



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE CIVIL**

Modelación, Diseño Estructural Comparativo y Propuesta de  
Ampliación Vertical de la Edificación FLORES MENA, ubicada en la  
Ciudad de Quito-Ecuador, Sector Cofavi.

**TESIS DE GRADO**

**PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTADO POR:**

**ESTEBAN ALEJANDRO FLORES MENA**

**DIRECTOR: ING. MSC. MARCELO GUERRA AVENDAÑO**

**QUITO, 2018**

## **AGRADECIMIENTO**

A Dios y a mi Madre Dolorosa, porque son la razón de mi vida.

A mi madre Elena, por su incondicional apoyo y cariño en cada una de las etapas de mi vida, eres una persona muy especial que guardo en mi corazón.

A mi padre Hugo por su ayuda y entrega de información sobre el presente proyecto, porque sin su apoyo, su ejecución no hubiera sido posible.

Al Ing. Marcelo Guerra, por su colaboración y guía en el desarrollo del presente Trabajo de Titulación de Grado, quien además de ser un excelente profesional y educador ha sido un gran amigo.

Al Ing. Patricio Castro y al Ing. Estuardo Páez, por su abnegada labor académica al servicio de la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador y por la revisión brindada al presente Trabajo de Disertación de Grado.

A mis hermanas, mi familia, mis amigos y compañeros, por permanecer a mi lado siempre.

## **DEDICATORIA**

A Dios y a mi madre Dolorosa quienes guían mi camino y me acompañan todo en tiempo.

A mi querida mamita Elena, quien, con su amor, apoyo, trabajo y esfuerzo, siempre me ha demostrado que todo es posible si uno lucha para alcanzar sus sueños, y que la mejor forma de afrontar los retos de la vida es con una sonrisa y una actitud positiva.

## RESUMEN

El presente Proyecto de Disertación de Grado se lo realiza con la finalidad de determinar el comportamiento estructural del edificio FLORES MENA, ubicado en la ciudad de Quito-Ecuador, Sector Cofavi y la factibilidad de una posible ampliación estructural.

Se procede en un inicio, con la recolección de información correspondiente, constando del Informe de Regulación Metropolitana, Informe Técnico de Mecánica de Suelos, Memoria Descriptiva del Análisis y Diseño Estructural, Memoria Técnica del Edificio FLORES MENA, Especificaciones Técnicas y Cronograma Valorado.

El presente documento, comienza abordando los fundamentos teóricos y conceptuales referentes al Análisis y Diseño de Estructuras en hormigón armado, bajo un enfoque sísmico, así como las características y propiedades de los materiales estructurales.

Posteriormente, se utilizan tres programas de Análisis y Diseño asistido por computadora: Robot Structural Analysis, SAP 2000 y ETABS, los mismos que permitirán generar un estudio comparativo entre software, en cuanto a desempeño y resultados, durante el modelado del edificio base y mientras se ejecutan los Análisis Sísmicos correspondientes.

Una vez culminados los Análisis Sísmicos y las comparaciones entre los programas utilizados, se procede a establecer la factibilidad de una ampliación vertical, destacándose dos escenarios posibles, siendo el primero la realización de la Ampliación Estructural, de cumplirse con todo el marco normativo descrito en la NEC 2015 en su estado actual, garantizando su estabilidad. De no cumplir con las especificaciones descritas en la NEC 2015 y no garantizarse su estabilidad actual, se procederá a la realización de un reforzamiento estructural.

Seguidamente, se genera un presupuesto referencial del costo necesario para llevar a cabo la ampliación estructural, considerando, los estudios necesarios, manos de obra y materiales, de ser posible. O los costos referenciales del reforzamiento estructural, para garantizar el cumplimiento de la normativa vigente, limitando desplazamientos excesivos durante la acción sísmica. Finalmente, con la información obtenida del estudio previo, se deriva la presentación de las conclusiones y recomendaciones para la Evaluación y Diseño de la Estructura.

## **ABSTRACT**

The present Degree Dissertation is realized with the goal to determinate the structural behavior of the FLORES MENA building, located in the city of Quito-Ecuador, Cofavi Sector, and the feasibility of a possible structural expansion.

For which, it is proceeded in a beginning with the corresponding information collection, consisting of the Metropolitan Regulation Report, Technical Report of Soil Mechanics, Descriptive Memory of the Analysis and Structural Design, Technical Report of the FLORES MENA Building, Technical Specifications, and Timetable Valued.

This document begins by addressing the theoretical and conceptual foundations related to the Analysis and Design of Reinforced Concrete, under a seismic approach, as well as the characteristics and properties of structural materials.

Subsequently, three computer-aided Analysis and Design programs are used: Robot Structural Analysis, SAP 2000 and ETABS, which will generate a comparative study between software, in terms of performance and results, during the modeling of the base building and while execute the corresponding Seismic Analysis.

Once the Seismic Analysis and the comparisons between the programs used are completed, the feasibility of a vertical extension is established, highlighting two possible scenarios, the first one being the realization of the Structural Extension, if the regulatory framework described in the NEC 2015 in its current state, guaranteeing its stability. If the specifications described in the NEC 2015 are not met and their current stability is not guaranteed, a structural reinforcement will be carried out.

Next, a referential budget of the necessary cost is generated to carry out the structural expansion, considering, the necessary studies, labor and materials, if possible. Or the reference costs of structural reinforcement, to guarantee compliance with current regulations, limiting excessive displacements during seismic action. Finally, with the information obtained from the previous study, the presentation of the conclusions and recommendations for the Evaluation and Design of the Structure is derived.

## TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTO.....	II
DEDICATORIA.....	III
RESUMEN.....	IV
ABSTRACT.....	V
TABLA DE CONTENIDO.....	VI
Índice de Tablas.....	IX
Índice de Figuras.....	X
Índice de Fotografías.....	XI
Índice de Ecuaciones.....	XII
INTRODUCCIÓN.....	1
ANTECEDENTES.....	3
OBJETIVOS.....	4
General.....	4
Específico.....	4
JUSTIFICACIÓN.....	5
ALCANCE.....	5
METODOLOGÍA.....	6
 <b>PRIMERA PARTE: TEORÍA Y CONCEPTOS</b>	
<b>CAPÍTULO 1 . - TEORÍA ESTRUCTURAL</b>	
<b>1.1.-</b> Introducción al Análisis Estructural.....	7

1.2.-	Tipos de Sistemas Estructurales.....	8
1.3.-	Materiales Estructurales.....	13
1.4.-	Fuerzas Internas en Vigas y Pórticos.....	25
1.5.-	Elementos Estructurales.....	27
1.6.-	Cargas de Diseño.....	29
1.7.-	Métodos de Análisis bajo un enfoque sísmico.....	30

## **CAPÍTULO 2 . -DISEÑO ESTRUCTURAL(EDIFICIOS)**

2.1.-	Introducción al Diseño Estructural.....	33
2.2.-	Teorías de Diseño y Filosofía del Diseño Sismorresistente .....	35
2.3.-	Fundamentos de Diseño para Estructuras en Hormigón Armado.....	37
2.4.-	Requisitos de Diseño Sismorresistente de Pórticos.....	41

## **CAPÍTULO 3 . -ACCIÓN SÍSMICA Y CRITERIOS ESTRUCTURALES**

3.1.-	Introducción a la Acción Sísmica.....	62
3.2.-	Criterios Estructurales para Pórticos Resistentes a Momento.....	73

## **SEGUNDA PARTE: ANÁLISIS Y DISEÑO**

### **CAPÍTULO 4 . -ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO FLORES MENA**

4.1.-	Presentación y Recolección de Información.....	72
4.3.-	Modelación Estructural en tres Programas de Diseño por Computadora...	101
4.4.-	Comparaciones por Peso entre Programas y el Cálculo Manual.....	107
4.5.-	Análisis Estático Lineal.....	109

<b>4.6.-</b>	Análisis Dinámico Lineal.....	136
<b>4.7.-</b>	Factibilidad de Ampliación Estructural.....	159
<b>4.8.-</b>	Reforzamiento Estructural.....	160
<b>4.9.-</b>	Propuesta de Ampliación de la Cimentación Existente.....	172
<b>4.10.-</b>	Análisis de Precios Unitarios.....	187
<b>CAPÍTULO 5</b>	<b>. -CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
<b>5.1.-</b>	Conclusiones.....	203
<b>5.2.-</b>	Recomendaciones.....	203
<b>ANEXO 1</b>	.....	204
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	.....	205

## Índice de Tablas

Tabla 1.- Clasificación de Edificios de Hormigón Armado.....	13
Tabla 2.- Clasificación de Acero más utilizado en nuestro medio (fy).....	25
Tabla 3.- Combinaciones de Carga.....	34
Tabla 4.- Factor de Reducción de Resistencia ( $\Phi$ ) para distintas sollicitaciones...	35
Tabla 5.- Factor de Reducción de Resistencia $\Phi$ , para momento y fuerza axial...	36
Tabla 6.- Cuantías Mínimas para estribos de confinamiento.....	56
Tabla 7.-Escala de Intensidad Sísmica.....	70
Tabla 8.- Escala de Mercalli Modificada.....	71
Tabla 9.- Características de Materiales Estructurales.....	77
Tabla 10.- Coeficiente R para Sistemas Estructurales Dúctiles.....	83
Tabla 11.- Coeficiente R para Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada...	84
Tabla 12.- Límites Permisibles de las Derivas de los Pisos.....	84
Tabla 13.- Control de Derivas Inelásticas por Planta.....	85
Tabla 14.- Coeficientes dependientes del tipo de Edificio.....	110
Tabla 15.- Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	111
Tabla 16.- Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fa.....	111
Tabla 17.- Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fd.....	111
Tabla 18.- Tipo de Suelo y Factores de Comportamiento Inelástico Fs.....	112
Tabla 19.- Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.....	114
Tabla 20.- Determinación del valor de k.....	115
Tabla 21.- Niveles de Desempeño de la Edificación.....	160
Tabla 22.- Objetivos de Seguridad Básica para Estructuras Convencionales....	161
Tabla 23.- Módulo de Reacción del Suelo.....	175

## Índice de Figuras

Figura 1.1.- Esquema Representativo de una Cercha.....	8
Figura 1.2.- Viga Simplemente Apoyada.....	9
Figura 1.3.- Viga con Voladizo.....	9
Figura 1.4.- Viga en Voladizo.....	9
Figura 1.5.- Viga Continua.....	9
Figura 1.6.- Esquema Representativo de un Pórtico.....	9
Figura 1.7.- Esquema Representativo de una Estructura Compuesta.....	11
Figura 1.8.- Diagrama de Esfuerzo vs Deformación Unitaria del Concreto.....	15
Figura 1.9.- Rangos Elástico e Inelástico.....	16
Figura 1.10.- Prueba del Módulo de Rotura.....	18
Figura 1.11.- Prueba Radial.....	19
Figura 1.12.- Flujo Plástico.....	20
Figura 1.13.- Diagrama tipo Esfuerzo vs Deformación unitaria del Acero.....	22
Figura 1.14.- Curvas Esfuerzo – Deformación de aceros estructurales.....	23
Figura 1.15.- Diagrama Esfuerzo vs Deformación unitaria del Acero.....	23
Figura 1.16.- Fuerza Axial .....	26
Figura 1.17.- Fuerza Cortante.....	26
Figura 1.18.- Momento Flector.....	27
Figura 1.19.- Diseño basado en Fuerzas.....	32
Figura 1.20.- Diseño basado en Desplazamiento.....	32
Figura 2.1.- Diseño por Esfuerzos de Trabajo.....	33
Figura 2.2.- Esfuerzos y Deformaciones en viga.....	36
Figura 2.3.- Articulaciones Plásticas en Extremos de Vigas.....	40
Figura 2.4.- Pórtico sometido a fuerzas gravitacionales y carga sísmica.....	41
Figura 2.5.- Diagrama de Momentos por C. Gravitacionales y C. Sísmicas.....	42
Figura 2.6.- Mecanismo de Colapso de Estructuras aporticadas dúctiles.....	42
Figura 2.7.- Ancho mínimo de la sección transversal de la viga.....	43
Figura 2.8.- Características de elementos a flexión.....	43
Figura 2.9.- Vigas Especiales al Momento, Capacidades Mínimas.....	45

Figura 2.10.- Vigas Especiales a Momento Capacidades Mínimas.....	46
Figura 2.11.- Características de los Elementos a flexión.....	46
Figura 2.11.- Características de los Elementos a flexión.....	46
Figura 2.12.- Diseño de Acero por Corte en Vigas.....	47
Figura 2.13.- Refuerzo longitudinal en vigas.....	50
Figura 2.14.- Detallado por Corte en Vigas.....	50
Figura 2.15.- Capacidades de la Columna.....	52
Figura 2.16.- Diagrama de Interacción de la Columna.....	52
Figura 2.17.- Diseño de Acero por Corte en Columnas.....	53
Figura 2.18.- Separación de Estribos.....	56
Figura 2.19.- Fuerzas Desarrolladas en el Nudo.....	57
Figura 2.20.- Distribución de Fuerzas en el nodo.....	57
Figura 2.21.- Dimensiones del Área efectiva en el nodo.....	58
Figura 2.22.- Dimensiones del Área efectiva en el nodo.....	60
Figura 2.23.- Condición nudo confinado.....	60
Figura 2.24.- Detalle del Área efectiva del nudo.....	61
Figura 3.1.- Capas de la Tierra y sus características.....	62
Figura 3.2.- Capas de la Tierra y sus características.....	62
Figura 3.3.- Capas de la Tierra y sus características.....	63
Figura 3.4.- Conducción y Convección del Calor Interno.....	64
Figura 3.5.- Cinturón de Fuego del Pacífico.....	64
Figura 3.6.- Mapa de Aceleraciones Pico, Ecuador.....	66
Figura 3.7.- Onda P.....	67
Figura 3.8.- Onda S.....	68
Figura 3.9.- Onda Rayleigh.....	69
Figura 3.10.- Onda Love.....	69
Figura 3.11.- Ondas Sísmicas P y S.....	72
Figura 3.12.- Escala Sísmológica de Magnitud de Momento (Mw).....	72
Figura 3.13.- Esquema Representativo de una Cercha.....	73
Figura 3.14.- Distribución de Cargas Verticales.....	76

Figura 3.15.- Distribución de Cargas Laterales.....	7
Figura 3.16.- Esfuerzos Generados a nivel de la Cimentación.....	79
Figura 3.17.- Balasto Vertical (Modelo de Winkler).....	81
Figura 3.18.- Asentamiento Diferencial.....	82
Figura 3.19.- Cálculo de Derivas por Cargas Laterales .....	85
Figura 3.20.- Etapas Previas al Diseño Estructural.....	86
Figura 4.1.- Espectro de Diseño.....	110
Figura 4.2.- Detalle de la Cimentación Actual.....	188
Figura 4.3.- Esquema de los Muros Actualmente Colocados.....	189

## Índice de Fotografías

Fotografía 4.1.- Edificio Flores Mena.....	91
Fotografía 4.2.- Modelación en SAP 2000 Edificio, Flores Mena.....	98
Fotografía 4.3.- Modelación en ETABS, Edificio Flores Mena.....	99
Fotografía 4.4.- Modelación en Robot, Edificio Flores Mena.....	100
Fotografía 4.5.- Robot Structural Analisis: Ubicación de los Centros de Masa....	100
Fotografía 4.6 – 4.41.- Fuerzas Internas debido a los Análisis Sísmicos.....	137-157
Fotografía 4.42.- Modelación en ETABS, Edificio, Flores Mena.....	167
Fotografía 4.43.- Modelación en ETABS, Edificio, Flores Mena.....	168
Fotografía 4.44.- ETABS: Exportación de casos de Carga .....	172
Fotografía 4.45.- SAFE: Definición de las Zapatas .....	173
Fotografía 4.46.- Modelación de la Cimentación actual en SAFE .....	174
Fotografía 4.47.- Propuesta de Ampliación de la Cimentación Existente .....	177
Fotografía 4.48.- Verificación de Esfuerzos (Servicio 1).....	178
Fotografía 4.49.- Verificación de Esfuerzos (Servicio 2).....	179
Fotografía 4.50.- Verificación de Esfuerzos (Servicio 3).....	180
Fotografía 4.51.- Verificación de Esfuerzos (Servicio 4).....	181
Fotografía 4.52.- Verificación de Esfuerzos (Servicio 5).....	182
Fotografía 4.53.- Chequeo de Punzonamiento .....	183
Fotografía 4.54.- Chequeo de Asentamientos .....	184
Fotografía 4.55.- Determinación de la Cuantía de Acero de Refuerzo .....	185
Fotografía 4.56.- Detalle Constructivo de las Zapatas Continuas.....	186

## Índice de Ecuaciones

Ec.(1.1).....	15
Ec.(1.2).....	16
Ec.(1.3).....	16
Ec.(1.4).....	16
Ec.(1.5).....	17
Ec.(1.6).....	18
Ec.(1.7).....	18
Ec.(1.8).....	19
Ec.(1.9).....	22
Ec.(1.10).....	25
Ec.(1.11).....	27
Ec.(2.1).....	34
Ec.(2.2).....	41
Ec.(2.3).....	43
Ec.(2.4).....	43
Ec.(2.5).....	43
Ec.(2.6).....	44
Ec.(2.7).....	44
Ec.(2.8).....	44
Ec.(2.9).....	44
Ec.(2.10).....	44
Ec.(2.11).....	47
Ec.(2.12).....	47
Ec.(2.13).....	48
Ec.(2.14).....	48
Ec.(2.15).....	48
Ec.(2.16).....	48
Ec.(2.17).....	48
Ec.(2.18).....	48
Ec.(2.19).....	49

Ec.(2.20).....	49
Ec.(2.21).....	49
Ec.(2.22).....	49
Ec.(2.23).....	53
Ec.(2.24).....	53
Ec.(2.25).....	53
Ec.(2.26).....	53
Ec.(2.27).....	54
Ec.(2.28).....	54
Ec.(2.29).....	54
Ec.(2.30).....	54
Ec.(2.31).....	54
Ec.(2.32).....	54
Ec.(2.33).....	55
Ec.(2.34).....	55
Ec.(2.35).....	57
Ec.(2.36).....	57
Ec.(2.37).....	59
Ec.(2.38).....	59
Ec.(2.39).....	59
Ec.(2.40).....	59
Ec.(2.41).....	59
Ec.(2.42).....	59
Ec.(2.43).....	60
Ec.(2.44).....	60
Ec.(2.45).....	60
Ec.(3.1).....	67
Ec.(3.2).....	68
Ec.(3.3).....	71
Ec.(3.4).....	73
Ec.(3.5).....	79
Ec.(3.6).....	79

# INTRODUCCIÓN

En la actualidad el incremento de la población en las ciudades y distintas regiones alrededor del mundo implica consigo la responsabilidad de satisfacer sus necesidades mejorando la calidad de sus vidas.

Es por tal motivo que la construcción de viviendas es de vital importancia, para que los ciudadanos puedan residir en las mismas de manera digna, precautelando su integridad física al asegurar que la infraestructura generada cumpla con la normativa vigente ecuatoriana (N.E.C.) y los más altos estándares de calidad, bienestar y seguridad.

El crecimiento horizontal de ciudades y centros urbanos de manera desorganizada fruto de invasiones trae consigo graves problemas sociales, económicos y legales.

Además, un elevado costo a la Municipalidad, pues en un futuro dichas invasiones se constituirán en nuevos asentamientos sociales que demandarán instalaciones de agua potable, alcantarillado, alumbrado público, seguridad, vías de interconexión, generando graves impactos ambientales, limitando cada vez más las áreas verdes al igual que su fauna y flora.

Las mencionadas invasiones y sus consecuencias están presentes en nuestro país, hoy en día y forman parte de su historia. Es por ello que el futuro crecimiento responsable y viable de las ciudades es vertical, incentivando la construcción de edificaciones eco sustentables que, con determinadas áreas de construcción, puedan proyectarse en elevación formando mayor cantidad de residencias en menores espacios.

Con relación a lo anteriormente expuesto, el presente proyecto de disertación de grado busca determinar la factibilidad de ampliación vertical de la edificación Flores Mena, ubicada en la ciudad de Quito-Ecuador, parroquia Kennedy, debido al gran interés del sector por ampliar en elevación sus edificaciones una vez movilizadas las instalaciones del antiguo Aeropuerto Internacional Mariscal Sucre de Quito hacia la meseta de Oyambaro-Puembo en las parroquias de Tababela y Yaruquí.

Desarrollando para ello un informe que de a conocer el comportamiento estructural de la edificación base tras la aplicación de nuevas cargas (ampliación vertical). Adicionalmente

se presenta la metodología para lograr tal objetivo y costos en cuanto mano de obra y materiales se refiere.

Los conocimientos tanto teóricos como prácticos aplicables al estudio de la Ingeniería Estructural son múltiples y diversos, sin embargo, los fundamentos del análisis estructural se basan en la aplicación de las tres leyes expuestas por Sir Isaac Newton en su obra denominada “Principios Matemáticos de la Filosofía Natural” a finales del siglo XVII. (MCCORMAC, 2010) Las cuales pueden concebirse como:

**Primera Ley.** Si la resultante de un sistema de fuerzas que actúan sobre una partícula es cero, dicha partícula mantendrá su reposo, si inicialmente se encontraba sin movimiento o se desplazará con un movimiento rectilíneo uniforme si inicialmente se movía.  
 $\Sigma \text{ Fuerzas} = 0$  (BEER & JOHNSTON, 2010)

**Segunda Ley.** Si la resultante de un sistema de fuerzas actuantes sobre una partícula es diferente de cero, dicha partícula experimentará una aceleración proporcional a la magnitud de la resultante conservando su dirección.  
 $\Sigma \text{ Fuerzas} = \text{masa} * \text{aceleración}$  (BEER & JOHNSTON, 2010)

**Tercera Ley.** Si un cuerpo ejerce una fuerza (acción), sobre un segundo cuerpo, este ejercerá una fuerza con igual módulo, dirección (línea infinita de puntos que contiene un vector), pero con un sentido opuesto. (TORRES, Apuntes de Clase, 2013)

Al analizar y diseñar una estructura, es necesario en un inicio entender que la misma está compuesta por elementos estructurales que en su conjunto reciben, soportan y transfieren las solicitaciones implantadas, evitando deformaciones excesivas en sus componentes que podrían comprometer la estabilidad estructural y un posible colapso ante acciones sísmicas de gran magnitud, a las cuales nuestro país está expuesto por encontrarse dentro del cinturón de fuego del pacífico.

Es por tal motivo que ante un diseño estructural es necesario comprobar que la capacidad resistente del elemento (viga, columna, losa, muro), sea mayor a la magnitud de las cargas aplicadas en un determinado porcentaje, previniendo un inadecuado comportamiento de la estructura ante eventuales incrementos de solicitaciones. (PROAÑO, 2008)

## ANTECEDENTES

Se plantea la Ampliación Vertical de la edificación FLORES MENA, ubicada en la ciudad de Quito-Ecuador, Sector Cofavi, específicamente en las calles Nicolás Vásquez y Nicolás de Arteta, la cual cuenta con cuatro pisos, una terraza y un subsuelo de parqueaderos, en un área de terreno de 372.60 m<sup>2</sup>, con una dimensión frontal de 15 m.

La altura de entrepiso es igual a 2.75 metros, por tanto, la altura total de la edificación es de 15.75 metros, desde el nivel de la acera hasta la tapa grada. Según se indica en el Informe de Regulación Metropolitana, el uso principal de la infraestructura es Residencial de mediana densidad (R2). De la misma manera se especifican los retiros correspondientes: Frontal. 5m, Lateral. 3m, Posterior. 3m, Entre Bloques. 6m.

Dicho proyecto generará un estudio de análisis comparativo para el Sector Cofavi para posibles ampliaciones verticales en dicho sector, pues actualmente se evidencia, gran interés de los pobladores de ampliar verticalmente sus edificaciones, una vez que el antiguo Aeropuerto Internacional Mariscal Sucre de Quito fuera desplazado del actual Parque Bicentenario hacia la meseta de Oyambaro-Puembo, en las parroquias de Tababela y Yaruquí.

## **OBJETIVOS**

### **Objetivo General**

Determinar, la factibilidad de ampliación estructural vertical, para la edificación FLORES MENA, para beneficio de la familia FLORES MENA y de las familias aledañas del Sector Cofavi, que buscan tener un análisis y costos de ampliación referencial, para impulsar su propio diseño estructural y costo del proyecto.

### **Objetivos Específicos**

- 1) Desarrollar fundamentos teóricos y conceptuales referentes al Análisis y Diseño de Estructuras en hormigón armado, bajo un enfoque sísmico, así como las características y propiedades de los materiales estructurales.
- 2) Evaluar el comportamiento actual del edificio FLORES MENA, ante acciones sísmicas, mediante análisis sísmicos lineales, en cumplimiento de la NEC 2015.
- 3) Comparar los resultados obtenidos en los programas SAP 2000, ETABS y Robot Structural Analysis producto de la modelación y ejecución de análisis sísmicos lineales del edificio FLORES MENA, en su estado actual.
- 4) Determinar la factibilidad de una ampliación estructural vertical en función de los resultados obtenidos, considerando para ello el cumplimiento de la NEC 2015, la estabilidad estructural y la seguridad de sus ocupantes.
- 5) Generar la ampliación estructural de ser factible, o caso contrario realizar el reforzamiento correspondiente que garantice un adecuado comportamiento sísmico en cumplimiento de la Norma Ecuatoriana de Construcción 2015.
- 6) Elaborar un presupuesto referencial de la posible ampliación estructural de ser factible, o del reforzamiento que garantice el cumplimiento de la normativa vigente y mejore el comportamiento del edificio ante acciones sísmicas, limitando desplazamientos excesivos.

## JUSTIFICACIÓN

El presente proyecto de Disertación de grado, se lo realiza con la finalidad de determinar el comportamiento estructural de la edificación FLORES MENA, una vez aplicadas nuevas cargas a la edificación (ampliación vertical). Los resultados obtenidos beneficiarán a la familia Flores Mena, así como a las edificaciones de similares características evidenciadas en el Sector Cofavi, determinando la factibilidad de una posible ampliación vertical de las edificaciones, partiendo del estudio previo referencial a realizarse en el edificio FLORES MENA de similares características en cuanto a número de pisos se refiere, transmisión de cargas, tipo de cimentación, tipo de suelo, entre otros.

## ALCANCE

- Estudio Exploratorio:

Estudio Descriptivo: La ubicación del proyecto (edificio FLORES MENA), se encuentra en la Parroquia KENNEDY, en las calles Nicolás Vásquez y Nicolás de Arteta. Uso principal: (R2) Residencial de Mediana Densidad. Zonificación: A10(A604-50).

Se busca determinar un análisis comparativo entre los tres modelos estructurales, a realizarse antes y después a la aplicación de cargas nuevas generando de tal manera un documento que evidencie resultados de la estructura, evaluada en tres diferentes programas, verificando la fiabilidad de tales programas y diferencias en cuanto a resultados. La edificación, se encuentra ubicada sobre un terreno de 372.60 m<sup>2</sup>, siendo el área bruta de 258.67 m<sup>2</sup> para la planta baja, de 200.72 m<sup>2</sup> para el primer piso y de 140.5 m<sup>2</sup> para los subsiguientes dos pisos, al igual que la terraza, se analizará la estructura en su inicio sin nuevas cargas, obteniendo su comportamiento estructural inicial, en función de sus solicitaciones. Adicionalmente se buscará determinar, las fuerzas internas, fuerzas externas, deflexiones, deformaciones, comprobación de estados de carga, etc.

- Estudio Correlacional:

El tema general del plan de tesis se deriva a su vez en un estudio correlacional, que busca plantear el grado o asociación existente entre las cargas aplicativas nuevas a la estructura y la reducción de los factores de seguridad, adicionalmente se relacionará la estabilidad estructural una vez aplicadas las cargas nuevas con su factibilidad constructiva y económica.

## METODOLOGÍA

- Realizar un estudio exploratorio en la Zona de Interés
- Recolectar Información Técnica y Bibliográfica aplicativa al Proyecto.
- Revisar el Estudio de Suelos, en función de los Ensayos de Laboratorio.
- Estudiar de Planos Estructurales y Arquitectónicos.
- Estudiar la Ordenanza Municipal Actual, referente al número de pisos construibles para el sector, en función de su zonificación.
- Modelar de la Edificación previa a la Aplicación de Nuevas Cargas, en los programas SAP 2000, ETABS, Robot Structural Analysis
- Desarrollar los Análisis Sísmicos: Estático y Dinámico Lineal.
- Realizar un Informe del Análisis Estructural Obtenido del Edificio Base. Presentación de las Memorias de Cálculo, en los 3 programas de Diseño Asistido por Computadora.
- Estudiar la Factibilidad del Proyecto.
- Presentar las medidas de Reforzamiento Estructural necesarias para lograr la Ampliación Estructural o para el cumplimiento de los objetivos de Seguridad Básica para Estructuras Convencionales, de no ser viable la ampliación.
- Realización del Análisis de Precios unitarios del Reforzamiento Estructural.
- Generar las Conclusiones y Recomendaciones correspondientes referentes al Proyecto presentado.

# PRIMERA PARTE: TEORÍA Y CONCEPTOS

## CAPÍTULO 1. TEORÍA ESTRUCTURAL

### 1.1. Introducción al Análisis Estructural

La teoría de Estructuras de manera general considera dos aspectos de vital importancia los cuales son el Análisis y Diseño, cada uno de los cuales serán tratados a lo largo del desarrollo del Proyecto Presentado. Para comprender que se entiende por Análisis de Estructuras, es necesario en un inicio conceptualizarlo de la siguiente manera.

- Análisis: Consiste en el hecho de descomponer el Sistema estructural en elementos estructurales fácilmente identificables donde determinar su comportamiento será más viable.
- Estructura: Conjunto de elementos estructurales unidos entre si mediante nudos articulados o rígidos, capaces de soportar cargas sin presencia de deformaciones excesivas (relativamente pequeñas comparadas con las dimensiones generales del elemento analizado) que tiene por objetivo el beneficio del ser humano.
- Análisis Estructural: Considerando lo previamente descrito, se puede entender como un proceso por el cual se descompone una estructura en sus partes (elementos estructurales: vigas, losas, columnas, muros, cimentaciones), identificando los valores de las fuerzas externas (componentes de reacción) y las fuerzas internas (axial, corte, momento, torsión), tomando en cuenta el módulo, dirección y sentido de las mismas.

Dichas fuerzas son producidas debido a la aplicación de las cargas sobre el elemento estructural, el mismo que se deforma.

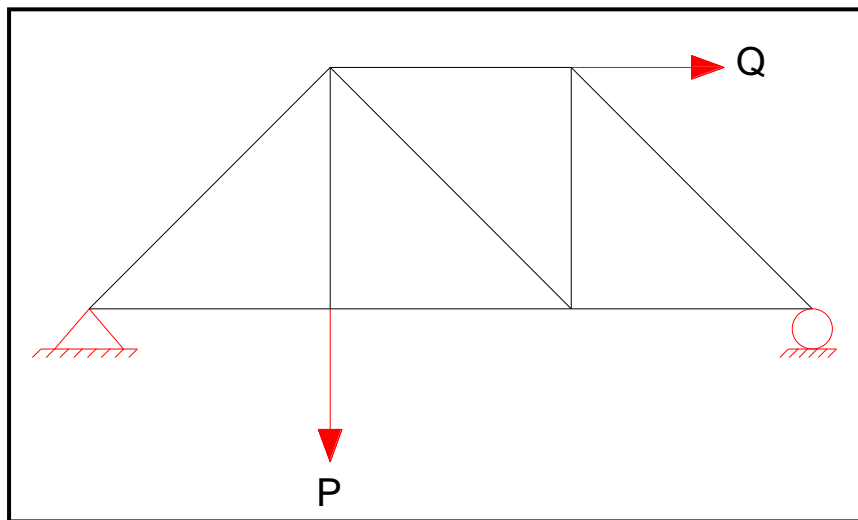
Entonces el Análisis Estructural calcula las fuerzas y deformaciones de un sistema de cargas y de esta manera determina si el elemento estructural de un cierto material, con una determinada sección y cuantía de acero resiste o no las sollicitaciones aplicadas, adicionalmente es necesario revisar que los esfuerzos generados no sobrepasen los valores normados.

## 1.2. Tipos de Sistemas Estructurales

### 1.2.1. Según la Configuración y Características de los Elementos Resistentes

Se distinguen principalmente cuatro tipos de Sistemas Estructurales:

- 1) Estructura Articulada: También denominada Cercha, Armadura o Celosía, está constituida por barras rectas delgadas, que conforman un sistema al unirse mediante nudos articulados o considerados como tales, formando generalmente paneles triangulares, los mismos que resisten las fuerzas externas (solicitaciones), solo puntuales y solo en los nudos, generando fuerzas internas únicamente axiales a Tensión o Compresión.



*Figura 1.1. Esquema Representativo de una Cercha*

Para la FIGURA 1.1. mostrada, los valores de Q, P y las reacciones de los apoyos representan las fuerzas externas.

- 2) Viga: Elemento estructural de un cierto material y sección transversal determinada, generalmente recto, horizontal y prismático, capaz de resistir fuerzas externas (solicitaciones) de cualquier tipo (puntual, distribuida, por variación de temperatura, fuerza angular), aplicada en cualquier punto, con deformaciones relativamente pequeñas (limitadas) en comparación con las dimensiones generales del cuerpo, generando fuerzas internas: Axial ( $N_x$ ), de Corte ( $V_x$ ), de Flexión ( $M_x$ ) y Torsión ( $T_x$ ).

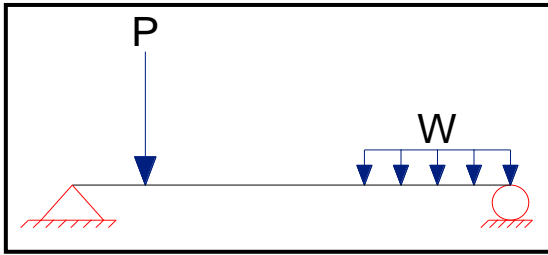


Figura 1.2. Simplemente Apoyada

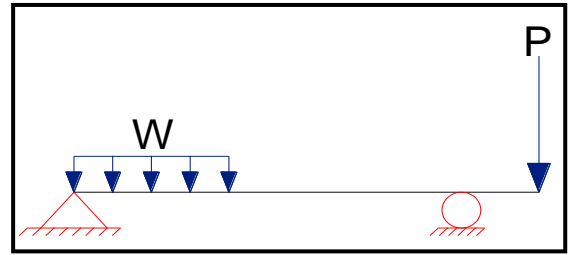


Figura 1.3 Con Voladizo

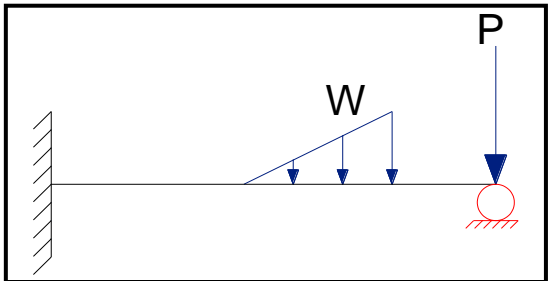


Figura 1.4. En Voladizo

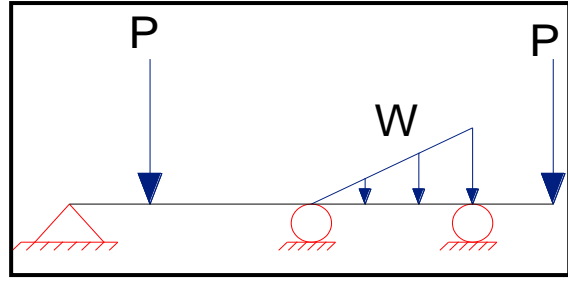


Figura 1.5. Continua

3) Pórtico o Marco Rígido: Es un conjunto de vigas (elementos que transfieren las solicitaciones en sentido horizontal) y columnas (elementos que transfieren las solicitaciones en sentido vertical), unidos mediante conexiones rígidas, capaces de soportar las fuerzas externas, tanto verticales como horizontales o sísmicas, aplicables en cualquier parte del Sistema Estructural, generando fuerzas internas: Axial, de Corte, de Momento y Torsión.

Los elementos constitutivos de un Pórtico se diseñan de acuerdo a la máxima combinación de cargas probable, que garantice un comportamiento estructural dúctil para disipar energía mediante deformación de sus elementos durante una posible acción sísmica.

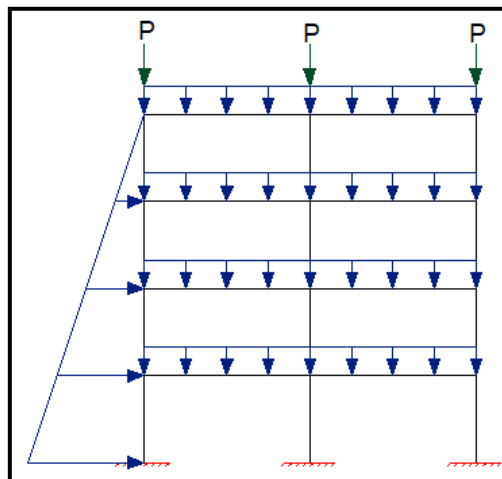


Figura 1.6. Esquema Representativo de un Pórtico

Los Pórticos o Marcos Rígidos a su vez pueden subclasificarse para su diseño en diferentes niveles de ductilidad, siendo estos los siguientes:

#### Pórticos Especiales a Momento:

Se emplea en infraestructuras, que deben permanecer estables y acoger a la población, ante movimiento telúricos (Hospitales, Escuelas, Colegios, Universidades, Edificaciones Gubernamentales, o de utilidad pública), lo cual implica una poca o ninguna afectación a los elementos constitutivos del sistema.

Es por tal motivo que se exige gran cantidad de requerimientos a nivel de detallado, según se especifica en la Normativa correspondiente.

Empleado en Zonas Sísmicas, busca garantizar una adecuada ductilidad ante acciones sísmicas, usando un valor de  $R=8$ . (Zapata & Carvajal, 2003)

#### Pórticos Intermedios a Momento:

Se emplea en la construcción de infraestructuras en zonas sísmicas, se exige requerimientos intermedios en cuanto a nivel de detallado se refiere, según se especifica en la Normativa correspondiente.  $R= 4.5$  (Zapata & Carvajal, 2003)

#### Pórticos Ordinarios a Momento:

Se emplea en la construcción de infraestructuras en zonas no sísmicas, se exige pocos requerimientos a nivel de detallado, según se especifica en la Normativa correspondiente.  $R= 3.5$  (Zapata & Carvajal, 2003)

Nota: El símbolo  $R$ , representa un factor de reducción de resistencia, que toma en cuenta la capacidad de disipación de energía que tiene tanto el material, como la tipología estructural.

- 4) Estructura Compuesta: Conjunto de elementos unidos entre sí, a través de nodos de distinto tipo, soportando fuerzas externas, aplicadas en distintos puntos, resultando por tanto que ciertos componentes del sistema resistan fuerzas internas solo axiales a tensión o compresión, mientras que otros soporten fuerzas internas: Axial ( $N_x$ ), Corte ( $V_x$ ) y Momento flector ( $M_x$ ).

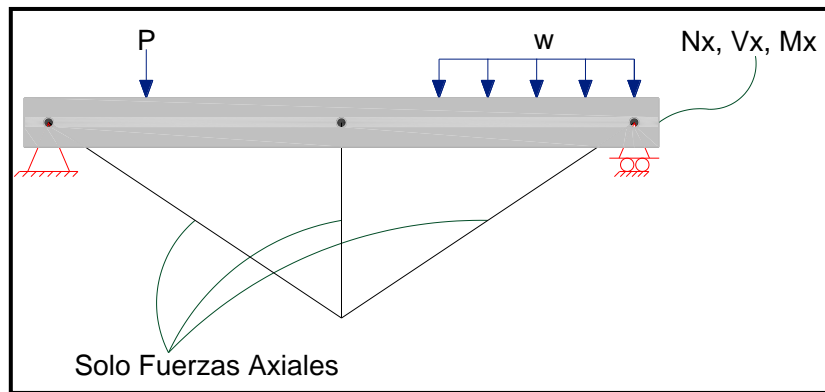


Figura 1.7. Esquema Representativo de una Estructura Compuesta

### 1.2.2. Según su Grado de Indeterminación Estática

Las Estructuras pueden ser clasificadas como Hipostáticas, Isostáticas e Hiperestáticas en función de su Grado de Indeterminación Estática, siendo este un parámetro que resulta del Número de Fuerzas Desconocidas menos el Número de Ecuaciones de Equilibrio Estático Aplicables en el plano o espacio, dependiendo de su modo de análisis.

$$G_{INDET}^{TOTAL} = \text{NÚMERO DE FUERZAS DESCONOCIDAS} - \text{NÚMERO DE EC.EQUILIBRO ESTÁTICO APLICABLES}$$

- Estructura Hipostática: Se denomina como tal cuando el Grado de Interminación Estática es menor a cero. Es decir, el número de ecuaciones de equilibrio estático aplicables es mayor que el número de fuerzas desconocidas(incógnitas), es por tal motivo que también son conocidas como inestables, porque oponen poco o ninguna resistencia ante movimientos externos.
- Estructura Isostática: Se denomina como tal cuando el Grado de Indeterminación Estática es igual a cero. Es decir, el número de fuerzas desconocidas (incógnitas: fuerzas externas e internas), es igual a las ecuaciones de equilibrio estático aplicables, que dependerán de la configuración estructural. Es importante mencionar que, ante la inminente falla de uno o varios de los elementos estructurales, el sistema estructural colapsaría parcial o totalmente, debido que los demás componentes no pueden reemplazar el aporte de los elementos afectados.
- Estructura Hiperestática: También conocida como Estructura Estáticamente Indeterminada, es denominada como tal cuando el Grado de Indeterminación

Estática es mayor a cero. Es decir, el número de fuerzas desconocidas (fuerzas externas e internas), es mayor que las ecuaciones de equilibrio estático aplicables que dependerán de la configuración estructural. Es por tal motivo que para su resolución es necesaria la aplicación de un número adicional de ecuaciones que satisfagan diferentes condiciones, como por ejemplo Compatibilidad de Deformaciones.

Es importante mencionar que, ante la inminente falla de uno o varios de los elementos estructurales, el sistema estructural podría no colapsar, debido a que los demás componentes pueden reemplazar el aporte de los elementos afectados, por un efecto de redundancia estructural.

### **1.2.3. Según las Edificaciones de Hormigón Armado**

- Pórtico Especial (Pórticos Dúctiles con Vigas Descolgadas)

También conocido como Sistema Aporticado, son aquellos que resisten la totalidad de las acciones sísmicas, al igual que las solicitaciones, mediante sus elementos estructurales: losas, vigas descolgadas sobre la que se apoyan las losas y columnas, así como pórticos resistentes a momento. Dicho sistema estructural es utilizado en edificios de mediana altura, permitiendo gran versatilidad en el diseño arquitectónico, posee una rigidez mediana. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta la fundación.

- Pórticos con Vigas Banda

Al igual que los pórticos Especiales, soportan la totalidad de las acciones sísmicas y solicitaciones, mediante sus losas, vigas y columnas, sin embargo, se diferencia del anterior sistema, debido a que las vigas tienen el mismo espesor que las losas. Históricamente sufren más daño, ante un terremoto debido a la extrema flexibilidad del edificio. Siendo su principal desventaja su limitada rigidez, lo cual implica mayores desplazamientos. Su principal ventaja es la mayor capacidad de disipación de energía mediante deformación de sus elementos, siempre y cuando no sean excesivas.

- Muros Estructurales (Muros de Corte)

Aquellos que resisten la totalidad de las acciones sísmicas y solicitaciones (cargas permanentes y variables), mediante muros estructurales de concreto armado. Posee una

alta rigidez, que hace que se limiten los desplazamientos y los daños se reduzcan, siempre y cuando se combine con el proyecto arquitectónico.

- Muros Acoplados

Aquellos conformados por muros de corte interconectados paralelamente mediante elementos estructurales generalmente horizontales (vigas cortas). (Bozzo & Barbat, 2004)

La totalidad de las acciones sísmicas y las solicitaciones de carga son soportadas por el Sistema estructural previamente descrito, el mismo que limita el daño, disipando energía mediante deformación en puntos predeterminados de la edificación.

El sistema de Muros Acoplados presenta un mejor comportamiento de limitación de daños, que un sistema de Pórticos, debido a que este último presenta, una dificultad al asumir las recomendaciones en cuanto a cuantías de refuerzo mínimas, separación entre estribos, entre otras, sin diferenciar las distintas vigas y columnas de la estructura.

Al poder especificar puntos establecidos de concentración de esfuerzos no disipados, los costos se reducen y la rehabilitación ante sismos severos es más sencilla. (Bozzo & Barbat, 2004)

Tabla 1: Clasificación de Edificios de Hormigón Armado

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión
Pórtico con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle)	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle)	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Fuente: Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la NEC, 2015, p 18

### **1.3. Materiales Estructurales**

#### **1.3.1. Hormigón Simple**

El hormigón, es una piedra artificial que resulta de la mezcla del agregado grueso, agregado fino, material cementante(cemento) y agua, cuyos componentes unidos generan una reacción química exotérmica que produce su solidificación.

Las características del concreto en cuanto a trabajabilidad, resistencia, densidad y tiempo de fraguado dependen de la proporción de cada elemento en la mezcla, así como de la calidad de los materiales y de las condiciones de humedad y de temperatura. Adicionalmente se puede mejorar las propiedades del concreto, con el uso de aditivos. (PROAÑO, 2008)

El concreto, en la actualidad es utilizado constantemente en la construcción de diferentes tipos de obras e infraestructuras a nivel mundial, una de sus principales ventajas radica en su capacidad de asumir cualquier forma, pues en un inicio es semilíquida y por tanto fácilmente moldeable.

##### **1.3.1.1. Propiedades Mecánicas del Hormigón**

- **Resistencia a la Compresión**

Como es conocido el Hormigón, es un material estructural que resiste adecuadamente la compresión, sin embargo, una de sus grandes desventajas es su poca resistencia a tensión.

La resistencia a compresión se representa como  $f_c$  y se determina mediante muestras cilíndricas estandarizadas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, las mismas que son sometidas a sollicitaciones incrementales a una velocidad especificada de carga, hasta su rotura. (PROAÑO, 2008)

Si bien la resistencia final de dicho material no es a los 28 días se asume que así es, pues se adquiere aproximadamente el 90 % de su capacidad resiste y el 10 % restante se logra a lo largo de su vida útil a una velocidad de ganancia de resistencia baja. El cilindro es analizado después de mantenerlo 28 días sumergido en agua o en un lugar de temperatura constante y humedad igual al 100%. Normalmente, se utilizan resistencias del orden de  $210 \text{ kgf/cm}^2$  hasta  $350 \text{ kgf/cm}^2$ , para construcciones de hormigón armado, mientras que en construcciones que utilizan el concreto presforzado, se emplean resistencias desde  $350 \text{ kgf/cm}^2$  hasta  $700 \text{ kgf/cm}^2$ .

- Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad del concreto depende de varios factores entre ellos: la edad, su resistencia, tipos de carga, clases y calidades de sus materiales constitutivos.

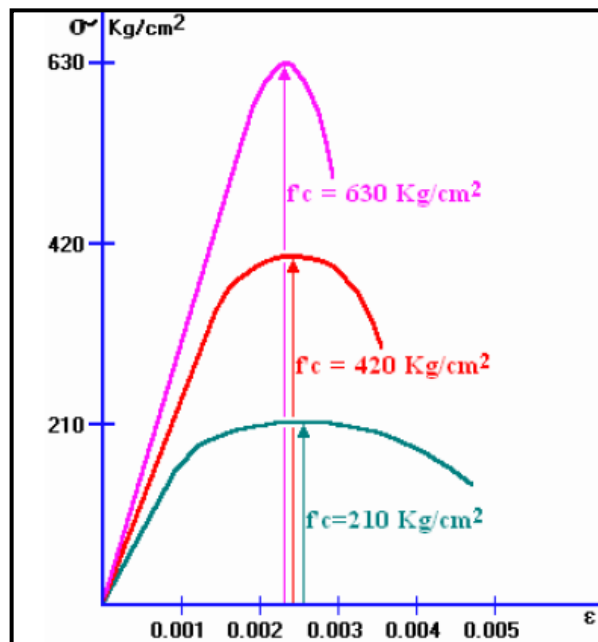
Se define como la pendiente de la parte recta del diagrama de esfuerzo vs Deformación unitaria, por ello es una constante de proporcionalidad, que permite determinar la resistencia o grado de rigidez de los materiales.

También se define como la pendiente de la recta secante que parte del origen y corta a la curva en 0.45 de la resistencia a compresión del Concreto. (ACI 318S-14)

**Ec.1.1.**  $E = \frac{f}{\varepsilon}$                       Donde: E=Módulo de Elasticidad

$f$  = Esfuerzo

$\varepsilon$  =Deformación Unitaria



*Diagrama Esfuerzo vs Deformación Unitaria del Concreto*

Figura 1.8: Temas de Hormigón Armado (Proaño,2008, p24)

Todos los hormigones independientemente de su resistencia alcanzan su máximo esfuerzo para una deformación unitaria aproximada de 0.002.

Los hormigones de alta resistencia tienden a fallar de manera frágil, a diferencia de los de baja resistencia que experimentan deformaciones mayores antes de su fractura.

- Ecuaciones de cálculo:

**Ec. 1.2.**  $E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'_c}$

Fuente: Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la NEC (2015)

Donde:  $E_c$  = Módulo de Elasticidad del Concreto (GPa)

$E_a$  = Módulo de Elasticidad del Agregado (GPa)

$f'_c$  = Resistencia a la Compresión del Concreto (MPa)

**Ec.1.3.**  $E_c = 4.7 * \sqrt{f'_c}$

Fuente: Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la NEC (2015)

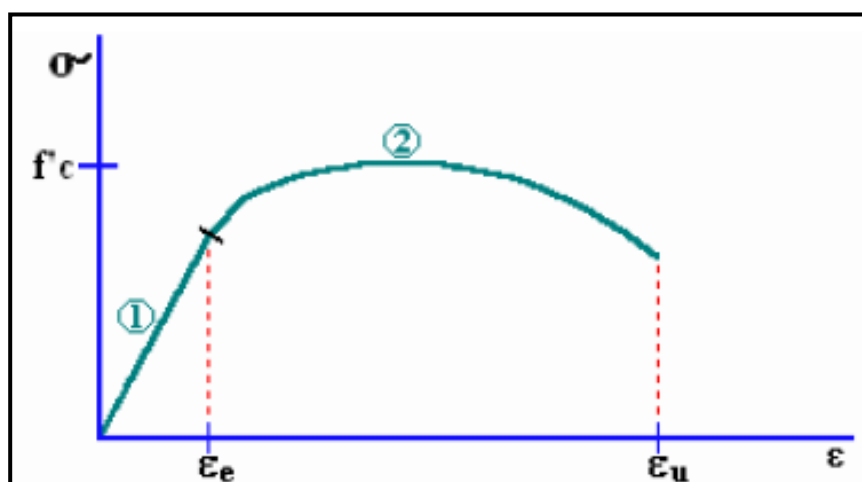
Donde:  $E_c$  = Módulo de Elasticidad del Concreto (GPa)

$f'_c$  = Resistencia a la Compresión del Concreto (MPa)

**Ec. 1.4.**  $E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$  Fuente: ACI 318S-14 19.2.2.1(b)

- Ductilidad

Se define como la capacidad que tiene un elemento de un cierto material, para continuar deformándose fuera del rango elástico a pesar de que los incrementos de carga sean mínimos o nulos e inclusive si se presenta una disminución en la carga. (Proaño, 2008)



*Rangos Elástico e Inelástico*

Figura 1.9: Temas de Hormigón Armado (Proaño,2008, p25)

- Ecuación de Cálculo:

$$\text{Ec.1.5} \quad Dd = \frac{\varepsilon u}{\varepsilon e}$$

Donde: Dd = Índice de Ductilidad por Deformación

$\varepsilon u$  = Deformación Unitaria de Rotura

$\varepsilon e$  = Deformación Unitaria Elástica Máxima

- Resistencia a la Tensión

Como se ha mencionado anteriormente la resistencia a la tensión del concreto es mínima representando alrededor del 10% al 15% de su resistencia a compresión, es por tal motivo que generalmente se omite su aporte en los cálculos de diseño, pese a ello su determinación influye en la presencia de fisuras.

Además, es importante mencionar que una vez generada la fisuración por tensión en el miembro estructural, el concreto deja de soportar dichos esfuerzos.

Si bien no existen ensayos directos para determinar la resistencia a tracción en concreto, principalmente por la dificultad de alinear las cargas sobre el elemento analizado y evitar concentraciones de esfuerzos. Se dispone actualmente de dos métodos indirectos para su obtención. (McCormac & Brown, 2011)

#### 1. Prueba del Módulo de Rotura

Este método permite obtener la resistencia a tensión a través de la determinación del Módulo de Rotura, definido como la capacidad que tiene el material para soportar sollicitaciones de tracción por flexión del hormigón.

Por ello su resultado no es del todo exacto, pues se supone que los esfuerzos en el elemento (sin refuerzo) varían proporcionalmente a las distancias del eje neutro.

Para determinar el Módulo de Rotura, se somete un elemento estructural horizontal rectangular de hormigón, de 15 cm \* 15cm \* 76 cm, simplemente apoyado a 61 cm entre centros, a dos cargas concentradas, como se indica en la figura, hasta que el miembro falle por fisuración en su cara de tensión. (McCormac & Brown, 2011)

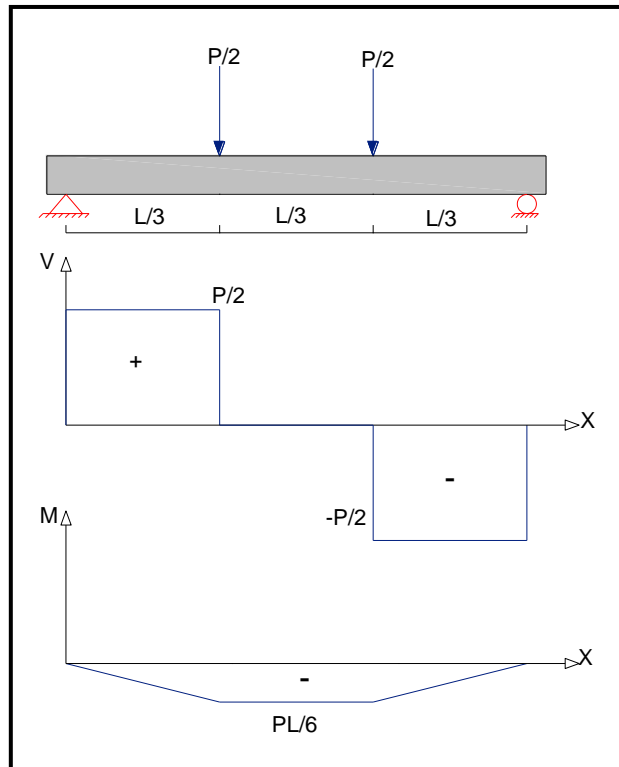


Figura 1.10: Prueba del Módulo de Rotura

- Ecuaciones de Cálculo:

$$\text{Ec.1.6} \quad fr = \frac{M \cdot c}{I}$$

$$fr = \frac{M \cdot \left(\frac{h}{2}\right)}{\frac{b \cdot h^3}{12}}$$

$$\text{Ec. 1.7} \quad fr = \frac{P \cdot L}{b \cdot h^2}$$

Donde: fr = Módulo de Rotura

M = Momento Máximo =  $PL/6$

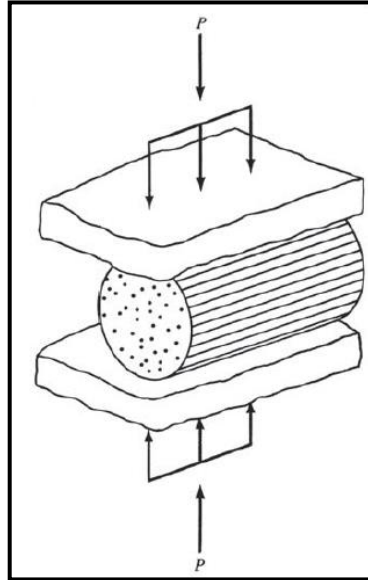
c = Distancia entre el eje neutro y la fibra en tensión

I = Inercia Centroidal de la sección transversal

Nota: La resistencia a la tensión(fr), calculada mediante este método es aproximadamente  $2 \cdot \sqrt{f'c}$ . El valor de b representa el ancho de la viga y h representa la altura de la viga.

## 2. Prueba Radial de Cilindro

La obtención de la resistencia a tensión se logra mediante la colocación de la carga uniformemente distribuida de compresión sobre un cilindro acostado en la máquina de prueba como se indica en la figura, hasta lograr la fracturación del cilindro en la mitad de extremo a extremo.



*Prueba Radial*

Figura 1.11, Diseño de Concreto Reforzado (McCormac & Brown, 2011, p 17)

- Ecuaciones de Cálculo:

**Ec.1.8**  $f_t = \frac{2P}{\pi * L * D}$       Donde: P = Fuerza máxima de compresión

L = Longitud

D = Diámetro del Cilindro

Nota: La resistencia a tensión( $f_t$ ), calculada mediante este método es aproximadamente igual a  $1.7 * \sqrt{f'_c}$ .

- Resistencia al Corte

Debido a la dificultad de recrear fallas por esfuerzos de corte únicamente, mediante pruebas, se ha determinado que su valor es de aproximadamente un tercio o cuatro quintos de la resistencia última a compresión tras años de múltiples ensayos. (McCormac & Brown, 2011). Sin embargo, hay que mencionar que antes de que el elemento de concreto falle por cortante, lo hará primero por tensión.

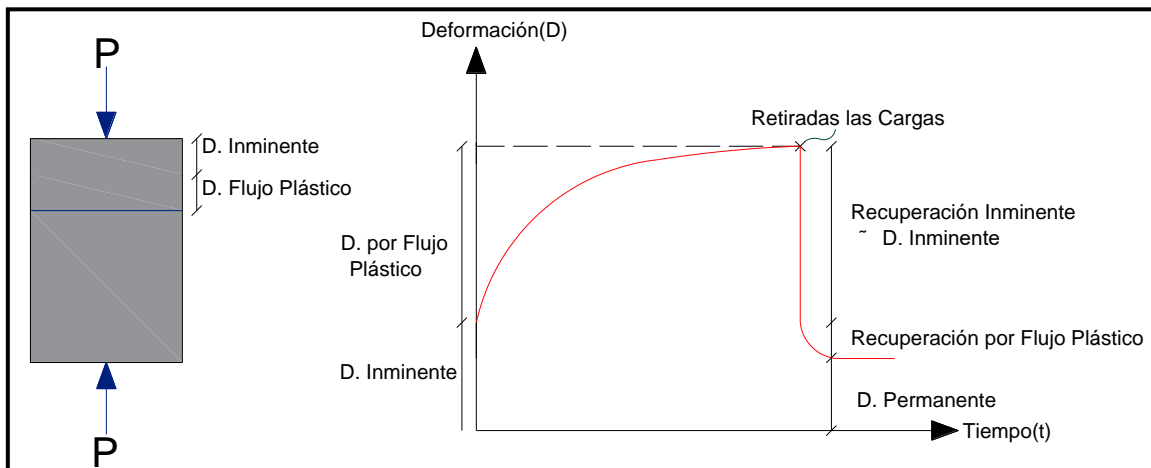
- Flujo Plástico o CREEP

Se define como la deformación producida por el concreto a lo largo del tiempo bajo la acción de una carga constante. Dicha característica es desfavorable porque incide en la resistencia del elemento.

