

Universidad Católica de la Santísima Concepción  
Facultad de Ingeniería  
Ingeniería Civil



**ANÁLISIS SISMORRESISTENTE MEDIANTE EL MÉTODO MODAL  
ESPECTRAL DE UN EDIFICIO HABITACIONAL  
UBICADO EN LA COMUNA DE TOMÉ.**

DIEGO ALONSO RODRIGUEZ CUEVAS

INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

Profesor Guía : CLAUDIO OYARZO V. Ph. D.

Concepción, Julio 2016

Universidad Católica de la Santísima Concepción  
Facultad de Ingeniería  
Ingeniería Civil



**ANÁLISIS SISMORRESISTENTE MEDIANTE EL MÉTODO MODAL  
ESPECTRAL DE UN EDIFICIO HABITACIONAL  
UBICADO EN LA COMUNA DE TOMÉ.**

DIEGO ALONSO RODRIGUEZ CUEVAS

INFORME DE PROYECTO DE TÍTULO PARA OPTAR AL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

Profesor Guía : CLAUDIO OYARZO V. Ph. D.  
Profesor Informante: NELSON MAUREIRA.

Concepción, Julio 2016

*Dedicado a mis padres Manuel y Edith,  
y a mis seres queridos.*

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar quiero agradecer a Dios por estar presente en los momentos más difíciles de mi vida, además de guiarme siempre en abrirme los caminos y darme la oportunidad de seguir creciendo como persona y ahora como profesional.

En segundo lugar a mis padres Manuel Rodríguez Conejeros y Edith Cuevas Zúñiga por brindarme amor y apoyo incondicional durante toda mi vida, ustedes son y serán los pilares de mi vida.

Agradecer a mi Profesor Guía el Sr. Claudio Oyarzo Vera, Ph. D por toda la ayuda brindada a lo largo de la realización de este proyecto, ya que siempre demostró buena disposición y voluntad ante las dudas planteadas.

Finalmente, una mención especial a la Ilustre Municipalidad de Tomé especialmente a la Dirección de Obras que facilitó los planos y documentos mediante la Ley de Transparencia para desarrollar este trabajo.

## RESÚMEN

El presente trabajo tiene como objetivo catalogar el edificio habitacional “Don Guillermo” como una solución de evacuación vertical ante tsunamis. Edificio costero que se encuentra ubicado en el sector de Bellavista de la comuna de Tomé, que debido su gran altura y de estar cercano al mar es vulnerable a importantes deformaciones producto de terremotos y a su vez a impactos hidrodinámicos producidos por maremotos, lo que hace importante su análisis. Con este trabajo se espera conocer el real comportamiento de las cargas sísmicas en el edificio “Don Guillermo”.

Para llevar a cabo este proyecto se debió entender el comportamiento de la edificación de hormigón armado ante y durante un sismo, para lo cual se recopiló la información existente en los documentos y en las visitas a terreno, para luego llevarlas a modelos computacionales como ETABS, basándose en las normas chilenas NCh 433 Of.96 Mod.2009 y en el D.S. N°61.

El análisis estructural considera dos tipos de análisis: en el primero se analiza el edificio con un solo diafragma rígido y en el segundo con varios diafragmas rígidos en la estructura, todas ellas bajo distintos tipos de suelos y ante cargas dinámicas producidas por sismos. Para desarrollar este estudio se realizó un análisis modal espectral de la estructura y un análisis tiempo - historia en el cual se obtuvieron las deformaciones máximas y los cortes basales de la estructura.

Como conclusión del trabajo se logró establecer que la estructura se debe analizar incluyendo varios diafragmas rígidos ya que representa el verdadero efecto de la estructura ante sismo, producto de las juntas de dilatación. Además, se debe comentar que el edificio presenta deficiencias en el diseño del espaciamiento entre módulos lo que presentaría problemas de colisión entre los módulos debido a que el desplazamiento de las torres es mayor a la separación que se dejó en las juntas de dilatación, lo que podría generar daños irreparables en el edificio. Por lo que el edificio no puede ser catalogado como solución de evacuación vertical ante tsunamis.

## **Abstract**

This paper aims to consider the residential building "Don Guillermo" as a solution to tsunami vertical evacuation. coastal building is located in the area of Bellavista in the commune of Tomé, that because of its high altitude and being close to the sea is vulnerable to significant distortions result of an earthquake and in turn to hydrodynamic impacts caused by tsunamis, which makes it important analysis. This work is expected to know the actual behavior of seismic loads in the "Don Guillermo" building.

To carry out this project must understand the behavior of the building of reinforced concrete before and during an earthquake, for which existing information was compiled in documents and field visits, and then carry them computer models as ETABS, Chilean standards based on NCh 433 Of.96 Mod.2009 and D.S. N° 61.

The structural analysis considers two types of analysis: the first building with a single rigid diaphragm and the second with several rigid diaphragms in the structure is analyzed, all under different soil types and under dynamic loads caused by earthquakes. This study to develop a spectral modal analysis of the structure and time analysis time - history in which the maximum deformation and basal sections of the structure were obtained

In conclusion of the work it was established that the structure should be analyzed including several rigid diaphragms as it represents the true effect of the structure to earthquake, product expansion joints. Furthermore, it should mention that the building could present problems of collision between modules because the displacement of the towers is greater than the gap that was left in the expansion joints, which could lead to damage to the building.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

Agradecimientos.....	ii
Resumen.....	iii
Abstract.....	iv

### **CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN**

1.1 Presentación del proyecto.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivos generales.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3 Metodología.....	3
1.4 Alcances .....	5

### **CAPÍTULO II: GENERALIDADES**

2.1 Concepto general.....	6
2.2 Propiedades mecánicas del hormigón armado.....	6
2.3 Comportamiento sísmico en estructuras de hormigón armado.....	7
2.4 Evaluación de daños estructurales.....	9
2.4.1 Evaluación del daño por desplazamientos y/o deformaciones.....	9
2.5 Amenaza ante tsunamis en sector Bellavista Tomé.....	10
2.6 Modificaciones en las normas de diseño.....	12
2.7 Introducción al método de análisis modal espectral.....	13
2.8 Análisis de respuesta en el tiempo.....	16

### **CAPÍTULO III: BASES DE CÁLCULO**

3.1 Descripción del proyecto.....	18
3.2 Propiedades de los materiales.....	19
3.3 Normas y códigos utilizados.....	20

3.4 Cargas permanentes y sobrecargas de uso.....	20
3.5 Combinaciones de cargas.....	21
3.6 Clasificación del tipo de suelo.....	22
3.7 Antecedentes del análisis estructural.....	23
3.8 Observaciones.....	25

## **CAPÍTULO IV: ANÁLISIS SISMORRESISTENTE**

4.1 Introducción.....	26
4.2 Descripción general de la estructura.....	26
4.3 Descripción del sistema sismorresistente.....	29
4.4 Modelación de ETABS.....	30
4.5 Pre-Análisis.....	33
4.5.1 Análisis Tipo A: Con 1 sólo diafragma rígido.....	33
4.5.2 Análisis Tipo B: Con varios diafragmas rígidos.....	34
4.6 Metodología de análisis.....	34
4.7 Requerimientos.....	35
4.8 Análisis Modal Espectral.....	36
4.8.1 Análisis Modal Espectral Tipo A: Con 1 sólo diafragma rígido.....	36
4.8.1.1 Resumen del Análisis Modal Espectral Tipo A.....	40
4.8.2 Análisis Modal Espectral Tipo B: Con varios diafragmas rígidos.....	41
4.8.2.1 Edificio A.....	42
4.8.2.2 Edificio B.....	44
4.8.2.3 Edificio C.....	46
4.8.2.4 Edificio D.....	48
4.8.2.5 Resumen del Análisis Modal Espectral Tipo B.....	50
4.9 Conclusión Análisis Modal Espectral.....	55
4.9.1 Análisis No Lineal Tipo A: Con 1 solo diafragma rígido (Tipo de Suelo C).....	55
4.9.1.1 Resultados .....	56
4.9.2 Análisis No Lineal Tipo B: Con varios diafragmas rígidos (Tipo de Suelo C).....	59
4.9.2.1 Resultados.....	59

4.10 Análisis Tiempo – Historia.....	65
4.10.1 Resultados.....	65
4.10.1.1 Registros sísmicos sin escalar.....	66
4.10.1.2 Registros sísmicos escalados.....	69
<b>CAPÍTULO V: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....</b>	<b>72</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>74</b>
<b>ANEXO A: TABLAS DE REGISTROS SISMICOS.....</b>	<b>75</b>
<b>ANEXO B: PLANOS DEL EDIFICIO.....</b>	<b>80</b>
<b>ANEXO C: SOLICITUD MEMORIA DE CÁLCULO.....</b>	<b>86</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Características del acero de refuerzo A63-42H.....	19
Tabla 3.2: Características del hormigón utilizado.....	19
Tabla 3.3: Modelo Estratigráfico.....	22
Tabla 3.4: Clasificación del tipo de suelo según D.S. N°61.....	23
Tabla 4.1: Tipos de vigas invertidas diseñadas en el edificio “Don Guillermo”.....	28
Tabla 4.2: Factores sísmicos según NCh 433 de acuerdo al tipo de estructura.....	35
Tabla 4.3: Factores sísmicos según NCh 433 de acuerdo a distintos tipos de suelo.....	36
Tabla 4.4: Coeficientes sísmicos para los ejes X e Y según el tipo de suelo.....	38
Tabla 4.5: Periodos de la estructura.....	39
Tabla 4.6: Desplazamientos máximos en el último piso según el tipo de suelo.....	39
Tabla 4.7: Cortes basales según tipo de suelo.....	39
Tabla 4.8: Resumen del análisis modal espectral para 1 solo diafragma rígido por piso.....	40
Tabla 4.9: Coeficientes sísmicos para el Edificio A según el tipo de suelo.....	43
Tabla 4.10: Periodos para el Edificio A según sus ejes X e Y.....	43
Tabla 4.11: Desplazamiento máximo para el Edificio A según el tipo de suelo.....	44
Tabla 4.12: Cortes basales para el Edificio A según el tipo de suelo.....	44
Tabla 4.13: Coeficientes sísmicos para el Edificio B según el tipo de suelo.....	45
Tabla 4.14: Periodos para el Edificio B según sus ejes X e Y.....	45
Tabla 4.15: Desplazamiento máximo para el Edificio B según el tipo de suelo.....	46
Tabla 4.16: Cortes basales para el Edificio B según el tipo de suelo.....	46
Tabla 4.17: Coeficientes sísmicos para el Edificio C según el tipo de suelo.....	47
Tabla 4.18: Periodos para el Edificio C según sus ejes X e Y.....	47
Tabla 4.19: Desplazamiento máximo para el Edificio C según el tipo de suelo.....	48
Tabla 4.20: Cortes basales para el Edificio C según el tipo de suelo.....	48
Tabla 4.21: Coeficientes sísmicos para el Edificio D según el tipo de suelo.....	49
Tabla 4.22: Periodos para el Edificio D según sus ejes X e Y.....	49
Tabla 4.23: Desplazamiento máximo para el Edificio D según el tipo de suelo.....	50
Tabla 4.24: Cortes basales para el Edificio D según el tipo de suelo.....	50
Tabla 4.25: Resumen del análisis no lineal para varios diafragmas rígidos para un Tipo Suelo B.....	50
Tabla 4.26: Resumen del análisis no lineal para varios diafragmas rígidos para un Tipo Suelo C.....	51
Tabla 4.27: Resumen del análisis no lineal para varios diafragmas rígidos para un Tipo Suelo D.....	51

Tabla 4.28: Valores de los modos de vibrar y de los coeficientes sísmicos.....	56
Tabla 4.29: Desplazamiento máximo en cada piso.....	57
Tabla 4.30: Valores de los modos de vibrar y de los coeficientes sísmicos para el Edificio A.....	59
Tabla 4.31: Valores de los modos de vibrar y de los coeficientes sísmicos para el Edificio B.....	60
Tabla 4.32: Valores de los modos de vibrar y de los coeficientes sísmicos para el Edificio C.....	60
Tabla 4.33: Valores de los modos de vibrar y de los coeficientes sísmicos para el Edificio D.....	61
Tabla 4.34: Periodos fundamentales para los ejes X e Y en función de los 4 Edificios.....	61
Tabla 4.35: Desplazamiento máximo para cada Edificio.....	62
Tabla 4.36: Cálculo de desplazamientos en el eje X.....	63
Tabla 4.37: Cortes basales en los ejes X e Y para cada Edificio.....	64
Tabla 4.38: Lista de terremotos usados en el análisis tiempo – historia.....	65
Tabla 4.39: Análisis tiempo – historia para un edificio completo sin escalar.....	66
Tabla 4.40: Análisis tiempo – historia para los sub-edificios sin escalar.....	66
Tabla 4.41: Análisis tiempo – historia para un edificio completo escalados.....	69
Tabla 4.42: Análisis tiempo – historia para los sub-edificios escalados.....	69

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Vista Panorámica del edificio habitacional a estudiar en la comuna de Tomé.....	2
Figura 1.2: Esquema de la metodología para realizar el proyecto.....	4
Figura 2.1: Edificio Alto Rio afectado por el terremoto en Chile del 27 de febrero de 2010.....	7
Figura 2.2: Muros reventados de un estacionamiento de un edificio de 17 pisos.....	8
Figura 2.3: Tipos de medición de desplazamiento global y relativo.....	9
Figura 2.4: Carta de inundación por tsunami del 2010 del sector de Tomé.....	11
Figura 2.5: Metodología de los métodos de análisis modal espectral.....	14
Figura 2.6: Espectro de diseño.....	15
Figura 2.7: Modos de vibrar de una estructura.....	15
Figura 3.1: Vistas del edificio habitacional Don Guillermo en sector Bellavista, Tomé.....	18
Figura 4.1: Detalle de anclaje de la losa de hormigón con el muro.....	27
Figura 4.2: Detalle de los muros de hormigón armado diseñados en el edificio.....	28
Figura 4.3: Detalle de las vigas invertidas de hormigón armado diseñados en el edificio.....	29
Figura 4.4: Modelación del edificio, vista 1.....	31
Figura 4.5: Modelación del edificio, vista 2.....	32
Figura 4.6: Modelación del edificio, vista en planta del 3° piso.....	32
Figura 4.7: Modelación del edificio con un solo diafragma rígido.....	33
Figura 4.8: Modelación del edificio con varios diafragmas rígidos.....	34
Figura 4.9: Modelación del edificio con varios diafragmas rígidos.....	42
Figura 4.10: Modelación del edificio A.....	42
Figura 4.11: Modelación del edificio B.....	44
Figura 4.12: Modelación del edificio C.....	46
Figura 4.13: Modelación del edificio D.....	48

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 4.1: Espectros de diseño para suelo tipo B.....	37
Gráfico 4.2: Espectros de diseño para suelo tipo C.....	37
Gráfico 4.3: Espectros de diseño para suelo tipo D.....	37
Gráfico 4.4: Desplazamientos máximos obtenidos para cada tipo de suelo.....	40
Gráfico 4.5: Cortes basales obtenidos para cada tipo de suelo.....	41
Gráfico 4.6: Espectros de diseño para el Edificio A.....	43
Gráfico 4.7: Espectros de diseño para el Edificio B.....	45
Gráfico 4.8: Espectros de diseño para el Edificio C.....	47
Gráfico 4.9: Espectros de diseño para el Edificio D.....	49
Gráfico 4.10: Desplazamientos máximos del Edificio A según el tipo de suelo.....	51
Gráfico 4.11: Desplazamientos máximos del Edificio B según el tipo de suelo.....	52
Gráfico 4.12: Desplazamientos máximos del Edificio C según el tipo de suelo.....	52
Gráfico 4.13: Desplazamientos máximos del Edificio D según el tipo de suelo.....	53
Gráfico 4.14: Desplazamientos máximos en X de los cuatro edificios según el Tipo de Suelo.....	53
Gráfico 4.15: Desplazamientos máximos en Y de los cuatro edificios según el Tipo de Suelo.....	54
Gráfico 4.16: Cortes basales en dirección X de los cuatro edificios según el Tipo de Suelo.....	54
Gráfico 4.17: Cortes basales en dirección Y de los cuatro edificios según el Tipo de Suelo.....	55
Gráfico 4.18: Desplazamientos máximos X e Y para todos los pisos con un Tipo de Suelo C.....	58
Gráfico 4.19: Desplazamientos máximos en la dirección X para los distintos Edificios.....	62
Gráfico 4.20: Desplazamientos máximos en la dirección Y para los distintos Edificios .....	63
Gráfico 4.21: Cortes basales en los ejes X e Y según los distintos Edificios.....	64
Gráfico 4.22: Comparación de los espectros de terremotos con el espectro de diseño.....	67
Gráfico 4.23: Desplazamientos máx. en los ejes X e Y para el edificio completo según distintos terremotos.....	68
Gráfico 4.24: Desplazamientos máx. en los ejes X e Y para los distintos edificios según variados terremotos.....	68
Gráfico 4.25: Comparación de los espectros de diseño con el espectro de Antofagasta.....	70
Gráfico 4.26: Desplazamientos máx. en los ejes X e Y para el edificio completo según distintos terremotos .....	71
Gráfico 4.27: Desplazamientos máx. en los ejes X e Y para los distintos edificios según variados terremotos.....	71

## **Capítulo I: Introducción**

### **1.1. Presentación del proyecto**

En los últimos 10 años, la construcción de edificios de hormigón armado en Chile ha crecido significativamente producto del auge inmobiliario. Estos edificios están expuestos en a cargas estáticas y además a cargas dinámicas ya que vivimos en un país sísmico que tiene en su registro terremotos de gran magnitud.

El terremoto y tsunami que afectó a la zona centro-sur del país el 27 de febrero del 2010, también denominado como 27F, dejó en evidencia falencias logísticas de nuestro país a todo nivel. Por un lado, las comunicaciones y por otro las estructuras. Si bien, las edificaciones en su gran mayoría demostraron con creces su capacidad de prevenir el colapso y así preservar la vida de las personas ante un evento sísmico de grandes proporciones, un alto número de edificaciones sufrió algún tipo de daño estructural, la cual es totalmente esperado en sismos severos. Es por ello que el énfasis en los efectos que producen estas cargas es la principal preocupación de los ingenieros estructurales en la actualidad.

El presente proyecto propone modelar y analizar una estructura considerando diferentes tipos de modelos. Para este caso se escogió un edificio habitacional de 14 pisos ubicado en la Avenida Latorre N°328, construido por la Constructora Santa Beatriz, en el sector Bellavista de la comuna de Tomé (ver Figura 1.1). Éste edificio fue escogido por ser un edificio esbelto de 35 metros de alto que podría estar sometido a grandes deformaciones producto de las cargas sísmicas y vulnerable a fuerzas hidrodinámicas debido a tsunamis por estar cercano al mar.

Este proyecto permitirá evaluar la vulnerabilidad sísmica de la estructura mediante un modelamiento estructural del edificio utilizando el software ETABS. Con este estudio se espera conocer el comportamiento de la estructura en un eventual terremoto. Para ello se analizarán los desplazamientos y los cortes basales que tendrá la estructura ante las cargas sísmicas mediante un análisis modal espectral y ante un análisis tiempo – historia.

Los resultados obtenidos de este trabajo servirán para una futura investigación dirigida a establecer criterios que permitan identificar y cuantificar los efectos de terremotos y tsunamis sobre edificios existentes, con el fin de determinar si la estructura se puede catalogar como una solución de evacuación vertical ante tsunamis.



**Figura 1.1:** Vista Panorámica del edificio habitacional a estudiar en la comuna de Tomé.

**Fuente:** Plano de ubicación y emplazamiento.

## 1.2. Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

Evaluar el edificio habitacional “Don Guillermo” para ser catalogado como solución de evacuación vertical ante tsunamis.

### **1.2.2 Objetivo específicos**

Para determinar la vulnerabilidad sísmica a la que estará sometida la estructura.

- Identificar y analizar la información fidedigna de los planos estructurales, memorias de cálculos e informes técnicos de mecánica de suelos para representar las propiedades del edificio y sus componentes de la mejor forma posible en el modelamiento computacional.
- Realizar un análisis modal espectral en el edificio en base a la NCh 433 Of.96 Mod.2009 y D.S. N°61 (2011).
- Realizar un análisis tiempo – historia utilizando espectros de registros sísmicos de gran magnitud producidos en Chile.
- Determinar los posibles daños al que estará sometida la estructura de hormigón armado.

### **1.3 Metodología**

Para la realización de este proyecto (ver Figura 1.2), en primer lugar, se analiza la estructura según la información recolectada, gracias a la Dirección de Obras de la I. Municipalidad de Tomé, a partir de los planos, informes y de visitas a terreno. De acuerdo con la información obtenida se procede a la modelación en el programa ETABS, la estructura es analizada y estudiada en 2 casos. Primero una estructuración del edificio con un solo diafragma rígido por planta. El segundo caso se analiza considerando los cuatro módulos del edificio como diafragmas rígidos independientes producto de las juntas de dilatación.

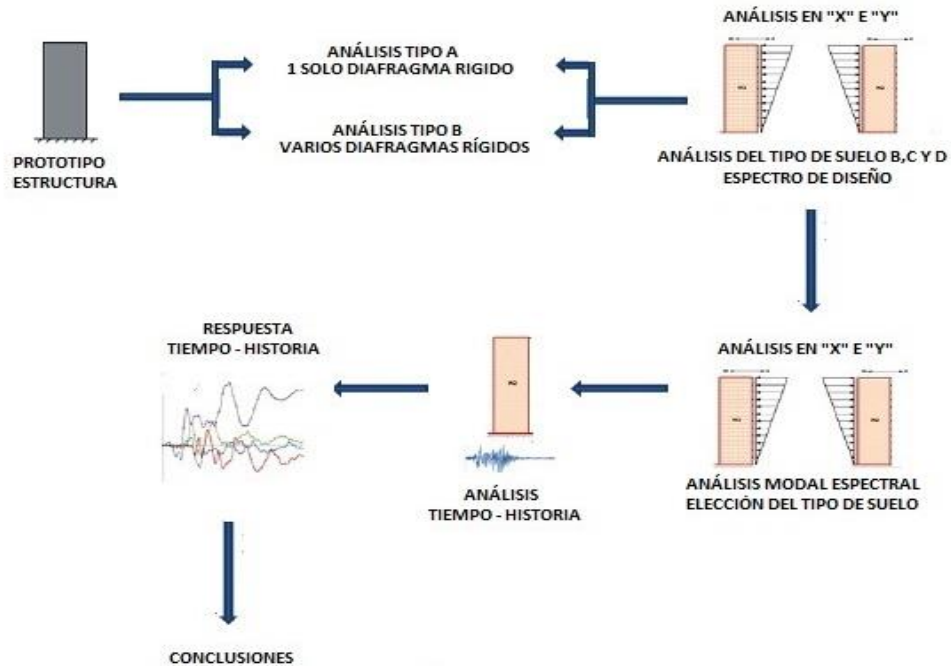


Figura 1.2: Esquema de la metodología desarrollada para realizar el proyecto.

Luego, con los antecedentes del punto anterior y por medio de modelamientos en el programa ETABS, se procede a realizar el análisis modal espectral mediante espectros de diseño para los tipos de suelos B, C y D, el cual debe cumplir con la normativa sísmica vigente NCh 433 Of.96 Mod. 2009 y D.S. N° 61 (2011).

Posteriormente, se procedió a realizar un análisis dinámico incremental (IDA) mediante un análisis tiempo – historia con los registros sísmicos para conocer los efectos de éstos en el edificio.

Una vez modelada la estructura y sometida al análisis modal espectral en el mismo programa ETABS, se analizan los resultados con el fin de comentar los efectos de la carga sísmica en la estructura, los posibles daños que pudiera tener y las posibles soluciones constructivas que deberían realizarse.

#### **1.4 Alcances**

La presente tesis se encuentra dividida en cinco capítulos, los cuales detallan los pasos que se deben seguir para llevar a cabo el proyecto. Producto de esto, los capítulos se pueden describir de la siguiente forma:

En el Capítulo I se presenta el proyecto y se exponen los objetivos a realizar.

El Capítulo II describe las características y el desempeño de las estructuras de hormigón armado en Chile ante sismos, y además de exponer un resumen de los métodos de análisis aplicados.

El Capítulo III establece las bases con las que se realizó el cálculo estructural del edificio por la Empresa Calculista.

Posteriormente el Capítulo IV describe el análisis sismorresistente del edificio considerando el modelamiento de la estructura en ETABS, el tipo de análisis a desarrollar en el estudio del proyecto y además se desarrolla el análisis modal espectral de la estructura de acuerdo a espectros de registros sísmicos de aceleración además se analizan los resultados obtenidos mediante el análisis tiempo - historia.

Finalmente, el Capítulo V expone las conclusiones y comentarios finales de los resultados obtenidos en el proyecto, además se describen los tipos de daños a la que está expuesta la estructura.

## Capítulo II: Generalidades

### 2.1. Concepto General

El Hormigón Armado es uno de los materiales que revolucionó en la época moderna a ingenieros y arquitectos ya que permitió generar estructuras con mayor luz. Tal material consiste en una mezcla que hace que resista a la compresión (hormigón) y a la vez a tracción (acero), lo que ha aumentado el uso de edificaciones esbeltas a lo largo de nuestro tiempo por su buen comportamiento.

En la actualidad hay más de 30 mil edificios según el primer catastro de construcciones de altura efectuado por la plataforma web mientorno.cl en el año 2014. De éstos 1.703 edificios, es decir un 18% del total están en la región del Biobío lo que muestra un auge en el crecimiento de edificios en la ciudad.

En Chile, los edificios de hormigón armado son diseñados principalmente en base al sistema de muros de corte, constituyendo cerca del 80% de la construcción total. Por otro lado, en las últimas dos décadas se ha utilizado, cada vez con mayor frecuencia, el sistema mixto de marcos y muros, especialmente en edificios de gran altura. Así, es común el uso de muros como sistema resistente, pero existe diversidad en la forma de diseñar estos elementos, consecuencia de cambios en las normas y reglamentos a lo largo del tiempo.

### 2.2. Propiedades mecánicas del hormigón armado.

El hormigón armado es un material compuesto, donde el hormigón lleva incorporado armaduras de acero cuya misión es resistir los esfuerzos de tracción. De este modo se consigue un material resistente tanto a los esfuerzos de compresión como a los de tracción.

*“La característica particular más importante de cualquier elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir, con algún margen de reserva, todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre aquél durante la vida de la estructura” (Nilson, 2001)*

### 2.3. Comportamiento sísmico de edificaciones de hormigón armado

Se ha observado que la buena distribución de muros en un edificio permite una reducción importante de las deformaciones durante un terremoto, debido a que aumenta considerablemente la rigidez lateral de la estructura.

Las estructuras que tienen una distribución simple, regular, continua y con un sistema resistente a cargas laterales redundantes, presentan un buen desempeño durante los movimientos sísmicos. Por el contrario, sistemas estructurales complejos que introducen incertidumbres en el análisis y en el detallado, pueden conducir a un comportamiento no deseado de la estructura.

En general, las construcciones de hormigón armado en Chile se han comportado de buena forma. Sin embargo, existen casos particulares como lo sucedido en el edificio Alto Rio en el terremoto del 27 de febrero de 2010 (Figura 2.1), en que el comportamiento no fue el esperado. Este tipo de fallas catastróficas genera un triste historial de víctimas fatales y altos costos económicos asociados a daño, lo que justifica analizar, estudiar y desarrollar investigaciones en torno a este tema.



**Figura 2.1:** Edificio Alto Rio afectado por el terremoto en Chile del 27 de febrero de 2010.

**Fuente:** Periódico versión digital diario el sur de la época.

El mayor problema posterremoto que se registró en los edificios de hormigón armado en Concepción fueron los daños en edificios de más de 30 metros de altura. Estos registraron severos daños en las líneas resistentes de los pisos basales y subterráneos (Betanzo, 2010).

El tipo de daño más visible se manifestó en columnas y muros de primeros pisos incapaces de absorber rotaciones derivadas de los desplazamientos entre pisos producidos por la demanda de desplazamientos sísmico impuesto al nivel basal (Bonelli 2010a).

Un patrón importante que pudo ser identificado y que tuvo directa relación con el nivel de daño de los sistemas estructurales fue la esbeltez global del edificio. Se entiende por esbeltez a la razón entre la altura total del edificio y la menor dimensión de la planta del edificio. Se pudo comprobar que edificios con esbeltez mayores a 2,5 sufrieron daños leves en sus ejes sismorresistente, pero importante daño no estructural. En cambio, edificios con esbeltez mayores a 3 se apreciaron daños importantes tanto en sus estructuras sismorresistente como en elementos no estructurales. (Betanzo, 2010)

Fundamentalmente, los daños en elementos verticales como columnas y muros se produjeron por un exceso de carga axial de compresión. En columnas de edificios de más de 15 pisos, la falla más frecuente fue el pandeo de las barras de acero de refuerzo por inadecuado o insuficiente confinamiento de la armadura vertical (Massone, 2010).

En muros, los daños se concentraron en aquellos con secciones en planta en forma T o con cabezales (ver Figura 2.2) en la cual se muestran dos muros reventados de un estacionamiento de un edificio de 17 pisos, se puede observar pandeo de armaduras verticales del muro. Además, se puede apreciar que aparentemente la cuantía de acero vertical es la apropiada, no así el confinamiento en la zona cabezal.



