STORY2	Diaph D2 Y	CA6	4.96	0.000317	0.0003226	-0.0000056	0.001	OK
STORY1	Diaph D1 Y	CA6	2.48	0.000455	0.0001613	0.0002937	0.001	OK

**Tabla A9. Drift de un punto en dirección X, suelo tipo E.**

Story	Ítem	Load	Z	Drift X	Drift CM X	Drift	Límite	Estado
STORY5	Diaph D5 X	CA5	12.4	0.000139	0.0001613	-0.0000223	0.001	OK
STORY4	Diaph D4 X	CA5	9.92	0.000179	0.0001613	0.0000177	0.001	OK
STORY3	Diaph D3 X	CA5	7.44	0.000204	0.0002016	0.0000024	0.001	OK
STORY2	Diaph D2 X	CA5	4.96	0.000205	0.0002016	0.0000034	0.001	OK
STORY1	Diaph D1 X	CA5	2.48	0.000168	0.0001613	0.0000067	0.001	OK

**Tabla A10. Drift de un punto en dirección Y, suelo tipo E.**

Story	Item	Load	Z	DriftY	drift CM Y	Drift	Límite	Estado
STORY5	Diaph D5 Y	CA6	12.4	0.000363	0.0003226	0.0000404	0.001	OK
STORY4	Diaph D4 Y	CA6	9.92	0.000395	0.0004032	-0.0000082	0.001	OK
STORY3	Diaph D3 Y	CA6	7.44	0.000395	0.0003629	0.0000321	0.001	OK
STORY2	Diaph D2 Y	CA6	4.96	0.000337	0.0003226	0.0000144	0.001	OK
STORY1	Diaph D1 Y	CA6	2.48	0.000495	0.0002016	0.0002934	0.001	OK

1.3.3 Verificación y diseño al corte

b) Tablas de Resultados

**Tabla A11. Análisis de Corte – suelo tipo III**

Story	Pier	Load	Loc	P [Ton]	V2 [Ton]	M3 [Ton*m]	Sección	Método Detallado ACI 318-S05				Sección	db [mm]	2 Ash [cm2]	Sección	Espaciamientos				φ Vs [Ton]	φ Vn [Ton]	
							11.10.3	(11-29)	11.9.9.1	(11-30)	11.10.9.1	11.9.9.2 pt			Req. (Vu)	S2	Req. pt	S2	pt final			
							φVn máx. [Ton]	φVc [Ton]	Restricción	φVc [Ton]	φVc [Ton]	φ Vs Req. [Ton]			S2 [cm]	S2 [cm]	S2 [cm]	S2 usar [cm]				
STORY1	PE_2	CL1	Bottom	-186.75	4.66	-15.036	226	97.46	-200.84	-226.54	97.46	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	161.73
STORY1	PE_2	CL2	Bottom	-205.37	5.36	-20.27	226	99.70	-145.33	-331.16	99.70	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	163.97
STORY1	PE_2	CL3	Bottom	-192.74	4.99	-18.244	226	98.18	-157.89	-295.69	98.18	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	162.45
STORY1	PE_2	CL4 MAX	Bottom	-169.65	167.87	655.911	226	95.41	-132.77	-336.72	95.41	72.46	8	1.0048	0.0025	29	36	33	29	0.00289	73.13	168.54
STORY1	PE_2	CL4 MIN	Bottom	-205	-158.25	-690.554	226	99.65	-87.13	-561.04	99.65	58.60	8	1.0048	0.0025	36	36	33	33	0.00254	64.27	163.92
STORY1	PE_2	CL5 MAX	Bottom	-186.93	5.4	-13.861	226	97.48	-266.81	-167.21	97.48	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	161.75
STORY1	PE_2	CL5 MIN	Bottom	-187.72	4.22	-20.782	226	97.58	-31.04	-1543.78	97.58	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	161.85
STORY1	PE_2	CL6 MAX	Bottom	-102.38	166.06	663.566	226	87.34	-123.91	-307.23	87.34	78.72	8	1.0048	0.0025	26	36	33	26	0.00322	81.57	168.91
STORY1	PE_2	CL6 MIN	Bottom	-137.73	-160.06	-682.898	226	91.58	-96.85	-433.56	91.58	68.48	8	1.0048	0.0025	30	36	33	30	0.00279	70.70	162.28
STORY1	PE_2	CL7 MAX	Bottom	-119.66	3.59	-6.206	226	89.41	-350.63	-104.70	89.41	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	153.68
STORY1	PE_2	CL7 MIN	Bottom	-120.45	2.41	-13.126	226	89.51	21.15	1979.58	89.51	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	153.78
STORY1	P8_2	CL1	Bottom	-76	1.35	0.279	117.5	48.15	-251.58	-40.37	48.15	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	81.58
STORY1	P8_2	CL2	Bottom	-77.28	1.72	-1.023	117.5	48.31	-212.77	-49.35	48.31	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	81.73
STORY1	P8_2	CL3	Bottom	-74.81	1.52	-0.523	117.5	48.01	-237.84	-42.85	48.01	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	81.43
STORY1	P8_2	CL4 MAX	Bottom	-40.66	4.01	8.422	117.5	43.91	-62.23	-155.14	43.91	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	77.33
STORY1	P8_2	CL4 MIN	Bottom	-103.78	-1	-9.535	117.5	51.49	681.25	26.76	26.76	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	60.18
STORY1	P8_2	CL5 MAX	Bottom	-44.15	53.96	331.013	117.5	44.33	341.19	37.22	37.22	16.74	8	1.0048	0.0025	65	36	33	33	0.00254	33.42	70.64



STORY1	P8_2	CL5 MIN	Bottom	-100.29	-50.95	-332.125	117.5	51.07	379.61	41.90	41.90	9.05	8	1.0048	0.0025	121	36	33	33	0.00254	33.42	75.32
STORY1	P8_2	CL6 MAX	Bottom	-17.3	3.37	9.158	117.5	41.11	-0.50	-17767.48	41.11	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	74.53
STORY1	P8_2	CL6 MIN	Bottom	-80.42	-1.64	-8.799	117.5	48.68	264.27	53.16	48.68	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	82.11
STORY1	P8_2	CL7 MAX	Bottom	-20.79	53.33	331.748	117.5	41.53	349.82	32.99	32.99	20.34	8	1.0048	0.0025	54	36	33	33	0.00254	33.42	66.41
STORY1	P8_2	CL7 MIN	Bottom	-76.93	-51.59	-331.39	117.5	48.26	370.10	39.50	39.50	12.09	8	1.0048	0.0025	91	36	33	33	0.00254	33.42	72.92

**Tabla A12. Análisis de Corte – suelo tipo D**

Story	Pier	Load	Loc	P [Ton]	V2 [Ton]	M3 [Ton*m]	Método Detallado ACI 318-S08					Sección 11.9.1 φ Vs Req [Ton]	db [mm]	2 Ash [cm2]	Sección 11.9.2 ρt	Espaciamientos				ρt final	φVs [Ton]	φVn [Ton]
							Sección 11.9.3	(11-27)	Restricción	(11-28)	φVc [Ton]					φVc [Ton]	S req [Vu] [cm]	S2 req [cm]	S2 req. Cuantía [cm]			
STORY1	PE_2	CL1	Bottom	-186.75	4.66	-15.036	226.01	97.46	-200.84	-226.54	97.46	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	161.73
STORY1	PE_2	CL2	Bottom	-205.37	5.36	-20.27	226.01	99.70	-145.33	-331.16	99.70	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	163.97
STORY1	PE_2	CL3	Bottom	-192.74	4.99	-18.244	226.01	98.18	-157.89	-295.69	98.18	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	162.45
STORY1	PE_2	CL4 MAX	Bottom	-169.07	173.22	677.977	226.01	95.34	-132.10	-338.06	95.34	77.88	8	1.0048	0.0025	27	36	33	27	0.00310	78.55	173.89
STORY1	PE_2	CL4 MIN	Bottom	-205.57	-163.6	-712.62	226.01	99.72	-87.91	-556.57	99.72	63.88	8	1.0048	0.0025	33	36	33	33	0.00254	64.27	163.99
STORY1	PE_2	CL5 MAX	Bottom	-186.89	5.46	-13.508	226.01	97.48	-276.10	-161.12	97.48	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	161.75
STORY1	PE_2	CL5 MIN	Bottom	-187.76	4.16	-21.135	226.01	97.58	-15.45	-3115.72	97.58	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	161.85
STORY1	PE_2	CL6 MAX	Bottom	-101.8	171.4	685.633	226.01	87.27	-123.48	-307.86	87.27	84.13	8	1.0048	0.0025	25	36	33	25	0.00335	84.84	172.10
STORY1	PE_2	CL6 MIN	Bottom	-138.31	-165.41	-704.965	226.01	91.65	-97.31	-432.05	91.65	73.76	8	1.0048	0.0025	28	36	33	28	0.00299	75.75	167.40
STORY1	PE_2	CL7 MAX	Bottom	-119.62	3.65	-5.852	226.01	89.41	-363.17	-100.60	89.41	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	153.68
STORY1	PE_2	CL7 MIN	Bottom	-120.49	2.35	-13.48	226.01	89.51	50.12	843.27	89.51	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	153.78
STORY1	P8_2	CL1	Bottom	-76	1.35	0.279	117.54	48.15	-251.58	-40.37	48.15	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	81.58
STORY1	P8_2	CL2	Bottom	-77.28	1.72	-1.023	117.54	48.31	-212.77	-49.35	48.31	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	81.73
STORY1	P8_2	CL3	Bottom	-74.81	1.52	-0.523	117.54	48.01	-237.84	-42.85	48.01	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	81.43

STORY1	P8_2	CL4 MAX	Bottom	-39.63	4.09	8.717	117.54	43.91	-62.23	-155.14	43.91	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	77.33
STORY1	P8_2	CL4 MIN	Bottom	-104.81	-1.08	-9.829	117.54	51.49	681.25	26.76	26.76	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	60.18
STORY1	P8_2	CL5 MAX	Bottom	-41.28	59.33	364.911	117.54	44.33	341.19	37.22	37.22	16.74	8	1.0048	0.0025	65	36	33	33	0.00254	33.42	70.64
STORY1	P8_2	CL5 MIN	Bottom	-103.16	-56.32	-366.023	117.54	51.07	379.61	41.90	41.90	9.05	8	1.0048	0.0025	121	36	33	33	0.00254	33.42	75.32
STORY1	P8_2	CL6 MAX	Bottom	-16.26	3.46	9.452	117.54	41.11	-0.50	-17767.48	41.11	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	74.53
STORY1	P8_2	CL6 MIN	Bottom	-81.45	-1.72	-9.094	117.54	48.68	264.27	53.16	48.68	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	82.11
STORY1	P8_2	CL7 MAX	Bottom	-17.92	58.69	365.646	117.54	41.53	349.82	32.99	32.99	20.34	8	1.0048	0.0025	54	36	33	33	0.00254	33.42	66.41
STORY1	P8_2	CL7 MIN	Bottom	-79.8	-56.95	-365.288	117.54	48.26	370.10	39.50	39.50	12.09	8	1.0048	0.0025	91.00	36	33	33	0.00254	33.42	72.92

**Tabla A13. Análisis de Corte – suelo tipo E**

Story	Pier	Load	Loc	P [Ton]	V2 [Ton]	M3 [Ton*m]	Sección 11.9.3	Método Detallado A CI 318-S08				Sección 11.9.9.1	dbz [mm]	2 Ash [cm2]	Sección 11.9.9.2	Espaciamientos				pt final	φVs [Ton]	φVn [Ton]			
								(11-27)	Restricción	(11-28)	φVn máx. [Ton]					φVc [Ton]	φVc [Ton]	φ Vs Req [Ton]	S req (Vu) [cm]				S2 req [cm]	S2 req. Cuantía [cm]	S2 a usar [cm]
STORY1	PE_2	CL1	Bottom	-186.75	4.66	-15.036	226.01	97.46	-200.84	-226.54	97.46	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	161.73			
STORY1	PE_2	CL2	Bottom	-205.37	5.36	-20.27	226.01	99.70	-145.33	-331.16	99.70	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	163.97			
STORY1	PE_2	CL3	Bottom	-192.74	4.99	-18.244	226.01	98.18	-157.89	-295.69	98.18	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	162.45			
STORY1	PE_2	CL4 MAX	Bottom	-167.46	187.94	737.658	226.01	95.15	-131.00	-339.77	95.15	92.79	8	1.0048	0.0025	22	36	33	22	0.00381	96.40	191.55			
STORY1	PE_2	CL4 MIN	Bottom	-207.18	-178.32	-772.301	226.01	99.91	-90.40	-542.67	99.91	78.41	8	1.0048	0.0025	27	36	33	27	0.00310	78.55	178.47			
STORY1	PE_2	CL5 MAX	Bottom	-186.85	5.54	-13.18	226.01	97.47	-285.59	-155.29	97.47	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	161.74			

STORY1	PE_2	CL5 MIN	Bottom	-187.8	4.09	-21.463	226.01	97.59	1.27	38147.87	97.59	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	161.86
STORY1	PE_2	CL6 MAX	Bottom	-100.2	186.13	745.313	226.01	87.08	-123.07	-307.62	87.08	99.05	8	1.0048	0.0025	21	36	33	21	0.00399	100.99	188.07
STORY1	PE_2	CL6 MIN	Bottom	-139.92	-180.14	-764.646	226.01	91.84	-99.03	-425.94	91.84	88.30	8	1.0048	0.0025	24	36	33	24	0.00349	88.37	180.21
STORY1	PE_2	CL7 MAX	Bottom	-119.58	3.72	-5.525	226.01	89.40	-374.98	-96.99	89.40	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	153.67
STORY1	PE_2	CL7 MIN	Bottom	-120.53	2.27	-13.807	226.01	89.52	84.74	504.36	89.52	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	64.27	153.79
STORY1	P8_2	CL1	Bottom	-76	1.35	0.279	117.54	48.15	-251.58	-40.37	48.15	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	81.58
STORY1	P8_2	CL2	Bottom	-77.28	1.72	-1.023	117.54	48.31	-212.77	-49.35	48.31	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	81.73
STORY1	P8_2	CL3	Bottom	-74.81	1.52	-0.523	117.54	48.01	-237.84	-42.85	48.01	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	81.43
STORY1	P8_2	CL4 MAX	Bottom	-36.83	4.31	9.51	117.54	43.45	-51.60	-184.67	43.45	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	76.88
STORY1	P8_2	CL4 MIN	Bottom	-107.61	-1.3	-10.622	117.54	51.94	544.83	32.05	32.05	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	65.47
STORY1	P8_2	CL5 MAX	Bottom	-38.67	64.4	395.839	117.54	43.67	342.41	36.28	36.28	28.12	8	1.0048	0.0025	39	36	33	33	0.00254	33.42	69.70
STORY1	P8_2	CL5 MIN	Bottom	-105.77	-61.39	-396.951	117.54	51.72	374.36	43.15	43.15	18.24	8	1.0048	0.0025	60	36	33	33	0.00254	33.42	76.58
STORY1	P8_2	CL6 MAX	Bottom	-13.46	3.68	10.245	117.54	40.65	6.15	1418.15	40.65	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	74.07
STORY1	P8_2	CL6 MIN	Bottom	-84.25	-1.94	-9.887	117.54	49.14	237.39	59.22	49.14	As min	8	1.0048	0.0025	-	36	33	33	0.00254	33.42	82.57
STORY1	P8_2	CL7 MAX	Bottom	-15.31	63.76	396.574	117.54	40.87	349.73	32.17	32.17	31.59	8	1.0048	0.0025	34	36	33	33	0.00254	33.42	65.60
STORY1	P8_2	CL7 MIN	Bottom	-82.41	-62.02	-396.216	117.54	48.92	366.60	40.59	40.59	21.43	8	1.0048	0.0025	51	36	33	33	0.00254	33.42	74.01

### 1.3.4 Verificación y diseño a la flexocompresión

#### a) Tablas de Resultados

**Tabla A14. Análisis de Flexocompresión – suelo tipo III**

Story	Pier	Load	Loc	Flexocompresión			Sección	db [mm]	2 Ash [cm2]	Sección	Requerido	s1 usar [cm]
				Axial	Eje Fuerte	Eje Débil	11.10.9.4			11.10.9.5	cuantía	
				Pu [Ton]	M33 [Ton*m]	M22 [Ton*m]	ρl			s1 máx [cm]	s1 [cm]	
STORY1	PE_2	CL1	Bottom	186.75	-15.036	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL2	Bottom	205.37	-20.27	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL3	Bottom	192.74	-18.244	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL4 MAX	Bottom	169.65	655.911	0	0.00289	8	1.0048	36	29	29
STORY1	PE_2	CL4 MIN	Bottom	205	-690.554	-0.001	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL5 MAX	Bottom	186.93	-13.861	0.013	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL5 MIN	Bottom	187.72	-20.782	-0.013	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL6 MAX	Bottom	102.38	663.566	0	0.00322	8	1.0048	36	26	26
STORY1	PE_2	CL6 MIN	Bottom	137.73	-682.898	-0.001	0.00279	8	1.0048	36	30	30
STORY1	PE_2	CL7 MAX	Bottom	119.66	-6.206	0.013	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL7 MIN	Bottom	120.45	-13.126	-0.013	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL1	Bottom	76	0.279	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL2	Bottom	77.28	-1.023	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL3	Bottom	74.81	-0.523	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL4 MAX	Bottom	40.66	8.422	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL4 MIN	Bottom	103.78	-9.535	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL5 MAX	Bottom	44.15	331.013	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL5 MIN	Bottom	100.29	-332.125	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL6 MAX	Bottom	17.3	9.158	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL6 MIN	Bottom	80.42	-8.799	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL7 MAX	Bottom	20.79	331.748	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL7 MIN	Bottom	76.93	-331.39	0	0.00254	8	1.0048	36	33	33

Nota. Los valores de Pu sólo para el análisis en flexocompresión se han considerado positivos.

**Tabla A15. Análisis de Flexocompresión – suelo tipo D**

Story	Pier	Load	Loc	Flexocompresión			Sección	db [mm]	2 Ash [cm2]	Sección	Requerido	s1 usar [cm]
				Axial	Eje Fuerte	Eje Débil	11.10.9.4			11.10.9.5	cuantía	
				Pu [Ton]	M33 [Ton*m]	M22 [Ton*m]	pl			s1 máx [cm]	s1 [cm]	
STORY1	PE_2	CL1	Bottom	186.75	-15.036	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL2	Bottom	205.37	-20.27	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL3	Bottom	192.74	-18.244	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL4 MAX	Bottom	169.07	677.977	0	0.0031012	8	1.0048	36	27	27
STORY1	PE_2	CL4 MIN	Bottom	205.57	-712.62	-0.001	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL5 MAX	Bottom	186.89	-13.508	0.014	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL5 MIN	Bottom	187.76	-21.135	-0.015	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL6 MAX	Bottom	101.8	685.633	0	0.0033493	8	1.0048	36	25	25
STORY1	PE_2	CL6 MIN	Bottom	138.31	-704.965	-0.001	0.0029905	8	1.0048	36	28	28
STORY1	PE_2	CL7 MAX	Bottom	119.62	-5.852	0.014	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL7 MIN	Bottom	120.49	-13.48	-0.014	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL1	Bottom	76	0.279	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL2	Bottom	77.28	-1.023	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL3	Bottom	74.81	-0.523	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL4 MAX	Bottom	39.63	8.717	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL4 MIN	Bottom	104.81	-9.829	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL5 MAX	Bottom	41.28	364.911	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL5 MIN	Bottom	103.16	-366.023	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL6 MAX	Bottom	16.26	9.452	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL6 MIN	Bottom	81.45	-9.094	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL7 MAX	Bottom	17.92	365.646	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL7 MIN	Bottom	79.8	-365.288	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33

Nota. Los valores de Pu sólo para el análisis en flexocompresión se han considerado positivos.