Cabe mencionar que, tras la aplicación de cargas sobre un miembro estructural de concreto, este en un inicio sufrirá una deformación inminente y posteriormente una deformación a lo largo del tiempo, si bien una vez retiradas las cargas sobre el elemento, existe una recuperación inmediata aproximadamente igual a la deformación inminente, su recuperación por flujo plástico es limitada quedando una deformación permanente.

Adicionalmente el flujo plástico depende de los esfuerzos de manera directamente proporcional siempre y cuando su valor no exceda la mitad de la resistencia a compresión.

Por tanto, mientras mayor sea la resistencia del concreto menor será su fluencia plástica, para un determinado esfuerzo.



*Figura 1.12: Flujo Plástico*

- Contracción o Retracción

Se define como la disminución de volumen de hormigón por la pérdida de agua o la baja de temperatura. La pérdida de volumen en el elemento no es uniforme debido a que se producen grietas aleatorias debidas a esfuerzos de tensión, cuando se supera la resistencia de tracción del miembro estructural.

### **1.3.2. Acero Estructural**

El acero como elemento principal de un sistema estructural es cada vez mayoritario, reemplazando métodos de construcción tradicionales. Hoy en día podemos evidenciar infraestructuras construidas netamente con miembros de acero estructural, sin embargo, al igual que todo material posee ventajas y desventajas en su utilización.

Es por tanto que el hormigón armado se plantea como otra opción, que emplea concreto y acero de refuerzo en forma de malla soldada de alambre o varillas de distinto diámetro, el cual aporta soportando los esfuerzos de tensión. Adicionalmente las varillas de acero pueden resistir con gran eficiencia los esfuerzos de cortante y torsión, aunque emplearlo para tal función puede ser más costoso que el concreto simple.

El acero estructural resulta de la combinación de varios elementos, aunque principalmente contiene hierro con aproximadamente el 98% de su peso, mientras el 2% restante lo conforman usualmente el fósforo, silicio, azufre, oxígeno y carbono, siendo este último aquel que contribuye de manera sustancial en la ganancia de resistencia cuando su porcentaje aumenta, usualmente representa el 0.2 o 0.5% de su peso. (McCormac & Csernak, 2012). Si bien podría pensarse que la mayor cantidad de carbono es beneficiosa, es necesario considerar que conforme el elemento sea más rígido, también se vuelve más frágil, lo cual implica un modo de falla repentino.

Entre las principales ventajas del acero se encuentra su gran disponibilidad, su facilidad para ser reciclado, también su elevada resistencia con un peso bajo y su buena calidad debido a que su producción es industrial bajo altos estándares normativos.

Pese a ello también presenta desventajas como su tendencia a sufrir corrosión, disminución de resistencia ante el fuego, debido a que es un buen conductor de calor, disminución notable en su capacidad de soportar solicitaciones debido a aplicación de esfuerzos variables o ciclos de carga y descarga constantes (fatiga). (McCormac & Csernak, 2012)

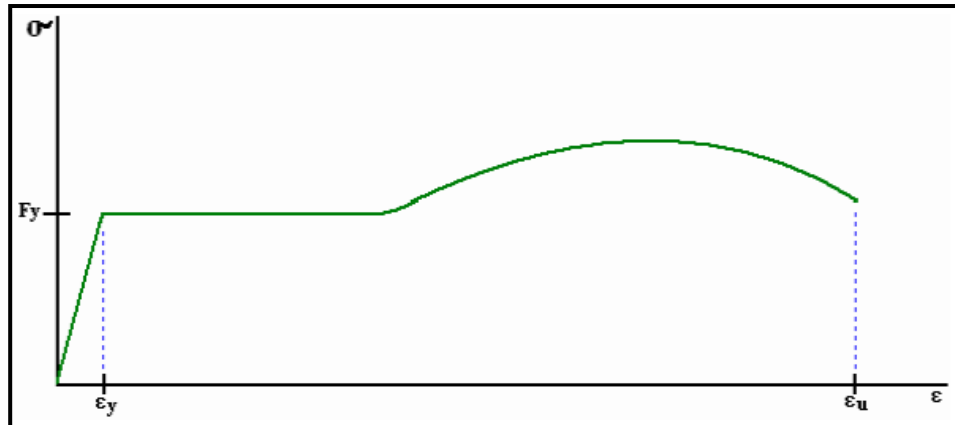
#### **1.3.2.1. Propiedades Mecánicas del Acero Estructural**

- **Ductilidad**

El acero es un material dúctil en esencia, siempre y cuando el porcentaje de los elementos que lo componen sea adecuado, principalmente bajos contenidos de carbono (acero dulce). Actualmente el acero estructural es tan demandado por su gran capacidad para

absorber grandes concentraciones de esfuerzos, por ejemplo, ante acciones sísmicas, resistiéndolas y disipándolas controlando la estabilidad estructural. Adicionalmente ante una inminente falla los miembros estructurales disipan energía mediante deformación, siendo previsible su colapso, precautelando la seguridad de los habitantes.

Para calcular la ductilidad del acero al igual que el concreto se realiza mediante la ecuación de deformación o por energía de deformación. (PROAÑO, 2008)



*Representación tipo de un Diagrama Esfuerzo vs Deformación unitaria de Acero*

Figura 1.13, Temas de Hormigón Armado (Proaño, 2008, p 54)

- Ecuación de Cálculo:

$$\text{Ec.1.9} \quad Dd = \frac{\epsilon u}{\epsilon e}$$

Donde: Dd = Índice de Ductilidad por Deformación

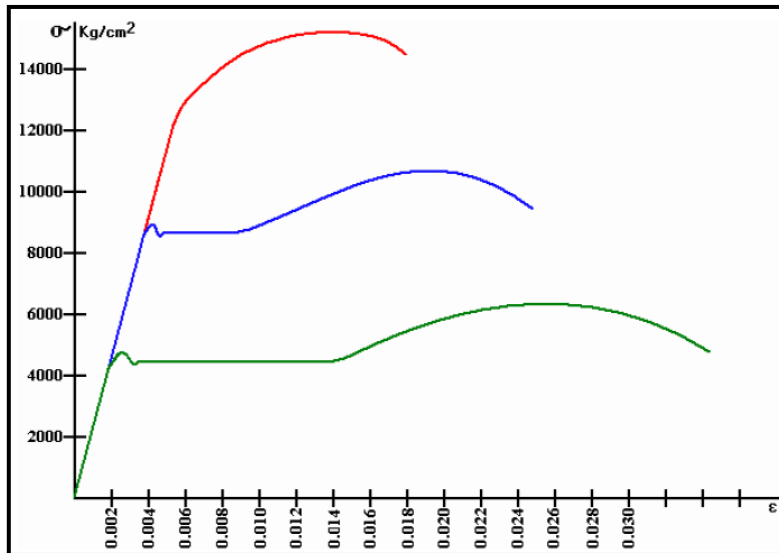
$\epsilon u$  = Deformación Unitaria de Rotura

$\epsilon e$  = Deformación Unitaria Elástica Máxima

- Relaciones Esfuerzo-Deformación

Es de vital importancia entender el comportamiento del acero ante solicitaciones de carga, debido a que dicha información contribuirá a un mejor desempeño del miembro estructural. El Diagrama Esfuerzo vs Deformación sometido bajo cargas de tensión se presenta como una opción para cumplir con tal objetivo.

Se puede evidenciar en la gráfica mostrada que diferentes tipos de acero con diferentes tipos de propiedades generan distintos comportamientos dependiendo de los elementos que lo conforman, etapas y mecanismos de fabricación.



*Curvas Esfuerzo-Deformación de aceros estructurales.*

Figura 1.14, Temas de Hormigón Armado (Proaño, 2008, p 50)

Si bien como se explicó anteriormente no todos los aceros presentan los mismos diagramas Esfuerzo-Deformación, se puede tomar una representación tipo, presentada a continuación.

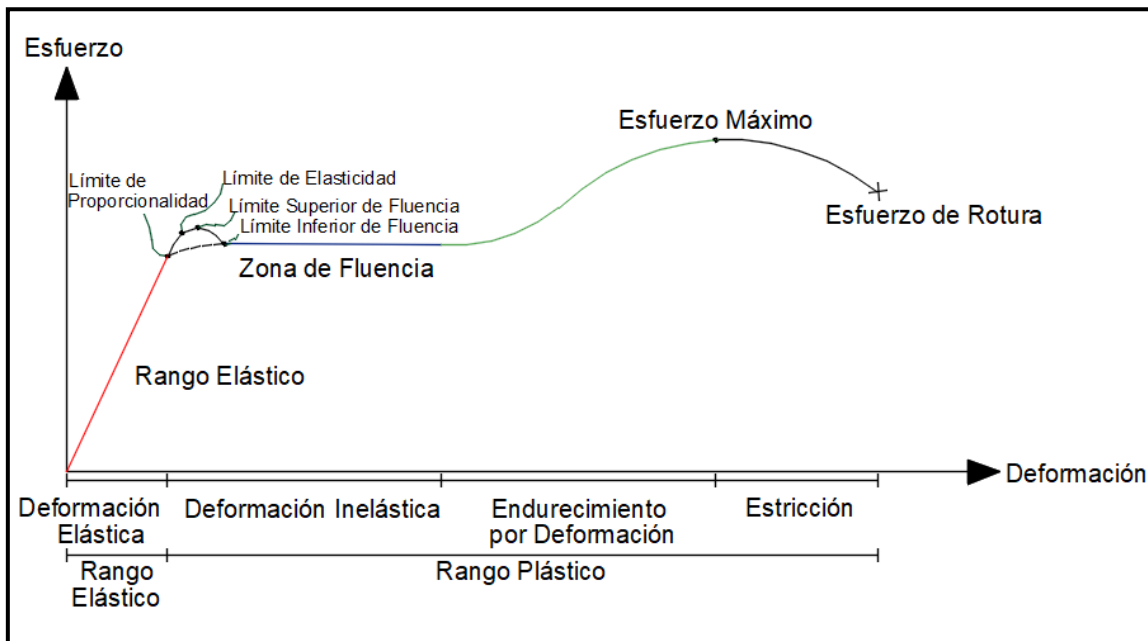


Figura 1.15: Diagrama Esfuerzo vs Deformación Unitaria del Acero

Antes de analizar la gráfica anterior, típica de un acero con bajo contenido de carbono, es necesario mencionar que la misma cambia en su configuración dependiendo de varios aspectos tales como la clase de acero, temperatura y velocidad de carga, siendo este

último un parámetro importante, ya que, si se carga lentamente al elemento, se presentará un límite inferior de fluencia, en tanto que, si el elemento es cargado rápidamente, se originará un límite superior de fluencia.

- Rango Elástico

En el rango elástico, los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones unitarias, por tanto, se representa como un tramo recto, en el Diagrama Esfuerzo vs Deformación, siendo su punto último el Límite de Proporcionalidad, donde la ley de Hooke todavía se cumple.

Adicionalmente implica que, ante solicitaciones de carga sobre un elemento estructural, este se deforma, sin embargo, volverá a su posición original una vez cesadas las fuerzas aplicadas. Bajo este concepto, si se aumenta la carga gradualmente, hasta encontrar un punto donde las deformaciones en el material no sean permanentes, se determinará el Límite Elástico.

Para fines prácticos el Límite de Proporcionalidad y Límite Elástico pueden considerarse como un solo punto debido a su cercanía.

- Rango Inelástico

En el rango inelástico, los esfuerzos no son directamente proporcionales a las deformaciones unitarias, lo que implica una deformación permanente en el elemento estructural. El comportamiento plástico del material puede entenderse bajo tres zonas siendo estas:

Zona de Fluencia: Región en el Diagrama Esfuerzo vs Deformación Unitaria, donde pese a no haber un incremento en las solicitaciones de carga, el miembro estructural sigue fluyendo. (PROAÑO, 2008)

Zona de Endurecimiento por Deformación: Tramo del Diagrama Esfuerzo vs Deformación, donde ante incrementos en las solicitaciones de carga, se producen grandes deformaciones plásticas, las mismas que conforme se incrementan, hacen que el material gana capacidad resiste.

Zona de Estricción: Tramo final del Diagrama Esfuerzo vs Deformación, donde el acero parte de su máximo esfuerzo soportable, para iniciar su fase rotura, donde su sección transversal se reduce. (McCormac & Csernak, 2012)

- Esfuerzo de Fluencia ( $f_y$ )

Se define como el punto inicial en el Diagrama Esfuerzo vs Deformación Unitaria, donde la recta tangente a la curva es horizontal. (McCormac & Csernak, 2012)

Su importancia radica en el hecho de determinar un esfuerzo para el cual, el acero pueda disipar energía mediante deformación en un rango inelástico, sin comprometer la estabilidad estructural, evitando grandes deformaciones.

Tabla 2: Clasificación de Acero más utilizados en nuestro medio en función de  $f_y$

GRADO	Esfuerzo de Fluencia [KSI]	Esfuerzo de Fluencia [kgf/cm <sup>2</sup> ]
GR 40	40	2800
GR 50	50	3500
GR 60	60	4200
GR 75	75	5250

- Módulo de Elasticidad

Se define como la pendiente del tramo recto del Diagrama Esfuerzo vs Deformación Unitaria del Acero, es por tanto que se representa como la relación por cociente entre el esfuerzo y la deformación. El acero de todo tipo (barras, sólido o en perfil), presentan aproximadamente un mismo módulo de elasticidad, a diferencia del concreto simple. (ACI 318S-14)

**Ec. 1.10**       $E_s = 2.04 * 10^6 [Kgf/cm^2] = 29000 \text{ KSI}$

#### **1.4. Fuerzas Internas en Vigas y Pórticos**

Las fuerzas internas se definen como aquellas magnitudes físicas que mantienen incorporadas las partes constitutivas de un cuerpo, adicionalmente se establecen como la parte resistente ante fuerzas externas.

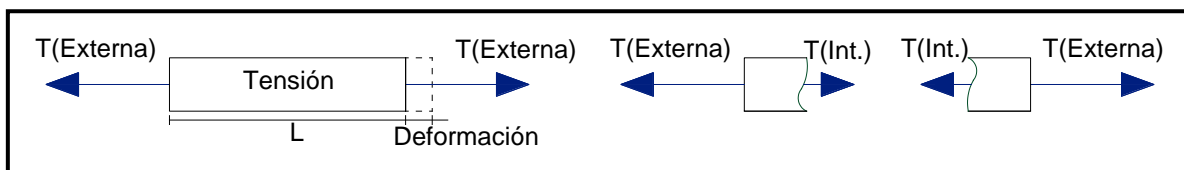
Tanto las vigas como los marcos rígidos presentan cuatro tipos de fuerzas internas:

- 1) Fuerza Axial o Normal(N)
- 2) Fuerza Cortante o Corte(V)
- 3) Momento Flector o Flexión(M)
- 4) Torsión o Par Torsión(T)

Fuerza Axial o Normal: Fuerza interna de tensión o compresión, también llamada axial, debido a que actúa a lo largo del eje longitudinal que pasa por el centroide del miembro estructural y adicionalmente conocida como normal porque actúa de manera perpendicular a la sección transversal del elemento.

Para lograr su determinación se suman las fuerzas actuantes a lo largo de su eje longitudinal, del lado izquierdo o derecho del elemento.

Convención de Signos: Dicha fuerza interna se considerará como positiva cuando genere un alargamiento del miembro estructural, o produzca tensión interior, como se muestra en la gráfica a continuación.

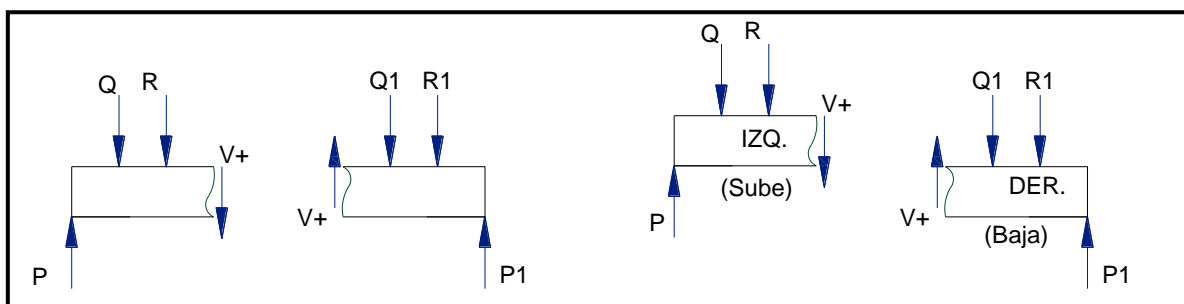


*Figura 1.16: Fuerza Axial*

Fuerza Cortante o Corte: Fuerza transversal a al tramo evaluado, que tiende seccionar el miembro estructural en dos partes y producir un desplazamiento relativo vertical entre ellos.

Para determinar su valor se suman las fuerzas actuantes transversales del lado izquierdo o derecho de la sección.

Convención de Signos: La fuerza cortante se considerará como positiva cuando produzca una rotación en sentido horario de la porción analizada, o cuando la parte izquierda tiende a subir con respecto a su parte derecha que baja (desplazamiento relativo).

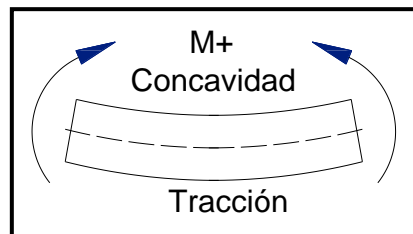


*Figura 1.17: Fuerza Cortante*

Momento Flector o Flexión: Fuerza angular que tiende a curvar el miembro estructural, es decir es un par de fuerzas que propende un giro relativo de una sección adyacente contra la otra.

Para determinar su valor se suman todos los momentos (fuerza\*distancia), de todas las fuerzas del lado izquierdo o derecho de la sección.

Convención de Signos: La fuerza angular se considerará como positiva cuando produzca concavidad hacia arriba en el elemento, o tensión en las fibras inferiores localizadas debajo del eje neutro.



*Figura 1.18: Momento Flector*

Torsión: Fuerza interna que rota un tramo del elemento con respecto a otra y a su vez genera corte o deslizamiento entre ambas secciones. Dicho efecto esencialmente se presenta cuando el elemento es asimétrico o por cierta disposición en la aplicación de cargas. (Salazar, 2007)

Para calcular su valor se emplea la siguiente ecuación:

**Ec 1.11** 
$$T = \frac{J^* \tau}{\rho}$$

Donde: T = Momento Torsor

J = Momento Polar de Inercia

$\rho$  = Radio en el punto considerado

$\tau$  = Esfuerzo de corte

## 1.5. Elementos Estructurales

Los componentes de un sistema estructural son de vital importancia porque su entendimiento en cuanto a la función que desempeñan, solicitaciones y clasificación permitirá comprender su comportamiento y su disposición más adecuada, en la estructura. La disposición o localización es también denominada configuración estructural y será analizada más adelante.

Se puede clasificar a los elementos estructurales, en:

Elementos Estructurales Lineales: Comprende vigas, pilares o columnas, arcos y cables

Elementos Estructurales Superficiales: Comprende los muros y losas.

**1.5.1. Viga**: Elemento estructural usualmente recto, horizontal y prismático, sin embargo, dependiendo de la configuración estructural, puede presentarse como vigueta inclinada.

El miembro estructural, generalmente, trabaja a flexión, soportando solicitaciones de carga perpendiculares al eje longitudinal que pasa por el centroide de la viga, resultando en esfuerzos de corte, momento flector y axial.

Según su función se clasifica en Viga Principal y Viga Secundaria.

Según su Sección se clasifica en Viga de alma llena y Viga Triangular.

**1.5.2. Columna**: También denominado pilar, es un elemento estructural usualmente recto, vertical y prismático, sin embargo, es muy frecuente la utilización de columnas con sección transversal circular y también pueden presentarse como miembros inclinados.

Su función principal es la de elevar las diferentes plantas del sistema estructural, para ello el elemento soporta esencialmente fuerzas axiales de compresión, pese a ello también resiste fuerzas de flexión compuesta (fuerza axial y momento flector) y fuerzas de flexión compuesta esviada (fuerza axial y dos momentos flectores).

También pueden verse afectadas por fuerzas cortantes, reducidas para efectos verticales y ampliamente generadas para efectos horizontales.

Su clasificación depende principalmente de dos factores, el material (Concreto Armado, Acero y Madera) y la forma de su sección transversal.

**1.5.3. Arco**: Si bien los arcos no son comúnmente utilizados para edificios de mediana altura, si son empelados frecuentemente en puentes, túneles y en ciertas infraestructuras dependiendo de las configuraciones arquitectónicas. Debido a su forma, soporta grandes solicitaciones de carga vertical a compresión, ocasionalmente dicho elemento también puede resistir fuerzas angulares (momento flector).

**1.5.4. Tirante:** Es un elemento estructural que únicamente resisten fuerzas a tracción a lo largo de su eje longitudinal, que pasa por su centro de masa (fuerza axial), debido a que dicho miembro no puede soportar fuerzas de flexión, las solicitaciones de cargas son solamente aplicadas en sus extremos.

**1.5.5. Puntal:** A diferencia del tirante, el puntal es un elemento estructural que únicamente resiste fuerzas a compresión a lo largo de su eje longitudinal, que pasa por su centro de masa (fuerza axial), debido a que dicho miembro no puede soportar fuerzas de flexión, las solicitaciones de cargas son solamente aplicadas en sus extremos.

**1.5.6. Muros:** Es un elemento estructural superficial, cuya principal función es la de elevar las pantas del sistema estructural, soportando las mismas. Adicionalmente divide los espacios y resiste fuerzas de empuje de tierra o agua, sobre una de sus caras, para el caso específico de los muros de contención.

Los muros esencialmente trabajan bajo esfuerzos de compresión y flexión generada por fuerzas axiales y momentos flectores. Sin embargo, también pueden soportar esfuerzos de corte siendo especialmente importantes bajo acciones cortantes.

**1.5.7. Diafragma:** Es un elemento estructural de geometría tridimensional, que soporta cargas en un plano, por ello es también denominado elemento superficial, sus deformaciones se presentan en el eje de menor dimensión, es decir se recibe y resiste cargas en el plano de menor inercia. Dicho elemento, posee una mayor rigidez con respecto, a los ejes de dimensiones grandes y menor rigidez con respecto a los ejes de dimensión menor (eje de deformación).

Los diafragmas actúan, recibiendo, soportando y distribuyendo las fuerzas laterales entre los miembros estructurales verticales (muros y columnas).

## **1.6. Cargas de Diseño**

Cualquier sistema estructural, tanto en su inicio como al final de su vida útil experimenta fuerzas (acción de un cuerpo sobre otro), tanto internas como externas, las mismas que tienen que ser correctamente determinadas, debido a que influyen directamente en su comportamiento y por tanto en su equilibrio y estabilidad.

**1.6.1. Carga Muerta:** Son aquellas solicitaciones que actúan permanentemente sobre el sistema estructural, por tanto, se refiere principalmente, a los pesos propios de los elementos estructurales (muros, vigas, columnas, losas) y no estructurales como

instalaciones eléctricas, instalaciones de agua potable, recubrimientos, máquinas grandes, es decir todo componente que no cambiará su localización a lo largo de su vida útil.

**1.6.2. Carga Viva:** Se define como aquellas solicitaciones que no afectan permanentemente a la estructura, por tanto, varían (cambian de magnitud) en función principalmente del tipo de uso del sistema estructural, es decir, se refiere primordialmente al peso de todo ser humano, artefacto o mueble, en donde su localización cambia a lo largo de la vida útil del edificio, casa, hospital, escuela, etc.

**1.6.3. Cargas Ambientales:** Son aquellas solicitaciones generadas por la zona o lugar en la que se ubica el sistema estructural. Las cuales principalmente se refieren a cargas de viento, nieve, lluvia, sismo (cargas accidentales) y temperatura.

## **1.7. Métodos de Análisis bajo un enfoque sísmico**

Como se ha mencionado anteriormente un elemento estructural de un cierto material puede tener un comportamiento lineal, es decir cuando los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones unitarias, sin embargo, conforme las fuerzas aplicadas al elemento vayan aumentando, llegará un momento en donde se generará una variación en la respuesta de los materiales, como la fisuración en el concreto o la plastificación en el acero y también se presentará un cambio en su geometría.

Por tanto, la rigidez disminuye y se produce un comportamiento no lineal, es decir los esfuerzos no son directamente proporcionales a las deformaciones unitarias.

Como se describe en la NEC-SE-RE, los métodos de análisis lineales son aproximados, tanto en su respuesta como en la determinación del desempeño sísmico, generando valores conservadores. Pese a ello, es de vital importancia, lograr un comportamiento más real del sistema estructural, para plantear mejores soluciones.

Como es conocido la determinación real de una estructura es compleja, debido a los múltiples factores que intervienen en su configuración al igual que en su desempeño, por ejemplo, la plastificación o agrietamiento podría trasladarse de un lugar a otro, o podría presentarse una redistribución de esfuerzos en sus elementos.

Los métodos no lineales buscan incorporar de una forma numérica, la mayoría de estos factores, generando valores más cercanos a la realidad, lo que implica mejores cuantificaciones de respuestas en desplazamiento y esfuerzos, entre otros.

Si bien el Análisis no Lineal, es una herramienta valiosa, su implementación es compleja, desde el punto de vista de la Modelación y Análisis de la estructura, lo cual implica una adecuada formación profesional, gran cantidad de recursos y mayor cantidad de tiempo.

Actualmente existen cuatro procedimientos de Análisis que la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) acepta para la evaluación de estructuras sismorresistentes, siendo estos:

- 1) Análisis Lineal Estático
- 2) Análisis Lineal Dinámico
- 3) Análisis No-lineal Estático
- 4) Análisis No-lineal Dinámico

Para la realización del Análisis Estático, es necesario el manejo de fuerzas y rigideces a diferencia del Análisis Dinámico donde se emplean masas, espectros y rigideces.

### **1.8. Métodos de Diseño bajo un enfoque sísmico**

Según se describe en la NEC-SE-DS, se presentan dos tipos de métodos de diseño:

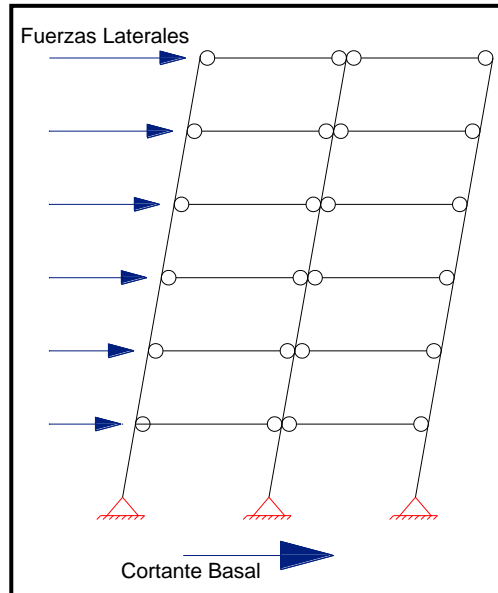
#### Método de Diseño basado en Fuerzas (DBF)

El presente método es aplicable para el Análisis Estático y Análisis Dinámicos (Análisis Modal Espectral y Análisis paso a paso en el Tiempo).

El Análisis Lineal Estático, basado en fuerzas, también denominado Método de Cargas Laterales Estáticas Equivalentes, busca transformar un análisis Dinámico en uno Estático, mediante la determinación del cortante basal, que posteriormente será distribuido en elevación, mediante fuerzas laterales, que dependen del número de pisos, del peso asociado al nivel, altura de cada planta sobre el nivel basal y la altura total del edificio.

Adicionalmente, dicha fuerza cortante también será distribuida en planta, en cada uno de los elementos verticales como muros y columnas, o una combinación de ellos, proporcional a la rigidez de los miembros estructurales verticales, obteniendo similares condiciones que el Análisis Dinámico.

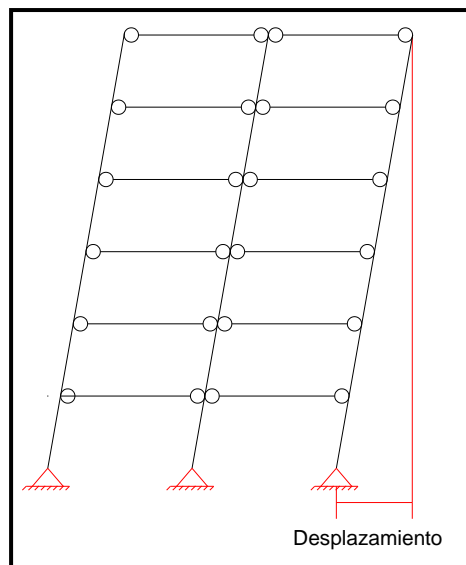
Como se menciona en la NEC-SE-DS, los métodos estático lineal y dinámico modal espectral son obligatorios para todas las estructuras con excepción de aquellas que cumplan con todos los requerimientos para ser clasificadas como totalmente regulares.



*Figura 1.19: Diseño basado en Fuerzas*

Método de Diseño basado en Desplazamiento (DFD)

El Diseño basado en desplazamiento, se presenta como una opción a la utilización del Diseño basado en Fuerzas, como su nombre lo indica es un método que prioriza la obtención de los desplazamientos que debe resistir la edificación, normalmente se utilizará en configuraciones irregulares.



*Figura 1.20: Diseño basado en Desplazamiento*

Nota: Como se explicó anteriormente se empleará un análisis lineal estático y dinámico, mediante el método de diseño basado en fuerzas, para la modelación, análisis y diseño del edificio FLORES MENA. Es por tal motivo que su procedimiento y explicación en cumplimiento con la NEC, se desarrollará en el Capítulo 4.

## CAPÍTULO 2. DISEÑO ESTRUCTURAL (EDIFICIOS)

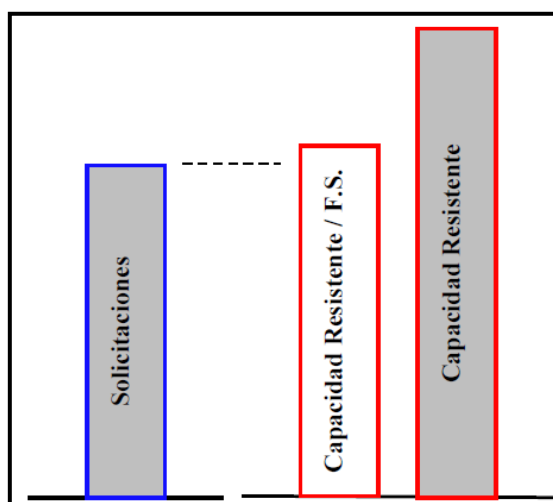
### 2.1. Introducción al Diseño Estructural

El diseño estructural consta de dos objetivos principalmente el dimensionamiento de los elementos estructurales de ciertos materiales para que resistan las solicitaciones de carga y adicionalmente la determinación de la localización o disposición de dichos elementos dentro del sistema estructural, también conocido como configuración estructural. Enmarcado en el diseño de estructuras se presentan dos métodos:

#### 2.1.1. Diseño por Esfuerzos de Trabajo

También denominado como diseño por cargas de servicio, busca dimensionar y disponer el elemento estructural sometido a cargas para que se comporte dentro de un rango lineal, de esta manera los esfuerzos generados tras la aplicación de solicitaciones en el concreto y acero no superen ciertos límites conocidos como esfuerzos admisibles. Dichos esfuerzos generalmente constituyen la mitad de la resistencia a compresión en el concreto y aproximadamente la mitad de la resistencia a la fluencia del acero. (Nilson, 2001)

En el mencionado método no se realiza distinción en los tipos de carga (viva, muerta, sismo, viento, de impacto, empuje de suelos), desestimando su variabilidad e incertidumbre, por tanto, no se amplifican las cargas de servicio, lo cual constituye un método que no se ajusta a la realidad, por ello no es posible la evaluación explícita del margen de seguridad en los componentes que constituyen el sistema estructural.



*Diseño por Esfuerzos de Trabajo*

Figura 2.1, Temas de Hormigón Armado (Proaño, 2008, p 91)

### 2.1.2. Diseño por Última Resistencia

Como su nombre lo indica el mencionado método se enfoca en la determinación de la resistencia nominal (real) y la resistencia requerida del elemento, es decir se dimensionan las secciones de concreto y se determina la cantidad de acero de refuerzo para soportar las cargas aplicadas, considerando un comportamiento inelástico en el miembro estructural. El método plantea que la resistencia nominal ( $R_n$ ) de la estructura, multiplicada por un factor de carga de resistencia ( $\Phi$ ), que contribuye a la seguridad reduciendo la resistencia real, sea mayor a la resistencia requerida ( $U$ ), que proviene de la aplicación de factores a las cargas de servicio (combinaciones de carga), como carga muerta, carga viva, carga sísmica, carga de viento, empuje de tierra, presión de fluido y carga de impacto. (Nilson, 2001).

$$\text{Ec 2.1} \quad \Phi * R_n \geq U$$

Finalmente se concluye de esta manera que el Método por última resistencia, maneja dos componentes que contribuyen a la seguridad, una **fundamentada en fuerzas**, donde la carga real aplicada al elemento estructural se mayor a través de factores (ver tabla 3), para simular la carga última de tal manera que tome en consideración cargas más altas que las estimadas para materiales con resistencias menores a las esperadas.

El segundo componente se basa en los **materiales y fabricación del elemento resistente**, donde se reduce la resistencia determinada de la sección a través de un factor de reducción de resistencia ( $\Phi$ ) (ver tabla 4), de esta manera se busca tomar en consideración la variación en el material y fabricación al igual que en la ductilidad y en aproximaciones de diseño del elemento.

Tabla 3: Combinaciones de Carga

Combinación de carga	Ecuación	Carga primaria
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	$D$
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1b)	$L$
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(5.3.1d)	$W$
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	$E$
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	$W$
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	$E$

Fuente: ACI 318S-14, 2015, p 65

Tabla 4: Factor de Reducción de Resistencia ( $\Phi$ ) para distintos tipos de solicitaciones

Acción o Elemento Estructural		$\phi$	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, $\phi$ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.65	—
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	—
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	—
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9	—
(i)	Elementos de concreto simple	0.6	—
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

Fuente: ACI 318S-14, 2015, p 363

Notas: El factor de reducción de resistencia ( $\Phi$ ) para momento, fuerza axial, o momento y fuerza axial combinados, se debe obtener de la Tabla 5. (ACI 318S-14, 2015)

$\epsilon_t$  = Deformación unitaria neta a tracción en el acero longitudinal extremo en tracción en estado resistente nominal, sin tomar en cuenta las deformaciones por presfuerzo efectivo, flujo plástico, retracción de fraguado y variación de temperatura. (ACI 318S-14, 2015)

$\epsilon_{ty}$  = Deformación unitaria neta a tracción en el acero longitudinal extremo en tracción, en un miembro estructural controlado por compresión. (ACI 318S-14, 2015)

Tabla 5: Factor de reducción de resistencia,  $\Phi$ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial

Deformación unitaria neta a tracción, $\epsilon_t$	Clasificación	$\phi$			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		TM	Otro
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < 0.005$	Transición <sup>[1]</sup>	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.005 - \epsilon_{ty})}$	(d)
$\epsilon_t \geq 0.005$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

<sup>[1]</sup>Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de  $\phi$  correspondiente a secciones controladas por compresión.

Fuente: ACI 318S-14, 2015, p 365

## 2.2. Teorías de Diseño y Filosofía del Diseño Sismorresistente

En sus inicios el diseño Estructural se planteaba a través de normativas basadas en la **Teoría Elástica**, es decir las componentes de sistema estructural se dimensionaban de tal forma que soportaran las fuerzas laterales y las acciones gravitacionales permaneciendo en el rango lineal, lo cual implicaba grandes secciones que buscaban controlar los daños y tensiones limitando las deformaciones. Si bien es una teoría aplicable en la actualidad no es conveniente debido a sus secciones que limitan los espacios físicos e implican gran cantidad de materiales y por tanto un incremento en el costo de construcción.

Posteriormente se presenta la **Teoría Plástica o de Rotura** la cual busca que los elementos estructurales lleguen a su límite de agotamiento en un rango plástico, bajo combinaciones de carga mayorada.

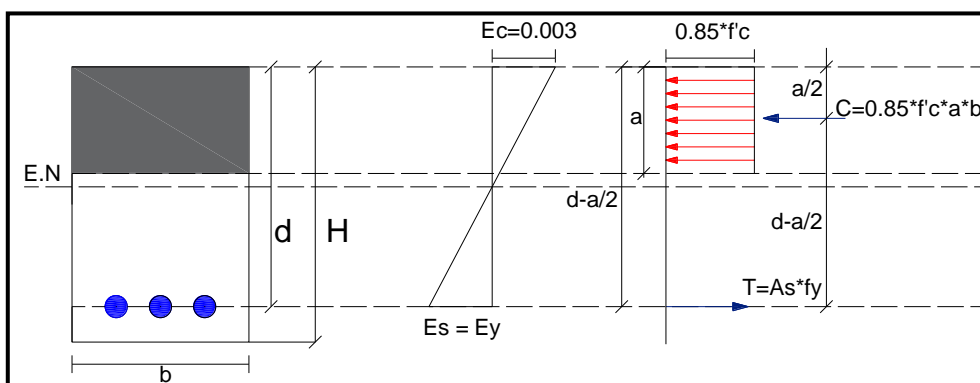


Figura 2.2. Esfuerzos y Deformaciones en viga

Dicha teoría utiliza la máxima capacidad de los materiales, es por tal motivo que se logra reducir las dimensiones de sus elementos. Pese a sus ventajas, es necesario mencionar que, debido a la plastificación de los componentes del sistema estructural, podría presentarse fallas frágiles antes de la ocurrencia de fallas dúctiles, pudiendo afectar la totalidad de la estabilidad estructural.

Debido a la presencia de mecanismos frágiles en el método anterior, se propone la capacidad del miembro estructural por encima de las cargas últimas de análisis, surgiendo la **Teoría de Diseño por Capacidad**, la cual describe la filosofía de diseño sismorresistente actual, evitando el colapso de infraestructuras ante acciones sísmicas severas, mediante la limitación y control de fallas frágiles propiciando mecanismos dúctiles progresivos, prevaleciendo la vida humana.

Para lograr con tal objetivo el sistema estructural debe ser apto para adentrarse en el rango inelástico, de manera estable, disipando energía a través de la deformación de sus elementos controlando posibles daños localizados ante un evento sísmico de gran magnitud.

Adicionalmente dicha teoría propone que los mecanismos frágiles existentes en el sistema estructural se diseñen a partir de la obtención de fuerzas de los mecanismos dúctiles. Por ejemplo, una vez obtenida la máxima capacidad esperada de la viga (mecanismo dúctil), se diseña las columnas (mecanismo frágil), de esta manera se proveerá de mayor resistencia a la columna que a la viga (criterio de columna fuerte viga débil).

Esencialmente se propone dicho criterio porque el eventual fallo de un elemento vertical (columnas, muros) podría implicar el colapso total de la estructura, sin embargo, el fallo de una viga no necesariamente lo implicaría debido entre otros aspectos a la redistribución de esfuerzos.

Hoy en día toda obra de ingeniería busca un equilibrio entre resistencia y ductilidad de sus elementos en cumplimiento de normativas (NEC), que garanticen funcionalidad, estética, equilibrio, estabilidad y adicionalmente sea obras rentables para quienes las analizan, diseñan y construyen. Si bien la rigidez entendida como la capacidad que tiene un elemento estructural de un cierto material para soportar solicitaciones de cargas es importante, debido a que en tanto en cuanto un miembro estructural sea más rígido, resistirá mayor carga, la ductilidad es de vital importancia en edificaciones ubicadas en

zonas de alto riesgo sísmico, debido a su capacidad de disipación de energía mediante deformación como se ha mencionado anteriormente.

Es por tal motivo que un sistema estructural puede considerarse como dúctil cuando es apto para resistir deformaciones sustanciales sin experimentar daños, fallas excesivas o pérdida de resistencia bajo ciclos repetitivos de carga y descarga. (Paulay & Priestley, 1992).

### **2.3. Fundamentos de Diseño para Estructuras en Hormigón Armado**

En el presente subcapítulo, se busca exponer el comportamiento de los elementos que constituyen un sistema estructural, ante solicitaciones de carga, enfocándose en los tipos de falla que originan, afectando a la estabilidad de la estructura en mayor o menor medida.

Posteriormente, se describirán los criterios de diseño sismorresistente, con el objetivo de propiciar mecanismos dúctiles, limitando mecanismos frágiles (diseño por capacidad).

#### **2.3.1. Comportamiento del Sistema Estructural ante acciones sísmicas**

Cuando el sistema estructural, sufre un eventual incremento de cargas, como por ejemplo la presencia de una acción sísmica, es necesario entender que tipos de falla (flexión, corte, compresión axial) se presentan, sobre el elemento, considerando cuales de ellos son más o menos críticos.

Adicionalmente establecer criterios de diseño para lograr que fallas por flexión se presenten en un inicio antes de fallas por cortante o aplastamiento, logrando un mecanismo dúctil, donde se puede evidenciar mediante la deformación de sus elementos, los esfuerzos generados internamente, tras la aplicación de solicitaciones.

Falla por flexión: Este tipo de falla es el que se esperaría que surja en un inicio ante un aumento de cargas, siempre y cuando se cumpla con la normativa (NEC, ACI 318S-14), enfocados en un diseño por capacidad.

La falla por flexión es netamente dúctil, lo que implica que será fundamentalmente dependiente de la capacidad de alargamiento del acero a tracción. El hecho de que se presente inicialmente, antes que otros tipos de falla, da indicios visibles de posibles deficiencias de resistencia, mediante deformaciones progresivas, siendo posible el desalojo de la estructura ante un eventual colapso. El factor de reducción de capacidad

( $\Phi$ ) para la falla por flexión es de 0.90, lo que implica una reducción del 10% de su resistencia nominal.

Falla por Cortante: Este tipo de falla debería presentarse en el sistema estructural una vez generadas las articulaciones plásticas por flexión (esfuerzos no disipados), se caracteriza por ser una falla frágil, es decir su capacidad de absorción de energía mediante la deformación de sus elementos es muy limitada, comparada con las fallas dúctiles.

Adicionalmente la fractura del miembro tiende ser súbita. Su importancia radica en el hecho de que, ante la presencia de una falla de este tipo en una columna, podría presentarse el colapso total de la infraestructura, evaluando el nivel de redundancia del sistema estructural. El factor de reducción de capacidad ( $\Phi$ ) para la falla por corte es de 0.85, lo que implica una reducción del 15% de su resistencia nominal y alrededor de un 6% superior a la resistencia por flexión (0.90/0.85). Adicionalmente cabe mencionar que cuando se diseñan los elementos para soportar articulaciones plásticas en los extremos de las vigas dicho porcentaje incluso puede ser de alrededor del 15 al 20 %. (PROAÑO, 2008)

Falla por Compresión Axial: La mencionada falla debería presentarse una vez generadas las fallas por corte y flexión, esencialmente porque su ocurrencia implica gran posibilidad de colapso del sistema estructural, al generarse principalmente en columnas que se encuentran constantemente sometidas a cargas de flexo compresión. Este tipo de falla es frágil y de manera explosiva (sin previo aviso), lo cual implica un inminente riesgo para las personas que lo habitan.

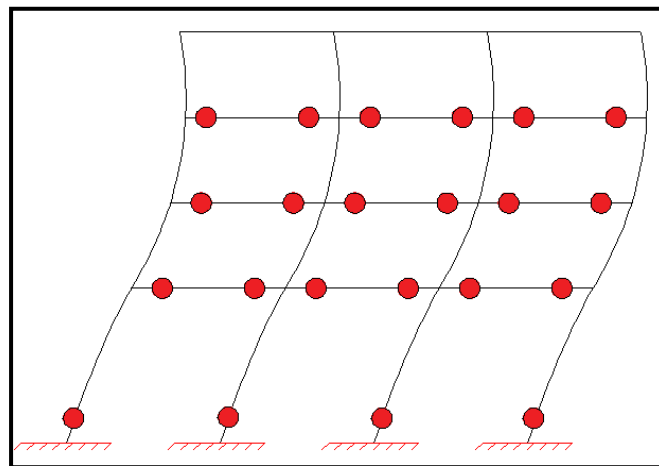
El factor de reducción de capacidad ( $\Phi$ ) para la falla por compresión axial es de 0.70 a 0.75, lo cual implica una reducción del 25 al 30% de su resistencia nominal, mandatorio por parte de los códigos de diseño, lo cual conlleva un reforzamiento superior de los elementos involucrados y alrededor de un 20 a un 29% superior a la resistencia por flexión (0.90/0.75 y 0.90/0.70). (PROAÑO, 2008)

Si observamos los factores de reducción de capacidad ( $\Phi$ ), para los diferentes tipos de falla podemos concluir que las normativas de diseño buscan generar un reforzamiento para fallas por flexión, un reforzamiento mayor para fallas por cortante e incluso un reforzamiento superior para fallas por carga axial y aplastamiento debido a su gran impacto sobre la estabilidad de la estructura, pese a su limitada ocurrencia.

### 2.3.2. Criterios de Diseño por Capacidad

Uno de los criterios más importantes dentro del diseño por capacidad en estructuras, es que la resistencia a carga axial sea mayor a la resistencia por cortante y esta a su vez mayor a su resistencia por flexión, como se mencionó anteriormente esencialmente por el tipo de falla que generan.

Por ejemplo, como es conocido la resistencia por flexión es dúctil, si se cumplen con ciertos parámetros, como confinamiento, colocación de traslapes, espaciamiento entre traslapes, tipos de materiales y cuantías utilizadas, esta primera incursión antes de otros tipos de fallas, propicia la generación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer piso, debido a que en dichas zonas se presentan los mayores momentos flectores, como consecuencia de los desplazamientos laterales producto de la acción sísmica. De esta manera se busca que los esfuerzos no disipados generados en los extremos de las vigas puedan incursionar en un rango inelástico, disipando energía, procurando que las columnas permanezcan en un rango elástico.



*Figura 2.3: Articulaciones Plásticas en Extremos de Vigas*

Otro criterio de vital importancia que ayuda en la adecuada localización de las rótulas plásticas es el de **Columna Fuerte, Viga Débil**, básicamente plantea dotar de mayor resistencia a la columna que a la viga, pues es esperable que, ante un incremento de cargas, lo primero que falle sea la viga de una manera dúctil progresiva, antes que la columna. Es por ello que debe cumplirse que la suma de los momentos nominales en flexión en las columnas que llegan al nudo debe ser mayor en un 20 % a la suma de los momentos nominales en las vigas.

**EC 2.2**

$$\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nv}$$

Donde:

$\Sigma M_{nc}$ : Sumatoria de Momentos Nominales de las columnas que llegan al nudo

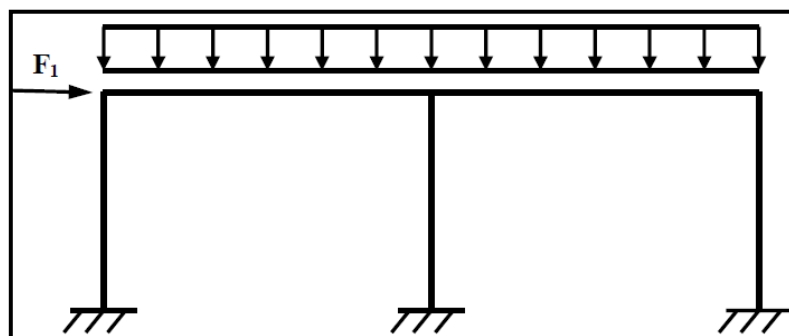
$\Sigma M_{nv}$ : Sumatoria de los Momentos Nominales de las vigas que llegan al nudo

Adicionalmente es necesario comprender que la articulación plástica se origina cuando el acero de refuerzo empieza a fluir, hasta no soportar más esfuerzos de tensión, pese a ello sigue deformándose y el concreto resiste grandes deformaciones unitarias principalmente debido al confinamiento, pues las normativas de diseño exigen que, en zonas de riesgo sísmico, se coloquen concentraciones de estribos en lugares de posible origen de rótulas plásticas.

Sin embargo, pese a las deformaciones experimentadas en el acero y resistidas por el concreto, no se presenta un aumento en los momentos de flexión soportados (momento nulo de absorción en articulaciones). (PROAÑO, 2008)

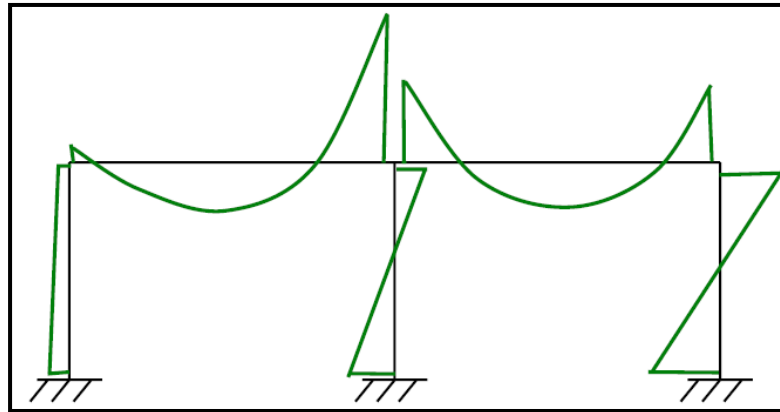
Es decir, en consecuencia, con lo anteriormente planteado, cuando la fuerza sísmica vaya aumentando, las rótulas plásticas previamente generadas no soportarán momentos flectores, pero las demás secciones incrementarán sus momentos hasta formar nuevas articulaciones plásticas y así sucesivamente hasta el colapso de la estructura.

A continuación, se presenta un ejemplo de la secuencia de formación de rótulas plásticas, en un pórtico, tomando en cuenta que los momentos flectores mayores generarán rótulas plásticas en un inicio.



*Pórtico sometido a fuerzas gravitacionales y carga sísmica.*

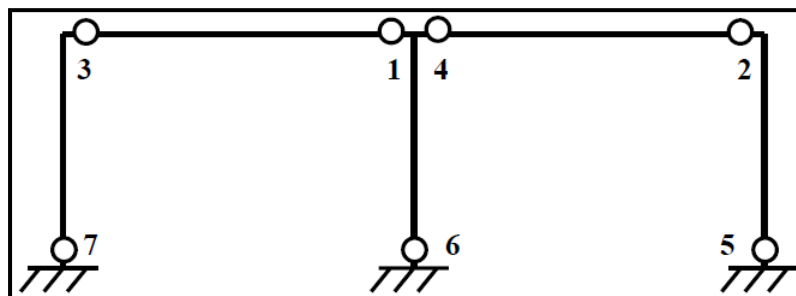
Figura 2.4, Temas de Hormigón Armado (Proaño, 2008, p 97)



*Diagrama de Momentos por Cargas Gravitacionales y Cargas Sísmicas*

Figura 2.5, Temas de Hormigón Armado (Proaño, 2008, p 98)

Nota: El diagrama de Momentos variará conforme aumente la fuerza sísmica actuante y determinará la secuencia de formación de rótulas plásticas.



*Mecanismo de Colapso de Estructuras aporticadas dúctiles ante cargas sísmicas*

Figura 2.6, Temas de Hormigón Armado (Proaño, 2008, p 101)

## 2.4. Requisitos de Diseño Sismorresistente de Pórticos

Los requisitos de Diseño Sismorresistente de Pórticos de hormigón armado se plantean en el presente subcapítulo, a manera de pasos requeridos para lograr un adecuado Diseño por Capacidad.

### 2.4.1. Diseño de Acero a Flexión en Vigas Especiales a Momento

Básicamente según lo especifica la normativa NEC-SE-HM, 4.2.1, se debe cumplir con seis requisitos para ejecutar un diseño a flexión entre ellos:

- 1) Ser parte del Sistema resistente a Sismos.
- 2) Resistir las fuerzas aplicadas principalmente por flexión

- 3) Las fuerzas axiales mayoradas del elemento
- 4) El ancho mínimo de la sección transversal será igual a 25 cm y el ancho calculado (b), será mayor a 0,30 veces la altura del elemento.

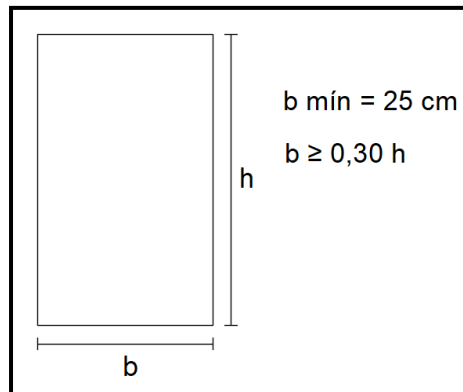
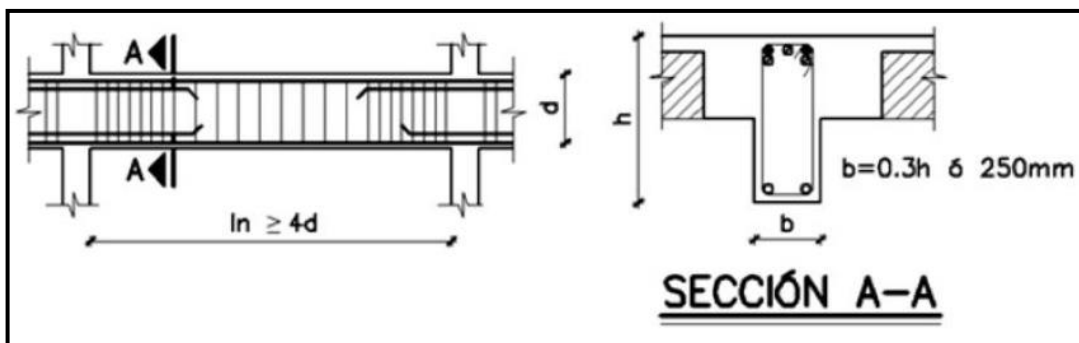


Figura 2.7: Ancho mínimo de la sección transversal de la viga

- 5) La luz libre de la viga deberá ser mayor que 4 veces la altura del elemento.



Características de elementos a flexión

Figura 2.8, Guía práctica para Estructuras de Hormigón Armado de conformidad con la NEC 2015 (Yépez & Guerra, 2016, p 22)

- 6) El peralte deberá cumplir con los requisitos de ACI 318, sección 9,5 (Control de deflexiones).

- Ecuaciones a Utilizarse en el Diseño de Acero a Flexión en Vigas

EC 2.3 
$$M_u \leq \Phi * M_n$$

EC 2.4 
$$M_u = \Phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

EC 2.5 
$$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f_c * b}$$

Si Reemplazamos la ecuación 2.5 en la ecuación 2.4, se obtiene:

$$\text{EC 2.6} \quad Mu = \Phi * As * fy * \left( d - \frac{As * fy}{0,85 * f'c * b} \right)$$

Factorando la ecuación anterior, hasta obtener una ecuación de segundo grado y resolviéndola se determina:

$$\text{EC 2.7} \quad As = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy} - \sqrt{\left( \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy} \right)^2 - \left( \frac{1,70 * f'c * b * Mu}{\Phi * fy^2} \right)}$$

Adicionalmente considerando  $k = \frac{0,85 * f'c * b * d}{fy}$ , reemplazándolo en la ecuación anterior y simplificando la expresión se obtiene:

$$\text{EC 2.8} \quad As = k \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * k * d * fy}} \right)$$

- Acero Mínimo en Vigas

Según se especifica en la normativa ACI 318S-14, en su sección 18.6, se adoptará como la armadura mínima al mayor valor entre, las dos opciones presentes:

$$\text{EC 2.9} \quad As \text{ mín} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$\text{EC 2.10} \quad As \text{ mín} = \frac{0,8 * \sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

Nota: Cuando el acero calculado es menor que el acero mínimo se podrá colocar como acero mínimo 4/3 de acero calculado. Es recomendable que mediante las dos ecuaciones anteriormente mostradas se obtenga el acero mínimo, debido a que con dicha armadura mínima la viga podrá soportar el menor momento de agrietamiento, es decir proveer al elemento de una ductilidad mínima.

- Acero Máximo de Armado en Vigas
  - Estructuras comunes:  $\rho \text{ max} \leq 0,025 * b * d$

Donde:  $\rho \text{ max}$  = Cuantía máxima de acero de refuerzo

b = ancho de la sección transversal de la viga

$d$  = dimensión igual a la altura de la sección transversal de la viga menos el recubrimiento.

- Pórticos Especiales:  $\rho_{\max} \leq 0,5 * \rho_{\text{bal}}$

Donde:  $\rho_{\max}$  = Cuantía máxima de acero de refuerzo

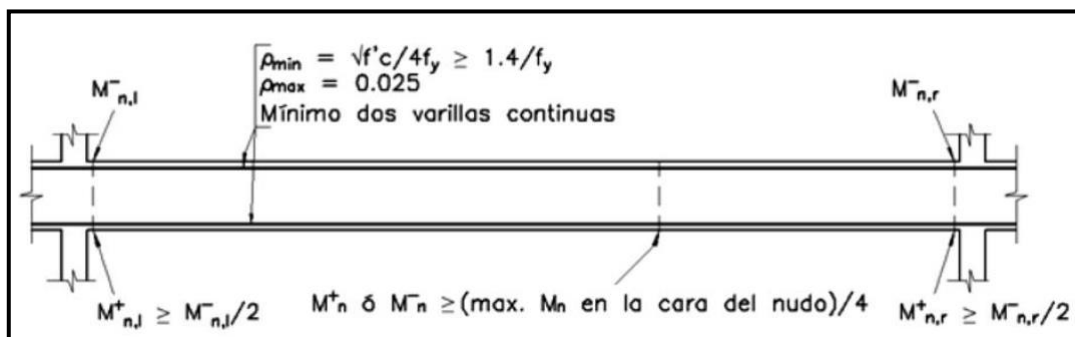
$\rho_{\text{bal}}$  = Cuantía balanceada

Cabe mencionar que la cuantía se define como:  $\rho = \frac{A_s}{b*d}$ , donde:  $A_s$  es el Área transversal del acero a tracción. Adicionalmente la cuantía balanceada representa la misma relación por cociente anteriormente expresada, cuando la viga genera una deformación unitaria máxima en el concreto a compresión (0,003) y simultáneamente el acero empieza a fluir.