**Figura 2.2:** Muros reventados de un estacionamiento de un edificio de 17 pisos.

**Fuente:** Betanzo R. (2010) Daños estructurales y lecciones del terremoto del 27/F en el gran Concepción.

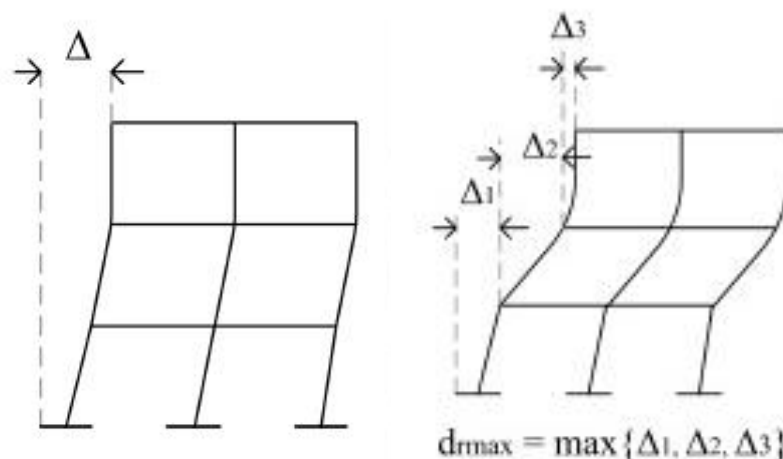
El comportamiento del hormigón armado es esencialmente homogéneo debido a la integración de los materiales. Es decir, cuando actúan cargas generando deformaciones en el acero de la misma forma se generan deformaciones del hormigón simple que rodea a las varillas. Esta situación se ve acentuada cuando el material entra en el rango no lineal, pues los modos de falla pueden traducirse en roturas por compresión del hormigón y por tracción del acero, además de las respuestas no lineales atribuibles a la interacción entre diferentes elementos estructurales que componen al edificio.

#### 2.4. Evaluación de daños estructurales

Para este estudio se utilizará la evaluación del daño por desplazamiento que a continuación se detalla.

##### 2.4.1. Evaluación del daño por desplazamientos y/o deformaciones

Este tipo de parámetros de daño está relacionado con la respuesta máxima experimentada por una estructura durante un evento sísmico. Este análisis contempla el daño relacionado con el desplazamiento máximo del último piso (respuesta global) y el desplazamiento máximo entre piso (respuesta local) que a su vez está relacionado con la capacidad de ductilidad de los miembros estructurales (ver Figura 2.3).



**Figura 2.3:** Tipos de medición de desplazamiento global y relativo.

**Fuente:** F. Carrasco. (2009) Tesis “Efecto de la duración de los terremotos en la respuesta inelástica de las estructuras”.

## **2.5. Amenaza de tsunamis en el sector de Bellavista Tomé**

La constante amenaza de tsunamis sobre las costas de nuestro territorio se debe a la localización geográfica de Chile, el cual se ubica frente a una zona de subducción de la placa de Nazca con la placa Sudamericana. Esto genera los innumerables sismos que ocurren dentro de la historia sismológica que cuenta el territorio nacional.

La amenaza de tsunami toma relevancia al momento de considerar el continuo crecimiento urbano y rural de localidades costeras, donde la tendencia a urbanizar zonas muy próximas al mar, se caracteriza por su escasa planificación y ordenamiento objetivo en función de tal amenaza. Por otra parte, tsunamis históricos que han azotado nuestras costas son el fiel reflejo de procesos tectónicos recurrentes en el tiempo (Lagos, 2002).

La comuna de Tomé, fue una de las localidades costeras afectadas por el terremoto ocurrido el 27 de febrero de 2010, debido a su ubicación geográfica en la Bahía de Concepción, frente al Océano Pacífico.

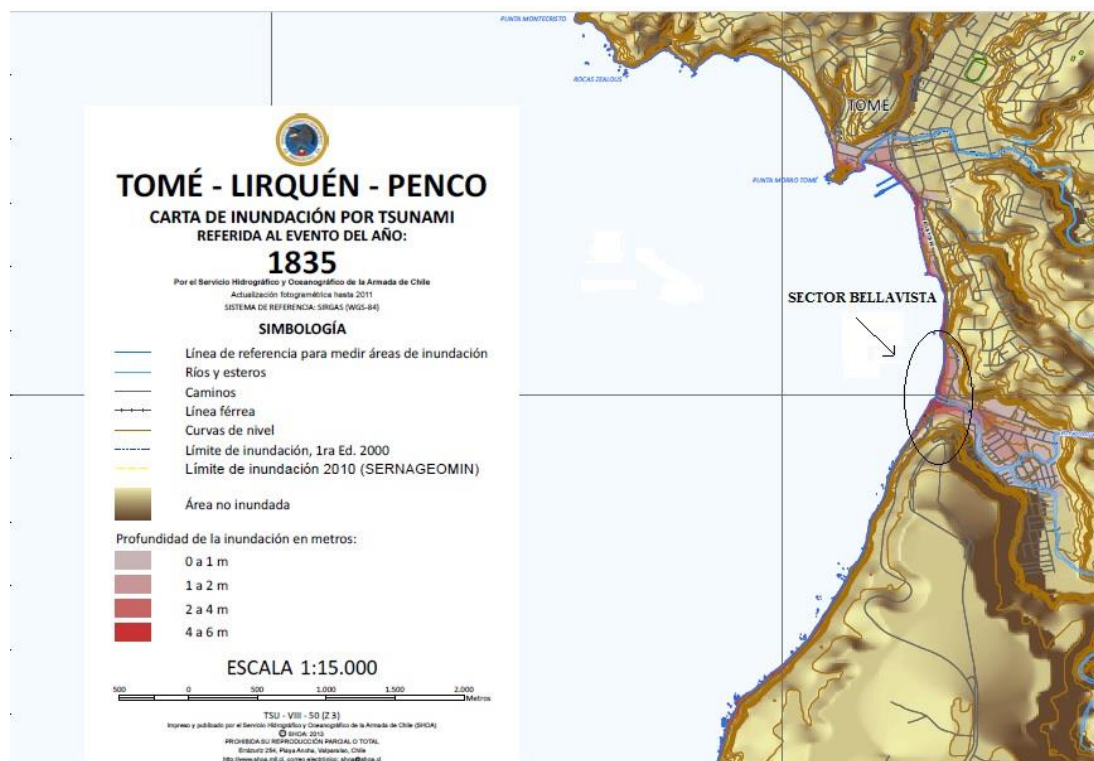
A pesar que los daños más importantes se generaron en Dichato y Coliumo, el centro de Tomé y la zona de Bellavista fueron principalmente dañados por el tsunami, dejando a muchas personas sin hogar y con daños parciales o totales en sus viviendas.

En el sector de Tomé y Bellavista se produjeron tres subidas de mar importantes. La primera fue a las 04:15 AM, con una altura de alrededor de 1 metro y medio. La segunda fue a las 05:40 AM con una altura de aproximadamente 2 metros. La tercera fue poco antes de las 07:00 AM con una altura de menos de 2 metros. Se produjeron aproximadamente 11 entradas de mar que no superaron el metro y medio, incluidas las tres más importantes mencionadas anteriormente (Fuente: Diario El Sur, Sáb. 20 de Marzo de 2010).

De acuerdo a la Zonificación del Plan Regulador Comunal de Tomé, las zonas más vulnerables a inundación por eventos de tsunami, corresponden a zonas cercanas al mar y aledañas a las riberas de los ríos principalmente el Estero Collén en el área centro de la ciudad y el estero Bellavista en el sector de Bellavista. La cota de inundación es de 15 metros sobre el nivel del mar y la superficie inundable es de aproximadamente 170 hectáreas. Lo anterior involucra al casco histórico donde se observa la mayor cantidad de actividades económicas.

En la figura 2.4 se observa la carta de inundación de la comuna de Tomé considerando el último terremoto del año 2010. En ella se observa que en el sector de Bellavista donde se construyó el edificio “Don Guillermo”, objeto de estudio de esta tesis, el agua alcanzó una altura sobre el nivel del mar de 2 a 4 metros, lo cual es de importancia considerar el edificio como resiste ante un terremoto para utilizarlo como una solución de evacuación vertical para las personas que no alcancen a ir a lugares de mayor altura (cerro) o para aquellos que tengan impedimento físico.

En la actualidad, ante el aprendizaje de lo ocurrido en el terremoto y tsunami del 2010, en la comuna de Tomé se han preocupado por educar a la gente realizando un plan de información colocando señaléticas en sectores más concurridos (playas, centro comercial y puertos) con avisos de direcciones a lugares seguros en caso de tsunamis, además de infraestructuras en el borde costero para mitigar el impacto de las olas producto de tsunamis.



**Figura 2.4:** Carta de Inundación por tsunami del 2010 del sector de Tomé.

**Fuente:** Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile.

## **2.6. Modificaciones en las normas de diseño**

Los terremotos han sido un factor importante en la transformación de la ciudad puesto que cada vez que ha sido destruida por un sismo, su reconstrucción ha dado origen a una nueva ciudad y a nuevos aprendizajes para los científicos en especial a los ingenieros estructurales. La magnitud del terremoto y el comportamiento de muchas estructuras obligan a repasar y revisar ciertos aspectos de las normas sísmicas de diseño estructural y también las recomendaciones de detallamiento de elementos estructurales.

El terremoto y posterior tsunami ocurrido en las costas de las localidades de Curanipe y Cobquecura el 27 de febrero de 2010 que alcanzó una magnitud de 8.8 en la escala de momento no fue la excepción y trajo una serie de cambios en las medidas que afectarán al diseño sísmico de edificios y estructuras en general.

Es por eso que a continuación se detallan los nuevos cambios en las normas sísmicas que básicamente se enfocaron en modificar las normas NCh430 “Diseño de hormigón armado” y NCh433 “Diseño sísmico de edificios” en lo que respecta a cambios en los detallamiento de elementos de hormigón armado y espectros de diseño, respectivamente.

En el caso de la NCh430 se adoptó las recomendaciones del código ACI318-2008. Dentro de los cambios se incluyen las limitaciones para deformación en zonas críticas de muros de ejes sismorresistentes, es decir deformaciones en compresión menores a 0,003 y deformaciones para el acero en tracción mayores a 0,004. En términos prácticos se pretende asegurar que el elemento no quede diseñado por compresión (falla frágil). Además, se agregó una disposición que limita la separación entre armaduras de confinamientos en zonas críticas de muros sismorresistentes con el fin de evitar el pandeo por compresión en carga cíclica de las barras de refuerzo longitudinales (Bonelli, 2010b). Por último, desde el punto de vista del análisis estructural se requiere que los edificios sean analizados con los grados de libertad suficientes y que describan el real comportamiento como conjunto de varios elementos. Esto último implica diseñar los muros de secciones con tipo T, L o C sin utilizar simplificaciones en elementos rectangulares.

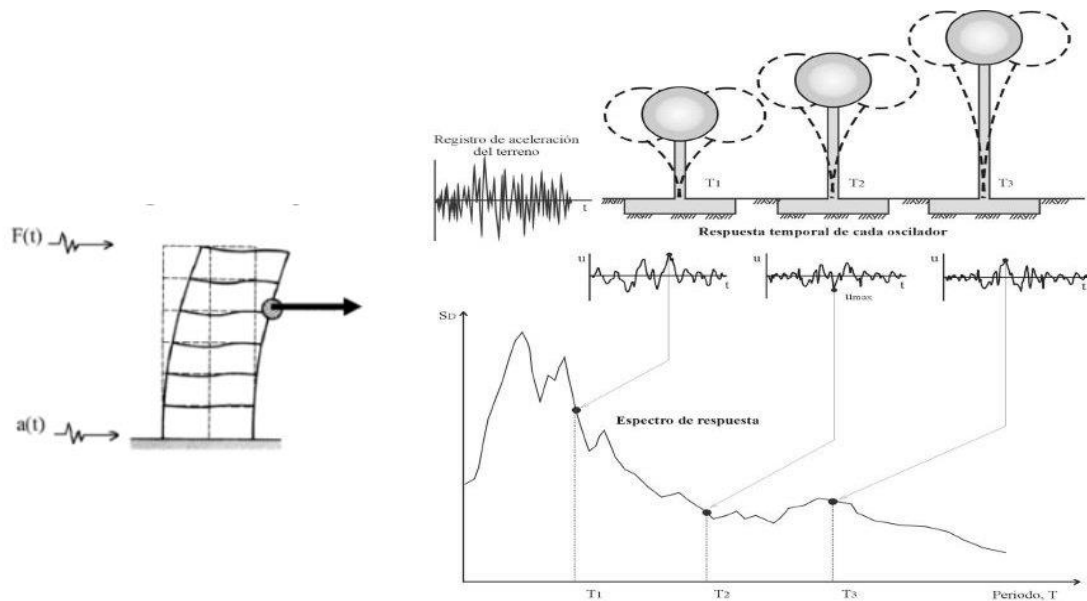
Para la NCh433 se modifica de forma significativa el espectro de diseño en el D.S. N°61 y se reformula totalmente la clasificación de suelos, la cual se hará principalmente por velocidad de onda de corte.

### **2.7. Introducción al método de análisis modal espectral**

El fin del análisis sísmico tradicional consiste en que la estructura sea capaz de resistir sin problemas un sismo de baja intensidad. Para uno de mediana intensidad se acepta que la edificación sufra daños, pero que éstos sean reparables. Y por último para un sismo de gran intensidad sólo se exige que la estructura no colapse, logrando preservar la vida de los ocupantes.

El análisis modal espectral es un método para estimar los desplazamientos y fuerzas en elementos de un sistema estructural. Su base metodológica radica en que la vibración del suelo es transmitida a toda la estructura a través de sus elementos y como consecuencia de ella, las principales masas se mueven o desplazan en forma relativa respecto al suelo.

De una forma análoga la estructura se puede asimilar a una serie de péndulos invertidos (ver Figura 2.5) sometidos a una vibración en la base, cada uno de los cuales representa el comportamiento de una de los modos de vibrar de la estructura. Por lo tanto, todos los péndulos no responden del mismo modo ante una vibración en la base. De hecho, cada estructura posee una frecuencia propia o natural, determinada fundamentalmente por su rigidez y altura, a la que vibrará frente a cualquier excitación a la que se someta.



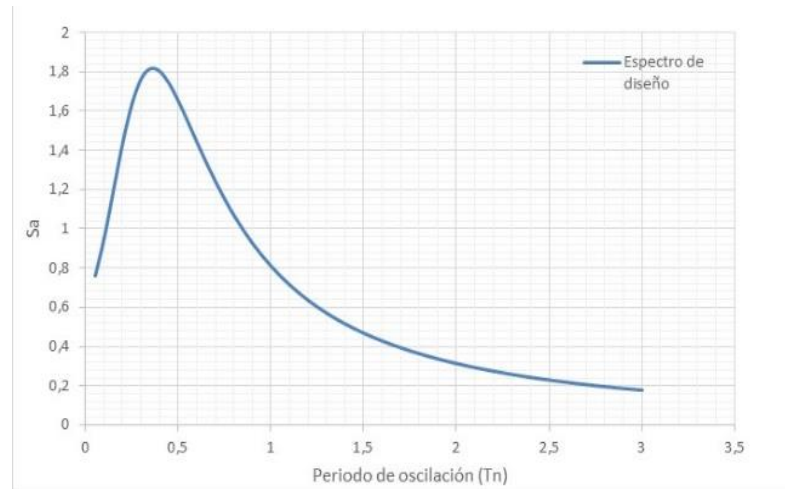
**Figura 2.5:** Metodología del método análisis modal espectral.

**Fuente:** XFMA, Blog profesional de Francisco Martínez Alonso Ingeniero Estructural.

En resumen, la relación entre la aceleración de la base (sismo) y los desplazamientos que experimentan las masas de la estructura, depende únicamente de esta frecuencia propia y del amortiguamiento de la estructura.

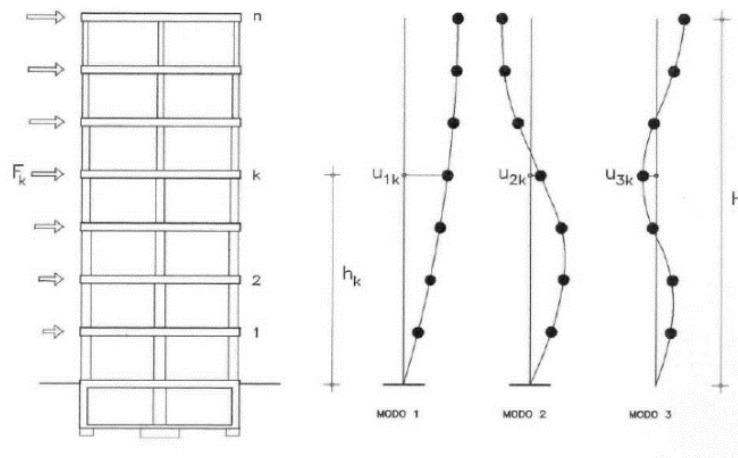
Ante lo anterior, el objetivo inicial del diseño sismorresistente es cuantificar esas fuerzas y para ello se hace, simplificaciones para poder obtener los resultados, pues resulta extremadamente complicado calcular su valor utilizando solo ecuaciones matemáticas. Para ello se debe tener en consideración que la aceleración en la base del terremoto puede variar en cada instante por lo que variará también la respuesta del edificio.

En consecuencia y dada la complejidad del proceso de análisis, la norma sísmica recurre al concepto de “Espectro de diseño” que permite un fácil cálculo de las fuerzas sísmicas actuando sobre un edificio en función principalmente del tipo de suelo. El espectro es una representación gráfica de la pseudo-aceleración a la que responde una estructura de periodo natural “ $T$ ” conocido frente a un sismo. (ver Figura 2.6)



**Figura 2.6:** Espectro de diseño.

Existen varios modos en los que una estructura puede vibrar u oscilar frente a una excitación sísmica determinada (ver Figura 2.7). Cada modo tiene además una deformada característica y una frecuencia de vibración asociada diferente. En realidad, una estructura sometida a un sismo vibrará según una combinación de diferentes modos de vibración. Por lo general, la norma chilena NCh 433 permite el análisis considerando únicamente los modos que tengan un alto porcentaje de masa traslacional.



**Figura 2.7:** Modos de vibrar de una estructura.

**Fuente:** XFMA, Blog profesional de Francisco Martínez Alonso Ingeniero Estructural.

En resumen, el método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. Luego se combinan estos valores máximos mediante el método de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas.

### **2.8. Análisis de respuesta en el tiempo**

Para analizar una estructura sometida a terremotos mediante un modelo numérico se debe realizar un análisis de respuesta en el tiempo (ART) que es un método de análisis estructural dinámico el cual pretende reproducir la respuesta real de una estructura debido a excitaciones dinámicas. Dicha respuesta es utilizada para determinar los parámetros de interés para el diseño.

Para realizar el ART se necesita de registros sísmicos que son disponibles en bases de datos en internet. Para la elección de registros se debe tener en cuenta una metodología para la selección según zonas con características sismológicas comunes (Oyarzo - Vera et al., 2009). Es recomendable seleccionar registros sísmicos en zonas con características sismológicas similares y cuyos registros tengan un perfil similar al espectro de diseño definido por la norma. Además, al momento de escalar los registros es más conveniente utilizar un método de ajuste más elaborado sobre un rango de periodos estrechos, que un método de ajuste simple aplicado a un rango de periodos amplio.

Para el escalamiento de registros sísmicos, la norma de diseño estructural neozelandesa (NZS 1170.5:2004) tiene por objetivo aplicar factores de escala lineales de manera de que el espectro de aceleraciones de los registros se ajuste al espectro de diseño definido por la norma en un rango de periodos cercano al periodo natural de la estructura.

Esta norma recomienda el uso de al menos tres registros, los que deben ser escalados utilizando dos factores:

- a) **Factor de escala del registro (k1):** Su propósito es ajustar el espectro de cada registro al espectro de diseño de manera de minimizar la función.

$$f = \log \left[ k_1 \frac{\text{Espectro de Registro}}{\text{Espectro de Diseño}} \right]$$

Con rango de periodos  $0,4T_i$  y  $1,3T_i$ . Con  $T_i$  como periodo fundamental de la estructura.

- b) **Factor de escala de la familia de registros (k2):** Este factor se aplica para asegurar que la energía de al menos el espectro de uno de los registros ya escalados por el factor  $k_1$  sea mayor a la energía contenida en el espectro de diseño.

$$k_2 = \text{Max}_{conj.} \left[ \max \left[ \frac{\text{Espectro de Diseño}}{k_1 \text{Espectro de Registro}} \right] \right] > 1,0$$

Con el registro sísmico escalado solo falta ingresar al programa y ver sus efectos en la estructura obteniendo sus deformaciones, cortes basales, etc.

## Capítulo III: Bases de Cálculo

### 3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en realizar un análisis sismorresistente al edificio habitacional “Don Guillermo” ubicado en Avenida Latorre N°328 en el sector Bellavista de la comuna de Tomé. Este consiste en un edificio de 14 pisos (ver Figura 3.1) con una superficie construida de 8.777 m<sup>2</sup> el que ha sido estructurado en base a muros y marcos de hormigón armado.



**Figura 3.1:** Vistas del edificio habitacional Don Guillermo, en sector Bellavista Tomé.

**Fuente:** Imágenes propias.

La estructuración de entre piso corresponde a una losa de hormigón armado de 15 cm de espesor, diafragma rígido que distribuye los esfuerzos sísmicos en los elementos resistentes, cuya armadura y detalle se especifican en los planos de cálculo (ver Anexo B).

La estructura de techo está constituida por cerchas de madera conformando un sistema estable. La estructuración en base a muros está compuesta por muros de 25, 20 y 15 cm de espesor.

El sistema de fundación adoptado, corresponde al cimiento corrido y fundaciones aisladas cuyas dimensiones se muestran en los planos de cálculo en la sección Anexo B.

### 3.2. Propiedades de los Materiales

Se detallan las propiedades de los materiales que se usaron para la construcción y diseño de la estructura al momento de ser concebido el edificio habitacional “Don Guillermo”, esto es:

#### ACERO:

Para el refuerzo del hormigón se utilizaron barras de acero A63-42H, que posee las siguientes características:

**Tabla 3.1:** Características del acero de refuerzo A63-42H.

Peso específico	7800	kgf/m <sup>3</sup>
Esfuerzo de fluencia	4200	kgf/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo de rotura	6300	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad	2100000	kgf/cm <sup>2</sup>

**Fuente:** Elaboración propia.

#### HORMIGÓN:

El hormigón armado para ser usado en los muros, vigas y losas posee las siguientes características:

**Tabla 3.2:** Características del hormigón utilizado.

Hormigón	H - 30	
f'c	250	kgf/cm <sup>2</sup>
Peso específico	2400	kgf/cm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad	237171	kgf/cm <sup>2</sup>

**Fuente:** Elaboración propia.

### **3.3. Normas y códigos utilizados**

La estructura se diseñó bajo las siguientes normas y códigos:

- NCh 430 Of.61. - Diseño Hormigón Armado.
- NCh 1537 Of.96. - Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
- NCh 432 Of.71. - Acción del viento.
- NCh 433 Of.96. - Diseño sísmico de edificios.
- Informe Mecánica de Suelos de GEOFUN

Para el análisis sismorresistente de la estructura se utilizaron las siguientes normas y códigos:

- NCh 433 Of. 96 Mod. 2009 - Diseño sísmico de edificios.
- D.S. N° 61 – Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios (MINVU). Esta normativa no se consideró en el diseño original, pues entró en vigencia con posterioridad a la emisión del permiso de construcción.

### **3.4. Cargas permanentes y sobrecargas de uso**

En el diseño del edificio se consideraron las siguientes cargas actuantes:

#### **Cargas Permanentes:**

Las cargas permanentes en el diseño del edificio están determinadas por el peso propio (PP) de elementos tales como: losas, muros y vigas de hormigón armado.

#### **Sobrecargas de uso:**

Las sobrecargas de uso fueron determinadas mediante la norma NCh 1537 Of. 2009 considerando una sobrecarga de uso para zonas públicas y otra para zonas privadas. Estas son:

- *ZONAS PÚBLICAS*: Estas zonas comprende los pasillos y accesos a los departamentos.

$$SC_{pública} = 400 \text{ kg/m}^2$$

- *ZONAS PRIVADAS*: Las zonas privadas corresponden a las zonas ubicadas al interior de los departamentos.

$$SC_{privada} = 200 \text{ kg/m}^2$$

- *OTROS*: La zona comprendida en los techos específicamente.

$$SC_{techo} = 100 \text{ kg/m}^2$$

### 3.5. Combinaciones de cargas

La memoria de cálculo disponible en la Dirección de Obras de la I. Municipalidad de Tomé no señala las combinaciones de cargas utilizadas. Por este motivo se escogieron combinaciones de cargas que presuntamente se ocuparon para diseñar el edificio:

- D = Carga permanente.
- L = Solicitación producto de sobrecarga o de cargas vivas.
- E<sub>x</sub> = Solicitación por sismo en sentido X.
- E<sub>y</sub> = Solicitación por sismo en sentido Y.
- W = Carga de Viento.

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L
3. 1,2 D + L
4. 1,2 D + 0,8 W
5. 1,2 D + 1,6 W + L
6. 1,2 D + 1,4 E<sub>x</sub> + 1,4 E<sub>y</sub> + L
7. 0,9 D + 1,6 W
8. 0,9 D + 1,4 E<sub>x</sub> + 1,4 E<sub>y</sub>

### 3.6. Clasificación del tipo de suelo

La mecánica de suelos disponible en la D.O.M. informa la realización de 2 sondajes de 10 metros de profundidad. Con esto se obtuvo la estratigrafía del suelo (ver Tabla 3.3), los modelos estratigráficos y propiedades mecánicas del suelo de fundación. Esto es, la capacidad de soporte, asentamientos, módulo de balasto de fundaciones, empujes de suelo sobre muros de subterráneo y la clasificación sísmica según NCh 433 Of.96.

**Tabla 3.3:** Modelo Estratigráfico.

Horizonte	Profundidad (m)	Descripción
H - 1	0,00 - 3,00	Relleno artificial de arena arcillosa con gravas de compacidad baja, color café y gris, humedad baja a alta con la profundidad y saturado bajo napa, baja plasticidad de fino. Gravas de cantos diversos y tamaño máximo 11". Bolones aislados de tamaño máximo 16". Ladrillos, escombros dispersos y trozos de carbón.
H - 2	3,00 - 4,20	Arena media y gruesa de compacidad media, color café oscuro, saturada, gravas de tosca descompuesta.
H - 3	4,20 - 7,20	Arena media y gruesa de compacidad media a alta, color café oscuro, saturada, gravas de tosca descompuesta.
H - 4	7,20 - 10,20	Sondaje 1: Arena media y gruesa de compacidad media a alta, color café oscuro, saturada, gravas de tosca descompuesta. Sondaje 2: Grava arcillosa de pizarra descompuesta, color café oscuro y vetas gris verdoso oscuro.

**Fuente:** Informe de Mecánica de Suelos (GEOFUN).

Para los fines de la utilización de la norma sísmica, el informe de mecánica de suelos consideró un suelo tipo III, según la clasificación del suelo incluida en el decreto N°117 del 2011 que modifica la norma NCh 433 Of.96.

Para el análisis sismorresistente que se presenta en este Proyecto de Título se utilizó el decreto supremo N°61 para clasificar el tipo de suelo, para ello se consideró analizar en el modelo suelos tipo B, C Y D y ver sus efectos, considerando además sus propiedades para generar el espectro. (ver Tabla 3.4 como ejemplo)

Tabla 3.4: Clasificación del tipo de suelo según D.S. N°61.

TIPO DE SUELO	C	SUELO DENSO, O FIRME
<b>PARÁMETROS</b>		
Vs30 (m/s)	>= 350	Velocidad de propa. de las ondas del suelo
RQD		
qu (MPa)	>= 0,30	Resistencia a la compresión simple del suelo
(N1) (golpes/pie)	>= 40	
Su (Mpa)		Resistencia al corte no drenada del suelo
S	1,05	Parámetro que depende del tipo de suelo
To (seg)	0,4	
T' (seg)	0,45	
n	1,4	
P	1,6	

### 3.7. Antecedentes del Análisis Estructural

Es importante mencionar que el análisis de la estructura se realizó bajo la hipótesis que las losas de hormigón armado actúan como diafragma rígido para distribuir las cargas horizontales en todos los elementos resistentes.

El edificio contiene en su estructuración 3 juntas de dilatación por plantas por lo que analizando el edificio se debería comportar como 4 sub edificios.

Para efectos del diseño sísmico, Tomé se encuentra en zona sísmica 3.

Para generar el espectro de diseño se utilizó las siguientes fórmulas obtenidas del D.S. N°61 y de la NCh 433 Of.96 Mod. 2009, estas son:

Aceleración de la resistencia sísmica:

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*/I} \quad (1)$$

Factor de amplificación  $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{1+4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^P}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (2)$$

Donde:

- $T_n$  : Periodo de vibración del modo n;
- $T_{o,p}$ : Parámetro relativos al tipo de suelo de fundación;

Factor de reducción  $R^*$ :

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1 \cdot T_o + T^*/R_o} \quad (3)$$

Donde:

- $T^*$ : Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis
- $R_o$ : Valor para la estructura que se establece de acuerdo con las disposiciones de 5.7 de la NCh 433 of.96 Mod. 2009.

### 3.8. Observaciones

Es importante comentar que la información disponible en la D.O.M. es muy pobre. La memoria de cálculo disponible consta de sólo 3 páginas y posee serias contradicciones con el informe de mecánica de suelos y planos de construcción.

Algunos problemas que vale la pena destacar son:

- **Problemas en la elección de la zona sísmica en Tomé:** Los planos y extracto de memoria de cálculo ubican al edificio en la zona sísmica 2, aun cuando Tomé se ubica en la zona sísmica 3 según la NCh433 Of.96 Mod. 2009. Lo que genera consideraciones de aceleraciones distintas en la elaboración del espectro de diseño y sus múltiples consecuencias.
- **Incoherencias en la elección del tipo de dosificación del hormigón:** En los planos se especifica un hormigón H-30 en cambio en el extracto de la memoria de cálculo se especifica hormigón H-25.
- **Falta información en Memoria de Cálculo:** Ante una escueta y resumida memoria de cálculo facilitada por la Dirección de Obras se encontró que faltan antecedentes por lo que el documento es muy deficiente. Lo anterior se basa en que faltaron datos importantes como las combinaciones de cargas utilizadas, periodos de frecuencia de la estructura, cálculos de deformación, análisis no lineal, etc.
- **Faltan detalles de vigas, empalmes y muros:** En los planos falta más información y detalle de armaduras para vigas y muros. Por ejemplo, en los planos se especifica sólo un tipo de viga, aun cuando en la estructura hay una mayor variedad que no se detalla.

Finalmente comentar que el diseño de la estructura se hizo poco después del terremoto del 2010, específicamente en abril del 2011, por lo que no hay registro de un rediseño de la estructura de acuerdo a las nuevas correcciones a las normas. Pese a todos estos problemas evidentes, el proyecto cuenta con la aprobación del revisor estructural. Recalcar que se buscó infructuosamente más información en la D.O.M., testimonio de la cual se muestra en el Anexo C.