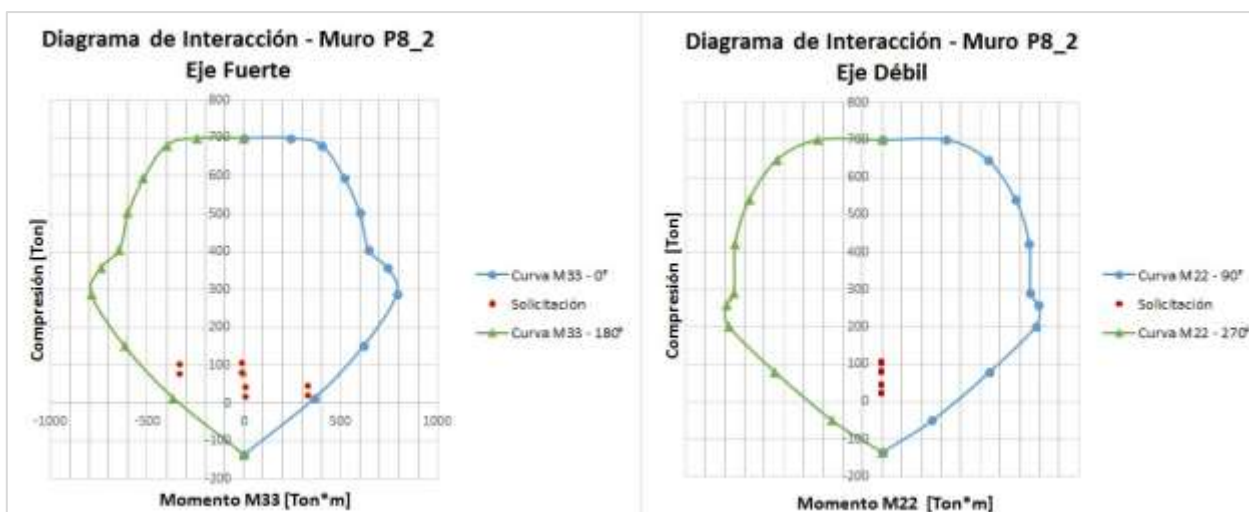
**Tabla A16. Análisis de Flexocompresión – suelo tipo E**

Story	Pier	Load	Loc	Flexocompresión			Sección	db	2 Ash	Sección	Requerido	s1 usar
				Axial	Eje Fuerte	Eje Débil	11.10.9.4			11.10.9.5	cuantía	
				Pu [Ton]	M33 [Ton*m]	M22 [Ton*m]	pl			s1 máx [cm]	s1 [cm]	
STORY1	PE_2	CL1	Bottom	186.75	-15.036	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL2	Bottom	205.37	-20.27	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL3	Bottom	192.74	-18.244	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL4 MAX	Bottom	167.46	737.658	0	0.0038061	8	1.0048	36	22	22
STORY1	PE_2	CL4 MIN	Bottom	207.18	-772.301	-0.001	0.0031012	8	1.0048	36	27	27
STORY1	PE_2	CL5 MAX	Bottom	186.85	-13.18	0.016	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL5 MIN	Bottom	187.8	-21.463	-0.016	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL6 MAX	Bottom	100.2	745.313	0.001	0.0039873	8	1.0048	36	21	21
STORY1	PE_2	CL6 MIN	Bottom	139.92	-764.646	-0.001	0.0034889	8	1.0048	36	24	24
STORY1	PE_2	CL7 MAX	Bottom	119.58	-5.525	0.016	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	PE_2	CL7 MIN	Bottom	120.53	-13.807	-0.016	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL1	Bottom	76	0.279	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL2	Bottom	77.28	-1.023	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL3	Bottom	74.81	-0.523	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL4 MAX	Bottom	36.83	9.51	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL4 MIN	Bottom	107.61	-10.622	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL5 MAX	Bottom	38.67	395.839	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL5 MIN	Bottom	105.77	-396.951	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL6 MAX	Bottom	13.46	10.245	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL6 MIN	Bottom	84.25	-9.887	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL7 MAX	Bottom	15.31	396.574	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33
STORY1	P8_2	CL7 MIN	Bottom	82.41	-396.216	0	0.0025374	8	1.0048	36	33	33

Nota. Los valores de Pu sólo para el análisis en flexocompresión se han considerado positivos.

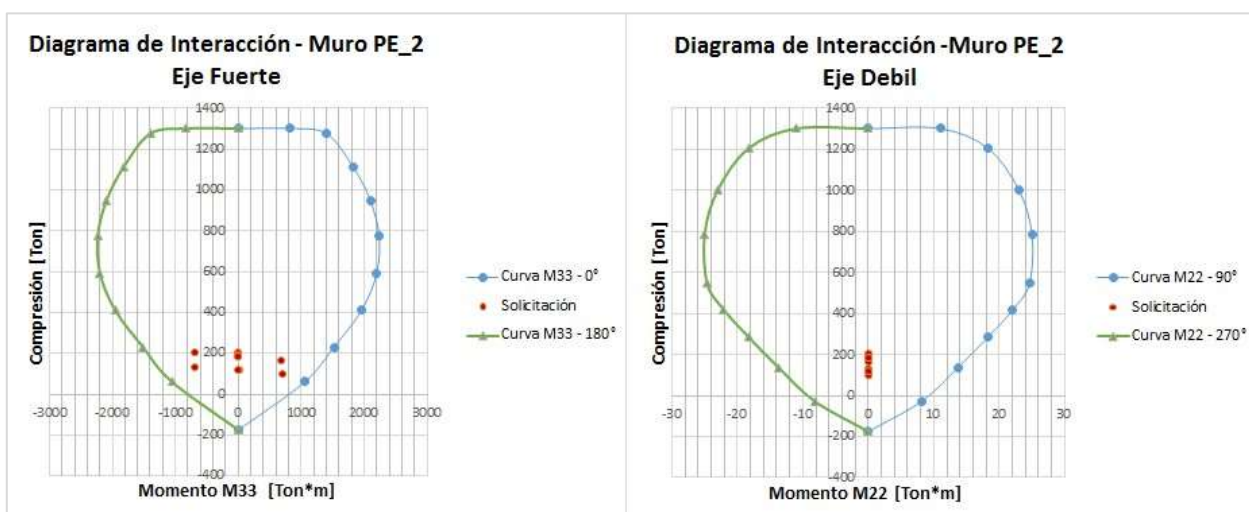


b) Diagramas de interacción



**Figura A2. Diagrama interacción muro P8\_2 - suelo III**

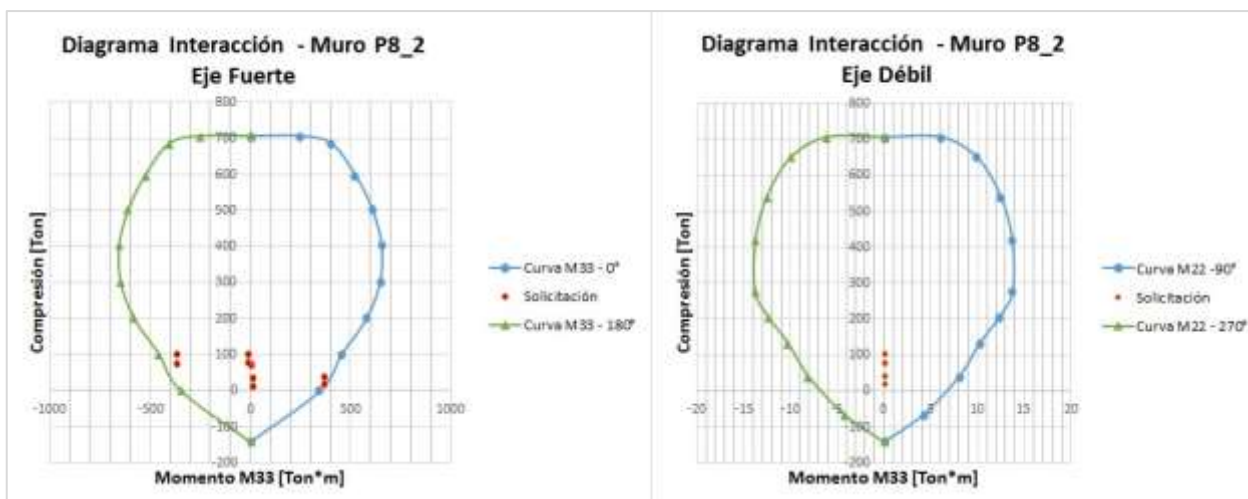
Fuente. Elaboración propia, recuperado de Excel.



**Figura A3. Diagrama interacción muro PE\_2 - suelo D**

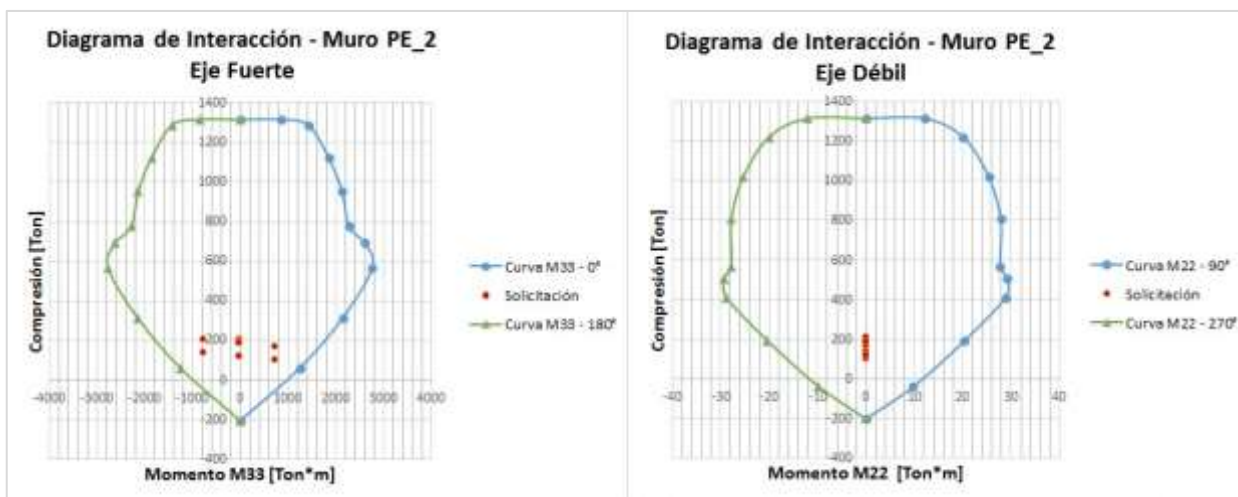
Fuente. Elaboración propia, recuperado de Excel.





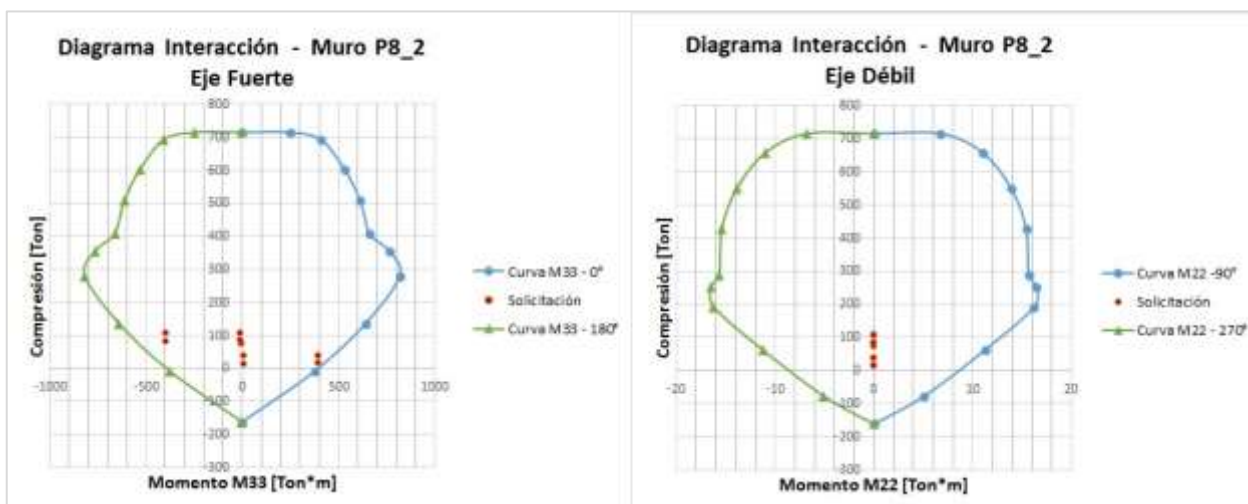
**Figura A4. Diagrama interacción muro P8\_2 - suelo D**

Fuente. Elaboración propia, recuperado de Excel.



**Figura A5. Diagrama interacción muro PE\_2 – suelo E**

Fuente. Elaboración propia, recuperado de Excel.

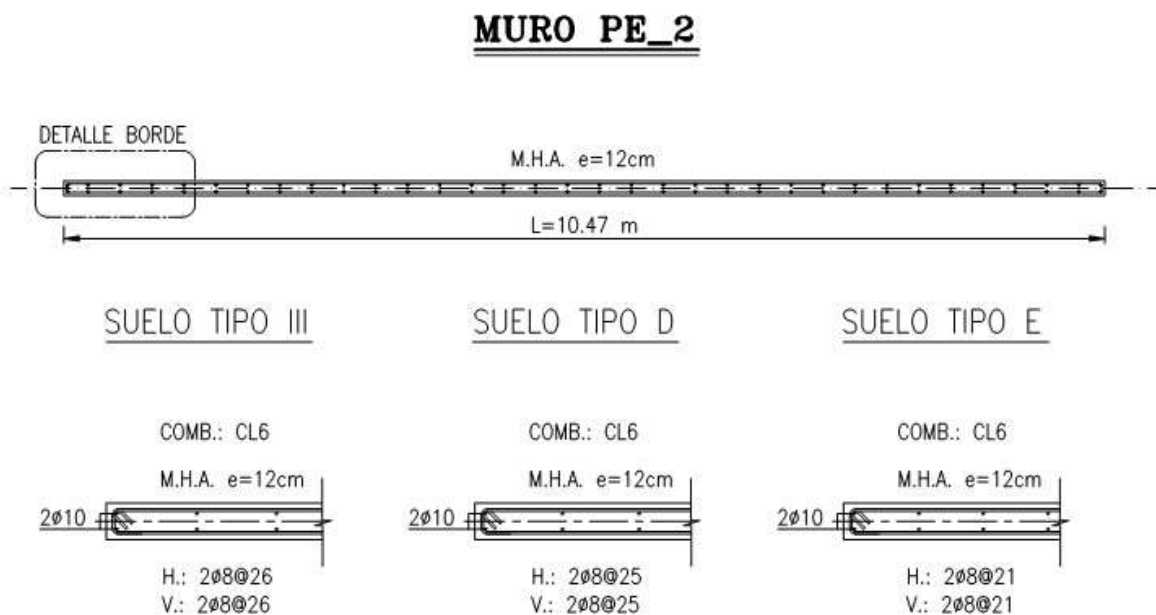


**Figura A6. Diagrama interacción muro P8\_2 – suelo E**

Fuente. Elaboración propia, recuperado de Excel.

### 1.3.5 Detallamiento de muros

La armadura provista para los muros P8\_2 obtenidas del análisis en flexocompresión no fueron suficientes para cumplir con el diagrama de interacción, por lo que se debió disminuir el espaciamiento de las barras según lo que se muestra en la **Figura A7**.



**Figura A7. Detalle muro P8\_2**

Fuente: Elaboración Propia.



## ÍNDICE

<b>2.</b>	<b>ANEXO B: PROCEDIMIENTO DE ANALISIS EDIFICIO TIPO INMOBILIARIO</b>	<b>60</b>
2.1	Normativa Actual .....	60
2.1.1	Desplazamientos Centros de Masa .....	61
2.1.2	Desplazamientos Máximos del Diafragma .....	61
2.1.3	Espesor mínimo de muro .....	61
2.1.4	Verificación y diseño al corte .....	62 a)
	Cuantía mínima .....	62
	b) Resistencia al cortante .....	62
	c) Cálculo del espaciamiento máximo del refuerzo de corte (s) .....	63
2.1.5	Análisis Flexocompresión .....	64 a)
	Diseño a flexión y carga axial .....	64
2.1.6	Elemento de borde .....	66 a)
	Verificación de la necesidad del elemento de borde .....	66
	b) Altura de confinamiento .....	70
	c) Espesor del elemento de borde .....	71
	d) Espaciamiento del refuerzo del elemento de borde .....	71
	e) Refuerzo transversal .....	72
2.2	Normativa Antigua .....	73
2.2.1	Verificación y diseño al corte .....	74
2.2.2	Análisis Flexocompresión .....	74
	a) Diseño a flexión y carga axial .....	74
2.2.3	Elemento de borde .....	75
	b) Verificación de la necesidad del elemento de borde .....	75
	c) Altura de confinamiento .....	78
	d) Espaciamiento del refuerzo del elemento de borde .....	79
	e) Refuerzo transversal .....	80

	36
2.3	Resultados ..... 81
2.3.1	Verificación de Desplazamientos del Centro de Masa y Desplazamientos del Diafragma. .... 81
2.3.2	Verificación y diseño al corte ..... 84
	a) Muro L ..... 84
	b) Muro T ..... 85
	c) Muro T ..... 86
2.3.3	Verificación y diseño a la Flexocompresión ..... 87 a)
	Sección L ..... 87
	c) Sección C ..... 89
2.3.4	Cuantías..... 91 a)
	Sección L ..... 91
	b) Sección T ..... 91
	c) Sección C ..... 91
2.3.5	Elemento de borde ..... 92 a)
	Sección L ..... 92
	b) Sección T ..... 94
	c) Sección C ..... 96
2.3.6	Distribución de armadura ..... 98 a)
	Sección L ..... 98
	b) Sección T ..... 101
	c) Sección C ..... 104

**ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla B1.	Verificación caso 1 ..... 70
Tabla B2.	Verificación caso 1 ..... 78
Tabla B3.	Análisis de corte, sección L normativa antigua ..... 84

Tabla B4. Análisis de corte, sección L normativa actual .....	84
Tabla B5. Análisis de corte, sección T norma antigua .....	85
Tabla B6. Análisis de corte, sección T normativa actual .....	85
Tabla B7. Análisis de corte, sección C norma antigua .....	86
Tabla B8. Análisis de corte, sección C normativa actual .....	86
Tabla B9. Elemento de borde, sección L normativa antigua. ....	92
Tabla B10. Elemento de borde, sección L normativa actual. ....	93
Tabla B11. Elemento de borde, sección T normativa antigua .....	94
Tabla B12. Elemento de borde, sección T normativa actual .....	95
Tabla B13. Elemento de borde, sección C normativa antigua.....	96
Tabla B14. Elemento de borde, sección C normativa actual. ....	97

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura B1. Muro PL12 .....	65
Figura B2. Diagrama de interacción muro PL12, suelo tipo D. ....	65
Figura B3. Sección sin confinar .....	66
Figura B4. Capacidad de curvatura – sección sin confinar .....	68
Figura B5. Valor Es – sección sin confinar .....	69
Figura B6. Muro PL_X12 .....	74
Figura B7. Diagrama de Interacción muro PL_X12.....	75
Figura B8. Sección sin confinar .....	76
Figura B9. Valor Es – sección sin confinar .....	77
Figura B10. Drift dirección X, suelo tipo III. ....	81
Figura B11. Drift dirección Y, suelo tipo III. ....	81
Figura B12. Drift dirección X, suelo tipo C. ....	82
Figura B13. Drift dirección Y, suelo tipo C. ....	82
Figura B14. Drift dirección X, suelo tipo D. ....	83
Figura B 15. Drift dirección Y, suelo tipo D. ....	83
Figura B16. Diagrama de interacción, muro PL_Y12 suelo tipo III .....	87
Figura B17. Diagrama de interacción, muro PL12 suelo tipo C .....	87
Figura B18. Diagrama de Interacción, muro PT_X14F suelo tipo III .....	88

Figura B19. Diagrama de Interacción, muro PT_Y14F suelo tipo III .....	88
Figura B20. Diagrama de Interacción, muro PT14F suelo tipo C. ....	88
Figura B 21. Diagrama de Interacción, muro PT14F suelo tipo D .....	89
Figura 22. Diagrama de Interacción, muro PC_X78 suelo tipo III. ....	89
Figura 23. Diagrama de Interacción, muro PC_Y7 suelo tipo III. ....	89
Figura 24. Diagrama de Interacción, muro PC_Y8 suelo tipo III. ....	90
Figura 25. Diagrama de Interacción, muro PC78 suelo tipo C.....	90
Figura 26. Diagrama de Interacción, muro PC78 suelo tipo D. ....	90
Figura B27. Cuantías muro PT14F. ....	91
Figura B28. Cuantías muro PC78. ....	91
Figura B29. Armadura muro PL12, suelo tipo III. ....	98
Figura B30. Armadura muro PL12, suelo tipo C. ....	99
Figura B31. Armadura muro PL12, suelo tipo D. ....	100
Figura B32. Armadura muro PT14F, suelo tipo III .....	101
Figura B33. Armadura muro PT14F, suelo tipo C .....	102
Figura B34. Armadura muro PT14F, suelo tipo D .....	103
Figura B35. Armadura muro PC78, suelo tipo III. ....	104
Figura B36. Armadura muro PC78, suelo tipo C. ....	105
Figura B37. Armadura muro PC78, suelo tipo D. ....	106





## 2. ANEXO B: PROCEDIMIENTO DE ANALISIS EDIFICIO TIPO INMOBILIARIO

En este texto, cada ítem nombrado como “Sección” representa la sección correspondiente al código de diseño ACI 318-S05, ACI 318-S08 o D.S.60, según corresponda.

### 2.1 Normativa Actual

A continuación se presenta el procedimiento numérico realizado para el suelo tipo D, en conformidad con la normativa actual NCh 433 Of.1996 Mod.2009, D.S. N° 61, NCh 430 Of.2008, D.S. N° 60 y ACI 318-S08.

Se realiza el análisis en el tercer nivel que es considerado como sección crítica, dado que los niveles 1 y 2 representan subterráneos conteniendo mayor densidad de muros en planta, lo que provoca que el esfuerzo de corte que recibe cada muro en estos niveles sea menor.

Datos de muros para análisis de corte:

<input type="checkbox"/> Muro	: PL_X12	(ver figura 13)
<input type="checkbox"/> Dirección de análisis	: X	
<input type="checkbox"/> Altura	: 35.2	[m]
<input type="checkbox"/> Altura entrepiso	: 2.7	[m]
<input type="checkbox"/> Espesor	: 35	[cm]
<input type="checkbox"/> Largo	: 3.3	[m]
<input type="checkbox"/> Muro	: PL_Y12	(ver figura 13)
<input type="checkbox"/> Dirección de análisis	: Y	
<input type="checkbox"/> Altura	: 35.2	[m]
<input type="checkbox"/> Altura entrepiso	: 2.7	[m]
<input type="checkbox"/> Espesor	: 30	[cm]
<input type="checkbox"/> Largo	: 5.2	[m]

Datos de muros para análisis de flexocompresión:

- Muro : PL\_12 (ver figura 14)
- Análisis : Sección Completa
- Altura : 35.2 [m]

El procedimiento numérico presentado a continuación fue realizado para la dirección ortogonal X, para la dirección Y se presentan los resultados en el ítem 2.3 del presente anexo.

### *2.1.1 Desplazamientos Centros de Masa*

Para la normativa actual se desarrolla el procedimiento descrito en el ítem 1.1.1 del Anexo A.