- Capacidades Mínimas

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo debe ser mayor o igual a la mitad de la resistencia a momento negativo en la misma cara, esto provoca que el acero en compresión ayude al concreto y por consiguiente alarga el agotamiento de la sección, haciendo que el elemento sea más dúctil.

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo del elemento debe ser mayor o igual a la cuarta parte de la máxima resistencia a momento originada en la cara de cualquiera de los nudos.



### Capacidades Mínimas

Figura 2.9, Guía práctica para Estructuras de Hormigón Armado de conformidad con la NEC 2015 (Yépez & Guerra, 2016, p 22)

El acero positivo en el apoyo debe ser mayor o igual al 50 % del acero negativo en el mismo apoyo.

Se dispondrá de al menos dos varillas a lo largo de todo el elemento, disponiéndose arriba y debajo de la sección. Se debe colocar en la mitad del vano al menos el 25% de la máxima armadura negativa.

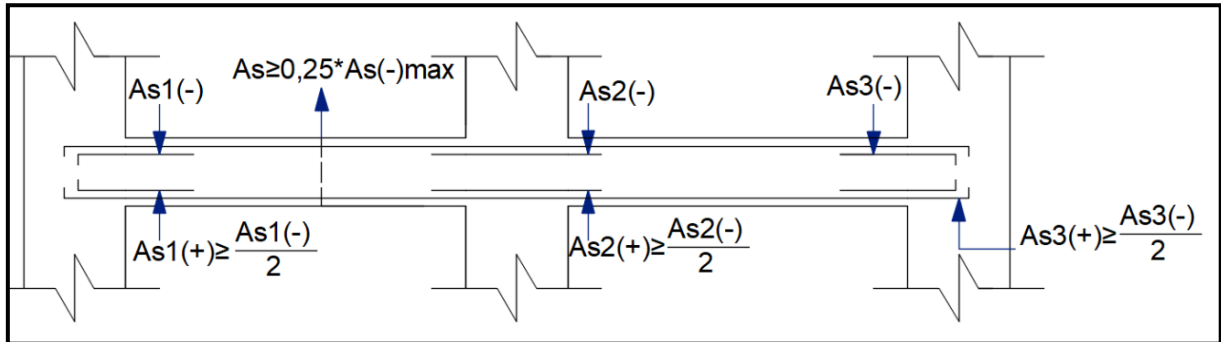


Figura 2.10: Capacidades Mínimas

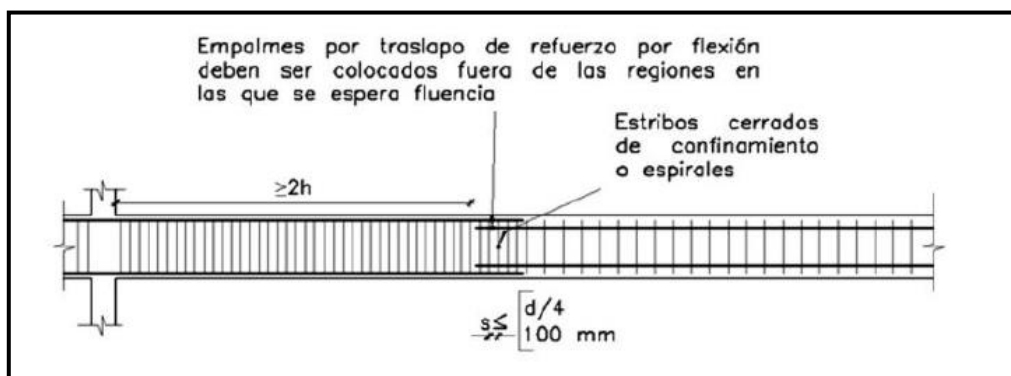
- Ubicación de Traslapes

El primer estribo se localizará siempre a 5 cm de la cara de la columna.

Los traslapes se ubicarán en las zonas, donde se originen los menores esfuerzos y fuera de las zonas de posible formación de articulaciones plásticas.

Los traslapes se localizarán a una distancia  $2h$ , medido desde la cara de la columna.

En zonas de traslapes los estribos deberán estar espaciados  $d/4$  o 10 cm, siendo escogido el menor valor.



*Características de los Elementos a flexión*

Figura 2.11, Guía práctica para Estructuras de Hormigón Armado de conformidad con la NEC 2015 (Yépez & Guerra, 2016, p 22)

### 2.4.2. Diseño de Acero por Corte en Vigas Especiales a Momento

Considerando que el cortante generado en la viga produce una falla frágil, es por tal motivo que se diseña el corte en función de los momentos probables existentes en los extremos, asumiendo que estos tienen igual sentido.

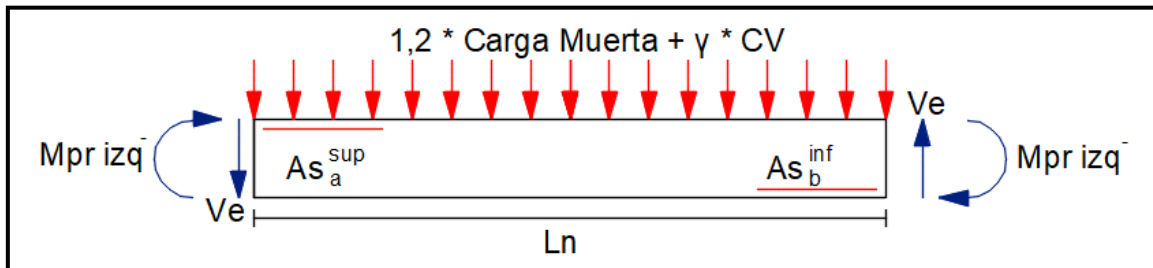


Figura 2.12: Diseño de Acero por Corte en Vigas

Los momentos máximos probables en vigas se determinan en función de la armadura realmente colocada a tracción en la cara de la columna.

$As\ a^{sup}$  —————>  $Mpr\ izq^-$

$As\ b^{inf}$  —————>  $Mpr\ der^+$

El corte de diseño resulta de la suma del corte por capacidad ( $V_p$ ) y el corte gravitacional ( $V_g$ ). El cortante por capacidad resulta de la sumatoria de los momentos máximos probables entre la luz libre de la viga, mientras el cortante gravitacional es igual a la carga mayorada ( $1,2 * \text{Carga Muerta} + \gamma * CV$ ), multiplicada por la longitud libre de la viga ( $l_n$ ), partido entre dos.

**EC 2.11**  $V_u = V_p + V_g$

Donde:  $V_u$  = Cortante de diseño o Cortante último

$V_p$  = Cortante por capacidad

$V_g$  = Cortante gravitacional

**EC 2.12**  $V_u = \left( \frac{M_p\ izq^- + M_p\ der^+}{L_n} \right) + (W_u * \frac{L_n}{2})$

Donde:  $M_p\ izq^-$  = Momento máximo probable izquierdo

$M_p\ der^+$  = Momento máximo probable derecho

$L_n$  = Longitud libre de la viga medida centro a centro de las columnas

$V_u$  = Combinación de carga mayorada

Adicionalmente el cortante de diseño puede expresarse como la sumatoria del corte experimentado en el acero y el corte del concreto, multiplicados por un factor de reducción de resistencia.

$$\text{EC 2.13} \quad V_u \leq \Phi * V_n$$

$$\text{EC 2.14} \quad V_u = \Phi * (V_s + V_c)$$

$$\text{EC 2.15} \quad V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

$$\text{EC 2.16} \quad V_c = v_c * b_w * d$$

$$\text{EC 2.17} \quad v_c = 0,53 * \sqrt{f'_c}$$

$$\text{EC 2.18} \quad \frac{A_v}{s} = \frac{\frac{V_u}{\Phi} - V_c}{f_y * d}$$

Donde:  $V_u$  = Corte de Diseño

$V_n$  = Corte Nominal

$V_s$  = Corte que resiste el acero

$V_c$  = Corte que resiste el concreto

$v_c$  = Esfuerzo de Corte que resiste el concreto

$A_v$  = Armadura de corte en  $\text{cm}^2$

$\Phi$  = Factor de reducción de resistencia (0,75)

### Condicionamientos

- 1) Si la fuerza cortante por capacidad inducida por el sismo, que se logra a través de los momentos máximos probables de la viga es mayor o igual a la mitad del cortante de diseño, también llamado cortante requerido.

$$V_p \text{ minimo} \geq 0,5 * V_u$$

- 2) Y si la fuerza axial mayorada ( $P_u$ ) en la viga incluyéndose la acción sísmica es menor o igual que el producto del área gruesa ( $A_g$ ) por la resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) partido entre 20.

**EC 2.19**                       $P_u \leq P_c$                       Siendo  $P_c = \frac{A_g * f'_c}{20}$

Entonces cumplidos las condiciones 1 y 2, se determina que  $V_c = 0$ . Por tanto finalmente se determina el corte que resiste el acero ( $V_s$ ), para posteriormente determinar la separación del acero por corte mediante la siguiente ecuación.

**EC 2.20**                      
$$S = \frac{A_v * f_y * d}{\frac{V_u}{\Phi} - V_c}$$

Donde: S = Separación del acero por Corte

$A_v$  = Armadura de corte en  $\text{cm}^2$

$F_y$  = Esfuerzo de Fluencia

$d$  = Altura útil de la sección (h-recubrimiento)

$V_u$  = Corte de Diseño

$\Phi$  = Factor de reducción de resistencia

#### 2.4.3. Momento Máximo Probable de la Viga

Como se mencionó anteriormente, el diseño de la armadura por corte y flexión en vigas se realiza a partir de los máximos momentos probables que hay en los extremos, que dependen del acero real colocado y del factor de sobre resistencia  $\alpha$ , que típicamente es igual a 1,25.

**EC 2.21**                      
$$M_{pr \text{ viga}} = \alpha * f_y * A_s * (d - \frac{a}{2})$$

**EC 2.22**                      
$$a = \frac{\alpha * A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

Donde:  $M_{pr}$  = Momento máximo probable de la viga

$\alpha$  = factor de sobre resistencia (1,25)

$f_y$  = esfuerzo de fluencia de la armadura

$f'_c$  = resistencia a la compresión del concreto

$A_s$  = Área de acero a tracción ubicada en la cara de la columna

$d$  = Altura útil de la sección

$a$  = Altura del bloque de esfuerzos de Whitney

$b$  = ancho de la sección transversal de la viga

Considerando que la resistencia real de fluencia del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y tomando en cuenta la alta probabilidad de ocurrencia de endurecimiento por deformación del refuerzo en el nudo sujeto a rotaciones grandes, la resistencia a cortante necesaria será igual a 1,25 veces el esfuerzo de fluencia para el refuerzo longitudinal.

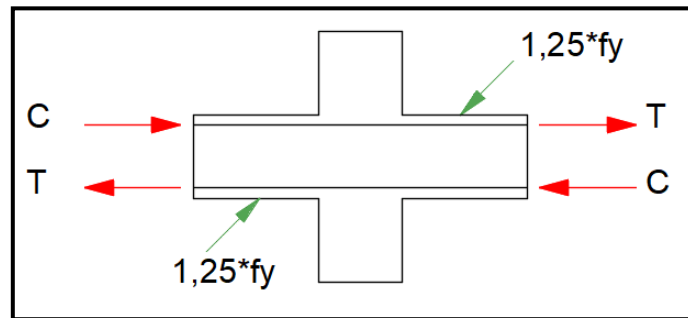
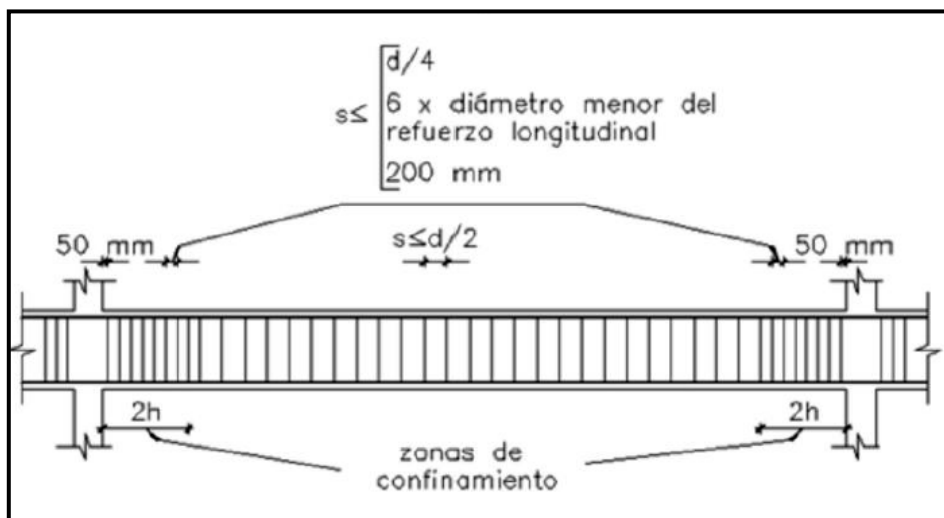


Figura 2.13: Refuerzo longitudinal en vigas

Nota: Al incrementar el acero longitudinal se producen mayores demandas de acero por corte, es por ello que se debe controlar dicha disposición de acero, de manera adecuada.

#### 2.4.4. Detallado por Corte en Vigas Especiales a Momento



Detallado por Corte en Vigas

Figura 2.14, Guía práctica para Estructuras de Hormigón Armado de conformidad con la NEC 2015 (Yépez & Guerra, 2016, p 22)

#### **2.4.5. Requisitos de Diseño a Flexo – Compresión de Columnas**

Básicamente según lo especifica la normativa NEC-SE-HM, 4.3.1, se debe cumplir con los siguientes requisitos para ejecutar un diseño a flexo - compresión entre ellos:

- 1) Ser parte del Sistema resistente a Sismos.
- 2) Dimensionar los elementos para resistir solicitaciones axiales mayores a  $0,1 \cdot f'_c \cdot A_g$ , mediante combinaciones de carga que incluyan las cargas sísmicas.

#### **Dimensiones Mínimas y Armadura Longitudinal**

- 3) La razón por cociente entre la dimensión menor de la sección transversal y su dimensión perpendicular a esta debe ser mayor a 0,40 o la altura libre debe ser mayor a cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento. (ACI 318S-14, 18.7.2)

$$\frac{b}{h} > 0,4$$

- 4) La dimensión menor de la sección transversal del elemento debe ser mayor o igual a 300mm. (ACI 318S-14, 18.7.2)

- 5) El área mínima de acero longitudinal debe ser igual al 1% del Área bruta.

$$A_{st} = 0,01 \cdot A_g \quad (\text{ACI 318S-14, 18.7.4.1})$$

- 6) El área máxima de acero longitudinal debe ser igual al 6% del Área bruta.

$$A_{st} = 0,06 \cdot A_g \quad (\text{ACI 318S-14, 18.7.4.1})$$

- 7) Las columnas circulares deben tener una cuantía mínima igual al 1% y una cuantía máxima igual al 6%, o en su defecto por lo menos disponer de 6 barras longitudinales. (ACI 318S- 14, 18.7.4.2)

#### **2.4.6. Resistencia Mínima a Flexión de Columnas**

La resistencia mínima a Flexión de Columnas debe ser consecuente con el criterio de columna fuerte, viga débil, previamente descrito.  $\Sigma M_{nc} \geq 1,2 \Sigma M_{nv}$ .

Para lograr trabajar con la capacidad a flexión en vigas y columnas, se debe tomar en cuenta los aceros reales longitudinales de los mismos.

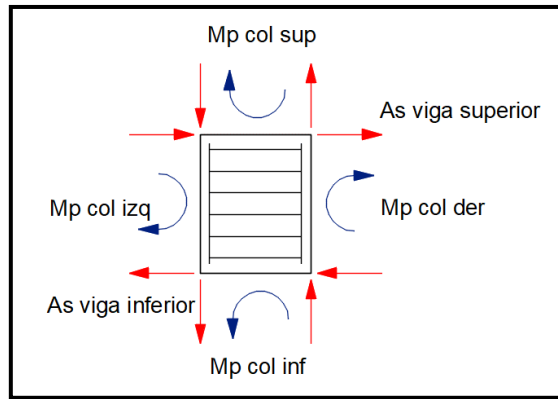


Figura 2.15: Capacidades de la Columna

Adicionalmente, la resistencia a flexión de la columna deberá calcularse, considerando la carga axial ( $P_u$ ), proveniente de la diferencia entre la carga muerta y la carga sísmica (combinación de carga), que conlleve a una menor resistencia a flexión en columnas.

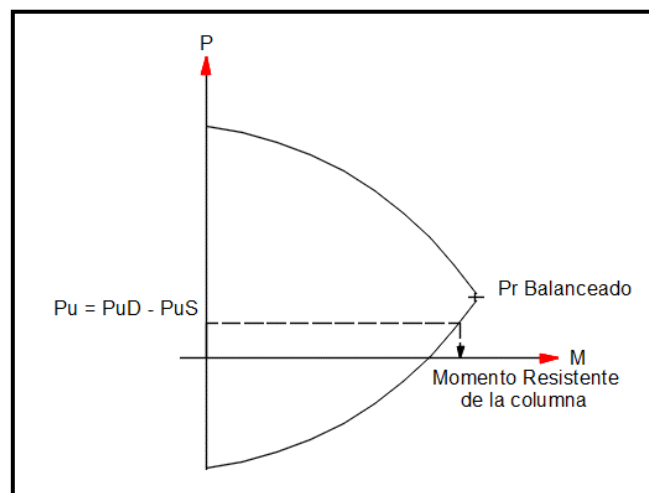


Figura 2.16: Diagrama de Interacción de la Columna

Donde:  $P_u$  = Fuerza Axial Última o de Diseño

$P_{uD}$  = Carga Última Muerta

$P_{uS}$  = Carga Última de Sismo

#### 2.4.7. Diseño de Acero por Corte en Columnas

Para lograr un adecuado diseño por corte es necesario, hallar los momentos máximos probables en los extremos, pues en función de los mismos se determinará, el Corte por Capacidad ( $V_p$ ), empleado en el diseño. Cabe mencionar que dichos momentos máximos no necesariamente deben superar los momentos máximos que puede transferir las vigas

al sistema. Como podemos observar se procede de la misma manera que en el chequeo de cortante en vigas por capacidad. Sin embargo, en las columnas es vital adicionalmente revisar el confinamiento, principalmente, porque la presencia de carga axial genera un problema de tracción indirecta en el elemento vertical.

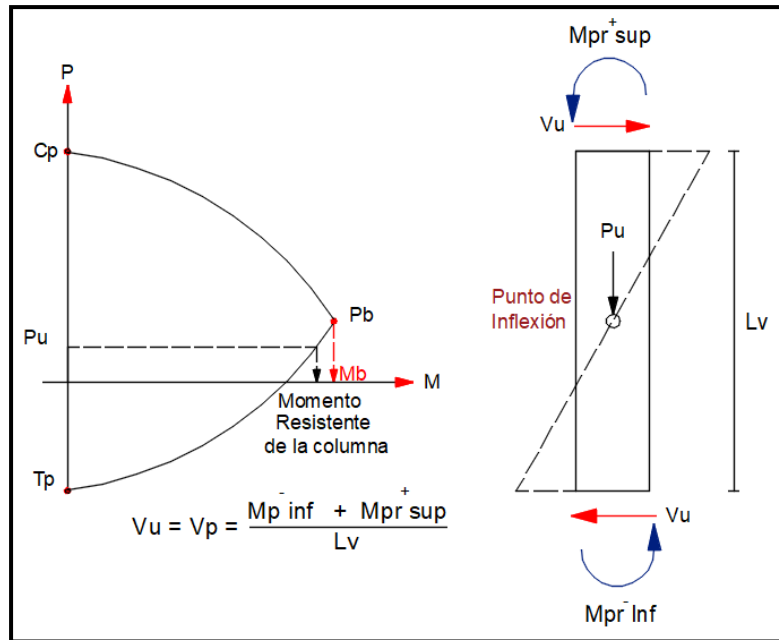


Figura 2.17: Diseño de Acero por Corte en Columnas

Los Momentos máximos probables ( $M_{pr}$ ), se determinarán del menor valor entre:

- La capacidad a flexión de las columnas que procede del diagrama de interacción. Es decir, es empleada la fuerza axial última o de diseño ( $P_u$ ), que resulta de las combinaciones de cargas, tomando en consideración la acción sísmica logrando de esta forma una mayor resistencia a flexión en los elementos verticales.
- Los momentos máximos transferibles de las vigas a las columnas, mediante los nudos, tomando en consideración una incursión inelástica controlada.

#### 2.4.7.1. Ecuaciones a utilizarse en el Chequeo por Capacidad de los Estribos

EC 2.23  $\Phi * V_n \geq V_u$

EC 2.24  $V_n = V_c + V_s$

EC 2.25  $V_s = V_p - V_c$

EC 2.26  $V_p = \frac{M_{pr}^- Inf + M_{pr}^+ Sup}{L_v}$

$$\text{EC 2.27} \quad V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$\text{EC 2.28} \quad V_u = \frac{Mb^- Inf + Mb^+ Sup}{L_v}$$

$$\text{EC 2.29} \quad A_v = \frac{\left(\frac{V_u}{\Phi} - V_c\right) * S}{f_y * d}$$

Donde:  $M_{pr}$  = Momento máximo probable (Proviene del Diagrama de Interacción)

$M_b$  = Momento balanceado (Proviene del Diagrama de Interacción)

$L_v$  = Altura de la Columna

Nota: El momento balanceado se define como la capacidad en la cual el aplastamiento del concreto y la fluencia por tracción del acero ocurren al mismo tiempo. ('Terminología del Cemento y el Hormigón' preparado por el Comité ACI 116, 2002).

El cortante de diseño proviene de los momentos máximos probables. El momento balanceado es el máximo momento soportado por la columna, es por tal motivo que se busca que el momento máximo probable sea menor al momento balanceado, generando de esta manera una falla dúctil.

### Condicionamientos

El corte proveniente del acero debe cumplir con la siguiente expresión, caso contrario, se deberá rediseñar y dimensionar la columna.

$$\text{EC 2.30} \quad V_s = \frac{V_u - \Phi * V_c}{\Phi} \leq 4 * V_c$$

La fuerza cortante proveniente del concreto ( $V_c$ ), se desprecia siempre y cuando se cumpla con dos condicionamientos:

- 1) La carga axial ( $P_u$ ), proveniente de la combinación de cargas, sea mayor o igual a 0,2 multiplicada por el área bruta y la resistencia a la compresión del concreto.

$$\text{EC 2.31} \quad P_u \geq 0,2 * A_g * f'c$$

- 2) El cortante por capacidad sea mayor o igual a la mitad al cortante último.

$$\text{EC 2.32} \quad V_p \geq 0,5 * V_u$$

#### **2.4.7.2. Ecuaciones a utilizarse en el Chequeo por Confinamiento de los Estribos**

Se determina el área de acero por confinamiento, del mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$\text{EC 2.33} \quad A_{sh1} = 0,3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \left( \frac{f'_c * S * h_c}{f_y} \right)$$

$$\text{EC 2.34} \quad A_{sh2} = 0,09 * \frac{f'_c * S * h_c}{f_y}$$

Nota: Las ecuaciones anteriores, deben cumplir con los siguientes condicionamientos para ser utilizadas:  $P_u \leq 0,3 * A_g * f'_c$  y  $f'_c \leq 70MPa$  (ACI, 18.7.5.4)

Donde:  $A_{sh1}$  = Área de Acero por confinamiento 1

$A_{sh2}$  = Área de Acero por confinamiento 2

$A_g$  = Área bruta =  $b * h$

$A_{ch}$  = Área confinada =  $(b - 2 \text{ recubrimientos} - \Phi) * (h - 2 \text{ recubrimientos} - \Phi)$

$b$  = Ancho de la sección transversal                       $h$  = Altura de la sección transversal

$\Phi$  = Diámetro de la varilla

$f'_c$  = Resistencia a la compresión del concreto

$S$  = Separación del acero por Corte

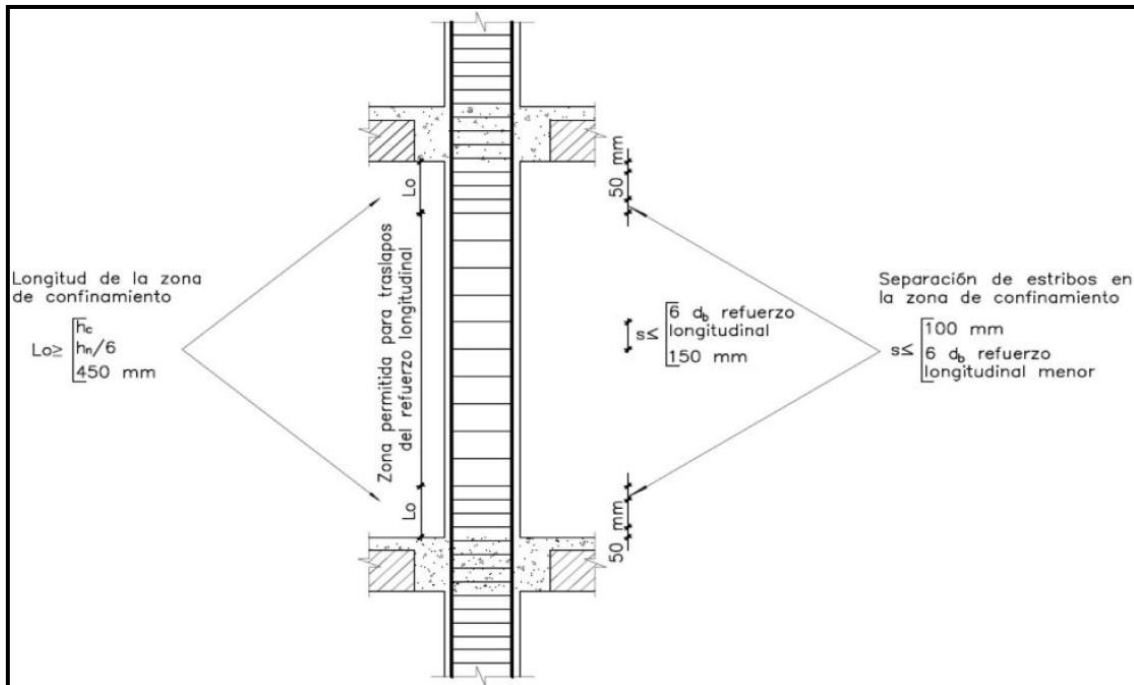
$h_c$  = dimensión de la sección paralelo al eje con respecto al cual gira el momento, menos dos recubrimientos, menos el diámetro de la varilla en cuestión.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia

Nota: El diseño de estribos por corte, se realiza con el mayor valor entre, el Área de acero por capacidad y el Área de acero por corte.

#### **2.4.8. Refuerzo Transversal en Columnas Especiales a Momento**

El confinamiento es fundamental, esencialmente porque mejora la transferencia de fuerzas en el solape, adicionalmente restringe el pandeo de las barras longitudinales y apoya en el mejoramiento de resistencia ante fuerzas cortantes, es por tal motivo que el refuerzo transversal es tan importante.



### Separación de Estribos

Figura 2.18, Guía práctica para Estructuras de Hormigón Armado de conformidad con la NEC 2015 (Yépez & Guerra, 2016, p 57)

A continuación, se presenta una tabla que muestra los valores mínimos de acero de confinamiento, respetándose a lo largo de toda la sección del elemento analizado.

Tabla 6: Cuantías Mínimas para estribos de confinamiento

Refuerzo Transversal	Condición	Expresiones Aplicables	
$A_{sh}/s_b c$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (a) $0.09 * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (c)
$P_s$ para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d) y (e)	$0.45 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (d) $0.12 * \frac{f'c}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.35 * k_f * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$ (f)

Fuente: ACI 318 S-14, 2015, 18.7.5.4

Los factores de resistencia del hormigón  $k_f$  y de efectividad al confinamiento  $k_n$ , se determinan en función de las siguientes ecuaciones. El valor de  $f'c$  se expresa en MPa.

EC 2.35 
$$Kf = \frac{f'c}{175} + 0,6 \geq 1$$

Fuente: ACI 318S-14, 18.7.5.4a

EC 2.36 
$$Kn = \frac{nl}{nl-2}$$

Fuente: ACI 318S-14, 18.7.5.4b

Donde  $nl$ , representa el número de barras longitudinales o paquete de barras, alrededor del perímetro del núcleo de la columna con estribos cerrados de confinamiento soportados lateralmente por una esquina del estribo cerrado de confinamiento o con ganchos sísmicos. (ACI 318 S-14, 2015)

### 2.4.9. Diseño y Detallado de Nudos

El presente subcapítulo tiene por objetivo analizar la conexión viga-columna, para pórticos especiales resistentes a momento, mostrando para ello aspectos generales, descritos en la norma ACI 318S-14, que conllevarán a un adecuado diseño. Los nudos de determinadas dimensiones, no siendo estos puntos, son uniones entre vigas y columnas, donde ambos elementos generan esfuerzos de tracción y compresión.

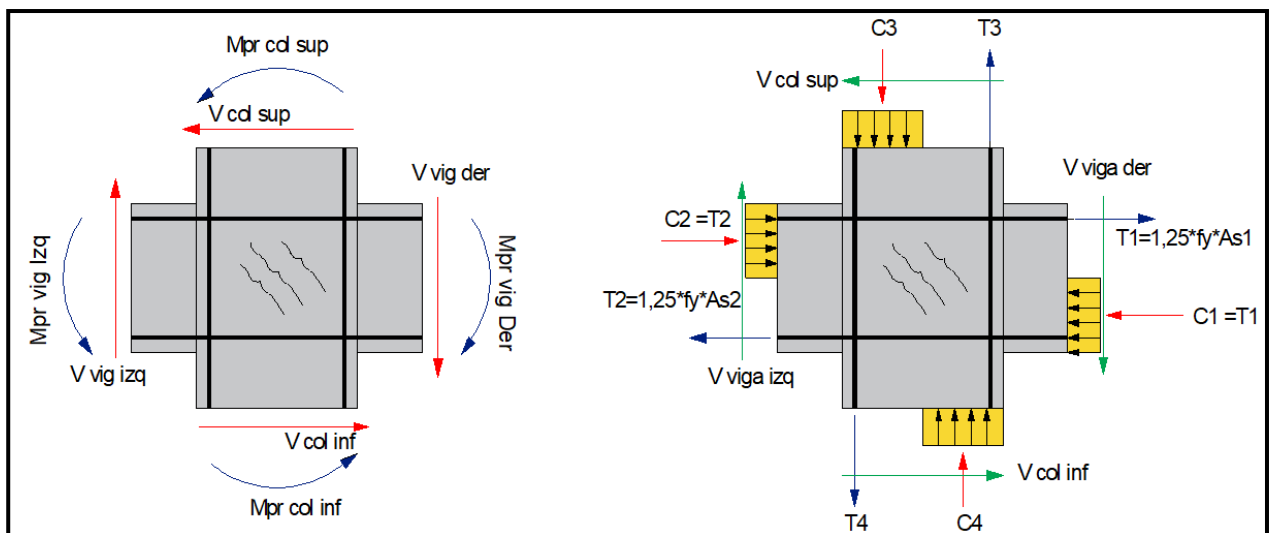


Figura 2.19: Fuerzas desarrolladas en el Nudo

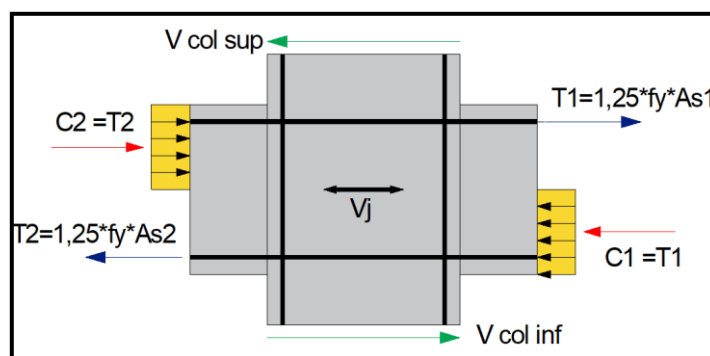


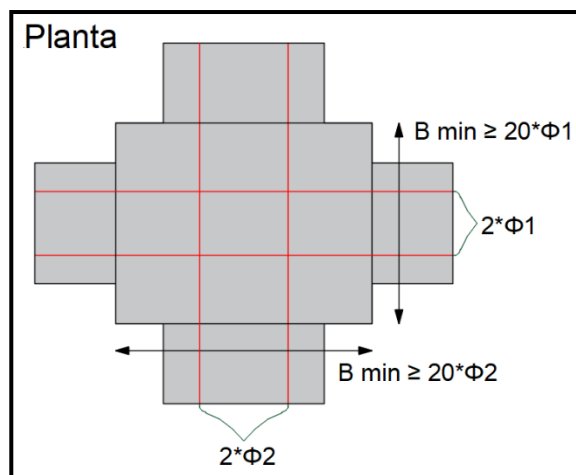
Figura 2.20: Distribución de Fuerzas en el nudo

Nota: La resistencia por corte en la conexión viga - columna, estará regida por un valor de  $\Phi$  igual a 0,85. (ACI, 18.8.2.1)

Siendo la conexión un lugar de unión de elementos, es necesario entender la disposición las varillas longitudinales de las vigas, es por ello que la ACI 318S-14, destaca en su numeral 18.8.2.2, que deben prolongarse hasta la cara del núcleo confinado de la columna más distante y anclarse respectivamente según corresponda a tensión o compresión.

Adicionalmente, las fuerzas en el acero de refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo se deben obtener considerando que el refuerzo de tracción por flexión es de 1,25 veces el esfuerzo de fluencia. (ACI, 18.8.2.1)

Otro condicionamiento, referente al chequeo por adherencia destaca que la dimensión mínima de la columna, paralela al refuerzo de la viga debe ser mayor o igual a 20 veces el diámetro de la varilla longitudinal de la viga. (ACI, 18.8.2.3)



*Figura 2.21: Dimensiones del Área efectiva en el nudo*

Finalmente, se debe dotar a la conexión de refuerzo transversal, que tiene por objetivo confinar las varillas longitudinales de la viga, mejorando la transferencia de fuerzas en el nudo, sin embargo, las vigas transversales también pueden contribuir con tal objetivo. Cabe mencionar también que el refuerzo de confinamiento puede disminuirse e incrementarse su espaciamiento, siempre y cuando exista la presencia de vigas de adecuadas dimensiones en los cuatro lados de la columna, siendo incluso innecesaria su utilización en conexiones viga – columna interiores, donde se encuentre confinada en sus cuatro lados con vigas de igual o aproximado peralte. (ACI, R18.8.3.2, R15.2)

La armadura transversal de confinamiento debe cumplir con todos los requisitos necesarios descritos en el numeral 18.8.3.1 del ACI 318S -14. Pese a ello, la obtención

del acero por confinamiento sigue la misma metodología utilizada para su determinación en columnas previamente descrito en la sección 2.4.7.2, del presente documento.

#### **2.4.9.1. Diseño por Corte de la Conexión Viga – Columna**

Para lograr un adecuado diseño por corte es necesario en un inicio obtener la demanda por corte de la conexión ( $V_j$ ), la misma que se obtiene de la sumatoria de las fuerzas horizontales de compresión, más la fuerza de tracción y menos el cortante experimentado en la columna, siendo esta última una fuerza de oposición a las dos primeras.

$$\text{EC 2.37} \quad V_{j1} = C_2 + T_1 - V_{col\ sup} = 1.25(As_1 + As_2) * f_y - V_{col\ sup}$$

$$\text{EC 2.38} \quad V_{j2} = C_1 + T_2 - V_{col\ inf} = 1.25(As_1 + As_2) * f_y - V_{col\ inf}$$

$$\text{EC 2.39} \quad V_{col} = \frac{\Sigma \text{ Momentos}}{L_v}$$

$$\text{EC 2.40} \quad L_v = \text{altura de entrepiso} - \text{altura de la viga}$$

$$\text{EC 2.40} \quad M = \alpha * A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})$$

Nota: El máximo valor de la demanda por corte, será el mayor valor entre  $V_{j1}$  y  $V_{j2}$ .

Una vez obtenida la demanda por corte, posteriormente se procede a determinar la resistencia por corte de la conexión, la misma que depende del número de elementos (vigas) que confluyen a la columna, como se muestra a continuación:

- Para Nodos Confinados en las cuatro caras:

$$\text{EC 2.40} \quad V_c = 5,3 * \sqrt{f'_c} * A_j$$

- Para Nodos confinados en las tres caras o en dos caras opuestas

$$\text{EC 2.41} \quad V_c = 4 * \sqrt{f'_c} * A_j$$

- Para nodos no confinados

$$\text{EC 2.42} \quad V_c = 3,2 * \sqrt{f'_c} * A_j$$

Donde:  $V_c$  = Resistencia a corte de la conexión

$f'_c$  = Resistencia a compresión del concreto

$A_j$  = Área horizontal efectiva de la sección transversal en un plano paralelo al acero de refuerzo que genera el corte en el nodo.

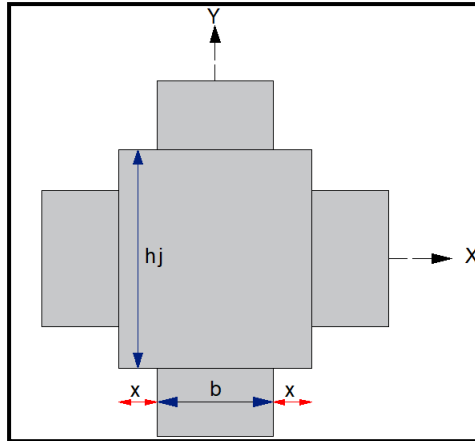


Figura 2.22: Dimensiones del Área efectiva en el nudo

Nota: Siendo  $A_j = b_j * h_j$ , como se muestra en la imagen previa en planta, de una conexión viga columna, cabe mencionar que el ancho efectivo ( $b_j$ ), será igual al menor valor de entre las dos siguientes expresiones.

**EC 2.43** 
$$b_j 1 = b \text{ viga} + h \text{ columna}$$

**EC 2.44** 
$$b_j 2 = b \text{ viga} + 2 * x$$

Obtenida la demanda por corte en la conexión ( $V_j$ ) y la resistencia por corte ( $V_c$ ), se procede a comprar ambos valores debiéndose cumplir la siguiente expresión, para garantizar una resistencia del nudo suficiente.

**EC 2.45** 
$$\Phi * V_c \geq V_j \text{ max} \quad \Phi = 0,85$$

Adicionalmente es necesario mencionar que un nudo se considera confinado cuando las vigas cubren al menos el 75 % del ancho de la columna, como se muestra a continuación.

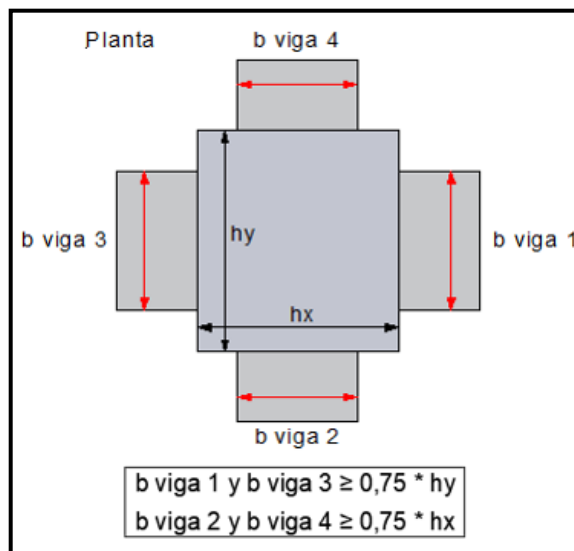
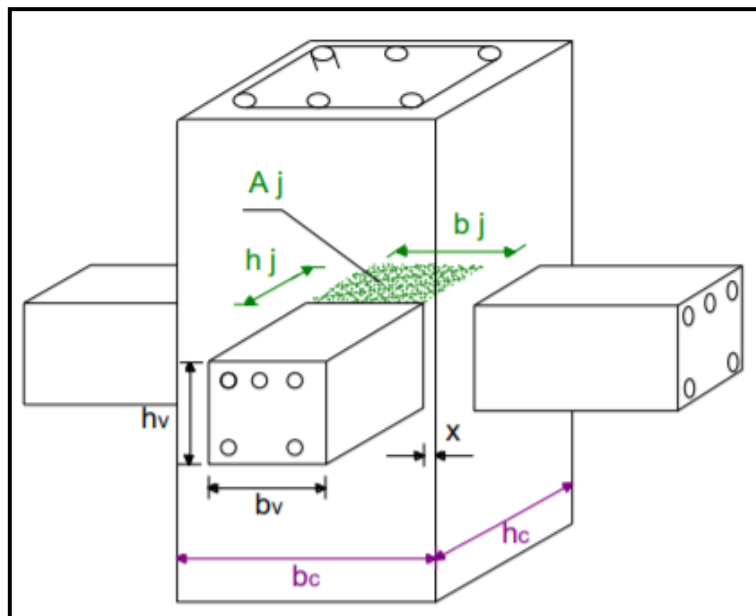


Figura 2.23: Condición nudo confinado

Nota: Cuando existan elementos que llegan a los cuatro lados del nodo y el ancho de cada elemento mida por lo menos las tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite que el refuerzo transversal dentro del nodo, sea al menos igual a la mitad de la cantidad requerida por criterios de confinamiento. Adicionalmente, se permite un espaciamiento de 15 cm. (ACI, 18.8.3.2)

A continuación, se muestra una imagen en tres dimensiones, de una conexión viga, columna tipo, para mejor comprensión y visualización de sus elementos.



*Detalle del Área efectiva del nudo*

Figura 2.24, Análisis de Conexiones Viga- Columna de acuerdo al código ACI 318SR-05 (Falconí, Revelo & Tapia, 2010, p 8)

Resumiendo, podemos concluir que las vigas deben ser diseñadas a flexión, chequeando el corte. Mientras las columnas deben ser diseñadas a corte, chequeando la flexo-compresión, corte y la resistencia mínima en el elemento vertical. Adicionalmente será necesario comprobar que los nudos cumplan con la siguiente expresión:

$$\Phi * V_c \geq V_j \text{ max.}$$

## CAPÍTULO 3. ACCIÓN SÍSMICA Y CRITERIOS ESTRUCTURALES

### 3.1 Introducción a la Acción Sísmica

Si bien los capítulos anteriores, se enfocaron en abordar los temas de Análisis y Diseño de elementos estructurales, es necesario comprender que cada uno de estos conceptos se enmarcan en un contexto sísmico. Como lo expone AFP (Agence France – Presse, 2013), las acciones sísmicas, son desastres naturales que generan graves consecuencias sociales, económicas y ambientales, destacando que entre 2004 y 2011, los terremotos dejaron alrededor de 700000 personas fallecidas alrededor del mundo, siendo aquellas naciones que conforman el cinturón de fuego del pacífico las más afectadas.

El sismo se define como una serie de vibraciones producidas en la superficie terrestre (litosfera), debido a un movimiento brusco de las capas internas (Corteza y Manto).

#### 3.1.1 Origen de los Sismos

Para poder entender cómo se generan los sismos y cómo se cuantifican los mismos es necesario en un inicio, comprender el lugar en el que habitamos, la Tierra, la misma que está formada por tres capas de manera general, de composición variable, también llamadas capas externas: Atmósfera, Hidrósfera y Geosfera. A su vez la Geosfera, se divide en capas internas, siendo estas: La Corteza, Manto Superior, Zona de Transición, Manto Inferior, Núcleo Externo y Núcleo Interno.

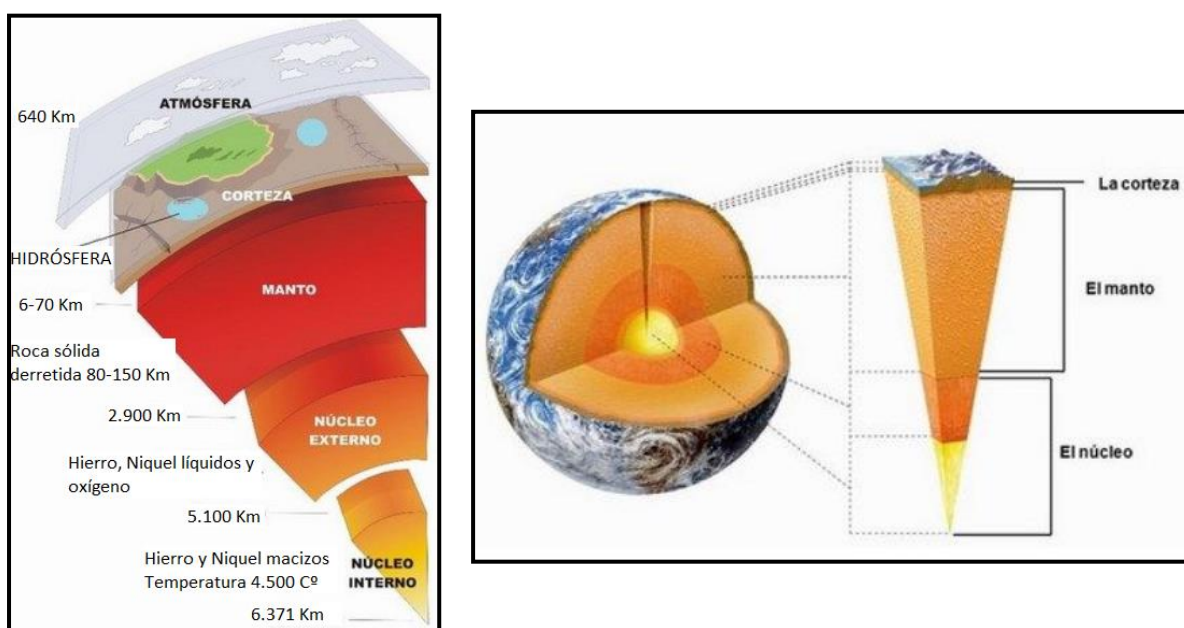


Figura 3.1, 3.2, Fuente. - Capas de la Tierra y sus características

<http://www.areaciencias.com/geologia/las-capas-de-la-tierra.html> Acceso: 02/25/2018

En sus inicios podemos ejemplificar a la Tierra como una esfera incandescente de diversos materiales fundidos, donde debido a la acción de la gravedad, los elementos con más peso se dirigen hacia el centro del planeta, a través de un proceso de diferenciación, generando un Núcleo Interno sólido y un Núcleo Externo, formado por rocas semifundidas, donde el movimiento paulatino de las mismas forma el campo geomagnético terrestre, que nos protege de las radiaciones solares y cósmicas.

Adicionalmente, se destaca que la separación entre las capas internas se denominan discontinuidades, a continuación, en la imagen se muestran cada una de ellas.

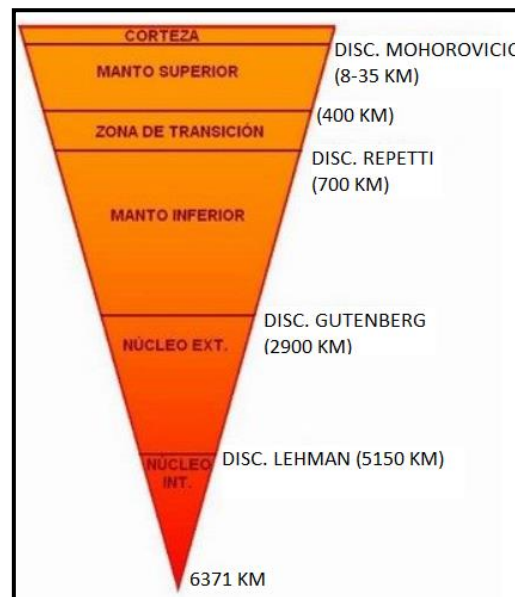


Figura 3.3, Fuente. - Capas de la Tierra y sus características

<http://www.areaciencias.com/geologia/las-capas-de-la-tierra.html> Acceso: 02/25/2018

Dirigiéndose hacia afuera del núcleo, se encuentra el manto y la corteza, siendo esta última la capa más superficial, donde están presentes los elementos menos pesados tales como: silicio, aluminio, sodio, oxígeno.

En cambio si nos dirigimos hacia el centro de la Tierra, el calor irá aumentando, debido al decaimiento de elementos radiactivos que se encuentran en el núcleo, dicha liberación de energía calienta las rocas, que hace que se produzca un ascenso lento de rocas semifundidas en el manto, hasta chocar con la corteza terrestre, donde parte del material parcialmente fundido, genera placas de rocas frágiles (placas tectónicas), mientras el restante se enfría, volviéndose más denso y regresando al interior de la Tierra, formando células convectivas (transferencia de calor debido al movimiento de materia).

Debido a este movimiento convectivo, la Litósfera, que es la capa terrestre compuesta por la corteza incluyéndose las placas tectónicas y la parte externa del manto, se desplaza, donde dichas placas se mueven unas con respecto a otras, generando grandes tensiones en los puntos de contacto, es por ello que la Litósfera es la capa donde se originan la mayoría de los sismos, pues es susceptible de rotura durante la acción sísmica.

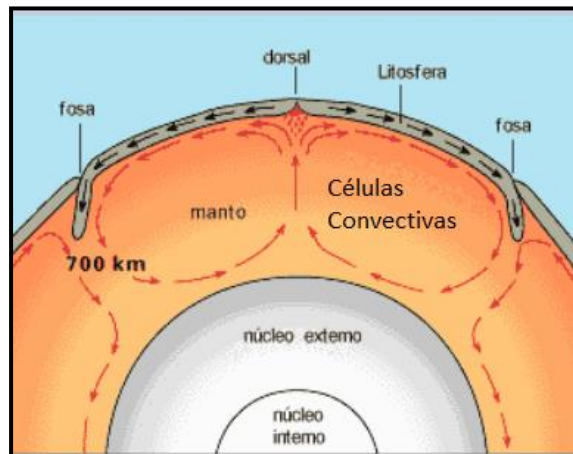


Figura 3.4, Fuente.- *Conducción y Convección del Calor Interno*, <http://www.blinklearning.com/coursePlayer/clases2.php?editar=0&idcurso=62588&idclase=184371&modo=0> Acceso: 2/26/2018



Figura 3.5, Fuente.- *¿Porqué hay tantos terremotos en Chile?*, [http://www.bbc.com/mundo/noticias/2015/09/150917\\_terremoto\\_chile\\_porque\\_lp](http://www.bbc.com/mundo/noticias/2015/09/150917_terremoto_chile_porque_lp) Acceso: 2/26/2018

Como es conocido, existe gran sismicidad en el cinturón de fuego del pacífico, siendo aquella zona a lo largo de la cual las placas oceánicas, se introducen por debajo de las placas continentales. Es por ello que más del 90 % de la sismicidad global se genera en dicho Anillo de fuego, estando adicionalmente más del 75 % de los volcanes activos.

Entonces entendiendo lo previamente descrito, se puede concluir que la mayoría de los sismos y los más importantes en cuanto a magnitud e intensidad se refiere, son de origen Tectónico, es decir son el producto del rozamiento, choque o inmersión de las Placas Tectónica (subducción). Al generarse dicho fenómeno, la energía se acumula a lo largo de las fallas (zonas de ruptura de las rocas), generalmente cerca de las fronteras de las placas, también denominadas dorsales oceánicas (lugares donde el material caliente del manto impacta con la litósfera).

Conforme aumente la acumulación energética, se alcanzará un límite donde la resistencia de la roca sea superada, fracturándose, rompiéndose y finalmente desplazándose, liberando la energía acumulada, mediante la disipación de ondas, produciendo el movimiento telúrico. Si bien como se mencionó anteriormente, los terremotos más frecuentes son de origen tectónico, las acciones sísmicas pueden deberse a:

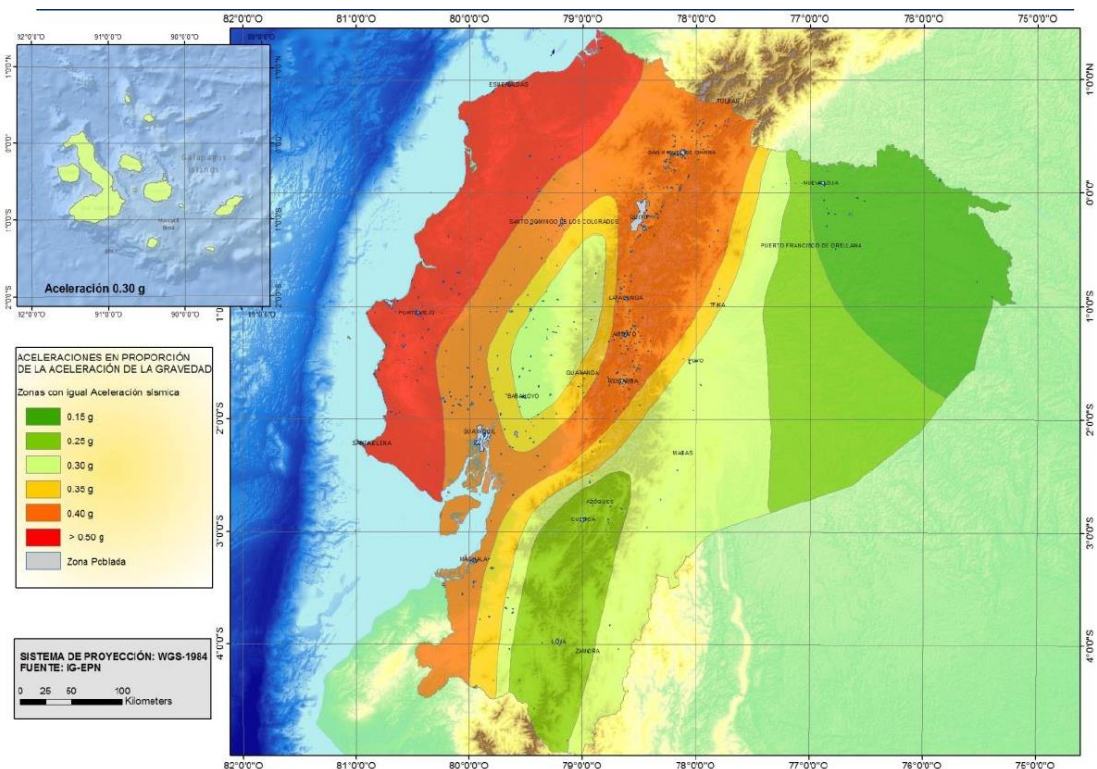
- Origen Geotécnico o de Colapso: Los sismos son producto del movimiento de la superficie terrestre, debido al colapso o desplome de cavernas, ubicadas internamente en el terreno. Tienden a ser terremotos localizados, que no poseen gran intensidad.
- Origen Volcánico: Los sismos generados, son producto de erupciones volcánicas, debido a que a una determinada profundidad la litósfera se calienta, formando material de roca semi fundida, que posteriormente asciende por la corteza continental y libera la energía interna acumulada (expulsión del magna y disipación de ondas). Generalmente son terremotos de baja intensidad y magnitud.
- Origen producto de intervención humana: Son sismos de baja intensidad y magnitud, muchas veces casi imperceptibles, originados por maniobras humanas, como explosión de canteras, para la obtención de materiales pétreos, o detonación de explosivos en la construcción de puentes, carreteras, o túneles, generalmente de difícil acceso.

### 3.1.2 Riesgo Sísmico

Como lo especifica la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-RE), el Riesgo Sísmico, resulta de la combinación de tres factores, el peligro sísmico, nivel de exposición y vulnerabilidad estructural. El Peligro o Amenaza Sísmica, puede definirse como la probabilidad de ocurrencia de un movimiento telúrico de cierta importancia en un plazo determinado, considerando las condiciones del sitio con influencia del tipo de falla, tipo de suelo y aceleración máxima esperada en el terreno.

El Grado de Exposición, considera la probabilidad de ocurrencia del sismo, así como posibles fenómenos de, licuefacción del suelo, deformación del terreno, deslizamientos, inundaciones debido a fallas en diques, tsunamis, entre otros, que contribuyen negativamente, generando consecuencias adversas en infraestructuras y habitantes.

Por su parte, la Vulnerabilidad Estructural, depende principalmente, de la capacidad que posee la infraestructura, para afrontar las acciones sísmicas, previniendo el colapso, conservando su estabilidad y precautelando fundamentalmente vidas humanas, es por ello que resulta fundamental un adecuado Análisis y Diseño, acorde a los niveles de ductilidad y rigidez requeridos, en cumplimiento de la Normativa vigente.



*Mapa de Aceleraciones Pico, Ecuador*

Figura 3.6, Fuente. – NEC-SE-DS, 2015, p 27

### 3.1.3 Ondas Sísmicas

Los sismos, libera gran cantidad de energía acumulada, a través de ondas, las cuales pueden ser clasificadas en dos grandes grupos: Las Ondas Volumétricas y Las Ondas Superficiales, a continuación, se describen ambas, al igual que sus subclasificaciones.

- Ondas Volumétricas: Aquellas que se propaga a través de un medio (tierra, agua, aire), mas no a través de la interfase entre medios. Adicionalmente se destacan por tener una velocidad de propagación más rápida que las ondas superficiales, sin embargo, su amplitud es mucho menor.

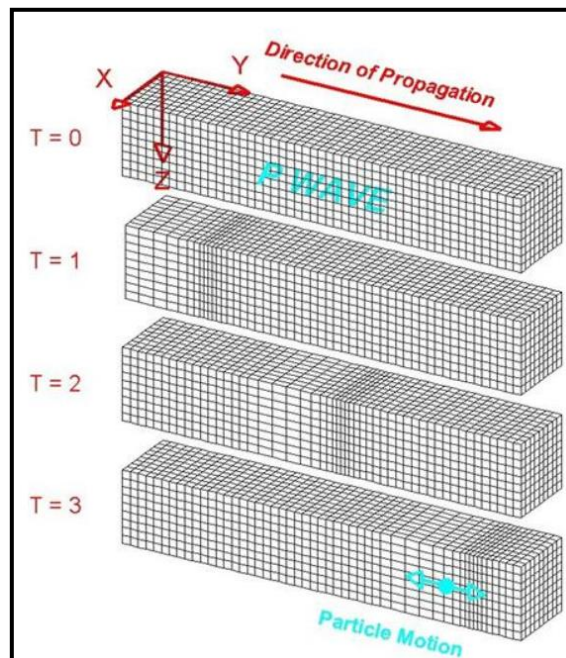
Ondas Primarias (Compresión, Irrotacionales): Son ondas de compresión o dilatación del medio elástico, se generan en la dirección de propagación. Adicionalmente se destaca que son las ondas sísmicas más veloces y las primeras en llegar a los sismógrafos.