## **Capítulo IV: Análisis Sismorresistente.**

### **4.1. Introducción**

El proyecto surge del deseo de analizar el Edificio “Don Guillermo” como potencial edificio para evacuación vertical en caso de tsunamis. Sin embargo, en este proceso se detectaron diversas situaciones que llevaron a la investigación orientarse a la evaluación de la estructura existente.

Para crear el modelo del edificio fue necesario recopilar información a través de planos y visitas a terreno.

El análisis del edificio se realizó en base a las normas y códigos existentes al momento del estudio, esto es el D.S. N°61 en lugar del D.S. N°117 utilizado en el momento del diseño original.

A continuación, se detalla el análisis sismorresistente lineal de la estructura realizada para la ejecución del modelo del proyecto y las bases del estudio realizado.

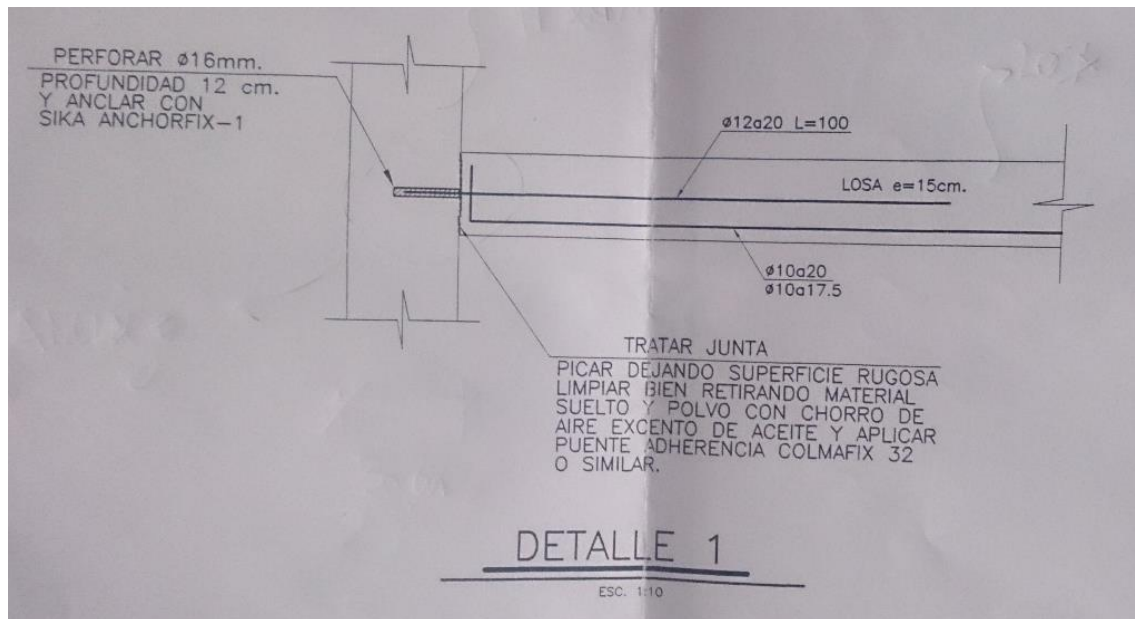
### **4.2. Descripción general de la estructura**

El edificio se puede detallar como una estructura de hormigón armado de 14 pisos formada por muros y marcos. La estructuración en planta varía para el 1°, 2° y 3° piso. Del 3° piso hasta el 14° piso son idénticos. El último piso que corresponde a la techumbre, la cual sólo se considera como carga de techo. (Ver anexo B donde se encuentran los planos del edificio). La altura de los pisos son idénticos del 2° al 14° con una altura de 2,41 metros, en cambio la altura del 1° piso es de 3,10 metros.

El estacionamiento se encuentra a un costado del edificio por lo que, una vez analizado el real aporte a la estructura, no fue tomado en cuenta por el análisis ya que no influye significativamente en el análisis sismorresistente.

Las unidades habitacionales de 45,7 m<sup>2</sup> de área están divididas mediante muros de hormigón armado de 15 cm de espesor, que intentan darle rigidez a la estructura.

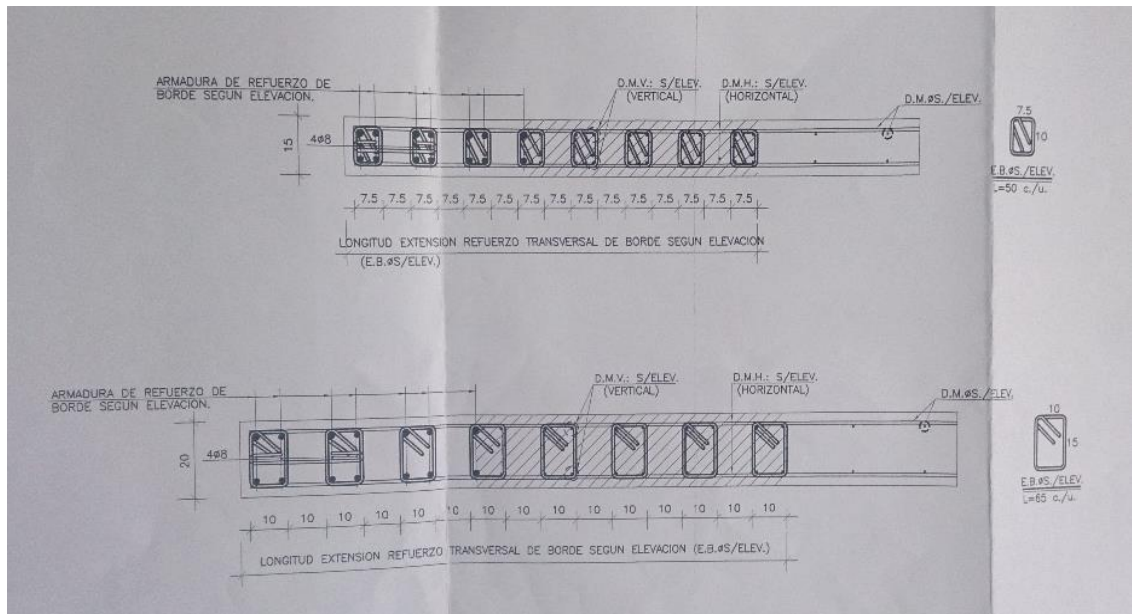
Como sistema de piso, se usan losas prefabricadas de hormigón armado de 15 cm de espesor que se encuentran simplemente apoyadas mediante anclajes en los muros perimetrales de hormigón armado que en general son de 20 cm de espesor (ver figura 4.1). El detalle de los muros se puede observar en los planos estructurales que se encuentran en el Anexo B. Vale la pena mencionar el deficiente anclaje de la unión losa – muro, la cual podría estar vulnerable a un posible desacople ante alguna sollicitación, por lo anterior se debe generar una solución más convincente con un sistema de gancho como anclaje para asegurar una unión más segura.



**Figura 4.1:** Detalle de anclaje de la losa de hormigón con el muro.

**Fuente:** Plano estructural losa cielo 1° piso.

El detalle de los muros de hormigón armado de 15, 20 y 25 cm de espesor corresponde a armaduras de refuerzo de  $\Phi=8$  mm como estribos separados cada 7,5 cm para muros de 15 cm y cada 10 cm para muros de 20 cm de espesor (ver Figura 4.2).



**Figura 4.2:** Detalle de los muros de hormigón armado diseñados en el edificio.

**Fuente:** Plano estructural losa cielo 1° piso.

El sistema de vigas en su totalidad corresponde a vigas invertidas de variadas dimensiones las cuales se detallan a continuación:

**Tabla 4.1:** Tipos de vigas invertidas diseñadas en el edificio “Don Guillermo.

VIGA INV.	15/30
VIGA INV.	15/20
VIGA INV.	20/36
VIGA INV.	25/60
VIGA INV.	20/45
VIGA INV.	20/105
VIGA INV.	20/165
VIGA INV.	15/36+24
VIGA INV.	20/75

Los detalles de las vigas diseñadas en el edificio están detallados en los planos estructurales, que se encuentran en el Anexo B. Específicamente, la viga 15/30+20/14 está constituida por barras de superiores de 12 mm de diámetro y barras inferiores de 16 mm de diámetro. Además, con estribos de 8 mm de diámetro cada 25 cm (ver Figura 4.3).

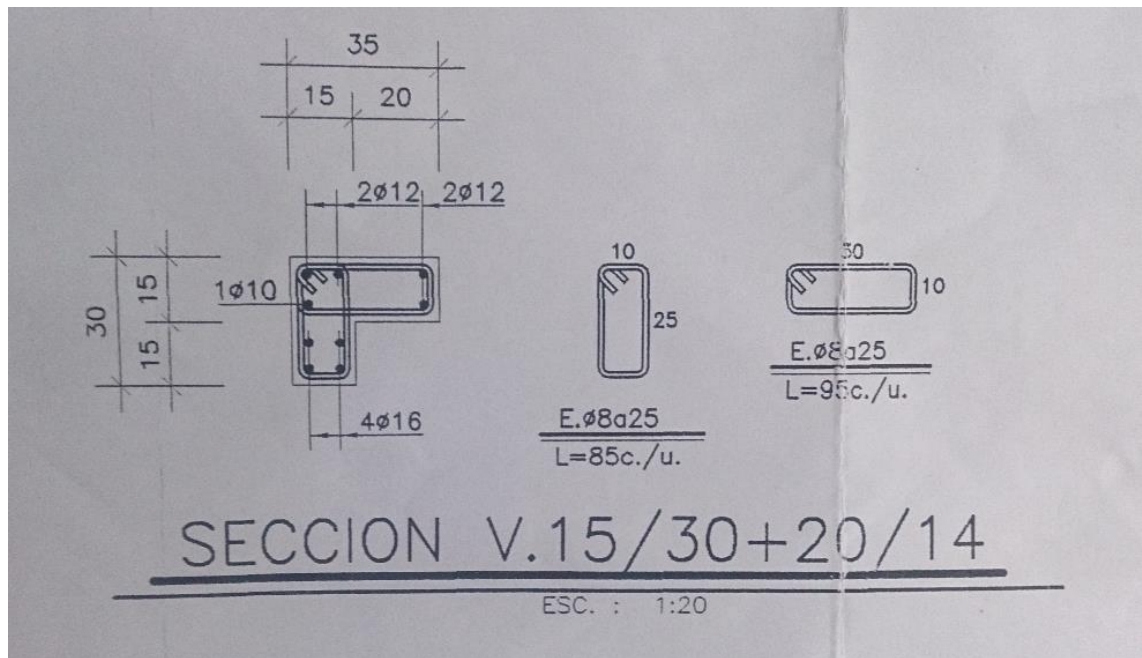


Figura 4.3: Detalle de las vigas invertidas de hormigón armado diseñados en el edificio.

Fuente: Plano estructural losa cielo 1° piso.

### 4.3. Descripción del sistema sismorresistente

Después de realizar las visitas a terreno correspondientes y luego de comparar con los planos recopilados, se pudo obtener un modelo más fiel de los elementos que componen la estructura. Además, se estableció que el edificio posee una estructuración irregular, simétrica en un solo eje (eje y), y se logró definir su sistema sismorresistente.

Con lo anterior se pudo precisar a primera vista que las losas se comportan como un diafragma rígido. En cambio, los pasillos se comportan como un diafragma semirígido.

En el primer piso se encuentran dos muros de hormigón armado de 25 cm de espesor. En los pisos superiores sólo se observaron las mismas distribuciones desde el 2 piso en adelante con muros de 15 cm de espesor.

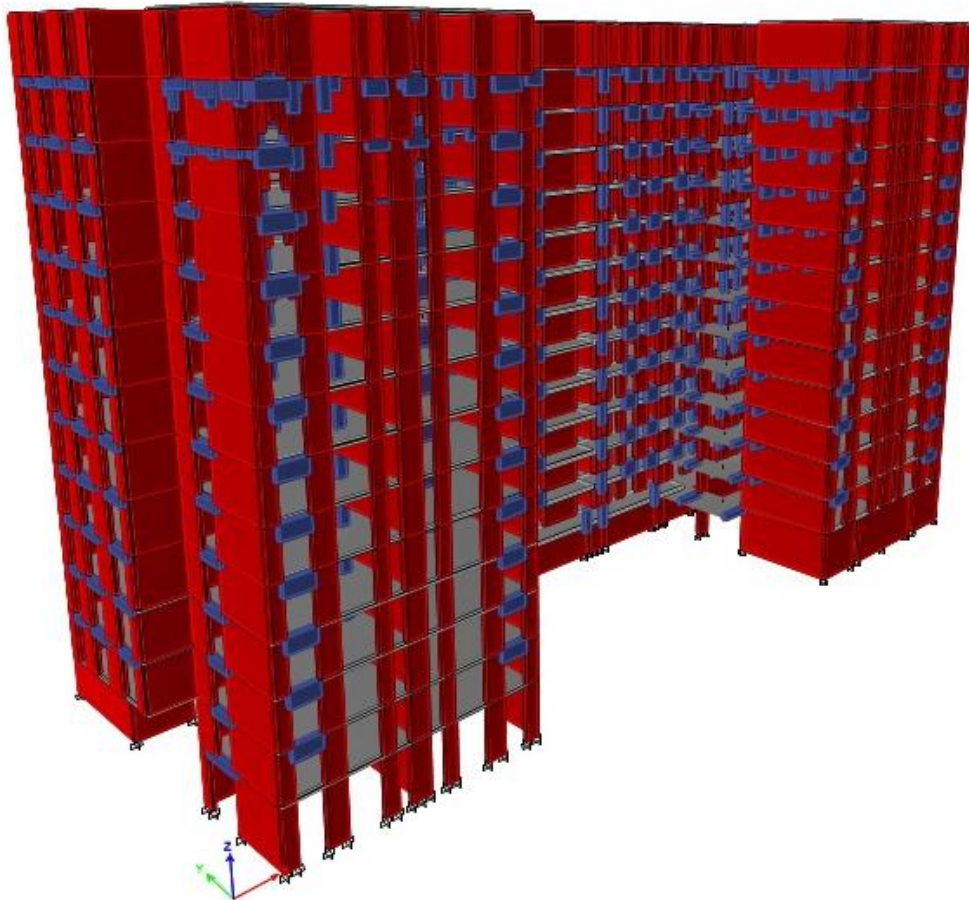
#### **4.4. Modelación ETABS**

La modelación del Edificio “Don Guillermo” en el programa ETABS se realizó en base a los antecedentes recopilados. Es importante destacar que el software computacional es una herramienta muy útil en el análisis y diseño de las estructuras ya que facilita la obtención de resultados siempre y cuando se entienda a cabalidad la información que se ingresa al modelo.

Algunas características que se generó al momento de modelar fueron:

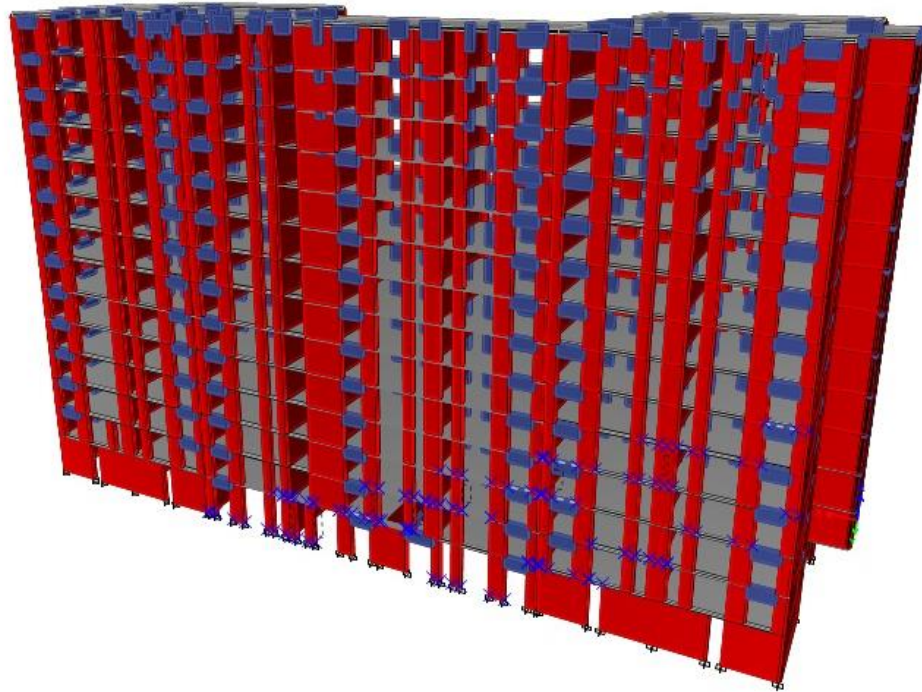
- Las vigas y muros de hormigón armado se llevaron a cabo a través de elementos *frames*, asignando las propiedades respectivas a cada elemento.
- Las losas de hormigón armado se modelaron por medio de elementos *shell*, con el objetivo de generar la compatibilización de los desplazamientos horizontales de cada piso. El peso de las losas, cargas permanentes y sobrecargas se distribuyó linealmente en cada marco tipo.
- La unión de las vigas y muros se modeló como simplemente apoyadas.
- La interacción suelo – estructura se modeló como apoyos empotrados ya que representan fundaciones (zapatas) aisladas.
- Las fuerzas sísmicas se aplicaron en el centro de masa de cada piso.

El modelo en 3D del edificio “Don Guillermo” se observa en las Figura 4.4, 4.5 y 4.6, en ellos se observa todos los aspectos mencionados anteriormente.



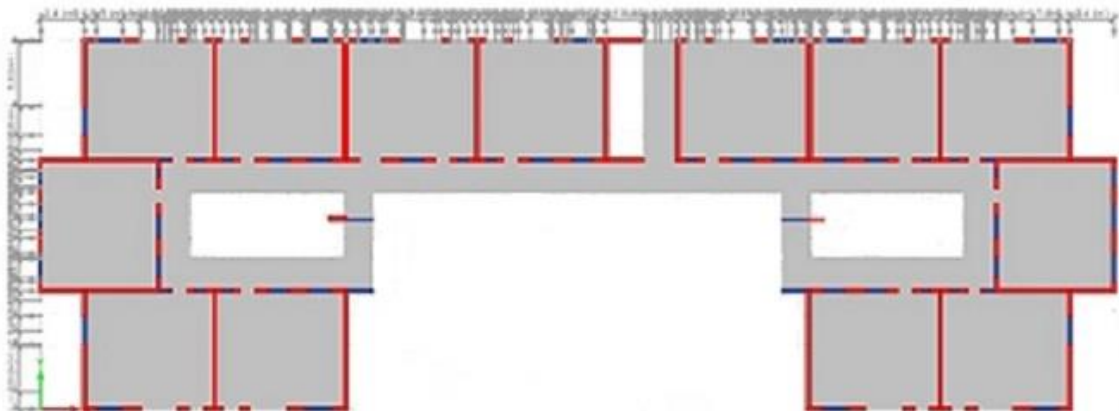
**Figura 4.4:** Modelación del edificio, vista 1.

**Fuente:** Modelación software ETABS.



**Figura 4.5:** Modelación del edificio, vista 2.

**Fuente:** Modelación software ETABS.



**Figura 4.6:** Modelación del edificio, vista en planta del 3° piso.

**Fuente:** Modelación software ETABS.

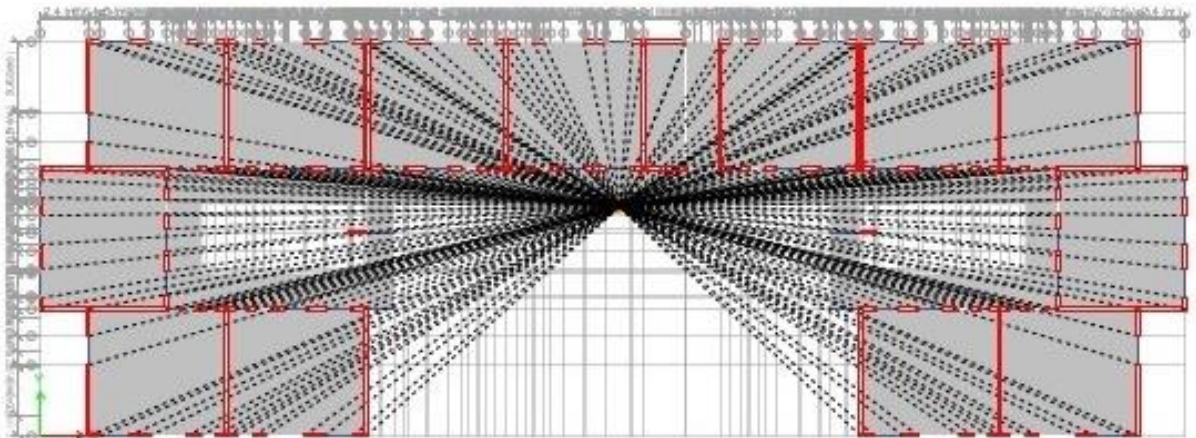
#### 4.5. Pre – Análisis

Al revisar los planos estructurales, se encontró que en las plantas del edificio hay 3 juntas de dilatación por cada piso, lo que genera 4 sub-edificios y por consiguiente distintas respuestas ante sismos. Por lo anterior, el estudio resultaría más preciso que un análisis considerando sólo un edificio por completo.

El análisis realizado se centró en el edificio considerando un único diafragma rígido que une toda la estructura, comparado con un análisis en que cada módulo fue analizado por separado, considerando 4 diafragmas rígidos por piso.

##### 4.5.1 Análisis Tipo A: Con 1 sólo diafragma rígido

En este caso el análisis radica en considerar un solo diafragma rígido en el edificio (ver Figura 4.7) por lo que con esto se consideró que la respuesta del edificio ante una carga dinámica se determina de forma homogénea, es decir se comportará como un solo edificio.

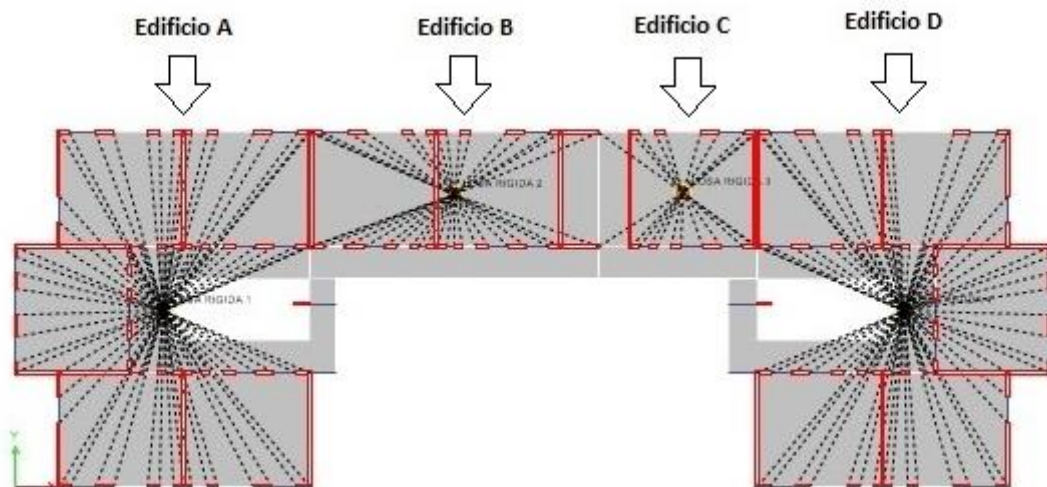


**Figura 4.7:** Modelación del edificio con un solo diafragma rígido.

**Fuente:** Modelación software ETABS.

#### 4.5.2 Análisis Tipo B: Varios diafragmas rígidos

Este análisis propone realizar 4 diafragmas rígidos en el edificio (ver Figura 4.8) generando así 4 sub edificios producto de las juntas de dilatación, en ellas aparecen los edificios A, B, C y D con distintos comportamientos ante cargas sísmicas.



**Figura 4.8:** Modelación del edificio con varios diafragmas rígidos.

**Fuente:** Modelación software ETABS.

#### 4.6. Metodología de Análisis

El análisis se centró en estudiar el efecto del tipo de suelo según el D.S. N° 61, es decir suelos tipo B, C y D en el edificio habitacional “Don Guillermo”, según los dos casos a analizar: a) 1 sólo diafragma rígido y b) varios diafragmas rígidos. Para ello se estudiaron los desplazamientos máximos de las losas en los últimos pisos y los cortes basales.

Recordar que este análisis se realizó debido a que según el informe de mecánica de suelos hecho en la etapa de exploración se determinó que es un suelo tipo III, esto basado de acuerdo al D.S. N° 117, Este decreto fue reemplazado más tarde por el D.S. N°61 que reclasificó los suelos.

#### 4.7. Requerimientos

Para llevar a cabo el análisis modal espectral se debe tener en consideración los siguientes requerimientos basados en la NCh 433, estos son:

- Análisis Estático: No se realiza este análisis debido a que el edificio habitacional excede la altura máxima de 20 metros y la cantidad de 5 pisos que determina la NCh 433 Of. 1996 Mod. 2009 en el apéndice 6.2 por lo que se debe realizar un análisis modal espectral.

#### Análisis Modal Espectral:

- Espectro de diseño: Debido a que este depende del tipo de suelo se requiere de un espectro de pseudo-aceleración para evaluar la estructura.
- Obtención de los periodos: Para la obtención del periodo de la estructura se debe determinar el modo con mayor masa traslacional, además en el análisis modal espectral se debe considerar una cantidad de modos que sume al menos el 90% de la masa traslacional equivalente en la dirección del análisis.
- Parámetros sísmicos: Según la norma NCh 433 y de acuerdo al tipo de estructura, se debe tener presente los siguientes parámetros:

**Tabla 4.2:** Factores sísmicos según NCh 433 de acuerdo al tipo de estructura.

Categoría edificio	II	Edificio destinado a la habitación privada o de uso público
I	1	De acuerdo a la categoría del edificio
R	7	Factor de modificación de respuesta
Ro	11	

Fuente: Elaboración Propia.

- Peso del edificio: De acuerdo con lo entregado por el modelamiento y comparado con el cálculo realizado se obtuvo un peso del edificio de 7.330 Toneladas.
- Peso sísmico: Para este caso se asignó que la masa sísmica tuviera un 25% de la sobrecarga más el peso de la estructura. (MS=Masa edificio + 25% SC)

#### 4.8. Análisis Modal Espectral

A continuación, se detalla el análisis modal espectral realizado en la estructura de acuerdo a lo antes mencionado para encontrar sus desplazamientos máximos (m), cortes basales (ton), periodos de la estructura (seg.), entre otras.

##### 4.8.1 Análisis Modal Espectral Tipo A: Con 1 sólo diafragma rígido

Para este caso se considerará un solo diafragma rígido por nivel de piso con el fin de conocer el comportamiento de la estructura dependiendo del tipo de suelo.

Para ello, inicialmente se evalúa los parámetros con los 3 tipos de suelos (**B**: *Roca blanda o fracturada suelo muy denso o muy firme*; **C**: *Suelo denso o firme*; **D**: *Suelo medianamente denso o firme*), para crear un espectro de diseño según la NCh 433 que represente las condiciones del suelo (ver parámetros en la Tabla 4.3) y así obtener el periodo de la estructura mediante la modelación.

**Tabla 4.3:** Factores sísmicos según NCh 433 de acuerdo a distintos tipos de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
V <sub>s30</sub> (m/s)	≥ 500	≥ 350	≥ 180
q <sub>u</sub> (Mpa)	≥ 0,4	≥ 0,3	
(N1) (golpes/pie)	≥ 50	≥ 40	≥ 30
S <sub>u</sub> (MPa)			≥ 0,05
S	1	1,05	1,2
T <sub>0</sub> (s)	0,3	0,4	0,75
T' (s)	0,35	0,45	0,85
n	1,33	1,4	1,8
P	1,5	1,6	1
Cd'	1		
Ao	0,4 g		
g	9,81		

Fuente: Elaboración Propia.

Ingresando estos valores en las fórmulas antes mencionadas en el capítulo de “Generalidades”, específicamente en las fórmulas (1), (2) y (3) se obtienen los espectros de

diseño para los ejes X e Y (debido a que el edificio no es simétrico), acotados con sus respectivos coeficientes sísmicos, como se puede observar en los siguientes gráficos.

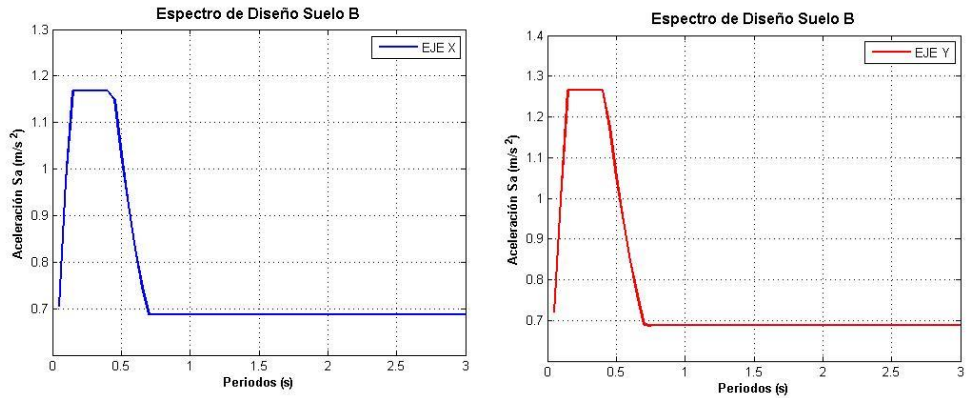


Gráfico 4.1: Espectros de diseño para suelo tipo B.