### *2.1.2 Desplazamientos Máximos del Diafragma*

Para la normativa actual se desarrolla el procedimiento descrito en el ítem 1.1.2 del Anexo A.

### *2.1.3 Espesor mínimo de muro*

- Sección 21.9.1.1 D.S.60:

El espesor mínimo para muros especiales queda definido por:

$$e_{\min} = \frac{lu}{16}, \text{ Ecuación 17}$$

Dónde:

lu: altura de entrecodo del muro analizado [m].

$$e_{\min} = \frac{2.7[m]}{16} = 0.16 [m]$$

### *2.1.4 Verificación y diseño al corte*

□ Muro	:	PL_X12	
□ Combinación gobernante	:	CL6: 0.9 D + 1.4 Exx	
□ Vu	=	125	[Ton]
□ Mu	=	663.56	[Ton*m]
□ Pu	=	220.77	[Ton]

a) Cuantía mínima

- Sección 21.9.2.1:

$$V_u \geq 0.27 * A_{cv} * l * \sqrt{f'c} \rightarrow \rho_l \text{ y } \rho_t = 0.0025, \text{ Ecuación 18}$$

Dónde:

$A_{cv}$  : Área bruta de la sección de concreto en la dirección de corte analizada [cm<sup>2</sup>]

$$125 [Ton] \geq 0.27 * 35 * 330 * 1 * \sqrt{250}$$

$$125 [Ton] \geq 46.3 [Ton] \rightarrow \rho_t = 0.0025$$

- Sección 14.3.3

$$V_u < 0.27 * A_{cv} * l * \sqrt{f'c} \rightarrow \rho_l = 0.0012, \emptyset \leq 16 \text{ mm}, \text{ Ecuación 19}$$

$$V_u < 0.27 * A_{cv} * l * \sqrt{f'c} \rightarrow \rho_t = 0.002, \emptyset \leq 16 \text{ mm}, \text{ Ecuación 20}$$

b) Resistencia al cortante

- Sección 21.9.4

$$V_n = A_{cv} * (a_c * l * \sqrt{f'c} + \rho_t * f_y), \text{ Ecuación 21}$$

Nota. Ecuación (21-7) ACI 318 -S08

Dónde:

$a_c$  : Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del concreto a la resistencia nominal a cortante del muro.

$$a_c = 0.8, \frac{h_w}{l_w} \leq 1.5, \text{ Ecuación 22}$$

$$a_c = 0.53, \frac{h_w}{l_w} = 2, \text{ Ecuación 23}$$

Se reemplazan los valores de la sección del muro para obtener el coeficiente  $a_c$ :

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{2.7}{3.3} = 0.81 \rightarrow a_c = 0.8$$

De la Ecuación 5 se tiene que:

$$V_n = \frac{35 * 310 * (0.8 * 1 * \sqrt{250} + 0.0025 * 4200)}{1000}$$

$$V_n = \frac{35 * 310 * (0.8 * 1 * \sqrt{250} + 0.0025 * 4200)}{1000} = 251.17 \text{ [Ton]}$$

$$\phi V_n = \frac{0.6 * 35 * 310 * (0.8 * 1 * \sqrt{250} + 0.0025 * 4200)}{1000} = 150.7 \text{ [Ton]}$$

$$\phi V_n = 150.7 \text{ [Ton]} > V_u = 1251 \text{ [Ton]} \rightarrow \text{Cumple con } \rho_{t \text{ mín}}$$

c) Cálculo del espaciamiento máximo del refuerzo de corte (s)

- Sección 21.9.2

$$s \leq 450 \text{ [mm]}$$

- Espaciamiento requerido por cuantía mínima es:

$$s = \frac{A_s}{\rho_t * e_m}, \text{ Ecuación 24}$$

Se usará Doble Malla diámetro 8 mm, proporcionando un área de acero de 1.0048 [cm<sup>2</sup>]

$$s = \frac{1.005}{0.0025 * 35} = 11.48 \text{ [cm]} \sim 11 \text{ [cm]}$$

Se tiene que:

$$s = 11[cm] < s = 45[cm]$$

$$\therefore s = 11[cm] \rightarrow \rho_t = \frac{1.005}{11 * 35} = 0.002611$$

Como se trunca el valor del espaciamiento a 11 [cm] la cuantía a utilizar aumenta. De esta forma también aumenta la capacidad de corte del muro analizado.

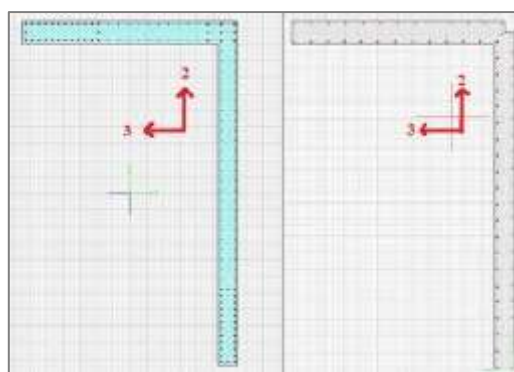
$$\phi V_n = \frac{0.6 * 35 * 310 * (0.8 * 1 * \sqrt{250} + 0.002611 * 4200)}{1000} = 153.7 [Ton]$$

### 2.1.5 Análisis Flexocompresión

a) Diseño a flexión y carga axial

- Sección 21.9.5.2 D.S.60:

Al verificar el diseño de las secciones transversales compuestas (L, T, C u otras) se debe considerar la sección compuesta completa con todas las armaduras especificadas. Alternativamente, se puede verificar utilizando el ancho efectivo del ala. El ancho efectivo del ala en secciones con alas debe extenderse desde la cara del alma a una distancia igual al menor valor entre la mitad de la distancia al alma de un muro adyacente y el 25% de la altura total del muro. En esta memoria se utilizará la sección transversal compuesta completa con todas las armaduras especificadas. Para lo anterior, se utilizó el programa SAP 2000\_15 donde la Figura B1, representa el muro analizado con armadura preliminar. Los ejes locales del muro analizado en el programa SAP 2000\_15 coinciden con los ejes locales entregados por el programa ETABS v.9.5.0. De esta forma, los esfuerzos obtenidos de la modelación en este último sean coherentes con los resultados obtenidos del análisis en el programa SAP 2000\_15.



**Figura B1. Muro PL12**

Fuente. Elaboración propia. -

Sección 21.9.5.3 D.S 60:

$$Pu_{m\acute{a}x} = 0.35 * f'c * Ag \text{ , Ecuación 25}$$

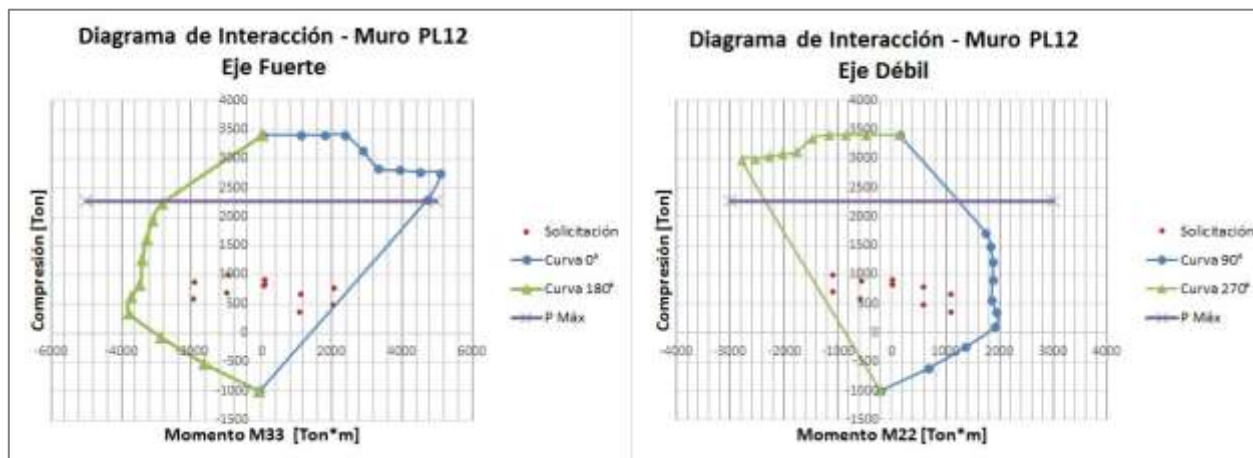
Dónde:

$Pu_{m\acute{a}x}$  : Esfuerzo de compresión máximo para la sección de muro analizada [kg].

$Ag$  : Área bruta de la sección compuesta del muro analizado [cm<sup>2</sup>].

$$Pu_{m\acute{a}x} = \frac{0.35 * 250 * (330 * 35 + (520 - 35) * 30)}{1000} = 2283.8 \text{ [Ton]}$$

El siguiente diagrama de interacción queda dado por la capacidad en flexocompresión del muro, con la armadura preliminar considerando que el muro no necesita confinamiento de borde.



**Figura B2. Diagrama de interacción muro PL12, suelo tipo D.**

Fuente. Elaboración propia, recuperado de Excel 2010.

### 2.1.6 Elemento de borde

Los casos más desfavorables para el muro PL12 son:

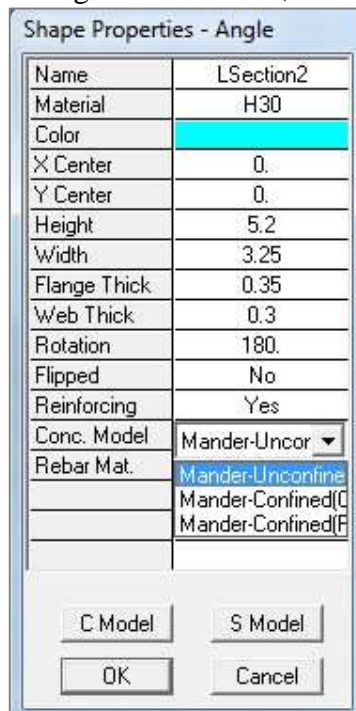
- Caso 1: Se considera el momento actuante en la dirección -M22, dirección de análisis - X.
- Caso 2: Se considera el momento actuante en la dirección -M33, dirección de análisis - Y

El procedimiento descrito en los ítems a), b), c), d) y e) son para el análisis del caso 1.

El análisis del caso de estudio 2 es exactamente igual que el análisis del caso 1, con su respectiva combinación sísmica gobernante para el caso de análisis. Sus resultado se presentan en el ítem 2.3.4 del presente anexo.

#### a) Verificación de la necesidad del elemento de borde

En primera instancia se considera hormigón sin confinar, ver **Figura B3**.



**Figura B3. Sección sin confinar**

Fuente. Elaboración propia, recuperado de ETABS v.9.5.0.

- Sección 21.9.5.4 D.S. 60

La capacidad de curvatura en la sección crítica de un muro se debe verificar según se establece en la Ecuación 26.

$$\text{Si } \frac{H_t}{l_w} \geq 3 \rightarrow \emptyset > \emptyset_u, \text{ Ecuación 26}$$

Dónde:

$H_t$  : Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica del muro [m].

$\emptyset$  : Capacidad de curvatura entregada por la sección del muro [1/m].

$\emptyset_u$  : Demanda de curvatura, para  $P_u$  consistente con  $\delta_u$  [1/m]

$$\emptyset_u = \frac{2 * \delta_u}{H_t * l_w}, \text{ Ecuación 27}$$

Nota. Ecuación (21-7a) D.S.60

Dónde:

$\delta_u$  : Desplazamiento de diseño [m]

$$\emptyset_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p * (H_t * l_p / 2)}, \text{ Ecuación 28}$$

Nota. Ecuación (21-7b) D.S.60

Dónde:

$\delta_e$  : Desplazamiento elástico de diseño de un muro en su extremo superior [m].

$l_p$  : Largo de una rótula plástica [m].

La normativa permite el uso de la Ecuación 27 o Ecuación 28, sin embargo la Ecuación 28 no será utilizada en esta memoria dado que el desplazamiento elástico depende de la curvatura elástica, que está calibrada para secciones T y rectangulares de muros de Nueva Zelanda y no para muros de Chile<sup>1</sup>.

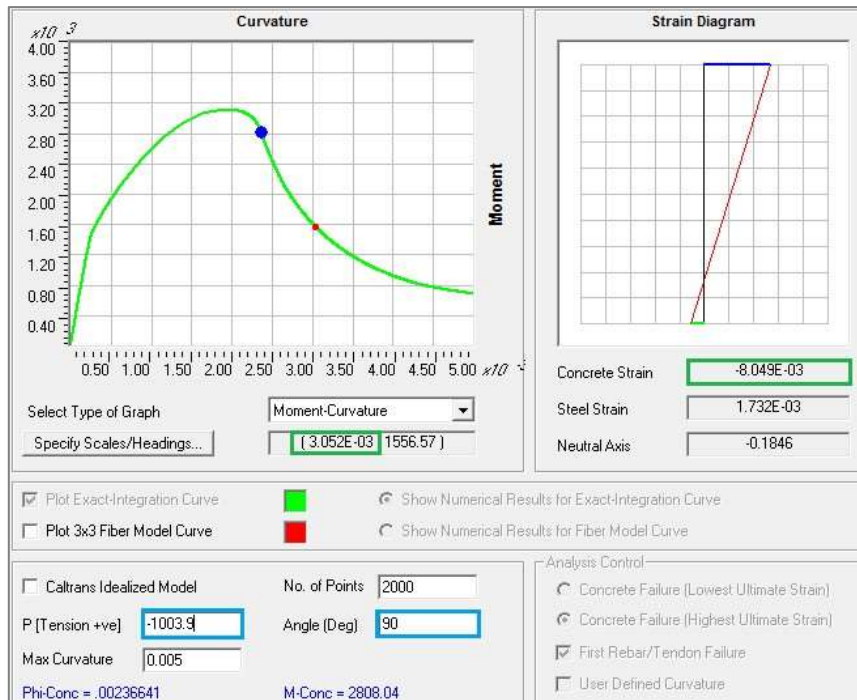
De la Ecuación 23 se tiene:

$$\frac{H_t}{l_w} = \frac{35.2}{3.3} = 10.6 \geq 3 \rightarrow \text{verificar curvatura}$$

$$\emptyset_u = \frac{2 * 0.3}{35.2 * 3.3} = 0.00516 \frac{1}{m}$$

<sup>1</sup> Según sección 7 - Apunte René Lagos "Diseño de muros especiales", Ing. René Lagos





**Figura B4. Capacidad de curvatura – sección sin confinar**

Fuente. Elaboración propia, recuperado de SAP 2000\_15.

Los datos en azul corresponden a datos ingresados y, los datos en verde a los que entrega el programa.

$$\phi = 0.00331 \frac{1}{m}$$

$$\phi = 0.00305 \frac{1}{m} < 0.00516 \frac{1}{m} \rightarrow \text{No cumple}$$

- Sección 21.9.6.2 D.S. 60

$$Si C \geq \frac{l_w}{600 * \frac{\delta'_u}{H'_w}}, \text{Ecuación 29}$$

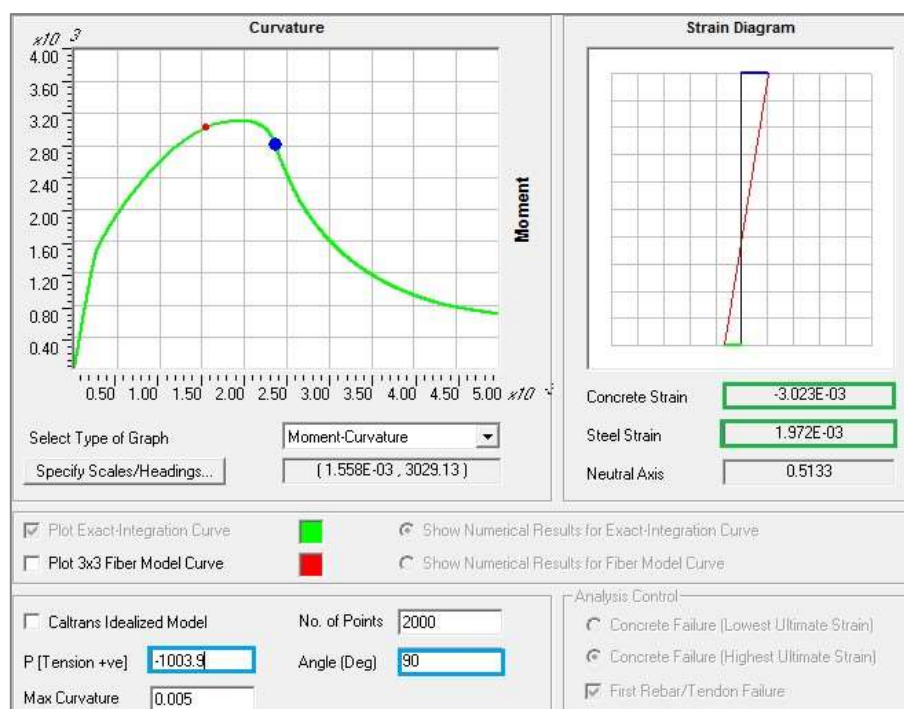
Nota. Ecuación (21-8) D.S.60

Dónde:

$H'_w$  : Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica del muro [m].

$\delta'_u$  : Desplazamiento relativo de diseño entre el extremo superior de un muro y el desplazamiento a nivel de la sección analizada [m].

$$C_{lim} \geq \frac{3.25}{600 * \frac{0.3}{35.2}} = 0.63 [m]$$



**Figura B5. Valor  $E_s$  – sección sin confinar**

Fuente. Elaboración propia, recuperado de SAP 2000\_15.

$$\frac{E_c}{c} = \frac{E_s}{l_w - c} \rightarrow c = \frac{E_c * l_w}{E_s + E_c}, \text{ Ecuación 30}$$

Dónde:

$E_c$  : Límite de deformación del concreto.

$E_s$  : Deformación del acero.  $c$

: Eje neutro [m].

$$c = \frac{0.003 * 3.3}{0.00197 + 0.003} = 1.99 \text{ [m]}$$

$$c = 1.99 \text{ [m]} > C_{lim} = 0.63 \text{ [m]} \rightarrow \text{Confinar}$$

- Sección 21.9.6.4 D.S.60

$$\frac{C_c}{lw} \geq \frac{c}{lw} - \frac{1}{600 * \frac{\delta'_u}{H'_w}} \text{ , Ecuación 31}$$

Nota. Ecuación (21-8a) D.S.60

$$\frac{C_c}{lw} \geq \frac{c}{lw} - \frac{1}{600 * \frac{\delta'_u}{H'_w}} \rightarrow C_c = c - C_{lim} \text{ , Ecuación 32}$$

$$C_c = 1.99 - 0.63 = 1.36 \text{ [m]}$$

Con los resultados obtenidos en la “sección 21.9.6.2 D.S. 60” se tiene el elemento de borde debe extenderse en 1.36 [m].

La **Tabla B1**, muestra los resultados que se obtuvieron al repetir el procedimiento anterior desde la “sección 21.9.5.4 D.S. 60” considerando hormigón confinado.

**Tabla B1. Verificación caso 1**

<b>Eje Neutro</b>	
E <sub>c</sub>	3.00E-03
E <sub>s</sub>	2.10E-03
C <sub>lim</sub> [m]	0.64
C [m]	1.94
Estado	<b>Confinar</b>
C <sub>c</sub> [m]	1.3
<b>Curvatura</b>	
Ht/L <sub>w</sub>	10.67
Estado	<b>Verificar φ</b>
φ <sub>u</sub> [1/m]	5.25E-03
Φ [1/m]	5.35E-03
Estado	<b>OK</b>

b) Altura de confinamiento

- Sección 21.9.6.2:

$$L_{cc} = \max \left( lw, \frac{Mu}{4Vu} \right) , \text{Ecuación 33}$$

Dónde:

$L_{cc}$  : Longitud del elemento de borde [m].

$Mu$  : Momento ultimo [Ton\*m]

c) Espesor del elemento de borde

- Sección 21.9.6.4 - (f) D.S. 60:

El cambio normativo establece que el espesor mínimo del elemento debe ser de 30 [cm] y el largo confinado deberá ser mayor o igual al espesor del muro en la zona confinada. Para el caso en análisis el espesor del muro supera los 30 [cm].

d) Espaciamiento del refuerzo del elemento de borde

- Sección 21.9.6.4 – (c) D.S. 60:

Se debe cumplir con lo estipulado en la sección 21.6.4.2 al 21.6.4.

$$h_x = \min \left( 20, \frac{e}{2} \right) , \text{Ecuación 34}$$

Dónde:

$h_x$  : Separación horizontal entre barras verticales lateralmente soportadas por estribos o barras en el núcleo confinado [cm].

$e$  : Espesor del elemento de borde [cm].

$$h_x = \min \left( 20, \frac{35}{2} \right) = 17.5 [cm]$$

Los valores de  $h_x$  usados son:

$$h_{x1} = 10 [cm] < h_x \rightarrow \text{Cumple}$$

$$h_{x2} = 12 [cm] < h_x \rightarrow \text{Cumple}$$

- Sección 21.9.6.4.3 – (a):

$$s_o = \left( \min \frac{e}{2}, \frac{cc}{2}, 6 * db, 10 + \left( \frac{35 - hx}{3} \right) \right) , \text{Ecuación 35}$$

Dónde:

$s_o$  : Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal [cm].

$db$  : Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor [cm].

$$s_o = \left( \min \frac{35}{2}, \frac{130}{2}, 6 * 1.8, 10 + \left( \frac{35 - 10}{3} \right) \right) = 10.8 \text{ [cm]}$$

e) Refuerzo transversal

- Sección 21.6.4.4:

Es posible usar la Ecuación 36 o 37, en este caso se utilizó la Ecuación 37.

$$\rho_s = 0.12 * \frac{f'c}{f_{yt}} , \text{Ecuación 36}$$

Nota. Ecuación (21-3) ACI 318\_S08. Dónde:

$\rho_s$  : Cuantía volumétrica de refuerzo.