EC 3.1 
$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

Donde:  $\lambda$  = Constante de Lamé

G = Módulo de Elasticidad por Corte

$\rho$  = Densidad del Medio Elástico



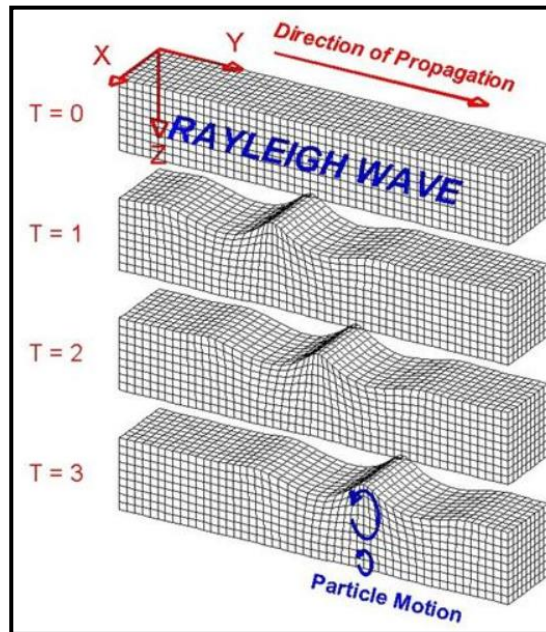
Onda P

Figura 3.7, Seismic Education Site (UPseis),(Lawrence Braile, 2006)

Velocidades: Granito:  $V_p = 5.50 \text{ Km/s}$

Agua:  $V_p = 1.50 \text{ Km/s}$



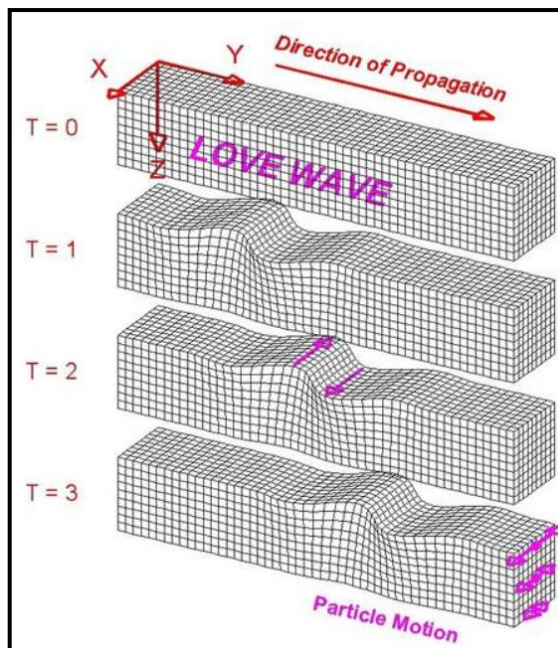


*Onda Rayleigh*

Figura 3.9 Seismic Education Site (UPseis),(Lawrence Braile, 2006)

Velocidades:  $V_R = 0.53 * V_s$  ;  $V_R = 0.92 * V_p$

Ondas Love: Son ondas que debido a la discontinuidad de Morovic, desplazan las partículas de forma transversal a la dirección de propagación, sin movimiento vertical, es decir es completamente horizontal. Son más rápidas que las ondas Rayleigh.



*Onda Love*

Figura 3.10 Seismic Education Site (UPseis),(Lawrence Braile, 2006)

### 3.1.4 Cuantificación de los Sismos

Los sismos se pueden medir en escalas objetivas y subjetivas, que manejan los conceptos de magnitud e intensidad respectivamente, es por tal motivo que primero hay que diferenciar ambos términos.

- Escalas de Intensidad Sísmica

Las escalas de Intensidad Sísmica (variable discreta), determinan índices, que dan a conocer la fuerza con que el suelo adyacente se desplaza, en función de las emociones y percepción de daño a las infraestructuras por parte del ser humano que lo haya experimentado el evento sísmico e investigadores, a través de encuestas a la población y análisis de daños estructurales en el sitio. Adicionalmente es necesario considerar como fueron construidas las estructuras que sufrieron daño.

Al ser una escala subjetiva, no representa una medida fiable, para el cálculo del impulso o registro sísmico y normalmente se la emplea para determinar el nivel de daño en registros históricos de eventos sísmicos anteriores a la instrumentación.

A continuación, se muestra dos tablas, la primera describe algunas de la Escalas de Intensidad, más utilizadas a lo largo de los años, estando entre ellas La Escala Macrosísmica Europea, mientras tanto la segunda tabla, muestra la escala de Mercalli Modificada, que también es ampliamente empleada.

Tabla 7: Escalas de Intensidad Sísmica

Código	Autor(es)	Año	Características	País
RF	Rossi, Forel	1883	10 grados	Italia
M	Mercalli	1902	10 grados	Italia
MCS	Mercalli, Cancani, Sieberg	1912	12 grados	Italia
MWN	Mercalli, Wood, Neumann	1931	12 grados	U.S.A.
MM	Richter	1956	12 grados	U.S.A.
JMA	Japan Meteorological Agency	1949	7 grados	Japón
MSK	Medvedev, Sponheuer, Karnik	1964, 1981	12 grados 3 Tipos de edif.	Europa, U.S.S.R.
EMS	Gruenthal	1993, 1998	12 grados 6 Tipos de edif.	Europa

Fuente. - MSc. ING. Juan Carlos Singaicho

Tabla 8: Escala de Mercalli Modificada

GRADO I	GRADO II	GRADO III	GRADO IV	GRADO V	GRADO VI
El movimiento de la tierra es muy suave. Nadie podrá sentir el sismo. Es registrado por los sismógrafos	Alguien en reposo o ubicado en los últimos pisos de un edificio alto podrá sentir levemente el sismo. Lo percibe aproximadamente el 1% de la población.	Lo sienten levemente algunas personas en reposo que se encuentran al interior de edificaciones.	Vibran puertas, vajillas, vidrios y porcelanas. Los objetos colgantes se balancean considerablemente.	Los objetos pequeños e inestables se caen. Algunos líquidos se derraman. Es sentido por personas que se encuentran afuera de casas o edificios.	Muchas personas se asustan y salen corriendo. Objetos de vidrio se rompen. Libros y adornos se caen. Aparecen fisuras en casas de adobe o tapia. Las ramas de los árboles de agitan.
GRADO VII	GRADO VIII	GRADO IX	GRADO X	GRADO XI	GRADO XII
Muchas personas pierden el equilibrio. Se presentan pequeños derrumbes. Ladrillos y tejas sueltas se caen, se parten chimeneas y se agrietan los muros de algunas casas. Los automóviles se balancean.	Se dificulta conducir un auto, se pierde el control. Se rompen las ramas de los árboles. Casas o edificios reforzados presentan daños ligeros.	Pánico general. Colapsan las construcciones débiles, de mampostería y adobe. Casas o edificios reforzados, presentan daños serios. Las tuberías subterráneas se rompen. Se agrieta el suelo.	Colapsan todas las construcciones de alta vulnerabilidad. En las construcciones sismoresistentes colapsan muros pero no la estructura. Algunos puentes se caen. Se observan deslizamientos de gran volumen. La gente no puede mantenerse en pie. El suelo presenta agrietamientos extensos.	Las tuberías quedan fuera de servicio. Todas las construcciones se ven prácticamente destruidas.	En este punto la destrucción es total. Los objetos son arrojados al aire.

Fuente. - MSc. ING. Juan Carlos Singauchu

- Escalas de Magnitud

Las escalas de Magnitud brindan valores numéricos objetivos de cuantificación del sismo generado a través de la medición de la energía liberada por el terremoto, utilizando sismógrafos, que son instrumentos que permiten obtener un registro del movimiento telúrico.

Escala de Richter: Escala de magnitud desarrollada para California y modificada para su uso en el resto de territorios, uno de sus principales problemas es que posee un valor límite por encima del cual todos los terremotos más grandes reflejan magnitudes muy similares. Hoy en día dicho método ya no es utilizado debido a lo previamente descrito y también porque existía un alto nivel de imprecisión en los resultados arrojados en los sismógrafos, particularmente en sismos de magnitudes igual o superiores a siete.

$$EC\ 3.3 \quad M = \log_{10} A + 3 \log_{10}(8\Delta t) - 2.92 = \log_{10}\left(\frac{A \cdot \Delta t^3}{1.62}\right)$$

Donde: A = Amplitud máxima del registro del Sismograma (mm)

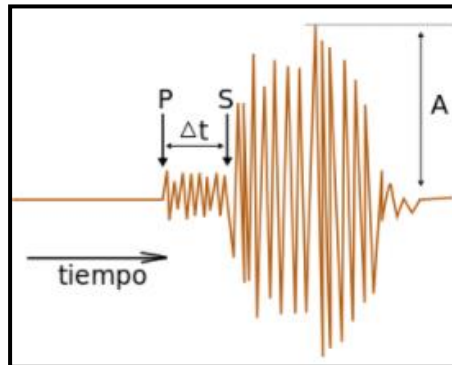
$\Delta t$  = Intervalo de Tiempo entre el inicio de las ondas P y final de las ondas S

M = Magnitud Arbitraria

Ms = Magnitud de temblores superficiales. Congruente con la escala original

Mb = Magnitud de temblores para distancias epicentrales grandes > 600 Km

$$M_b = 2.5 + 0.63 * M_s$$



Ondas Sísmicas P y S

Figura 3.11, Javier Blanco Gonzáles

Escala Sismológica de Magnitud de Momento (Mw): Escala logarítmica basada en la medición de la energía liberada en el sismo. Surge como una escala sucesora a la escala sismológica de Richter y es coincidente con esta misma escala para terremotos de características empleadas en el desarrollo de California. Una de las principales ventajas y por lo que es actualmente utilizada es que no sufre saturamiento para magnitudes grandes.

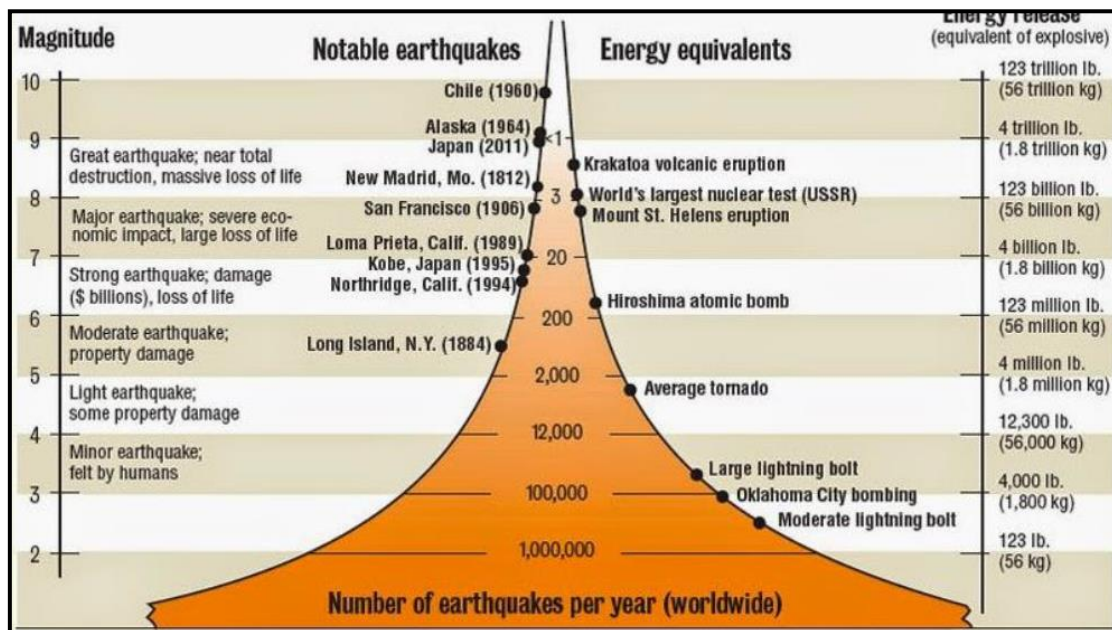


Figura 3.12, Fuente. - Escala Sismológica de Magnitud de Momento (Mw)

<http://www.nationalgeographic.com.au/nature/what-happened-to-the-richter-scale.aspx>

Acceso: 2/28/2018

$$\text{EC 3.4} \quad M_w = \frac{2}{3} * \left( \log_{10} \frac{M_0}{N * M} - 9.1 \right) = \frac{2}{3} * \left( \log_{10} \left( \frac{M_0}{\text{dina} * \text{cm}} \right) - 16.1 \right)$$

$$M_0 = \mu * A * u$$

Donde:  $\mu$  =Módulo de Deformación de la Roca

A = Área de ruptura a lo largo de la falla geológica donde ocurrió el evento sísmico

u = Amplitud promedio del registro del sismograma

Nota: Tanto el método de Richter como el método Sismológico de Magnitud de Momento, utiliza una escala logarítmica, lo que implica que un número sucesivo que representa la magnitud es diez veces más grande que el anterior, adicionalmente se destaca que un desplazamiento del suelo diez veces más brusco conlleva una liberación energética 32 veces superior al punto anterior de la escala.

### 3.2. Criterios Estructurales para Pórticos Resistentes a Momento

El sistema estructural puede definirse como un conjunto de elementos estructurales (vigas, losas, columnas, muros, entre otros), que durante su vida útil se encuentra bajo la acción de cargas verticales y laterales. Siendo la vida útil el tiempo de servicio de la edificación (mínimo 50 años) en la que no debería ser reparada o reforzada, estando la infraestructura analizada y diseñada para resistir los efectos sísmicos.

A continuación, se muestra una gráfica que busca dar a conocer la reducción de resistencia del sistema estructural conforme pasan los años de su vida útil y vida residual.

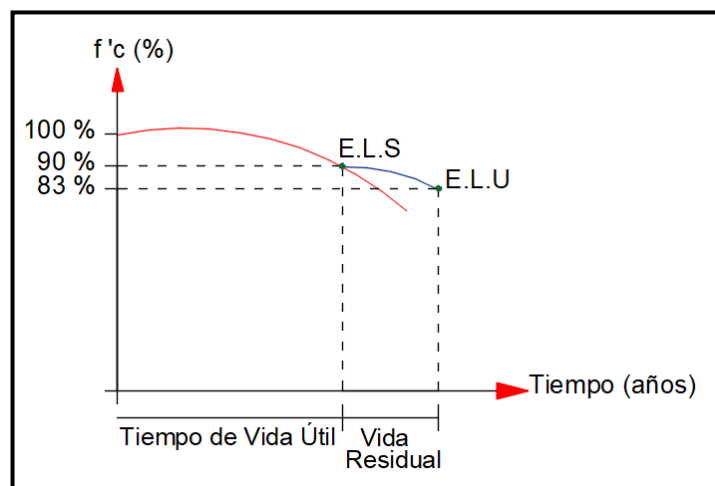


Figura 3.13. Esquema Representativo de una Cercha

Como podemos observar en el diagrama al cumplirse el tiempo de vida útil del sistema estructural, la edificación reducirá su resistencia en aproximadamente el 10 % de su resistencia inicial.

Adicionalmente en la gráfica se presenta la vida residual de la estructura, siendo esta un periodo de tiempo que busca alargar la vida útil de la edificación a través de un reforzamiento estructural, que limite los daños y genere una estabilidad adecuada.

Estado límite de Servicio (E.L.S): Punto en el diagrama previo de resistencia a la compresión ( $f_c$ ) vs tiempo (años), que representa el final de la vida útil de la estructura.

Estado límite último (E.L.U): Punto en el diagrama previo de resistencia a la compresión ( $f_c$ ) vs tiempo (años), que representa el final de la vida residual de la estructura, que alcanza aproximadamente el 83 % de su resistencia a la compresión inicial.

### **3.2.1. Criterios Generales de Estructuración**

- Preferentemente acordar con el ingeniero y arquitecto del proyecto, un diseño en paralelo donde ambos profesionales se pongan de acuerdo en la configuración estructural y materiales utilizados, al mismo tiempo, a diferencia de un diseño en serie, donde usualmente el arquitecto genera la configuración estructural y materiales y posteriormente dispone dicha información al ingeniero estructural, que suele resultar en un proceso más largo y costoso debido a los cambios generados para asegurar una estabilidad estructural y comportamiento dúctil.
- Analizar y Diseñar las estructuras para que limiten los mecanismos frágiles y propicien mecanismos dúctiles, que disipen energía mediante la deformación de sus elementos estructurales incurriendo en un rango inelástico controlado, enfocándose en la filosofía del diseño sismorresistente.
- Evitar pisos blandos (rigidez lateral del piso analizado menor al 70% de la rigidez lateral del piso superior) a nivel de planta baja. De ser necesario, se deberá considerar columnas de gran sección.

- Mantener la rigidez de forma constante para evitar fallas o agrietamientos a nivel de planta baja y también en plantas superiores.
- Considerar al menos dos muros esbeltos en cada dirección principal.
- Evitar sistemas Bracing con rellenos de mampostería.
- La ubicación del centro de masa y rigidez por planta deberá ser simétrico para evitar deformaciones excesivas en los extremos.
- La unión de elementos estructurales y no estructurales se debe realizar a través de espumas o láminas de caucho, entre otras más no directamente.
- Rigidizar edificios de mampostería con muros de hormigón armado, debido a que la rigidez entre la mampostería y los muros estructurales debe ser poco variable.
- Se debe considerar el reforzamiento de muros de mampostería para soportar un eventual incremento de cargas laterales.
- Evitar columnas cortas, debido a que su poca altura, limita su capacidad de disipar energía mediante la deformación del elemento, fallando de manera frágil.
- Diseñar adecuadamente las diagonales de acero estructural, considerando que hay que evitar cargar a los elementos estructurales en las zonas plásticas, con el objetivo de evitar el pandeo.
- Preferir una distribución sencilla, simétrica y regular en planta y en elevación.
- Ante la necesidad de generar plantas irregulares, debido al terreno, o la disposición arquitectónica se propone la utilización de juntas estructurales, para que, en lugar de tener un edificio irregular con altas posibilidades de generar grandes efectos de torsión en planta, se tenga dos edificios regulares unidos a través de juntas estructurales.

### 3.2.2. Metrado de Cargas

El metrado de cargas es una metodología que permite determinar de forma estimada las diferentes solicitaciones (verticales y laterales) a las que está sometida la infraestructura.

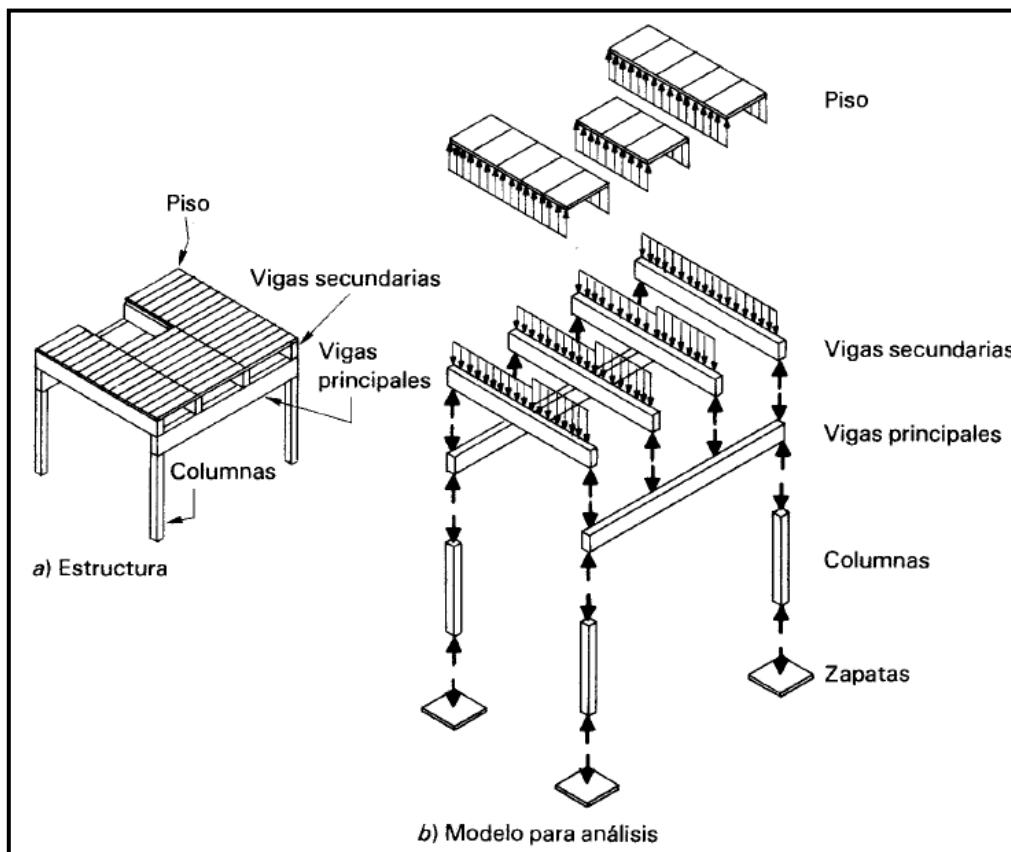
Concluido el predimensionamiento de los elementos estructurales, se procede a obtener las cargas, para ello, es necesario en un inicio realizar dos tipos de metrados, que son:

#### 3.2.2.1. Metrado de Carga Vertical

Resulta de una combinación de Carga Muerta (CM) y de Carga Viva (CV), que se muestra a continuación:  $\text{Metrado de Carga Vertical} = 100\% \text{ CM} + 100\% \text{ CV}$

Adicionalmente la Carga Muerta se establecerse como:  $\text{CM} = \text{PP} + \text{CP}$

Donde PP, representa el Peso Propio de los Elementos Estructurales y CP, simboliza la Carga Permanente, como aquellas solicitaciones adicionales al peso propio de los miembros (vigas, columnas, losas, muros), tales como mortero, porcelanato, bloque de alivianamiento, nervios, entre otros.



*Distribución de Cargas Verticales*

Figura 3.14, Diseño Estructural (Meli, 2001, p 340)

A continuación, se presenta una tabla con las características necesarias de los materiales para realizar un adecuado metrado de materiales, que posteriormente permitirá realizar un Presupuesto de la Obra.  $\text{Peso de la Carga Muerta} = \gamma_{\text{material}} * V$

Tabla 9: Características de Materiales Estructurales

MATERIAL	$\gamma_{\text{MATERIAL}}$ [Ton/m <sup>3</sup> ]		
Concreto	$\gamma_c = 2.4$	$E_c \text{ [Kgf/cm}^2\text{]} = 15100 * (f'_c)^{0.5}$ $\mu_c = 0.2$	$f'_c \text{ min} = 210 \text{ Kgf/cm}^2$
Acero	$\gamma_a = 7.8$	$E_a \text{ [Kgf/cm}^2\text{]} = 2.04 * 10^6$ $\mu_c = 0.3$	$f_y = 4200 \text{ Kgf/cm}^2$
Albañilería	$\gamma_m = 1.8$	$E_m \text{ [Kgf/cm}^2\text{]} = 500 * f'_m$	$f'_m \text{ Industrial} = 65 \text{ Kgf/cm}^2$ $f'_m \text{ Artesanal} = 45 \text{ Kgf/cm}^2$

Donde:  $\gamma_{\text{material}}$  = Peso Específico del material

$V$  = Volumen del Elemento estructural

$E$  = Módulo de Elasticidad

$\mu$  = Módulo de Poisson

$f'_c$  = Resistencia a la Compresión del Concreto

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del Acero

$f'_m$  = Resistencia a la Compresión de la Mampostería

La Carga Viva, es una sollicitación variable que depende del uso al cual este destinado el Sistema Estructural, estando claramente definida en NEC-SE-CG, en su sección 4.2.

### 3.2.2.2. Metrado de Cargas por Sismo

Como se especifica en la NEC-SE-DS, en su sección 6.1.7, el metrado de cargas por sismo, denominada Carga Sísmica Reactiva  $W$ , porque representa las sollicitaciones que responden ante la acción sísmica es la siguiente, estableciéndose dos casos.

- Caso General:  $W = 100 \% \text{ CM}$

Donde:  $W$  = Carga Sísmica Reactiva

$\text{CM}$  = Carga muerta total de la estructura

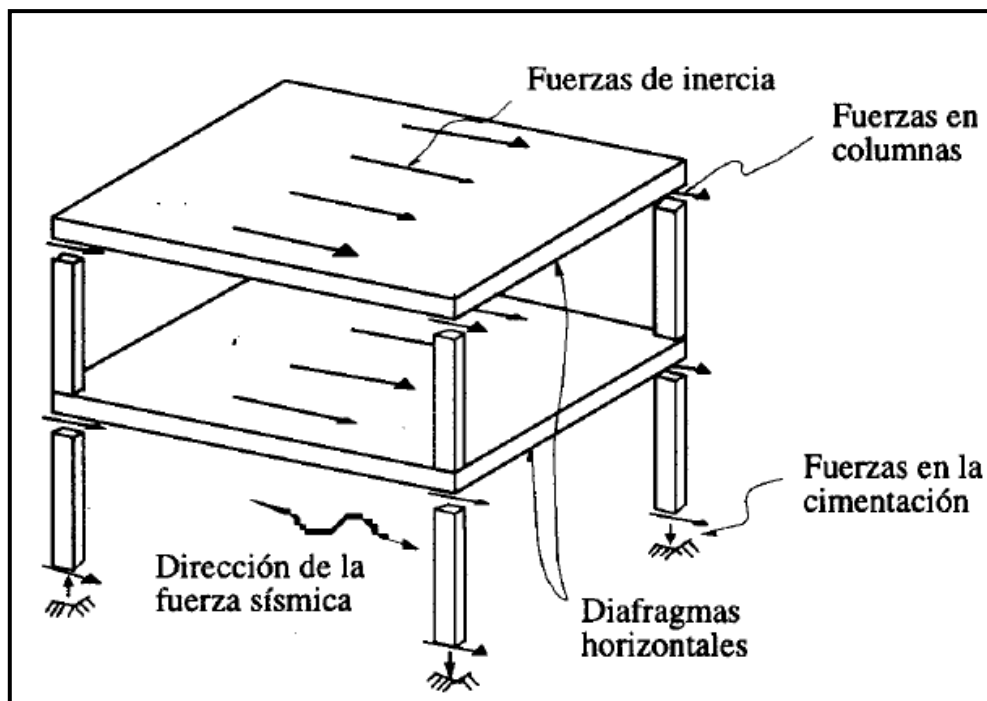
Sin embargo, para casos especiales donde la infraestructura, sea utilizada como bodegas o almacenaje según la normativa NEC-SE-DS, se especifica que:

- Casos Especiales:  $W = 100\% \text{ CM} + 25\% \text{ CV}$

Donde:  $W =$  Carga Sísmica Reactiva

$\text{CM} =$  Carga Muerta total de la estructura

$\text{CV} =$  Carga Viva del piso considerado



*Distribución de Cargas Laterales*

Figura 3.15, Diseño Sísmico de Edificios (Bazán & Meli, 2002, p 193)

Como podemos observar la Carga Sísmica Reactiva  $W$ , para ambos casos es el 100 % de la Carga Muerta, debido a que los elementos estructurales permanecen constantemente formando parte del sistema estructural, pese a ello, la Carga Viva al ser una sollicitación variable, disminuye notablemente su intervención, siendo nula, para el caso general y teniendo para los Casos Especiales, una participación únicamente del 25%, principalmente porque generalmente, los sismos ocurren en la tarde o noche, donde el uso de dichos ambientes no corresponde al 100 %.

### 3.2.3. Controles por Carga Vertical

Todo proyecto estructural parte de la determinación de la capacidad resistente del suelo, sobre cual se busca asentar la infraestructura, definida como la presión máxima de contacto entre la cimentación y el lugar de implantación, evitando las fallas por corte y limitando los asentamientos a los permisibles por la normativa adoptada (máxima 2.5cm).

#### 3.2.3.1. Capacidad Portante

El primer control vertical tiene por objetivo, asegurar que las cargas que provienen de la superestructura y las solicitaciones del peso propio y relleno de la cimentación, que serán transferidas al terreno de fundación sean menores a la capacidad admisible del suelo.

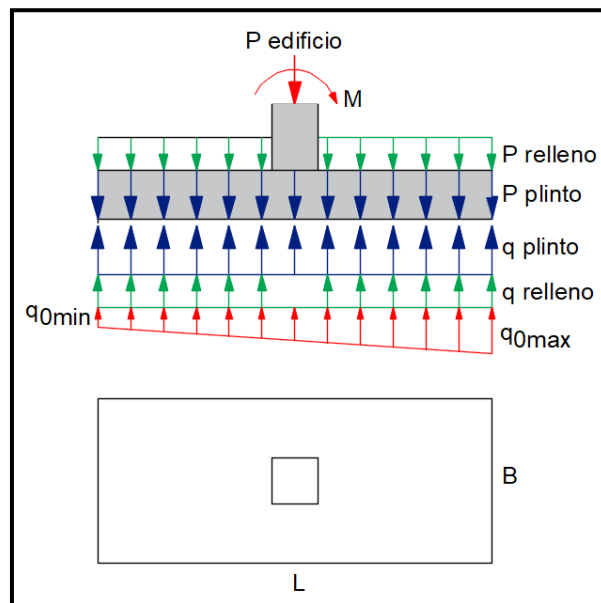


Figura 3.16. Esfuerzos Generados a nivel de la Cimentación

**EC 3.5** 
$$q_0 \leq q_a$$

Donde:  $q_0$  = Presión bruta, también llamada de contacto es el esfuerzo total aplicado al suelo como resultante de todas las cargas de la superestructura, del peso propio y relleno de la cimentación.

$q_a$  = Capacidad portante, es la máxima presión en el suelo que se puede soportar con seguridad sin asentamientos excesivos y sin daños en la cimentación.

$$q_a = \frac{qu}{FS}$$

**EC 3.6** 
$$q_0 = \frac{Ppl}{A_0} + \frac{Prell}{A_0} + \frac{P edif}{A_0} \pm \frac{Mx*cy}{Ix} \pm \frac{My*cx}{Iy}$$

$$q_{0n} = \frac{P_{edif}}{A_0} \pm \frac{M_x * c_y}{I_x} \pm \frac{M_y * c_x}{I_y}$$

Nota: La ecuación previa de flexo compresión, puede aplicarse considerando que la losa de la zapata a nivel de cimentación es rígida.

Condicionamientos para  $q_{0n}$ :

$$q_{0n \text{ Max}} = \frac{P_{edif}}{A_0} + \frac{M_x * c_y}{I_x} + \frac{M_y * c_x}{I_y} \leq q_{an}$$

$$q_{0n \text{ Min}} = \frac{P_{edif}}{A_0} - \frac{M_x * c_y}{I_x} - \frac{M_y * c_x}{I_y} \geq 0$$

Nota: Considerando que un valor de  $q_{0n \text{ Min}}$ , positivo representa la generación de esfuerzos de compresión y que resultando un valor negativo representa la generación de esfuerzos de tracción. Entendiendo que el suelo no soporta esfuerzos de tracción por tanto  $q_{0n \text{ Min}}$  deberá ser mayor o igual a cero.

Donde:  $q_u$  = Presión última, es aquel esfuerzo que al aplicarse al suelo generaría una falla general por corte.

$F_s$  = Factor de seguridad dependiente de la calidad del suelo se recomienda un valor de 3 o 4, sin embargo, deberá obtenerse en función del estudio geotécnico.

$P_{pl}$  = Peso propio del plinto

$P_{rell}$  = Peso propio del relleno

$P_{edif}$  = Peso total de la edificación

$M_x, M_y$  = Momentos alrededor de los ejes x e y

$c_x, c_y$  = Distancias perpendiculares de los ejes centroidales principales (x e y) a los bordes de la losa de cimentación

$I_x, I_y$  = Momentos de Inercia con respecto a los ejes x e y

$q_{0n}$  = Presión Neta, es aquel esfuerzo generado debido a las solicitaciones de la superestructura y que origina esfuerzos de corte y flexión.

$q_{0n \text{ Max}}$  = Presión Neta máxima permitida.

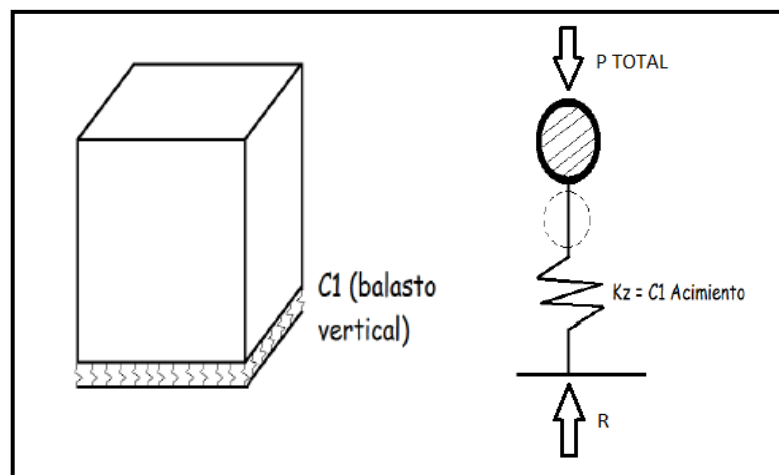
$q_{0n \text{ Min}}$  = Presión Neta mínima permitida.

### 3.2.3.2. Asentamientos

#### 3.2.3.2.1. Tolerable

Surge como efecto del proceso constructivo, que a su vez depende de la cohesión molecular del terreno, obteniéndose su tipología del Estudio de Mecánica de Suelos.

Considerando el comportamiento elástico del terreno, es posible simularlo mediante una serie de resortes, por debajo de la cimentación, que tiene por objetivo flexibilizar el suelo de fundación, para lograrlo es necesario introducir el concepto del coeficiente de Balasto Vertical (C1), el cual se define como una constante de proporcionalidad que relaciona por cociente esfuerzos y asentamientos en función del tipo de suelo.



*Balasto Vertical (c)*

Figura 3.17, Dr. Genner Villareal

#### Modelo de Winkler

Balasto Vertical para un Estrato:

$$C1 = \frac{E1}{h1 * (1 - 2 * \mu^2)}$$

Balasto Vertical equivalente del Trabajo de dos Estratos

$$C1 = \frac{1}{\frac{h1}{E1} * (1 - 2 * \mu1^2) + \frac{h2}{E2} * (1 - 2 * \mu2^2)}$$

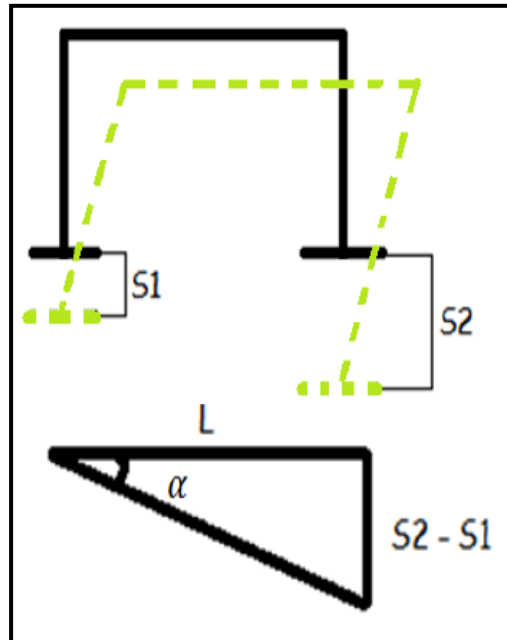
Donde: E = Módulo de Elasticidad de Estrato

$\mu$  = Coeficiente de Poisson

h = Altura del Estrato

### 3.2.3.2.1. Diferencial

Como su nombre lo indica el asentamiento diferencial, es un desplazamiento vertical diferente de una zona con respecto a otra, en la siguiente imagen se representan como S1 y S2, los mismos que pueden deberse a sobrecargas inducidas.



*Asentamiento Diferencial*

Figura 3.18, Dr. Genner Villareal

Donde:  $\alpha$  = Ángulo de Desviación Angular

Si  $\alpha$  tiende a ser cero, entonces la Tangente de  $\alpha$  tenderá a ser igual a  $\alpha$ , por tanto, deberá cumplirse que el Ángulo de Desviación  $\alpha$ , obtenido por el cálculo, deberá ser menor o igual al normado según el código utilizado.

$$\frac{S2-S1}{L} \leq \alpha \text{ Normativo por el Código NEC}$$

#### Condicionamientos

Si:  $\alpha > \alpha$  NEC, se generará una pérdida de estabilidad estructural

Si:  $\alpha < \alpha$  NEC, se evitará una pérdida de estabilidad estructural y agrietamientos en la superestructura.

### 3.2.4. Control por Sismo

También conocido como control de derives o de desplazamiento lateral, tiene por objetivo evitar la pérdida de estabilidad estructural, para lo cual la NEC-SE-DS, en su sección 6.3.9, destaca que los límites para deriva máxima inelástica,  $\Delta M$ , se calculará como:

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

Donde:  $\Delta M$  = Deriva máxima inelástica

R = Factor de Reducción de Resistencia dependiente del Sistema Estructural

$\Delta E$  = Desplazamiento Elástico, obtenido en la aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas.

Tabla 10: Coeficiente R para Sistemas Estructurales Dúctiles

<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	<b>R</b>
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
<b>Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, p 64

Tabla 11: Coeficiente R para Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, p 65

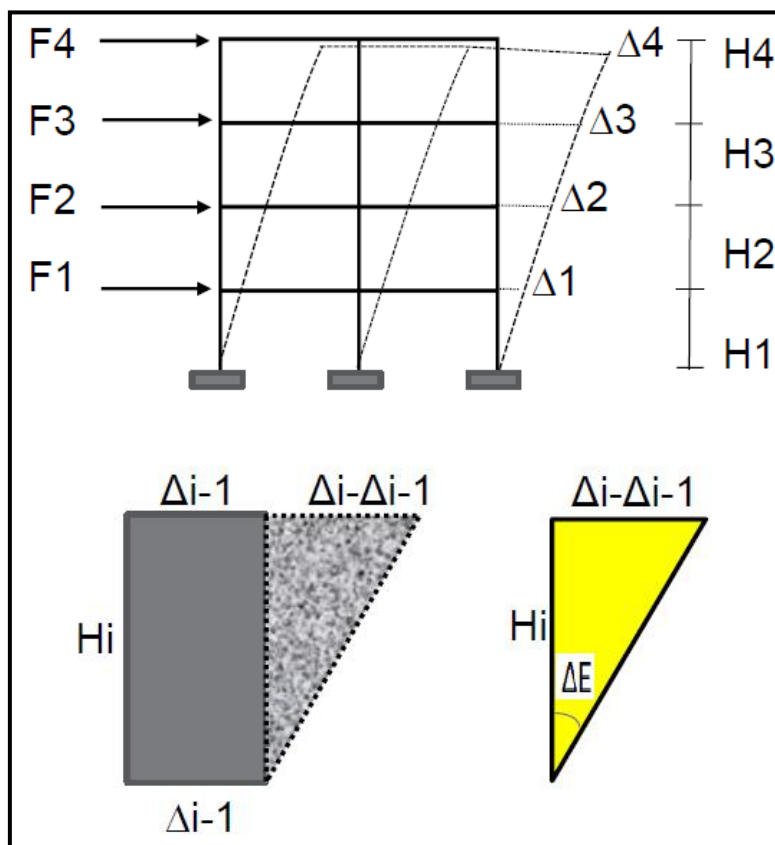
### Cálculo del Desplazamiento Elástico

Suponiendo una edificación de cuatro plantas, donde producto de la acción sísmica, se generan los desplazamientos  $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \Delta_4$ , se procede a calcular su deriva inelástica por planta ( $\Delta I_1, \Delta I_2, \Delta I_3, \Delta I_4$ ), que posteriormente será comprobado con su deriva máxima inelástica ( $\Delta M$ ).

Tabla 12: Límites Permisibles de las Derivas de los Pisos

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, p 40



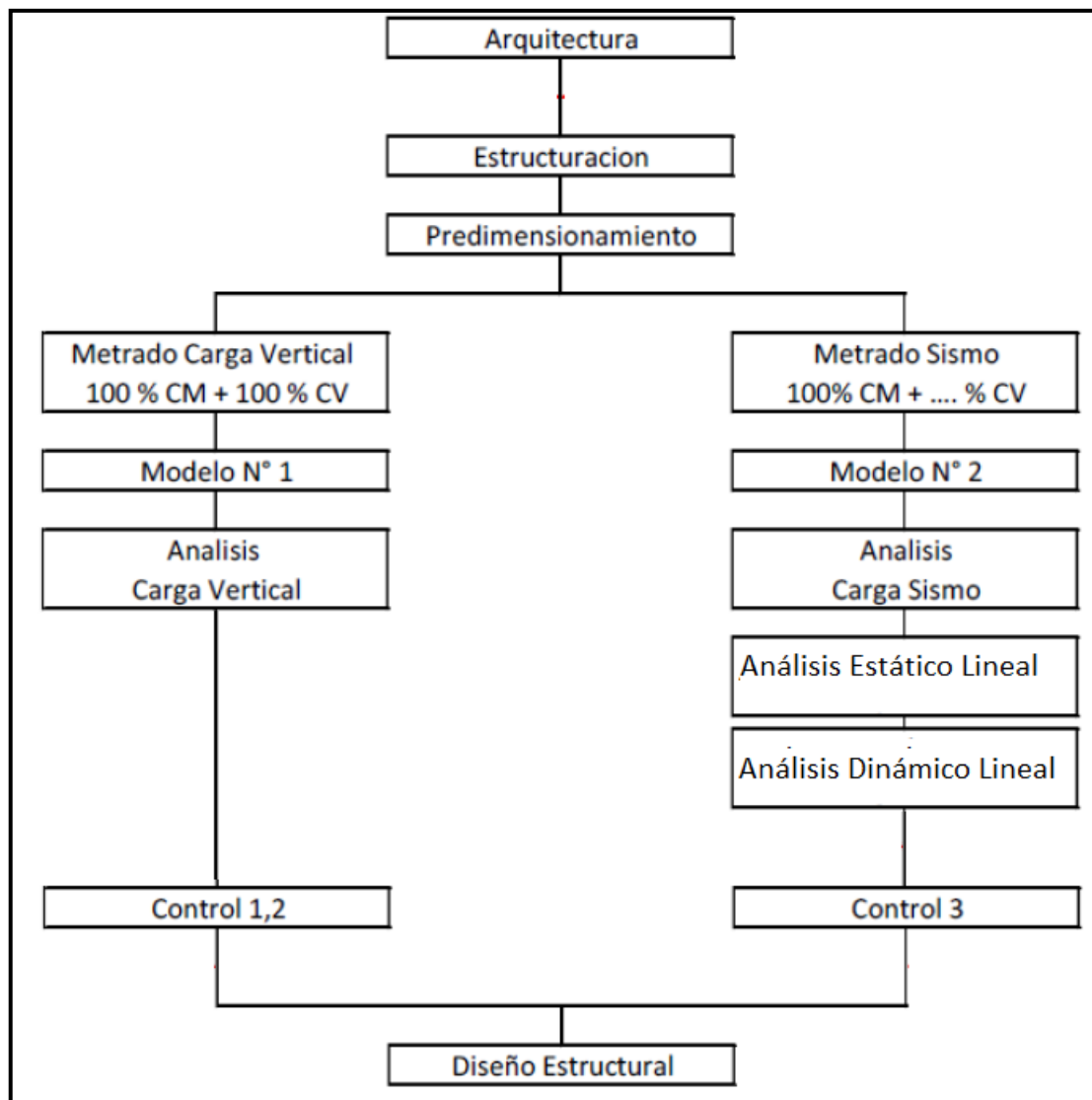
*Cálculo de Derivas por Cargas Laterales*

Figura 3.19, Dr. Genner Villareal

$$\Delta E = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i}$$

Tabla 13: Control de Derivas Inelásticas por Planta Aplicativa a la Figura 3.19

Derivas Inelásticas Calculadas	$\Delta M$ (Hormigón Armado)	Condición
$\frac{\Delta_4 - \Delta_3}{H_4} * R * 0.75$	0.02	$\frac{\Delta_4 - \Delta_3}{H_4} * R * 0.75 \leq 0.02$
$\frac{\Delta_3 - \Delta_2}{H_3} * R * 0.75$	0.02	$\frac{\Delta_3 - \Delta_2}{H_3} * R * 0.75 \leq 0.02$
$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{H_2} * R * 0.75$	0.02	$\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{H_2} * R * 0.75 \leq 0.02$
$\frac{\Delta_1}{H_1} * R * 0.75$	0.02	$\frac{\Delta_1}{H_1} * R * 0.75 \leq 0.02$



*Etapas Previas al Diseño Estructural*

Figura 3.20, Dr. Genner Villareal

Control 1: Control por Capacidad Portante

Control 2: Control de Asentamientos: Tolerable y Diferenciales

Control 3: Control de Derivas por la Acción Sísmica

Nota: De no cumplirse con los Controles 1,2 y 3 se procederá a reconfigurar el Sistema Estructural o se reforzará el Sistema Estructural existente.

## **SEGUNDA PARTE: ANÁLISIS Y DISEÑO**

### **CAPÍTULO 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO FLORES MENA**

#### **4.1 Presentación y Recolección de Información**

##### **4.1.1. Procedimiento a Aplicarse en el Edificio FLORES MENA**

- Estudio Inicial, Previo a la aplicación de nuevas solicitaciones

El presente capítulo tiene por objetivo dar a conocer la información correspondiente a la edificación FLORES MENA, para de esta manera evaluar el estado actual de la Estructura, mediante su modelación inicial (previa a la aplicación de nuevas cargas), en tres diferentes programas de Análisis y Diseño asistido por computadora, los cuales son: Sap 2000, Etabs y Robot Structural Analysis. En cada uno de los mencionados programas, se realizará un Análisis Estático Lineal y un Análisis Dinámico Lineal, según lo establece la normativa ecuatoriana NEC-SD-DS.

Una vez concluidas las tres modelaciones del edificio inicial en los tres programas, con su respectiva distribución espacial para cada una de las plantas, e ingreso de datos correspondiente a: materiales a utilizarse, dimensiones de los elementos estructurales (vigas, columnas, losas), cuantías de acero de refuerzo, estribos, asignación de cargas muertas, vivas, accidentales (sismo), se procede con el Análisis Estático y Dinámico Lineal, que será descrito a lo largo del capítulo.

Posteriormente se obtendrán los resultados arrojados por cada uno de los programas, los mismos que serán analizados, generando un estudio comparativo entre los programas.

- Estudio Posterior a la Aplicación de nuevas solicitaciones

Obtenidos los resultados referentes al Estudio Inicial de la edificación, se podrá determinar en qué condiciones se encuentra el sistema estructural actualmente, verificando el cumplimiento o no de los condicionamientos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 2015.

Una vez concluida esta primera etapa, se concluirá si es posible o no su ampliación estructural, estableciendo sus posibles consecuencias de ser factible.

De llegarse a comprobar que el sistema estructural no se ve afectado a nivel de su estabilidad, se procederá a determinar su ampliación y su procedimiento, al igual que los materiales más adecuados para cumplir con tal objetivo, generando un Análisis de Precios Unitarios, para determinar un costo referencial de la ampliación.

En caso de no ser factible, su ampliación estructural, debido a un incumplimiento en lo normado en la NEC 2015, considerando que fue construida y aprobada bajo la normativa anterior CEC 2000 o porque su ejecución pondría en riesgo la estabilidad estructural, se establecerá recomendaciones para lograr un reforzamiento estructural, al igual que su costo referencial,

De esta manera, se ampliará su tiempo de vida útil y residual, tomando en cuenta que fue diseñada para una probabilidad de ocurrencia del 10% de excedencia cada 50 años para sismos muy intensos es decir un periodo de retorno de 475 años. Adicionalmente, se controlará excesivos desplazamientos, mediante el cumplimiento de derivas.

Considerando para ello, que la edificación corresponde a un sistema aporticado con vigas banda, que como se destacó anteriormente en la parte teórica, tiende a sufrir mayor daño de sus elementos estructurales ante acciones sísmicas, por su alta flexibilidad y limitada rigidez, sin embargo, dicho sistema debido a su gran ductilidad también puede ser beneficioso disipando energía mediante la deformación de sus elementos, siempre y cuando no sean excesiva.

Es por tanto que dependerá de su configuración estructural, del cumplimiento de lo normado por la NEC 2015 y su comportamiento ante eventuales incrementos de carga, determinar si el mencionado sistema, implementado en el edificio FLORES MENA, es adecuado para una ampliación estructural o no.

Independiente de la realización o no de la ampliación, se buscará un equilibrio adecuado entre rigidez y ductilidad, asegurando exigencias básicas del sistema estructural, como son: Funcionalidad, Estética, Equilibrio, Estabilidad, Resistencia y Economía.

#### **4.1.2. Información General**

Nombre del Proyecto:	Edificio FLORES MENA
Ubicación del Edificio:	Ciudad de Quito – Ecuador
Tipo de Suelo:	Limo arenoso café a café claro, ligeramente plástico, medianamente húmedo, medianamente compacto a duro, con pómez, grumos frágiles y endurecidos. Al final menos cohesivo, poco plástico Cangahua. Clasificado como suelo D, según la NEC-SE-DS 2015.
Sistema Estructural:	Sistema Aporticado con vigas banda.
Uso:	Vivienda
Sistema de Techado:	Losa Alivianada
Azotea:	Accesible
Subsuelo:	Sí, parqueadero de vehículos
Altura de Entrepiso:	2.75 m
Atura Total:	15.75 m (desde del nivel $\pm 0.0$ hasta la tapagrada)
Peralte de Vigas:	Dependiente del Diseño Estructural
Desplante:	3.10 m (contacto con Zapata)
Peralte de la Zapata:	0.50 m

#### **4.1.3. Características de los Materiales**

##### Concreto:

Resistencia a la Compresión ( $f'c$ ): 240 Kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de Elasticidad (E):  $15100 * \sqrt{f'c} = 233928.19 \text{ Kg/cm}^2$

Módulo de Poisson ( $\mu$ ): 0.20

##### Acero de Refuerzo:

Acero corrugado, ASTM A 706: Para la Modelación se utiliza A615 GR 60

Esfuerzo de Fluencia: 4200 kgf / cm<sup>2</sup>

Mallas Electrosoldadas con varillas corrugadas: ASTM A 706

Esfuerzo de Fluencia: 5000 kgf / cm<sup>2</sup>

#### **4.1.4. Terreno de Fundación**

Capacidad Admisible del Terreno: 2.0 Kg/cm<sup>2</sup> = 20 t/m<sup>2</sup>

Tipo de Cimentación: Plintos arriostrados con cadenas de cimentación

Cota de Cimentación: 3.60 m por debajo nivel ± 0.0

#### **4.1.5. Cargas de Diseño**

- Cargas Verticales de Diseño Utilizadas (Cargas Permanentes)

Loseta de Compresión:	0.12 t/m <sup>2</sup>
Nervios:	0.17 t/m <sup>2</sup>
Alivianamiento:	0.12 t/m <sup>2</sup>
Enlucidos:	0.07 t/m <sup>2</sup>
Pisos:	0.02 t/m <sup>2</sup>
Paredes:	0.20 t/m <sup>2</sup>
TOTAL:	0.70 t/m <sup>2</sup>

- Carga Viva de Diseño Utilizada

Departamentos:	0.20 t/m <sup>2</sup>
Terraza:	0.10 t/m <sup>2</sup>
Tapagrada:	0.07 t/m <sup>2</sup>

#### **4.1.6 Configuración Estructural**

La edificación FLORES MENA, se conforma de bloque estructural, con armadura de acero y concreto, la cimentación es de plintos aislados, las losas son alivianadas, las paredes correspondientes al hueco del ascensor están diseñadas como paredes portantes.