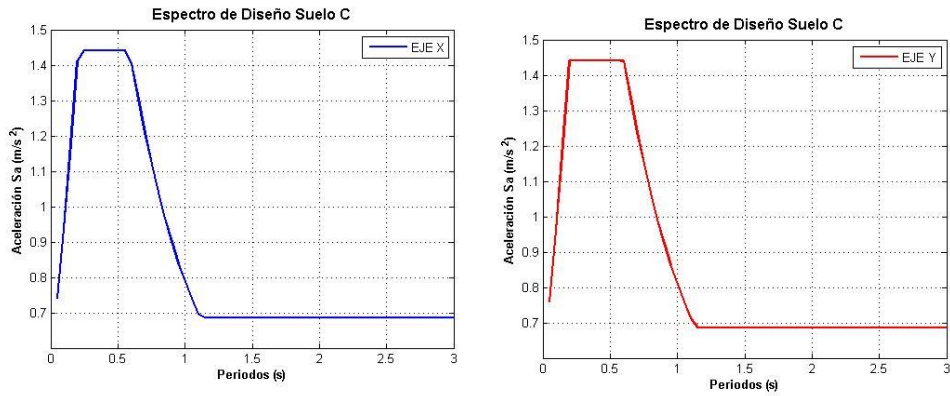


Gráfico 4.2: Espectros de diseño para suelo tipo C.

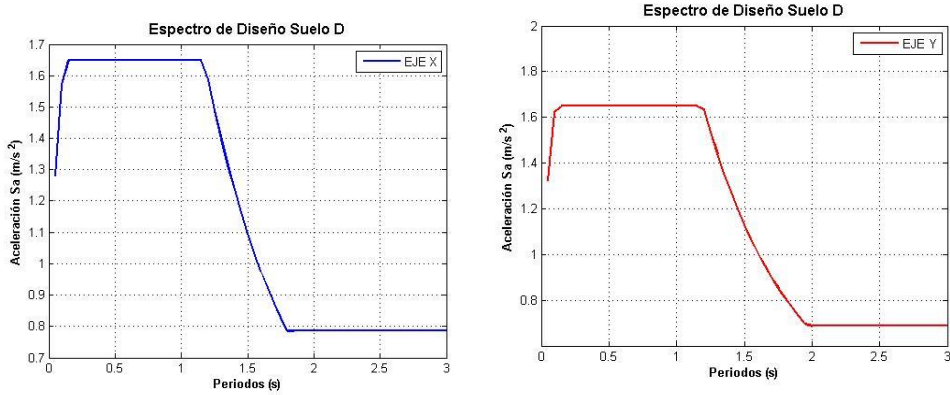


Gráfico 4.3: Espectros de diseño para suelo tipo D.

En los gráficos 4.1- 4.3 se observan por un lado el espectro de diseño para el eje X (ubicado a la izquierda) y el espectro de diseño para el eje Y (lado derecho) en donde se genera una similitud tanto en el periodo como en la aceleración, además de los límites impuestos por los coeficientes sísmicos máximos y mínimos.

Los coeficientes sísmicos se obtuvieron según fórmula dada por la NCh 433. Esta es:

$$C = \frac{2,75 \cdot A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*}\right)^n \quad (4)$$

Donde:

- N,T' : Parámetros relativos al tipo de suelo.
- A<sub>o</sub> : Aceleración efectiva máxima que depende de la zonificación sísmica.
- R : Factor de reducción.
- T\* : Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

Los resultados de los coeficientes sísmicos que se obtuvieron guiados por los parámetros máximos y mínimos son:

**Tabla 4.4:** Coeficientes sísmicos para los ejes X e Y según el tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
<b>CX</b>	0,12	0,147	0,168
<b>CY</b>	0,13	0,147	0,168

Fuente: Elaboración Propia.

Anteriormente, se encontró el periodo fundamental de la estructura según sus principales modos de vibrar, que para este caso resultó de 45 modos para llegar al 90% de la masa traslacional, A continuación, en las Tabla 4.5 se presenta un resumen con los periodos fundamentales asociados a las dos direcciones obtenidas en el modelamiento.

**Tabla 4.5:** Periodos de la estructura.

<i>Dirección</i>	<i>Masa Traslacional</i>	<i>Periodo (seg.)</i>	<i>Modo</i>
<b>X</b>	70,92%	0,431	1
<b>Y</b>	70,98%	0,407	2

**Fuente:** Elaboración Propia.

Recalcar que el periodo fundamental de la estructura no depende del tipo de suelo (ya que no se consideró los parámetros elásticos del suelo) por lo que el periodo para el eje X es 0,431 (s) y para el eje Y es 0,407 (s), obtenidos en los dos primeros modos en un 71% de la masa traslacional para ambos ejes se mantiene inalterada ante los distintos tipos de suelos.

Además de la obtención de los periodos de la estructura se determinó los desplazamientos máximos desde el centro de masa de la losa del último piso, ver Tabla 4.6.

**Tabla 4.6:** Desplazamientos máximos en el último piso según el tipo de suelo.

	<b>SUELO B</b>	<b>SUELO C</b>	<b>SUELO D</b>
$\Delta X$ (cm)	0,746	0,931	1,064
$\Delta Y$ (cm)	0,766	0,882	1,008

**Fuente:** Elaboración Propia.

También, se determinaron los cortes basales por medio el análisis modal espectral (Ver Tabla 4.7).

**Tabla 4.7:** Cortes basales según tipo de suelo.

	<b>SUELO B</b>	<b>SUELO C</b>	<b>SUELO D</b>
<b>QX (ton.)</b>	6696,2	8300,0	9574,3
<b>QY (ton.)</b>	7194,0	8237,1	9570,2

**Fuente:** Elaboración Propia.

#### 4.8.1.1 Resumen del Análisis Modal Espectral Tipo A: Con 1 sólo diafragma rígido

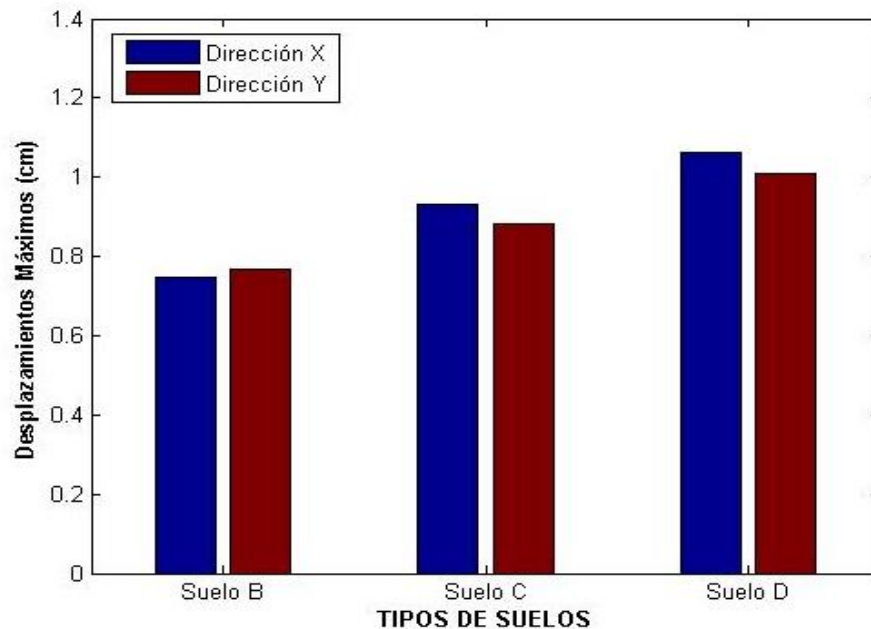
Analizando los 3 casos estudiados anteriormente de los diferentes tipos de suelos sobre la estructura, podemos ver en la tabla 4.8 en donde se resume todos los datos obtenidos en el análisis modal espectral.

**Tabla 4.8:** Resumen del análisis modal espectral para 1 solo diafragma rígido por piso.

Tipo de Suelo	Análisis en X		Análisis en Y		Coef. Sismico ( C ) D.S. 61		Desplazamiento Máx.		Cortes Basales	
	Periodo (seg.)	Masa %	Periodo (seg.)	Masa %	Cx	Cy	$\Delta x$ (m)	$\Delta y$ (m)	Qx (Ton.)	Qy (Ton.)
SUELO D	0,431	70,98	0,407	70,92	0,168	0,168	0,01064	0,01008	9574,28	9570,22
SUELO C	0,431	70,98	0,407	70,92	0,147	0,147	0,00931	0,00882	8300,04	8237,05
SUELO B	0,431	70,98	0,407	70,92	0,119	0,129	0,00746	0,00766	6696,19	7193,99

Fuente: Elaboración Propia.

En el gráfico 4.4 se representa como varía el desplazamiento máximo en el último piso a medida que es analizado, considerando los 3 distintos tipos de suelos. En ella se observa que a medida que el suelo es más firme los desplazamientos son proporcionalmente menores.



**Gráfico 4.4:** Desplazamientos máximos obtenidos para cada tipo de suelo.

La representación de cómo varía el corte basal según los tres tipos de suelos (B, C y D) se puede ver en el gráfico 4.5, en el cual se observa que a medida que el suelo es más firme los cortes basales producidos por el sismo son disminuidos proporcionalmente lo cual resulta lógico ya que en suelos rocosos la amplificación de sismos es menor.

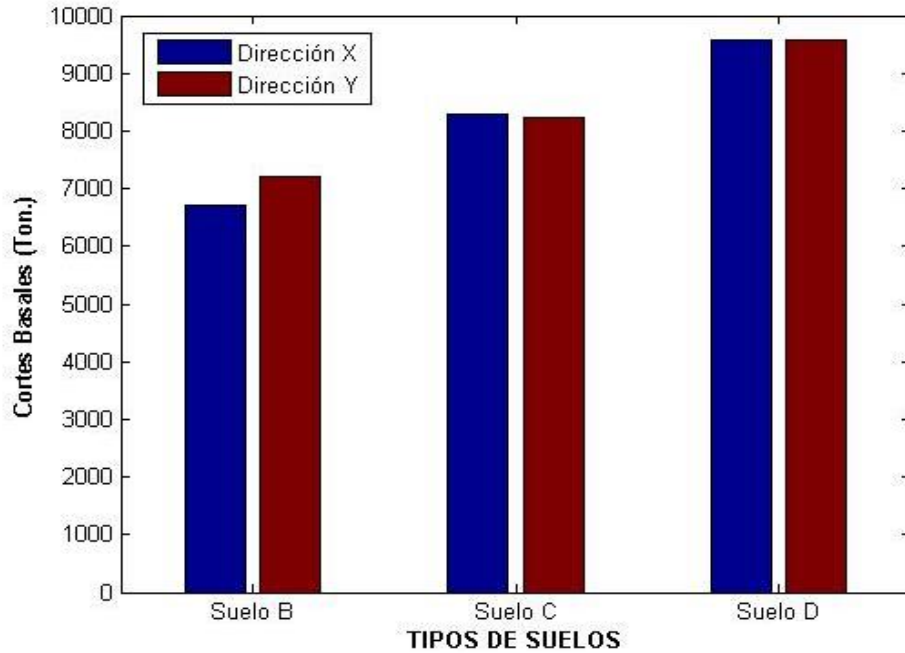
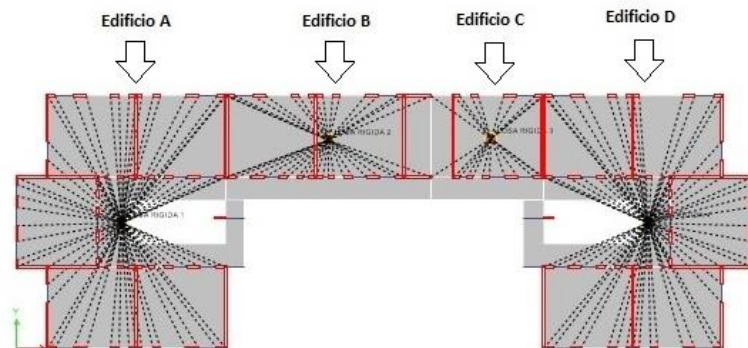


Gráfico 4.5: Cortes basales obtenidos para cada tipo de suelo.

#### 4.8.2 Análisis Modal Espectral Tipo B: Con varios diafragmas rígidos

Este análisis se enfoca en estudiar la estructura con varios diafragmas rígidos por piso en sus losas de hormigón armado. Esto llevará a un comportamiento diferenciado de la estructura al someterla ante sismos generando así 4 sub-edificios (ver Figura 4.9) las cuales se producen por las juntas de dilatación. Por lo anterior, se analizó el comportamiento por separado de los 4 sub-edificios al ser sometidos a sismos las cuales a su vez son dependientes de los 3 tipos de suelos mencionados anteriormente.



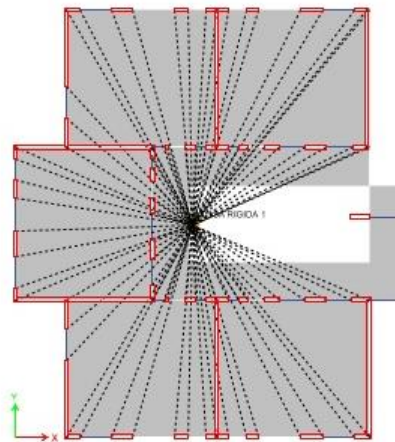
**Figura 4.9:** Modelación del edificio con varios diafragmas rígidos.

**Fuente:** Modelación software ETABS.

A continuación, se muestran los resultados de la estructura con los diferentes tipos de suelos B, C y D en términos de desplazamientos máximos, cortes basales, periodos de la estructura, etc.

#### 4.8.2.1 Edificio A

El Edificio A, que se muestra en la Figura 4.10 representa un costado del edificio (Peso total = 2712 ton.) el que fue analizado teniendo los parámetros de los tipos de suelos (ver Tabla 4.3) para la construcción del espectro de diseño.



**Figura 4.10:** Modelación del Edificio A.

**Fuente:** Modelación software ETABS.

Con los valores de los parámetros ingresados en las fórmulas (1), (2) y (3) se obtuvieron los espectros de diseño para los ejes X e Y (debido a que el edificio no es simétrico), acotados con sus respectivos coeficientes sísmicos, como se puede observar en los siguientes gráficos.

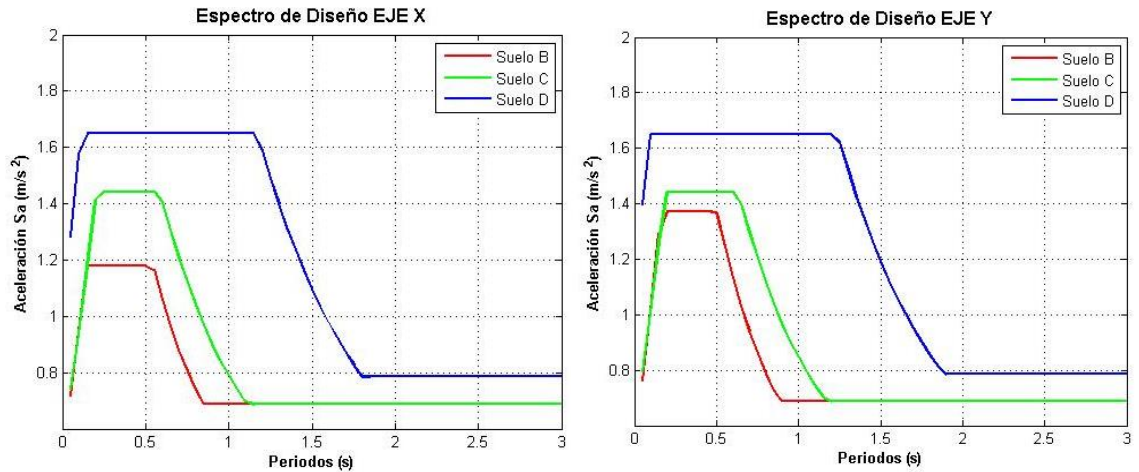


Gráfico 4.6: Espectros de diseño para el Edificio A.

Los coeficientes sísmicos obtenidos según fórmula (4) dada por la NCh 433, son:

Tabla 4.9: Coeficientes sísmicos para el Edificio A según el tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
CX	0,123	0,147	0,168
CY	0,14	0,147	0,168

Fuente: Elaboración Propia.

El análisis del periodo de la estructura para las dos direcciones X e Y como se observa en la Tabla 4.10, se puede comentar que para un total de 18 modos de vibrar el tipo de suelo no influye en el periodo de la estructura.

Tabla 4.10: Periodos para el Edificio A según sus ejes X e Y.

Dirección	Masa Traslacional	Periodo (seg.)	Modo
X	71,75%	0,430	2
Y	45,67%	0,367	3

Fuente: Elaboración Propia.

Los desplazamientos máximos obtenidos en los últimos pisos para los 3 tipos de suelos se observan en la Tabla 4.11.

**Tabla 4.11:** Desplazamientos máximos para el Edificio A según tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
$\Delta X$ (cm)	0,777	0,952	1,088
$\Delta Y$ (cm)	0,617	0,648	0,740

Fuente: Elaboración Propia.

Finalmente, los cortes basales del análisis modal espectral son las que aparecen en la Tabla 4.12.

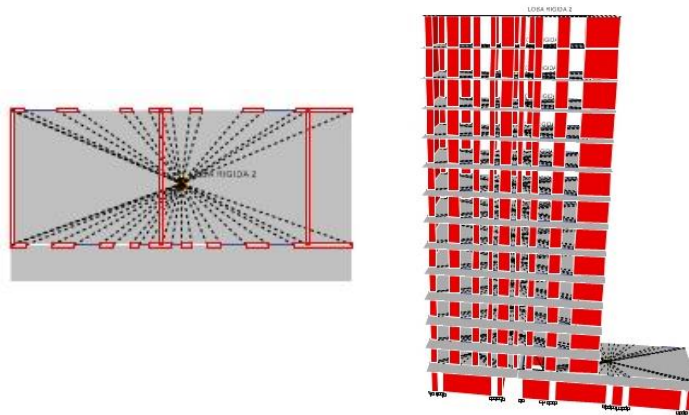
**Tabla 4.12:** Cortes basales para el Edificio A según el tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
QX (ton.)	2625,1	3200,7	3690,5
QY (ton.)	2393,5	2507,7	2919,9

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.8.2.2 Edificio B

De la misma manera que el caso anterior, el análisis del Edificio B que se presenta en la Figura 4.11 representa una parte del centro del edificio (Peso total = 1304 ton.) el que será analizado a continuación.



**Figura 4.11:** Modelación del Edificio B.

Fuente: Modelación software ETABS.

El espectro de diseño para los ejes X e Y como se ven en el gráfico 4.7 representa la pseudo-aceleración del suelo con respecto al tiempo el cual se observa que está limitada por los coeficientes sísmicos máximos y mínimos, estos son:

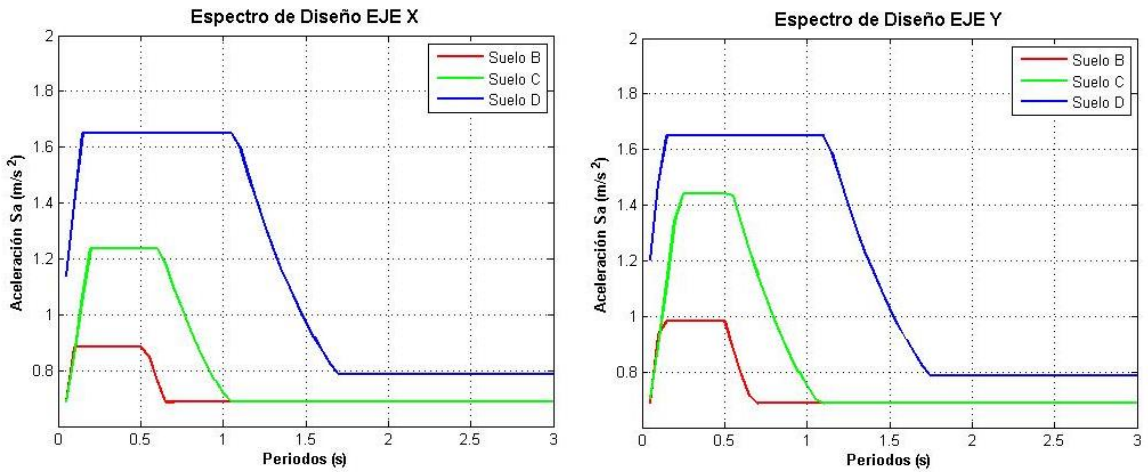


Gráfico 4.7: Espectros de diseño para el Edificio B.

Los coeficientes sísmicos obtenidos según fórmula (4) son:

Tabla 4.13: Coeficientes sísmicos para el Edificio B según el tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
CX	0,09	0,126	0,168
CY	0,1	0,147	0,168

Fuente: Elaboración Propia.

Los periodos fundamentales de la estructura para las dos direcciones X e Y como se observa en la Tabla 4.14, en dicho análisis se puede comentar que se obtuvo un total de 21 modos de vibrar.

Tabla 4.14: Periodos para el Edificio B según sus ejes X e Y.

Dirección	Masa Traslacional	Periodo (seg.)	Modo
X	30,01%	0,545	1
Y	38,55%	0,487	2

Fuente: Elaboración Propia.

Los desplazamientos máximos obtenidos en los últimos pisos para los 3 tipos de suelos se observan en la Tabla 4.15.

**Tabla 4.15:** Desplazamientos máximos para el Edificio B según tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
$\Delta X$ (cm)	0,594	0,85	1,134
$\Delta Y$ (cm)	0,787	1,201	1,376

Fuente: Elaboración Propia.

Finalmente, los cortes basales del análisis modal espectral son las que aparecen en la Tabla 4.16.

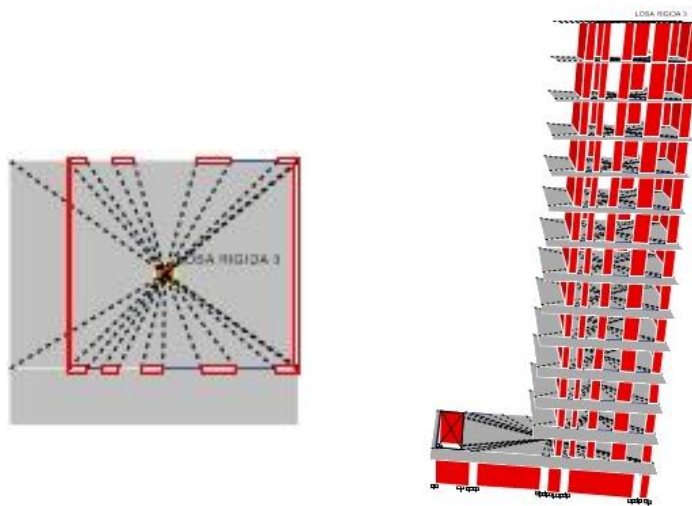
**Tabla 4.16:** Cortes basales para el Edificio B según el tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
QX (ton.)	60,37	84,62	113,89
QY (ton.)	77,05	113,59	133,03

Fuente: Elaboración Propia.

### 4.8.2.3 Edificio C

Del mismo modo el análisis del Edificio C que se presenta en la Figura 4.12 representa una parte del centro del edificio (Peso total = 717 ton.) en el que se obtuvo lo siguiente.



**Figura 4.12:** Modelación del Edificio C.

Fuente: Modelación software ETABS.

Los espectros de diseño según el tipo de suelo generados para el Edificio C, como se ven en el gráfico 4.8, representa el pseudo-aceleración del suelo con respecto al tiempo el cual se observa que está limitada por los coeficientes sísmicos máximos y mínimos.

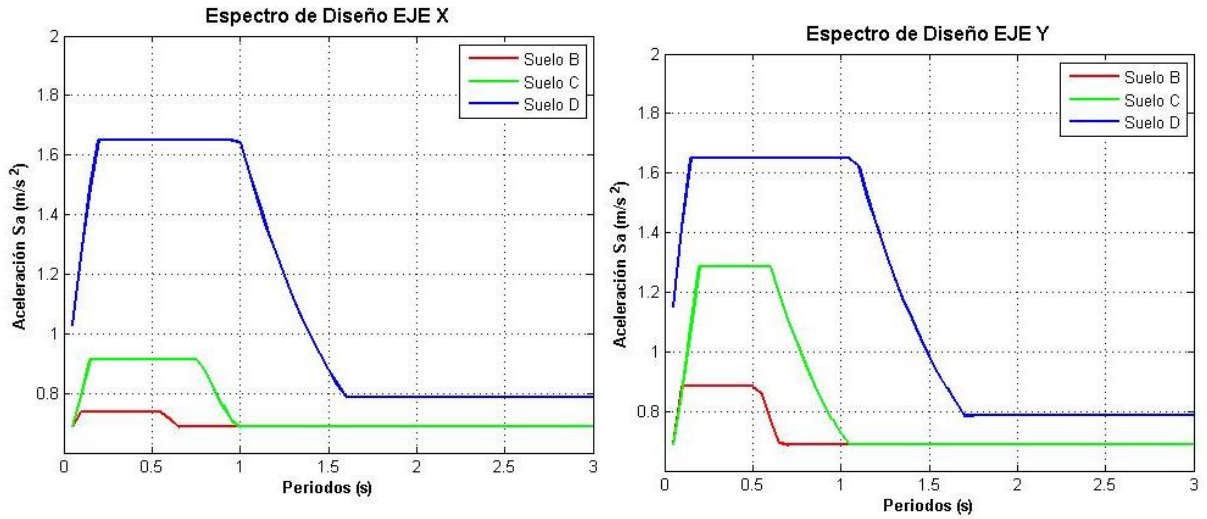


Gráfico 4.8: Espectros de diseño para el Edificio C.

Los coeficientes sísmicos máximos obtenidos según fórmula (4) son:

Tabla 4.17: Coeficientes sísmicos para el Edificio C según el tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
CX	0,075	0,093	0,168
CY	0,09	0,131	0,168

Fuente: Elaboración Propia.

El periodo fundamental de la estructura para las dos direcciones X e Y se observa en la Tabla 4.18, en dicho análisis se obtuvo un total de 22 modos de vibrar en la estructura.

Tabla 4.18: Periodos para el Edificio C según sus ejes X e Y.

Dirección	Masa Traslacional	Periodo (seg.)	Modo
X	60,54%	0,676	1
Y	62,26%	0,532	2

Fuente: Elaboración Propia.

Los desplazamientos máximos obtenidos en los últimos pisos para los 3 tipos de suelos se observan en la Tabla 4.19.

**Tabla 4.19:** Desplazamientos máximos para el Edificio C según tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
$\Delta X$ (cm)	1,063	1,410	2,547
$\Delta Y$ (cm)	0,929	1,378	1,768

Fuente: Elaboración Propia.

Finalmente, los cortes basales del análisis modal espectral son las que aparecen en la Tabla 4.20.

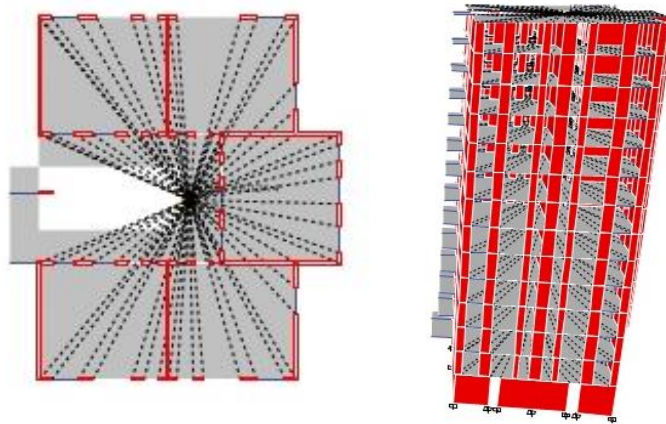
**Tabla 4.20:** Cortes basales para el Edificio C según el tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
<b>QX (ton.)</b>	35,75	44,12	79,44
<b>QY (ton.)</b>	43,49	62,70	81,60

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.8.2.4 Edificio D

El análisis del Edificio D que se presenta en la Figura 4.13 representa un extremo del edificio (Peso total = 2703 ton.), aparentemente idéntico al Edificio A, el que será analizado para obtener la información estructural.



**Figura 4.13:** Modelación del Edificio D.

Fuente: Modelación software ETABS.

Los espectros de diseño según el tipo de suelo generados para el Edificio D, como se ven en el gráfico 4.9, representa el pseudo-aceleración del suelo con respecto al tiempo el cual se observa que está limitada por los coeficientes sísmicos máximos y mínimos.

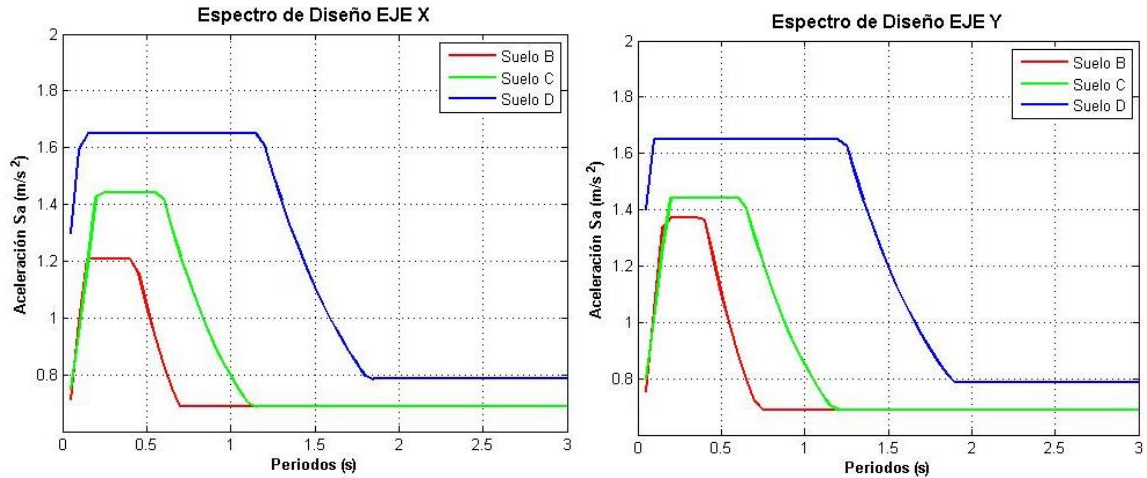


Gráfico 4.9: Espectros de diseño para el Edificio D.

Los coeficientes sísmicos máximos obtenidos según fórmula (4) son:

Tabla 4.21: Coeficientes sísmicos para el Edificio D según el tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
CX	0,123	0,147	0,168
CY	0,14	0,147	0,168

Fuente: Elaboración Propia.

El periodo fundamental de la estructura para las dos direcciones X e Y se observa en la Tabla 4.22, en la cual se obtuvo un total de 17 modos de vibrar para la estructura.