$f_{yt}$  : Resistencia especificada a la fluencia  $f_y$  del refuerzo transversal [Kg/cm<sup>2</sup>].

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}} , \text{Ecuación 37}$$

Nota. Ecuación (21-5) ACI 318\_S08. Dónde:

$A_{sh}$  : Área total del refuerzo transversal [cm<sup>2</sup>].

$b_c$  : Toma el valor de  $hx$  [cm].

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{10 * 10 * 250}{4200} = 0.53 \rightarrow \emptyset 10$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{10 * 12 * 250}{4200} = 0.64 \rightarrow \emptyset 10$$

De esta forma se tiene la que la configuración de refuerzo para el elemento de borde es para los estribos EF10@10 y la trabas T10@12.

## 2.2 Normativa Antigua

A continuación se presenta el procedimiento numérico realizado para el suelo tipo III, en conformidad con la normativa antigua NCh 433 Of.1996, NCh 430 Of.2008 y ACI 318-S05.

Se realiza el análisis en el tercer nivel, dado que los niveles 1 y 2 representan subterráneos conteniendo mayor densidad de muros en planta, lo que provoca que el esfuerzo de corte que recibe cada muro en estos niveles sea menor.

Datos de muros para análisis de corte:

<input type="checkbox"/>	Muro	: PL_X12	(ver figura 13)
<input type="checkbox"/>	Dirección de análisis	: X	
<input type="checkbox"/>	Altura	: 35.2	[m]
<input type="checkbox"/>	Altura entrepiso	: 2.7	[m]
<input type="checkbox"/>	Espesor	: 30	[cm]
<input type="checkbox"/>	Largo	: 3.1	[m]
<input type="checkbox"/>	Muro	: PL_Y12	(ver figura 13)
<input type="checkbox"/>	Dirección de análisis	: Y	
<input type="checkbox"/>	Altura	: 35.2	[m]
<input type="checkbox"/>	Altura entrepiso	: 2.7	[m]
<input type="checkbox"/>	Espesor	: 30	[cm]
<input type="checkbox"/>	Largo	: 5.2	[m]

Datos de muros para análisis de flexocompresión:

- Muro : PL\_12 (ver figura 14)
- Análisis : Sección rectangular
- Altura : 35.2 [m]

### 2.2.1 Verificación y diseño al corte

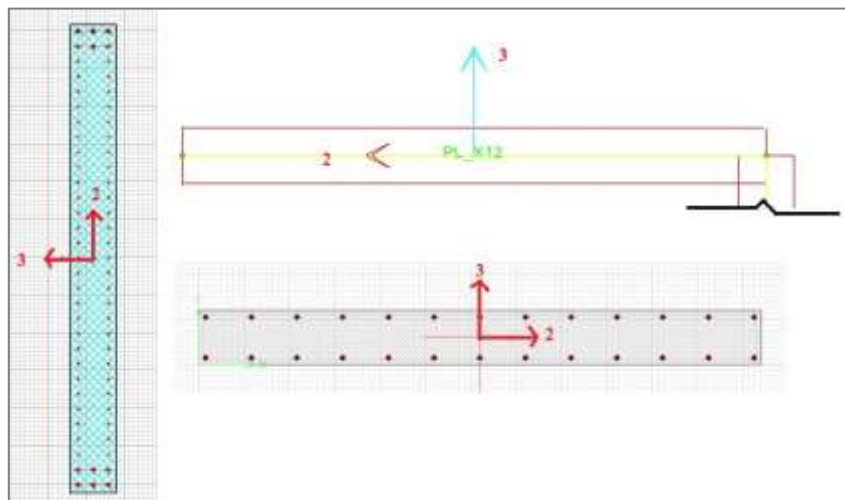
El análisis realizado para la verificación del esfuerzo cortante es exactamente igual al procedimiento realizado para la normativa actual en el ítem.... Salvo que, las secciones denominadas como Sección 21.9 cambian a secciones 21.7.

### 2.2.2 Análisis Flexocompresión

#### a) Diseño a flexión y carga axial

##### - Sección 21.7.5.2

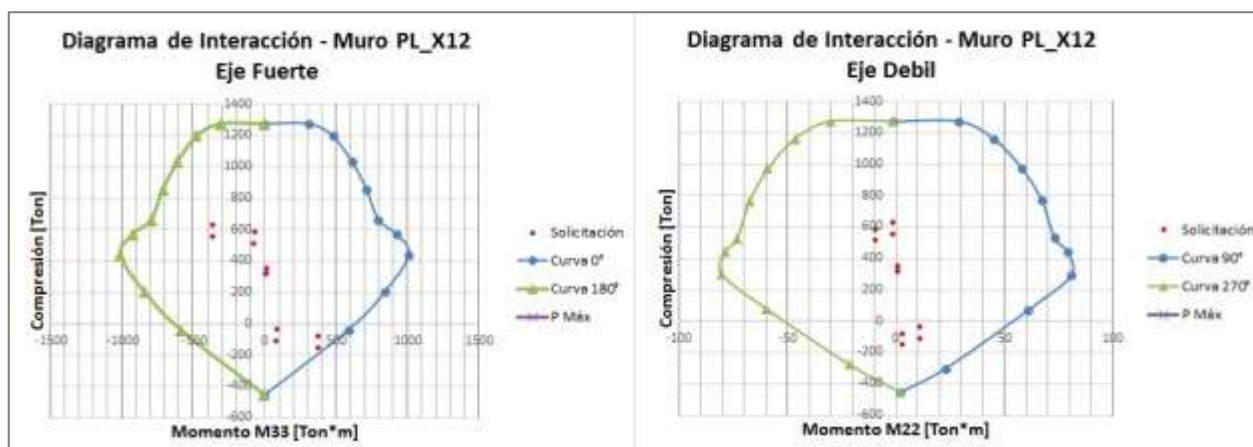
Para este análisis se utiliza la sección transversal perteneciente a la dirección de análisis, sección rectangular. Para lo anterior, se utilizó el programa SAP 2000\_15 donde la Figura 1, representa el muro analizado con armadura preliminar. Los ejes locales del muro analizado en el programa SAP 2000\_15 coinciden con los ejes locales entregados por el programa ETABS v.9.5.0, para garantizar que los esfuerzos obtenidos de la modelación en este último sean coherentes con los resultados obtenidos del análisis en el programa SAP 2000\_15.



**Figura B6. Muro PL\_X12**

Fuente. Elaboración propia.

El siguiente diagrama de interacción queda dado por la capacidad en flexocompresión del muro, con la armadura preliminar considerando que el muro no necesita confinamiento de borde.



**Figura B7. Diagrama de Interacción muro PL\_X12**

Fuente. Elaboración propia, recuperado de Excel.

### 2.2.3 Elemento de borde

Los casos de análisis para el muro PL12 son:

- Caso 1: Se considera el momento actuante en la dirección  $-M33$ , dirección de análisis  $-X$ .
- Caso 2: Se considera el momento actuante en la dirección  $M33$ , dirección de análisis  $X$ .
- Caso 3: Se considera el momento actuante en la dirección  $-M33$ , dirección de análisis  $-Y$ .
- Caso 4: Se considera el momento actuante en la dirección  $M33$ , dirección de análisis  $Y$ .

El procedimiento descrito en los ítems a), b), c), d) y e) son para el análisis del caso 1.

El análisis de los casos de estudio 2, 3 y 4 es exactamente igual que el análisis del caso 1, con su respectiva combinación sísmica gobernante para el caso de análisis. Sus resultados se presentan en el ítem 2.3.5 del presente informe.

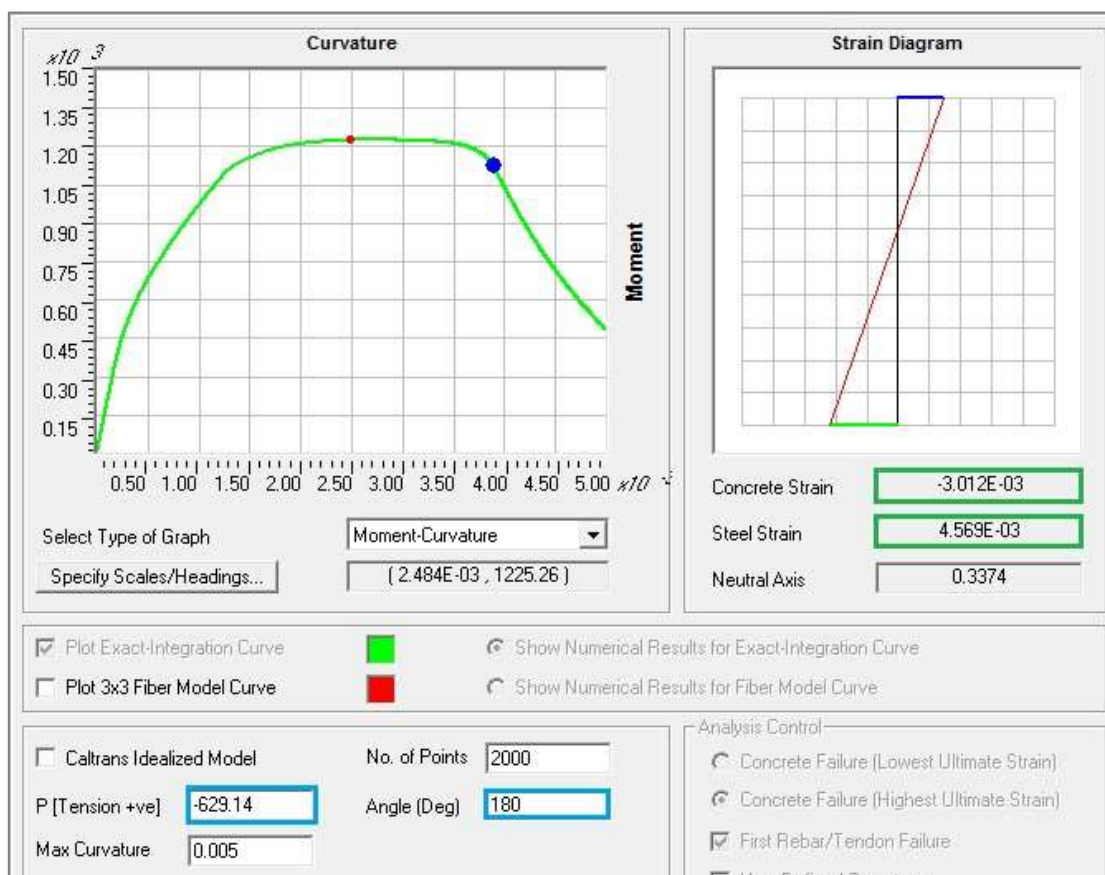
#### b) Verificación de la necesidad del elemento de borde

En primera instancia se considera hormigón sin confinar, ver **Figura B8**.





$$C_{lim} \geq \frac{3.1}{600 * 0.007} = 0.74 [m]$$



**Figura B9. Valor Es \_ sección sin confinar**

Fuente. Elaboración propia, recuperado de SAP 2000\_15.

Se tiene que:

$$c = \frac{0.003 * 3.1}{0.00456 + 0.003} = 1.23 [m]$$

$$c = 1.23 [m] > C_{lim} = 0.74 [m] \rightarrow \text{Confinar}$$

- Sección 21.7.6.4

$$C_c = \max \left( c - 0.1 * l_w, \frac{c}{2} \right) , \text{Ecuación 40}$$

$$C_c = \text{máx} \left( 1.23 - 0.1 * 3.1, \frac{1.23}{2} \right)$$

$$C_c = \text{máx} (0.92, 0.62 )$$

Con los resultados obtenidos en la “sección 21.7.6.4” se tiene el elemento de borde debe extenderse en 0.49 [m].

La **Tabla B2**, muestra los resultados que se obtuvieron al repetir el procedimiento anterior desde la “sección 21.9.5.4 D.S. 60” considerando hormigón confinado.

**Tabla B2. Verificación caso 1**

Ej : Neutro	
E <sub>c</sub>	3.00E-03
E <sub>s</sub>	4.60E-03
C <sub>lim</sub> [m]	0.74
C [m]	1.22
Estado	<b>Confinar</b>
C <sub>c</sub> [m]	0.92

c) Altura de confinamiento

- Sección 21.9.6.2:

$$l_{cc} = \text{máx} \left( lw, \frac{Mu}{4Vu} \right) , \text{Ecuación 31}$$

Dónde:

$l_{cc}$  : Longitud del elemento de borde [m].

$Mu$  : Momento ultimo [Ton\*m]

d) Espaciamiento del refuerzo del elemento de borde

## - Sección 21.4.4.3.:

Se debe cumplir con lo estipulado en la sección 21.6.4.2 al 21.6.4.

$$h_x \geq 35 [cm] \quad , \text{Ecuación 42}$$

Dónde:

$h_x$  : Separación horizontal entre barras verticales lateralmente soportadas por estribos o barras en el núcleo confinado [cm].

Los valores de  $h_x$  usados son:

$$h_{x1} = 10 [cm] < h_x \rightarrow \text{Cumple}$$

$$h_{x2} = 12 [cm] < h_x \rightarrow \text{Cumple}$$

## - Sección 21.4.4.2 :

$$s_o = \left( \min \frac{e}{4}, \frac{cc}{4}, 6 * db, 10 + \left( \frac{35 - h_x}{3} \right) \right) \quad , \text{Ecuación 43}$$

$$10 [cm] < s_o < 15 [cm]$$

Dónde:

$s_o$  : Espaciamiento centro a centro del refuerzo transversal [cm].

$db$  : Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor [cm].

$$s_o = \left( \min \frac{30}{4}, \frac{92}{4}, 6 * 1.8, 10 + \left( \frac{35 - 10}{3} \right) \right) = 7.5 = 10 [cm]$$

e) Refuerzo transversal

## - Sección 21.4.4.1:

Es posible usar la Ecuación 44 o 45, en este caso se utilizó la Ecuación 45.

$$\rho_s = 0.12 * \frac{f'_c}{f_{yt}}, \text{ Ecuación 44}$$

Nota. Ecuación (21-2) ACI 318\_S05. Dónde:

$\rho_s$  : Cuantía volumétrica de refuerzo.

$f_{yt}$  : Resistencia especificada a la fluencia  $f_y$  del refuerzo transversal [Kg/cm<sup>2</sup>].

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yt}}, \text{ Ecuación 45}$$

Nota. Ecuación (21-4) ACI 318\_S05. Dónde:

$A_{sh}$  : Área total del refuerzo transversal [cm<sup>2</sup>].

$b_c$  : Toma el valor de  $h_x$  [cm].

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{10 * 10 * 250}{4200} = 0.53 \rightarrow \phi 10$$

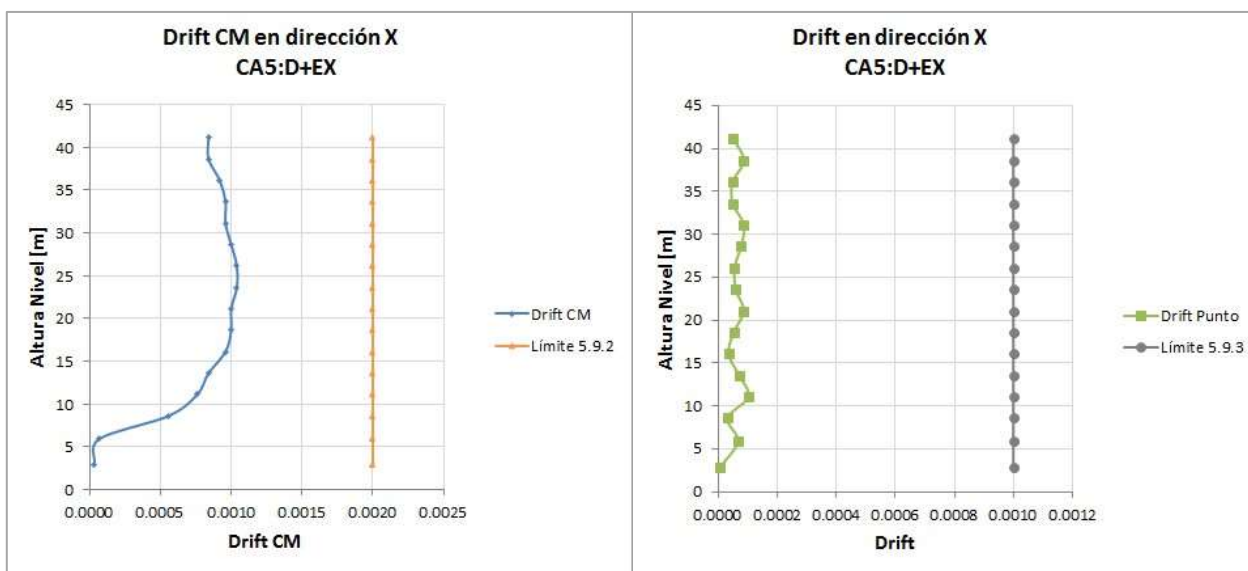
$$A_{sh} = 0.09 * \frac{10 * 7.5 * 250}{4200} = 0.4 \rightarrow \phi 8$$

De esta forma se tiene la que la configuración de refuerzo para el elemento de borde es para los estribos EF10@10 y las trabas T10@10. Donde F10 es el diámetro mínimo a usar.

## 2.3 Resultados

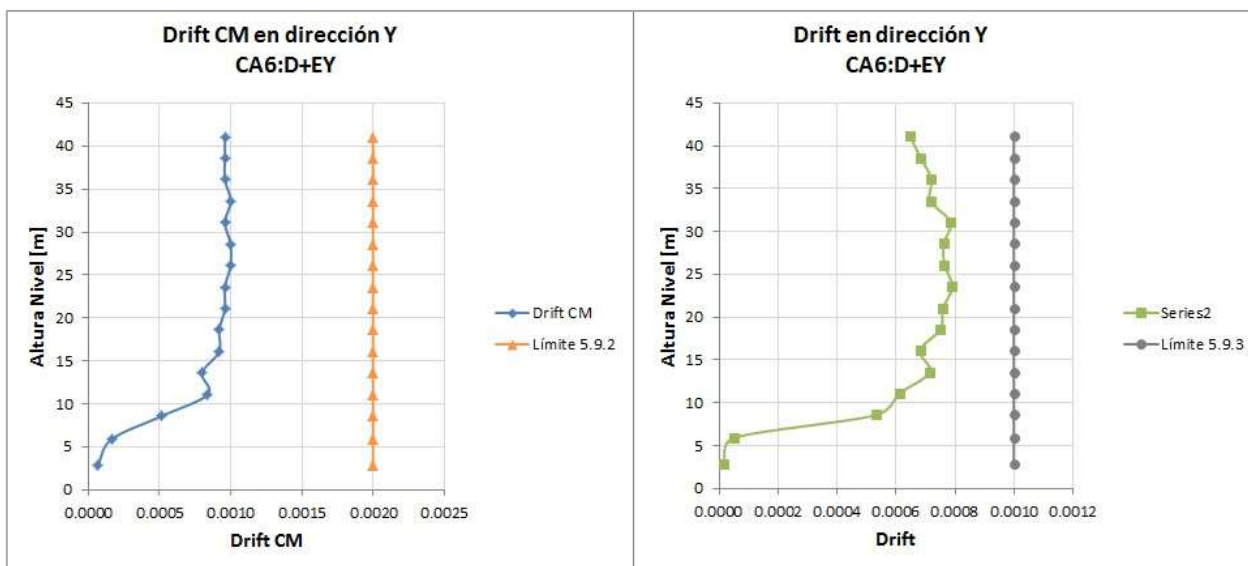
### 2.3.1 Verificación de Desplazamientos del Centro de Masa y Desplazamientos del Diafragma.

a) Suelo Tipo III:



**Figura B10. Drift dirección X, suelo tipo III.**

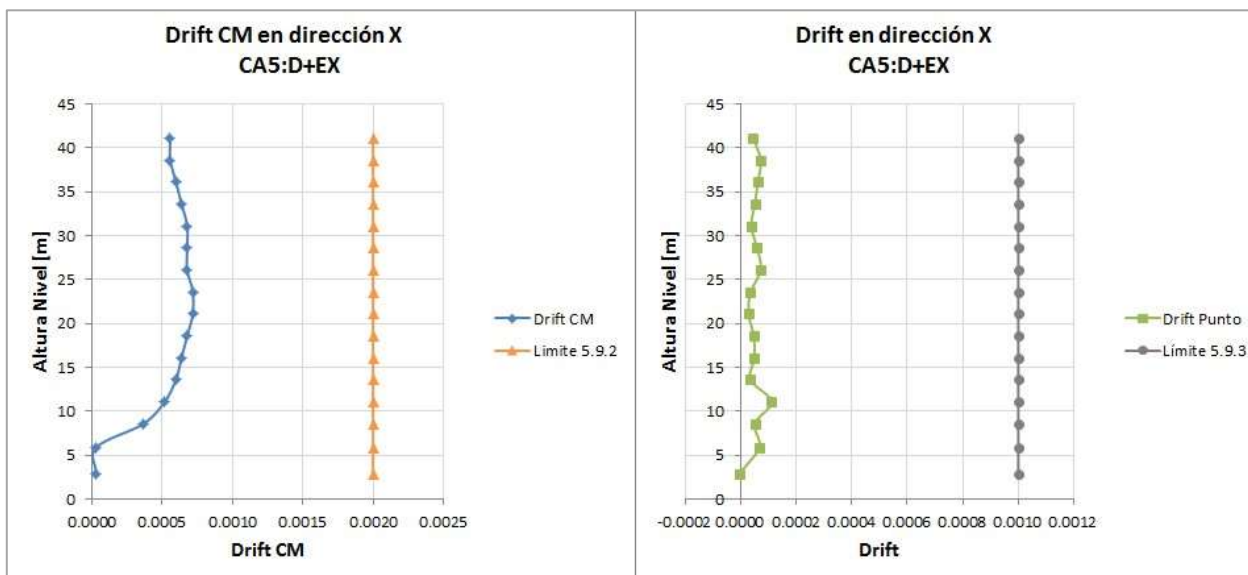
Fuente. Elaboración propia.