Sentido X-X	Sentido y-y	Niveles de Pisos	
		Losa Ascensor	Nv+15.75
		Pérgolas	Nv+14.75
		Terraza	Nv+12.00
		3er Piso Alto	Nv+9.25
A-B-B'-B''-C-D-E	1-2-3-3'-4-5	2do Piso Alto	Nv+6.50
Entre 1.45m y 5.50m de separación entre ejes	Entre 1.60m y 5.70m de separación entre ejes	1er Piso Alto	Nv+3.75
		Planta Baja	Nv+1.00
		Acera	Nv 0.00
		Parqueaderos	Nv-1.60
		Ascensor parte baja	Nv-3.00
		Nivel de Fundación	Nv-3.60

El modelo estructural se basa en pórticos espaciales resistentes a momento de hormigón armado, con las siguientes características:

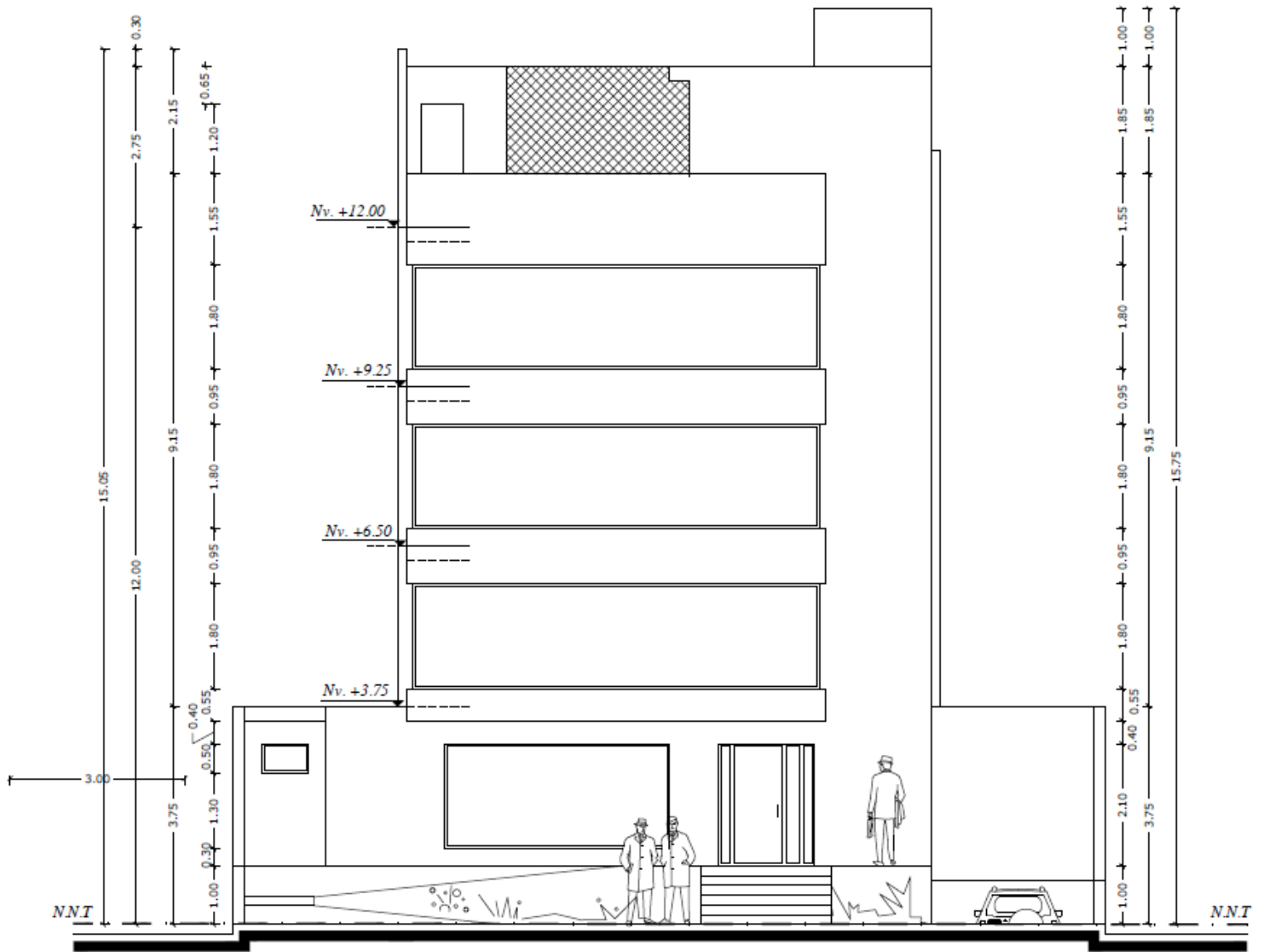
CUADRO DE COLUMNAS					
TIPO	C1	C2	C3	C4	C5
H. TOTAL (m)	4.6	7.35	15.6	18.35	19.35
SECCIÓN (cm <sup>2</sup> )	20*30	20*40	30*50	30*50	30*50
NÚMERO	6	9	4	7	1
EJES	C1-D1-E1 E2-E3-E5	A1-A2-A3-A4-A5 B1-B'1-E3'-E4	B4-B5 D2-D3	B2-B3-B''5 C2-C3-C4-D4	D5

Fotografía 4.1. Edificio FLORES MENA

- La losa tiene un espesor de 25 cm
- Alivianamiento de 40 \* 40 cm
- Nervios de 10 cm de ancho
- Vigas:(30\*25) cm, (50\*25) cm, (40\*25) cm, (20\*25) cm, (30\*40) cm, (20\*30) cm

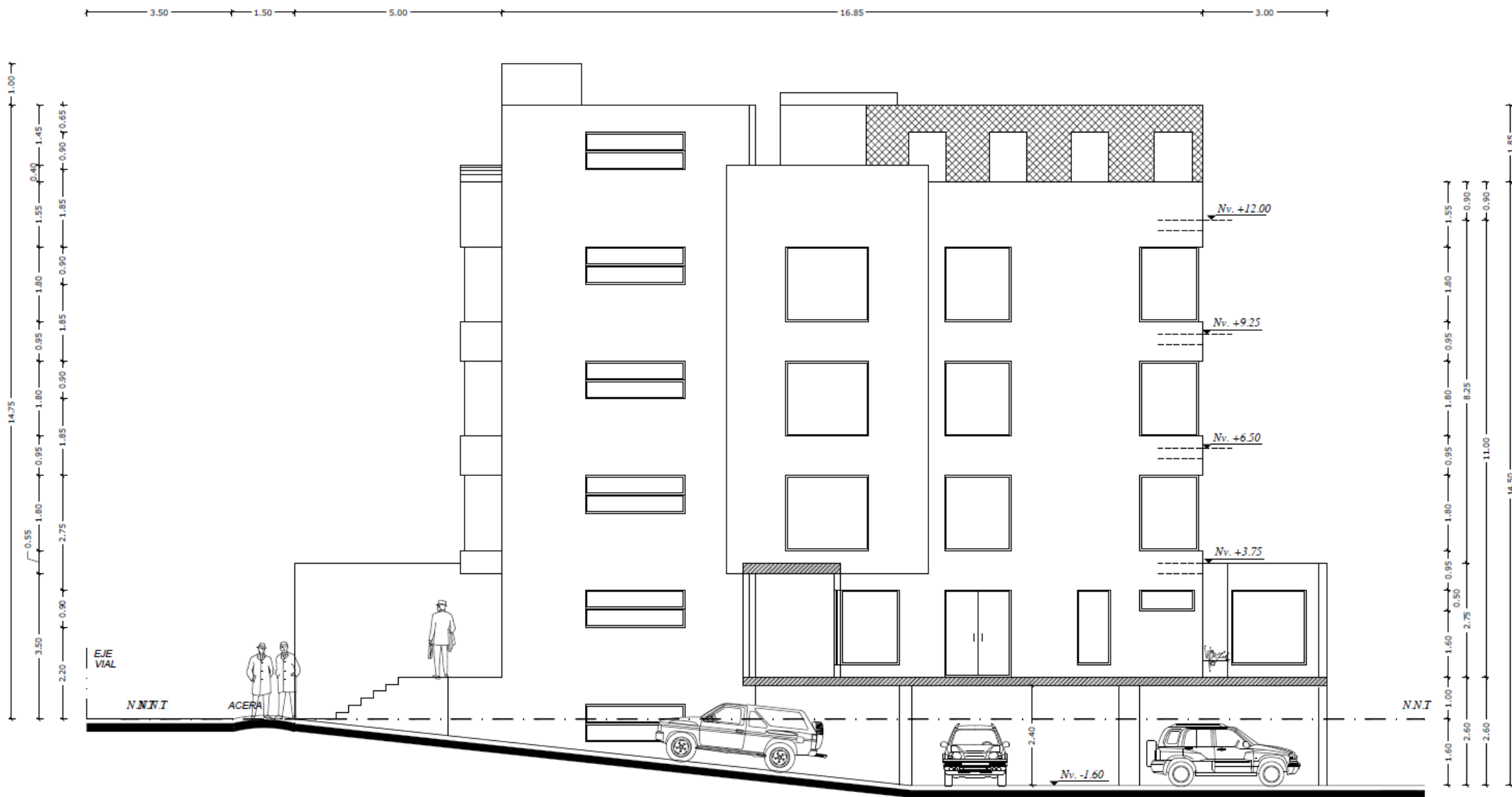


# PLANOS ARQUITECTÓNICOS



## FACHADA FRONTAL

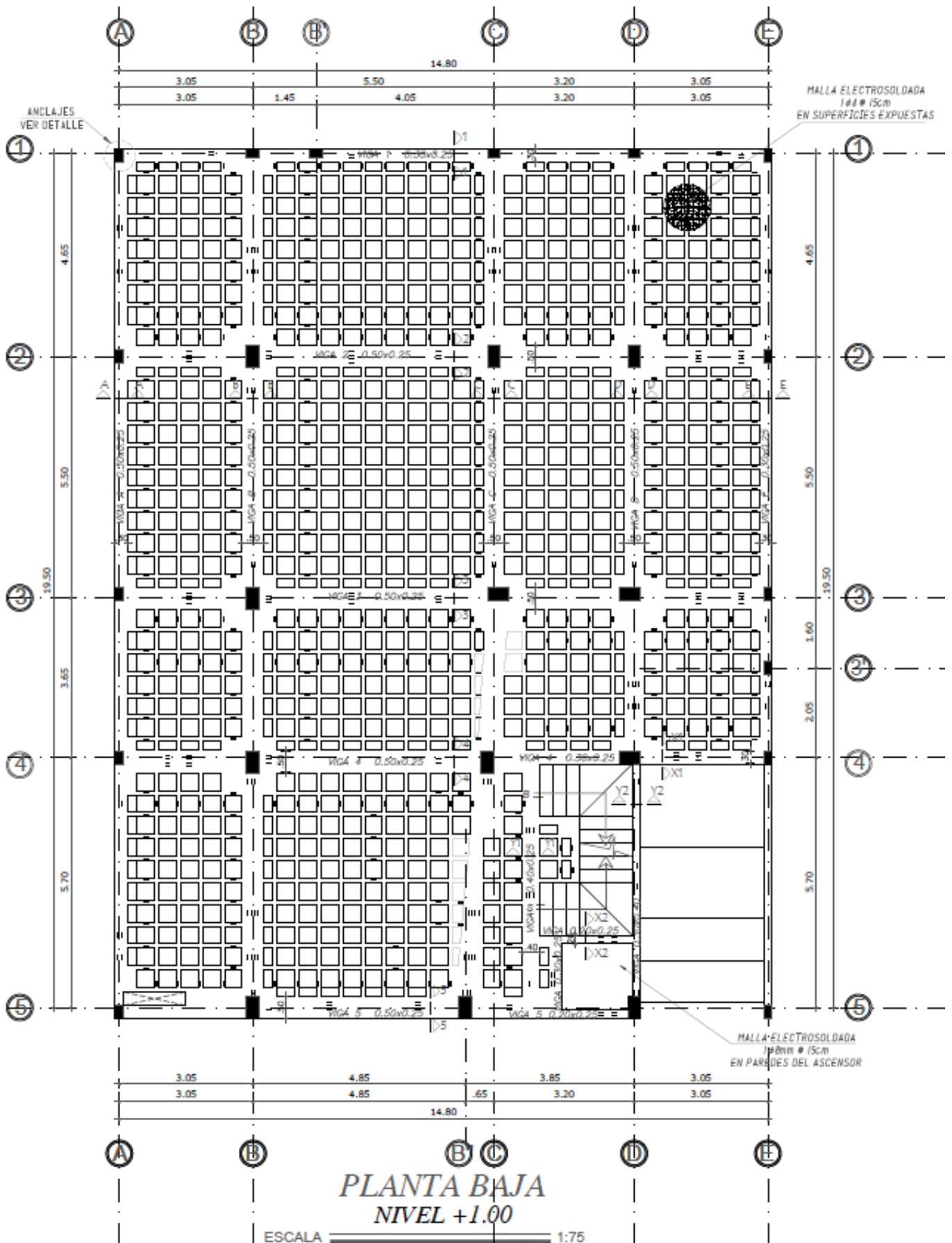
ESCALA  1:100

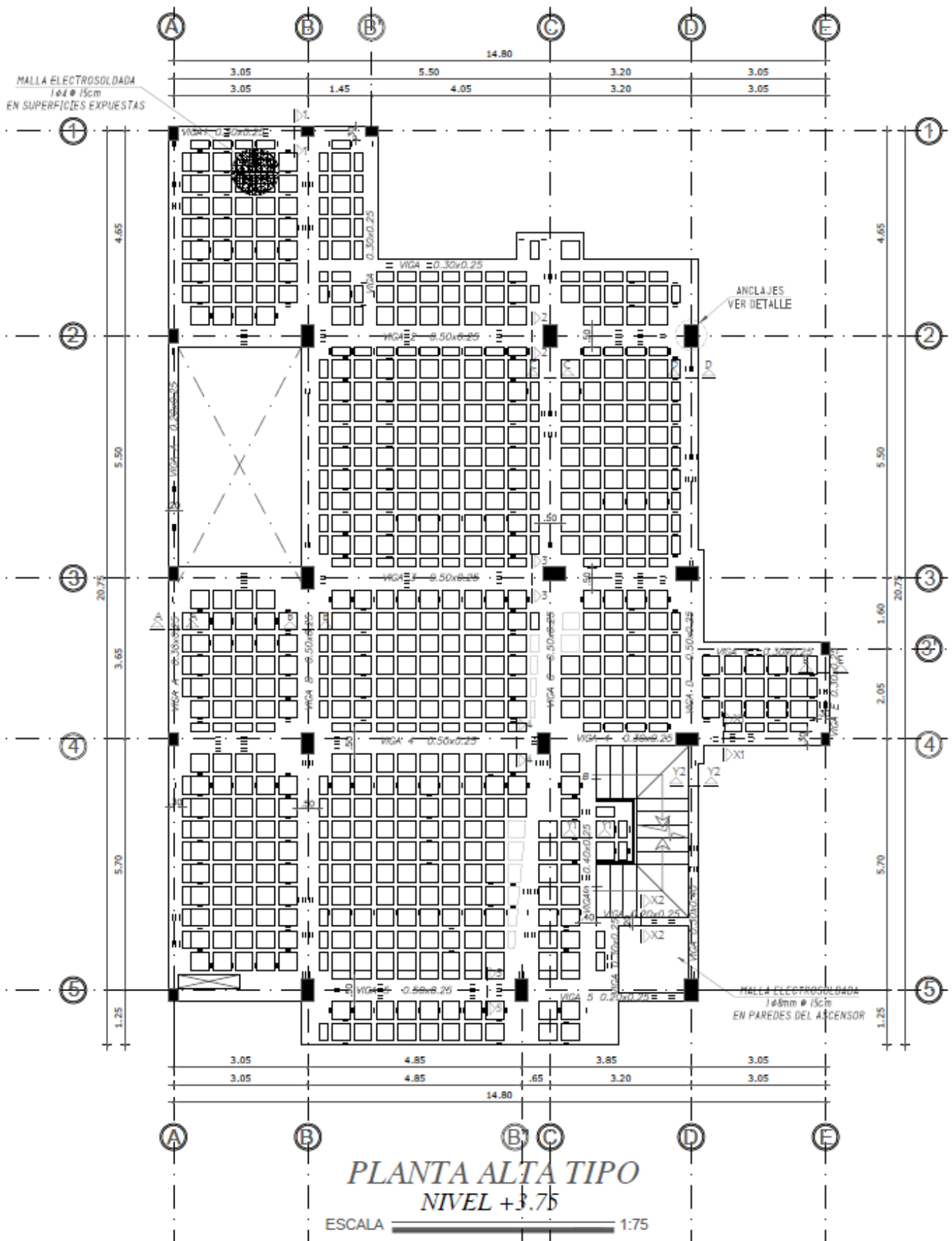


FACHADA LATERAL DERECHA

ESCALA 1:100

# PLANOS ESTRUCTURALES



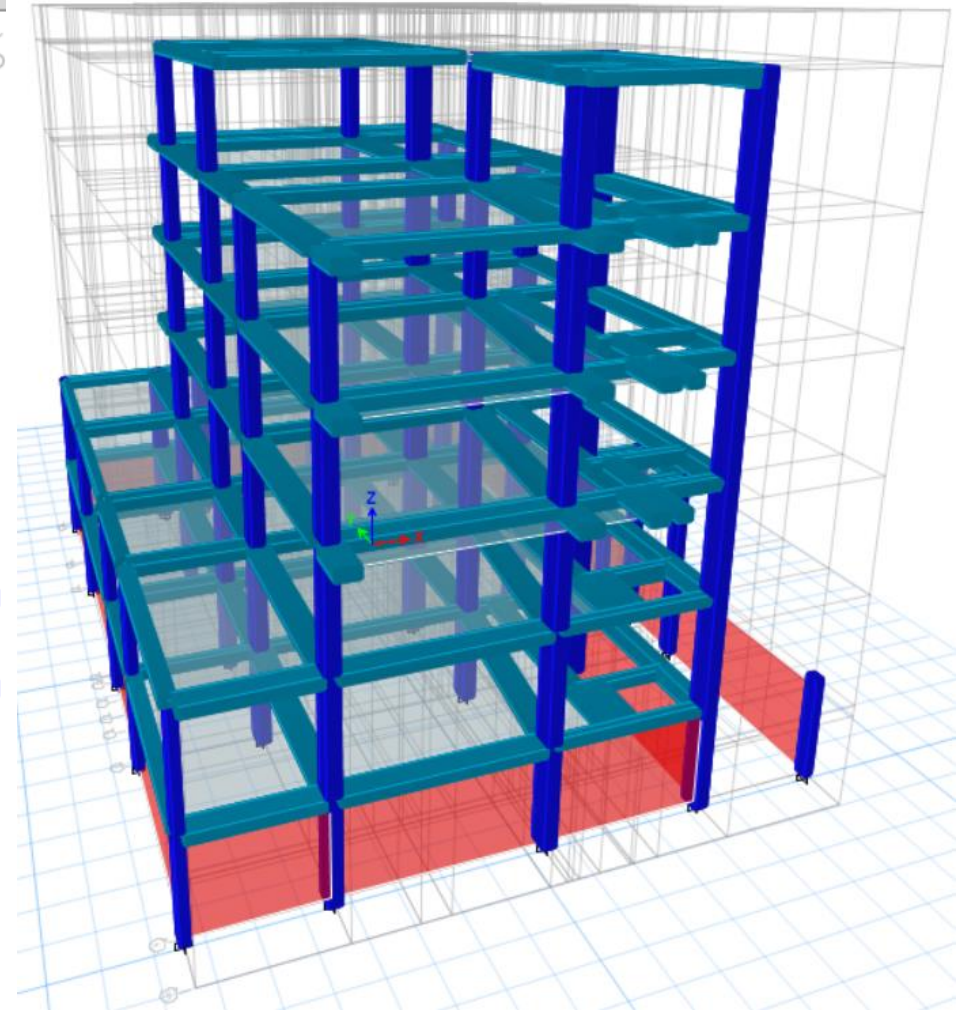
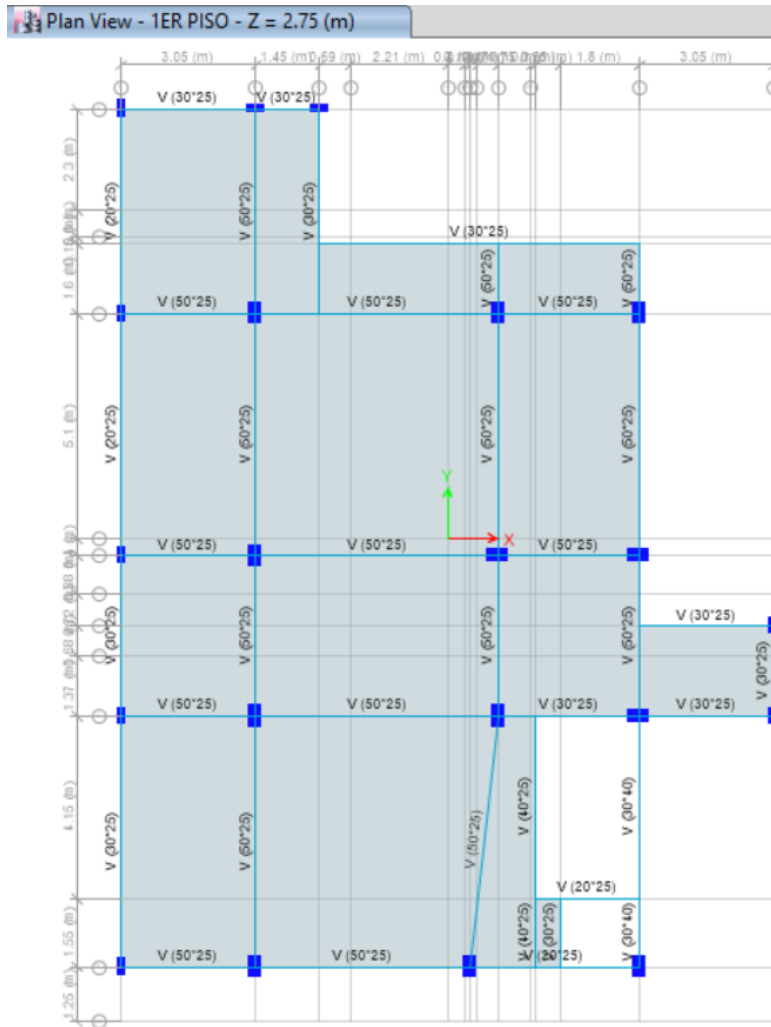




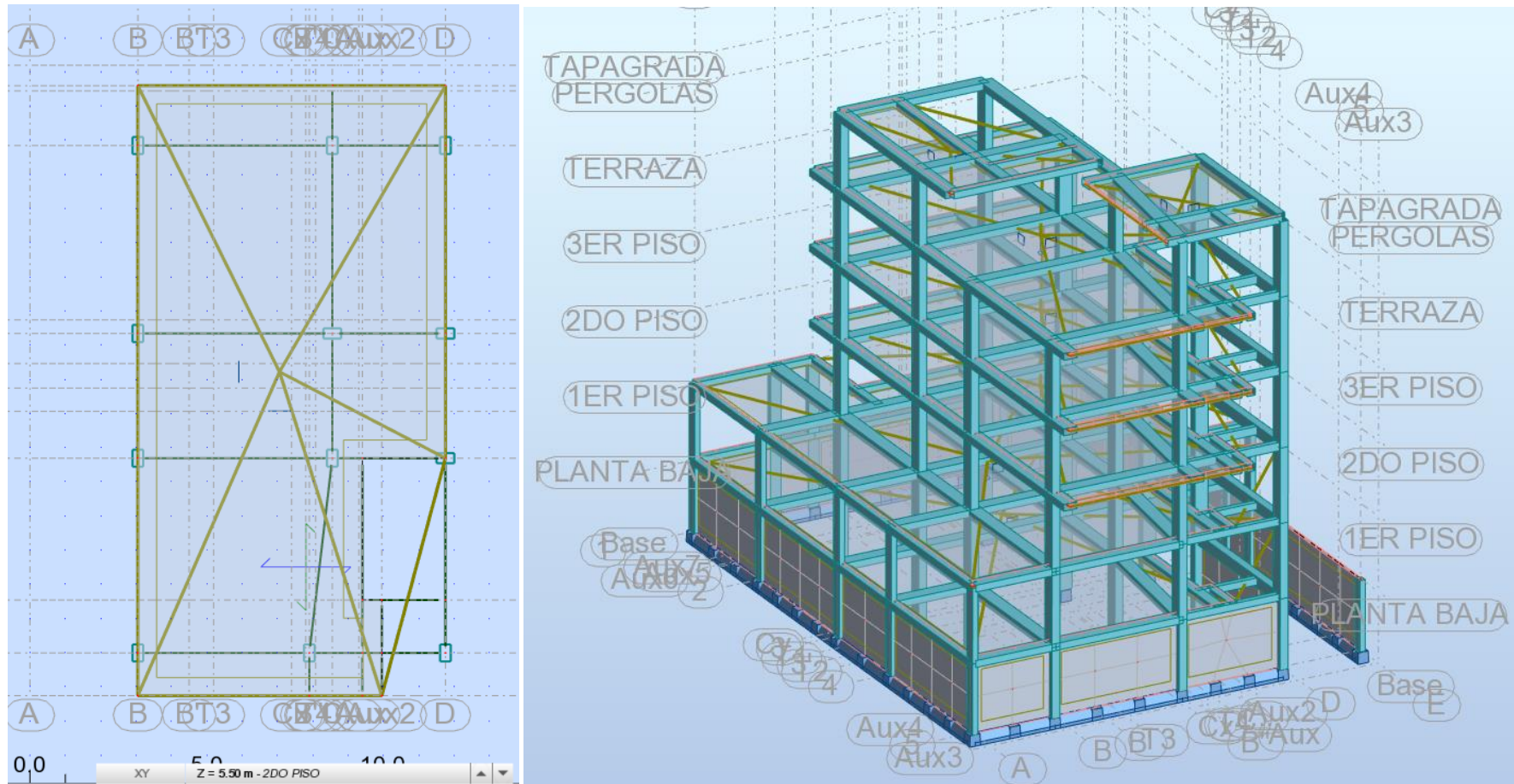




Fotografía 4.3. Modelación en ETABS, Edificio FLORES MENA



Fotografía 4.4. Modelación en ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, Edificio FLORES MENA



### 4.3 Metrado de Cargas

<b>PÉRGOLAS</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>γ</b>	<b>ÁREA</b>			<b>PESO</b>
Descripción	<b>Und</b>	<b>Tn/m2</b>	<b>m2</b>			<b>Tn</b>
<b>CARGA PERMANENTE</b>						
Loseta de Compresión	1	0.12	46.15			5.538
Nervios	1	0.17	46.15			7.8455
Alivianamiento	1	0.12	46.15			5.538
Enlucidos	1	0.07	46.15			3.2305
Pisos	1	0.02	46.15			0.923
Paredes	1	0.1	46.15			4.615
<b>PESOS PROPIOS</b>						
Vigas Principales,Eje y	<b>Und</b>	<b>Tn/m3</b>	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>PESO</b>
VP1.1	2	2.4	0.5	0.25	7.78	4.668
VP1.2	1	2.4	0.5	0.25	5.74	1.722
VP2	1	2.4	0.4	0.25	7.78	1.8672
VP3	1	2.4	0.3	0.4	5.7	1.6416
VP4	1	2.4	0.3	0.25	1.55	0.279
Vigas Secundarias, Eje X	<b>Und</b>	<b>Tn/m3</b>	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>PESO</b>
VS1.1	2	2.4	0.5	0.25	5.5	3.3
VS1.2	1	2.4	0.5	0.25	4.35	1.305
VS2.1	1	2.4	0.2	0.25	3.36	0.4032
VS2.2	1	2.4	0.2	0.25	4.35	0.522
VS3.1	1	2.4	0.3	0.25	5.5	0.99
VS3.2	1	2.4	0.3	0.25	4.35	0.783
Columnas:	<b>Und</b>	<b>Tn/m3</b>	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>PESO</b>
C4	7	2.4	0.3	0.5	2.75	6.93
C5	1	2.4	0.3	0.5	2.75	0.99
					<b>CM</b>	<b>53.091</b>
		<b>Tn/m2</b>	<b>ÁREA</b>			
C. VIVA (PÉRGOLAS)	1	0.07	46.15			<b>CV</b> 3.2305
<b>PESO POR CARGA VERTICAL</b>	<b>CM+CV</b>					<b>56.3215</b>
<b>PESO SÍSMICO</b>	<b>CM</b>					<b>53.091</b>

<b>NIVEL: TERRAZA</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b>ÁREA</b>			<b>PESO</b>
Descripción	Und	Tn/m2	m2			Tn
<b>CARGA PERMANENTE</b>						
Loseta de Compresión	1	0.12	140.5			16.86
Nervios	1	0.17	140.5			23.885
Alivianamiento	1	0.12	140.5			16.86
Enlucidos	1	0.07	140.5			9.835
Pisos	1	0.02	140.5			2.81
Paredes	1	0.1	140.5			14.05
<b>PESOS PROPIOS</b>						
Vigas Principales,Eje y	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO
VP1.1	3	2.4	0.5	0.25	1.75	1.575
VP1.2	3	2.4	0.5	0.25	5.5	4.95
VP1.3	3	2.4	0.5	0.25	3.65	3.285
VP1.4	1	2.4	0.5	0.25	5.7	1.71
VP1.5	1	2.4	0.5	0.25	5.74	1.722
VP1.6	2	2.4	0.5	0.25	1.25	0.75
VP2.1	1	2.4	0.4	0.25	5.7	1.368
VP2.2	1	2.4	0.4	0.25	1.25	0.3
VP3	1	2.4	0.3	0.4	5.7	1.6416
VP4.1	1	2.4	0.3	0.25	1.55	0.279
VP4.2	1	2.4	0.3	0.25	1.25	0.225
Vigas Secundarias, Eje X	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO
VS1.1	3	2.4	0.5	0.25	5.5	4.95
VS1.2	2	2.4	0.5	0.25	3.2	1.92
VS1.3	1	2.4	0.5	0.25	4.85	1.455
VS3.1	1	2.4	0.3	0.25	8.7	1.566
VS3.2	1	2.4	0.3	0.25	3.2	0.576
VS4.1	1	2.4	0.2	0.3	3.85	0.5544
VS4.2	1	2.4	0.2	0.3	2.35	0.3384
Columnas:	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO
C3	3	2.4	0.3	0.5	2.75	2.97
C4	8	2.4	0.3	0.5	2.75	7.92
C5	1	2.4	0.3	0.5	2.75	0.99
					<b>CM</b>	125.3454
		Tn/m2	ÁREA			
C. VIVA (TERRAZA)	1	0.1	140.5			<b>CV</b> 14.05
<b>PESO POR CARGA VERTICAL</b>	<b>CM+CV</b>					<b>139.3954</b>
<b>PESO SÍSMICO</b>	<b>CM</b>					<b>125.3454</b>

<b>NIVEL: 3ER PISO</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>γ</b>	<b>ÁREA</b>			<b>PESO</b>
Descripción	Und	Tn/m2	m2			Tn
<b>CARGA PERMANENTE</b>						
Loseta de Compresión	1	0.12	140.5			16.86
Nervios	1	0.17	140.5			23.885
Alivianamiento	1	0.12	140.5			16.86
Enlucidos	1	0.07	140.5			9.835
Pisos	1	0.02	140.5			2.81
Paredes	1	0.2	140.5			28.1
<b>PESOS PROPIOS</b>						
Vigas Principales,Eje y	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO
VP1.1	3	2.4	0.5	0.25	1.75	1.575
VP1.2	3	2.4	0.5	0.25	5.5	4.95
VP1.3	3	2.4	0.5	0.25	3.65	3.285
VP1.4	1	2.4	0.5	0.25	5.7	1.71
VP1.5	1	2.4	0.5	0.25	5.74	1.722
VP1.6	2	2.4	0.5	0.25	1.25	0.75
VP2.1	1	2.4	0.4	0.25	5.7	1.368
VP2.2	1	2.4	0.4	0.25	1.25	0.3
VP3	1	2.4	0.3	0.4	5.7	1.6416
VP4.1	1	2.4	0.3	0.25	1.55	0.279
VP4.2	1	2.4	0.3	0.25	1.25	0.225
Vigas Secundarias, Eje X	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO
VS1.1	3	2.4	0.5	0.25	5.5	4.95
VS1.2	2	2.4	0.5	0.25	3.2	1.92
VS1.3	1	2.4	0.5	0.25	4.85	1.455
VS3.1	1	2.4	0.3	0.25	8.7	1.566
VS3.2	1	2.4	0.3	0.25	3.2	0.576
VS4.1	1	2.4	0.2	0.3	3.85	0.5544
VS4.2	1	2.4	0.2	0.3	2.35	0.3384
Columnas:	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO
C3	3	2.4	0.3	0.5	2.75	2.97
C4	8	2.4	0.3	0.5	2.75	7.92
C5	1	2.4	0.3	0.5	2.75	0.99
					<b>CM</b>	139.3954
		<b>Tn/m2</b>	<b>ÁREA</b>			
C. VIVA (3ER PISO)	1	0.2	140.5			<b>CV</b> 28.1
<b>PESO POR CARGA VERTICAL</b>	CM+CV					<b>167.4954</b>
<b>PESO SÍSMICO</b>	CM					<b>139.3954</b>

<b>NIVEL: 2DO PISO</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>γ</b>	<b>ÁREA</b>			<b>PESO</b>
Descripción	Und	Tn/m2	m2			Tn
<b>CARGA PERMANENTE</b>						
Loseta de Compresión	1	0.12	140.5			16.86
Nervios	1	0.17	140.5			23.885
Alivianamiento	1	0.12	140.5			16.86
Enlucidos	1	0.07	140.5			9.835
Pisos	1	0.02	140.5			2.81
Paredes	1	0.2	140.5			28.1
<b>PESOS PROPIOS</b>						
Vigas Principales,Eje y	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO
VP1.1	3	2.4	0.5	0.25	1.75	1.575
VP1.2	3	2.4	0.5	0.25	5.5	4.95
VP1.3	3	2.4	0.5	0.25	3.65	3.285
VP1.4	1	2.4	0.5	0.25	5.7	1.71
VP1.5	1	2.4	0.5	0.25	5.74	1.722
VP1.6	2	2.4	0.5	0.25	1.25	0.75
VP2.1	1	2.4	0.4	0.25	5.7	1.368
VP2.2	1	2.4	0.4	0.25	1.25	0.3
VP3	1	2.4	0.3	0.4	5.7	1.6416
VP4.1	1	2.4	0.3	0.25	1.55	0.279
VP4.2	1	2.4	0.3	0.25	1.25	0.225
Vigas Secundarias, Eje X	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO
VS1.1	3	2.4	0.5	0.25	5.5	4.95
VS1.2	2	2.4	0.5	0.25	3.2	1.92
VS1.3	1	2.4	0.5	0.25	4.85	1.455
VS3.1	1	2.4	0.3	0.25	8.7	1.566
VS3.2	1	2.4	0.3	0.25	3.2	0.576
VS4.1	1	2.4	0.2	0.3	3.85	0.5544
VS4.2	1	2.4	0.2	0.3	2.35	0.3384
Columnas:	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO
C3	3	2.4	0.3	0.5	2.75	2.97
C4	8	2.4	0.3	0.5	2.75	7.92
C5	1	2.4	0.3	0.5	2.75	0.99
					<b>CM</b>	139.3954
		<b>Tn/m2</b>	<b>ÁREA</b>			
C. VIVA (2DO PISO)	1	0.2	140.5			<b>CV</b> 28.1
<b>PESO POR CARGA VERTICAL</b>	<b>CM+CV</b>					<b>167.4954</b>
<b>PESO SÍSMICO</b>	<b>CM</b>					<b>139.3954</b>

<b>NIVEL: 1ER PISO</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>γ</b>	<b>ÁREA</b>			<b>PESO</b>
Descripción	Und	Tn/m2	m2			Tn
<b>CARGA PERMANENTE</b>						
Loseta de Compresión	1	0.12	200.72			24.0864
Nervios	1	0.17	200.72			34.1224
Alivianamiento	1	0.12	200.72			24.0864
Enlucidos	1	0.07	200.72			14.0504
Pisos	1	0.02	200.72			4.0144
Paredes	1	0.2	200.72			40.144
<b>PESOS PROPIOS</b>						
Vigas Principales,Eje y	<b>Und</b>	<b>Tn/m3</b>	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>PESO</b>
VP1.1	1	2.4	0.5	0.25	4.65	1.395
VP1.2	3	2.4	0.5	0.25	5.5	4.95
VP1.3	3	2.4	0.5	0.25	3.65	3.285
VP1.4	1	2.4	0.5	0.25	11.44	3.432
VP1.5	2	2.4	0.5	0.25	1.6	0.96
VP3.1	1	2.4	0.3	0.4	4.15	1.1952
VP3.2	1	2.4	0.3	0.4	1.55	0.4464
VP4.1	1	2.4	0.3	0.25	5.7	1.026
VP4.2	1	2.4	0.3	0.25	3.65	0.657
VP4.3	1	2.4	0.3	0.25	1.55	0.279
VP4.4	1	2.4	0.3	0.25	2.05	0.369
VP5.1	1	2.4	0.2	0.25	10.15	1.218
VP6.1	1	2.4	0.4	0.25	5.7	1.368
Vigas Secundarias, Eje X	<b>Und</b>	<b>Tn/m3</b>	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>PESO</b>
VS1.1	4	2.4	0.5	0.25	3.05	3.66
VS1.2	3	2.4	0.5	0.25	5.5	4.95
VS1.3	2	2.4	0.5	0.25	3.2	1.92
VS1.4	1	2.4	0.5	0.25	4.85	1.455
VS2.1	1	2.4	0.2	0.25	3.85	0.462
VS2.2	1	2.4	0.2	0.25	2.35	0.282
VS3.1	1	2.4	0.3	0.25	3.05	0.549
VS3.2	1	2.4	0.3	0.25	1.45	0.261
VS3.3	1	2.4	0.3	0.25	7.25	1.305
VS3.4	1	2.4	0.3	0.25	3.2	0.576
VS3.5	2	2.4	0.3	0.25	3.05	1.098
Columnas:	<b>Und</b>	<b>Tn/m3</b>	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>PESO</b>
C2	9	2.4	0.2	0.4	2.75	4.752
C3	3	2.4	0.3	0.5	2.75	2.97
C4	8	2.4	0.3	0.5	2.75	7.92
C5	1	2.4	0.3	0.5	2.75	0.99
					<b>CM</b>	194.2346
		<b>Tn/m2</b>	<b>ÁREA</b>			
C. VIVA (1ER PISO)	1	0.2	200.72			<b>CV</b>
<b>PESO POR CARGA VERTICAL</b>	<b>CM+CV</b>					<b>234.3786</b>
<b>PESO SÍSMICO</b>	<b>CM</b>					<b>194.2346</b>

PLANTA BAJA	CANTIDAD	γ	ÁREA			PESO	
Descripción	Und	Tn/m2	m2			Tn	
<b>CARGA PERMANENTE</b>							
Loseta de Compresión	1	0.12	258.67			31.0404	
Nervios	1	0.17	258.67			43.9739	
Alivianamiento	1	0.12	258.67			31.0404	
Enlucidos	1	0.07	258.67			18.1069	
Pisos	1	0.02	258.67			5.1734	
Paredes	1	0.2	258.67			51.734	
<b>PESOS PROPIOS</b>							
Vigas Principales,Eje y	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO	
VP1.1	3	2.4	0.5	0.25	13.8	12.42	
VP1.2	1	2.4	0.5	0.25	11.44	3.432	
VP2.1	1	2.4	0.4	0.25	5.7	1.368	
VP3.1	1	2.4	0.3	0.4	5.7	1.6416	
VP4.1	1	2.4	0.3	0.25	11.4	2.052	
VP4.2	1	2.4	0.3	0.25	1.6	0.288	
VP4.3	2	2.4	0.3	0.25	5.5	1.98	
VP4.4	2	2.4	0.3	0.25	4.65	1.674	
Vigas Secundarias,Eje X	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO	
VS1.1	5	2.4	0.5	0.25	3.05	4.575	
VS1.2	3	2.4	0.5	0.25	5.5	4.95	
VS1.3	2	2.4	0.5	0.25	3.2	1.92	
VS2.1	1	2.4	0.2	0.25	3.05	0.366	
VS2.2	1	2.4	0.2	0.25	11.7	1.404	
VS3.1	3	2.4	0.3	0.25	3.05	1.647	
VS3.2	1	2.4	0.3	0.25	5.5	0.99	
VS3.3	2	2.4	0.3	0.25	3.2	1.152	
Columnas:	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO	
C1	6	2.4	0.2	0.3	2.6	2.2464	
C2	9	2.4	0.2	0.4	2.6	4.4928	
C3	3	2.4	0.3	0.5	2.6	2.808	
C4	8	2.4	0.3	0.5	2.6	7.488	
C5	1	2.4	0.3	0.5	2.6	0.936	
Muros:	Und	Tn/m3	b	h	L	PESO	
M Eje A	1	2.4	0.2	2.6	19.5	24.336	
M Eje 1	1	2.4	0.2	2.6	14.8	18.4704	
M Eje E	1	2.4	0.2	2.6	19.5	24.336	
M Eje D	1	2.4	0.2	2.6	5.7	7.1136	
M Eje 5	1	2.4	0.2	2.6	18.64	23.26272	
					CM	338.41852	
		Tn/m2	ÁREA				
C. VIVA (PLANTA BAJA)	1	0.2	258.67			CV	51.734
<b>PESO POR CARGA VERTICAL</b>	CM+CV					<b>390.15252</b>	
<b>PESO SÍSMICO</b>	CM					<b>338.41852</b>	

#### 4.4 Comparaciones por Peso entre los tres Programas y el Cálculo Manual

- CÁLCULO MANUAL

Metrado Cargas Verticales Total		
PISO	PESO TOTAL(Tn)	Altura h (m)
Pérgolas	56.32	2.75
Terraza	139.40	2.75
3er Piso	167.50	2.75
2do Piso	167.50	2.75
1er Piso	234.38	2.75
Planta Baja	390.15	2.6
<b>TOTAL</b>	<b>1155.24</b>	16.35

Metrado Cargas de Cargas por Sismo		
PISO	PESO TOTAL(Tn)	Altura h (m)
Pérgolas	53.09	2.75
Terraza	125.35	2.75
3er Piso	139.40	2.75
2do Piso	139.40	2.75
1er Piso	194.23	2.75
Planta Baja	338.42	2.6
<b>TOTAL</b>	<b>989.88</b>	16.35

- SAP 2000

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
DEAD	LinStatic	6.505E-10	2.425E-11	756.1751	-684.42454	300.28122	4.819E-09
CPERMANENTE	LinStatic	2.917E-12	7.345E-12	228.8575	-153.17269	171.13685	-4.838E-10
CVIVA	LinStatic	2.341E-12	5.788E-12	165.3606	-100.5341	126.80423	-3.368E-10
SISMOX	LinStatic	-221.7029	4.932E-11	9.456E-11	-1.803E-10	-1678.261	-236.82113
SISMOY	LinStatic	-2.93E-10	-221.7029	-1.268E-11	1678.26076	-3.17E-09	31.75994

Metrado Cargas Verticales Total	
	PESO TOTAL(Tn)
Peso Propio Total	756.18
Carga Permanente Total	228.86
CM TOTAL	<b>985.04</b>
CV TOTAL	<b>165.36</b>
<b>PESO POR CARGA VERTICAL TOTAL</b>	<b>1150.4</b>

Metrado de Cargas por Sismo	
	PESO TOTAL(Tn)
Peso Propio Total	756.18
Carga Permanente Total	228.86
<b>PESO SÍSMICO TOTAL</b>	<b>985.04</b>

- ETABS

TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
Dead	0	0	739.6836	-662.256	292.4712	0	0	0	-2.6
Live	0	0	165.3606	-100.534	126.8042	0	0	0	-2.6
C PERMANENTE	0	0	228.8575	-153.173	171.1368	0	0	0	-2.6
C VIVA	0	0	0	0	0	0	0	0	-2.6
Sismo X	-217.793	0	0	0	-2214.851	-123.079	0	0	-2.6
Sismo Y	0	-217.793	0	2214.851	0	-29.034	0	0	-2.6

Metrado Cargas Verticales Total	
	PESO TOTAL(Tn)
Peso Propio Total	739.68
Carga Permanente Total	228.86
CM TOTAL	<b>968.54</b>
CV TOTAL	<b>165.36</b>
<b>PESO POR CARGA VERTICAL TOTAL</b>	<b>1133.90</b>

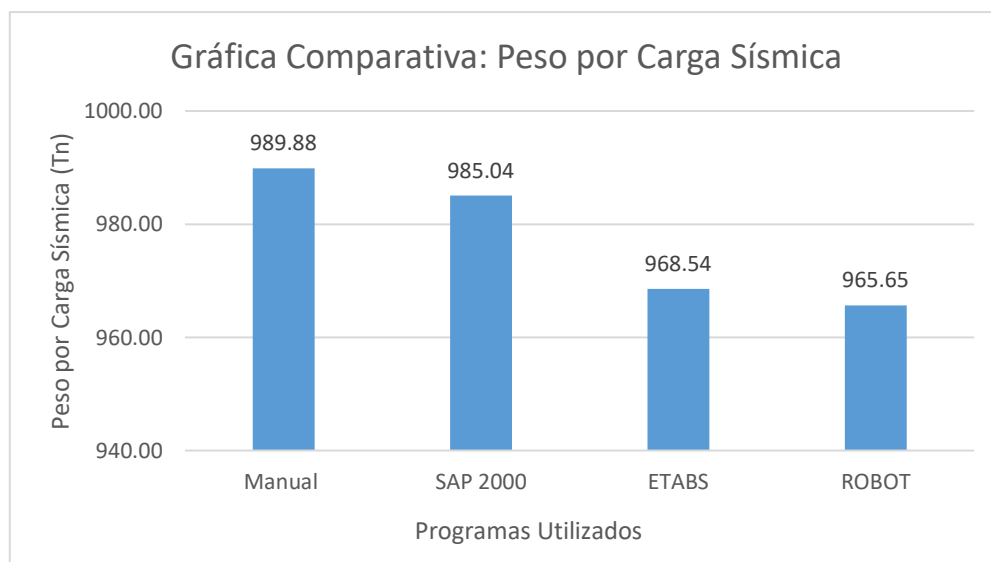
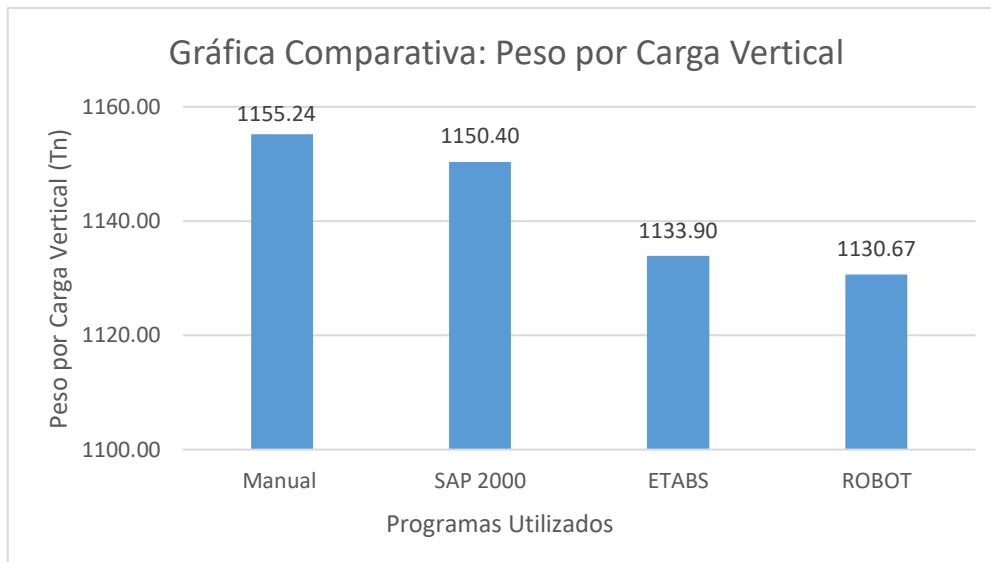
Metrado de Cargas por Sismo	
	PESO TOTAL(Tn)
Peso Propio Total	739.68
Carga Permanente Total	228.86
<b>PESO SÍSMICO TOTAL</b>	<b>968.54</b>

- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Caso 1	Carga Permanente					
Modo	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
Suma final	0	<b>0</b>	<b>228.36</b>	<b>0.37</b>	-0.06	0.02
Suma de reacciones <	0	<b>0</b>	<b>228.36</b>	<b>2076.05</b>	-1518.7	0
Suma de esfuerzos	0	<b>0</b>	<b>-228.36</b>	<b>-2076.05</b>	1518.7	0
Verificación	0	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	0	0
Precisión:	8.44E-07	<b>2.40E-17</b>				
Caso 2	Carga Viva					
Modo	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
Suma final	0	<b>0</b>	<b>165.02</b>	<b>0.27</b>	-0.05	0.02
Suma de reacciones <	0	<b>0</b>	<b>165.02</b>	<b>1510.27</b>	-1094.36	0
Suma de esfuerzos	0	<b>0</b>	<b>-165.02</b>	<b>-1510.27</b>	1094.36	0
Verificación	0	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	0	0
Precisión:	8.22E-07	<b>2.53E-17</b>				
Caso 3	Peso Propio					
Modo	FX (T)	FY (T)	FZ (T)	MX (Tm)	MY (Tm)	MZ (Tm)
Suma final	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>	<b>737.29</b>	<b>0.65</b>	0.15	0.05
Suma de reacciones <	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>	<b>737.29</b>	<b>6526.11</b>	-5156.56	0
Suma de esfuerzos	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>	<b>-737.29</b>	<b>-6526.11</b>	5156.56	0
Verificación	0.00E+00	<b>0.00E+00</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	0	0
Precisión:	1.30E-06	<b>1.47E-17</b>				

Metrado Cargas Verticales Total	
	PESO TOTAL(Tn)
Peso Propio Total	737.29
Carga Permanente Total	228.36
CM TOTAL	<b>965.65</b>
CV TOTAL	<b>165.02</b>
<b>PESO POR CARGA VERTICAL TOTAL</b>	<b>1130.67</b>

Metrado de Cargas por Sismo	
	PESO TOTAL(Tn)
Peso Propio Total	737.29
Carga Permanente Total	228.36
<b>PESO SÍSMICO TOTAL</b>	<b>965.65</b>



Nota: El cálculo manual, al igual que la modelación en SAP 2000, fue realizada considerando los elementos estructurales de eje a eje, debido a la imposibilidad de colocar excentricidades a los elementos estructurales en SAP 2000.

#### **4.5. Análisis Estático Lineal**

Se procede a realizar un Análisis Sísmico Estático Lineal, basado en fuerzas, según la NEC-SD-DS 2015. La cual busca determinar fuerzas sísmicas estáticas equivalentes a partir de la obtención del cortante basal, que se colocarán en el Centro de Masa de cada uno de los pisos considerando para ello una excentricidad accidental igual al 5% de la máxima dimensión del edificio, perpendicular a la dirección de aplicación de la fuerza lateral, destacando cada uno de sus pasos en cumplimiento de la normativa vigente. Adicionalmente se realizará comparaciones entre los tres programas de Diseño Asistido por Computadoras anteriormente mencionados.

#### 4.5.1. Periodo de Vibración

$$T_x = T_y = T = C_t * h n^\alpha$$

$$T = 0.55 * 15.75^{0.9}$$

$$T = 0.658 \text{ seg}$$

Donde: T = Periodo de Vibración

$C_t$  = Coeficiente que depende del tipo de edificio

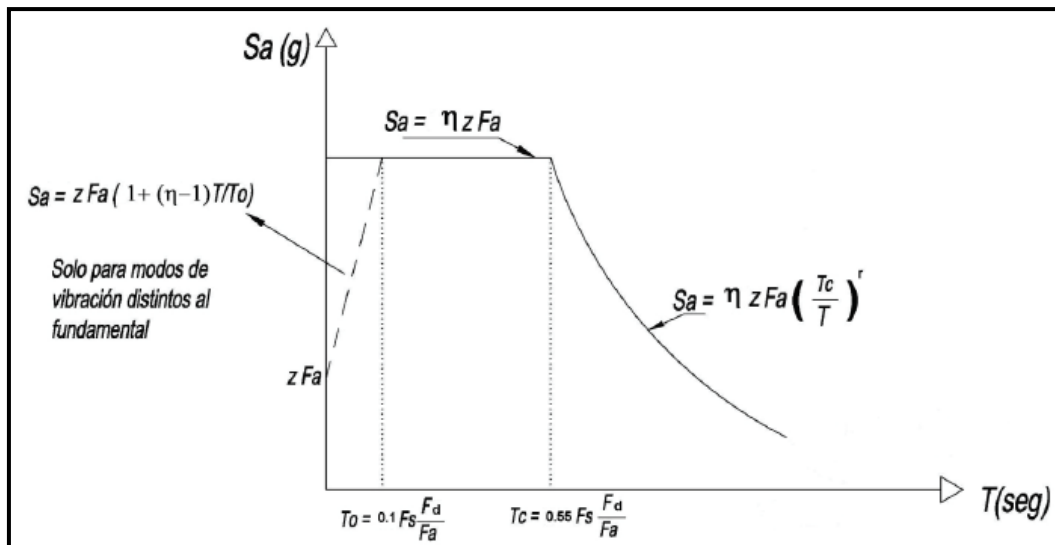
$h n$  = Altura máxima del edificio de n pisos, medida desde la base de la estructura en metros

Tabla 14: Coeficientes dependientes del tipo de Edificio

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, p 62

#### 4.5.2. Espectro de Diseño



Espectro de Diseño

Figura 4.1, Fuente. – NEC-SE-DS, 2015, p 33

Tabla 15: Valores del Factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, p 27

Tabla 16: Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, p 31

Tabla 17: Tipo de Suelo y Factores de Sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, p 31

Tabla 18: Tipo de Suelo y Factores de Comportamiento Inelástico del subsuelo  $F_s$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, p 32

$$PGA = Z * Fa = 0.4 * 1.2 = 0.48$$

$$Sa = \eta * z * Fa = 2.48 * 0.4 * 1.2$$

$$Sa = \eta * z * Fa * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r = 2.48 * 0.4 * 1.2 * \left(\frac{0.6981}{T}\right)^{1.5}$$

$$r = 1.5$$

Donde: PGA = Aceleración sísmica máxima en el terreno

Z = Aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño

Fa = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

Fd = Coeficiente de amplificación del suelo, ampliando las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para el diseño en roca

Fs = Coeficiente de amplificación del suelo, considerando el comportamiento no lineal del terreno

Tc = Periodo límite de vibración ubicado en las abscisas del espectro sísmico elástico de aceleraciones

Sa = Aceleración espectral

$\eta$  = Relación por cociente entre la aceleración espectral Sa (T=0.1 s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado

r = Factor dependiente de la ubicación geográfica del proyecto

- Construcción del Espectro Elástico de Diseño

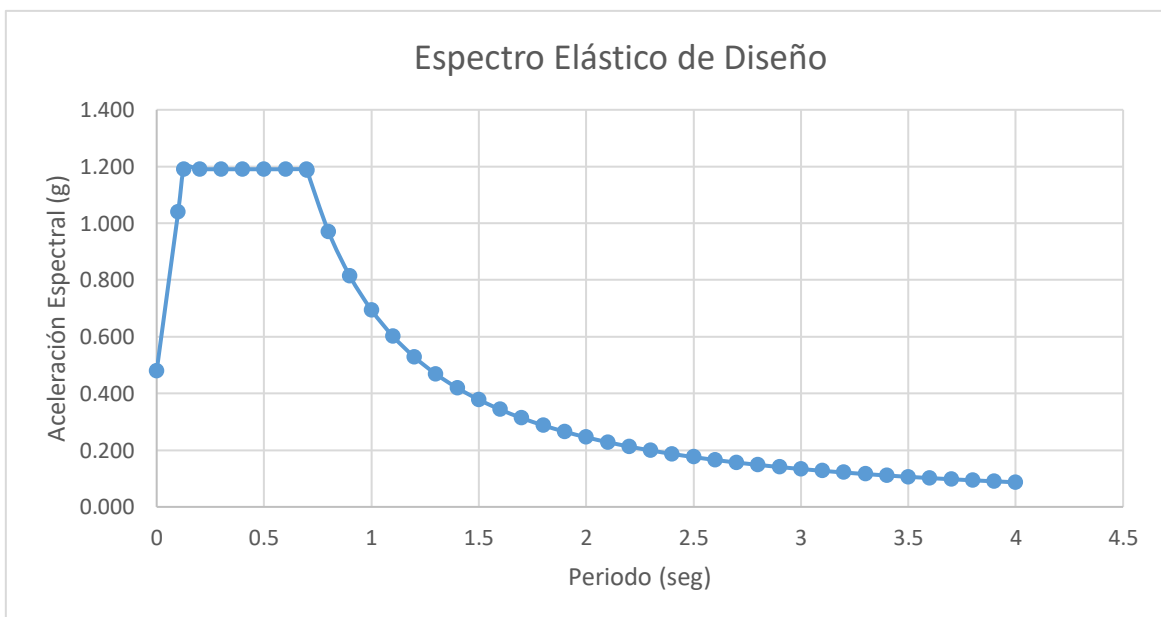
T	Sa
0	0.480
0.1	1.040
0.1269	1.190
0.2	1.190
0.3	1.190
0.4	1.190
0.5	1.190
0.6	1.190
0.6981	1.190
0.7	1.186
0.8	0.970
0.9	0.813
1	0.694
1.1	0.602

T	Sa
1.2	0.528
1.3	0.468
1.4	0.419
1.5	0.378
1.6	0.343
1.7	0.313
1.8	0.288
1.9	0.265
2	0.245
2.1	0.228
2.2	0.213
2.3	0.199
2.4	0.187
2.5	0.176

T	Sa
2.6	0.166
2.7	0.157
2.8	0.148
2.9	0.141
3	0.134
3.1	0.127
3.2	0.121
3.3	0.116
3.4	0.111
3.5	0.106
3.6	0.102
3.7	0.098
3.8	0.094
3.9	0.090
4	0.087

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_s} = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2} = 0.1269 \text{ seg}$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.2} = 0.6981 \text{ seg}$$



### 4.5.3. Cortante Basal Estático

- CÁLCULO MANUAL

$$V = \frac{I * Sa(T)}{R * \Phi P * \Phi E} * W$$

$$V = C_s * W$$

Parámetros	Valores	Descripción
I	1	Coefficiente de Importancia
Sa (T)	1.1904	Aceleración Espectral para el periodo de vibración fundamental
R	5	Factor de Reducción de resistencia sísmica
ΦP	1	Coefficiente de configuración en Planta
ΦE	1	Coefficiente de configuración en Elevación
W	989.88	Peso Sísmico
Cs	0.238	Coefficiente Sísmico
V (Tn)	235.59	Fuerza Cortante en la base de la Estructura

Tabla 19: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, p 65

Nota: Los coeficientes de Regularidad en Planta (ΦP) y en Elevación (ΦE), se han adoptado como 1, debido a la no presencia de los cuatro tipos de irregularidades en Planta y los tres tipos de irregularidades en Elevación, según se especifica en la sección 5.2.2 de la NEC-SE-DS del 2015.

#### 4.5.3.1. Distribución en Elevación de las Fuerzas Sísmicas Laterales

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

Donde:  $F_x$  = Fuerza lateral aplicada en el piso  $x$  de la estructura

$W_i$  = Peso del nivel  $x$  de la estructura

$h_x$  = Altura del piso  $x$  de la estructura

$W_x$  = Peso del nivel  $i$  de la estructura

$h_i$  = Altura del piso  $x$  de la estructura

$k$  = Coeficiente relacionado con el periodo fundamental de la estructura

$n$  = Número de pisos de la estructura

$V$  = Cortante basal

T:	0.658 seg	CS:	0.238	k:	1.079
----	-----------	-----	-------	----	-------

Piso	Área [m <sup>2</sup> ]	W <sub>i</sub> [Ton]	h <sub>i</sub> [m]	h <sub>i</sub> <sup>k</sup>	W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub> <sup>k</sup>	(W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub> <sup>k</sup> )/Σ	((W <sub>i</sub> *h <sub>i</sub> <sup>k</sup> )/Σ)*V [Ton]
P. BAJA	258.67	338.419	2.6	2.8039	948.8780	0.1120	26.39
1	200.72	194.235	5.35	6.1079	1186.3705	0.1401	33.00
2	140.5	139.395	8.1	9.5555	1331.9986	0.1572	37.05
3	140.5	139.395	10.85	13.0987	1825.9006	0.2156	50.78
TERRAZA	140.5	125.345	13.6	16.7143	2095.0620	0.2473	58.27
PÉRGOLAS	46.15	53.091	16.35	20.3885	1082.4468	0.1278	30.11
<b>W SÍSMICO:</b>		<b>989.88</b>		<b>Σ:</b>	<b>8470.656</b>	1	<b>235.59</b>

Tabla 20: Determinación del valor de  $k$

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

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, p 67

#### 4.5.3.2. Distribución en Planta de las Fuerzas Sísmicas Laterales

- Excentricidad Accidental:

Se procede a mostrar los Centros de Masa y Rigidez en SAP 2000 y ETABS para cada uno de los pisos tomando en cuenta que se optó por un mismo sistema de coordenadas. Posteriormente se determina el Centro de Masa Final, punto que toma en consideración la excentricidad accidental y donde se colocan las fuerzas horizontales sísmicas estáticas en la dirección X e Y, adoptando una combinación direccional en SAP 2000 y ETABS, igual a RCSC (Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados).

De la misma manera se muestran los Centros de Masa y Rigidez en el programa ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, considerando para ello un sistema de coordenadas diferente por facilidad de modelación. Finalmente, se muestran los Centros de Masa Final para cada nivel adoptando una combinación direccional igual a RCSC, donde al analizar el Sismo en la dirección X, se aplica el 100 % de la fuerza sísmica horizontal en X y al analizar el Sismo en la dirección Y, se aplica el 100 % de la fuerza sísmica en Y.