Tabla 4.22: Periodos para el Edificio D según sus ejes X e Y.

Dirección	Masa Traslacional	Periodo (seg.)	Modo
X	73,73%	0,421	2
Y	42,23%	0,364	3

Fuente: Elaboración Propia.

Los desplazamientos máximos obtenidos en los últimos pisos para los 3 tipos de suelos se observan en la Tabla 4.23.

**Tabla 4.23:** Desplazamientos máximos para el Edificio D según tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
$\Delta X$ (cm)	0,778	0,909	1,039
$\Delta Y$ (cm)	0,589	0,648	0,741

Fuente: Elaboración Propia.

Finalmente, los cortes basales del análisis modal espectral son las que aparecen en la Tabla 4.24.

**Tabla 4.24:** Cortes basales dinámicos para el Edificio D según el tipo de suelo.

	SUELO B	SUELO C	SUELO D
QX (ton.)	2715,9	3161,7	3646,5
QY (ton.)	2311,2	2494,5	2900,0

Fuente: Elaboración Propia.

#### 4.8.4 Resumen del Análisis Modal Espectral Tipo B: Con varios diafragmas rígidos

Luego de haber entregado los resultados del análisis modal espectral para el caso de varios diafragmas rígidos por piso, como una forma de resumir los análisis para los tres tipos de suelos sobre la estructura como se puede ver en las Tablas 4.25 - 4.27 en donde se exponen todos los datos obtenidos.

**Tabla 4.25:** Resumen del análisis modal espectral para varios diafragmas rígidos para un Tipo Suelo B.

Tipo Edificio	Análisis en X		Análisis en Y		Coef. Sismico ( C ) D.S. 61		Desplazamiento Máx.		Cortes Basales	
	Periodo (seg.)	Masa %	Periodo (seg.)	Masa %	Cx	Cy	$\Delta x$ (m)	$\Delta y$ (m)	Qx (Ton.)	Qy (Ton.)
EDIFICIO A	0,430	71,75	0,367	45,67	0,1195	0,14	0,00777	0,00617	2625,13	2393,48
EDIFICIO B	0,545	30,01	0,487	38,55	0,09	0,1	0,00594	0,00787	60,37	77,05
EDIFICIO C	0,676	60,54	0,532	62,26	0,075	0,09	0,01063	0,00929	35,75	43,49
EDIFICIO D	0,421	73,73	0,364	42,23	0,123	0,14	0,00778	0,00589	2715,92	2311,20

Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 4.26:** Resumen del análisis no lineal para varios diafragmas rígidos para un Tipo Suelo C.

Tipo Edificio	Análisis en X		Análisis en Y		Coef. Sísmico ( C ) D.S. 61		Desplazamiento Máx.		Cortes Basales	
	Periodo (seg.)	Masa %	Periodo (seg.)	Masa %	Cx	Cy	$\Delta x$ (m)	$\Delta y$ (m)	Qx (Ton.)	Qy (Ton.)
EDIFICIO A	0,430	71,75	0,367	45,67	0,147	0,147	0,00952	0,00648	3200,74	2507,69
EDIFICIO B	0,545	30,01	0,487	38,55	0,126	0,147	0,00850	0,01201	84,62	113,59
EDIFICIO C	0,676	60,54	0,532	62,26	0,093	0,131	0,01410	0,01378	44,10	62,70
EDIFICIO D	0,421	73,73	0,364	42,23	0,147	0,147	0,00909	0,00648	3161,69	2494,54

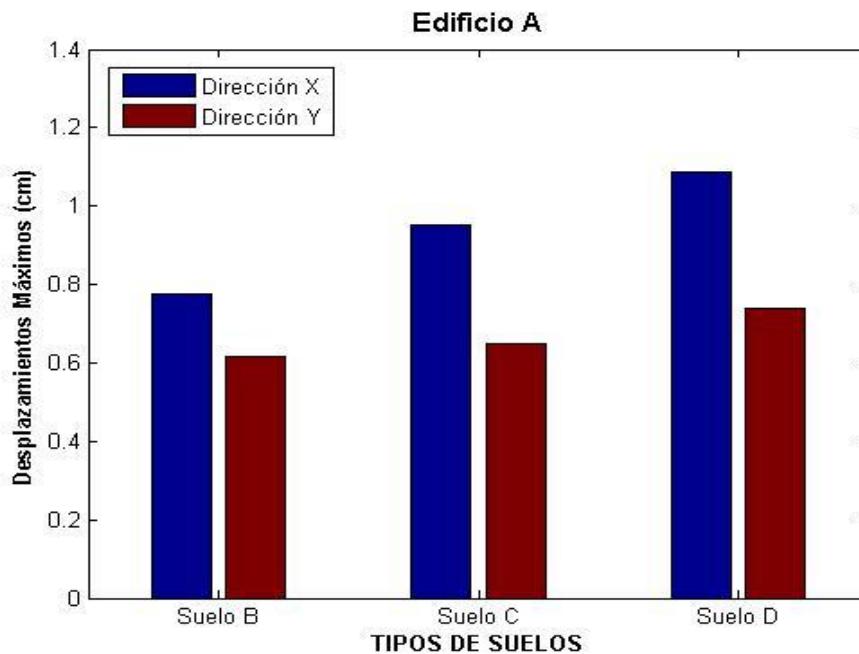
Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 4.27:** Resumen del análisis no lineal para varios diafragmas rígidos para un Tipo Suelo D.

Tipo Edificio	Análisis en X		Análisis en Y		Coef. Sísmico ( C ) D.S. 61		Desplazamiento Máx.		Cortes Basales	
	Periodo (seg.)	Masa %	Periodo (seg.)	Masa %	Cx	Cy	$\Delta x$ (m)	$\Delta y$ (m)	Qx (Ton.)	Qy (Ton.)
EDIFICIO A	0,430	71,75	0,367	45,67	0,168	0,168	0,01088	0,00740	3690,49	2919,89
EDIFICIO B	0,545	30,01	0,487	38,55	0,168	0,168	0,01134	0,01376	113,89	133,03
EDIFICIO C	0,676	60,54	0,532	62,26	0,168	0,168	0,02547	0,01768	79,44	81,60
EDIFICIO D	0,421	73,73	0,364	42,23	0,168	0,168	0,01039	0,00741	3646,46	2899,95

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo a los resultados en los gráficos 4.10 al 4.13 se representa como varía el desplazamiento máximo en el último piso y cortes basales para los 4 edificios cuando se consideran los 3 tipos de suelos.



**Gráfico 4.10:** Desplazamientos máximos del Edificio A según el tipo de suelo.

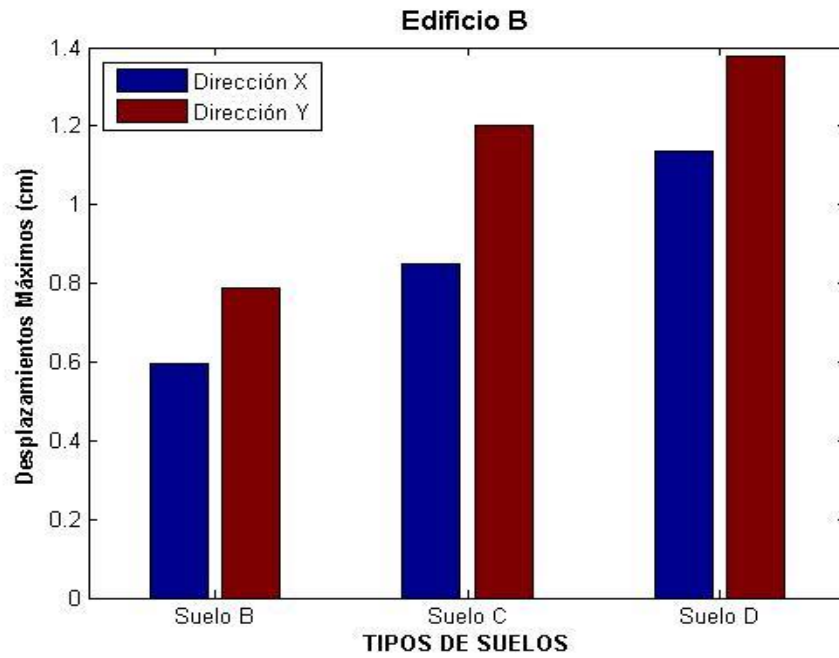


Gráfico 4.11: Desplazamientos máximos del Edificio B según el tipo de suelo.

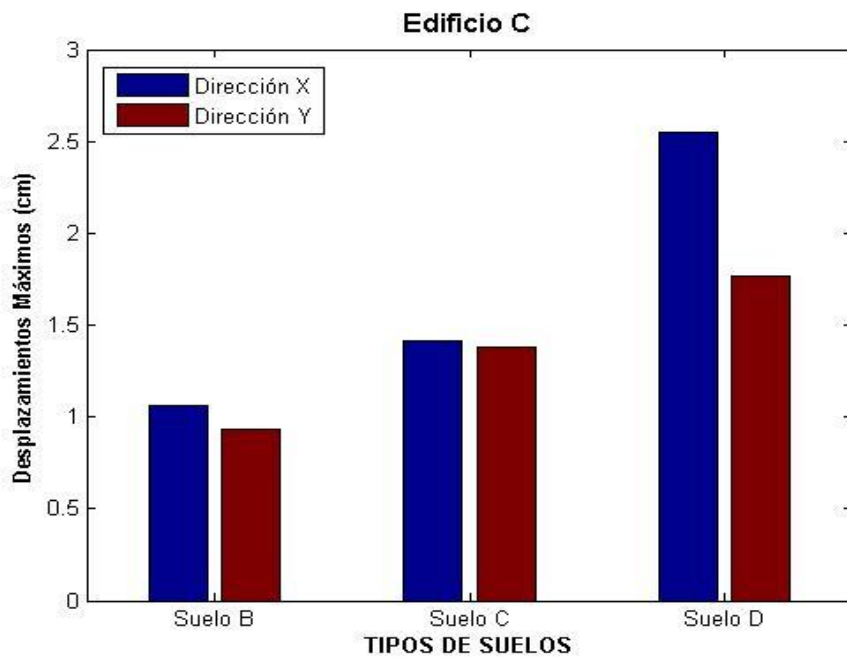


Gráfico 4.12: Desplazamientos máximos del Edificio C según el tipo de suelo.

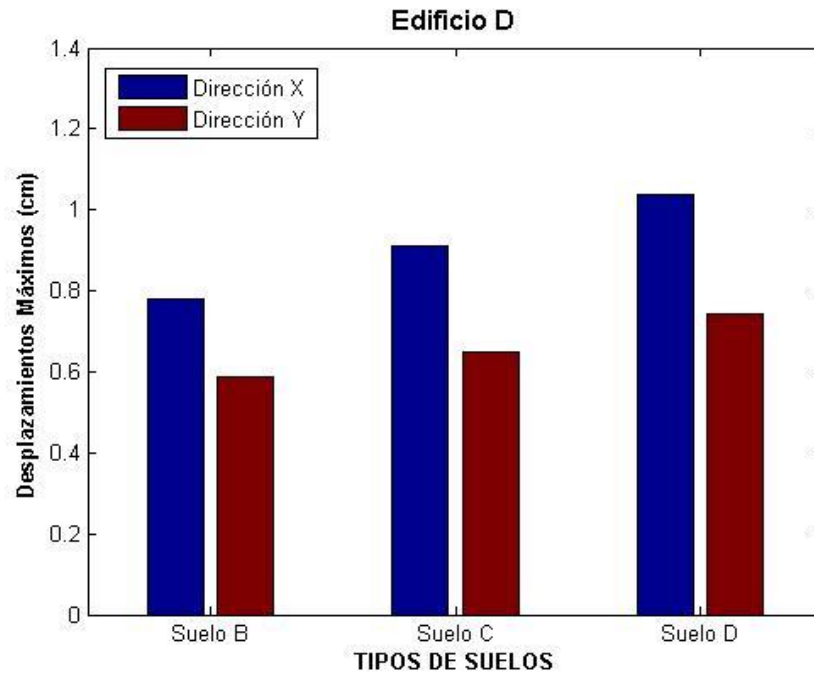


Gráfico 4.13: Desplazamientos máximos del Edificio D según el tipo de suelo.

Además, se muestra a continuación como los desplazamientos máximos en cada dirección X e Y varían de acuerdo a los tipos de suelo, ver gráfico 4.14 y 4.15, en ellas se observa que el Edificio C es la que tiene mayores desplazamientos.

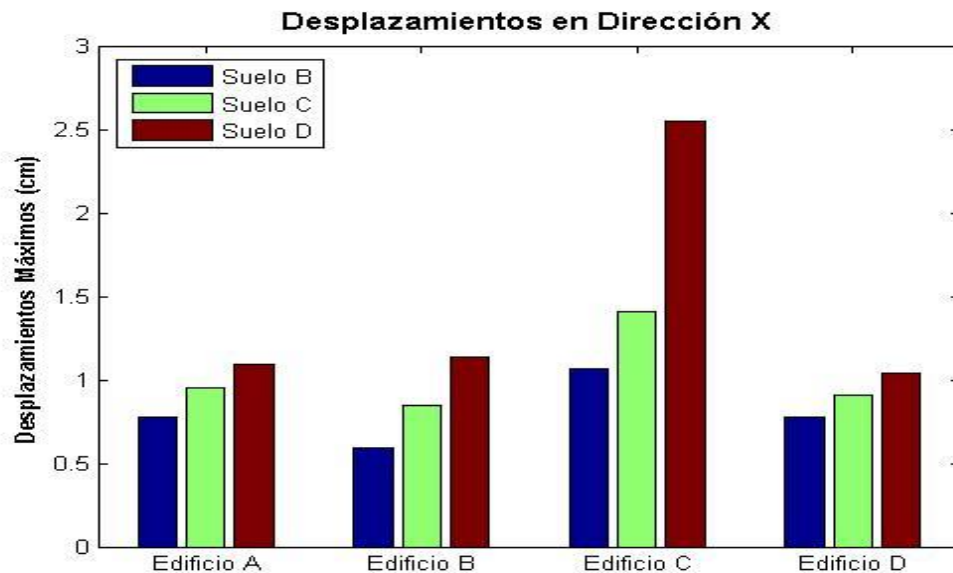


Gráfico 4.14: Desplazamientos máximos en X de los cuatro edificios según el Tipo de Suelo.

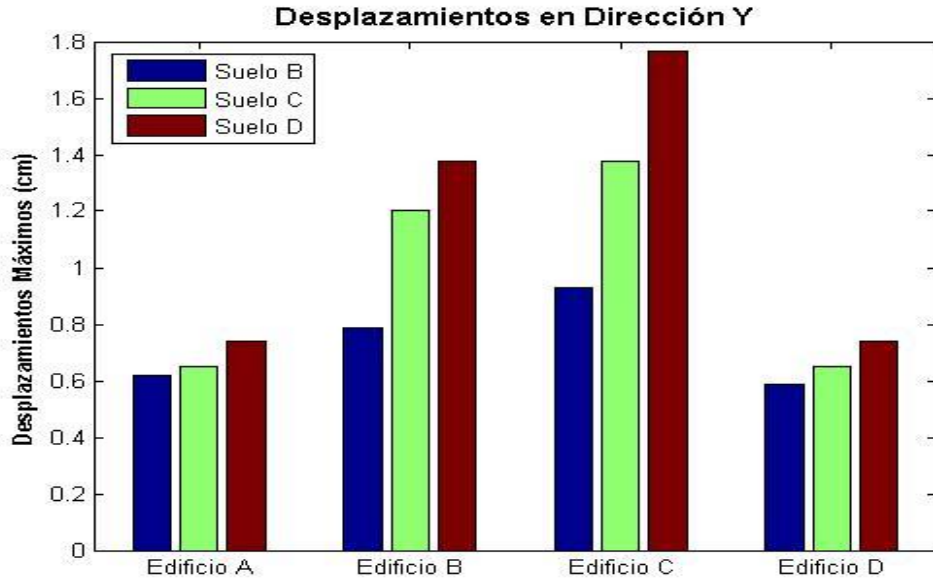


Gráfico 4.15: Desplazamientos máximos en Y de los cuatro edificios según el Tipo de Suelo.

En los gráficos 4.16 y 4.17, se muestran los cortes basales para las direcciones X e Y en función de los tipos de suelo, en ellas se observa que el suelo D es la que tiene mayores cortes basales ya que se amplifica los efectos de los sismos en suelos más blandos.

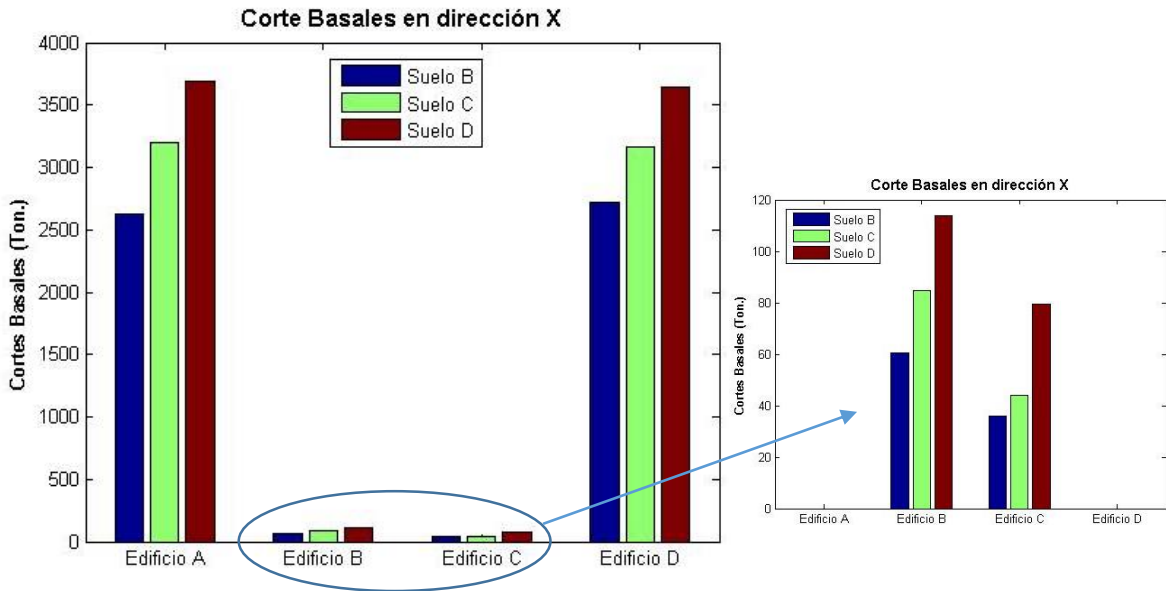


Gráfico 4.16: Cortes basales en dirección X de los cuatro edificios según el Tipo de Suelo.

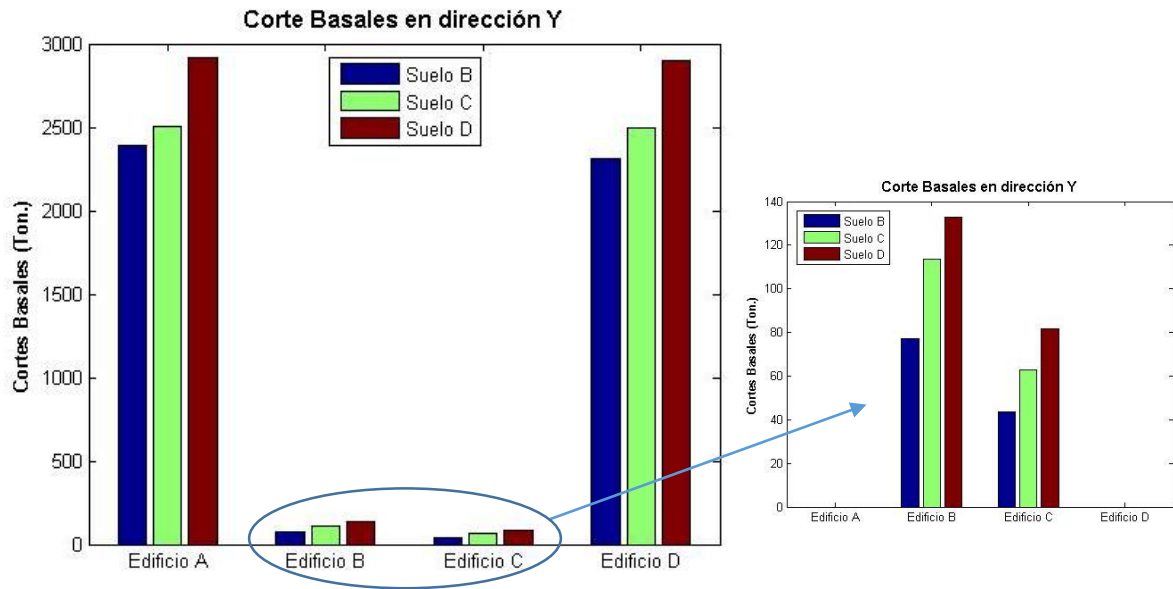


Gráfico 4.17: Desplazamientos máximos en Y de los cuatro edificios según el Tipo de Suelo.

#### 4.9 Conclusión Análisis Modal Espectral

Luego de realizar el análisis para los dos casos se puede concluir que los desplazamientos máximos de la estructura se producen en suelos Tipo D y en menor medida en suelos Tipo B, lo cual resulta lógico ya que a suelo menos resistente mayor son los efectos ya que se amplifican. Considerando lo anterior y debido a que no tenemos información fidedigna del tipo de suelo se decidió considerar el suelo tipo C como suelo equivalente al tipo III, según el D.S. N°117, ya que representa una forma conservadora de los valores de desplazamientos entre los suelos B y D.

##### 4.9.1 Análisis Modal Espectral Tipo A: Con 1 solo diafragma rígido (Tipo de Suelo C)

Considerando el Tipo de Suelo C en el modelo, los resultados obtenidos mediante el análisis modal espectral de la estructura se detallan a continuación.

### 4.9.1.1 Resultados

En el resultado de los modos de vibrar se puede ver que el primer modo posee un período de 0,431 seg. , con una masa traslacional (Ux) de 70,98% en la dirección X , con lo cual se convierte en el principal modo de vibrar de la estructura. El segundo modo de vibrar posee un período de 0,407 seg. , y una masa traslacional (Uy) de 70,92% en la dirección Y. Además, se obtienen los coeficientes sísmicos para las dos direcciones (ver Tabla 4.28). Además consignar que no se utilizó masa traslacional vertical (Uz).

**Tabla 4.28:** Valores de los modos de vibrar y de los coeficientes sísmicos.

Análisis en X		Análisis en Y		Coef. Sísmico ( C ) D.S. 61	
Periodo (seg.)	Ux	Periodo (seg.)	Uy	Cx	Cy
0,431	0,7098	0,407	0,7092	0,147	0,147

Caso	Modo	Periodo (sec)	U X	U Y	U Z	SUM U X	SUM U Y	SUM U Z
Modal	1	0,431	0,71	0,0067	0	0,71	0,0067	0
Modal	2	0,407	0,0078	0,7094	0	0,7178	0,7161	0
Modal	3	0,367	0,0269	0,0011	0	0,7447	0,7172	0
Modal	4	0,112	0,1374	7,05E-07	0	0,882	0,7172	0
Modal	5	0,108	1,04E-05	0,001	0	0,8821	0,7181	0
Modal	6	0,107	0,0001	0,0007	0	0,8821	0,7189	0
Modal	7	0,107	1,64E-05	0,0011	0	0,8822	0,7199	0
Modal	8	0,107	1,57E-06	0,0004	0	0,8822	0,7203	0
Modal	9	0,107	0,0001	0,0002	0	0,8822	0,7205	0
Modal	10	0,107	0,0001	0,0007	0	0,8824	0,7211	0
Modal	11	0,106	0,0001	0,0007	0	0,8824	0,7218	0
Modal	12	0,102	0,0054	0,0013	0	0,8879	0,7232	0
Modal	13	0,101	0	0,0001	0	0,8879	0,7233	0
Modal	14	0,101	1,14E-05	0,0006	0	0,8879	0,724	0
Modal	15	0,1	6,24E-06	0,0013	0	0,8879	0,7253	0
Modal	16	0,1	1,41E-05	0,1466	0	0,8879	0,8719	0
Modal	17	0,1	3,47E-06	4,61E-05	0	0,8879	0,8719	0
Modal	18	0,1	1,48E-05	0,015	0	0,8879	0,8869	0
Modal	19	0,099	1,33E-06	0,0043	0	0,8879	0,8912	0
Modal	20	0,099	4,61E-06	0,0024	0	0,8879	0,8936	0
Modal	21	0,093	5,94E-06	0,0001	0	0,8879	0,8937	0
Modal	22	0,093	3,11E-06	0,0001	0	0,8879	0,8937	0
Modal	23	0,093	1,57E-06	0,0001	0	0,8879	0,8939	0
Modal	24	0,093	3,12E-06	0,0005	0	0,8879	0,8944	0
Modal	25	0,093	2,94E-06	8,65E-06	0	0,8879	0,8944	0
Modal	26	0,093	0	0,0002	0	0,8879	0,8946	0

Caso	Modo	Periodo (sec)	UX	UY	UZ	SUM UX	SUM UY	SUM UZ
Modal	27	0,093	2,62E-06	0,0012	0	0,8879	0,8957	0
Modal	28	0,091	7,24E-07	9,66E-06	0	0,8879	0,8957	0
Modal	29	0,091	0	3,40E-05	0	0,8879	0,8958	0
Modal	30	0,091	1,98E-06	1,06E-05	0	0,8879	0,8958	0
Modal	31	0,091	0	0	0	0,8879	0,8958	0
Modal	32	0,09	0	0,0001	0	0,8879	0,8959	0
Modal	33	0,09	3,45E-06	1,39E-05	0	0,888	0,8959	0
Modal	34	0,064	3,24E-05	1,27E-05	0	0,888	0,8959	0
Modal	35	0,063	0,0001	5,91E-06	0	0,888	0,8959	0
Modal	36	0,063	2,99E-05	2,06E-05	0	0,8881	0,8959	0
Modal	37	0,063	4,72E-05	7,26E-07	0	0,8881	0,8959	0
Modal	38	0,063	5,49E-06	2,61E-05	0	0,8881	0,8959	0
Modal	39	0,062	1,77E-05	1,84E-05	0	0,8881	0,896	0
Modal	40	0,06	0,0002	2,70E-06	0	0,8883	0,896	0
Modal	41	0,056	0,0421	0	0	0,9304	0,896	0
Modal	42	0,052	3,97E-06	0,0004	0	0,9304	0,8963	0
Modal	43	0,051	0,0005	0,0001	0	0,931	0,8964	0
Modal	44	0,049	5,59E-07	0,0025	0	0,931	0,8989	0
Modal	45	0,047	5,63E-07	0,0509	0	0,931	0,9498	0

Fuente: Elaboración Propia.

Con estos antecedentes se obtienen los desplazamientos máximos de la estructura para las dos direcciones, para ello se analizan los desplazamientos de los pisos en razón a su centro de masa del diafragma. En la Tabla 4.29 se muestran los desplazamientos máximos de los 14 pisos del edificio en las direcciones X e Y, en ella se observa que los mayores desplazamientos ocurren en los últimos pisos con aprox. 0,9 cm.

Tabla 4.29: Desplazamientos máximos en cada piso.

Piso	Desplazamiento (m)	
	X	Y
14	0,00931	0,00882
13	0,00877	0,00820
12	0,00820	0,00755
11	0,00759	0,00687
10	0,00693	0,00616
9	0,00623	0,00543
8	0,00549	0,00470
7	0,00473	0,00395
6	0,00395	0,00322
5	0,00316	0,00251
4	0,00237	0,00183
3	0,00159	0,00122
2	0,00082	0,00069
1	0,00021	0,00027

Fuente: Elaboración Propia.

Además, en el gráfico 4.18 se observa como los desplazamientos máximos en la dirección X son mayores con respecto al eje Y, lo que indica que el eje débil del edificio a tener en cuenta es la dirección en el eje X por tener menor inercia.

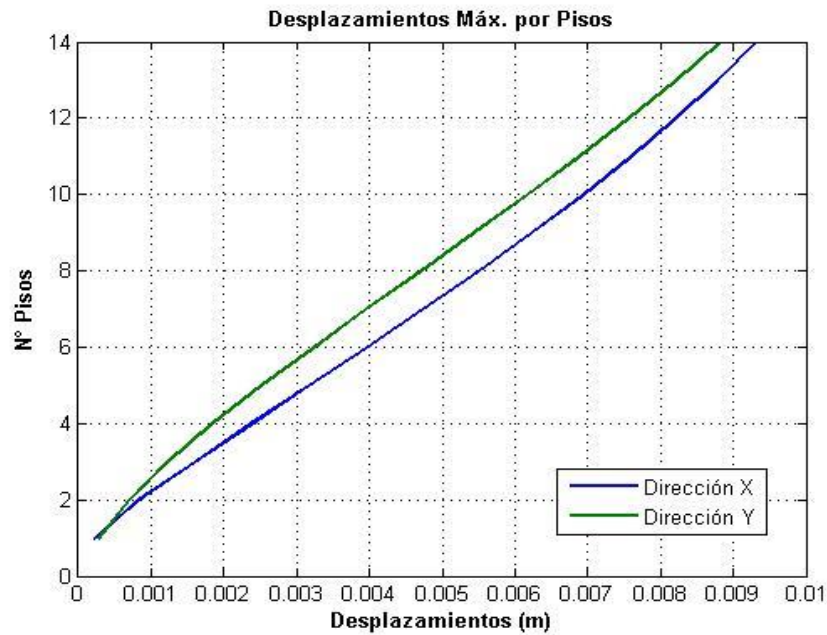


Gráfico 4.18: “Desplazamientos máximos X e Y para todos los pisos con un Tipo de Suelo C”.

Comentar que según la norma NCh 433 en el punto 5.9.2 donde trata sobre las deformaciones sísmicas, el desplazamiento relativo entre pisos consecutivos es menor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002 por lo que el diseño cumple satisfactoriamente con la norma.