**Figura B11. Drift dirección Y, suelo tipo III.**

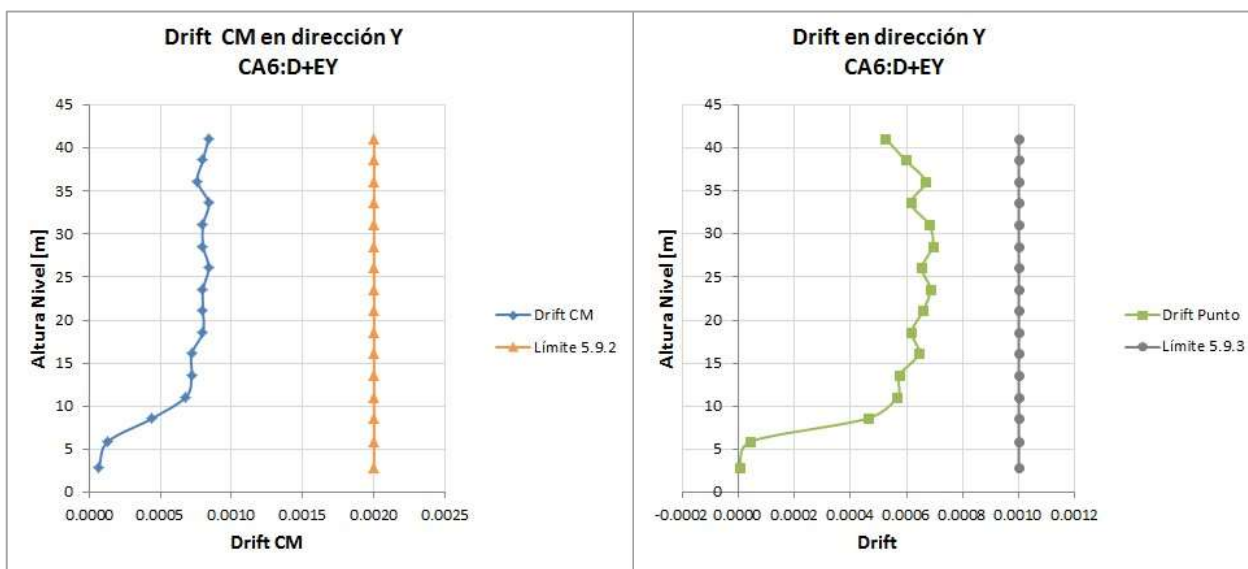
Fuente. Elaboración propia.

b) Suelo Tipo C:



**Figura B12. Drift dirección X, suelo tipo C.**

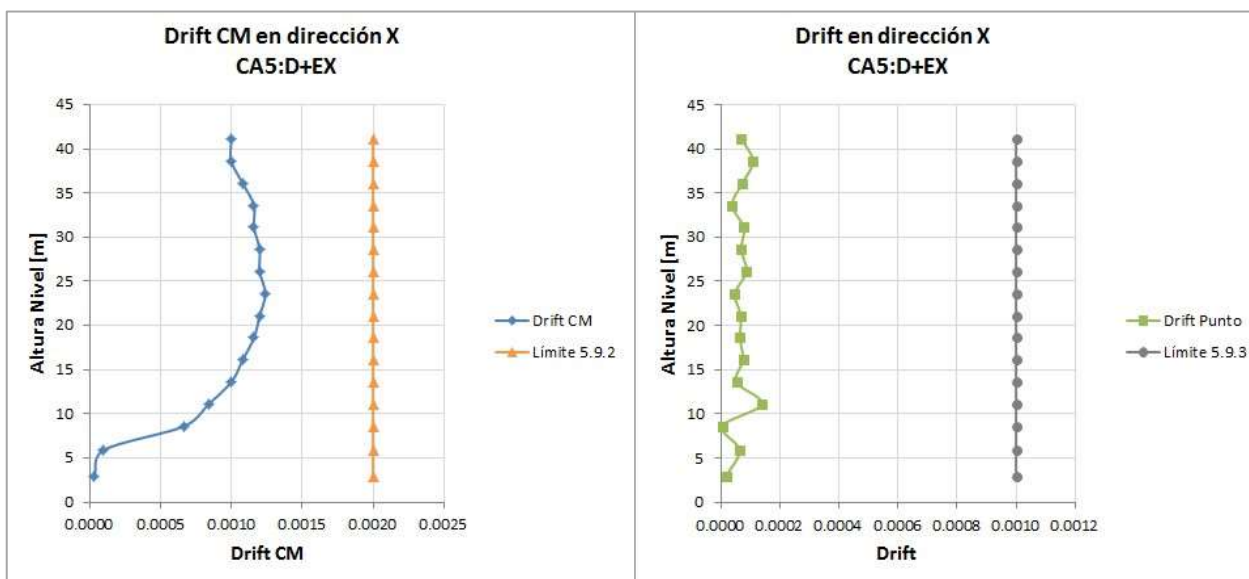
Fuente. Elaboración propia.



**Figura B13. Drift dirección Y, suelo tipo C.**

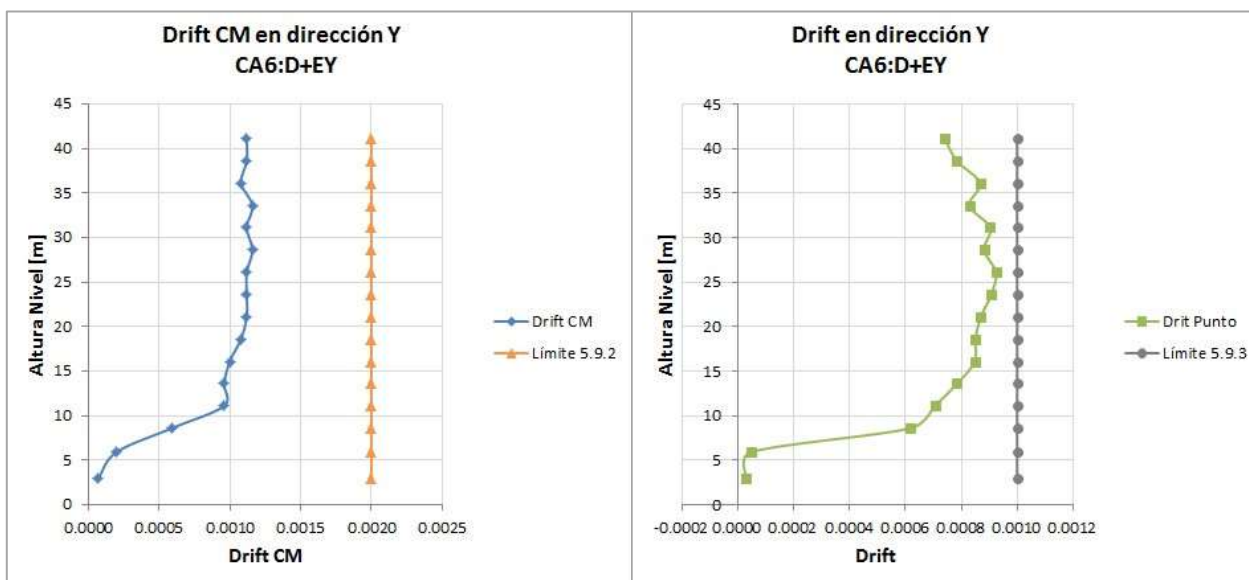
Fuente. Elaboración propia.

c) Suelo Tipo D:



**Figura B14. Drift dirección X, suelo tipo D.**

Fuente. Elaboración propia.



**Figura B 15. Drift dirección Y, suelo tipo D.**

Fuente. Elaboración propia.



### 2.3.2 Verificación y diseño al corte

a) Muro L

**Tabla B3. Análisis de corte, sección L normativa antigua**

Tipo de Suelo	Story	Pier	Load	Loc	P [Ton]	V2 [Ton]	M3 [Ton*m]	Sección	Capítulo 14	Sección						s [cm]	Verificación	
								21.7.2.1	ó 21	21.7.4.1							21.7.2.2	ρt
								Vc [Ton]	ρt	Hw/Lw	α	φVn [Ton]	Estado	db [mm]	2*As [cm2]			
III	STORY 3	PL_X12	CL6 MAX	Bottom	149.46	100.78	375.443	39.70	0.0025	0.87	0.8	129.17	As mín.	8	1.005	13.00	0.002578	130.99
III	STORY 3	PL_Y12	CL7 MAX	Bottom	-30.5	136.15	913.538	64.35	0.0025	0.54	0.8	209.38	As mín.	8	1.005	13.00	0.002578	212.34

**Tabla B4. Análisis de corte, sección L normativa actual**

Tipo de Suelo	Story	Pier	Load	Loc	P [Ton]	V2 [Ton]	M3 [Ton*m]	Sección	Capítulo 14	Sección						s [cm]	Verificación	
								21.9.2.1	ó 21	21.9.4.1							D.S. 60 Sección 21.9.2.2	ρt
								Vc [Ton]	ρt	Hw/Lw	α	φVn [Ton]	Estado	db [mm]	2*As [cm2]			
C	STORY 3	PL_X12	CL6 MAX	Bottom	31.55	69.79	239.07	33.09	0.0025	0.87	0.8	107.64	As mín.	8	1.005	16.00	0.002513	107.90
C	STORY 3	PL_Y12	CL7 MAX	Bottom	-87.98	109.6	663.201	53.63	0.0025	0.54	0.8	174.48	As mín.	8	1.005	16.00	0.002513	174.91
D	STORY 3	PL_X12	CL6 MAX	Bottom	220.77	125.02	493.624	46.32	0.0025	0.87	0.8	150.70	As mín.	8	1.005	11.00	0.002611	153.74
D	STORY 3	PL_Y12	CL7 MAX	Bottom	50.88	156.17	1051.518	64.35	0.0025	0.54	0.8	209.38	As mín.	8	1.005	13.00	0.002578	212.34

b) Muro T

**Tabla B5. Análisis de corte, sección T norma antigua**

								Sección	Capítulo 14	Sección					D.S. 60 Sección	Verificación		
								21.9.2.1	6 21	21.9.4.1					21.9.2.2			
Tipo de Suelo	Story	Pier	Load	Loc	P [Ton]	V2 [Ton]	M3 [Ton*m]	Vc [Ton]	ρt	Hw/Lw	α	φVn [Ton]	Estado	db [mm]	2*As [cm2]	s [cm]	ρt	Vn [Ton]
III	STORY 3	PT_X14F	CL4 MAX	Bottom	-225.8	276.68	2877.449	88.24	0.0025	0.39	0.8	287.1	As mín.	8	1.005	13.00	0.002578	291.14
III	STORY 3	PT_Y14F	CL5 MIN	Bottom	-947.86	-92.44	-725.666	72.55	0.0025	0.48	0.8	236.1	As mín.	8	1.005	13.00	0.002578	239.38

**Tabla B6. Análisis de corte, sección T normativa actual**

								Sección	Capítulo 14	Sección					D.S. 60 Sección	Verificación		
								21.9.2.1	6 21	21.9.4.1					21.9.2.2			
Tipo de Suelo	Story	Pier	Load	Loc	P [Ton]	V2 [Ton]	M3 [Ton*m]	Vc [Ton]	ρt	Hw/Lw	α	φVn [Ton]	Estado	db [mm]	2*As [cm2]	s [cm]	ρt	Vn [Ton]
C	STORY 3	PT_X14F	CL6 MAX	Bottom	-175.2	167.94	1641.499	73.53	0.0025	0.39	0.8	239.2	As mín.	8	1.005	16.00	0.002513	239.82
C	STORY 3	PT_Y14F	CL5 MIN	Bottom	-788.71	-79.51	-558.227	60.46	0.0025	0.48	0.8	196.7	As mín.	8	1.005	16.00	0.002513	197.18
D	STORY 3	PT_X14F	CL4 MAX	Bottom	-253.04	338.52	3812.99	102.95	0.0025	0.39	0.8	334.9	no cumple	8	1.005	11.00	0.002611	341.70
D	STORY 3	PT_Y14F	CL5 MIN	Bottom	-1210.06	-120.52	-965.822	84.65	0.0025	0.48	0.8	275.4	As mín.	8	1.005	11.00	0.002611	280.95

c) Muro T

**Tabla B7. Análisis de corte, sección C norma antigua**

Tipo de Suelo	Story	Pier	Load	Loc	P [Ton]	V2 [Ton]	M3 [Ton*m]	Sección	Capítulo 14	Sección					D.S. 60 Sección	s [cm]	Verificación	
								21.9.2.1	ó 21	21.9.4.1					21.9.2.2		ρt	Vn [Ton]
								Vc [Ton]	ρt	Hw/Lw	α	φVn [Ton]	Estado	db [mm]	2*As [cm2]		ρt	Vn [Ton]
III	STORY 3	PC_X78	CL4 MIN	Bottom	-303.84	-123.53	-512.094	46.75	0.0025	0.74	0.8	152.1	As mín.	8	1.005	13.00	0.002578	154.23
III	STORY 3	PC_Y7	CL5 MIN	Bottom	-232.96	-65.47	-181.366	21.60	0.0025	1.07	0.8	70.3	As mín.	8	1.005	20.00	0.002513	70.45
III	STORY 3	PC_Y8	CL5 MIN	Bottom	-196.64	-55.76	-161.818	21.60	0.0025	1.07	0.8	70.3	As mín.	8	1.005	20.00	0.002513	70.45

**Tabla B8. Análisis de corte, sección C normativa actual**

Tipo de Suelo	Story	Pier	Load	Loc	P [Ton]	V2 [Ton]	M3 [Ton*m]	Sección	Capítulo 14	Sección					D.S. 60 Sección	s [cm]	Verificación	
								21.9.2.1	ó 21	21.9.4.1					21.9.2.2		ρt	Vn [Ton]
								Vc [Ton]	ρt	Hw/Lw	α	φVn [Ton]	Estado	db [mm]	2*As [cm2]		ρt	Vn [Ton]

C	STORY 3	PC_X78	CL4 MIN	Bottom	-242.32	-81.53	-300.303	38.96	0.0025	0.74	0.8	126.7	As mín.	8	1.005	16.00	0.002513	127.05
C	STORY 3	PC_Y7	CL5 MAX	Bottom	-15.77	56.41	171.128	21.60	0.0025	1.07	0.8	70.3	As mín.	8	1.005	20.00	0.002513	70.45
C	STORY 3	PC_Y8	CL5 MIN	Bottom	-187.14	-46.41	-135.249	21.60	0.0025	1.07	0.8	70.3	As mín.	8	1.005	20.00	0.002513	70.45
D	STORY 3	PC_X78	CL4 MIN	Bottom	-388.19	-157.06	-652.324	54.54	0.0025	0.74	0.8	177.4	As mín.	8	1.005	11.00	0.002611	181.02
D	STORY 3	PC_Y7	CL7 MAX	Bottom	101.94	104.69	332.483	32.40	0.0025	1.07	0.8	105.4	As mín.	8	1.005	13.00	0.002578	106.91
D	STORY 3	PC_Y8	CL5 MIN	Bottom	-316.94	-88.82	-278.043	32.40	0.0025	1.07	0.8	105.4	As mín.	8	1.005	13.00	0.002578	106.91

2.3.3 Verificación y diseño a la Flexocompresión

a) Sección L

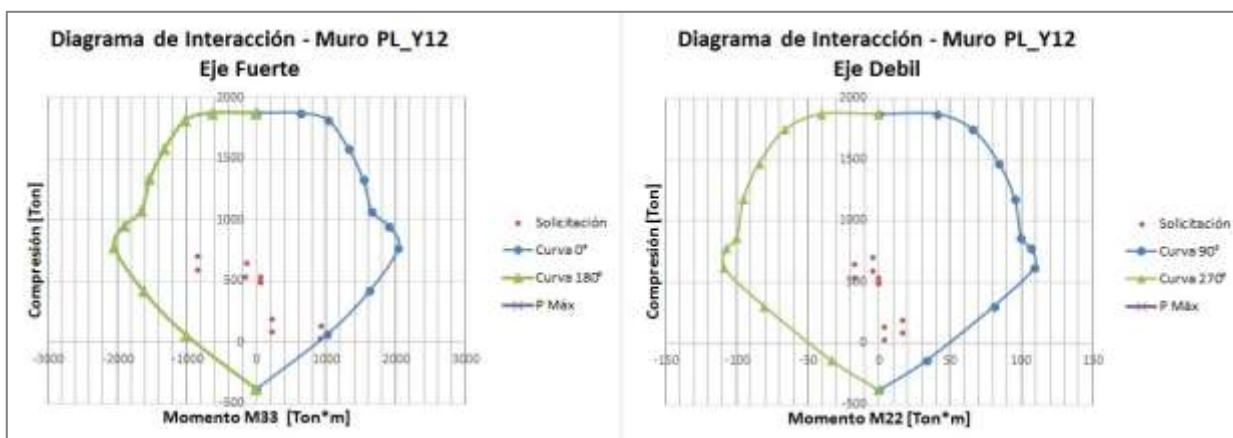


Figura B16. Diagrama de interacción, muro PL\_Y12 suelo tipo III

Fuente: Elaboración propia.

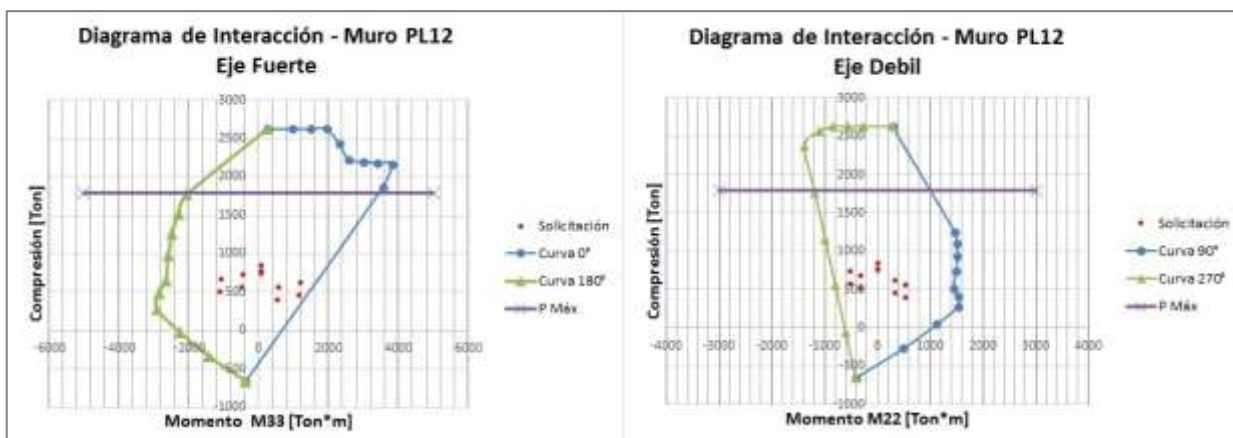


Figura B17. Diagrama de interacción, muro PL12 suelo tipo C

Fuente: Elaboración propia.

b) Sección T

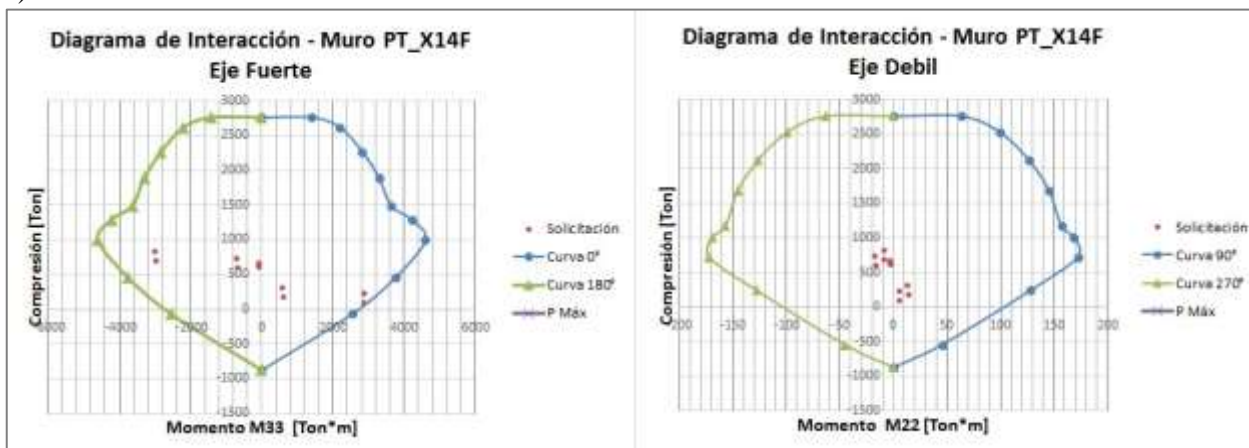


Figura B18. Diagrama de Interacción, muro PT\_X14F suelo tipo III

Fuente: Elaboración propia.