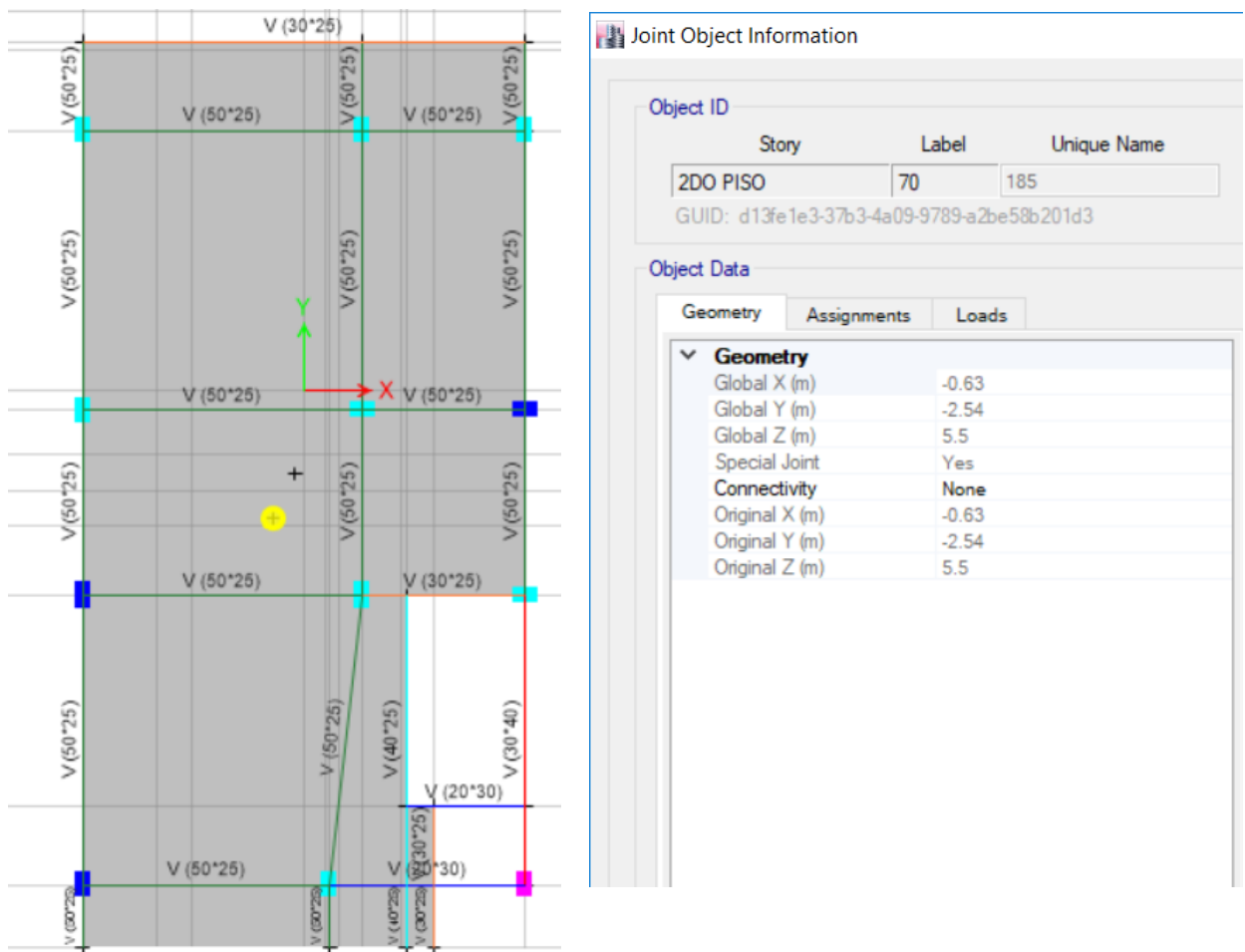
SAP 2000 Y ETABS: Centros de Masa y Rigidez					
Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
PLANTA BAJA	Losa PB	-0.4354	0.5473	0.0271	1.1738
1ER PISO	Losa 1	-1.5903	-0.6987	-0.3976	-0.5096
2DO PISO	Losa 2	-0.1754	-1.6521	-0.0826	-0.9987
3ER PISO	Losa 3	-0.1754	-1.6521	0.153	-1.2651
TERRAZA	Losa Terraza	-0.1587	-1.6568	0.3163	-1.3604
PÉRGOLAS	Losa Tapagrada	-0.081	-2.7569	0.519	-1.5371

CM-CR				
	XCM i - XCR i	SIGNO	YCM i - YCR i	SIGNO
PLANTA BAJA	-0.4625	NEGATIVO	-0.6265	NEGATIVO
1ER PISO	-1.1927	NEGATIVO	-0.1891	NEGATIVO
2DO PISO	-0.0928	NEGATIVO	-0.6534	NEGATIVO
3ER PISO	-0.3284	NEGATIVO	-0.387	NEGATIVO
TERRAZA	-0.475	NEGATIVO	-0.2964	NEGATIVO
PÉRGOLAS	-0.6	NEGATIVO	-1.2198	NEGATIVO

EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL				
	Lx	Ly	ex	ey
PLANTA BAJA	15	19.85	0.75	0.99
1ER PISO	15	19.85	0.75	0.99
2DO PISO	9	17.85	0.45	0.89
3ER PISO	9	17.85	0.45	0.89
TERRAZA	9	17.85	0.45	0.89
PÉRGOLAS	6	6.1	0.3	0.31

CMF			
	X CMF	YCMF	Z CMF
PLANTA BAJA	-1.19	-0.45	0
1ER PISO	-2.34	-1.69	2.75
2DO PISO	-0.63	-2.54	5.5
3ER PISO	-0.63	-2.54	8.25
TERRAZA	-0.61	-2.55	11
PÉRGOLAS	-0.38	-3.06	13.75

Fotografía 4.5. ETABS: Ubicación del Centro de Masa Final



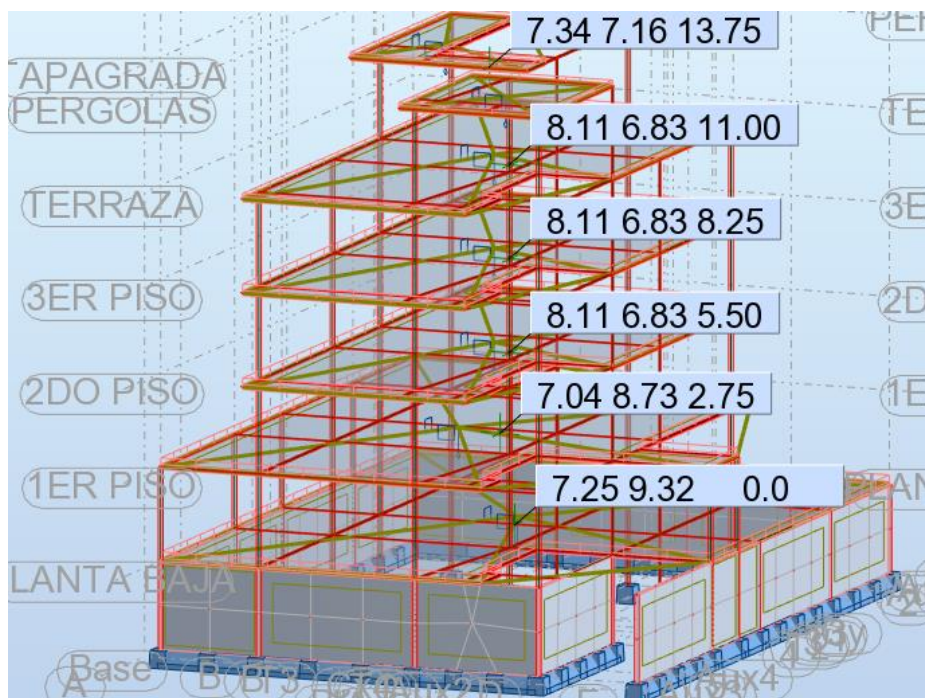
ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: Centros de Masa y Rigidez					
Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
PLANTA BAJA	Losa PB	7.25	9.32	7.87	8.65
1ER PISO	Losa 1	7.04	8.73	6.64	8.7
2DO PISO	Losa 2	8.11	6.83	7.26	7.63
3ER PISO	Losa 3	8.11	6.83	7.26	7.63
TERRAZA	Losa Terraza	8.11	6.83	7.26	7.63
PÉRGOLAS	Losa Tapagrada	7.34	7.16	7.53	7.49

CM-CR				
	XCM i - XCR i	SIGNO	YCM i - YCR i	SIGNO
PLANTA BAJA	-0.62	NEGATIVO	0.67	POSITIVO
1ER PISO	0.4	POSITIVO	0.03	POSITIVO
2DO PISO	0.85	POSITIVO	-0.8	NEGATIVO
3ER PISO	0.85	POSITIVO	-0.8	NEGATIVO
TERRAZA	0.85	POSITIVO	-0.8	NEGATIVO
PÉRGOLAS	-0.19	NEGATIVO	-0.33	NEGATIVO

EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL				
	Lx	Ly	ex	ey
PLANTA BAJA	15	19.85	0.75	0.99
1ER PISO	15	19.85	0.75	0.99
2DO PISO	9	17.85	0.45	0.89
3ER PISO	9	17.85	0.45	0.89
TERRAZA	9	17.85	0.45	0.89
PÉRGOLAS	6	6.1	0.3	0.31

CMF			
	X CMF	YCMF	Z CMF
PLANTA BAJA	6.50	10.31	0
1ER PISO	7.79	9.72	2.75
2DO PISO	8.56	5.94	5.5
3ER PISO	8.56	5.94	8.25
TERRAZA	8.56	5.94	11
PÉRGOLAS	7.04	6.86	13.75

Fotografía 4.5. ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: Ubicación de los Centros de Masa



#### 4.5.4. Comparación de resultados entre los Programas y el Cálculo Manual

##### 4.5.4.1. Cortante Basal Estático Lineal

- CÁLCULO MANUAL

$$V = \frac{I * Sa(T)}{R * \Phi P * \Phi E} * W$$

Cortante Basal Estático: **235.59** Tn

- SAP 2000

TABLE: Auto Seismic - User Coefficient								
LoadPat	Dir	PercentEcc	EccOverride	UserZ	C	K	WeightUsed	BaseShear
Text	Text	Unitless	Yes/No	Yes/No	Unitless	Unitless	Tonf	Tonf
SISMOX	X	0.05	No	No	0.238	1.079	931.5246	221.7029
SISMOY	Y	0.05	No	No	0.238	1.079	931.5246	221.7029

Cortante Basal Estático: **221.70** Tn

- ETABS

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients										
Load Pattern	Type	Direction	Eccentri	Ecc. Ov	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used	Base Shear
			%						tonf	tonf
Sismo X	Seismic	X + Ecc. Y	5	No	TAPAGRADA	PARQUEADERO	0.238	1.079	915.8874	217.7927
Sismo Y	Seismic	Y + Ecc. X	5	No	TAPAGRADA	PARQUEADERO	0.238	1.079	915.8874	217.7927

Cortante Basal Estático: **217.79** Tn

- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

$$V = C_s * W$$

T:	k:	CS:	W Sísmico:
0.658	1.079	0.238	965.65

Cortante Basal Estático: **229.82** Tn

#### 4.5.4.2. Comparación de Derivas producto del Análisis Estático Lineal

- SAP 2000

TABLE: Story Response										
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	$\Delta x$ E	$\Delta x$ INELÁSTICO	$\Delta y$ E	$\Delta y$ INELÁSTICO	$\Delta xM=0.02$	$\Delta yM=0.02$
	m		mm	mm						
TAPAGRADA	14.75	Top	0	0						
PÉRGOLAS	13.75	Top	164.47	135.30	0.00970	0.03638	0.00816	0.03059	NO CUMPLE	NO CUMPLE
TERRAZA	11	Top	137.79	112.87	0.01151	0.04317	0.00975	0.03656	NO CUMPLE	NO CUMPLE
3ER PISO	8.25	Top	106.13	86.06	0.01520	0.05701	0.01241	0.04653	NO CUMPLE	NO CUMPLE
2DO PISO	5.5	Top	64.32	51.94	0.01518	0.05692	0.01227	0.04602	NO CUMPLE	NO CUMPLE
1ER PISO	2.75	Top	22.58	18.19	0.00814	0.03053	0.00656	0.02461	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PLANTA BAJA	0	Top	0.19	0.14	0.00007	0.00027	0.00005	0.00020	OK	OK
PARQUEADERO	-2.6	Top	0	0						

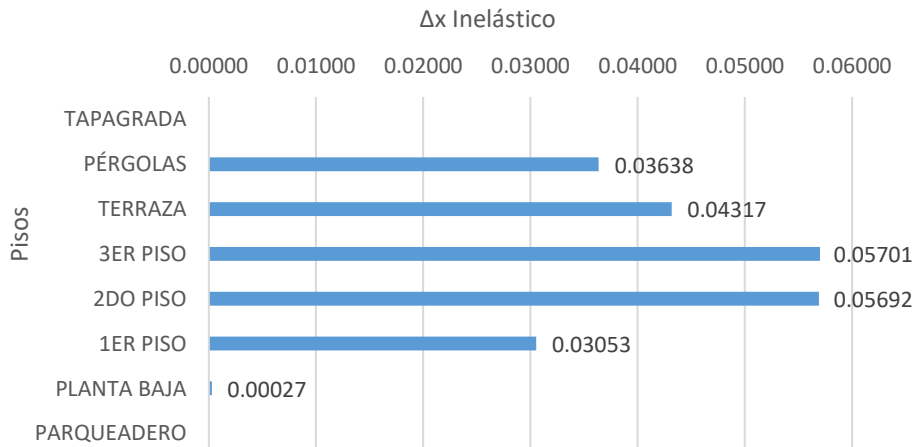
- ETABS

TABLE: Story Response										
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	$\Delta x$ E	$\Delta x$ INELÁSTICO	$\Delta y$ E	$\Delta y$ INELÁSTICO	$\Delta xM=0.02$	$\Delta yM=0.02$
	m		mm	mm						
TAPAGRADA	14.75	Top	0	0						
PÉRGOLAS	13.75	Top	164.54	135.57	0.00975	0.03657	0.00778	0.02918	NO CUMPLE	NO CUMPLE
TERRAZA	11	Top	137.72	114.17	0.01148	0.04304	0.00984	0.03690	NO CUMPLE	NO CUMPLE
3ER PISO	8.25	Top	106.16	87.11	0.01511	0.05665	0.01244	0.04666	NO CUMPLE	NO CUMPLE
2DO PISO	5.5	Top	64.62	52.89	0.01516	0.05686	0.01242	0.04657	NO CUMPLE	NO CUMPLE
1ER PISO	2.75	Top	22.92	18.74	0.00827	0.03101	0.00677	0.02538	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PLANTA BAJA	0	Top	0.18	0.13	0.00007	0.00025	0.00005	0.00018	OK	OK
PARQUEADERO	-2.6	Top	0	0						

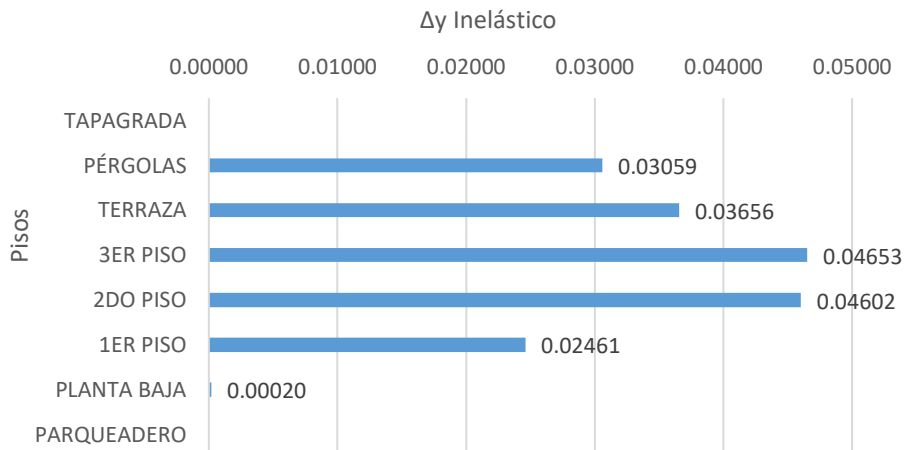
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

TABLE: Story Response										
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	$\Delta x$ E	$\Delta x$ INELÁSTICO	$\Delta y$ E	$\Delta y$ INELÁSTICO	$\Delta xM=0.02$	$\Delta yM=0.02$
	m		mm	mm						
TAPAGRADA	14.75	Top	0	0						
PÉRGOLAS	13.75	Top	120.46	101.70	0.00155	0.00580	0.00259	0.00971	OK	OK
TERRAZA	11	Top	116.21	94.58	0.00761	0.02855	0.00658	0.02467	NO CUMPLE	NO CUMPLE
3ER PISO	8.25	Top	95.27	76.49	0.01221	0.04579	0.00949	0.03559	NO CUMPLE	NO CUMPLE
2DO PISO	5.5	Top	61.69	50.39	0.01387	0.05202	0.01023	0.03837	NO CUMPLE	NO CUMPLE
1ER PISO	2.75	Top	23.54	22.25	0.00792	0.02969	0.00737	0.02765	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PLANTA BAJA	0	Top	1.77	1.97	0.00068	0.00255	0.00076	0.00284	OK	OK
PARQUEADERO	-2.6	Top	0	0						

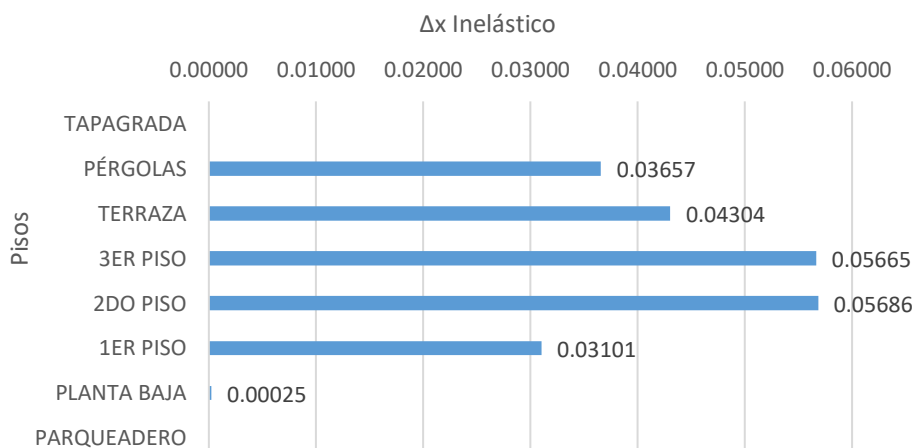
### SAP 2000: Análisis Estático: Dervivas de Piso en X

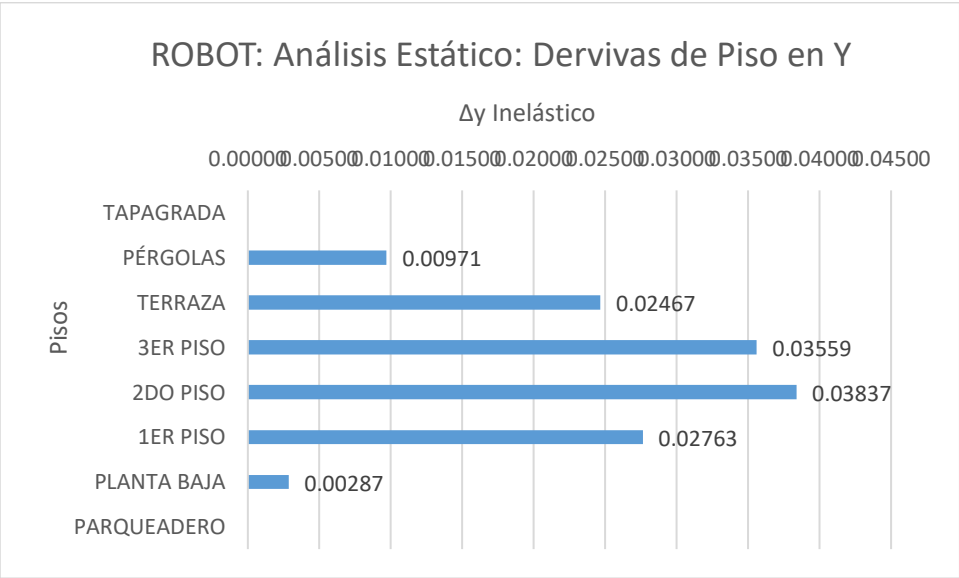
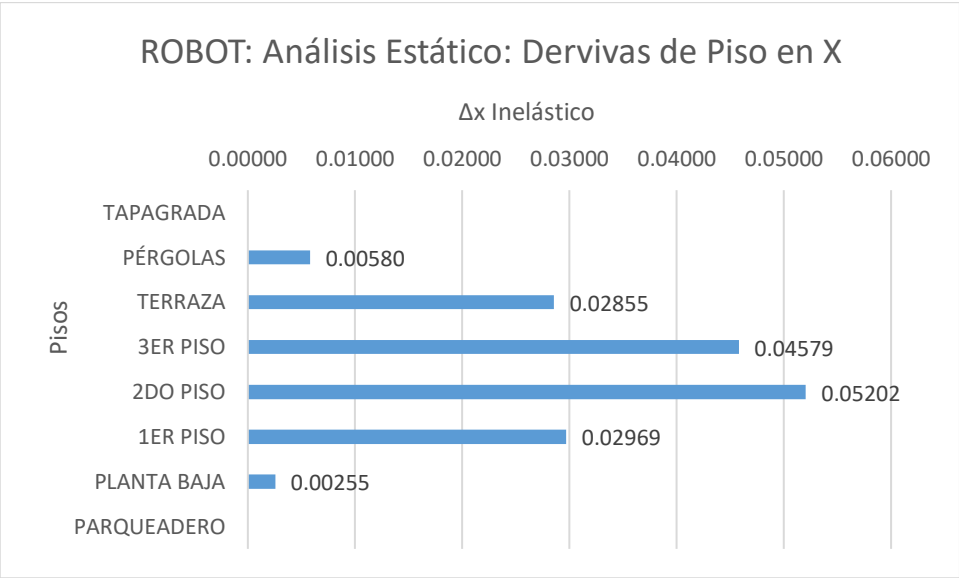
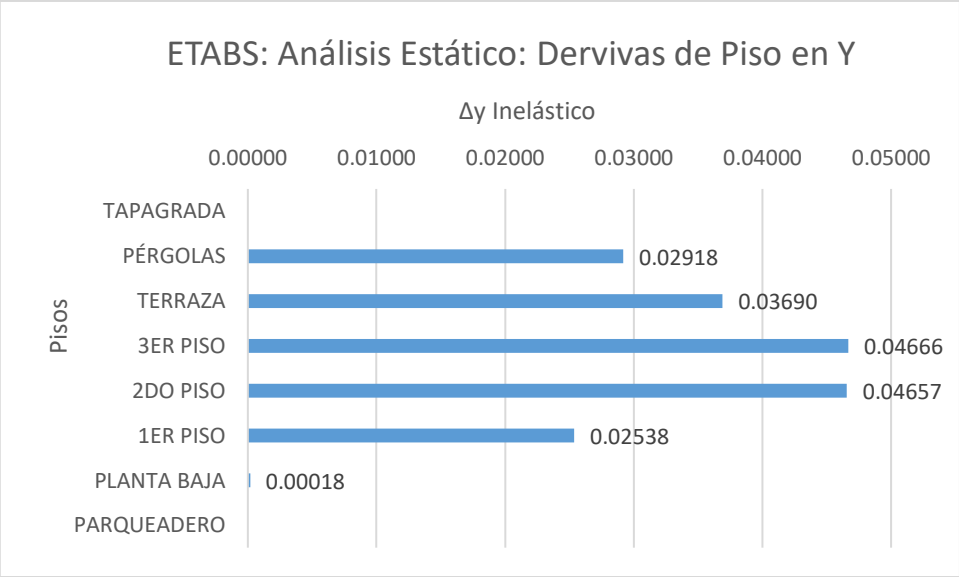


### SAP 2000: Análisis Estático: Dervivas de Piso en Y



### ETABS: Análisis Estático: Dervivas de Piso en X





#### 4.5.4.3. Fuerzas Internas producto del Análisis Estático

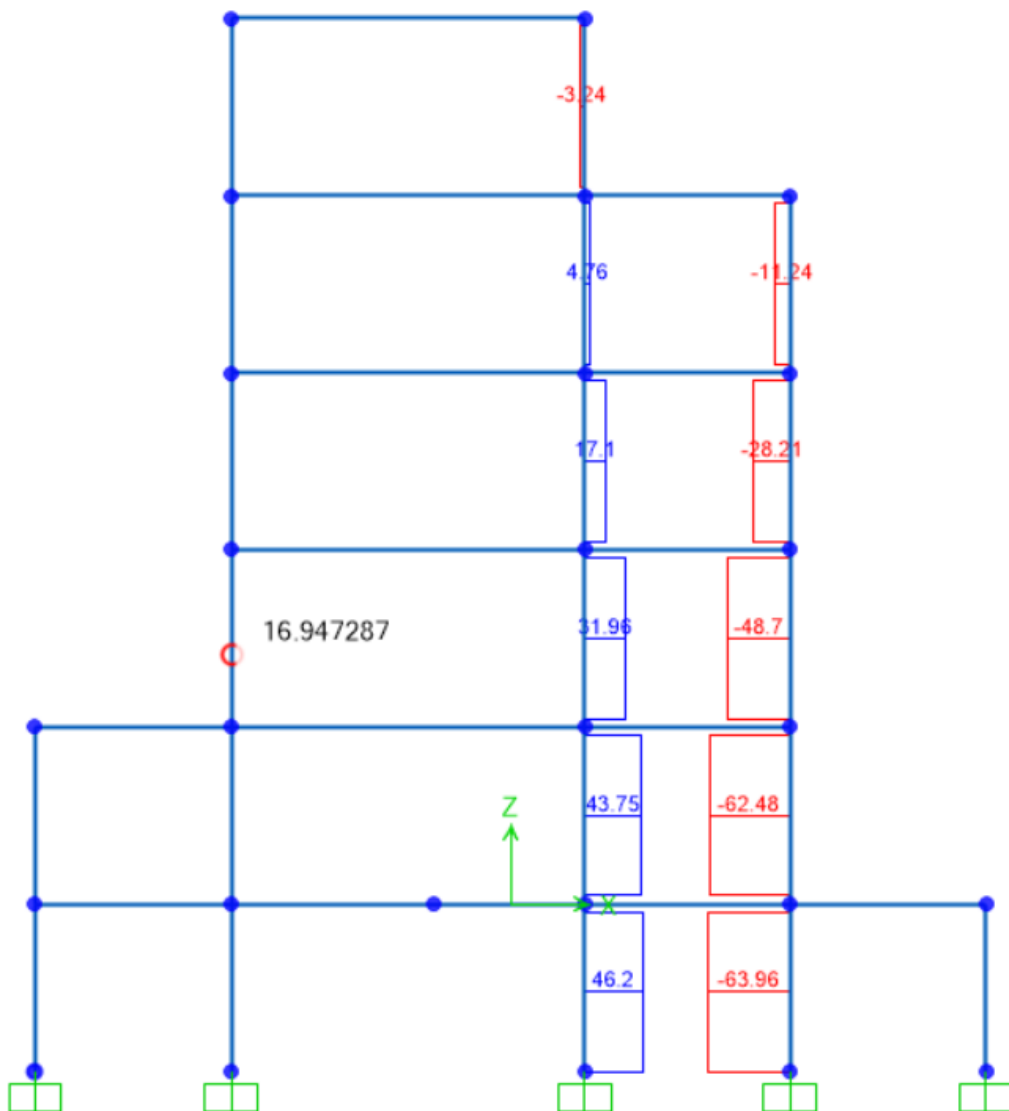
SISMO EN X	FUERZAS	ANALIZAR EN EL PLANO	SISTEMA APORTICADO DE BARRAS
	Axial	XZ	Axial
	Cortante	XZ	Shear 2-2
	Momento Flector	XZ	Momento 3-3

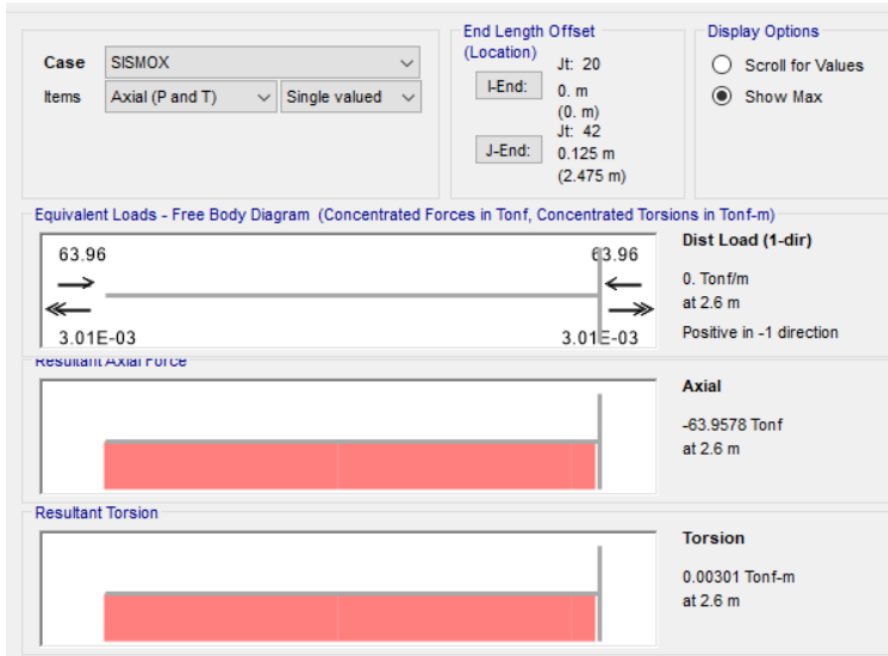
SISMO EN Y	FUERZAS	ANALIZAR EN EL PLANO	SISTEMA APORTICADO DE BARRAS
	Axial	YZ	Axial
	Cortante	YZ	Shear 3-3
	Momento Flector	YZ	Momento 2-2

#### FUERZAS AXIALES PARA SISMO EN X e Y

- SAP 2000: SISMO EN X

*Fotografía 4.6. SAP2000: Fuerza Axial Máxima, Plano: XZ, Eje:3*





- ETABS: SISMO EN X

*Fotografía 4.7. ETABS: Fuerza Axial Máxima, Plano: XZ, Eje:3*

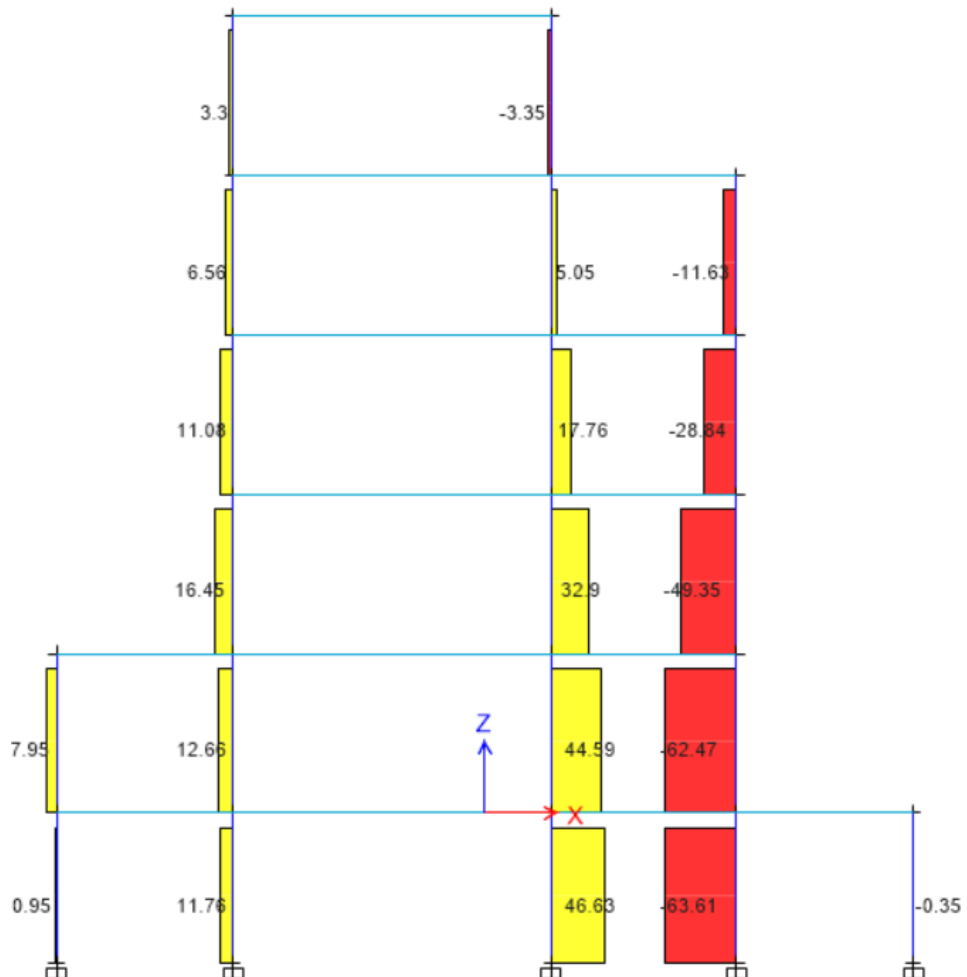
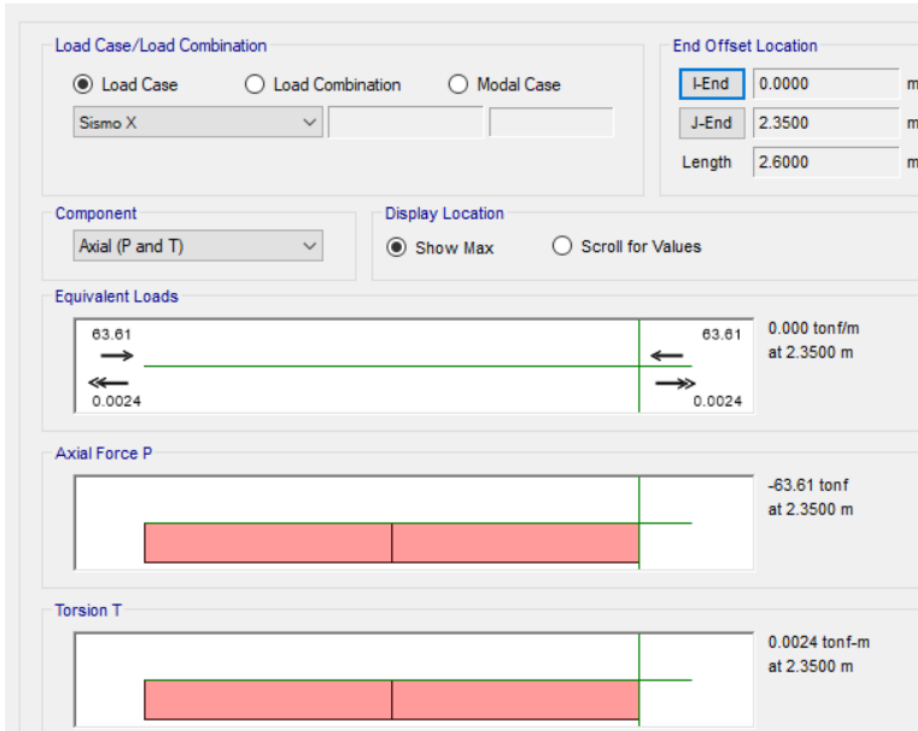
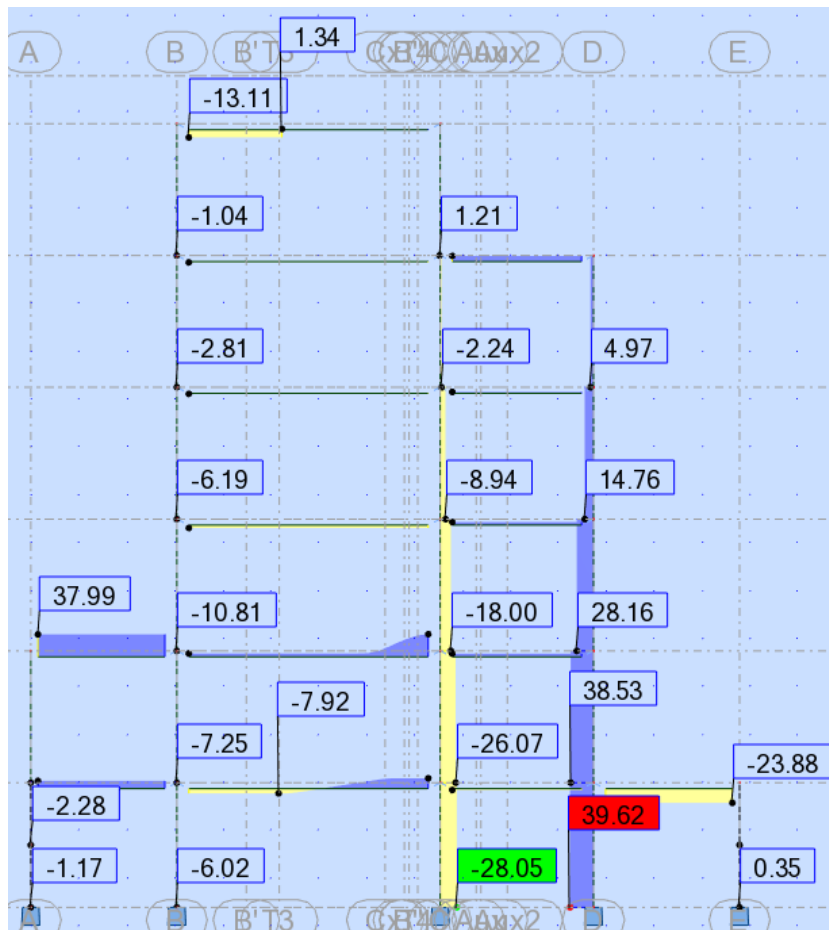


Diagram for Column C38 at Story PLANTA BAJA (C3 (30\*50))



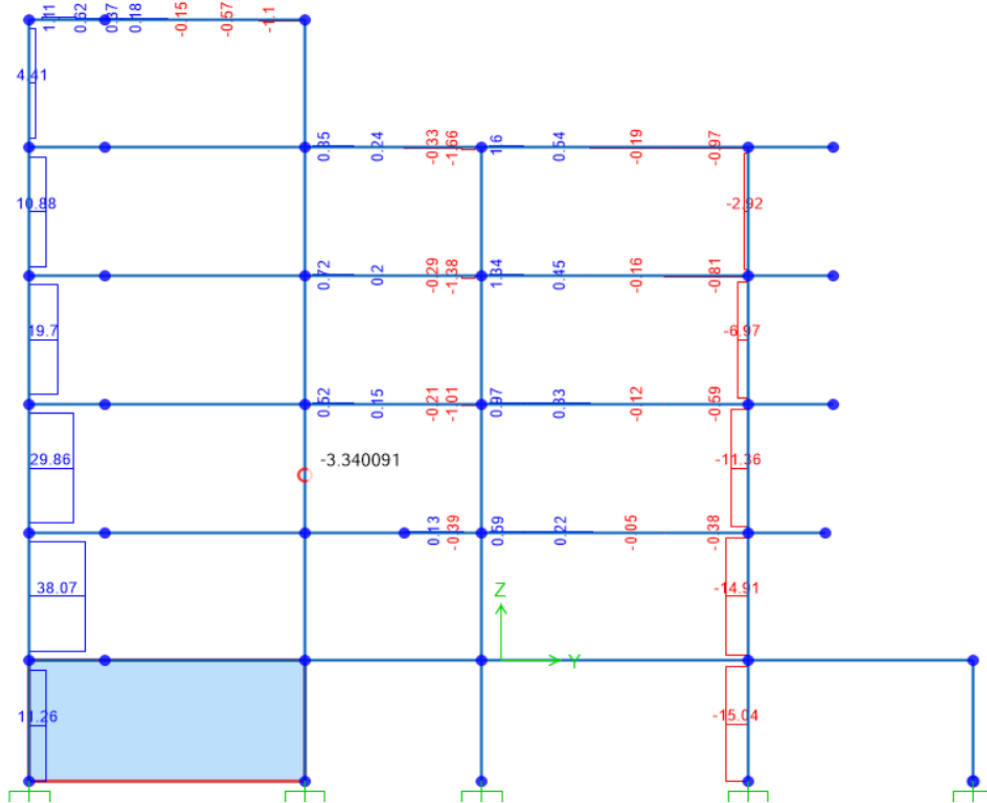
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN X

Fotografía 4.8. ROBOT: Fuerza Axial Máxima, Plano: XZ, Eje:3



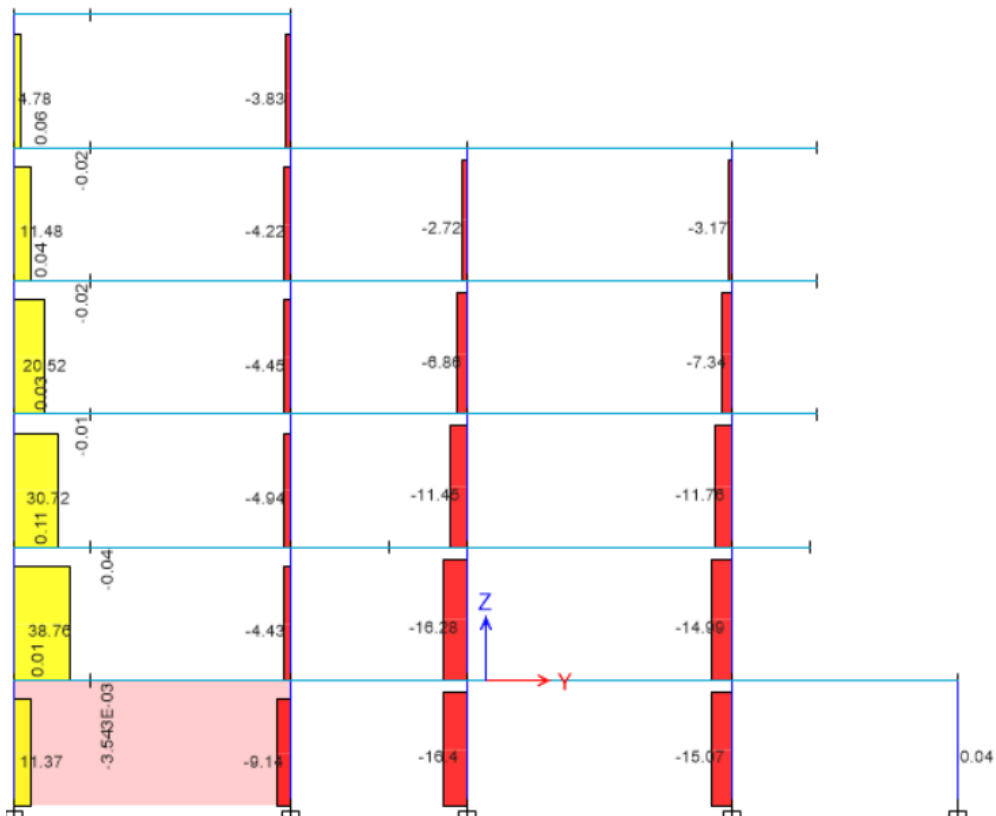
- SAP 2000: SISMO EN Y

*Fotografía 4.9. SAP2000: Fuerza Axial Máxima, Plano: YZ, Eje D*



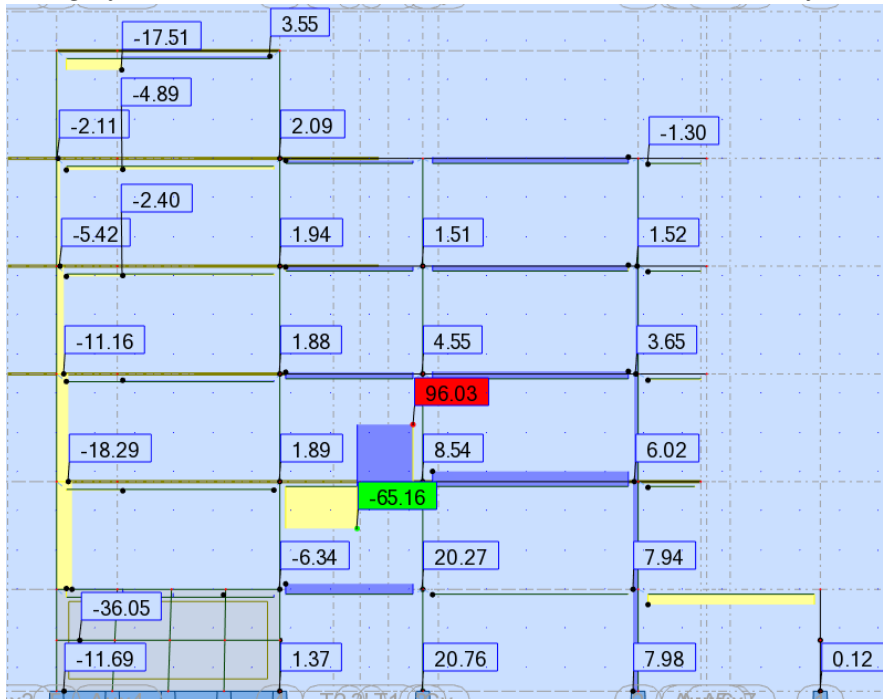
- ETABS: SISMO EN Y

*Fotografía 4.10. ETABS: Fuerza Axial Máxima, Plano: YZ, Eje D*



- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN Y

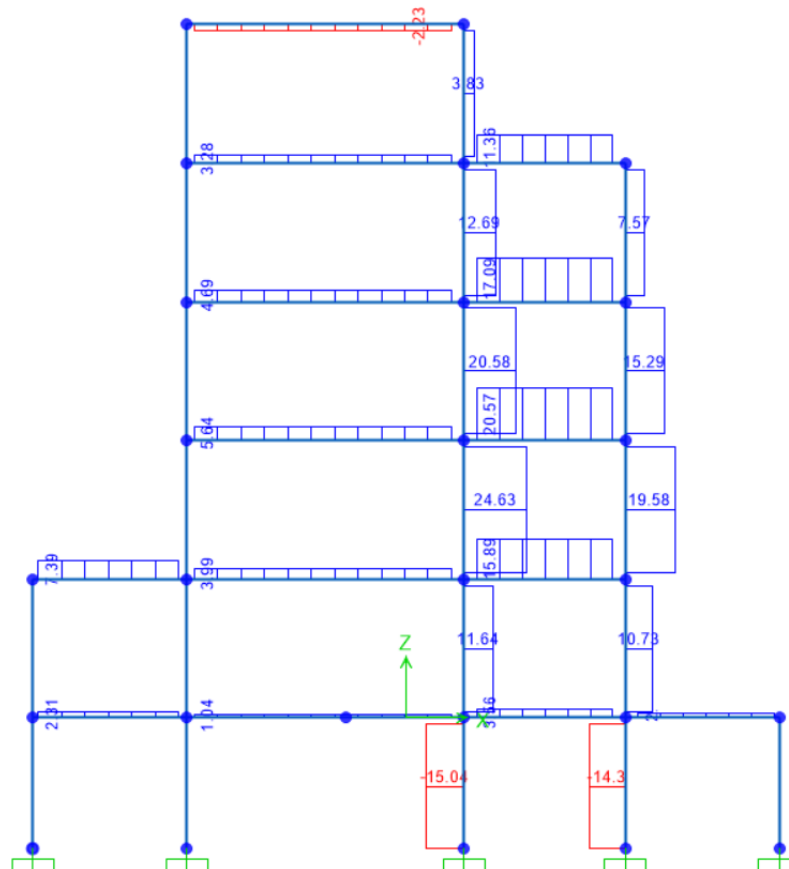
*Fotografía 4.11. ROBOT: Fuerza Axial Máxima, Plano: YZ, Eje D*



FUERZAS CORTANTES PARA SISMO EN X e Y

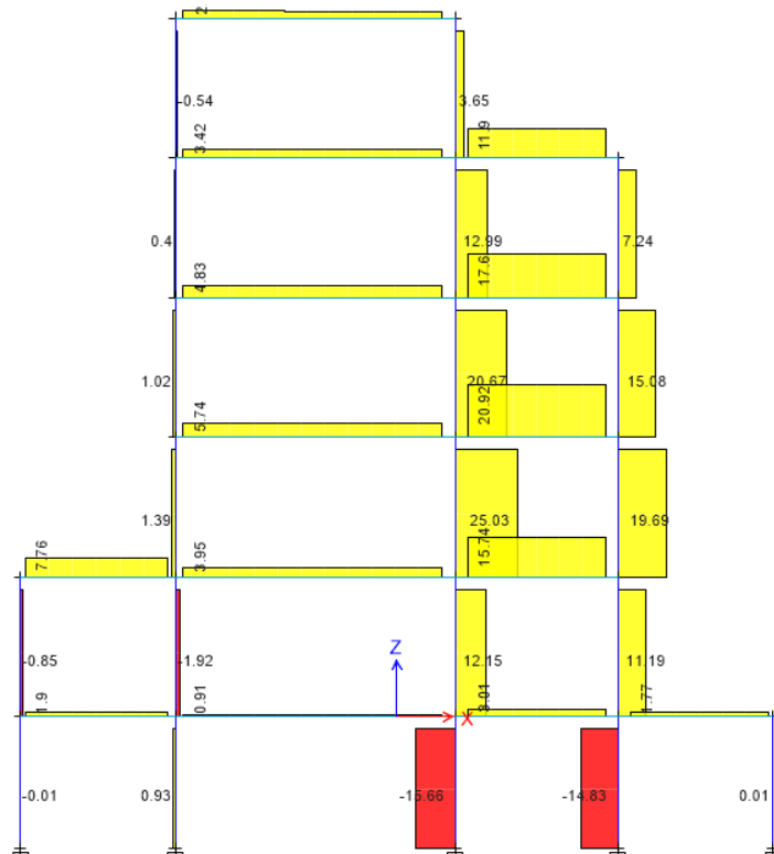
- SAP 2000: SISMO EN X

*Fotografía 4.12. SAP2000: Fuerza Cortante Máxima, Plano: XZ, Eje 3*



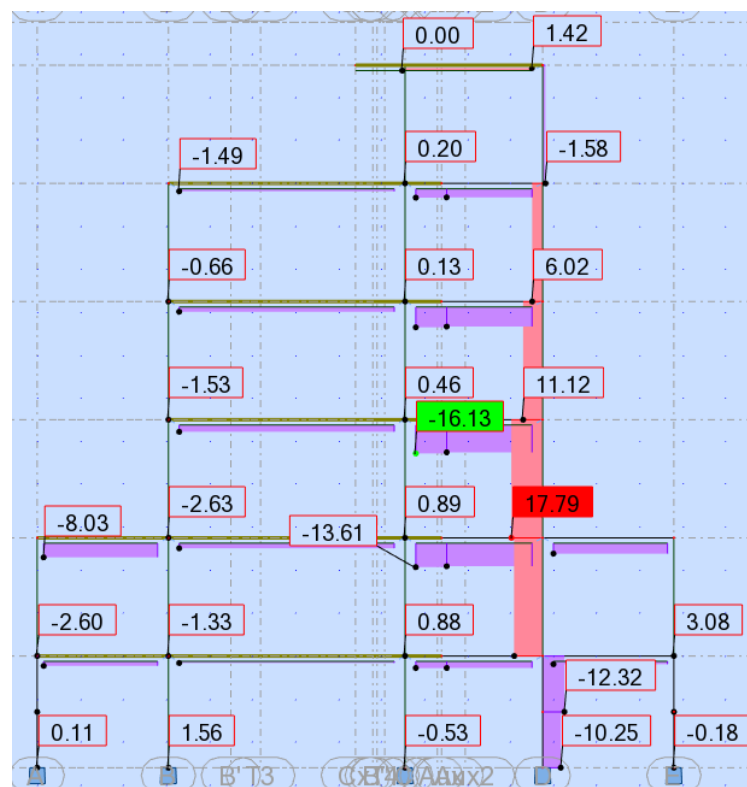
- ETABS: SISMO EN X

Fotografía 4.13. ETABS: Fuerza Cortante Máxima, Plano: XZ, Eje 3



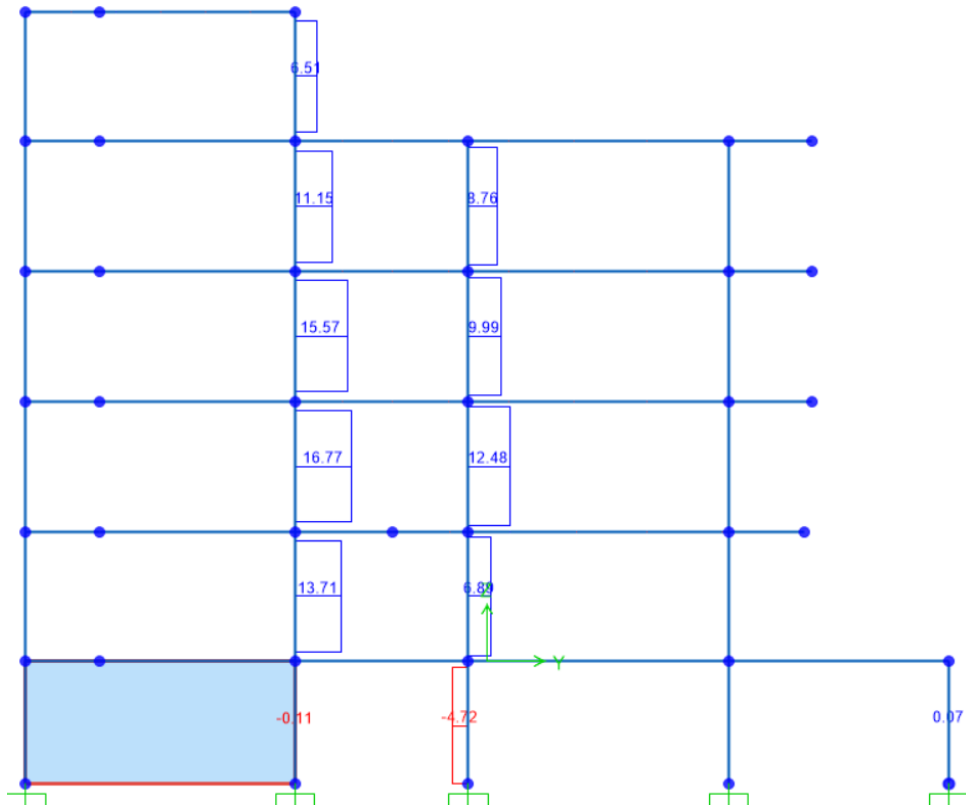
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN X

Fotografía 4.14. ROBOT: Fuerza Cortante Máxima, Plano: XZ, Eje 4



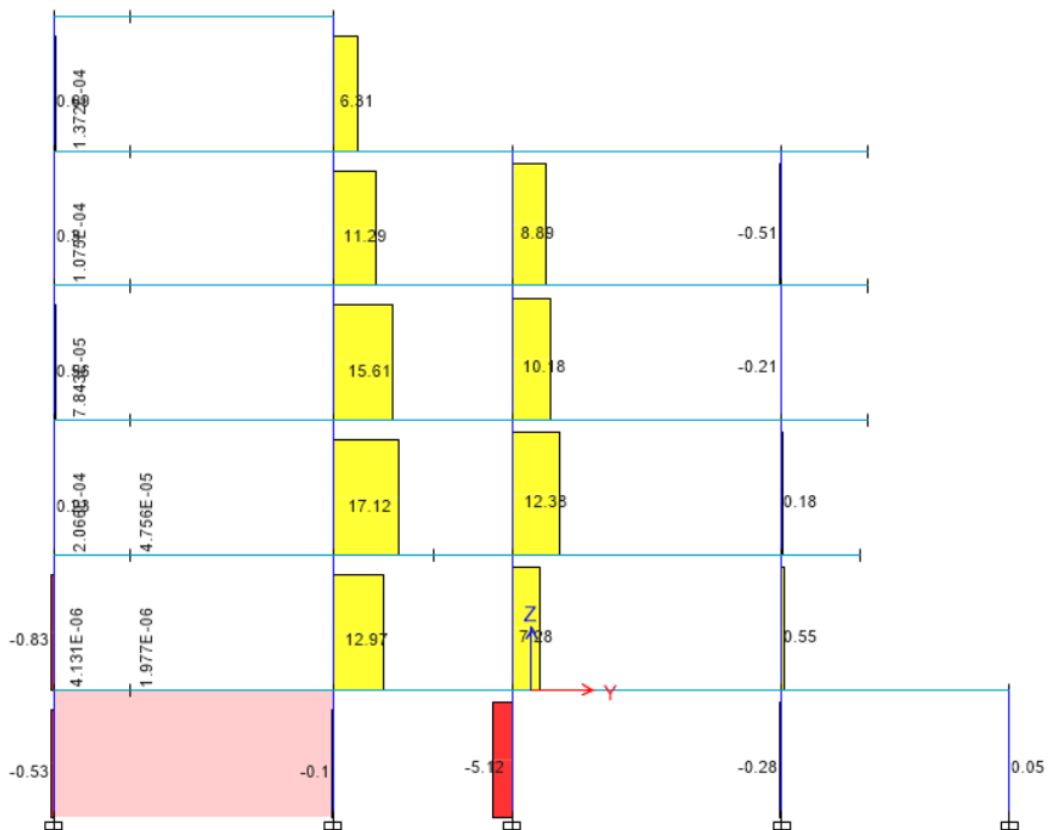
- SAP 2000: SISMO EN Y

*Fotografía 4.15. SAP2000: Fuerza Cortante Máxima, Plano: YZ, Eje D*



- ETABS: SISMO EN Y

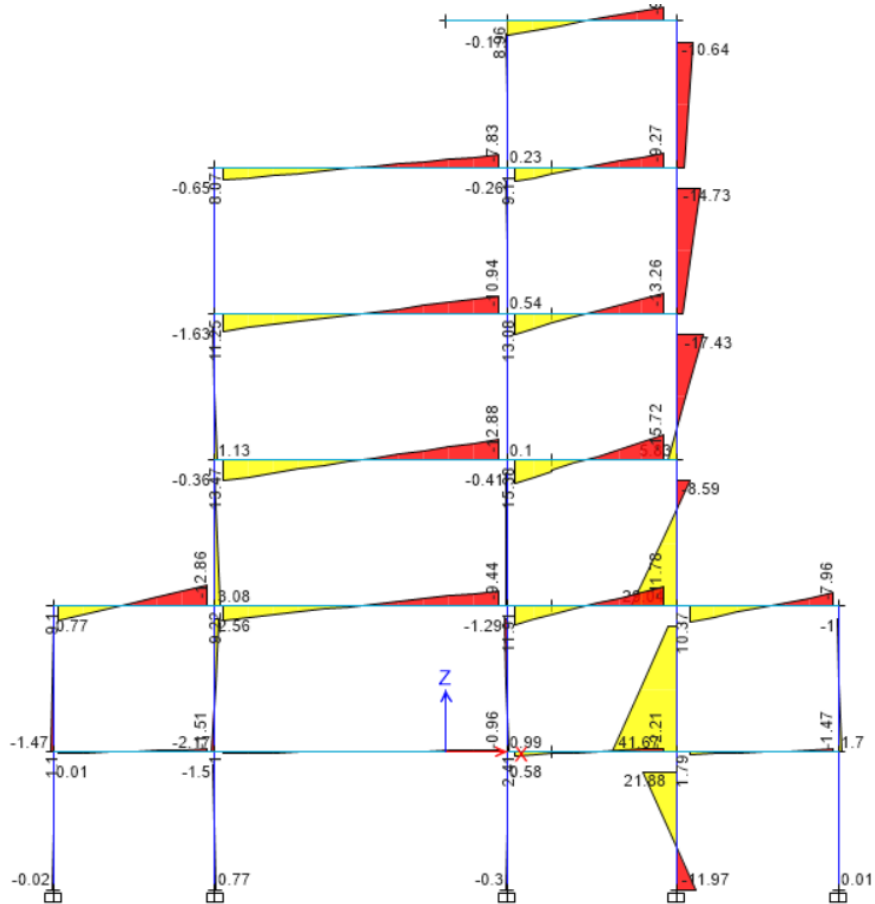
*Fotografía 4.16. ETABS: Fuerza Cortante Máxima, Plano: YZ, Eje D*





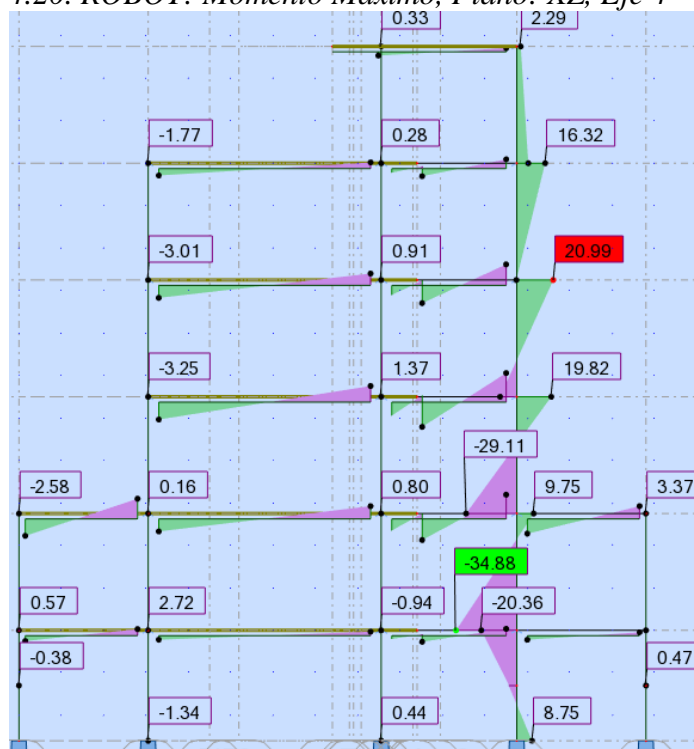
- ETABS: SISMO EN X

*Fotografía 4.19. ETABS: Momento Máximo, Plano: XZ, Eje 4*



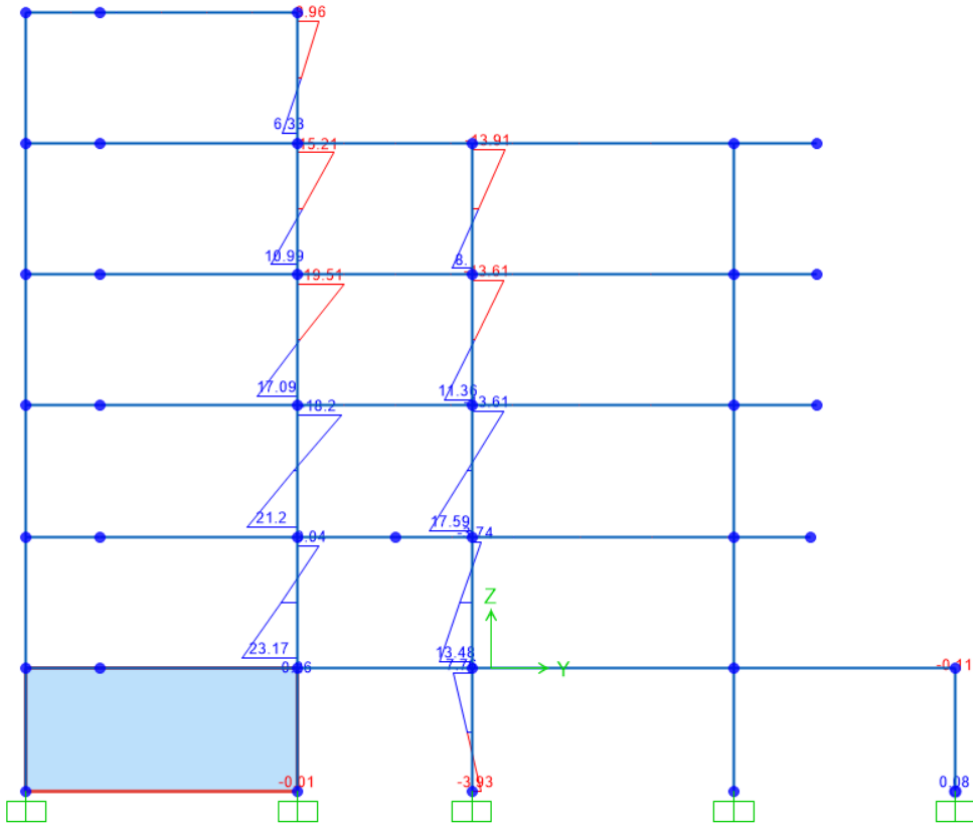
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN X