Los cortes basales producto de los espectros de respuesta resultaron estar dentro del rango aceptable como indica la norma, estos son:

$$Q_x = 8.300,04 \text{ ton} \quad y \quad Q_y = 8.237,05 \text{ ton}.$$

#### 4.9.2 Análisis Modal Espectral Tipo B: Con varios diafragmas rígidos (Suelo tipo C)

En este segundo análisis se considera un suelo tipo C en el cual mediante un análisis modal espectral se obtienen los resultados por edificio en separado las cuales se detallan a continuación.

##### 4.9.2.1 Resultados

##### Modos de vibrar

En general en los 4 edificios se dio una tendencia de encontrar en los dos primeros modos el periodo fundamental de la estructura específicamente en los dos ejes X e Y, como se ve en las Tablas 4.30 – 4.33, pero en los Edificios A y D se registró en los 2 y 3 modos de vibrar. Se encontró además que en el Edificio B los modos importantes para los ejes X e Y bordean el 30 a 38% de la masa traslacional, lo que resulta poco con respecto a los demás Edificios pero que al ser re-analizados se determinó que sus resultados son fidedignos con los modos de vibrar de la estructura.

**Tabla 4.30:** Valores de los modos de vibrar y de los coeficientes sísmicos para el Edificio A.

		Análisis en X		Análisis en Y		Coef. Sísmico ( C ) D.S. 61	
Tipo Edificio	Periodo (seg.)	Ux	Periodo (seg.)	Uy	Cx	Cy	
EDIFICIO A	0,430	0,7175	0,367	0,457	0,147	0,147	

Caso	Modo	Periodo (sec)	U X	U Y	U Z	SUM U X	SUM U Y	SUM U Z
Modal	1	0,439	0,0326	0,2643	0	0,0326	0,2643	0
Modal	2	0,43	0,7175	0,004	0	0,7501	0,2683	0
Modal	3	0,367	0,0033	0,4567	0	0,7534	0,725	0
Modal	4	0,112	0,1097	0,0018	0	0,8631	0,7268	0
Modal	5	0,108	0,0132	0,0115	0	0,8762	0,7383	0
Modal	6	0,107	0,0006	0,0015	0	0,8768	0,7398	0
Modal	7	0,107	0,0223	0,0057	0	0,8991	0,7456	0
Modal	8	0,1	1,52E-05	0,0007	0	0,8991	0,7462	0
Modal	9	0,099	2,89E-05	0,0013	0	0,8991	0,7475	0
Modal	10	0,098	0,0006	0,1441	0	0,8997	0,8916	0
Modal	11	0,093	3,42E-06	0,0002	0	0,8997	0,8918	0
Modal	12	0,093	0	0,0024	0	0,8997	0,8942	0
Modal	13	0,091	9,50E-07	0	0	0,8997	0,8942	0
Modal	14	0,09	0	0,0002	0	0,8997	0,8944	0
Modal	15	0,063	0,0001	5,62E-06	0	0,8998	0,8944	0
Modal	16	0,062	1,81E-05	0,0001	0	0,8998	0,8945	0
Modal	17	0,057	0,0267	0,0038	0	0,9265	0,8983	0
Modal	18	0,054	0,0159	0,0067	0	0,9424	0,905	0

Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 4.31:** Valores de los modos de vibrar y de los coeficientes sísmicos para el Edificio B.

Tipo Edificio	Análisis en X		Análisis en Y		Coef. Sísmico ( C ) D.S. 61	
	Periodo (seg.)	Ux	Periodo (seg.)	Uy	Cx	Cy
EDIFICIO B	0,545	0,3001	0,487	0,3855	0,126	0,147

Caso	Modo	Periodo (sec)	U X	U Y	U Z	SUM U X	SUM U Y	SUM U Z
Modal	1	0,545	0,3001	0,2734	0	0,3001	0,2734	0
Modal	2	0,487	0,221	0,3855	0	0,5211	0,6589	0
Modal	3	0,31	0,1808	0,0008	0	0,7018	0,6597	0
Modal	4	0,126	0,1264	0,001	0	0,8283	0,6607	0
Modal	5	0,096	2,68E-05	0,1836	0	0,8283	0,8442	0
Modal	6	0,077	0,0129	0,0041	0	0,8412	0,8483	0
Modal	7	0,061	0,0413	0,0008	0	0,8825	0,8491	0
Modal	8	0,043	0,0006	0,057	0	0,8831	0,9061	0
Modal	9	0,039	0,0234	0,0006	0	0,9065	0,9066	0

Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 4.32:** Valores de los modos de vibrar y de los coeficientes sísmicos para el Edificio C.

Tipo Edificio	Análisis en X		Análisis en Y		Coef. Sísmico ( C ) D.S. 61	
	Periodo (seg.)	Ux	Periodo (seg.)	Uy	Cx	Cy
EDIFICIO C	0,676	0,6054	0,532	0,6226	0,093	0,131

Caso	Modo	Periodo (sec)	U X	U Y	U Z	SUM U X	SUM U Y	SUM U Z
Modal	1	0,676	0,6054	0,0024	0	0,6054	0,0024	0
Modal	2	0,532	0,0041	0,6226	0	0,6095	0,625	0
Modal	3	0,258	0,0904	0,0005	0	0,6999	0,6255	0
Modal	4	0,175	0,1408	0,0005	0	0,8407	0,626	0
Modal	5	0,108	0,0001	0,0053	0	0,8408	0,6313	0
Modal	6	0,101	8,40E-06	0,0018	0	0,8408	0,6331	0
Modal	7	0,099	0,0027	0,1841	0	0,8435	0,8172	0
Modal	8	0,093	0,0001	0,0025	0	0,8436	0,8197	0
Modal	9	0,091	0,0001	5,06E-06	0	0,8437	0,8197	0
Modal	10	0,08	0,0293	0,0099	0	0,873	0,8296	0
Modal	11	0,068	0,001	0,0026	0	0,874	0,8322	0
Modal	12	0,064	0,0001	0,0001	0	0,8741	0,8323	0
Modal	13	0,05	0,0103	0,0005	0	0,8844	0,8328	0
Modal	14	0,043	5,49E-07	0,0648	0	0,8844	0,8976	0
Modal	15	0,037	0,0029	2,42E-06	0	0,8873	0,8976	0
Modal	16	0,035	0,0023	0,0031	0	0,8896	0,9007	0
Modal	17	0,034	0,0007	0,0008	0	0,8903	0,901	0
Modal	18	0,028	0,0012	0,0011	0	0,8915	0,9021	0
Modal	19	0,028	0,0021	0,0265	0	0,8936	0,9285	0
Modal	20	0,027	0,0033	0,0093	0	0,8969	0,9378	0
Modal	21	0,023	0,0004	0,0009	0	0,8974	0,9387	0
Modal	22	0,023	0,0093	0,002	0	0,9066	0,9407	0

Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 4.33:** Valores de los modos de vibrar y de los coeficientes sísmicos para el Edificio D.

Tipo Edificio	Análisis en X		Análisis en Y		Coef. Sísmico ( C ) D.S. 61	
	Periodo (seg.)	Ux	Periodo (seg.)	Uy	Cx	Cy
EDIFICIO D	0,421	0,7373	0,364	0,4223	0,147	0,147

Caso	Modo	Periodo (sec)	U X	U Y	U Z	SUM U X	SUM U Y	SUM U Z
Modal	1	0,437	0,0045	0,3053	0	0,0045	0,3053	0
Modal	2	0,421	0,7373	0,0096	0	0,7418	0,3149	0
Modal	3	0,364	0,0048	0,4223	0	0,7466	0,7372	0
Modal	4	0,107	0,0011	0,0078	0	0,7477	0,745	0
Modal	5	0,107	0,019	0,0146	0	0,7667	0,7596	0
Modal	6	0,107	0,0251	0,0049	0	0,7918	0,7645	0
Modal	7	0,105	0,094	0,0186	0	0,8858	0,7831	0
Modal	8	0,1	1,98E-05	0,0001	0	0,8858	0,7832	0
Modal	9	0,099	0,0001	0,0024	0	0,8859	0,7857	0
Modal	10	0,099	0,0008	0,1163	0	0,8867	0,902	0
Modal	11	0,093	1,49E-06	5,89E-06	0	0,8867	0,902	0
Modal	12	0,093	6,59E-06	0,0013	0	0,8867	0,9033	0
Modal	13	0,09	4,29E-06	4,89E-05	0	0,8867	0,9034	0
Modal	14	0,063	0,0001	8,78E-06	0	0,8868	0,9034	0
Modal	15	0,063	5,23E-06	0,0001	0	0,8868	0,9034	0
Modal	16	0,054	0,002	0,0108	0	0,8888	0,9143	0
Modal	17	0,053	0,0398	0,0015	0	0,9286	0,9158	0

Fuente: Elaboración Propia.

Además, se presenta en la Tabla 4.34 un resumen con los distintos periodos en segundos para los ejes X e Y en función de los 4 edificios. En ella se ve claramente una similitud de los periodos en los edificios A y D por ser iguales en su estructuración, en cambio se nota un aumento en los periodos en el Edificio C el cual tiene menor masa, por lo que es el Edificio a tomar en cuenta en sus efectos sísmicos posteriores.

**Tabla 4.34:** Periodos fundamentales para los ejes X e Y en función de los 4 Edificios.

PERIODOS (seg.)	EDIFICIO A	EDIFICIO B	EDIFICIO C	EDIFICIO D
EN X	0,430	0,545	0,676	0,421
EN Y	0,367	0,487	0,532	0,364

### Desplazamientos máximos

En lo que respecta a los desplazamientos el análisis arrojó que el Edificio C es el que tiene mayores desplazamientos en los ejes X e Y bordeando los 1,4 cm en sus dos ejes (lo que es razonable ya que este edificio es simétrico), por lo que es el Edificio más propenso a tener

complicaciones al momento de un sismo ya que la junta de dilatación entre edificios es de 2,5 cm lo cual solicita mayor atención.

Comentar además que, con los desplazamientos máximos por pisos obtenidos, en general no se cumple con la norma de deformaciones sísmicas (capítulo 5.9 de la NCh 433) ya que los desplazamientos relativos son mayores a 0,004, valor que resulta de multiplicar la altura de entrepiso por 0,002.

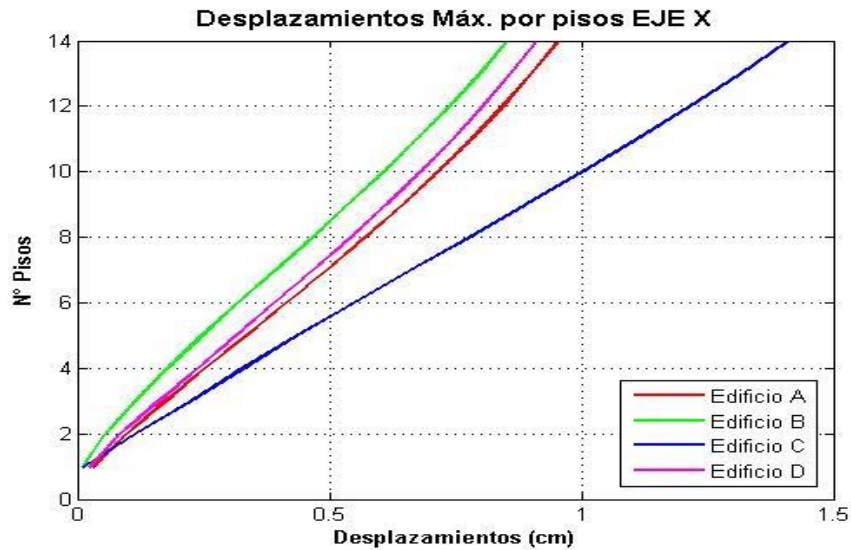
Además, se observa un resumen de los desplazamientos para los distintos edificios en la Tabla 4.35 en la que se aprecia valores semejantes de desplazamientos entre los edificios A y D lo que resulta razonable por la similitud entre ellos.

**Tabla 4.35:** Desplazamientos máximos para cada Edificio.

	EDIFICIO A	EDIFICIO B	EDIFICIO C	EDIFICIO D
$\Delta x$ (cm)	0,952	0,850	1,410	0,909
$\Delta y$ (cm)	0,648	1,201	1,378	0,648

Fuente: Elaboración Propia.

En los gráficos 4.19 y 4.20 se presenta los desplazamientos máximos por pisos en las direcciones X e Y, respectivamente. De estos gráficos se muestra que el Edificio C es el que presenta mayores deformaciones relativos a la base, lo que conlleva a mayores desplazamientos.



**Gráfico 4.19:** Desplazamientos máximos en la dirección X para los distintos Edificios.

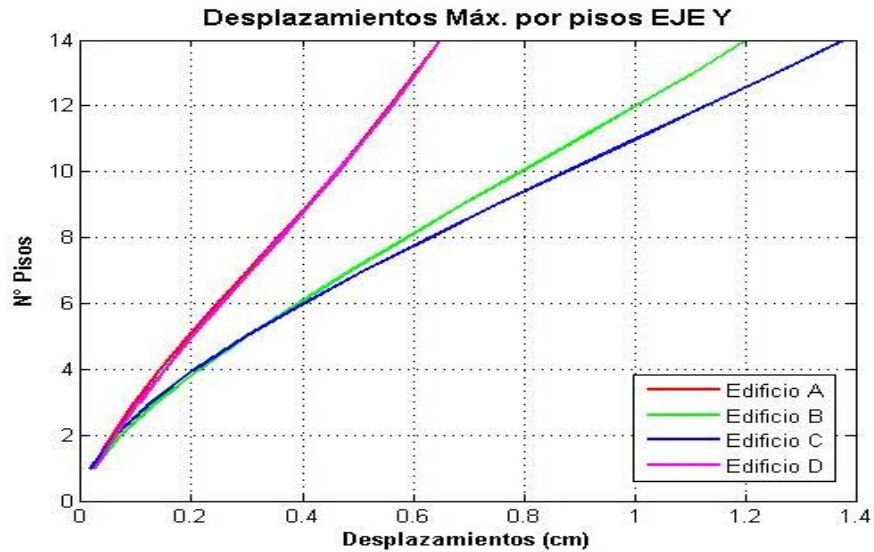


Gráfico 4.20: Desplazamientos máximos en la dirección Y para los distintos Edificios.

Para verificar el “choque” entre módulos o edificios adyacentes, el D.S. N°61 en el punto 9.1 dice que “la distancia de un edificio al plano medianero en cualquier nivel no debe ser inferior a los desplazamientos de ese nivel multiplicado por  $2R^*/3$ ”. Por lo anterior se realiza un análisis enfocado en el eje X, debido a que en ese eje se ve amenazado el posible choque de los módulos, para ello se observa la Tabla 4.36 en donde se establece los desplazamientos máximos y se calcula los  $2 R^*/3$  específicos para cada sub-edificio.

Tabla 4.36: Cálculo de desplazamientos en el eje X.

	EDIFICIO A	EDIFICIO B	EDIFICIO C	EDIFICIO D
<b>Desplazamiento X (cm)</b>	0,952	0,850	1,410	0,909
<b>R*</b>	6,4368	7,0863	7,6631	6,3786
<b>2 R*</b>	12,8736	14,1726	15,3262	12,7573
<b>2 R*/3</b>	4,291	4,724	5,109	4,252
<b>X (cm) x 2 R*/3</b>	<b>4,085</b>	<b>4,016</b>	<b>7,203</b>	<b>3,865</b>

Fuente: Elaboración Propia.

De la tabla anterior se puede comentar que los desplazamientos obtenidos del D.S N° 61 multiplicados por  $2R^*/3$  son mayores a 1,25 cm, que es la distancia al plano medianero de los módulos (2,5 cm es la distancia de las juntas de dilatación), lo que genera que no se cumpla con la norma (al igual que con la NCh 433) y por ende se produzcan choques entre los módulos.

### Cortes Basales

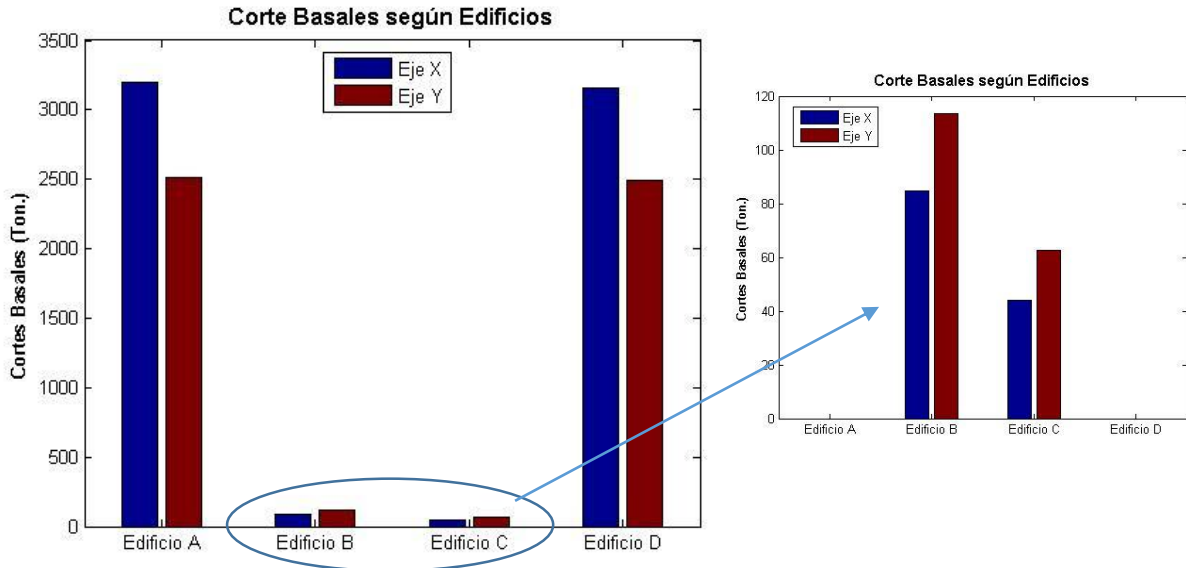
Los cortes basales obtenidos se muestran en la Tabla 4.37 para los distintos edificios en los ejes X e Y en general cumplieron con ser mayores al corte basal mínimo y menores al corte basal máximo. De la información se infiere además que los cortes basales en los edificios A y D tienen valores semejantes, lo que concuerda ya que tienen casi la misma masa por lo que sus efectos de desplazamientos son también semejantes. Además, el Edificio C tiene valores mínimos de cortes basales lo cual también es lógico ya que tiene menor peso que los demás.

**Tabla 4.37:** Cortes basales en los ejes X e Y para cada Edificio.

	EDIFICIO A	EDIFICIO B	EDIFICIO C	EDIFICIO D
<b>QX (ton.)</b>	3200.74	84,62	44,10	3161,69
<b>QY (ton.)</b>	2507.69	113,59	62,70	2494,54

Fuente: Elaboración Propia.

El gráfico 4.21 representa los cortes basales para los ejes X e Y en función de los distintos edificios, como una manera gráfica de representar los datos de la Tabla 4.37.



**Gráfico 4.21:** Cortes basales en los ejes X e Y según los distintos Edificios.

## 4.10 Análisis Tiempo – Historia.

El análisis dinámico incremental (IDA) conlleva a realizar un estudio de la estructura sometida a sismos, por lo cual nace la necesidad de realizar un análisis de respuesta en el tiempo para conocer la capacidad del edificio.

Para este caso se utilizaron 5 registros sísmicos (ver registros sísmicos en Anexos A) de origen subductivo, propio del encuentro entre la placa de Nazca con la placa Sudamericana. Éstas además fueron seleccionadas por su alta magnitud de momento, estas son:

**Tabla 4.38:** Lista de terremotos usados en el análisis tiempo - historia.

Nº	TERREMOTO	FECHA	M(w)	PROFUNDIDAD (km)	COORDENADAS	TIPO DE FALLA	ESTACIÓN	Peak Aceleración (cm/s <sup>2</sup> )
1	Antofagasta, CH	30-Jul-95	8,0	46	23°39'00"S 70°55'00"O	Subducción	Tocopilla	49,76
2	Arequipa, Tacna, PE	23-Jun-01	8,4	33	16°16'00"S 73°38'00"O	Subducción	Arica	208,44
3	Tocopilla, Antofagasta, CH	14-Nov-07	7,7	40	22°11'20"S 69°50'35"O	Subducción	Tocopilla	492,07
4	Constitución, Maule, CH	27-Feb-10	8,8	30,1	35°54'32"S 72°43'59"O	Subducción	Constitución	527,30
5	Iquique, Iquique, CH	01-Abr-14	8,2	38,9	19°38'31"S 70°49'01"O	Subducción	Chusmiza	201,32

**Fuente:** Elaboración Propia.

La metodología empleada la que se explica en el capítulo 2.8, fue principalmente analizar la estructura con los registros sísmicos sin escalar y, por otro lado, registros sísmicos escalados a una intensidad compatible con la descrita por el espectro de diseño. Para el escalamiento de registros sísmicos se utilizó el método neozelandés el cual trabaja con los espectros de diseño de la estructura y con los espectros de los terremotos acotados por el periodo fundamental de la estructura.

### 4.10.1 Resultados

Los resultados obtenidos en la estructura son los desplazamientos máximos de los últimos pisos y los cortes basales producidos por los distintos registros sísmicos.

#### 4.10.1.1 Registros sísmicos sin escalara

Los resultados obtenidos en las Tablas 4.39 y 4.40 son los desplazamientos máximos para un edificio completo (análisis con 1 sólo diafragma rígido) y para sub-edificios (análisis con varios diafragmas rígidos), además se debe considerar que los registros sísmicos sin escalara representan una medida desfavorable ya que no hay una representación acorde al tipo de suelo en la que está sometida la estructura.

**Tabla 4.39:** Análisis tiempo – historia para un edificio completo sin escalara.

EDIFICIO COMPLETO										
PARÁMETROS	ANTOFAGASTA 1995		AREQUIPA 2001		TOCOPILLA 2007		CONSTITUCIÓN 2010		IQUIQUE 2014	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Desplazamientos (m)	0,1692	0,1570	0,4386	0,4218	0,1949	0,2264	0,5450	0,5389	0,3556	0,3659

Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 4.40:** Análisis tiempo – historia para los sub-edificios sin escalara.

EDIFICIO A										
PARÁMETROS	ANTOFAGASTA 1995		AREQUIPA 2001		TOCOPILLA 2007		CONSTITUCIÓN 2010		IQUIQUE 2014	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Desplazamientos (m)	0,1708	0,1453	0,4434	0,3613	0,1968	0,1914	0,5590	0,5450	0,3632	0,2223

EDIFICIO B										
PARÁMETROS	ANTOFAGASTA 1995		AREQUIPA 2001		TOCOPILLA 2007		CONSTITUCIÓN 2010		IQUIQUE 2014	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Desplazamientos (m)	0,1963	0,2382	0,3114	0,4578	0,1256	0,1744	0,3511	0,4122	0,4173	0,5388

EDIFICIO C										
PARÁMETROS	ANTOFAGASTA 1995		AREQUIPA 2001		TOCOPILLA 2007		CONSTITUCIÓN 2010		IQUIQUE 2014	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Desplazamientos (m)	0,3881	0,2632	0,2513	0,4248	0,1447	0,1871	0,3100	0,4480	0,6351	0,6372

EDIFICIO D										
PARÁMETROS	ANTOFAGASTA 1995		AREQUIPA 2001		TOCOPILLA 2007		CONSTITUCIÓN 2010		IQUIQUE 2014	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Desplazamientos (m)	0,1646	0,1455	0,4303	0,3614	0,1932	0,1764	0,5434	0,5521	0,3650	0,2328

Fuente: Elaboración Propia.

El elevado valor de desplazamiento registrado en el análisis tiempo – historia con respecto al análisis modal espectral se debe a que los registros sísmicos actúan cercano al periodo fundamental de la estructura por lo que sus efectos se amplifican, de igual modo los periodos fundamentales del edificio y sus módulos están en la zona intensa del espectro.

En general el comportamiento fue el que muestra el gráfico 4.22, en donde se observa como el periodo fundamental de la estructura (que para este caso fue el análisis con un edificio completo con periodo de 0,431 segundos) se enlaza con las aceleraciones máximas de los terremotos produciendo el efecto de resonancia, en especial con el terremoto de Constitución.

Además, estos desplazamientos ponen de manifiesto una incertidumbre en el análisis de varios diafragmas rígidos ya que los desplazamientos obtenidos son mayores a las aberturas de las juntas de dilatación.

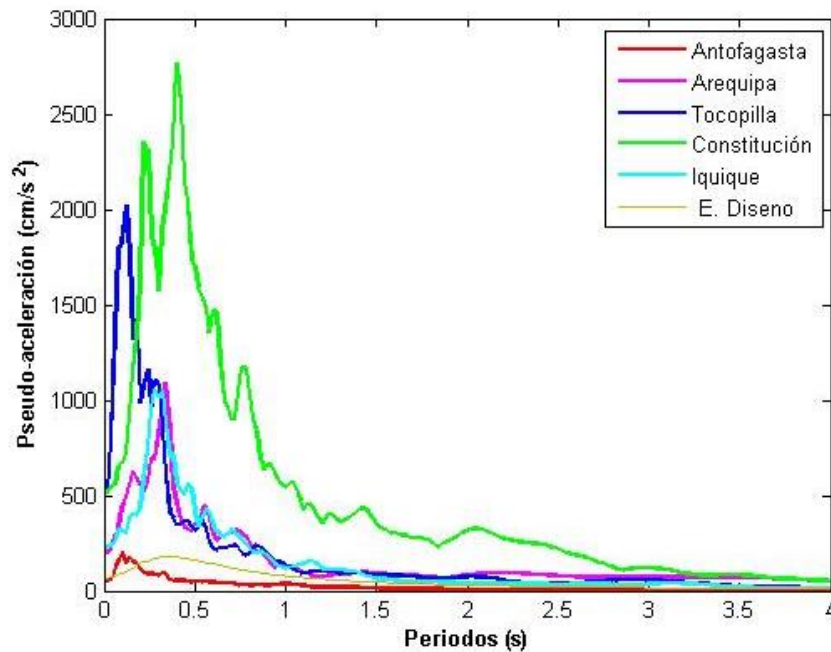


Gráfico 4.22: Comparación de los espectros de terremotos con el espectro de diseño.

Como resumen se observa en los gráficos 4.23 y 4.24 los desplazamientos máximos obtenidos según los dos tipos de análisis.

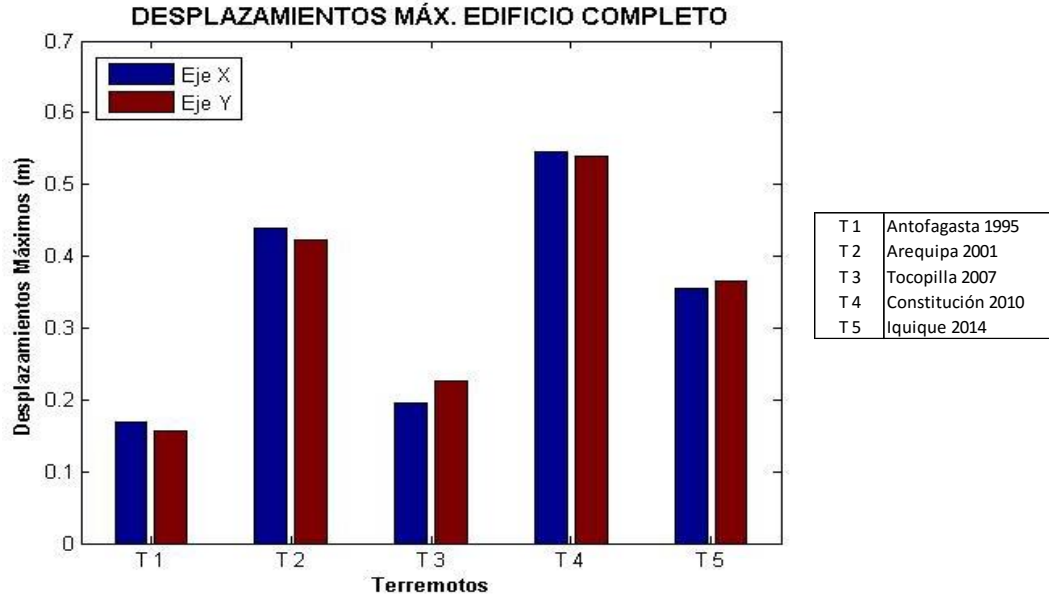


Gráfico 4.23: Desplazamientos máx. en los ejes X e Y para el Edificio completo según distintos terremotos.

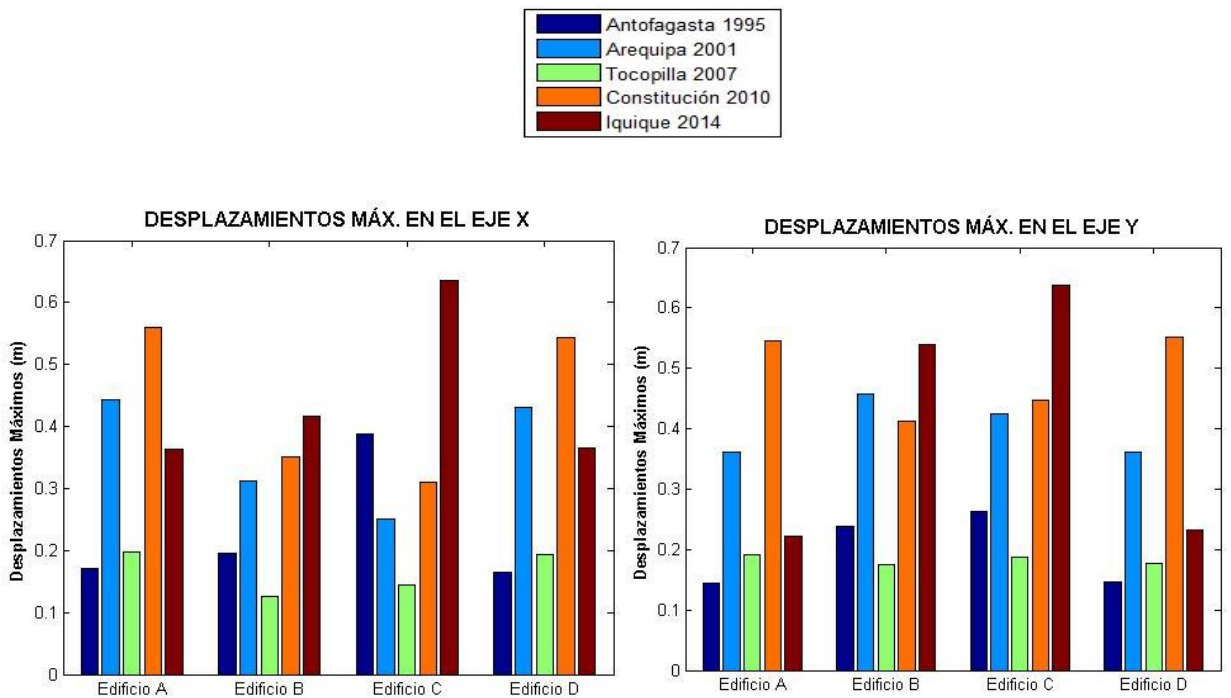


Gráfico 4.24: Desplazamientos máx. en los ejes X e Y para los distintos Edificios según variados terremotos.