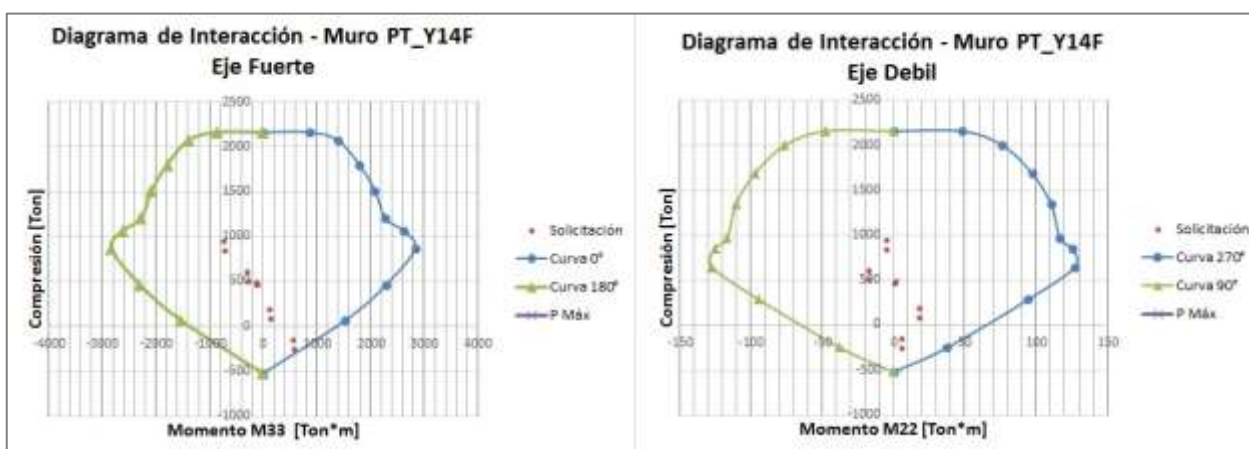


Figura B19. Diagrama de Interacción, muro PT\_Y14F suelo tipo III

Fuente: Elaboración propia.

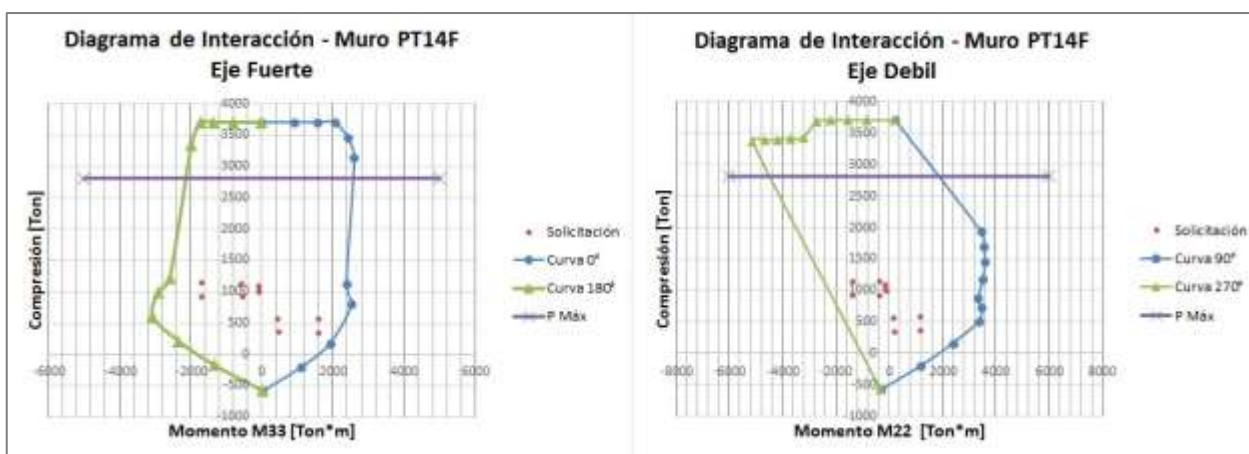


Figura B20. Diagrama de Interacción, muro PT14F suelo tipo C.

Fuente: Elaboración propia.

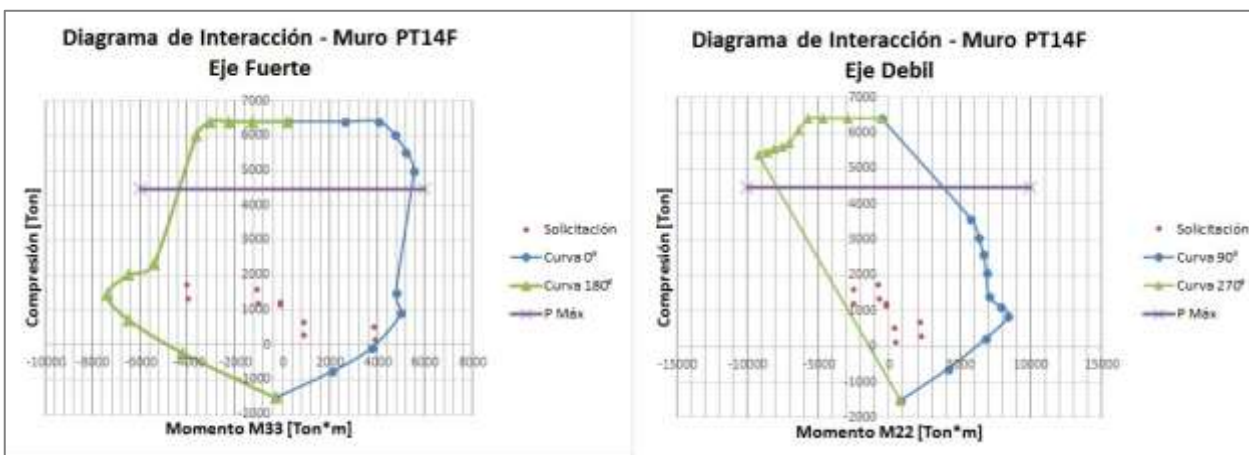


Figura B 21. Diagrama de Interacción, muro PT14F suelo tipo D

Fuente: Elaboración propia.

c) Sección C

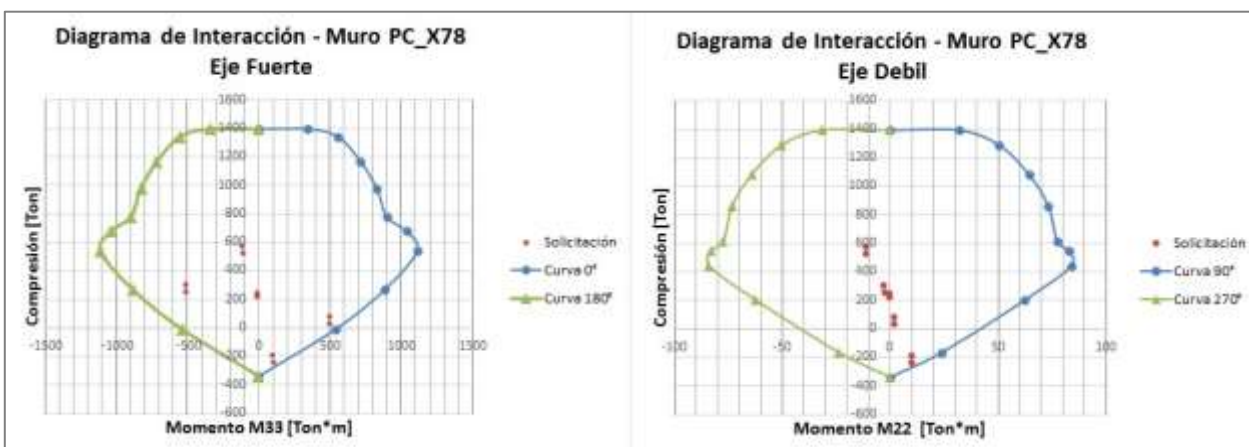


Figura 22. Diagrama de Interacción, muro PC\_X78 suelo tipo III.

Fuente: Elaboración propia.

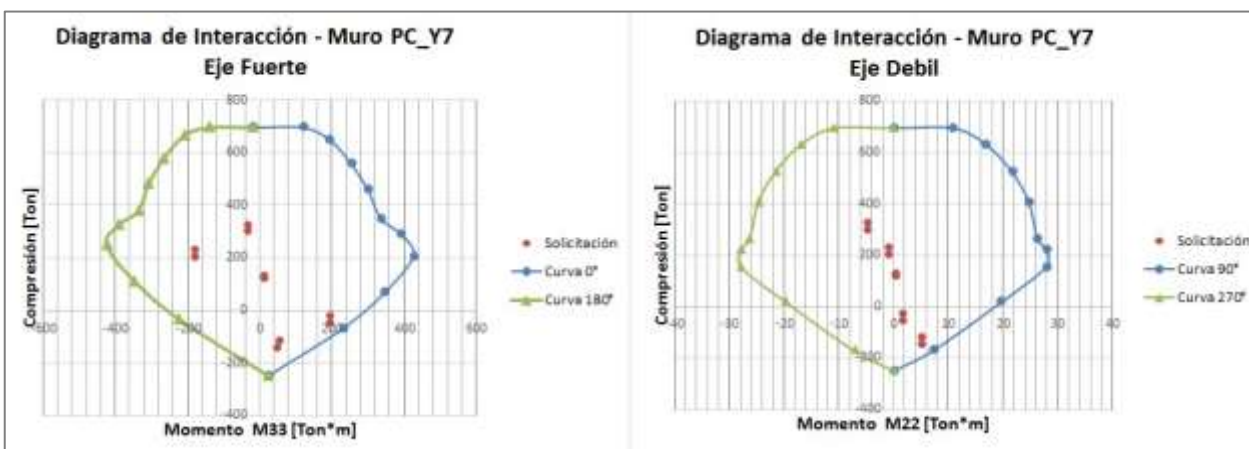


Figura 23. Diagrama de Interacción, muro PC\_Y7 suelo tipo III.

Fuente: Elaboración propia.



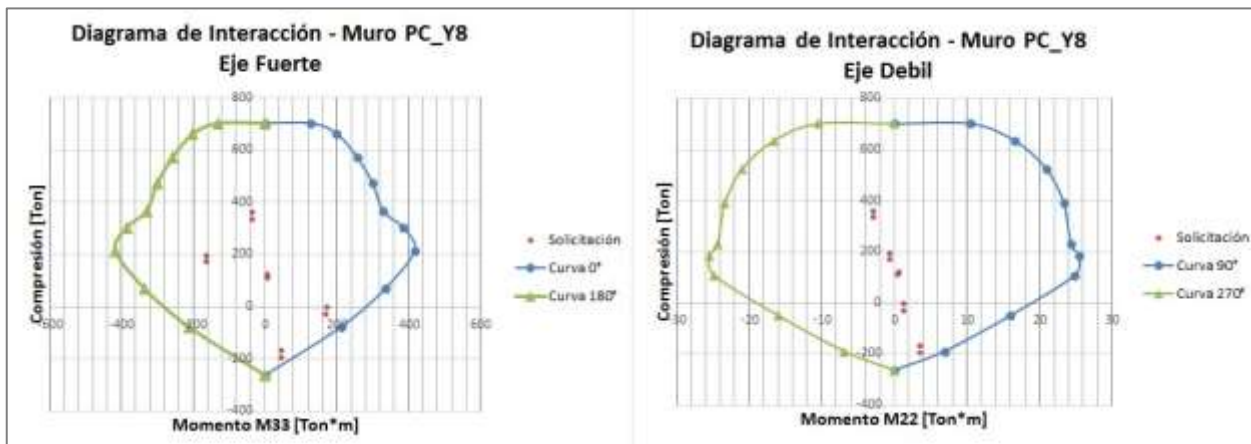


Figura 24. Diagrama de Interacción, muro PC\_Y8 suelo tipo III.

Fuente: Elaboración propia.

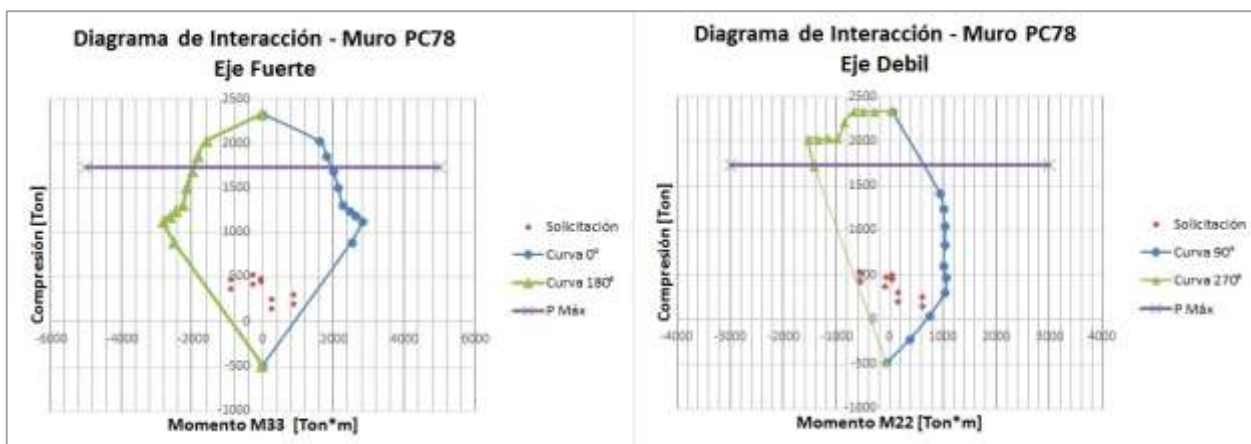


Figura 25. Diagrama de Interacción, muro PC78 suelo tipo C.

Fuente: Elaboración propia.

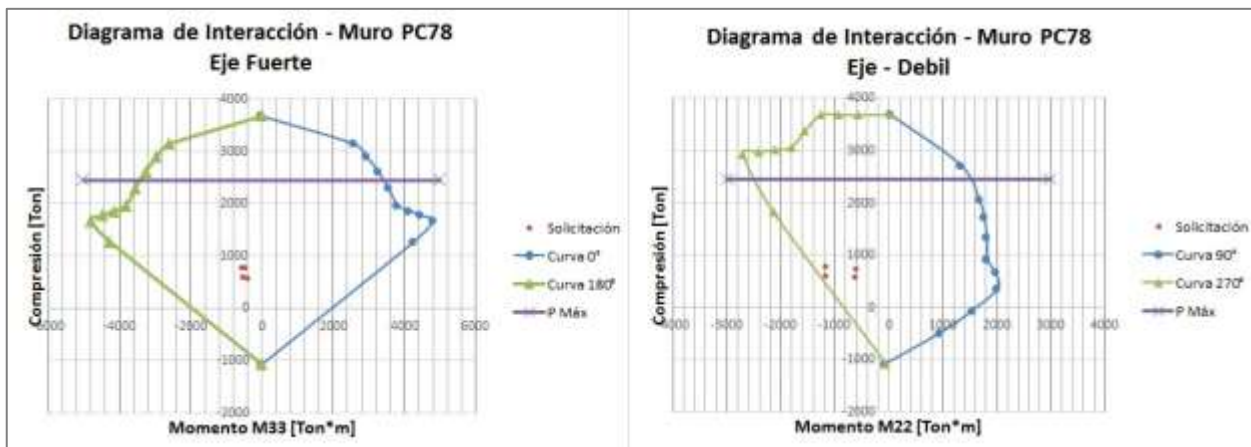


Figura 26. Diagrama de Interacción, muro PC78 suelo tipo D.

Fuente: Elaboración propia.

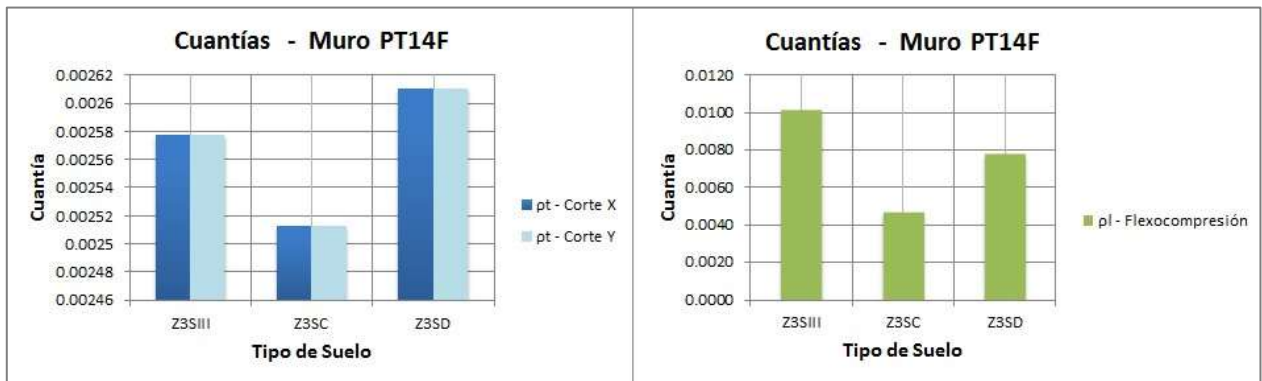


### 2.3.4 Cuantías

#### a) Sección L

Ver **Figura 21**, del informe.

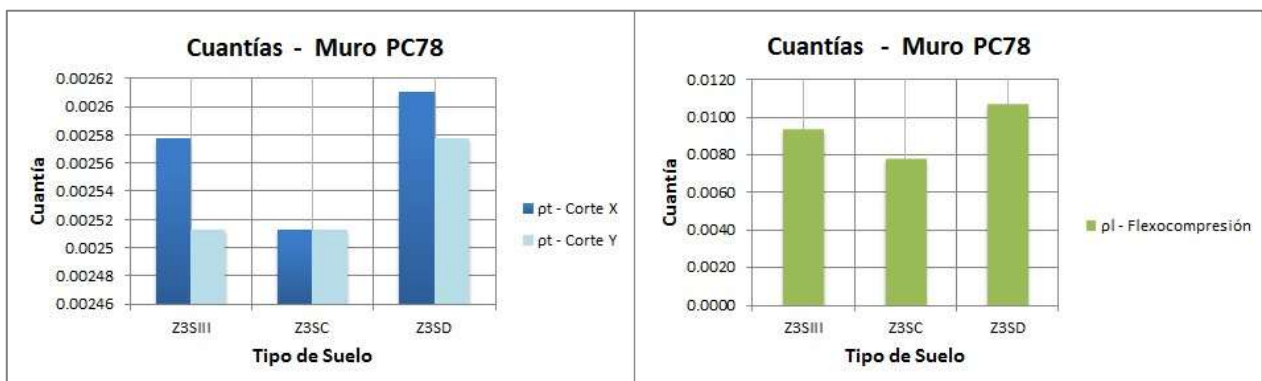
#### b) Sección T



**Figura B27. Cuantías muro PT14F.**

Fuente: Elaboración propia.

#### c) Sección C



**Figura B28. Cuantías muro PC78.**

Fuente: Elaboración propia.

### 2.3.5 Elemento de borde

a) Sección L

**Tabla B9. Elemento de borde, sección L normativa antigua.**

<b>Suelo</b>	<b>III</b>			
<b>Caso de análisis</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
	<b>-X -M33</b>	<b>X M33</b>	<b>Y M33</b>	<b>Y -M33</b>
<b>Datos Muro</b>				
<b>H [m]</b>	41.10	41.10	41.10	41.10
<b>e [m]</b>	0.30	0.30	0.30	0.30
<b>Hw [m]</b>	35.20	35.20	35.20	35.20
<b>Lw [m]</b>	3.10	3.10	5.20	5.20
<b>T [1/s]</b>	0.69	0.69	0.74	0.74
<b>Dmáx [m]</b>	0.19	0.19	0.17	0.17
<b>du [m]</b>	0.25	0.25	0.22	0.22
<b>du/h</b>	0.01	0.01	0.01	0.01
<b>Solicitud</b>				
<b>Combinación</b>	CL4MIN	CL4MAX	CL5MAX	CL5MIN
<b>Mu [Ton*m]</b>	-365.12	147.27	924.89	-835.97
<b>Pu [Ton]</b>	-629.14	-58.57	-137.23	-700.74
<b>Vu [Ton]</b>	-98.78	77.64	143.77	-88.98
<b>Eje Neutro</b>				
<b>Ec</b>	0.003	0.003	0.003	0.003
<b>Es</b>	0.005	0.016	0.043	0.007
<b>Clim [m]</b>	0.74	0.74	1.31	1.20
<b>C [m]</b>	1.23	0.49	0.36	1.45
<b>Estado</b>	Confinar	No confinar	No confinar	Confinar
<b>Dimensión elemento de borde</b>				
<b>h [m]</b>	0.30	-	-	0.30
<b>Cc [m]</b>	0.95	-	-	0.95
<b>db [mm]</b>	12	-	-	12
<b>Lcc [m]</b>	3.10	-	-	5.20
<b>Espaciamiento</b>				
<b>hx [m]</b>	0.35	-	-	0.35
<b>hx1 [m]</b>	0.10	-	-	0.15
<b>hx2 [m]</b>	0.125	-	-	0.075
<b>Estado</b>	OK	-	-	OK
<b>So1 [m]</b>	0.10	-	-	0.10
<b>So2 [m]</b>	0.10	-	-	0.10
<b>Áreas de Acero</b>				
<b>f'c [kg/cm2]</b>	250	-	-	250
<b>fy [kg/cm2]</b>	4200	-	-	4200
<b>Ash_1 [cm2]</b>	0.54	-	-	0.80