*Fotografía 4.20. ROBOT: Momento Máximo, Plano: XZ, Eje 4*



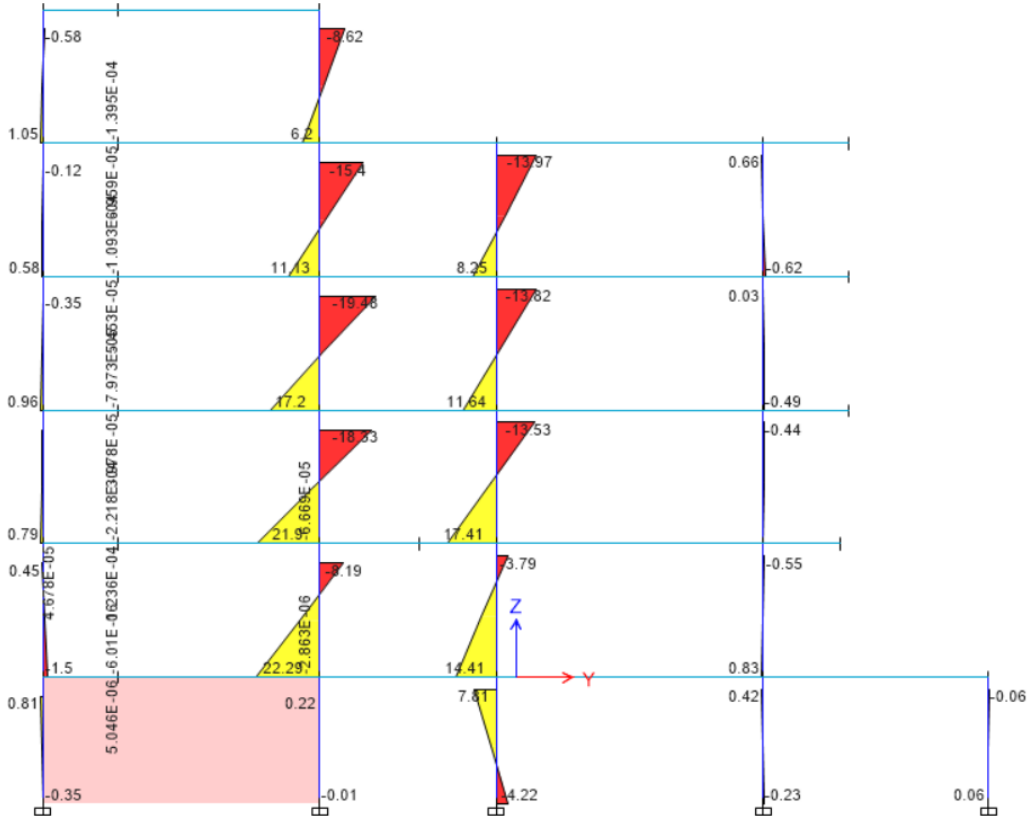
- SAP 2000: SISMO EN Y

*Fotografía 4.21. SAP2000: Momento Máximo, Plano: YZ, Eje D*



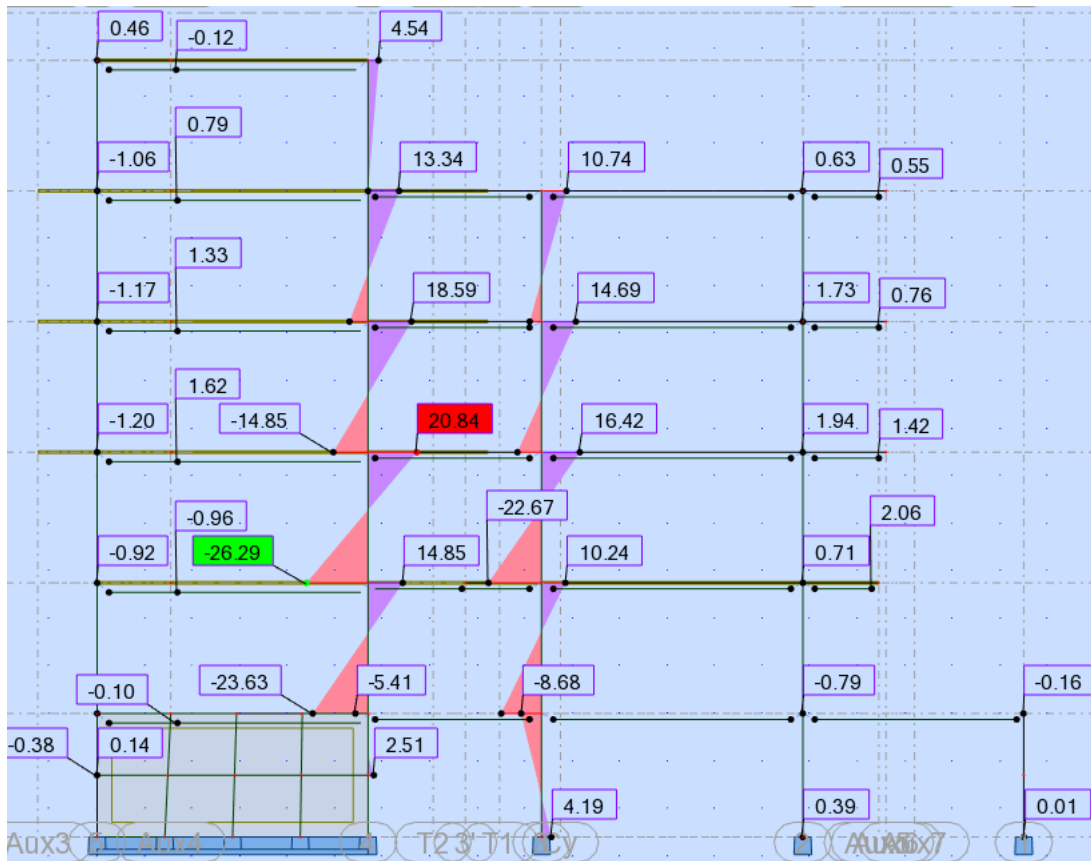
- ETABS: SISMO EN Y

*Fotografía 4.22. ETABS: Momento Máximo, Plano: YZ, Eje D*



- **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN Y**

*Fotografía 4.23. ROBOT: Momento Máximo, Plano: YZ, Eje D*

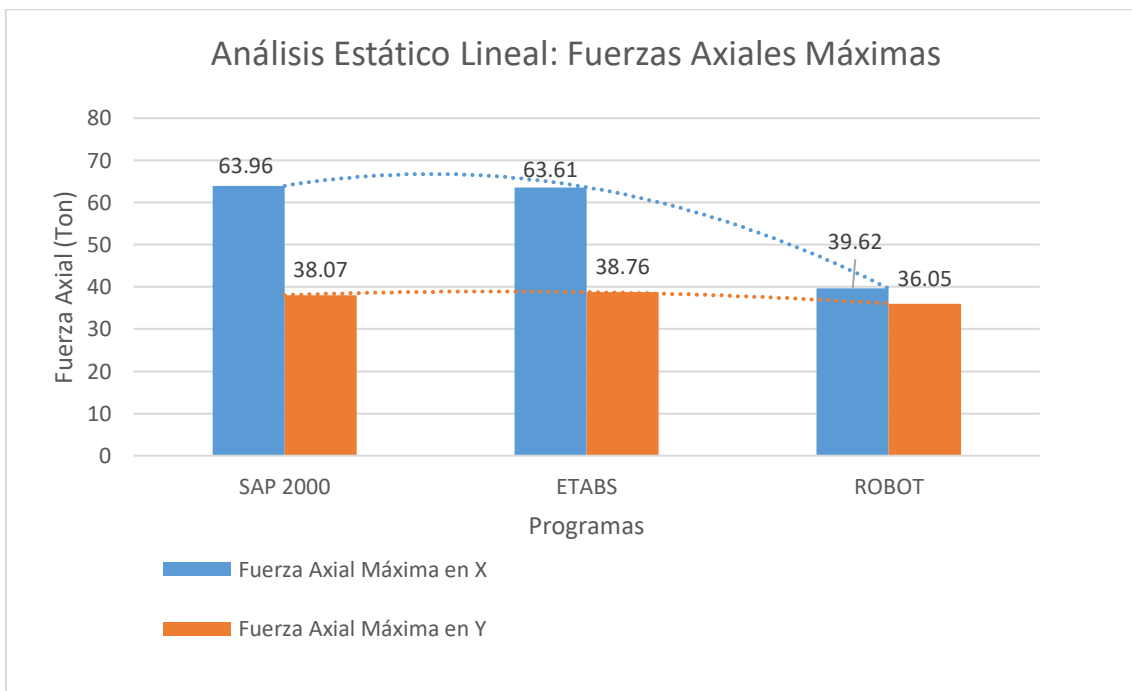
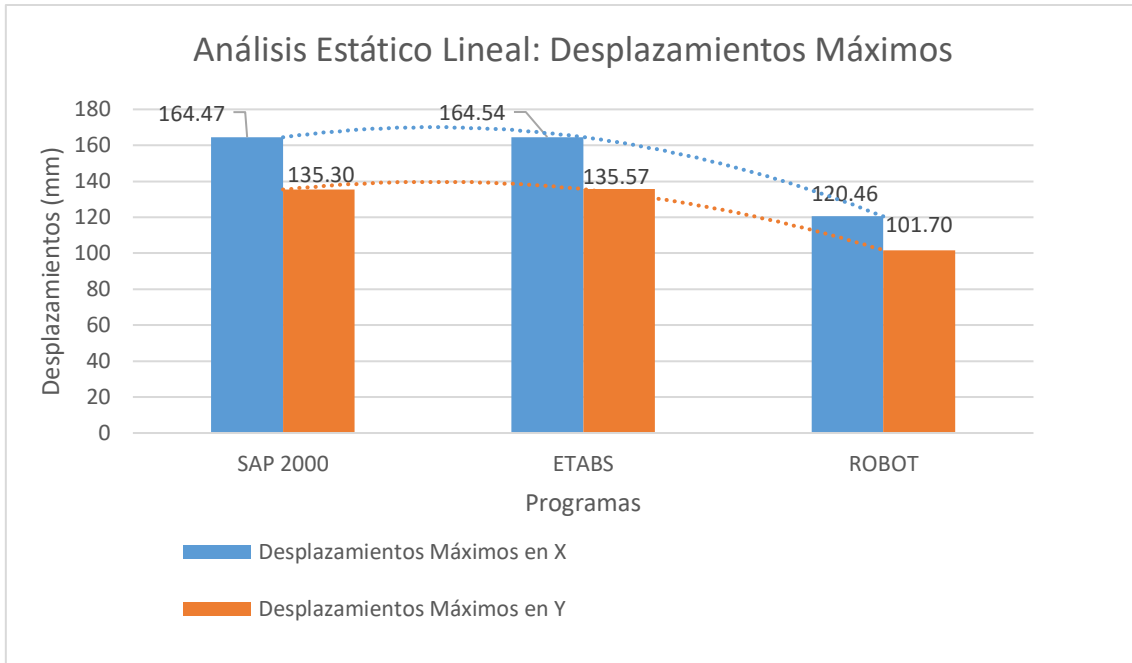


#### 4.5.5. Extracción de Resultados Globales para el Análisis Estático Lineal

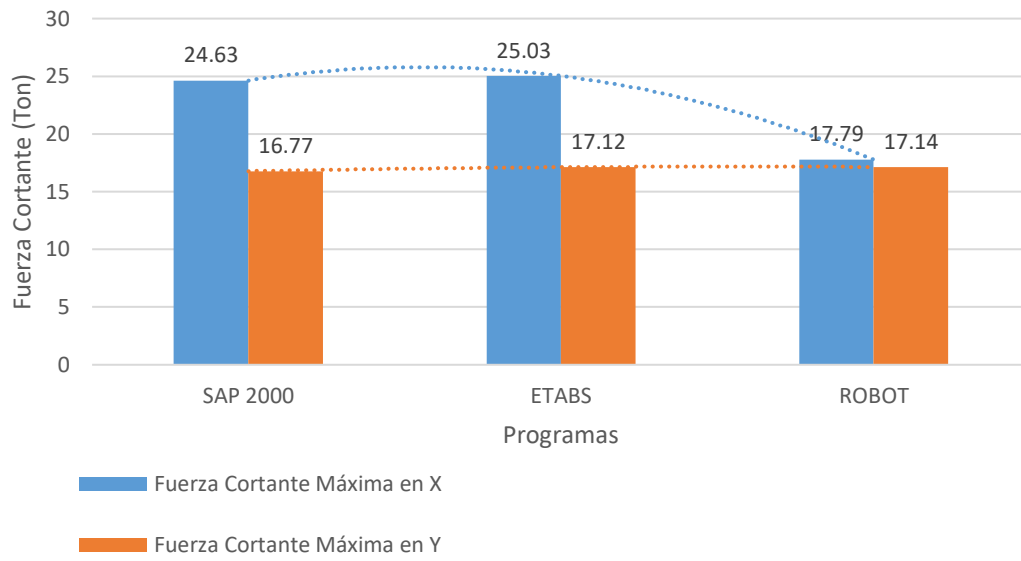
SAP 2000		
Desplazamiento y Fuerza Interna	Empotrado (sismo X+)	Empotrado (sismo Y+)
X máx (Edificio) [mm]	164.47	
Y máx (Edificio) [mm]		135.30
N máx [Ton]	63.96	38.07
V máx [Ton]	24.63	16.77
M máx [Ton*m]	41.1	23.17

ETABS		
Desplazamiento y Fuerza Interna	Empotrado (sismo X+)	Empotrado (sismo Y+)
X máx (Edificio) [mm]	164.54	
Y máx (Edificio) [mm]		135.57
N máx [Ton]	63.61	38.76
V máx [Ton]	25.03	17.12
M máx [Ton*m]	41.67	22.29

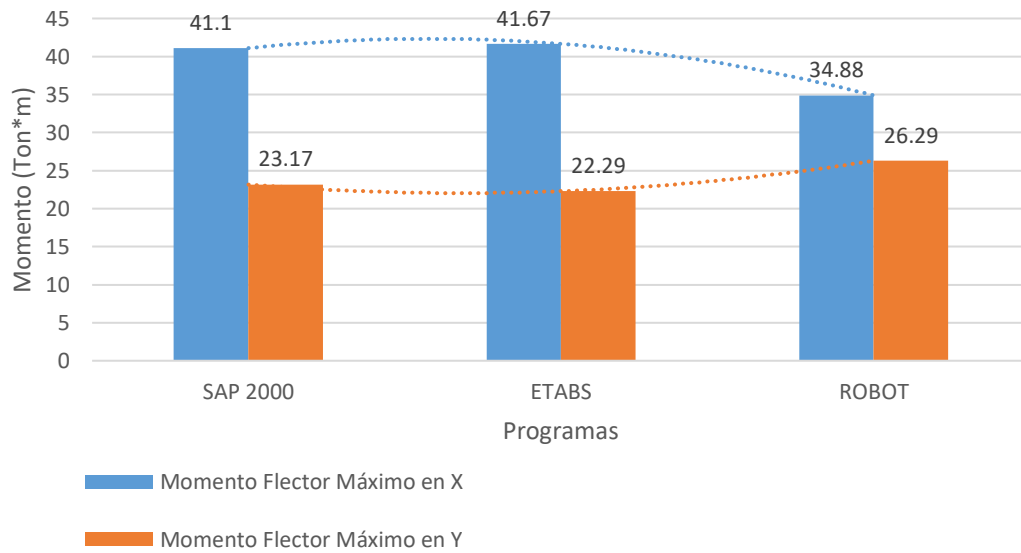
ROBOT		
Desplazamiento y Fuerza Interna	Empotrado (sismo X+)	Empotrado (sismo Y+)
X máx (Edificio) [mm]	120.46	
Y máx (Edificio) [mm]		101.7
N máx [Ton]	39.62	36.05
V máx [Ton]	17.79	17.14
M máx [Ton*m]	34.88	26.29



### Análisis Estático Lineal: Fuerzas Cortantes Máximas



### Análisis Estático Lineal: Momentos Flectores Máximos



#### 4.6. Análisis Dinámico Lineal

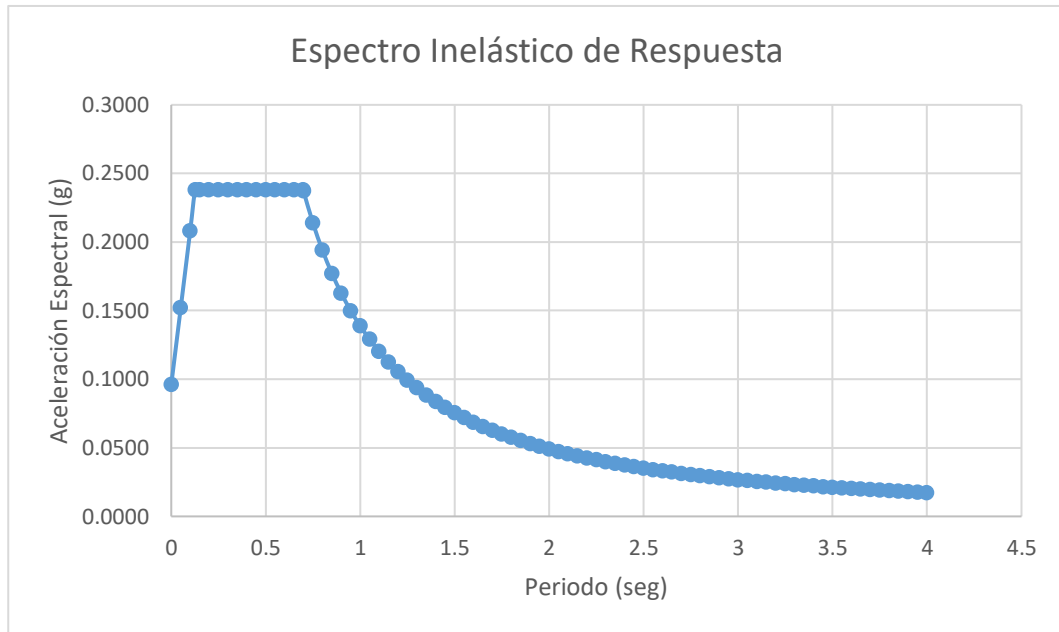
Al igual que en el Análisis Estático, previamente descrito, en el Análisis Dinámico Lineal, se deben adoptar ciertos criterios normativos antes de su realización, entre ellos la definición de las losas de piso como diafragmas rígidos, la utilización de Inercias Agrietadas en los elementos estructurales respectivos, la aplicación de zonas rígidas, la definición de materiales y secciones correspondientes, la adecuada asignación de sobrecargas (Carga Permanente y Carga Viva), la asignación de la masa participativa durante la acción sísmica (Mass Source). Pese a ello es propio del Análisis Dinámico la aplicación de nuevos parámetros tales como la asignación de los modos de vibración de la estructura que para el proyecto son igual a 30, el ingreso del espectro inelástico de respuesta y la definición de la combinación direccional y modal.

##### 4.6.1. Espectro Inelástico de Respuesta

T	Sa
0	0.0960
0.05	0.1520
0.1	0.2080
0.1269	0.2381
0.15	0.2381
0.2	0.2381
0.25	0.2381
0.3	0.2381
0.35	0.2381
0.4	0.2381
0.45	0.2381
0.5	0.2381
0.55	0.2381
0.6	0.2381
0.65	0.2381
0.6981	0.2381
0.7	0.2371
0.75	0.2138
0.8	0.1941
0.85	0.1772
0.9	0.1626
0.95	0.1500
1	0.1389
1.05	0.1291
1.1	0.1204
1.15	0.1126
1.2	0.1056
1.25	0.0994

T	Sa
1.3	0.0937
1.35	0.0885
1.4	0.0838
1.45	0.0795
1.5	0.0756
1.55	0.0720
1.6	0.0686
1.65	0.0655
1.7	0.0627
1.75	0.0600
1.8	0.0575
1.85	0.0552
1.9	0.0530
1.95	0.0510
2	0.0491
2.05	0.0473
2.1	0.0456
2.15	0.0440
2.2	0.0426
2.25	0.0411
2.3	0.0398
2.35	0.0385
2.4	0.0373
2.45	0.0362
2.5	0.0351
2.55	0.0341
2.6	0.0331
2.65	0.0322

T	Sa
2.7	0.0313
2.75	0.0305
2.8	0.0296
2.85	0.0289
2.9	0.0281
2.95	0.0274
3	0.0267
3.05	0.0261
3.1	0.0254
3.15	0.0248
3.2	0.0243
3.25	0.0237
3.3	0.0232
3.35	0.0226
3.4	0.0222
3.45	0.0217
3.5	0.0212
3.55	0.0208
3.6	0.0203
3.65	0.0199
3.7	0.0195
3.75	0.0191
3.8	0.0187
3.85	0.0184
3.9	0.0180
3.95	0.0177
4	0.0174



**4.6.2. Comparación de resultados entre Programas y Verificación del Cumplimiento de Criterios Normativos NEC 2015**

4.6.2.1. Modos de Vibración

- SAP 2000

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.084659	0.494818	0.001478	0.000167	0.494818	0.001478	0.000167
MODAL	Mode	2	0.979235	0.002703	0.496432	0.000037	0.497521	0.49791	0.000204
MODAL	Mode	3	0.818647	0.011968	0.00788	0.00005	0.509489	0.50579	0.000255
MODAL	Mode	4	0.674734	3.278E-07	6.418E-09	0.067211	0.509489	0.50579	0.067465
MODAL	Mode	5	0.553322	0.000524	0.000001063	0.050592	0.510013	0.505791	0.118057
MODAL	Mode	6	0.552284	0.000344	7.122E-07	0.020828	0.510357	0.505792	0.138885
MODAL	Mode	7	0.550992	0.000595	7.13E-08	0.051037	0.510953	0.505792	0.189922
MODAL	Mode	8	0.52211	0.000002136	3.624E-09	0.051561	0.510955	0.505792	0.241482
MODAL	Mode	9	0.430345	0.000001921	4.114E-08	0.000128	0.510957	0.505792	0.24161
MODAL	Mode	10	0.344772	0.10071	0.001	0.000445	0.611667	0.506793	0.242056
MODAL	Mode	11	0.332841	0.00001	0.000005648	0.000031	0.611677	0.506798	0.242087
MODAL	Mode	12	0.323804	0.000133	0.001078	0.000022	0.61181	0.507876	0.242109
MODAL	Mode	13	0.318979	0.000299	0.002875	0.008801	0.612109	0.510751	0.25091
MODAL	Mode	14	0.317259	0.000908	0.008828	0.003925	0.613016	0.519578	0.254835
MODAL	Mode	15	0.31597	0.000155	0.001011	0.002025	0.613171	0.520589	0.256861
MODAL	Mode	16	0.313261	0.001095	0.082094	0.002332	0.614266	0.602683	0.259192
MODAL	Mode	17	0.302792	0.000002644	2.737E-08	0.000178	0.614269	0.602683	0.25937
MODAL	Mode	18	0.286441	1.378E-08	3.284E-08	0.017276	0.614269	0.602683	0.276646
MODAL	Mode	19	0.270308	0.000076	0.000104	0.000001256	0.614345	0.602788	0.276647
MODAL	Mode	20	0.267779	0.0042	0.003268	0.000022	0.618545	0.606055	0.276669

MODAL	Mode	21	0.249627	7.335E-09	3.358E-08	0.000009417	0.618545	0.606056	0.276679
MODAL	Mode	22	0.245361	0.000068	0.009954	0.01032	0.618614	0.616009	0.286998
MODAL	Mode	23	0.239402	0.000001474	0.000007622	0.009446	0.618615	0.616017	0.296444
MODAL	Mode	24	0.237684	0.000003154	0.000008831	0.000246	0.618618	0.616026	0.29669
MODAL	Mode	25	0.237175	0.000005152	0.00011	0.001162	0.618623	0.616136	0.297852
MODAL	Mode	26	0.236478	0.000822	0.000208	0.000045	0.619446	0.616344	0.297897
MODAL	Mode	27	0.21608	4.901E-08	5.74E-08	0.005708	0.619446	0.616344	0.303605
MODAL	Mode	28	0.203094	0.000004101	2.702E-08	0.001589	0.61945	0.616344	0.305194
MODAL	Mode	29	0.201569	0.00001	7.681E-08	0.000008013	0.61946	0.616344	0.305202
MODAL	Mode	30	0.193517	0.046594	0.000042	0.00019	0.666054	0.616386	0.305392

- ETABS

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec						
Modal	1	1.093	0.4856	0.0029	0	0.4856	0.0029	0
Modal	2	0.989	0.0077	0.479	0	0.4932	0.4819	0
Modal	3	0.871	0.0189	0.0281	0	0.5122	0.5101	0
Modal	4	0.347	0.0996	0.0012	0	0.6118	0.5113	0
Modal	5	0.312	0.0038	0.0936	0	0.6156	0.6049	0
Modal	6	0.282	0.0047	0.014	0	0.6202	0.6189	0
Modal	7	0.193	0.0538	1.42E-05	0	0.6741	0.619	0
Modal	8	0.18	0.0001	0.0223	0	0.6742	0.6413	0
Modal	9	0.158	0.0001	0.0319	0	0.6743	0.6731	0
Modal	10	0.129	0.0143	0.0006	0	0.6885	0.6737	0
Modal	11	0.119	0.0066	0.0022	0	0.6951	0.6759	0
Modal	12	0.1	3.7E-05	0.0184	0	0.6951	0.6943	0
Modal	13	0.094	0.0021	0	0	0.6973	0.6943	0
Modal	14	0.089	0.0029	0	0	0.7002	0.6943	0
Modal	15	0.08	0.002	4.6E-06	0	0.7022	0.6943	0
Modal	16	0.068	9.4E-06	0.0054	0	0.7022	0.6998	0
Modal	17	0.023	0.2971	1.85E-05	0	0.9993	0.6998	0
Modal	18	0.019	3.6E-05	0.2961	0	0.9994	0.9958	0
Modal	19	0.014	0.0006	0.0013	0	1	0.9971	0
Modal	20	0.01	0	0	0	1	0.9971	0
Modal	21	0.009	2.2E-05	7E-07	0	1	0.9971	0
Modal	22	0.007	0	0.0029	0	1	1	0
Modal	23	0.004	0	0	0	1	1	0
Modal	24	0.004	0	0	0	1	1	0
Modal	25	0.004	0	0	0	1	1	0
Modal	26	0.004	0	0	0	1	1	0
Modal	27	0.002	0	0	0	1	1	0
Modal	28	0.002	0	0	0	1	1	0
Modal	29	0.002	0	0	0	1	1	0
Modal	30	0.002	0	0	0	1	1	0

- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)
3/1	1.03	0.98	0.07	48.4	0
4/1	1.03	0.98	0.07	48.4	0
5/1	1.03	0.98	0.07	48.4	0
4/2	1.03	0.97	50.48	48.45	0
3/2	1.03	0.97	50.48	48.45	0
5/2	1.03	0.97	50.48	48.45	0
5/3	1.26	0.79	50.57	49.73	0
4/3	1.26	0.79	50.57	49.73	0
3/3	1.26	0.79	50.57	49.73	0
5/4	3.16	0.32	60.46	50.04	0
4/4	3.16	0.32	60.46	50.04	0
3/4	3.16	0.32	60.46	50.04	0
5/5	3.24	0.31	60.9	59.93	0
4/5	3.24	0.31	60.9	59.93	0
3/5	3.24	0.31	60.9	59.93	0
4/6	3.83	0.26	61.08	60.27	0
5/6	3.83	0.26	61.08	60.27	0
3/6	3.83	0.26	61.08	60.27	0
5/7	5.07	0.2	61.64	60.35	0
4/7	5.07	0.2	61.64	60.35	0
3/7	5.07	0.2	61.64	60.35	0
4/8	5.36	0.19	64.17	61.02	0
3/8	5.36	0.19	64.17	61.02	0
5/8	5.36	0.19	64.17	61.02	0
3/9	5.63	0.18	65.33	63.3	0
4/9	5.63	0.18	65.33	63.3	0
5/9	5.63	0.18	65.33	63.3	0
4/10	6.08	0.16	65.94	64.71	0
5/10	6.08	0.16	65.94	64.71	0
3/10	6.08	0.16	65.94	64.71	0
4/11	6.52	0.15	66.07	65.35	0
3/11	6.52	0.15	66.07	65.35	0
5/11	6.52	0.15	66.07	65.35	0
5/12	7.55	0.13	66.2	65.49	0
4/12	7.55	0.13	66.2	65.49	0
3/12	7.55	0.13	66.2	65.49	0
4/13	8.31	0.12	67.39	65.56	0
5/13	8.31	0.12	67.39	65.56	0
3/13	8.31	0.12	67.39	65.56	0

5/14	8.58	0.12	67.55	66.25	0
3/14	8.58	0.12	67.55	66.25	0
4/14	8.58	0.12	67.55	66.25	0
5/15	9.73	0.1	67.55	67.41	0
4/15	9.73	0.1	67.55	67.41	0
3/15	9.73	0.1	67.55	67.41	0
5/16	11.21	0.09	67.84	67.41	0
4/16	11.21	0.09	67.84	67.41	0
3/16	11.21	0.09	67.84	67.41	0
5/17	12.23	0.08	67.93	67.42	0
3/17	12.23	0.08	67.93	67.42	0
4/17	12.23	0.08	67.93	67.42	0
3/18	13.47	0.07	67.93	67.89	0
4/18	13.47	0.07	67.93	67.89	0
5/18	13.47	0.07	67.93	67.89	0
3/19	15.57	0.06	68.28	67.89	0
4/19	15.57	0.06	68.28	67.89	0
5/19	15.57	0.06	68.28	67.89	0
3/20	28.23	0.04	68.38	67.89	0
4/20	28.23	0.04	68.38	67.89	0
5/20	28.23	0.04	68.38	67.89	0
3/21	38.74	0.03	75.31	67.89	0
4/21	38.74	0.03	75.31	67.89	0
5/21	38.74	0.03	75.31	67.89	0
4/22	43.8	0.02	98.72	67.91	0
5/22	43.8	0.02	98.72	67.91	0
3/22	43.8	0.02	98.72	67.91	0
5/23	50.25	0.02	98.79	67.91	0
4/23	50.25	0.02	98.79	67.91	0
3/23	50.25	0.02	98.79	67.91	0
5/24	51.48	0.02	98.81	98.43	0
4/24	51.48	0.02	98.81	98.43	0
3/24	51.48	0.02	98.81	98.43	0
4/25	64.01	0.02	98.81	98.43	0
3/25	64.01	0.02	98.81	98.43	0
5/25	64.01	0.02	98.81	98.43	0
4/26	64.09	0.02	98.83	98.43	0
3/26	64.09	0.02	98.83	98.43	0
5/26	64.09	0.02	98.83	98.43	0
4/27	64.26	0.02	98.87	98.43	0
3/27	64.26	0.02	98.87	98.43	0
5/27	64.26	0.02	98.87	98.43	0
3/28	64.48	0.02	98.87	98.43	0
5/28	64.48	0.02	98.87	98.43	0
4/28	64.48	0.02	98.87	98.43	0
3/29	64.75	0.02	99.02	98.43	0
5/29	64.75	0.02	99.02	98.43	0
4/29	64.75	0.02	99.02	98.43	0
4/30	65.28	0.02	99.04	98.43	0
5/30	65.28	0.02	99.04	98.43	0
3/30	65.28	0.02	99.04	98.43	0



Resolución: El Cortante Basal Dinámico, tanto en X como en Y, No es mayor o igual al 80 % del Cortante Basal Estático, por tanto, no cumple con el Criterio Normativo.

Factor de Amplificación de Espectro X:	2.83
Factor de Amplificación de Espectro Y:	2.52

Nota: Se generan coeficientes de amplificación del espectro de respuesta inelástico, con el objetivo de cumplir con el criterio normativo, posteriormente descrito.

- ETABS

CÁLCULO ETABS									
TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
DINÁMICO X Max	69.5612	7.3712	0	77.0192	656.1113	185.5492	0	0	-2.6
DINÁMICO Y Max	7.3712	75.7757	0	756.9545	75.4371	142.9793	0	0	-2.6
	Cortante Basal Dinámico en X:			69.56	Ton	Cortante Basal Estático:		217.79	Ton
	Cortante Basal Dinámico en Y:			75.78	Ton				

Resolución: El Cortante Basal Dinámico, tanto en X como en Y, No es mayor o igual al 80 % del Cortante Basal Estático, por tanto, no cumple con el Criterio Normativo.

Factor de Amplificación de Espectro X:	2.51
Factor de Amplificación de Espectro Y:	2.31

Nota: Se generan coeficientes de amplificación del espectro de respuesta inelástico, con el objetivo de cumplir con el criterio normativo, posteriormente descrito.

- ROBOT

CÁLCULO ROBOT						
Nudo/Caso/ Modo	FX (T)	FY (T)	FZ(T)	MX (Tm)	MY(Tm)	MZ(Tm)
Caso	Sismo Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	141.56	32.76	229.17	12.76	51.84	0.46
Suma de reacciones <	79.72	2.62	0	7.62	617.5	657.52
Suma de esfuerzos	79.72	2.62	0	7.62	617.5	657.47
Verificación	159.44	5.25	0	15.23	1235	1314.99
Precisión:	1.47E+01	1.31E+00				
Caso	Sismo Dirección_Y					
Modo CQC						
Suma final	15.56	164.77	145.17	65.56	8.05	0.36
Suma de reacciones <	2.62	78.62	0	599.19	6.68	515.69
Suma de esfuerzos	2.62	78.62	0	599.19	6.68	515.8
Verificación	5.24	157.24	0	1198.38	13.36	1031.49
Precisión:	1.47E+01	1.31E+00				

Cortante Basal Dinámico en X:	<b>184.15</b>	Ton	Cortante Basal Estático:	229.82	Ton
Cortante Basal Dinámico en Y:	<b>183.98</b>	Ton			

Resolución: El Cortante Basal Dinámico, tanto en X como en Y, No es mayor o igual al 80 % del Cortante Basal Estático, por tanto, no cumple con el Criterio Normativo.

Factor de Amplificación de Espectro X:	2.31
Factor de Amplificación de Espectro Y:	2.34

Nota: Se generan coeficientes de amplificación del espectro de respuesta inelástico, con el objetivo de cumplir con el criterio normativo, posteriormente descrito.

#### 4.6.2.3. Escalado del Espectro Inelástico de Respuesta

##### CRITERIO NORMATIVO NEC 2015: Cortante Basal Dinámico y Estático

Criterio Normativo: Para estructuras regulares, el Cortante Basal Dinámico debe ser mayor o igual al 80 % del Cortante Basal obtenido por cualquier método Estático.

CÁLCULO SAP 2000 CON ESPECTRO AMPLIFICADO								
TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
DINAMICOX	LinRespSpec	Max	<b>177.556</b>	14.232	9.5382	125.91545	1469.2198	585.3569
DINAMICOY	LinRespSpec	Max	12.673	<b>177.6137</b>	6.4789	1548.7462	98.36504	266.5906
			Cortante Basal Dinámico en X:	<b>177.56</b>	Ton	Cortante Basal Estático:	221.70	Ton
			Cortante Basal Dinámico en Y:	<b>177.61</b>	Ton			

Resolución: El Cortante Basal Dinámico, tanto en X como en Y, es mayor al 80 % del Cortante Basal Estático, por tanto, Sí cumple con el Criterio Normativo.

CÁLCULO ETABS CON ESPECTRO AMPLIFICADO									
TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
DINÁMICO X Max	<b>174.5987</b>	18.5017	0	193.3181	1646.8392	619.5244	0	0	-2.6
DINÁMICO Y Max	17.0274	<b>175.0418</b>	0	1748.565	174.2598	417.3924	0	0	-2.6
			Cortante Basal Dinámico en X:	<b>174.60</b>	Ton	Cortante Basal Estático:	217.79	Ton	
			Cortante Basal Dinámico en Y:	<b>175.04</b>	Ton				

CÁLCULO ROBOT CON ESPECTRO AMPLIFICADO						
Nudo/Caso/ Modo	FX (T)	FY (T)	FZ(T)	MX (Tm)	MY(Tm)	MZ(Tm)
Caso	Sismo Dirección_X					
Modo CQC						
Suma final	327	75.69	529.38	29.48	119.75	1.05
Suma de reacciones <	184.15	6.06	0	17.6	1426.42	1518.88
Suma de esfuerzos	184.15	6.06	0	17.6	1426.42	1518.76
Verificación	368.3	12.12	0	35.19	2852.85	3037.63
Precisión:	1.47E+01	1.31E+00				
Caso	Sismo Dirección_Y					
Modo CQC						
Suma final	36.4	385.56	339.7	153.4	18.84	0.85
Suma de reacciones <	6.13	183.98	0	1402.1	15.63	1206.71
Suma de esfuerzos	6.14	183.97	0	1402.11	15.63	1206.98
Verificación	12.27	367.95	0	2804.21	31.26	2413.69
Precisión:	1.47E+01	1.31E+00				
	Cortante Basal Dinámico en X:	184.15	Ton	Cortante Basal Estático:	229.82	Ton
	Cortante Basal Dinámico en Y:	183.98	Ton			

**Resolución:** El Cortante Basal Dinámico, tanto en X como en Y, es mayor al 80 % del Cortante Basal Estático, por tanto, Sí cumple con el Criterio Normativo.

#### 4.6.2.4. Derivas Producto del Análisis Dinámico Lineal

##### CRITERIO NORMATIVO NEC 2015: Cortante Basal Dinámico y Estático

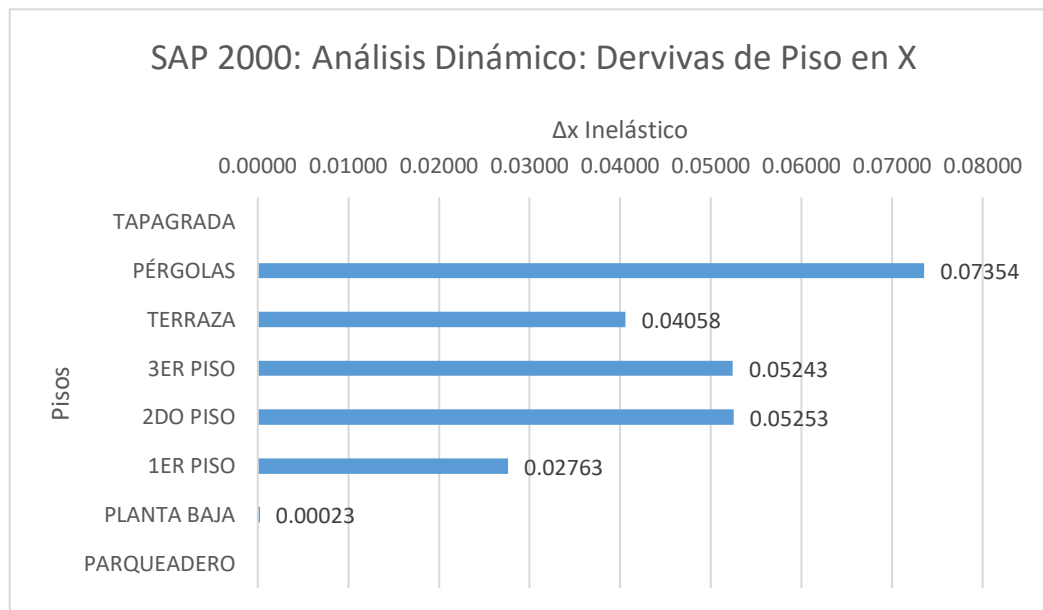
Criterio Normativo: La deriva inelástica calculada, debe ser menor o igual a la deriva máxima inelástica  $\Delta M$ .

$$\Delta E * R * 0.75 \leq 0.02$$

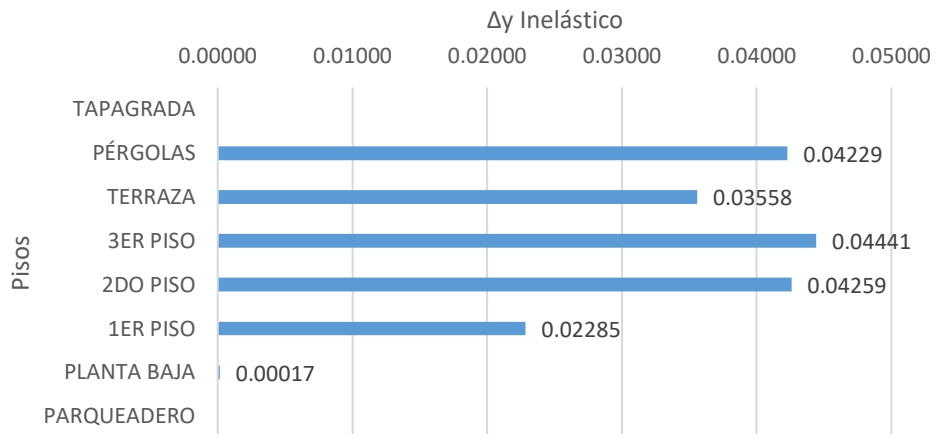
SAP 2000: Derivas Análisis Sísmico Dinámico con Espectro Amplificado										
TABLE: Story Response										
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir	$\Delta x$ E	$\Delta x$ INELÁSTICO	$\Delta y$ E	$\Delta y$ INELÁSTICO	$\Delta xM=0.02$	$\Delta yM=0.02$
	m		mm	mm						
TAPAGRADA	14.75	Top	0	0						
PÉRGOLAS	13.75	Top	181.08	137.78	0.01961	0.07354	0.01128	0.04229	NO CUMPLE	NO CUMPLE
TERRAZA	11	Top	127.15	106.77	0.01082	0.04058	0.00949	0.03558	NO CUMPLE	NO CUMPLE
3ER PISO	8.25	Top	97.39	80.68	0.01398	0.05243	0.01184	0.04441	NO CUMPLE	NO CUMPLE
2DO PISO	5.5	Top	58.94	48.11	0.01401	0.05253	0.01136	0.04259	NO CUMPLE	NO CUMPLE
1ER PISO	2.75	Top	20.42	16.88	0.00737	0.02763	0.00609	0.02285	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PLANTA BAJA	0	Top	0.16	0.12	0.00006	0.00023	0.00005	0.00017	OK	OK
PARQUEADERO	-2.6	Top	0	0						

ETABS: Derivas Análisis Sísmico Dinámico con Espectro Amplificado										
TABLE: Story Response										
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir						
	m		mm	mm	$\Delta x$ E	$\Delta x$ INELÁSTICO	$\Delta y$ E	$\Delta y$ INELÁSTICO	$\Delta xM=0.02$	$\Delta yM=0.02$
TAPAGRADA	14.75	Top	0	0						
PÉRGOLAS	13.75	Top	172.64	131.31	0.02169	0.08135	0.01240	0.04649	NO CUMPLE	NO CUMPLE
TERRAZA	11	Top	112.98	97.22	0.00956	0.03586	0.00864	0.03241	NO CUMPLE	NO CUMPLE
3ER PISO	8.25	Top	86.68	73.45	0.01230	0.04612	0.01071	0.04015	NO CUMPLE	NO CUMPLE
2DO PISO	5.5	Top	52.86	44.01	0.01262	0.04732	0.01021	0.03829	NO CUMPLE	NO CUMPLE
1ER PISO	2.75	Top	18.16	15.93	0.00655	0.02457	0.00576	0.02159	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PLANTA BAJA	0	Top	0.14	0.10	0.00005	0.00020	0.00004	0.00014	OK	OK
PARQUEADERO	-2.6	Top	0	0						

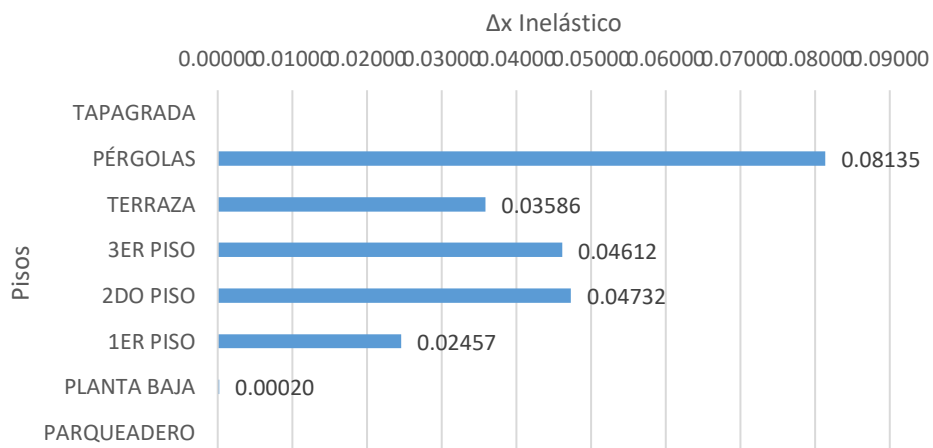
ROBOT: Derivas Análisis Sísmico Dinámico con Espectro Amplificado										
TABLE: Story Response										
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir						
	m		mm	mm	$\Delta x$ E	$\Delta x$ INELÁSTICO	$\Delta y$ E	$\Delta y$ INELÁSTICO	$\Delta xM=0.02$	$\Delta yM=0.02$
TAPAGRADA	14.75	Top	0	0						
PÉRGOLAS	13.75	Top	117.89	133.29	0.005	0.018736364	0.00677	0.025404545	OK	NO CUMPLE
TERRAZA	11	Top	104.15	114.66	0.00807	0.030272727	0.01004	0.03765	NO CUMPLE	NO CUMPLE
3ER PISO	8.25	Top	81.95	87.05	0.01082	0.040581818	0.01203	0.045095455	NO CUMPLE	NO CUMPLE
2DO PISO	5.5	Top	52.19	53.98	0.01154	0.043268182	0.01252	0.046936364	NO CUMPLE	NO CUMPLE
1ER PISO	2.75	Top	20.46	19.56	0.00682	0.025581818	0.00652	0.02445	NO CUMPLE	NO CUMPLE
PLANTA BAJA	0	Top	1.70	1.63	0.00065	0.002451923	0.00063	0.002350962	OK	OK
PARQUEADERO	-2.6	Top	0	0						



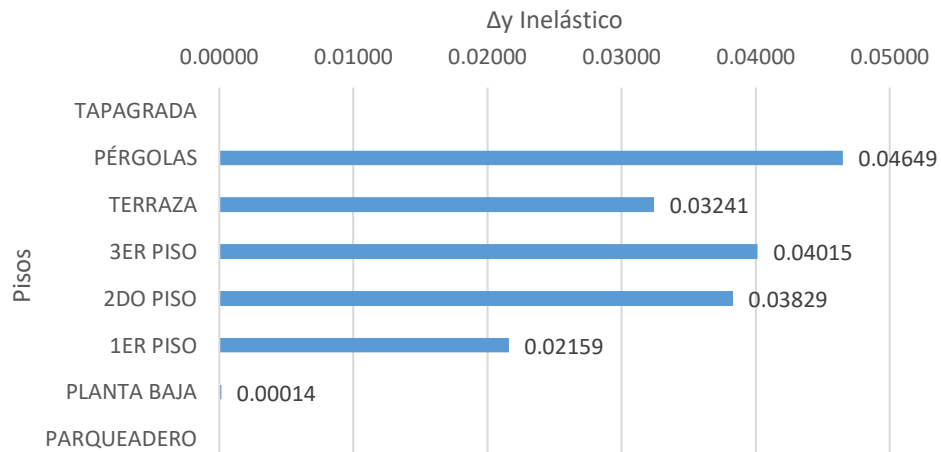
### SAP 2000: Análisis Dinámico: Dervivas de Piso en Y



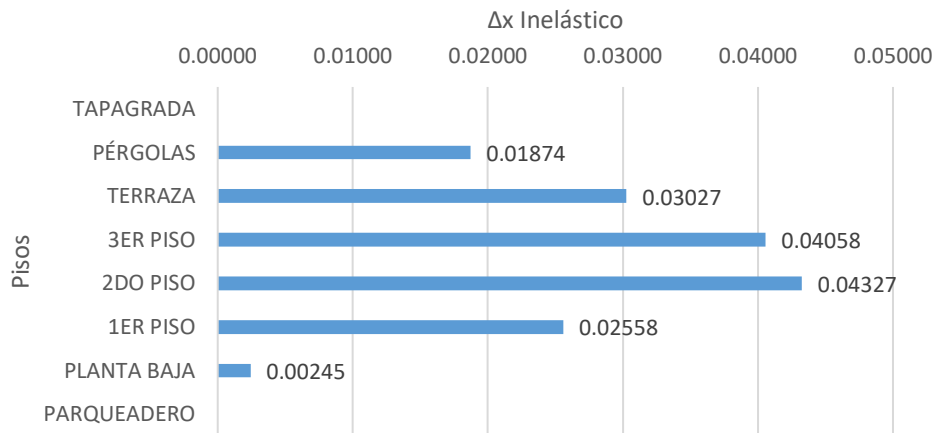
### ETABS: Análisis Dinámico: Dervivas de Piso en X



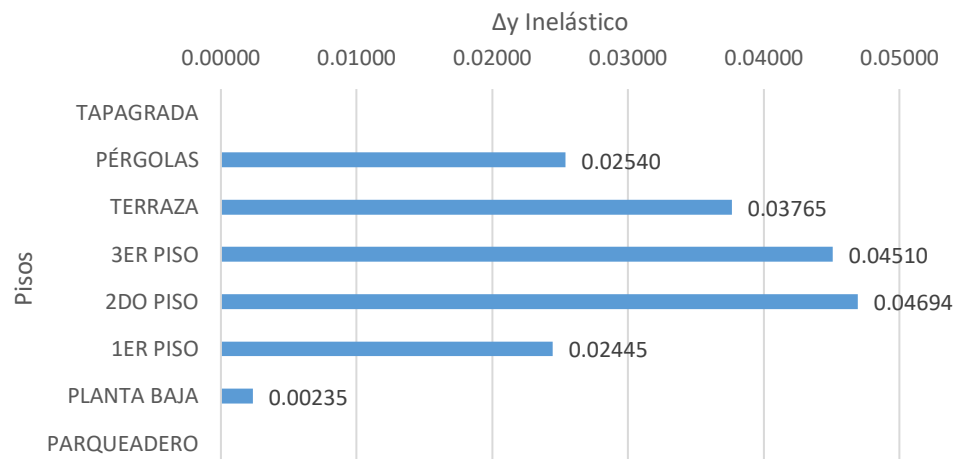
### ETABS: Análisis Dinámico: Dervivas de Piso en Y



### ROBOT: Análisis Dinámico: Dervivas de Piso en X



### ROBOT: Análisis Dinámico: Dervivas de Piso en Y



#### 4.6.2.5. Fuerzas Internas producto del Análisis Dinámico

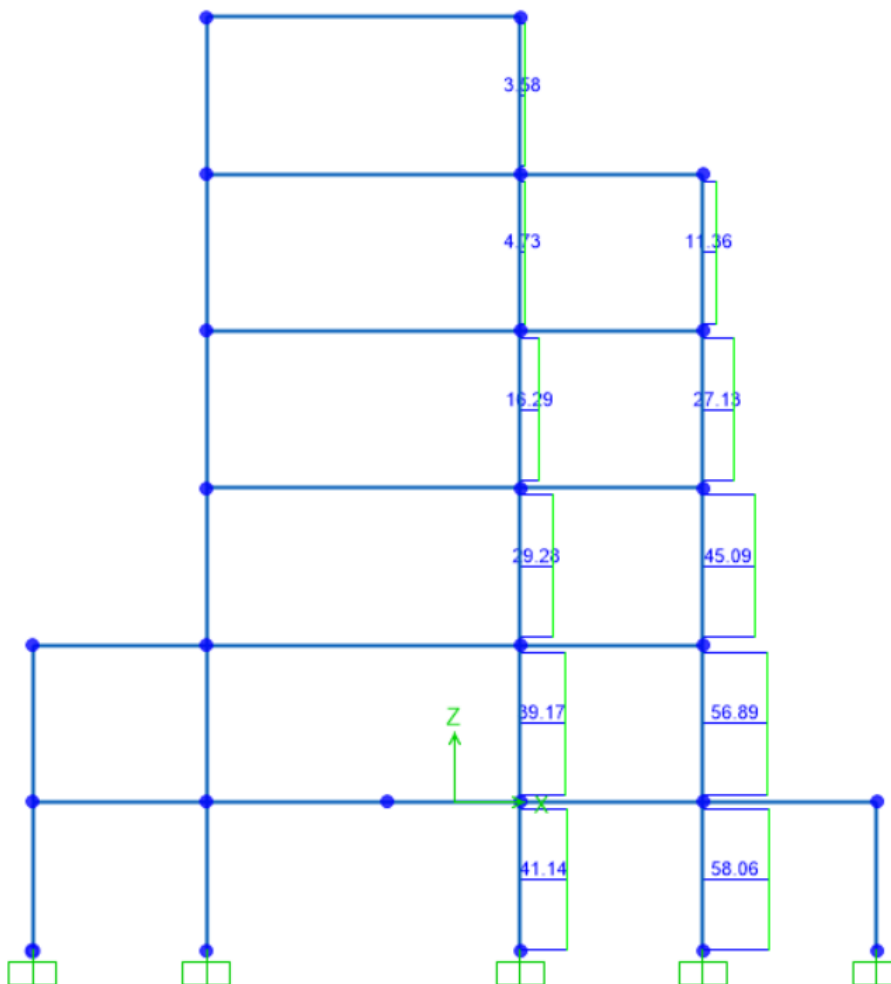
SISMO EN X	FUERZAS	ANALIZAR EN EL PLANO	SISTEMA APORTICADO DE BARRAS
	Axial	XZ	Axial
	Cortante	XZ	Shear 2-2
	Momento Flector	XZ	Momento 3-3

SISMO EN Y	FUERZAS	ANALIZAR EN EL PLANO	SISTEMA APORTICADO DE BARRAS
	Axial	YZ	Axial
	Cortante	YZ	Shear 3-3
	Momento Flector	YZ	Momento 2-2

#### FUERZAS AXIALES PARA SISMO EN X e Y

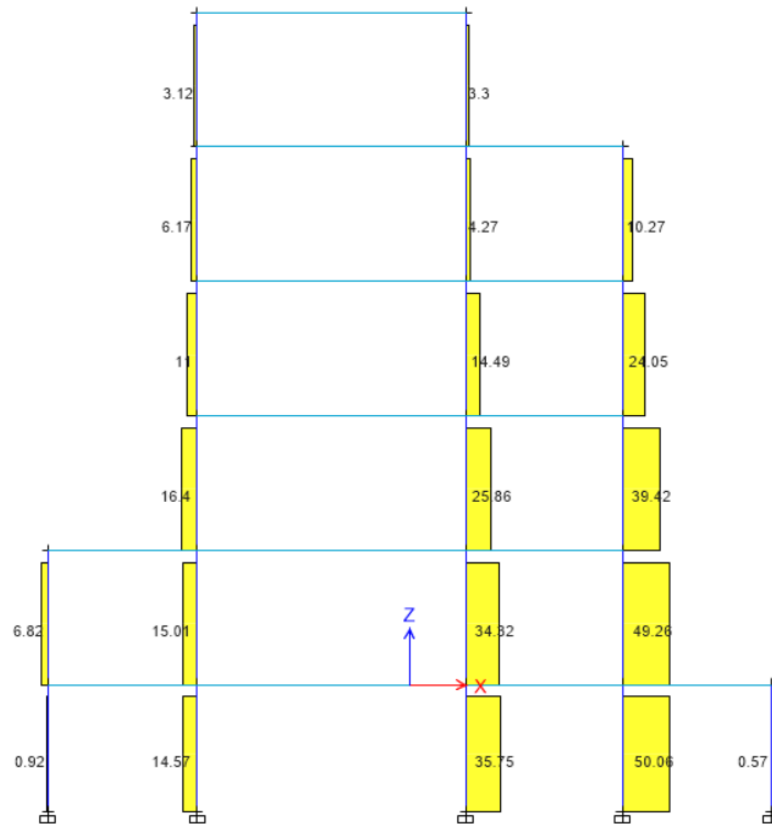
- SAP 2000: SISMO EN X

*Fotografía 4.24. SAP2000: Fuerza Axial Máxima, Plano: XZ, Eje:3*



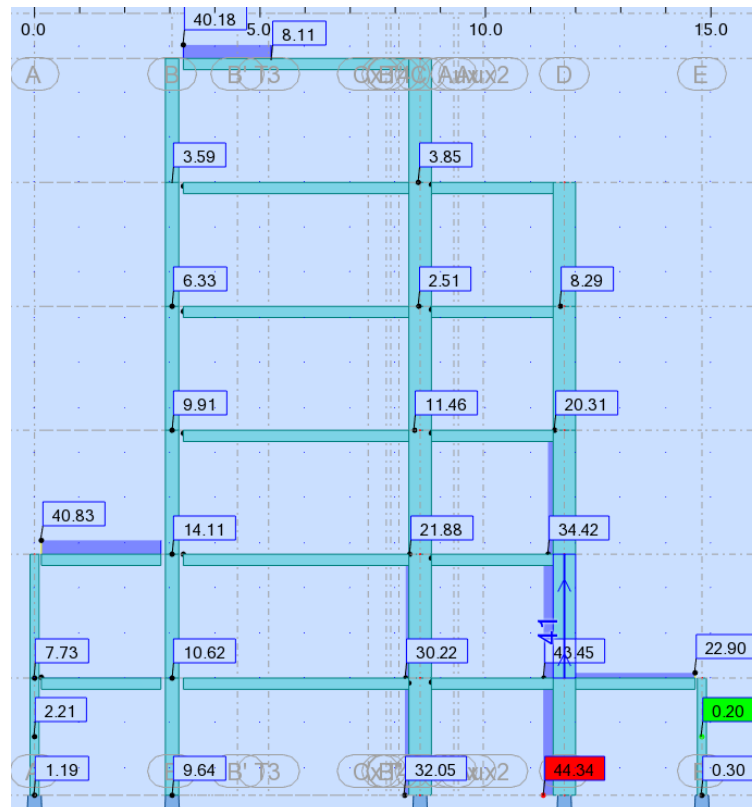
- ETABS: SISMO EN X

*Fotografía 4.25. ETABS: Fuerza Axial Máxima, Plano: XZ, Eje:3*



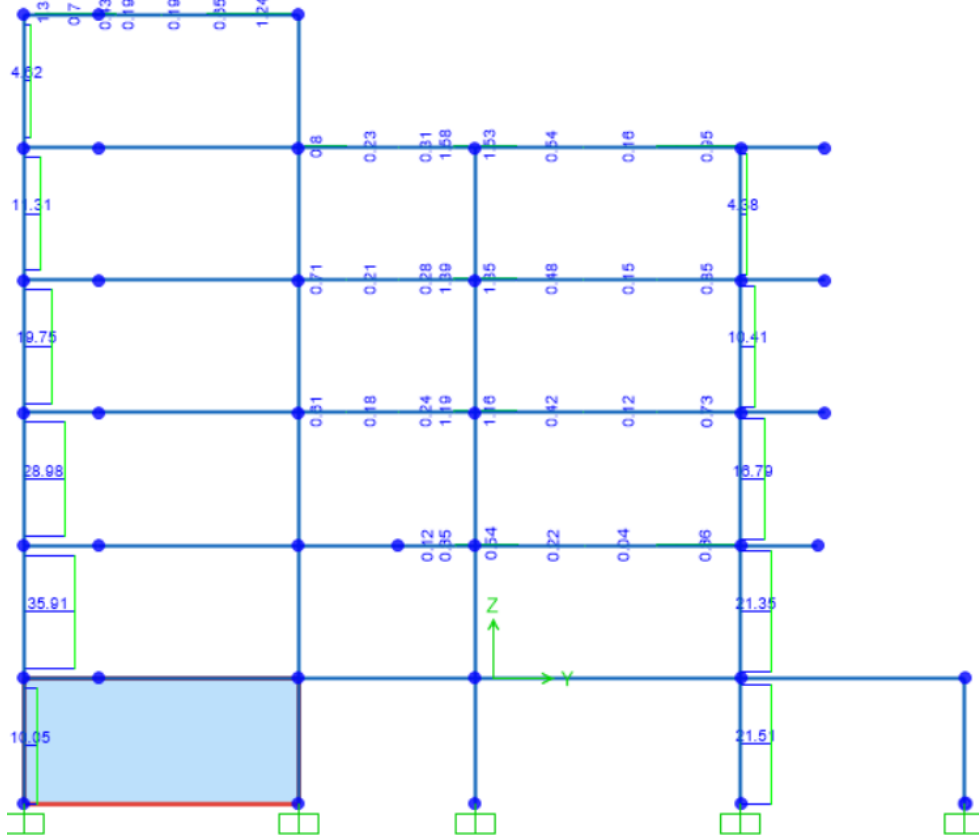
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN X