### 4.10.1.2 Registros sísmicos escalados

En este caso se escala los registros sísmicos mediante los factores lineales (ver tabla de factores en Anexo A) al espectro de diseño con respecto a los periodos fundamentales de la estructura, cuyos resultados de desplazamientos máximos para un edificio completo (análisis con 1 sólo diafragma rígido) y para sub-edificios (análisis con varios diafragmas rígidos), se presentan en las Tablas 4.41 y 4.42.

**Tabla 4.41:** Análisis tiempo – historia para un edificio completo escalados.

EDIFICIO COMPLETO										
	ANTOFAGASTA 1995		AREQUIPA 2001		TOCOPILLA 2007		CONSTITUCIÓN 2010		IQUIQUE 2014	
PARÁMETROS	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Desplazamientos (m)	0,0550	0,0682	0,0750	0,0738	0,0310	0,0355	0,0256	0,0258	0,0530	0,0545

Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 4.42:** Análisis tiempo – historia para los sub-edificios escalados.

EDIFICIO A										
	ANTOFAGASTA 1995		AREQUIPA 2001		TOCOPILLA 2007		CONSTITUCIÓN 2010		IQUIQUE 2014	
PARÁMETROS	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Desplazamientos (m)	0,2242	0,1930	0,0763	0,0647	0,0291	0,0415	0,0263	0,0294	0,0828	0,0591

EDIFICIO B										
	ANTOFAGASTA 1995		AREQUIPA 2001		TOCOPILLA 2007		CONSTITUCIÓN 2010		IQUIQUE 2014	
PARÁMETROS	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Desplazamientos (m)	0,3345	0,4040	0,0676	0,0975	0,0343	0,0422	0,0198	0,0233	0,0776	0,0986

EDIFICIO C										
	ANTOFAGASTA 1995		AREQUIPA 2001		TOCOPILLA 2007		CONSTITUCIÓN 2010		IQUIQUE 2014	
PARÁMETROS	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Desplazamientos (m)	0,8068	0,4485	0,0648	0,0922	0,0441	0,0434	0,0211	0,0253	0,1512	0,1185

EDIFICIO D										
	ANTOFAGASTA 1995		AREQUIPA 2001		TOCOPILLA 2007		CONSTITUCIÓN 2010		IQUIQUE 2014	
PARÁMETROS	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Desplazamientos (m)	0,2173	0,1884	0,0744	0,0632	0,0303	0,0258	0,0258	0,0291	0,0544	0,0347

Fuente: Elaboración Propia.

El predominio de los desplazamientos máximos para los sub- edificios radica en que el espectro del terremoto de Antofagasta 1995, ver gráfico 4.25 el cual tiene valores de pseudo-aceleración más baja que el espectro de diseño de la estructura por lo que al escalar su factor es mayor, lo que genera una amplificación del registro sísmico y un efecto de resonancia en algunos en el edificio C en específico.

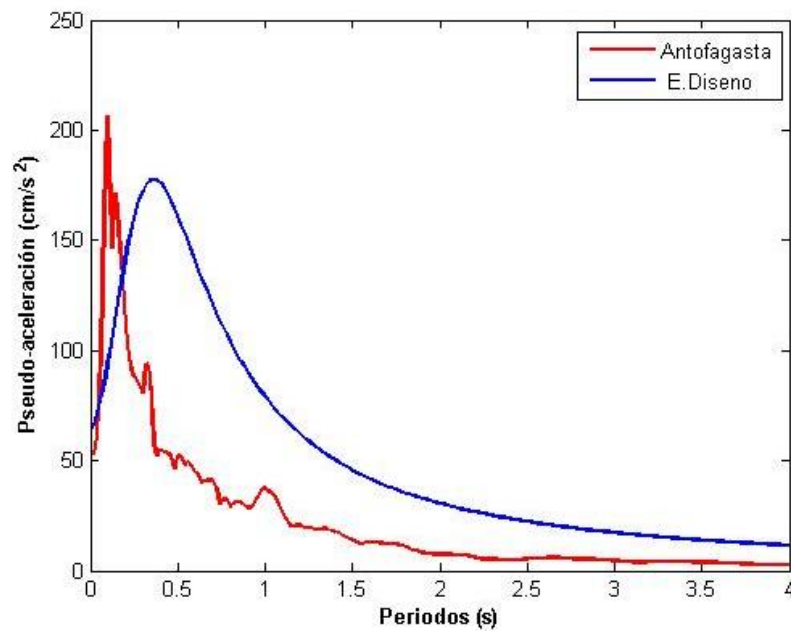


Gráfico 4.25: Comparación del espectro de diseño con el espectro de Antofagasta.

Como resumen se observa en los gráficos 4.26 y 4.27 los desplazamientos máximos obtenidos según los dos tipos de análisis, con nivel de referencia de 0,025 m para el gráfico 4.25.

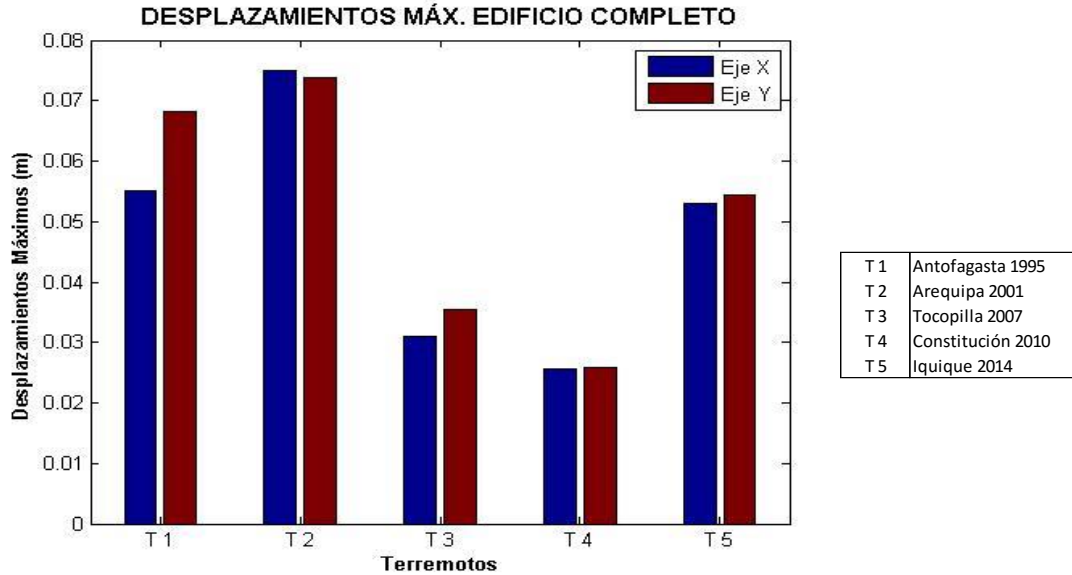


Gráfico 4.26: Desplazamientos máximos en los ejes X e Y para el Edificio completo según distintos terremotos.

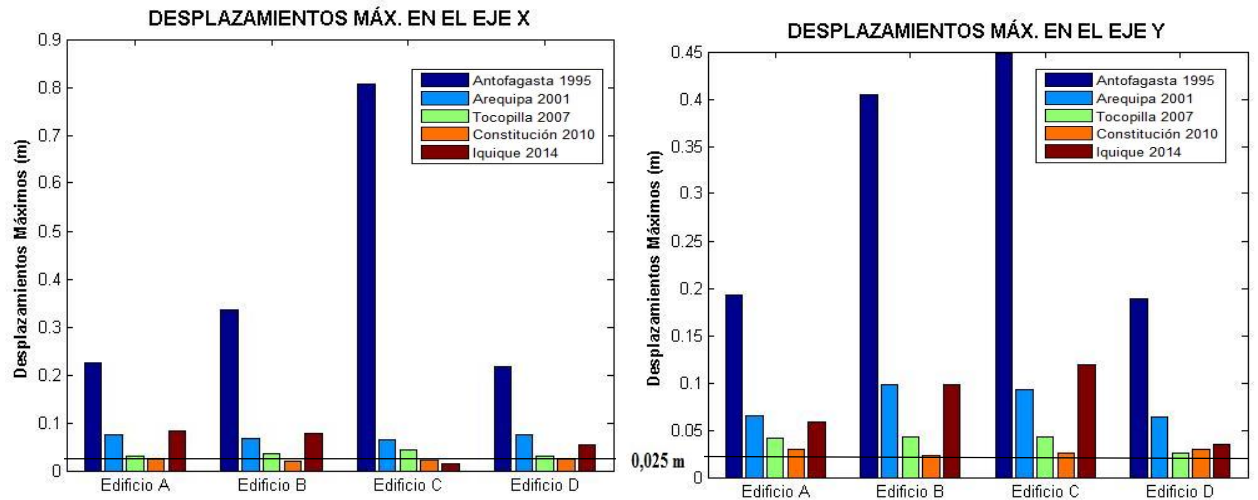


Gráfico 4.27: Desplazamientos máx. en los ejes X e Y para los distintos Edificios según variados terremotos.

Como resumen se observa que en las Tablas 4.41 y 4.42 la mayoría de los registros sísmicos tienen valores de desplazamientos considerables, de 19 cm como mínimo y 80 cm como máximo, lo cual generan desplazamientos mayores a las aberturas de las juntas de dilatación.

## **CAPÍTULO V: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.**

El análisis sismorresistente realizado en el edificio habitacional “Don Guillermo” evidenció varios aspectos a considerar:

El enfoque del análisis empleado en este proyecto, que consideró utilizar varios diafragmas rígidos en las losas para el modelamiento del edificio fue el CORRECTO, ya que representa de mejor manera las respuestas de la estructura ante las cargas sísmicas debido a las juntas de dilatación que tiene el edificio. Esto genera diferentes periodos de oscilación para cada módulo del edificio y por ende distintos desplazamientos. Esto se puede representar como el comportamiento de varios edificios dentro de un mismo edificio. Por lo que el análisis de generar sólo un diafragma rígido es una opción inadecuada que no representa lo que realmente sucede con la estructura.

Además, frente a la escasa y dudosa información disponible en la memoria de cálculo y planos, se analizó el tipo de suelo según el D.S. N°61, ya que el informe de la Mecánica de Suelos indicó que era Tipo III de acuerdo al extinto D.S. N°117 del 2011. Para ello se desarrolló un análisis con los 3 tipos de suelos B, C y D con el fin de evaluar sus potenciales efectos en la estructura. Al realizar el estudio se determinó optar por trabajar con un suelo tipo C ya que representa una opción conservadora de valores promedios de desplazamientos de los suelos antes mencionados.

En lo que respecta al edificio, el estudio reveló una serie de deficiencias estructurales producto de los terremotos ingresados en el análisis. Estos problemas provienen principalmente de un mal diseño de la distancia entre los módulos producto de las juntas de dilatación (distancia aprox. 2,5 cm según los planos), lo cual provoca un mal desempeño sísmico en la edificación, ya que los desplazamientos obtenidos por el método modal espectral y por el análisis tiempo- historia son mayores a la separación entre edificios, lo que genera choque entre los módulos.

Con todo lo anterior y habiendo realizado el análisis estructural en el edificio se puede concluir que la estructura podría sufrir daños considerables que afectarían incluso las vías de

escape y pasillos. Lo cual determina que el edificio habitacional “Don Guillermo” no puede ser catalogado como una solución de evacuación vertical ante un inminente tsunami.

En la actualidad, con el edificio construido se avecina un problema en lo que respecta a las edificaciones “antiguas” debido a que éstas fueron diseñadas bajo códigos o decretos menos exigentes que los actuales y por ende analizadas bajo registros sísmicos menos dañinos que el de Maule 2010. Esto obliga a fiscalizar a entes gubernamentales o a revisores sísmicos estos proyectos para preservar la vida de las personas y si lo determinan realizar intervenciones de grandes dimensiones, los que de seguro requieren de una gran inversión.

Finalmente, destacar la importancia de realizar un Análisis Tiempo – Historia junto con el análisis modal espectral en las edificaciones ya que permite conocer el comportamiento de éstos ante registros sísmicos severos y así poder analizar sus posibles fallas y sus respectivas soluciones.

## Referencias.

- [1] Oyarzo V. Claudio, Libro del curso “Hormigón Armado”, Facultad de Ingeniería UCSC.
- [2] Oyarzo, C. (2009). Métodos de selección y escalamiento de registros sísmicos para análisis de la respuesta en el tiempo. Revista Obras y Proyectos N°5, páginas 18 – 25.
- [3] NCh 433 Of. 1996 Modificada en 2009, “Diseño sísmico de edificios”.
- [4] Informe de Mecánica de Suelos, “Edificios de 14 pisos y un subterráneo en Av. Latorre N° 0328 Tomé, VIII Región. GEOFUN Musante, Astorga, Arrau Ltda.
- [5] Memorias de cálculo y Planos estructurales del edificio “Don Guillermo”.
- [6] Manual de ETAB´s, Ingeniería Estructural, Morrison Ingenieros.
- [7] Peralta A. Máximo, “Análisis estático no lineal y Análisis dinámico no lineal del hospital de Vielha”. Tesis de Ingeniería Civil. Barcelona 2012.
- [8] Betanzo R. (2010), “Daños estructurales y lecciones del terremoto del 27/F en el Gran Concepción”. Revista Obras y Proyectos N°8, páginas 59 – 75
- [9] Carrasco. F, “Efecto de la duración de los terremotos en la respuesta inelástica de la estructura”. Tesis de Ingeniería Civil. Concepción 2009.
- [10] Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile.
- [11] XFMA, Blog Profesional de Francisco Martínez Alonso. Ingeniero Estructural.
- [12] Farfán F. “Análisis de vulnerabilidad por tsunami en la comuna de Tomé, Región del Biobío”. Tesis de Geografía Universidad de Concepción, 2012.
- [13] Beltrán J. Ph. D, Massone L. Ph. D y Herrera R. Ph. D. “Efectos y enseñanzas del terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile”.

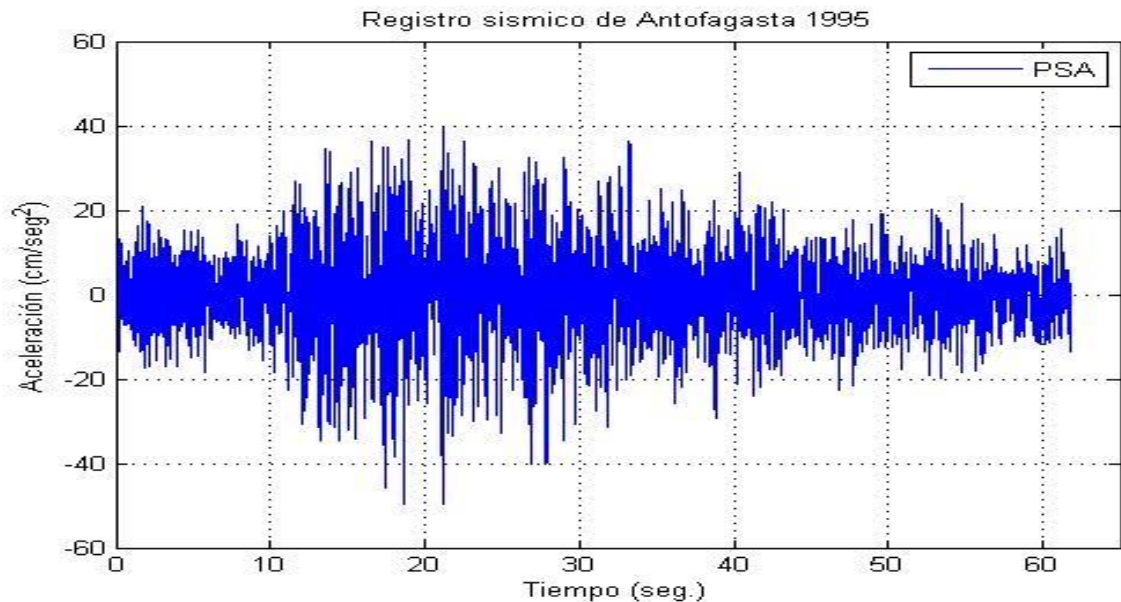
## ANEXO A:

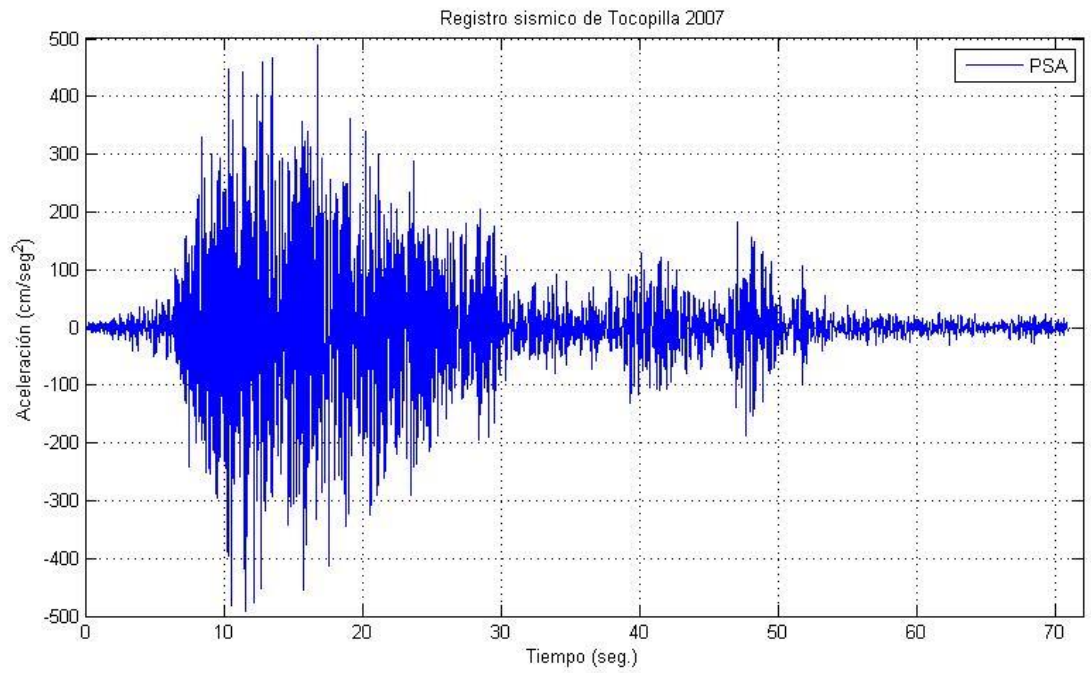
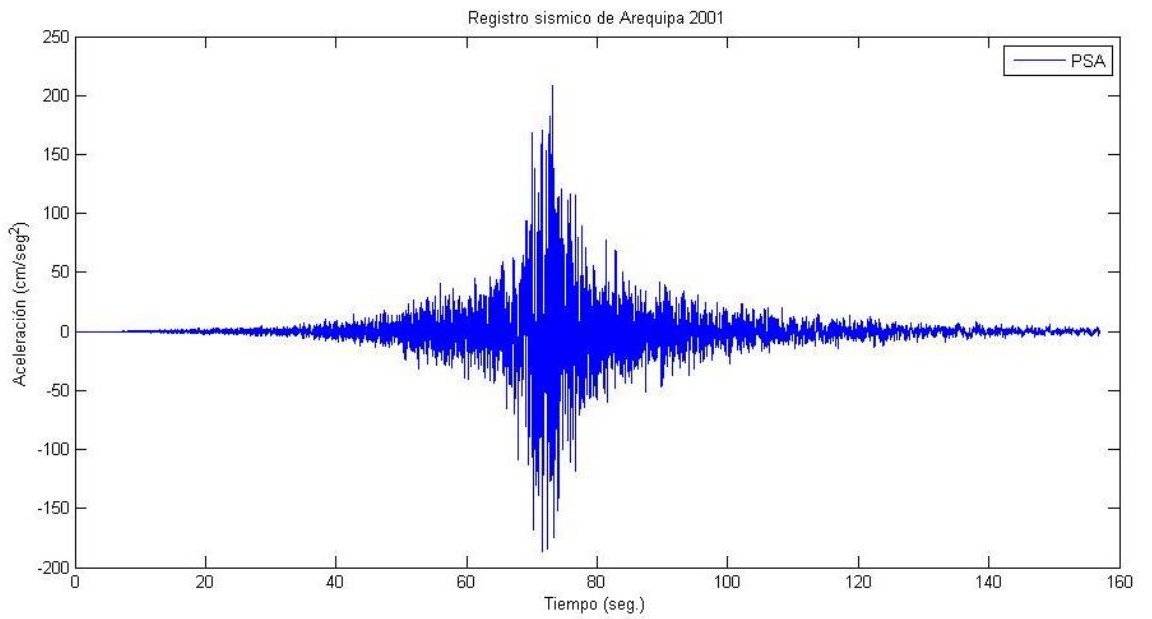
### “TABLAS DE REGISTROS SISMICOS”

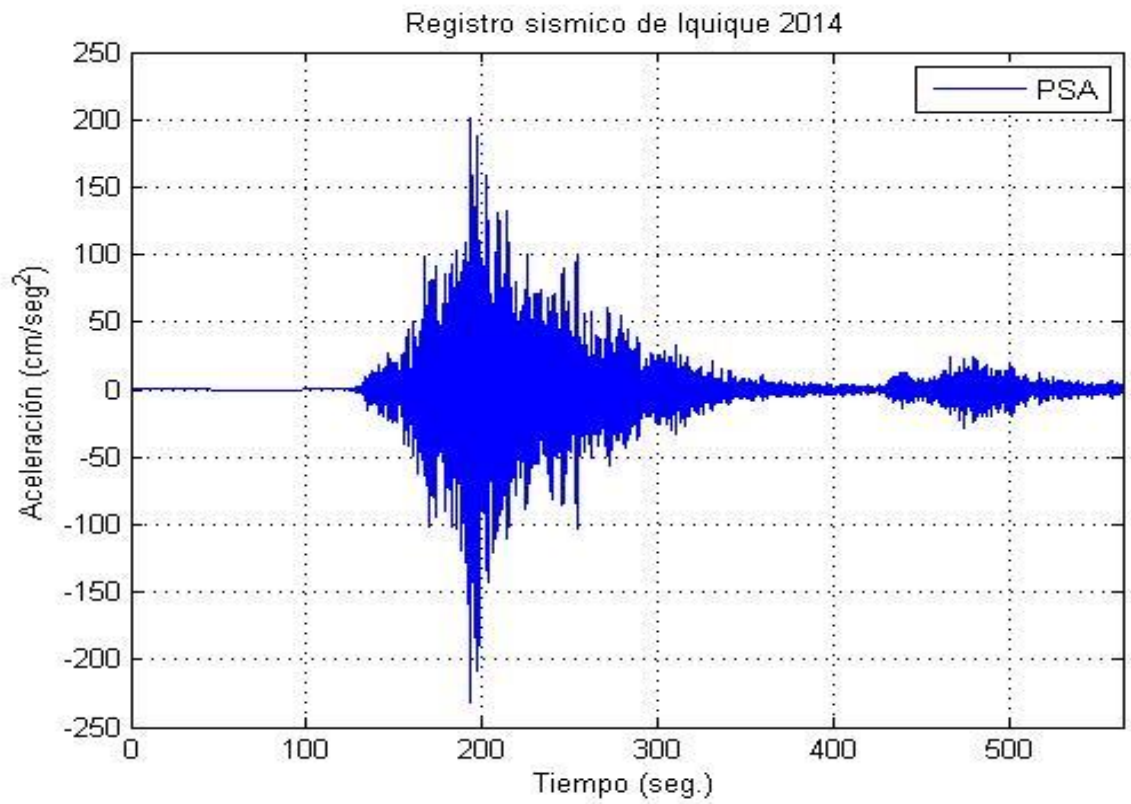
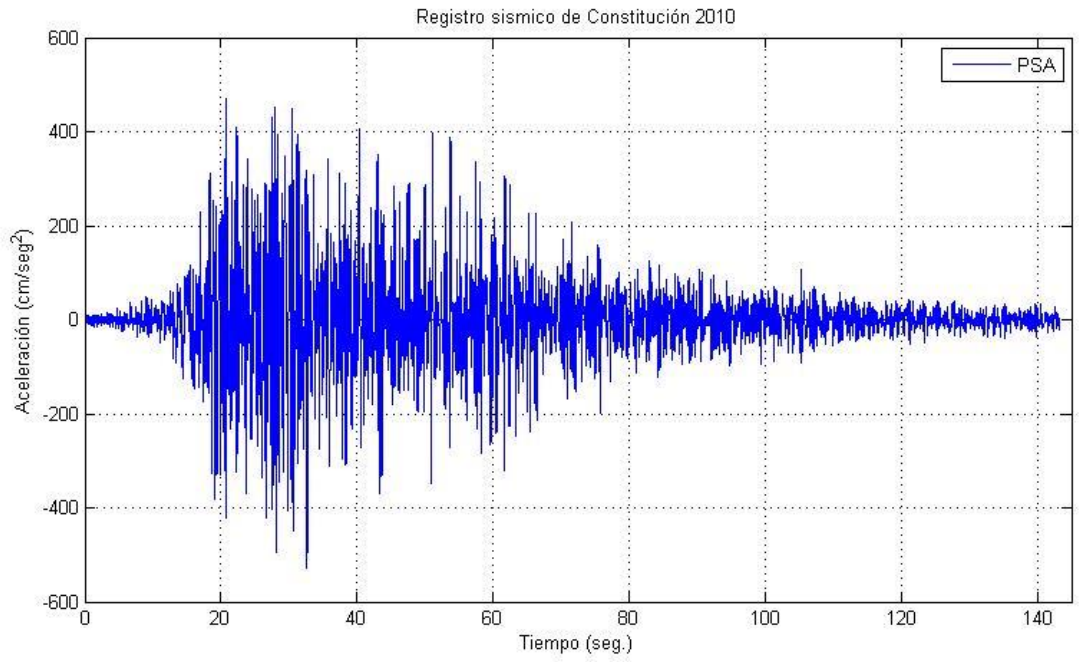
Los registros sísmicos utilizados en el análisis tiempo – historia fueron obtenidos de la página web de la universidad de chile (<http://terremotos.ing.uchile.cl/eventos/>), estos son los siguientes:

N°	TERREMOTO	FECHA	M(w)	PROFUNDIDAD (km)	COORDENADAS	TIPO DE FALLA	ESTACIÓN	REGISTROS	
								DATOS	TIEMPO (SEG.)
1	Antofagasta, CH	30-Jul-95	8,0	46	23°39'00"S 70°55'00"O	Subducción	Tocopilla	12.354	0,005
2	Arequipa, Tacna, PE	23-Jun-01	8,4	33	16°16'00"S 73°38'00"O	Subducción	Arica	31.400	0,005
3	Tocopilla, Antofagasta, CH	14-Nov-07	7,7	40	22°11'20"S 69°50'35"O	Subducción	Tocopilla	14.181	0,005
4	Constitución, Maule, CH	27-Feb-10	8,8	30,1	35°54'32"S 72°43'59"O	Subducción	Constitución	28.657	0,005
5	Iquique, Iquique, CH	01-Abr-14	8,2	38,9	19°38'31"S 70°49'01"O	Subducción	Chusmiza	28.200	0,02

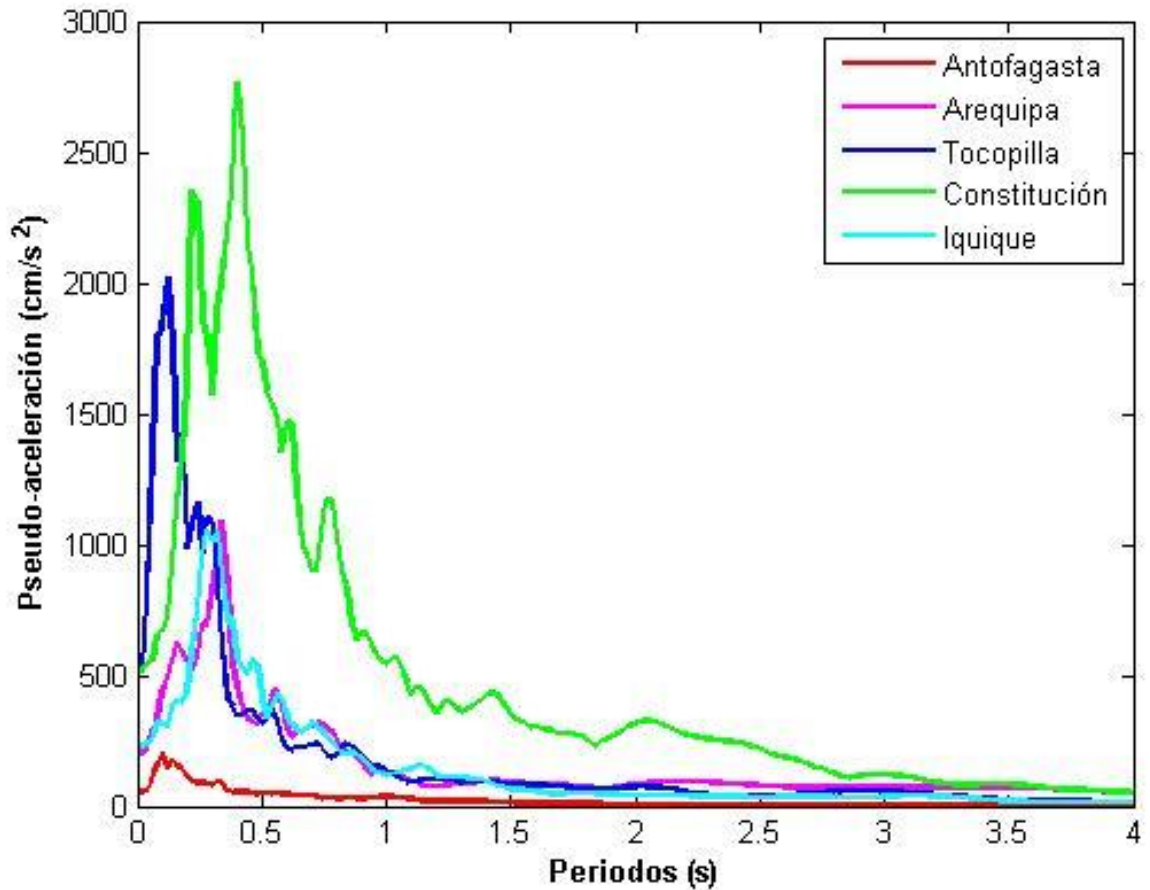
Estos tienen a su vez una representación en tiempo (s) vs aceleración ( $\text{cm/s}^2$ ) que detalla a continuación.