Ash_2 [cm2]	0.67	-	-	0.67
-------------	------	---	---	------

**Tabla B10. Elemento de borde, sección L normativa actual.**

Suelo	C		D	
	1	2	1	2
	-X	-Y	-X	-Y
	-M22	-M33	-M22	-M33
<b>Datos Muro</b>				
e [m]	0.25	0.25	0.35	0.30
Hw [m]	35.20	35.20	35.20	35.20
Lw [m]	3.25	5.20	3.25	5.20
T [1/s]	0.71	0.78	0.68	0.73
T* [1/s]	1.07	1.16	1.02	1.09
Sde [m]	0.16	0.17	0.23	0.26
du [m]	0.21	0.23	0.30	0.34
<b>Solicitud</b>				
<b>Combinación</b>	CL4MIN	CL5MIN	CL4MIN	CL5MIN
<b>Mu [Ton*m]</b>	-509.76	-1072.397	-1084.21	-1897.3
<b>Pu [Ton]</b>	-735.33	-674.15	-1003.92	-889.30
<b>Vu [Ton]</b>	-73.72	-61.92	-139.10	-108.26
<b>Eje Neutro</b>				
<b>Ec</b>	0.003	0.003	0.003	0.003
<b>Es</b>	0.003	0.004	0.002	0.004
<b>Clim [m]</b>	0.92	1.34	0.63	0.91
<b>C [m]</b>	1.67	2.26	1.91	2.25
<b>Estado</b>	Confinar	Confinar	Confinar	Confinar
<b>Curvatura</b>				
<b>Ht/Lw</b>	10.83	6.77	10.83	6.77
<b>Estado</b>	Verificar $\phi$	Verificar $\phi$	Verificar $\phi$	Verificar $\phi$
<b><math>\phi_{u\_a}</math> [1/m]</b>	0.00362	0.00249	0.00525	0.00367
<b><math>\phi</math> [1/m]</b>	0.00446	0.00465	0.00535	0.00454
<b>Estado</b>	OK	OK	OK	OK
<b>Dimensión elemento de borde</b>				
<b>h [m]</b>	0.3	0.3	0.35	0.3
<b>Cc [m]</b>	0.75	0.92	1.28	1.35
<b>db [mm]</b>	22	12	18	25
<b>Lcc [m]</b>	3.25	5.20	3.25	5.20
<b>Espaciamiento</b>				
<b>hx [m]</b>	0.15	0.15	0.175	0.15
<b>hx1 [m]</b>	0.125	0.125	0.1	0.1
<b>hx2 [m]</b>	0.1	0.1	0.12	0.12
<b>Estado</b>	OK	OK	OK	OK
<b>So1 [m]</b>	0.132	0.1	0.108	0.15

<b>So2 [m]</b>	0.132	0.1	0.108	0.15
<b>Áreas de Acero</b>				
<b>f'c [kg/cm2]</b>	250	250	250	250
<b>fy [kg/cm2]</b>	4200	4200	4200	4200
<b>Ash_1 [cm2]</b>	0.88	0.67	0.58	0.80
<b>Ash_2 [cm2]</b>	0.71	0.54	0.69	0.96

b) Sección T

**Tabla B11. Elemento de borde, sección T normativa antigua**

<b>Suelo</b>	<b>III</b>			
<b>Caso de</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>análisis</b>	<b>-X</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>-Y</b>
	<b>M33</b>	<b>-M33</b>	<b>M33</b>	<b>-M33</b>
<b>Datos Muro</b>				
<b>H [m]</b>	41.10	41.10	41.10	41.10
<b>e [m]</b>	0.30	0.30	0.30	0.30
<b>Hw [m]</b>	35.20	35.20	35.20	35.20
<b>Lw [m]</b>	6.89	6.89	5.52	5.52
<b>T [1/s]</b>	0.69	0.69	0.74	0.74
<b>Dmáx [m]</b>	0.20	0.20	0.15	0.15
<b>du [m]</b>	0.25	0.25	0.20	0.20
<b>du/h</b>	0.01	0.01	0.01	0.01
<b>Solicitud</b>				
<b>Combinación</b>	CL4MAX	CL4MIN	CL5MAX	CL5MIN
<b>Mu [Ton*m]</b>	2877.40	-2994.73	557.46	-725.66
<b>Pu [Ton]</b>	-225.80	-828.83	157.47	-947.86
<b>Vu [Ton]</b>	276.68	-248.88	19.34	-92.44
<b>Eje Neutro</b>				
<b>Ec</b>	0.003	0.003	0.003	0.003
<b>Es</b>	0.014	0.008	0.043	0.006
<b>Clim [m]</b>	1.64	1.64	1.31	1.31
<b>C [m]</b>	1.22	1.94	0.36	1.78
<b>Estado</b>	No confinar	Confinar	No confinar	Confinar
<b>Dimensión elemento de borde</b>				
<b>h [m]</b>	-	0.25	-	0.25
<b>Cc [m]</b>	-	1.26	-	1.22
<b>db [mm]</b>	-	18	-	18
<b>Lcc [m]</b>		6.89	-	5.52

Espaciamiento				
hx [m]	-	0.35	-	0.35
hx1 [m]	-	0.10	-	0.10
hx2 [m]	-	0.125	-	0.125
Estado	-	OK	-	OK
So1 [m]	-	0.10	-	0.10
So2 [m]	-	0.10	-	0.10
Áreas de Acero				
f'c [kg/cm2]	-	250	-	200
fy [kg/cm2]	-	4200	-	4200
Ash_1 [cm2]	-	0.54	-	0.54
Ash_2 [cm2]	-	0.67	-	0.67

Tabla B12. Elemento de borde, sección T normativa actual

Suelo	C			D		
	1	2	3	1	2	3
	X M33	-X -M33	Y -M22	X M33	-X -M33	Y -M22
Datos Muro						
e [m]	0.25	0.25	0.25	0.35	0.35	0.30
Hw [m]	35.20	35.20	35.20	35.20	35.20	35.20
Lw [m]	6.89	6.89	5.63	6.89	6.89	5.20
T [1/s]	0.71	0.71	0.78	0.68	0.68	0.73
T* [1/s]	1.07	1.07	1.16	1.02	1.02	1.09
Sde [m]	0.16	0.16	0.17	0.23	0.23	0.26
du [m]	0.21	0.21	0.23	0.30	0.30	0.34
Solicitud						
Combinación	CL6MAX	CL4MIN	CL5MIN	CL4MAX	CL4MIN	CL5MIN
Mu [Ton*m]	1587	-1697	1372	3858.55	-4023.87	-1049.60
Pu [Ton]	-563.45	-1143	-1132	-524.45	-1731.88	-1592.12
Vu [Ton]	167.48	-145.40	-86.00	353.17	-317.86	-138.20
Eje Neutro						
Ec	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
Es	0.007	0.004	0.003	0.007	0.006	0.004
Clim [m]	1.95	1.95	1.45	1.35	1.35	0.91
C [m]	2.01	2.95	2.86	2.07	2.37	2.29
Estado	Confinar	Confinar	Confinar	Confinar	Confinar	Confinar
Curvatura						
Ht/Lw	5.11	5.11	6.26	5.11	5.11	6.77
Estado	Verificar $\phi$	Verificar $\phi$	Verificar $\phi$	Verificar $\phi$	Verificar $\phi$	Verificar $\phi$
$\phi_u$ [1/m]	0.0017	0.0017	0.00230	0.0024	0.0024	0.0036
$\phi$ [1/m]	0.0043	0.0026	0.00330	0.0041	0.0038	0.0038

Estado	OK	OK	OK	OK	OK	OK
<b>Dimensión elemento de borde</b>						
<b>h [m]</b>	0.30	0.30	0.30	0.35	0.65	0.65
<b>Cc [m]</b>	0.05	1.00	1.41	0.72	1.02	1.39
<b>db [mm]</b>	10	10	12	18	18	12
<b>Lcc [m]</b>	6.89	6.89	5.63	6.89	6.89	5.20
<b>Espaciamiento</b>						
<b>hx [m]</b>	0.15	0.15	0.15	0.175	0.20	0.20
<b>hx1 [m]</b>	0.12	0.12	0.12	0.10	0.10	0.10
<b>hx2 [m]</b>	0.095	0.095	0.095	0.12	0.12	0.12
<b>Estado</b>	OK	OK	OK	OK	OK	OK
<b>So1 [m]</b>	0.10	0.10	0.10	0.108	0.108	0.10
<b>So2 [m]</b>	0.10	0.10	0.10	0.108	0.108	0.10
<b>Áreas de Acero</b>						
<b>f'c [kg/cm2]</b>	250	250	250	250	250	250
<b>fy [kg/cm2]</b>	4200	4200	4200	4200	4200	4200
<b>Ash_1 [cm2]</b>	0.64	0.64	0.64	0.58	0.58	0.54
<b>Ash_2 [cm2]</b>	0.51	0.51	0.51	0.69	0.69	0.64

c) Sección C

**Tabla B13. Elemento de borde, sección C normativa antigua.**

Suelo	<b>III</b>			
Caso de análisis	1	2	3	4
	Y M33	-Y -M33	X M33	-X -M33
<b>Datos Muro</b>				
<b>H [m]</b>	41.1	41.1	41.1	41.1
<b>e [m]</b>	0.2	0.2	0.3	0.3
<b>Hw [m]</b>	35.2	35.2	35.2	35.2
<b>Lw [m]</b>	2.53	2.53	3.65	3.65
<b>T [1/s]</b>	0.742	0.742	0.692	0.692
<b>Dmáx [m]</b>	0.26	0.26	0.19	0.19
<b>du [m]</b>	0.332	0.332	0.251	0.251
<b>du/h</b>	0.008	0.008	0.007	0.007
<b>Solicitud</b>				
<b>Combinación</b>	CL5MAX	CL5MIN	CL4MAX	CL4MIN
<b>Mu [Ton*m]</b>	58.77	-181	495.6	-512
<b>Pu [Ton]</b>	-5.2	-232.9	-79.89	-303.84
<b>Vu [Ton]</b>	65.64	-55.72	116.75	-123.53

<b>Eje Neutro</b>				
<b>Ec</b>	0.003	0.003	0.003	0.003
<b>Es</b>	0.020	0.010	0.011	0.011
<b>Clim [m]</b>	0.522	0.522	0.869	0.869
<b>C [m]</b>	0.331	0.571	0.811	0.793
<b>Estado</b>	No confinar	Confinar	No confinar	No confinar
<b>Dimensión elemento de borde</b>				
<b>h [m]</b>	-	0.2	-	-
<b>Cc [m]</b>	-	0.3176767	-	-
<b>db [mm]</b>	-	12	-	-
<b>Lcc [m]</b>	-	2.53	-	-
<b>Espaciamiento</b>				
<b>hx [m]</b>	-	0.35	-	-
<b>hx1 [m]</b>	-	0.1	-	-
<b>hx2 [m]</b>	-	0.05	-	-
<b>Estado</b>	-	OK	-	-
<b>So1 [m]</b>	-	0.1	-	-
<b>So2 [m]</b>	-	0.1	-	-
<b>Áreas de Acero</b>				
<b>f'c [kg/cm2]</b>	-	250	-	-
<b>fy [kg/cm2]</b>	-	4200	-	-
<b>Ash_1 [cm2]</b>	-	0.54	-	-
<b>Ash_2 [cm2]</b>	-	0.27	-	-

Tabla B14. Elemento de borde, sección C normativa actual.

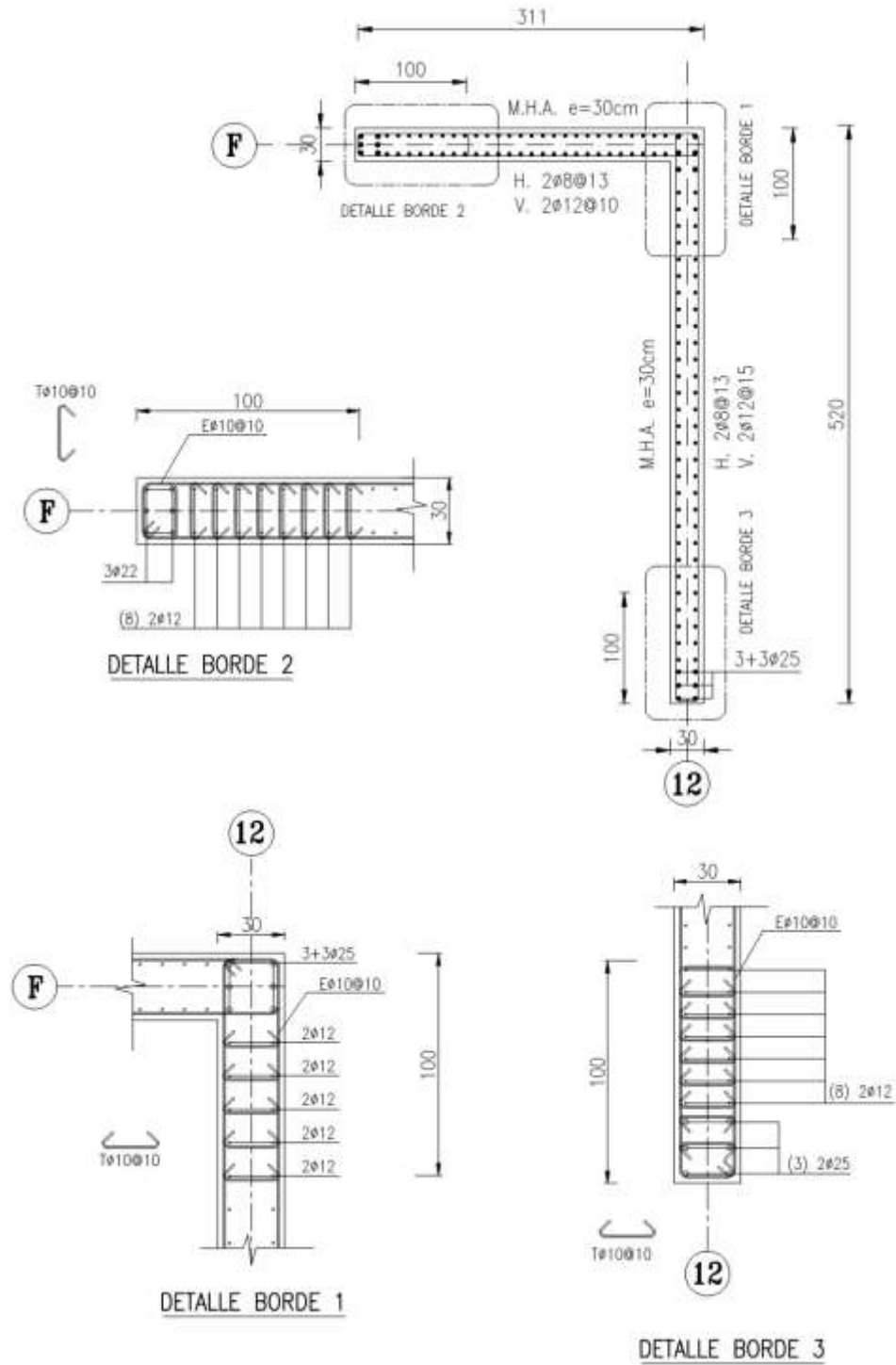
<b>Suelo</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
<b>Caso de análisis</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
	<b>Y</b>	<b>Y</b>
	<b>-M22</b>	<b>-M22</b>
<b>Datos Muro</b>		
<b>e [m]</b>	0.20	0.25
<b>Hw [m]</b>	35.20	35.20
<b>Lw [m]</b>	2.65	5.20
<b>T [1/s]</b>	0.78	0.78
<b>T* [1/s]</b>	1.16	1.16
<b>Sde [m]</b>	0.17	0.17
<b>du [m]</b>	0.23	0.23
<b>Solicitud</b>		
<b>Combinación</b>	CL7MIN	CL5 MIN
<b>Mu [Ton*m]</b>	-535.82	-1152.8
<b>Pu [Ton]</b>	-521.56	-773.63
<b>Vu [Ton]</b>	-100.98	-205.57

<b>Eje Neutro</b>		
<b>Ec</b>	0.003	0.003
<b>Es</b>	0.005	0.004
<b>Clim [m]</b>	0.68	0.47
<b>C [m]</b>	1.02	1.11
<b>Estado</b>	Confinar	Confinar
<b>Curvatura</b>		
<b>Ht/Lw</b>	13.28	13.04
<b>Estado</b>	Verificar $\phi$	Verificar $\phi$
<b><math>\phi_u</math> [1/m]</b>	0.0049	0.0071
<b><math>\phi</math> [1/m]</b>	0.0103	0.0094
<b>Estado</b>	OK	OK
<b>Dimensión elemento de borde</b>		
<b>h [m]</b>	0.3	0.3
<b>Cc [m]</b>	0.75	0.64
<b>db [mm]</b>	22	12
<b>Lcc [m]</b>	2.65	5.20
<b>Espaciamiento</b>		
<b>hx [m]</b>	0.15	0.15
<b>hx1 [m]</b>	0.1	0.1
<b>hx2 [m]</b>	0.1	0.1
<b>Estado</b>	OK	OK
<b>So1 [m]</b>	0.1	0.1
<b>So2 [m]</b>	0.1	0.1
<b>Áreas de Acero</b>		
<b>f'c [kg/cm2]</b>	250	250
<b>fy [kg/cm2]</b>	4200	4200
<b>Ash_1 [cm2]</b>	0.54	0.54
<b>Ash_2 [cm2]</b>	0.54	0.54

### 2.3.6 Distribución de armadura

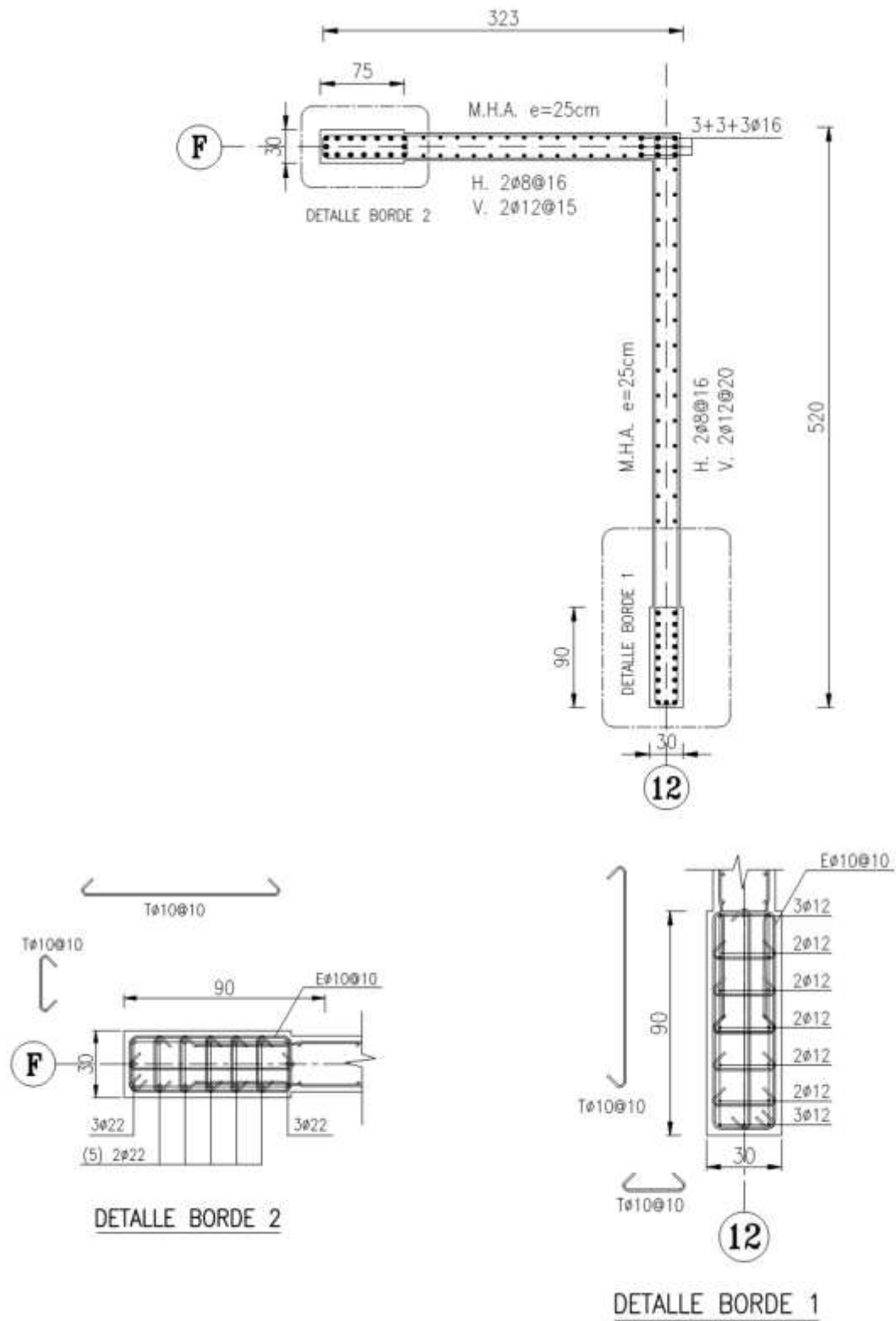
a) Sección L





**Figura B29. Armadura muro PL12, suelo tipo III.**

Fuente: Elaboración propia.



**Figura B30. Armadura muro PL12, suelo tipo C.**

Fuente: Elaboración propia.