## ESPECTROS DE TERREMOTOS



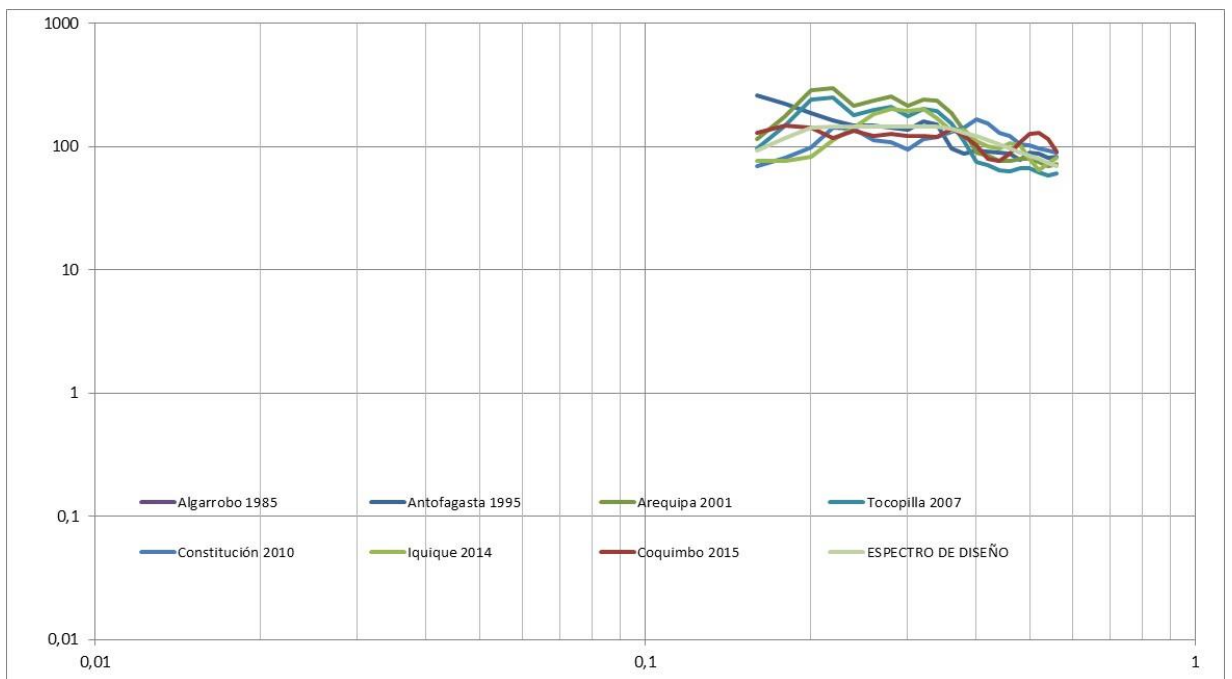
## REGISTROS SISMICOS ESCALADOS

Este análisis se basó bajo la norma neozelandesa en la cual sus coeficientes  $k_1 \cdot k_2$ , factores de conversión de registros sísmico, son:

Terremotos	EDIFICIO COMPLETO		EDIFICIO A		EDIFICIO B		EDIFICIO C		EDIFICIO D	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Antofagasta 1995	1,316	1,326	1,313	1,329	1,682	1,402	2,079	1,704	1,320	1,295
Arequipa 2001	0,171	0,175	0,172	0,179	0,215	0,18	0,258	0,217	0,173	0,175
Tocopilla 2007	0,159	0,157	0,156	0,150	0,231	0,182	0,305	0,232	0,157	0,146
Constitución 2010	0,047	0,0479	0,0471	0,054	0,057	0,047	0,068	0,0565	0,0474	0,0527
Iquique 2014	0,149	0,149	0,149	0,16	0,185	0,154	0,238	0,186	0,149	0,156

### EJEMPLO DE ESCALAMIENTO DE REGISTRO SISMICO.

En el siguiente gráfico se observa los espectros de los terremotos con el espectro de diseño de la estructura acotado por los periodos fundamentales



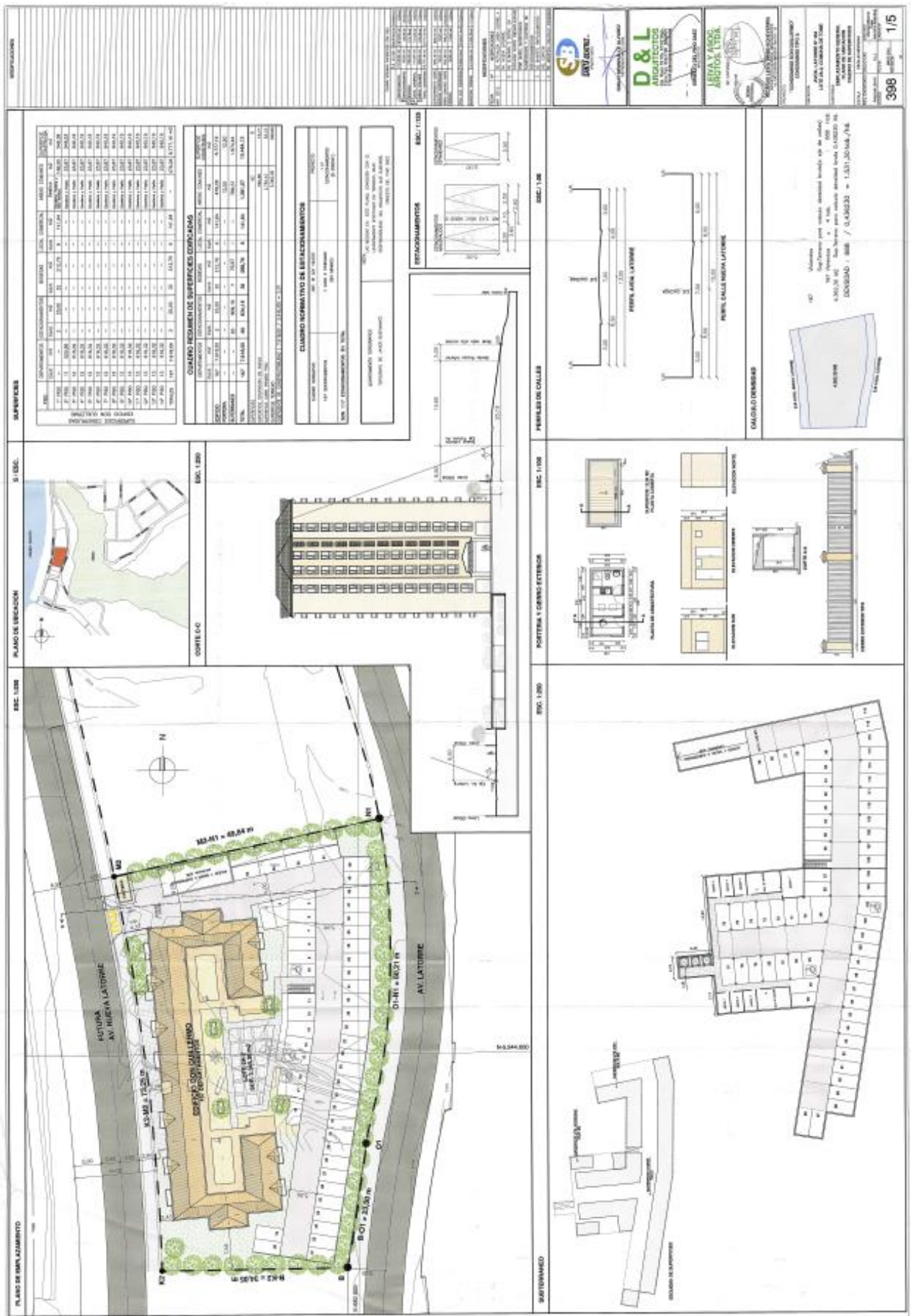
## **ANEXO B:**

---

### **“PLANOS DEL EDIFICIO”**

El siguiente es el listado de planos adjuntados en el informe y en el cd de respaldo, estos son:

1. Plano de ubicación y emplazamiento.
2. Plano Arquitectónico elevaciones.
3. Plano de planta de fundaciones.
4. Plano planta losa cielo 2° piso.
5. Plano planta losa cielo 3° piso.



**SUPERFICIES**

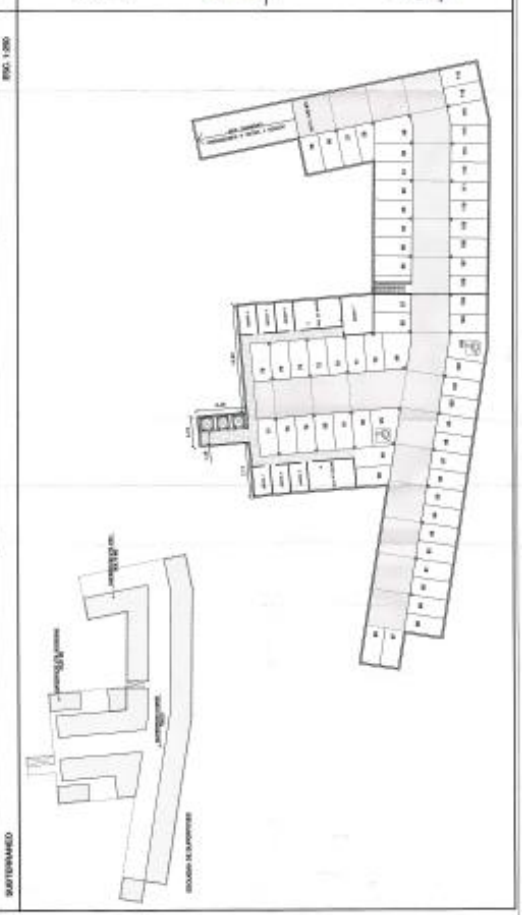
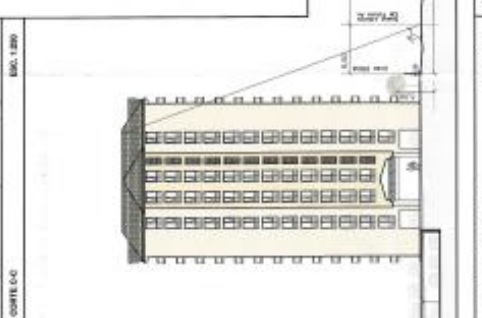
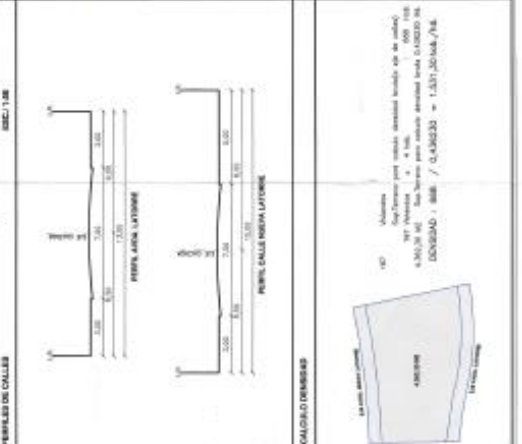
ITEM	DESCRIPCION	CONCRETO	ACEROS	ALBAÑILERIA	PUERTAS	VENTANAS	OTROS
1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
3	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000
4	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000
5	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
6	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
7	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000
8	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000
9	9.000	9.000	9.000	9.000	9.000	9.000	9.000
10	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
11	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000
12	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000
13	13.000	13.000	13.000	13.000	13.000	13.000	13.000
14	14.000	14.000	14.000	14.000	14.000	14.000	14.000
15	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000
16	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000
17	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000
18	18.000	18.000	18.000	18.000	18.000	18.000	18.000
19	19.000	19.000	19.000	19.000	19.000	19.000	19.000
20	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000

**CALCULO RESUMEN DE SUPERFICIES CONCRETAS**

ITEM	DESCRIPCION	CONCRETO	ACEROS	ALBAÑILERIA	PUERTAS	VENTANAS	OTROS
1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
3	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000
4	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000
5	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
6	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
7	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000
8	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000
9	9.000	9.000	9.000	9.000	9.000	9.000	9.000
10	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
11	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000
12	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000
13	13.000	13.000	13.000	13.000	13.000	13.000	13.000
14	14.000	14.000	14.000	14.000	14.000	14.000	14.000
15	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000
16	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000
17	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000
18	18.000	18.000	18.000	18.000	18.000	18.000	18.000
19	19.000	19.000	19.000	19.000	19.000	19.000	19.000
20	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000

**CALCULO NORMATIVO DE LAS CIMENTACIONES**

ITEM	DESCRIPCION	CONCRETO	ACEROS	ALBAÑILERIA	PUERTAS	VENTANAS	OTROS
1	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000	2.000
3	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000
4	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000	4.000
5	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
6	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
7	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000
8	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000	8.000
9	9.000	9.000	9.000	9.000	9.000	9.000	9.000
10	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000
11	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000	11.000
12	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000	12.000
13	13.000	13.000	13.000	13.000	13.000	13.000	13.000
14	14.000	14.000	14.000	14.000	14.000	14.000	14.000
15	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000
16	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000
17	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000	17.000
18	18.000	18.000	18.000	18.000	18.000	18.000	18.000
19	19.000	19.000	19.000	19.000	19.000	19.000	19.000
20	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000

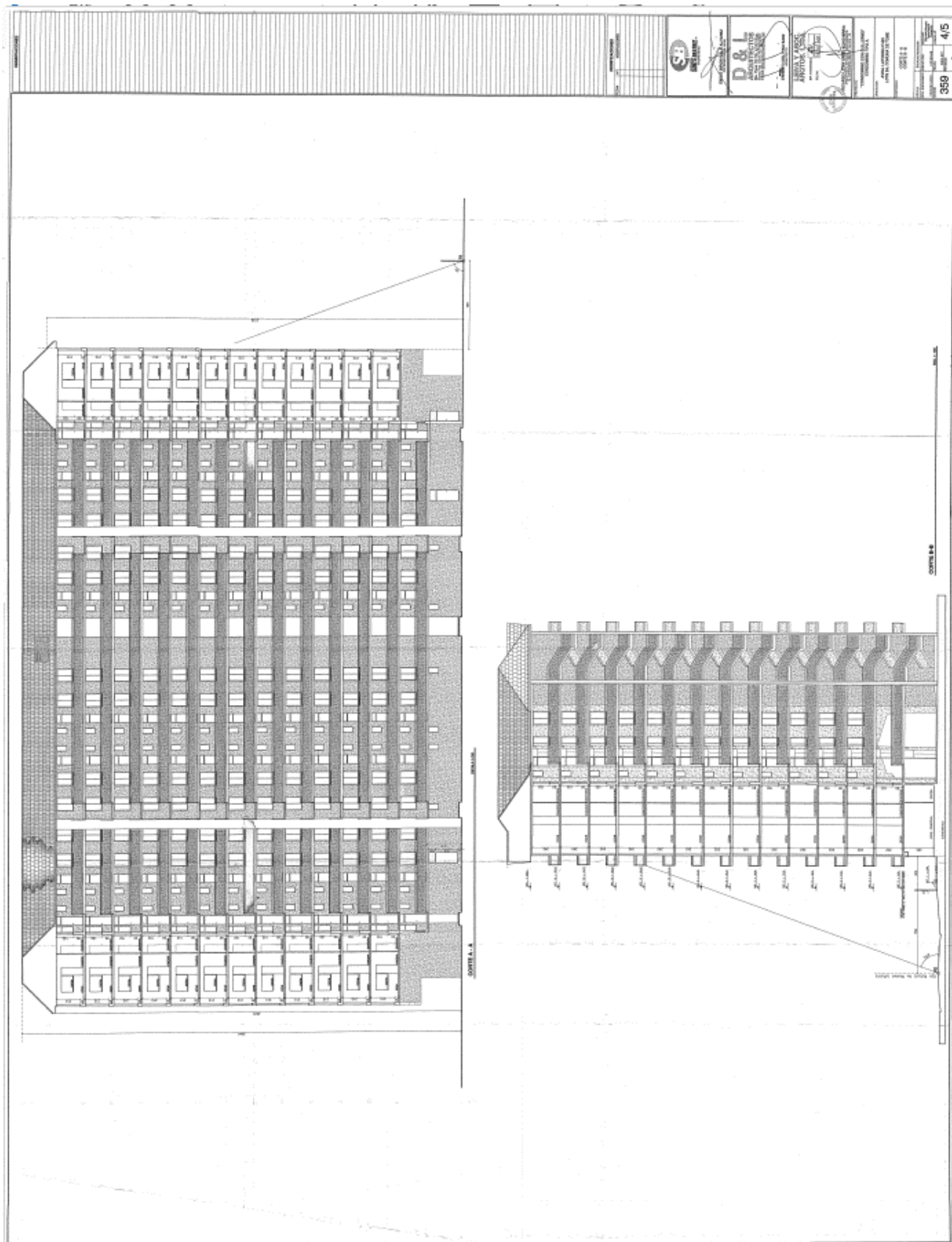


**NOTAS**

1. Verificar que todos los detalles sean de acuerdo a las especificaciones.
2. Los planos para el estudio de detalle deben ser elaborados en una escala de 1:50 o mayor.
3. Verificar que todos los detalles sean de acuerdo a las especificaciones.

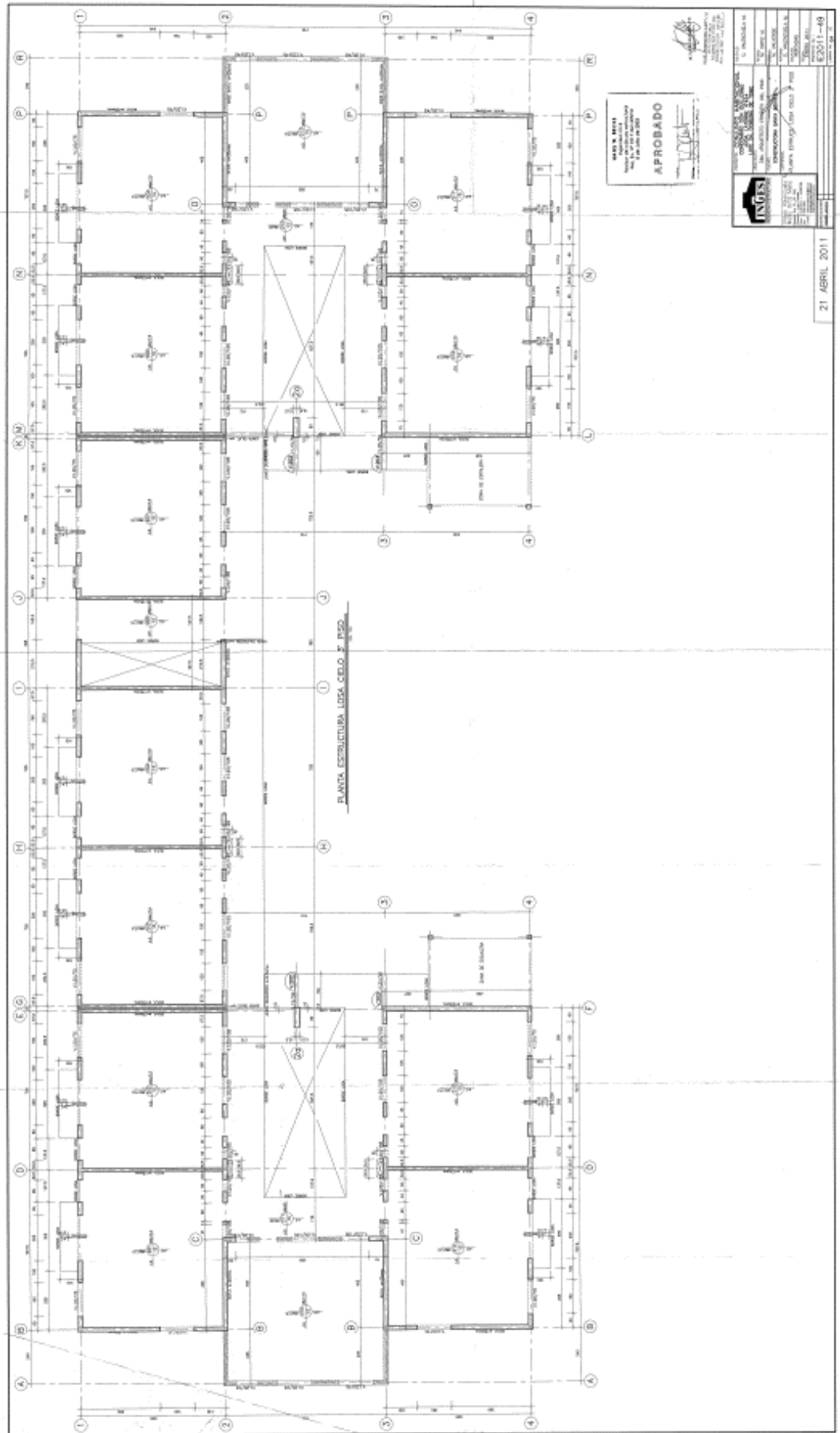
**LEGENDA**

- 1. Verificar que todos los detalles sean de acuerdo a las especificaciones.
- 2. Los planos para el estudio de detalle deben ser elaborados en una escala de 1:50 o mayor.
- 3. Verificar que todos los detalles sean de acuerdo a las especificaciones.









**APROBADO**  
 Ing. Juan Carlos...  
 Ing. Juan Carlos...  
 Ing. Juan Carlos...

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS IANIGVA	INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS IANIGVA
INGENIERO EN CIVIL INGENIERO EN MECÁNICA INGENIERO EN ELECTRÓNICA INGENIERO EN QUÍMICA INGENIERO EN FÍSICA INGENIERO EN MATEMÁTICA INGENIERO EN SISTEMAS DE COMPUTACIÓN INGENIERO EN TELECOMUNICACIONES INGENIERO EN ENERGÍA	INGENIERO EN CIVIL INGENIERO EN MECÁNICA INGENIERO EN ELECTRÓNICA INGENIERO EN QUÍMICA INGENIERO EN FÍSICA INGENIERO EN MATEMÁTICA INGENIERO EN SISTEMAS DE COMPUTACIÓN INGENIERO EN TELECOMUNICACIONES INGENIERO EN ENERGÍA
E-2011-09	21 ABRIL 2011

## ANEXO C:

---

### “SOLICITUD DE MEMORIA DE CÁLCULO”

A continuación, se presenta la solicitud de la memoria de cálculo, la cual fue solicitada mediante la ley de transparencia a la I. Municipalidad de Tomé, la cual entregó un extracto de 3 páginas de forma escueta sobre la información del diseño estructural del edificio habitacional “Don Guillermo”.

Consulta sobre Solicitud

↑ ↓ ×



Diego Rodriguez 19-01-2016

Para: Transparencia, osvaldo.arenas@tome.cl, ivan.sanhueza@tome.cl, rosa.bustos@tome.cl

Acciones ▾

Estimados:

Junto con saludarlos, le informo que la solicitud MU324T0000133 hace referencia a facilitar el informe de la memoria de cálculo del Condominio “Don Guillermo” ubicado en Av. Latorre N°454, Sector Bellavista Tomé, esto con fines educacionales. Este informe es realizado por el ingeniero civil en la cual detalla los requerimientos que se usaron para diseñar el edificio, estos contiene las cargas utilizadas, análisis dinámicos, normas que se usaron, etc.

Desde ya muchas gracias por la atención.

Atte.

**Diego Rodriguez Cuevas**  
Alumno Tesista de Ingeniería Civil  
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Consulta sobre Solicitud

↑ ↓ ×



Transparencia Agregar a contactos 19-01-2016 |▶

Para: osvaldo.arenas@tome.cl, ivan.sanhueza@tome.cl, rosa.bustos@ome.cl CC: 'Diego Rodriguez'

Acciones ▾

Estimado

Junto a un cordial saludo

Reenvío correo de requirente solicitud MU324T0000133

Agradeceré a Usted aclarar las inquietudes del requirente (a la brevedad), para así, desde esta Unidad, informar a él, y proceder en consecuencia

Atte.

Ma. Patricia  
Enlace

## Consulta sobre solicitud



Diego Rodriguez 27-01-2016  
Para: transparencia@tome.cl ↕

Acciones ▾

Estimada Patricia:

Junto con saludarla quisiera saber en que situación se encuentra la solicitud MU324T0000133 que hace referencia a la memoria de cálculo del edificio Don Guillermo, ubicado en Av. Latorre n°454 en sector bellavista, Tomé.

Atte.

Diego Rodriguez Cuevas  
Alumno Tesista de Ingeniería Civil  
Universidad Católica de la Santísima Concepción

## Consulta sobre solicitud



Transparencia Agregar a contactos 27-01-2016 |>  
Para: 'Diego Rodriguez' ↕

Acciones ▾

Estimado

Diego

Estoy persistentemente consultado en Direccion de Obras por tu solicitud

A la fecha no tengo una respuesta

En cuanto reciba la información que pides, la remito

Que tengas una excelente tarde

Patricia

## Mecánica de Suelos



Transparencia [Agregar a contactos](#) 29-01-2016 | Documentos  
Para: 'Diego Rodriguez' ▾

Acciones ▾

1 dato adjunto (930,5 kB)

Outlook.com [Vista activa](#) ▾

Hola

Diego

Hoy fui nuevamente a Dirección de Obras

El funcionario que debe dar una respuesta esta con permiso

Pero conseguí la información que te adjunto

No sé si será útil para ti

Que este muy bien

Patricia

## Documento



Diego Rodriguez 01-02-2016  
Para: Transparencia ▾

Acciones ▾

Estimada Patricia:

Junto con saludarte quisiera agradecerte el esfuerzo mostrado por cumplir con la solicitud, te informo que el documento Mecánica de Suelos no es el que pido sino más bien la "Memoria de Cálculo" del ingeniero civil estructural.

Para solucionar este tema como alternativa te pregunto si es posible acudir en algún horario para solicitar el documento en forma presencial.

Desde ya esperando tu respuesta me despido.

Muchas gracias.

Atte.

Diego Rodriguez Cuevas  
Alumno Tesista de Ingeniería Civil  
Universidad Católica de la Santísima Concepción

Documento



Transparencia [Agregar a contactos 01-02-2016](#)  
Para: darodriguezc@outlook.com

Acciones

Hola Diego

Junto con saludar, te comento;  
El punto es que la Memoria de Calculo NO la encuentran  
Me han dicho que no la tienen  
Yo insisto en que la busquen, así que estoy a la espera de la respuesta oficial  
Hoy volví a ir a preguntar y los funcionarios estaban en terreno y con vacaciones

Atte.  
Patricia

Documento



Diego Rodriguez 01-02-2016  
Para: Transparencia

Acciones

Estimada Patricia:

OK estaré atento a tu correo.

Desde ya gracias.

Atte.

**Diego Rodriguez Cuevas**  
**Alumno Tesista de Ingeniería Civil**  
**Universidad Católica de la Santísima Concepción**



**CONJUNTO HABITACIONAL**  
**"CONDominio DON GUILLERMO"**  
**AV. LATORRE N° 454**  
**LOTE 2 A**  
**COMUNA DE TOME**  
**CIUDAD DE CONCEPCION**  
**MEMORIA EXPLICATIVA DE CALCULO**

**a) ESTRUCTURACION.**

El condominio está formado un edificio de 14 pisos mas subterráneo el que ha sido estructurado en base a muros y marcos de hormigón armado. Los elementos de hormigón armado de refuerzo han sido dispuestos de manera de resistir adecuadamente las solicitaciones debido a cargas estáticas y sísmicas.

La estructuración de entre piso corresponde a una losa de hormigón armado de 15cm. de espesor, diafragma rígido que distribuye los esfuerzos sísmicos en los elementos resistentes, cuya armadura y detalle se especifican en los planos de cálculo.

La estructura de techo está constituida por corchas de madera conformando un sistema estable. En el cálculo de la techumbre se han considerado factores de reducción de tensiones admisibles para evitar la falla por pandeo del elemento.

El sistema de fundación adoptado, corresponde al cimiento corrido y fundaciones aisladas, cuyas dimensiones se muestran en los planos de cálculo. En el diseño de las fundaciones se han considerado las fuerzas generadas por las cargas estáticas y sísmicas.



#### b) CALCULO DE SOLICITACIONES.

Para el cálculo de las cargas estáticas se han considerado los pesos y sobrecargas de uso especificado en la Norma Chilota Oficial NCH 1537 Of. 96.

Para solicitaciones horizontales, priman las fuerzas sísmicas que han sido determinadas a partir de un análisis dinámico realizado cumpliendo las especificaciones y requerimientos señalados en la Norma Oficial. " Diseño sísmico de edificios ", NCH 433 Of. 96. Los parámetros de diseño son los siguientes:

- Ubicación Torre. Zona sísmica 2 A o 0,30 g
- Suelo Tipo II  $P=1,5$   $T_0=0,3$  seg
- Edificio Habitacional Categoría C  $I=1,0$
- Material Hormigón Armado  $R=7,1$

#### c) DISEÑO.

El diseño de los elementos, en base a las solicitaciones antes mencionadas se ha realizado según la teoría de la rotura o última resistencia con las limitaciones de los factores de seguridad contemplados en la Norma NCH 430 A, B, 86 (ACI 318 ).

#### d) PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

- Hormigón armado Grado H-25 - 90% nivel de confianza
- Acero A 630 - 420 H.