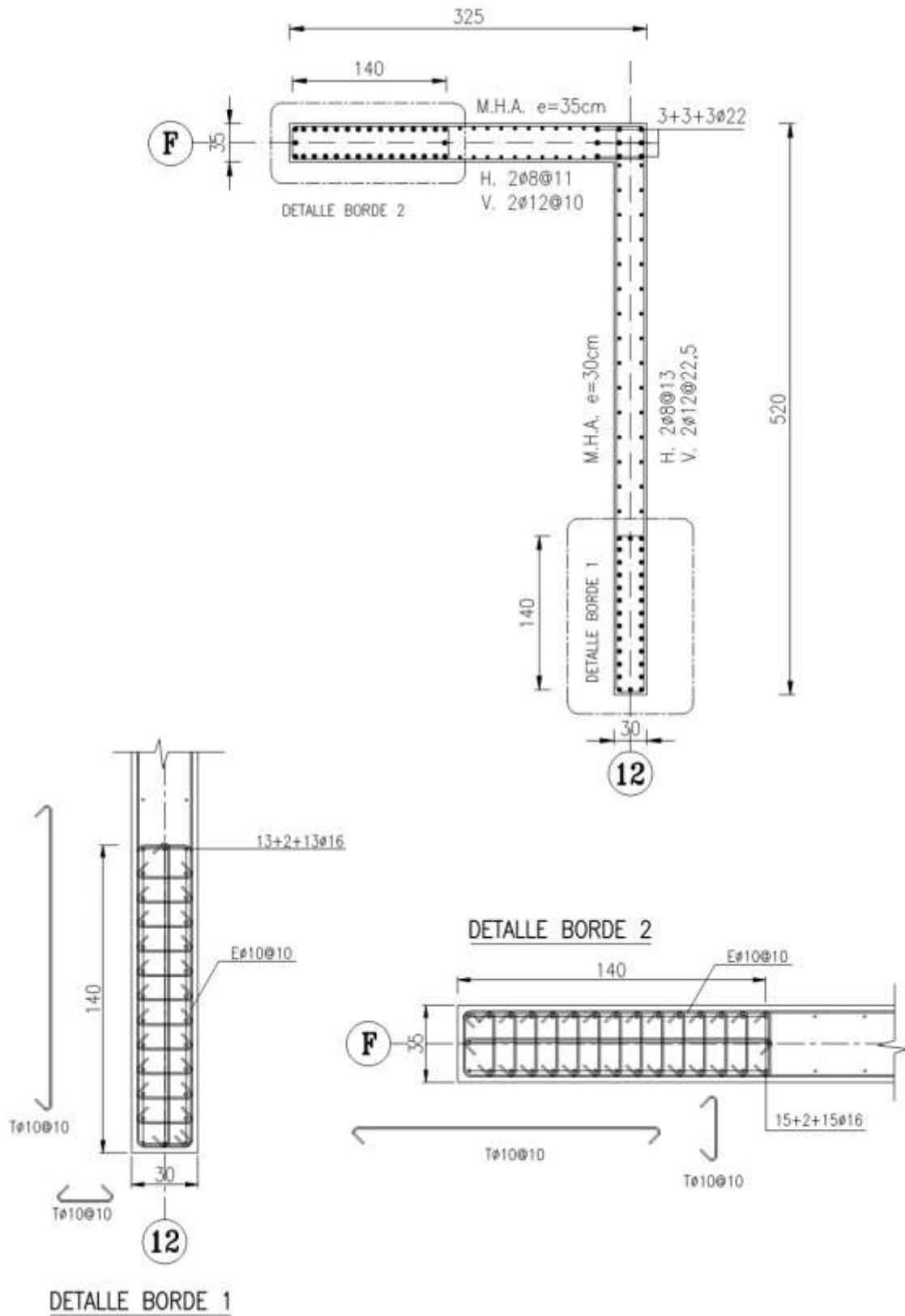


Figura B31. Armadura muro PL12, suelo tipo D.

Fuente: Elaboración propia.

b) Sección T

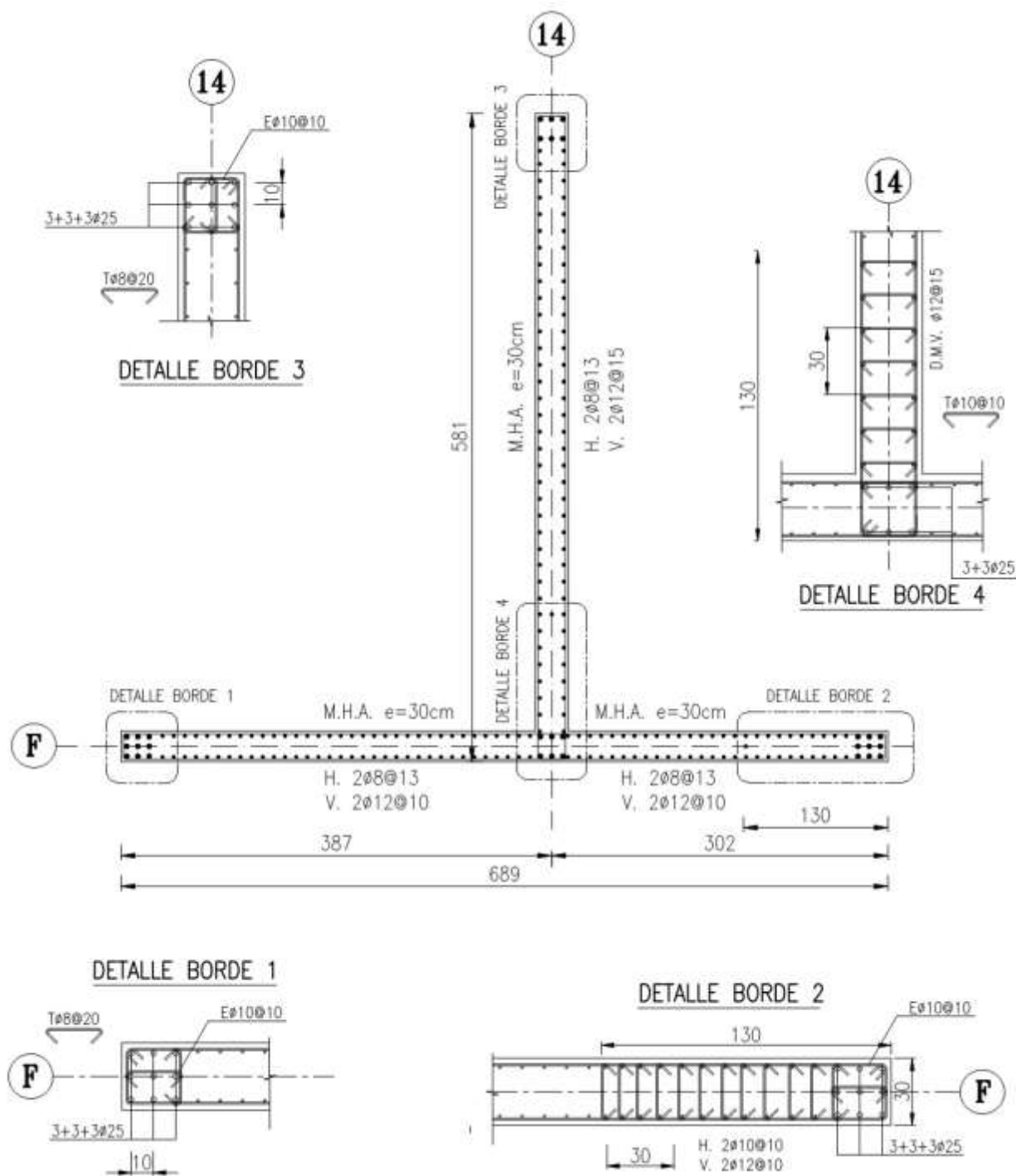
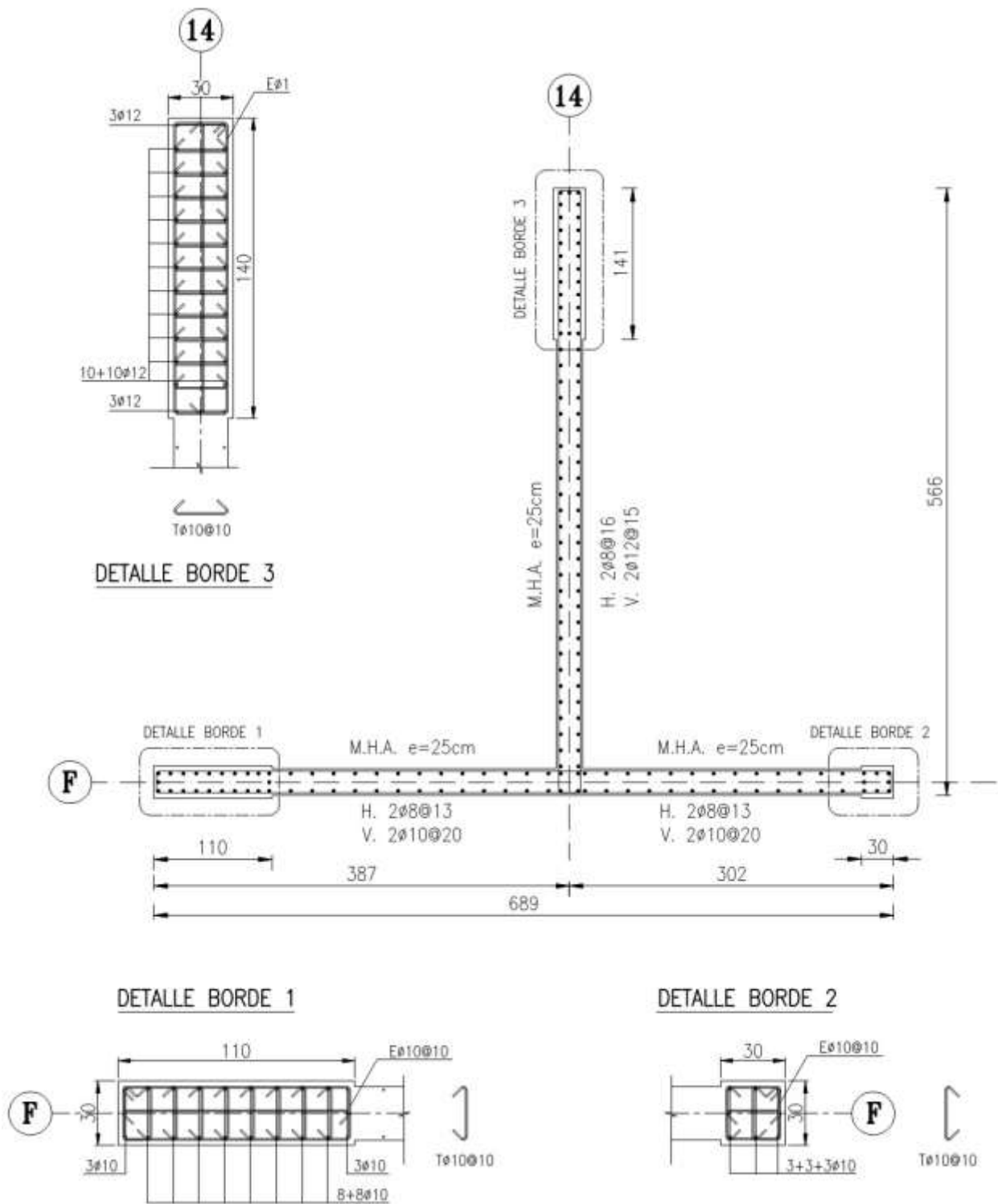


Figura B32. Armadura muro PT14F, suelo tipo III

Fuente: Elaboración propia.

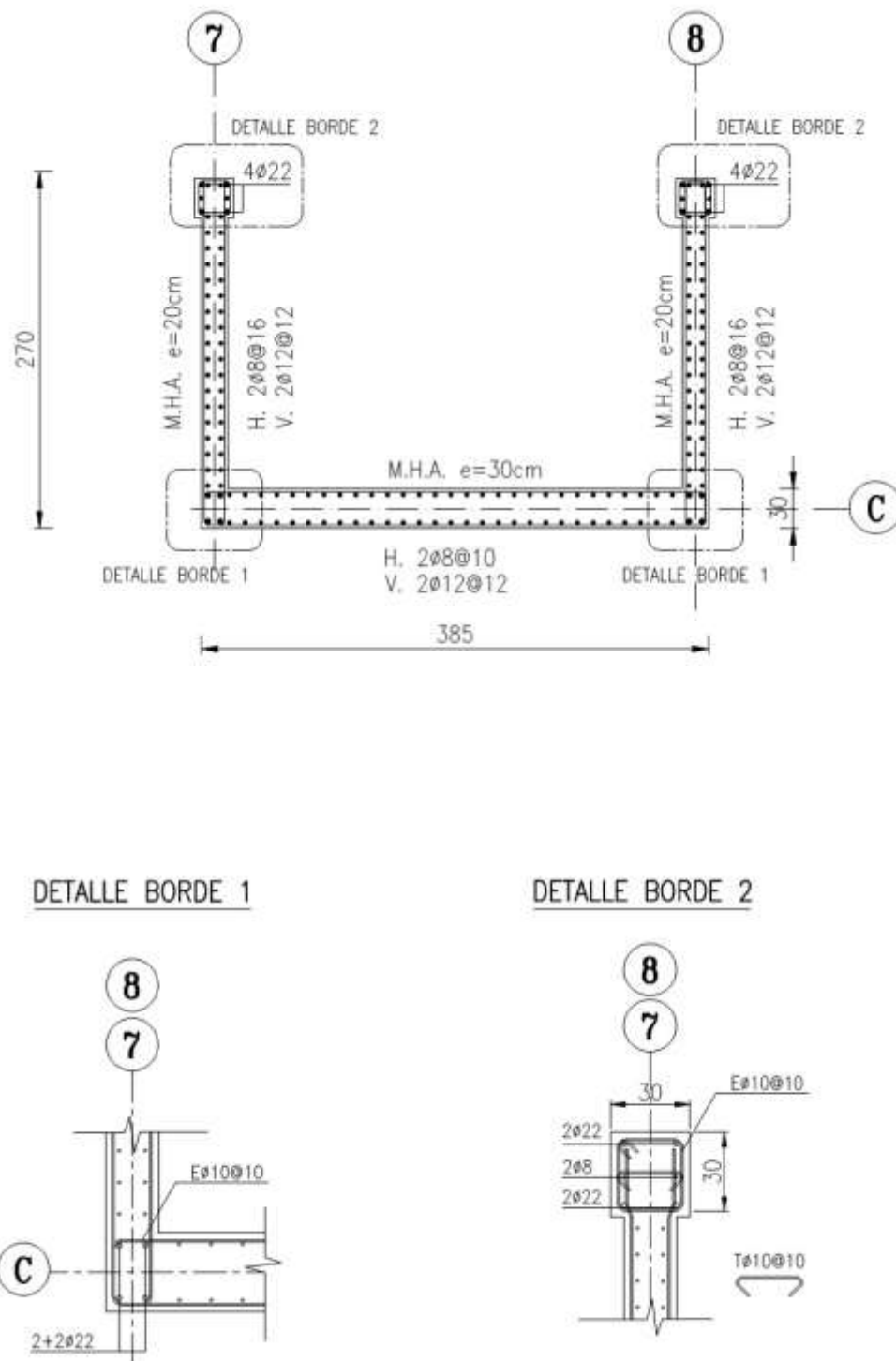


**Figura B33. Armadura muro PT14F, suelo tipo C**

Fuente: Elaboración propia.

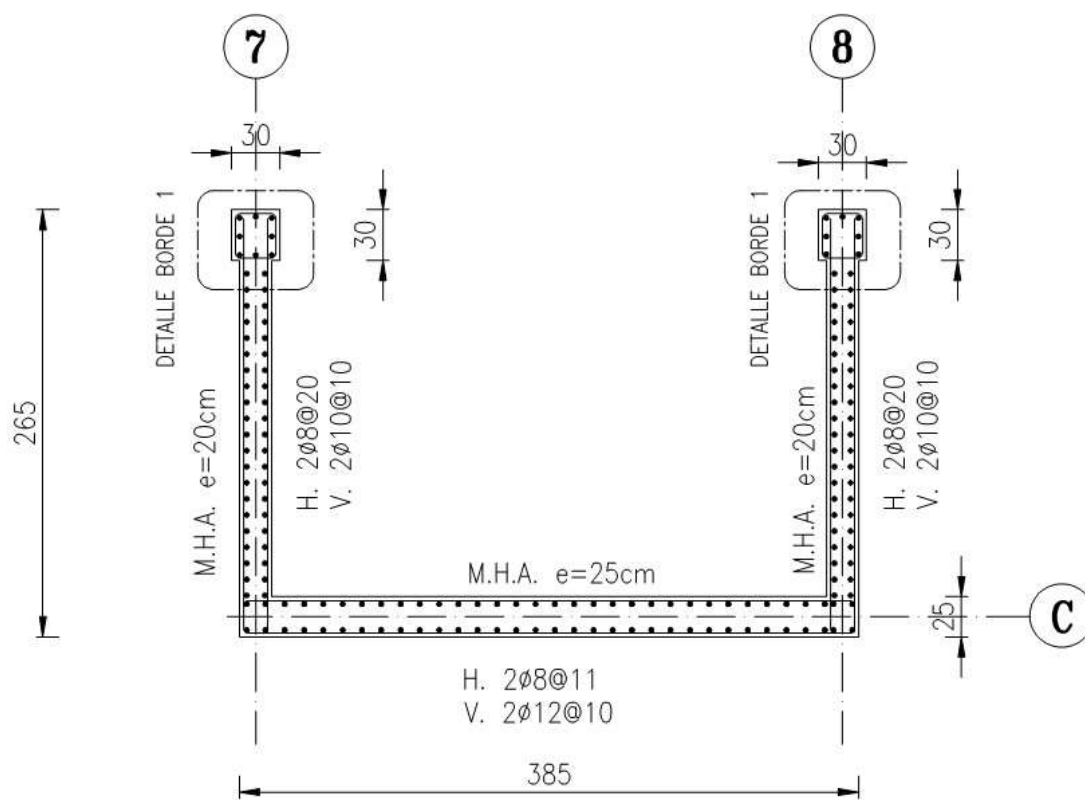


c) Sección C

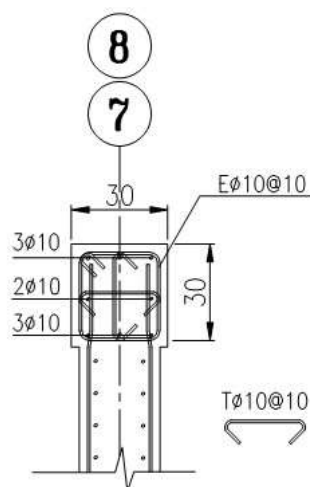


**Figura B35. Armadura muro PC78, suelo tipo III.**

Fuente: Elaboración propia.



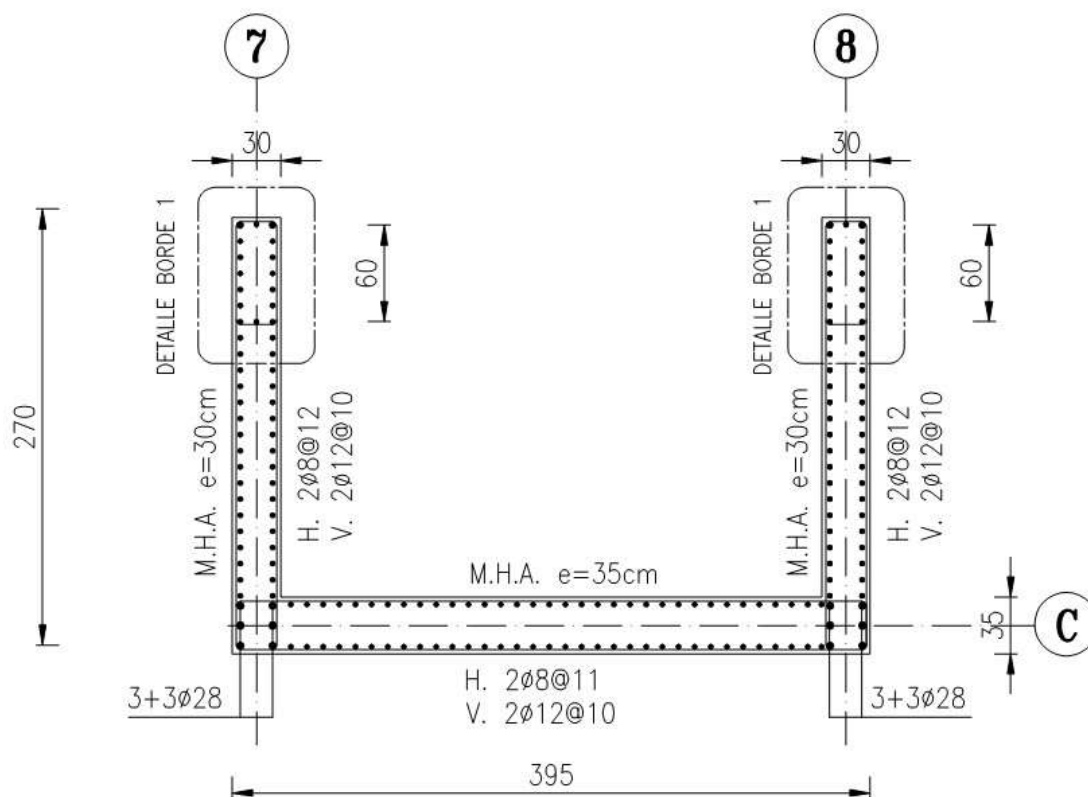
DETALLE BORDE 1



**Figura B36. Armadura muro PC78, suelo tipo C.**

Fuente: Elaboración propia.





DETALLE BORDE 1

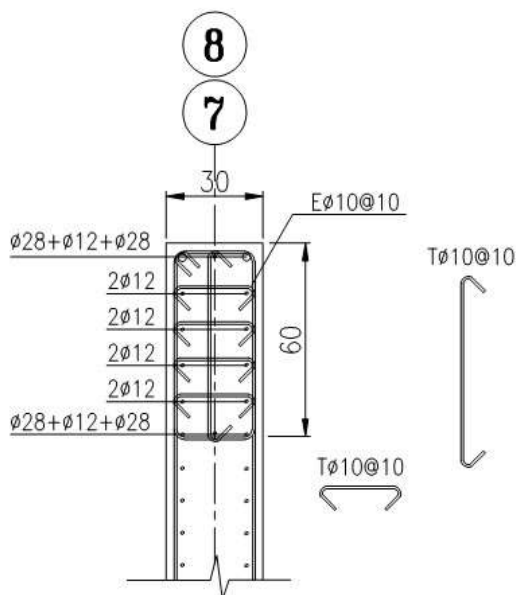


Figura B37. Armadura muro PC78, suelo tipo D.

Fuente: Elaboración propia.