*Fotografía 4.26. ROBOT: Fuerza Axial Máxima, Plano: XZ, Eje 3*



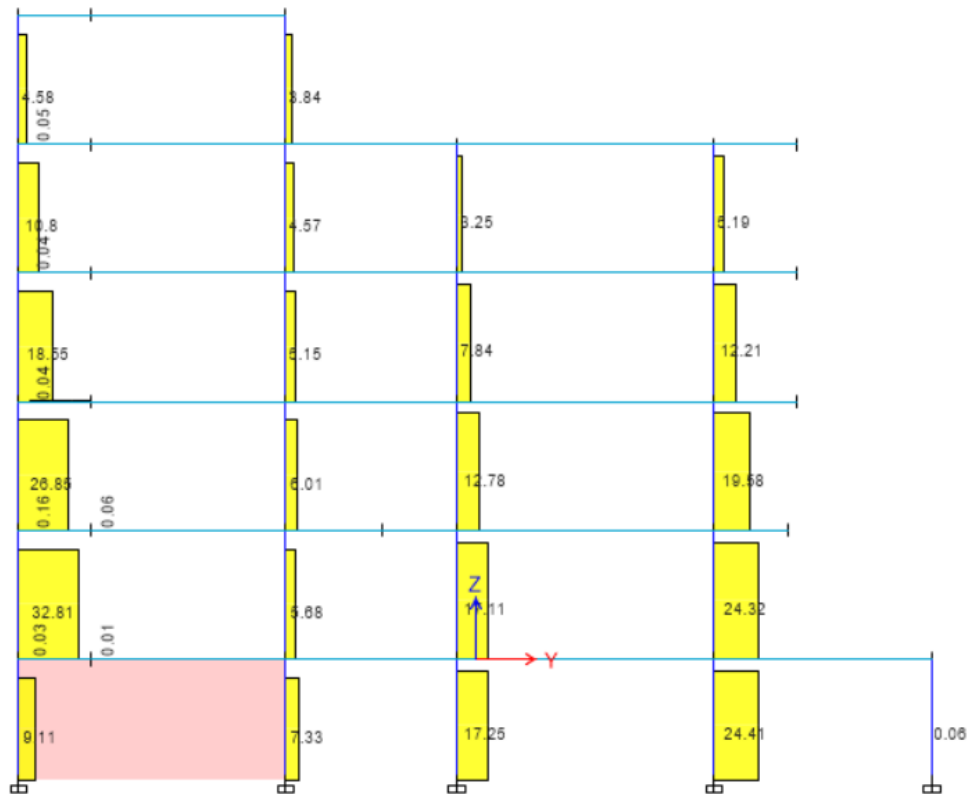
- SAP 2000: SISMO EN Y

*Fotografía 4.27. SAP2000: Fuerza Axial Máxima, Plano: YZ, Eje D*



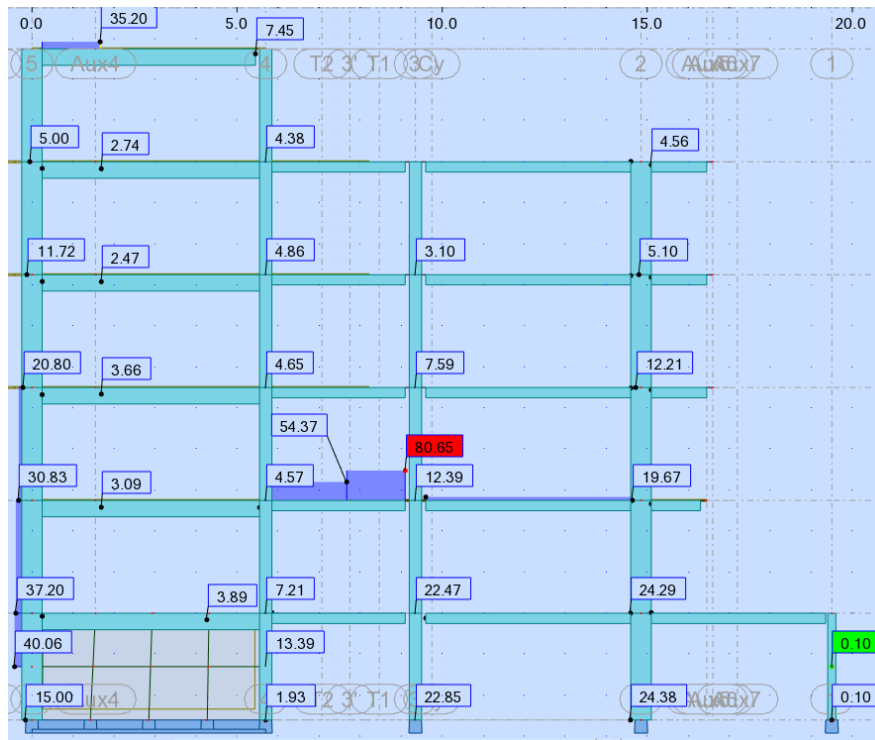
- ETABS: SISMO EN Y

*Fotografía 4.28. ETABS: Fuerza Axial Máxima, Plano: YZ, Eje D*



- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN Y

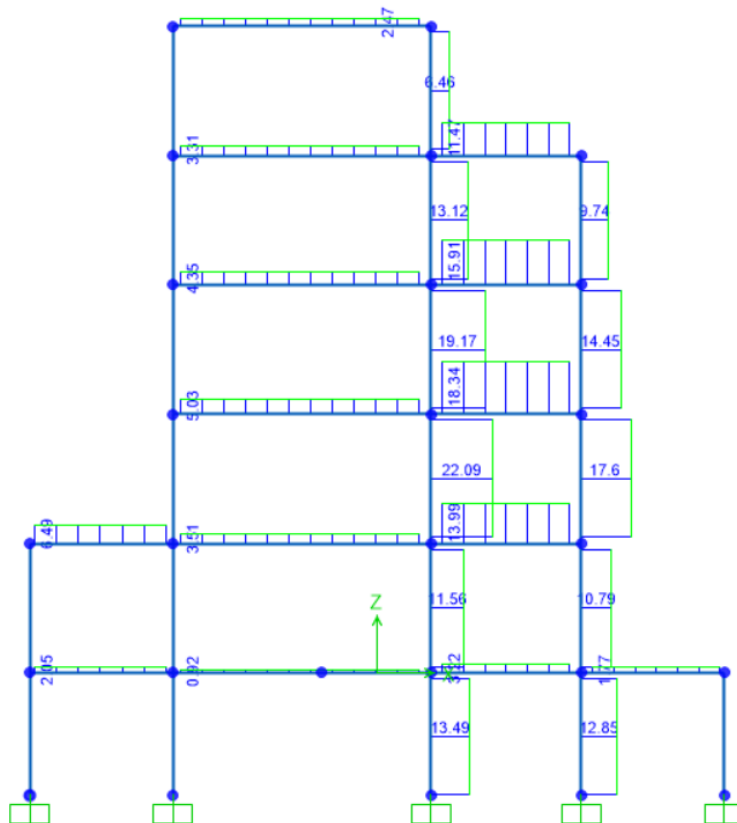
*Fotografía 4.29. ROBOT: Fuerza Axial Máxima, Plano: YZ, Eje D*



FUERZAS CORTANTES PARA SISMO EN X e Y

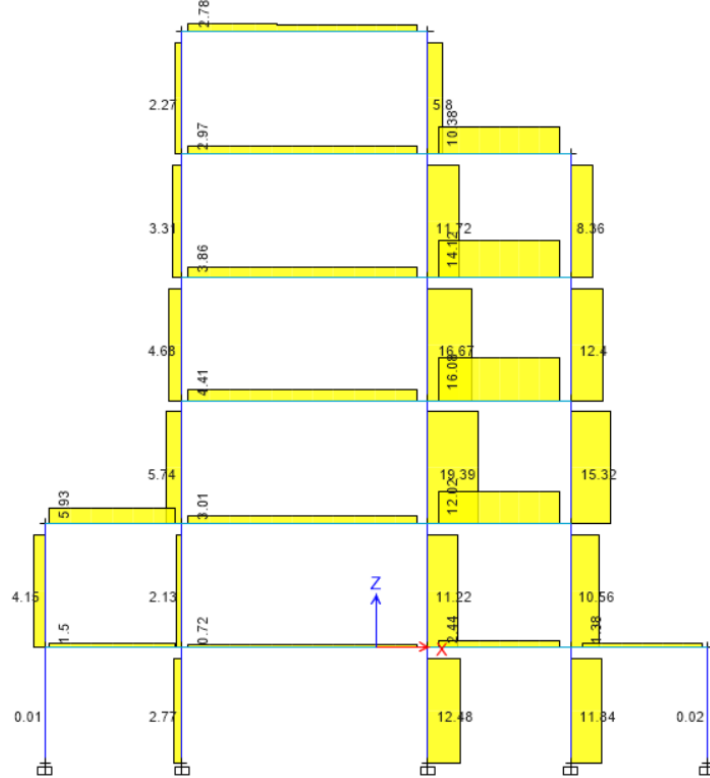
- SAP 2000: SISMO EN X

*Fotografía 4.30. SAP2000: Fuerza Cortante Máxima, Plano: XZ, Eje 3*



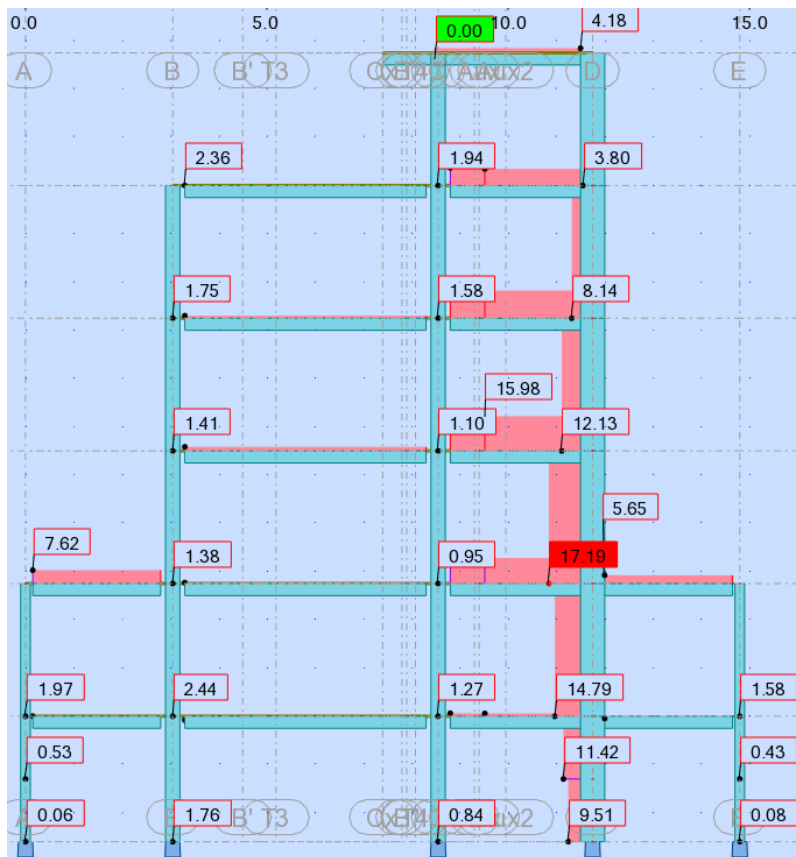
- ETABS: SISMO EN X

*Fotografía 4.31. ETABS: Fuerza Cortante Máxima, Plano: XZ, Eje 3*



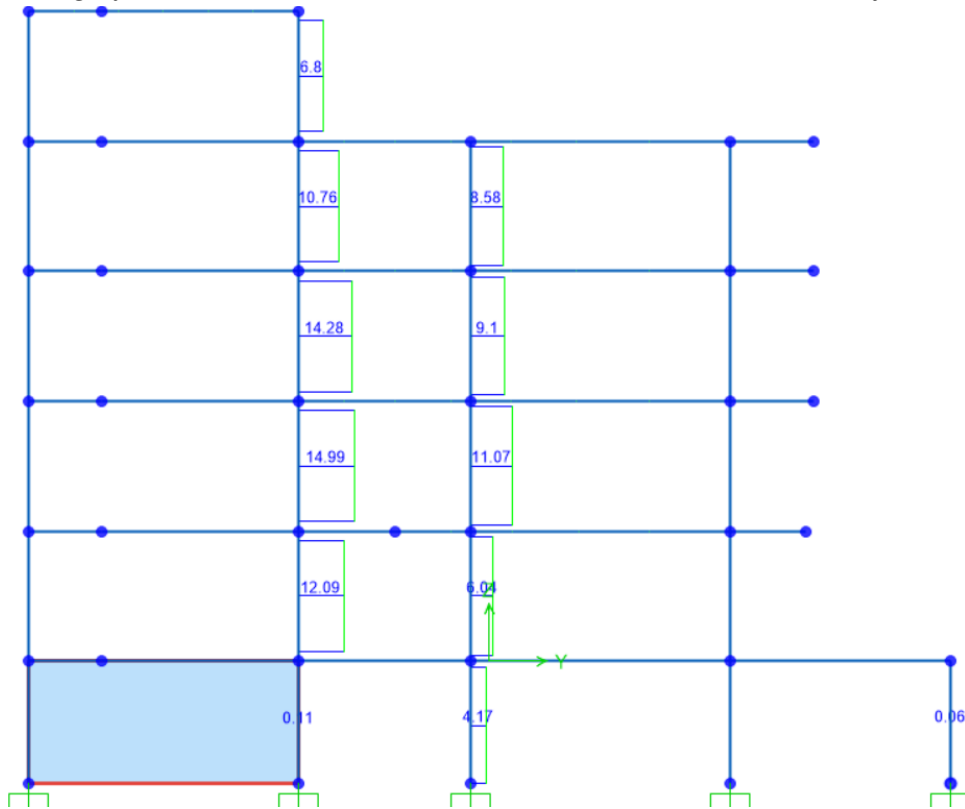
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN X

*Fotografía 4.32. ROBOT: Fuerza Cortante Máxima, Plano: XZ, Eje 4*



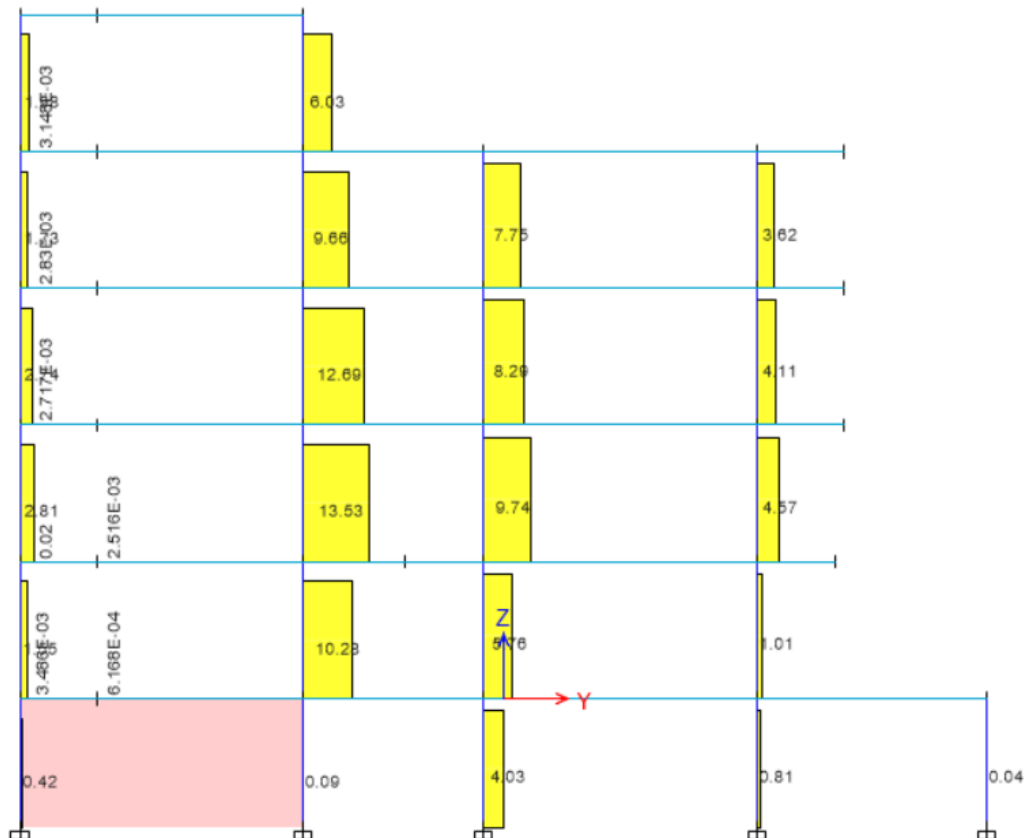
- SAP 2000: SISMO EN Y

*Fotografía 4.33. SAP2000: Fuerza Cortante Máxima, Plano: YZ, Eje D*



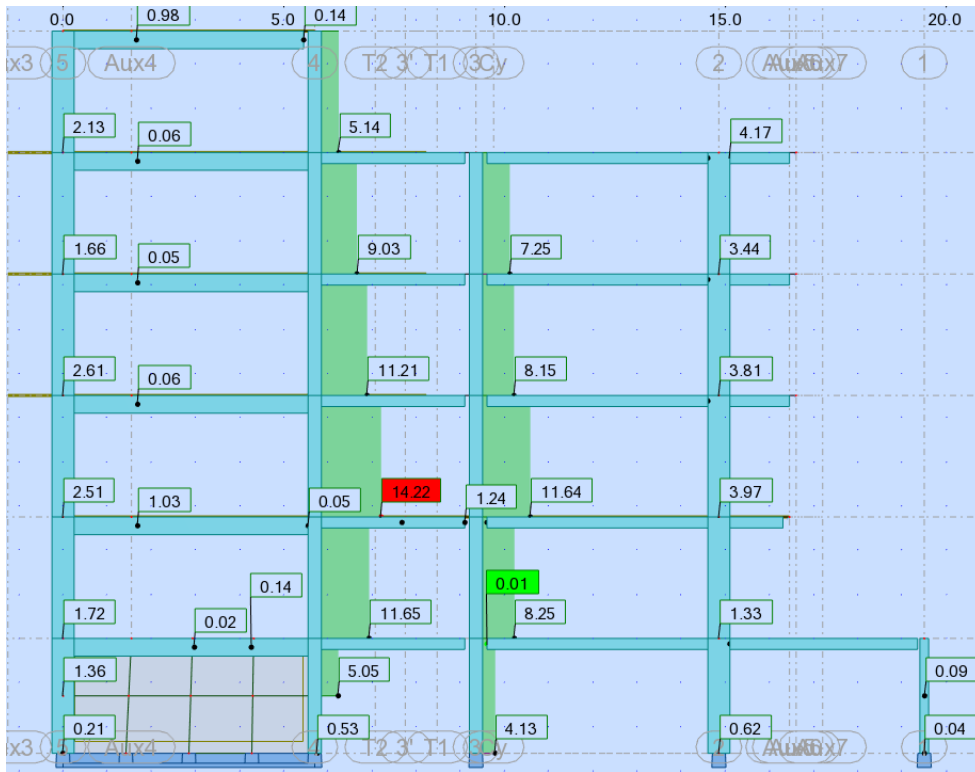
- ETABS: SISMO EN Y

*Fotografía 4.34. ETABS: Fuerza Cortante Máxima, Plano: YZ, Eje D*



- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN Y

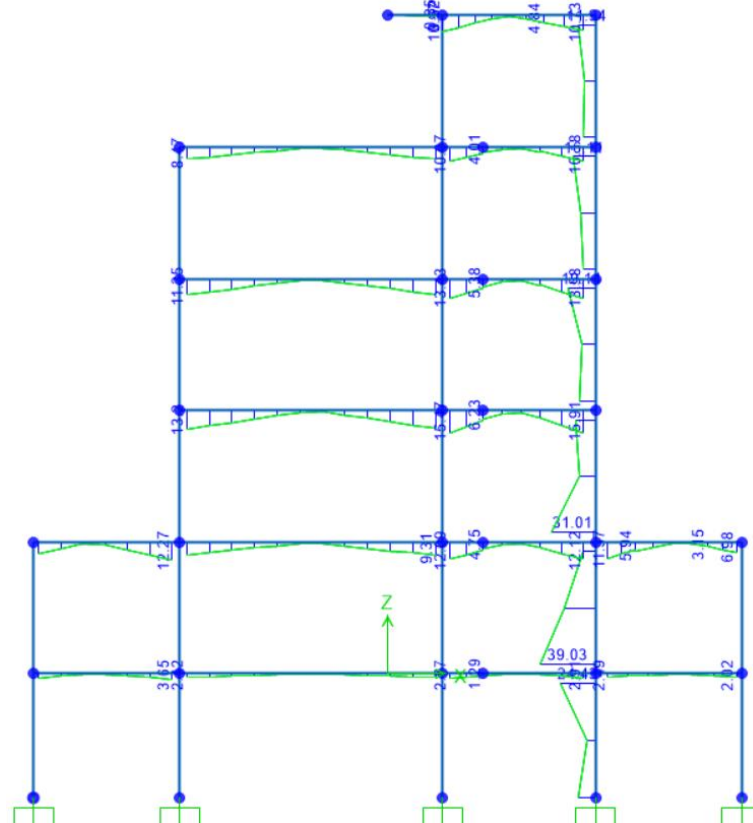
*Fotografía 4.35. ROBOT: Fuerza Cortante Máxima, Plano: YZ, Eje D*



MOMENTOS FLECTORES PARA SISMO EN X e Y

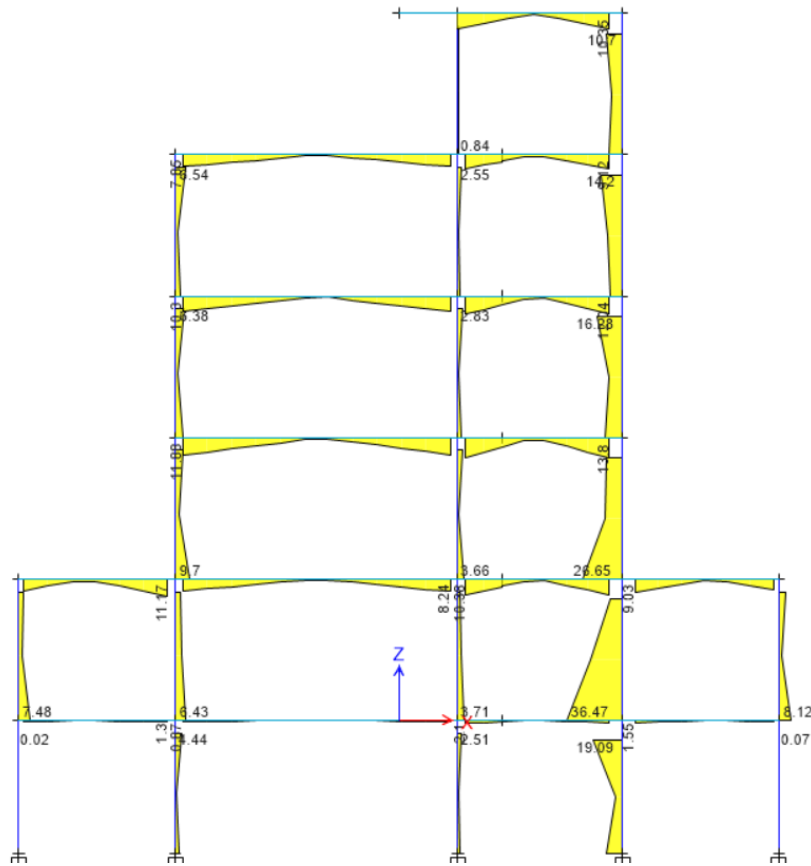
- SAP 2000: SISMO EN X

*Fotografía 4.36. SAP2000: Momento Máximo, Plano: XZ, Eje 4*



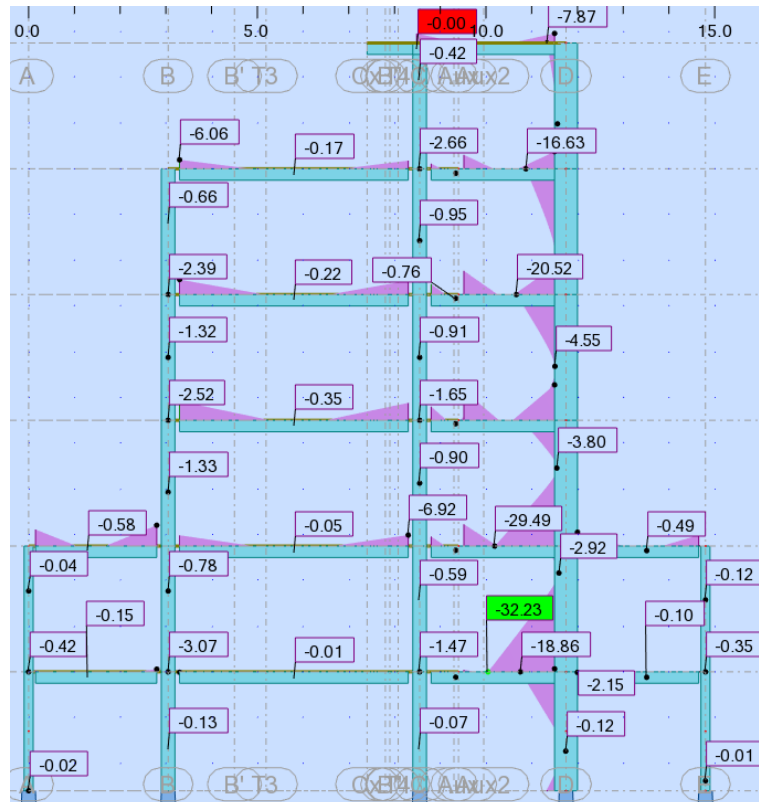
- ETABS: SISMO EN X

*Fotografía 4.37. ETABS: Momento Máximo, Plano: XZ, Eje 4*



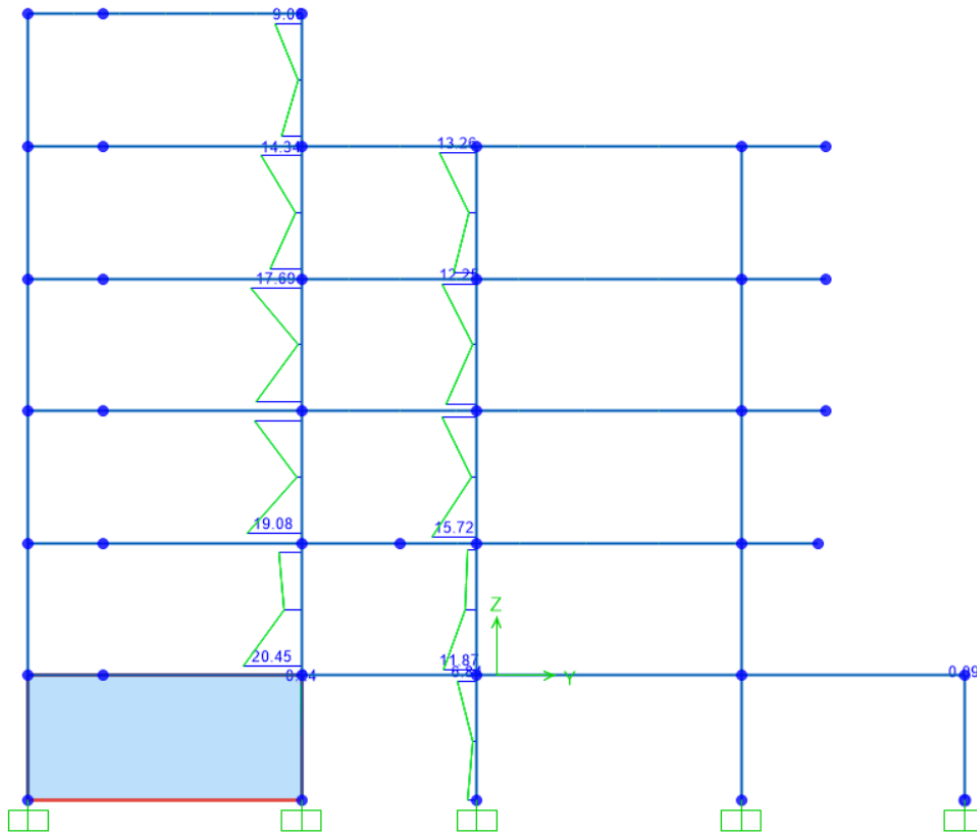
- ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN X

*Fotografía 4.38. ROBOT: Momento Máximo, Plano: XZ, Eje 4*



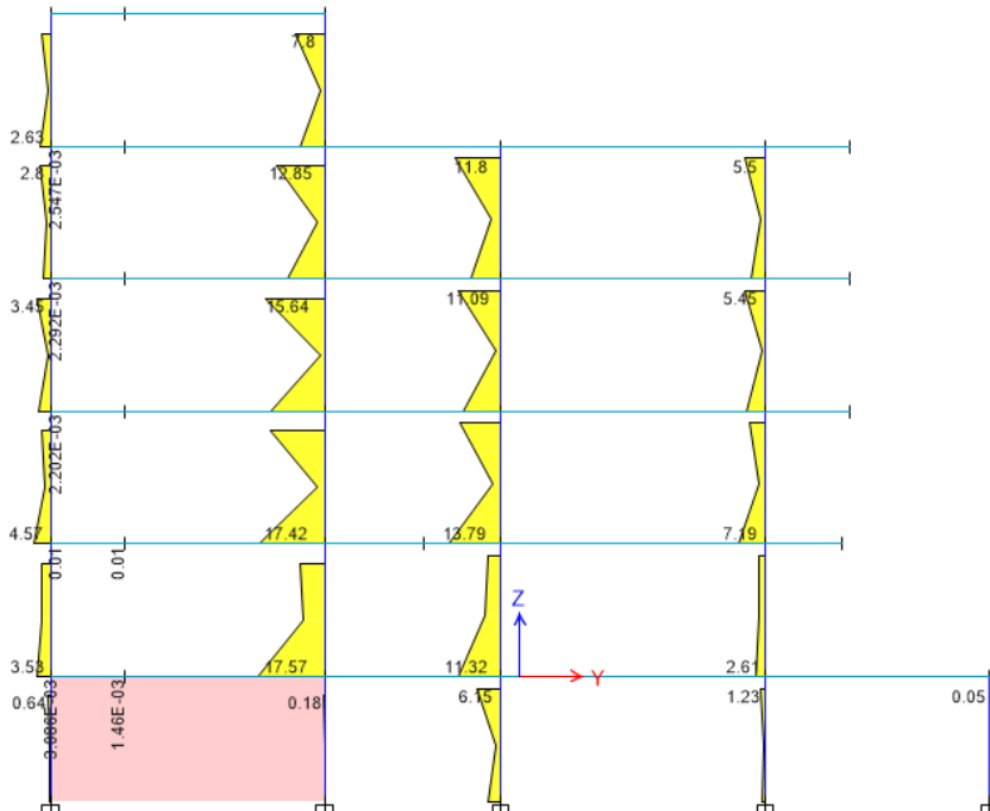
- SAP 2000: SISMO EN Y

*Fotografía 4.39. SAP2000: Momento Máximo, Plano: YZ, Eje D*



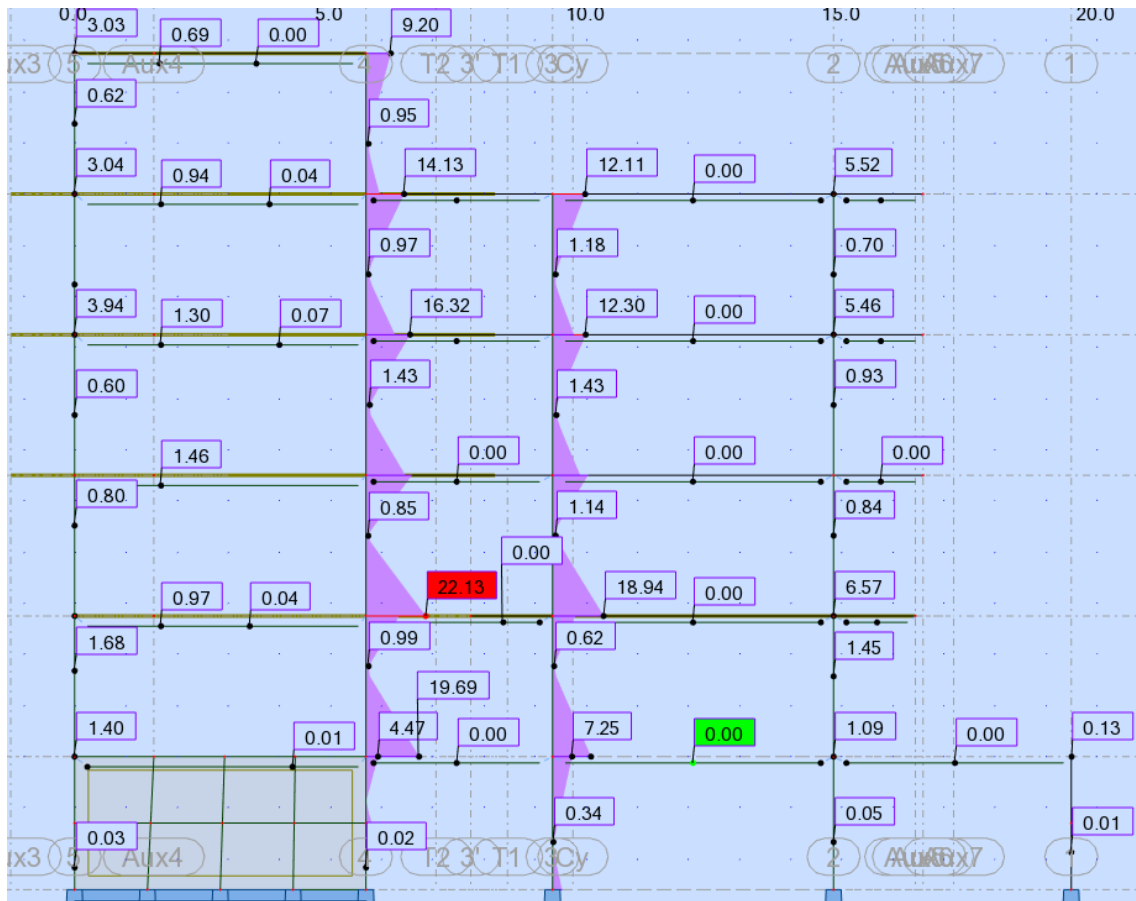
- ETABS: SISMO EN Y

*Fotografía 4.40. ETABS: Momento Máximo, Plano: YZ, Eje D*



- **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS: SISMO EN Y**

*Fotografía 4.41. ROBOT: Momento Máximo, Plano: YZ, Eje D*

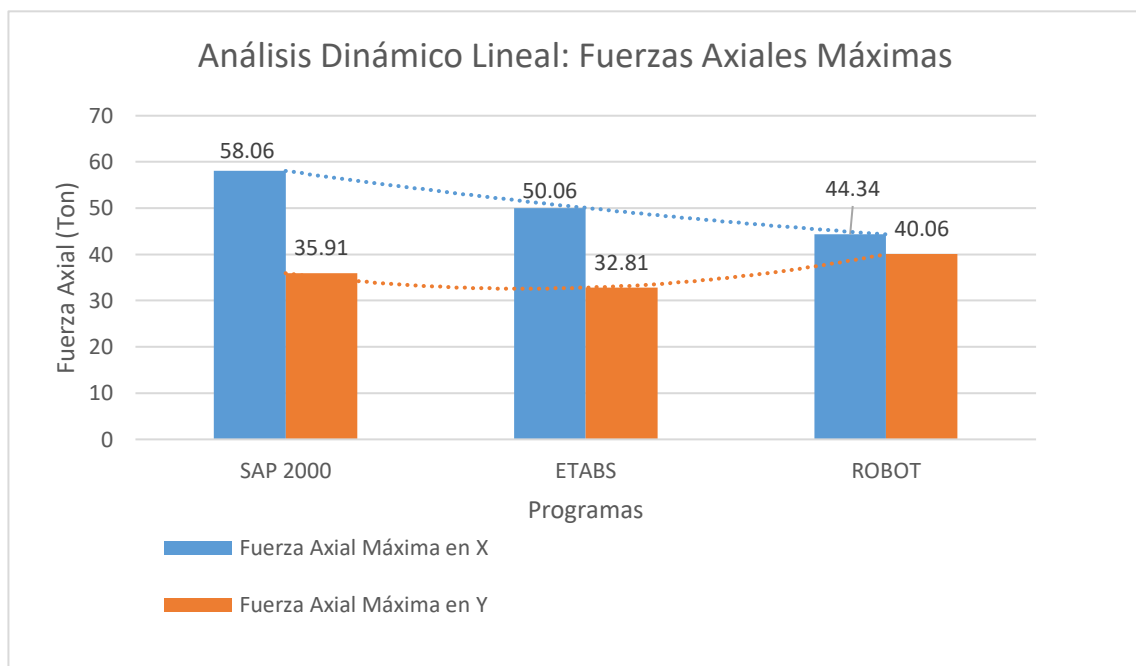
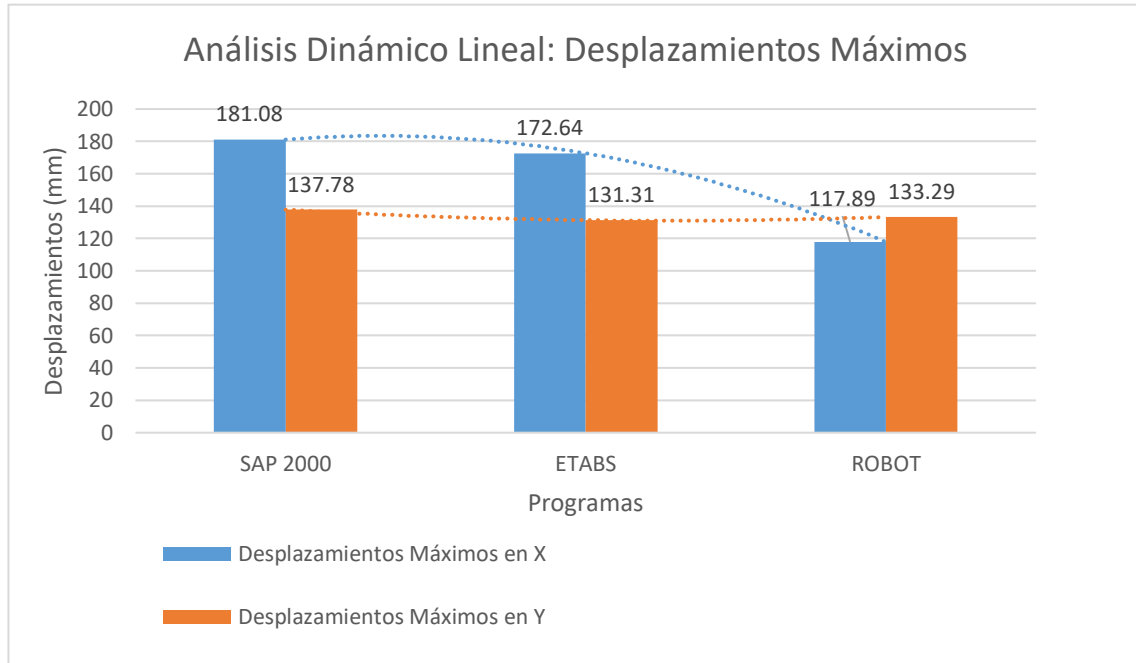


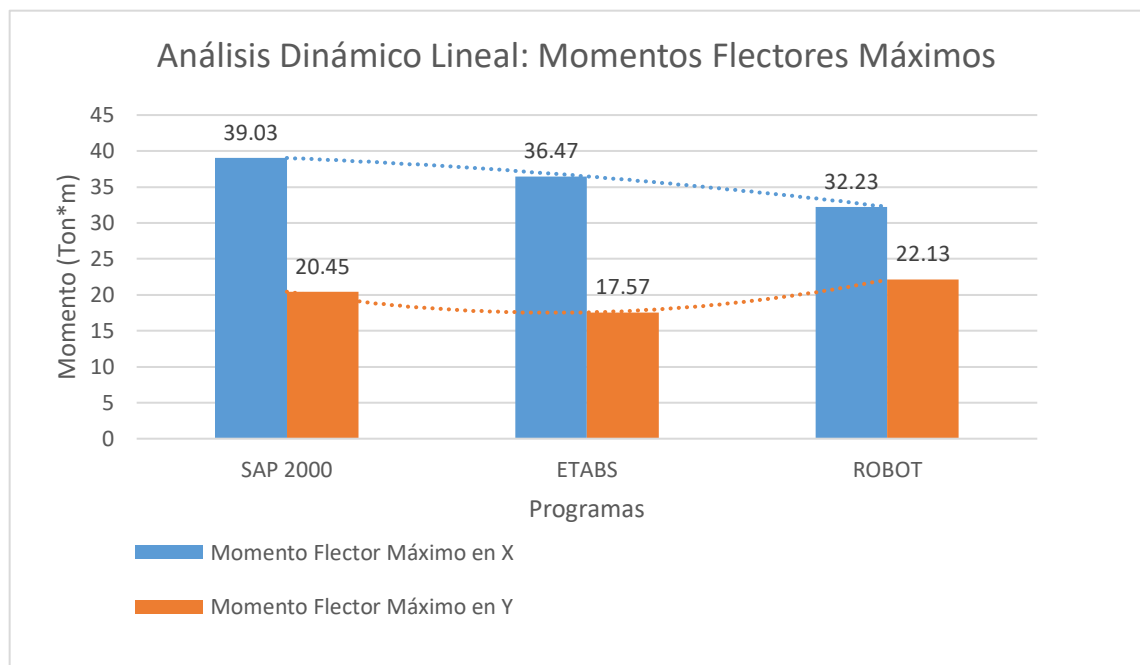
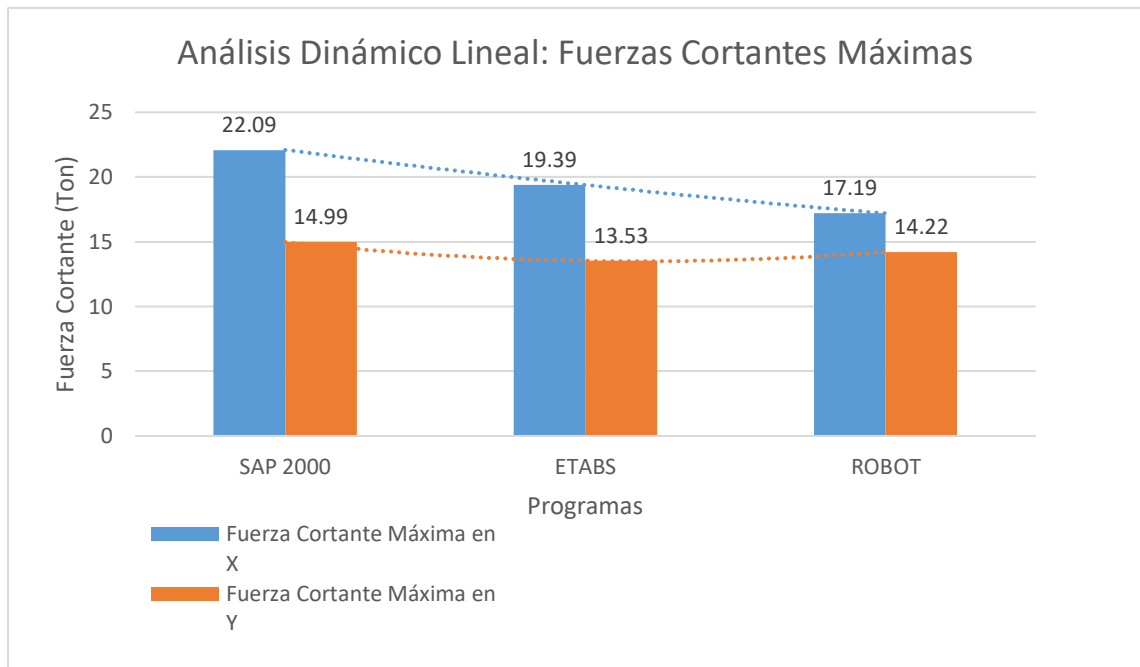
#### 4.6.3. Extracción de Resultados Globales para el Análisis

SAP 2000		
Desplazamiento y Fuerza Interna	Empotrado (sismo X+)	Empotrado (sismo Y+)
X máx (Edificio) [mm]	181.08	
Y máx (Edificio) [mm]		137.78
N máx [Ton]	58.06	35.91
V máx [Ton]	22.09	14.99
M máx [Ton*m]	39.03	20.45

ETABS		
Desplazamiento y Fuerza Interna	Empotrado (sismo X+)	Empotrado (sismo Y+)
X máx (Edificio) [mm]	172.64	
Y máx (Edificio) [mm]		131.31
N máx [Ton]	50.06	32.81
V máx [Ton]	19.39	13.53
M máx [Ton*m]	36.47	17.57

ROBOT		
Desplazamiento y Fuerza Interna	Empotrado (sismo X+)	Empotrado (sismo Y+)
X máx (Edificio) [mm]	117.89	
Y máx (Edificio) [mm]		133.29
N máx [Ton]	44.34	40.06
V máx [Ton]	17.19	14.22
M máx [Ton*m]	32.23	22.13





#### 4.7. Factibilidad de Ampliación Estructural

Una vez culminado el Análisis Estático y el Análisis Dinámico, se concluye que no es factible (relación costo beneficio), la realización de una ampliación estructural, debido a que actualmente el edificio incumple el limitante de 0.02 para las derivas inelásticas para cada uno de los pisos, en el Análisis Estático y Dinámico, sin embargo como fue mencionado anteriormente en el caso de no ser factible, se procede con el reforzamiento estructural, descrito posteriormente, en el subcapítulo 4.8 de la presente tesis.

#### 4.8. Reforzamiento Estructural

Para presentar el reforzamiento del proyecto, es necesario en un inicio comprender que tanto el diseño, como el análisis de cualquier sistema estructural puede enmarcarse en un enfoque de desempeño sísmico, siendo este un criterio de evaluación del rendimiento de la infraestructura ante acciones sísmicas, que se mide en función de la capacidad de daño que puede sufrir en este caso el edificio, considerando el impacto que genera sobre sus ocupantes y la funcionalidad de la estructura posterior al movimiento telúrico.

En base a la propuesta ATC - 40 (Applied Technology Council), el Desempeño Sísmico global de la edificación, puede describirse en función de la combinación de los Niveles de Desempeño Sísmico para sus componentes (estructurales, no estructurales) y Niveles de Amenaza Sísmica.

Tabla 21: Niveles de Desempeño de la Edificación

	<i>SP-1</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	<i>SP-2</i> <i>Daño</i> <i>Controlado</i> <i>(rango)</i>	<i>SP-3</i> <i>Seguridad</i>	<i>SP-4</i> <i>Seguridad</i> <i>limitada</i> <i>(rango)</i>	<i>SP-5</i> <i>Estabilidad</i> <i>Estructural</i>	<i>SP-6</i> <i>No</i> <i>considerado</i>
<i>NP-A</i> <i>Operacional</i>	<b>1-A</b> <b>Operacional</b>	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	<b>1-B</b> <b>Inmediata</b> <b>Ocupación</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C</i> <i>Seguridad</i>	1-C	2-C	<b>3-C</b> <b>Seguridad</b>	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D</i> <i>Amenaza</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E</i> <i>No</i> <i>Considerado</i>	NR	NR	3-E	4-E	<b>5-E</b> <b>Estabilidad</b> <b>Estructural</b>	No Aplicable

Fuente: Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales – Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico, 2002, p 69

Para el presente proyecto se ha adoptado los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales, donde para el Sismo de Diseño, el desempeño del sistema estructural corresponde al Nivel de Seguridad y para el Sismo Máximo Posible, se debe garantizar el Nivel de Estabilidad Estructural. (Bonett, 2003)

Tabla 22: Objetivos de Seguridad Básica para Estructuras Convencionales

Movimiento Sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			✓	
Sismo Máximo, ME				✓

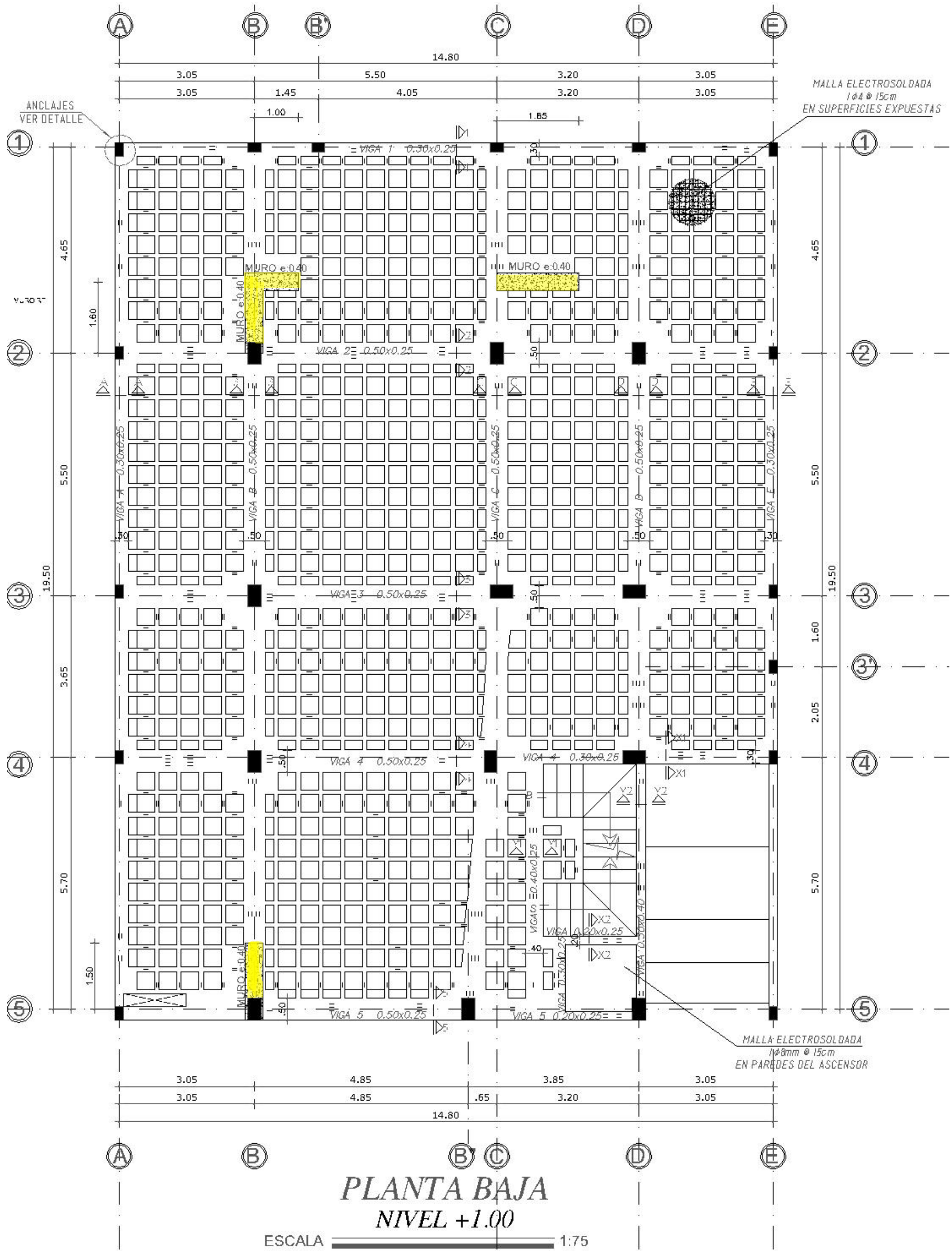
Fuente: Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, 2003, p 60

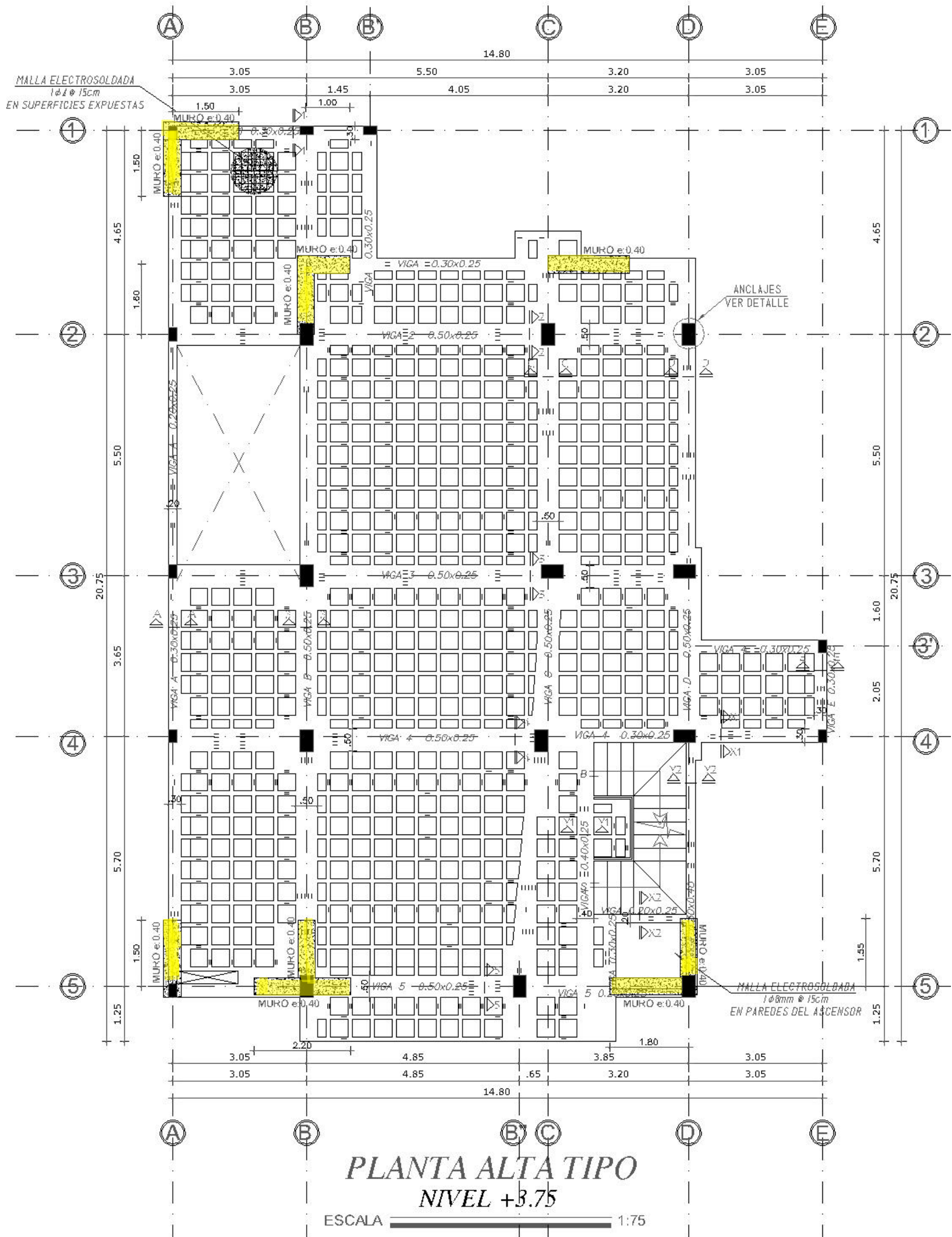
Culminados los análisis lineales tanto estático como dinámico y determinando la necesidad de un reforzamiento estructural, se procede con su realización, no sin antes destacar que como se ha mencionado anteriormente dichos análisis sísmicos lineales, son conservadores en sus resultados es por tal motivo que es recomendable la realización de análisis no lineales, que no serán evaluados de manera práctica en el presente proyecto.

Los análisis sísmicos lineales realizados, se basan en el establecimiento de fuerzas laterales estáticas o dinámicas cuyo objetivo es una relación demanda - capacidad en los elementos estructurales, mediante técnicas elásticas, que obtengan un adecuado nivel de desempeño sísmico de la infraestructura. Si bien los análisis lineales brindan una apropiada aproximación a la capacidad elástica y la primera cedencia, no permiten predecir mecanismos de falla, ni tampoco consideran la redistribución de fuerzas durante el proceso de fluencia.

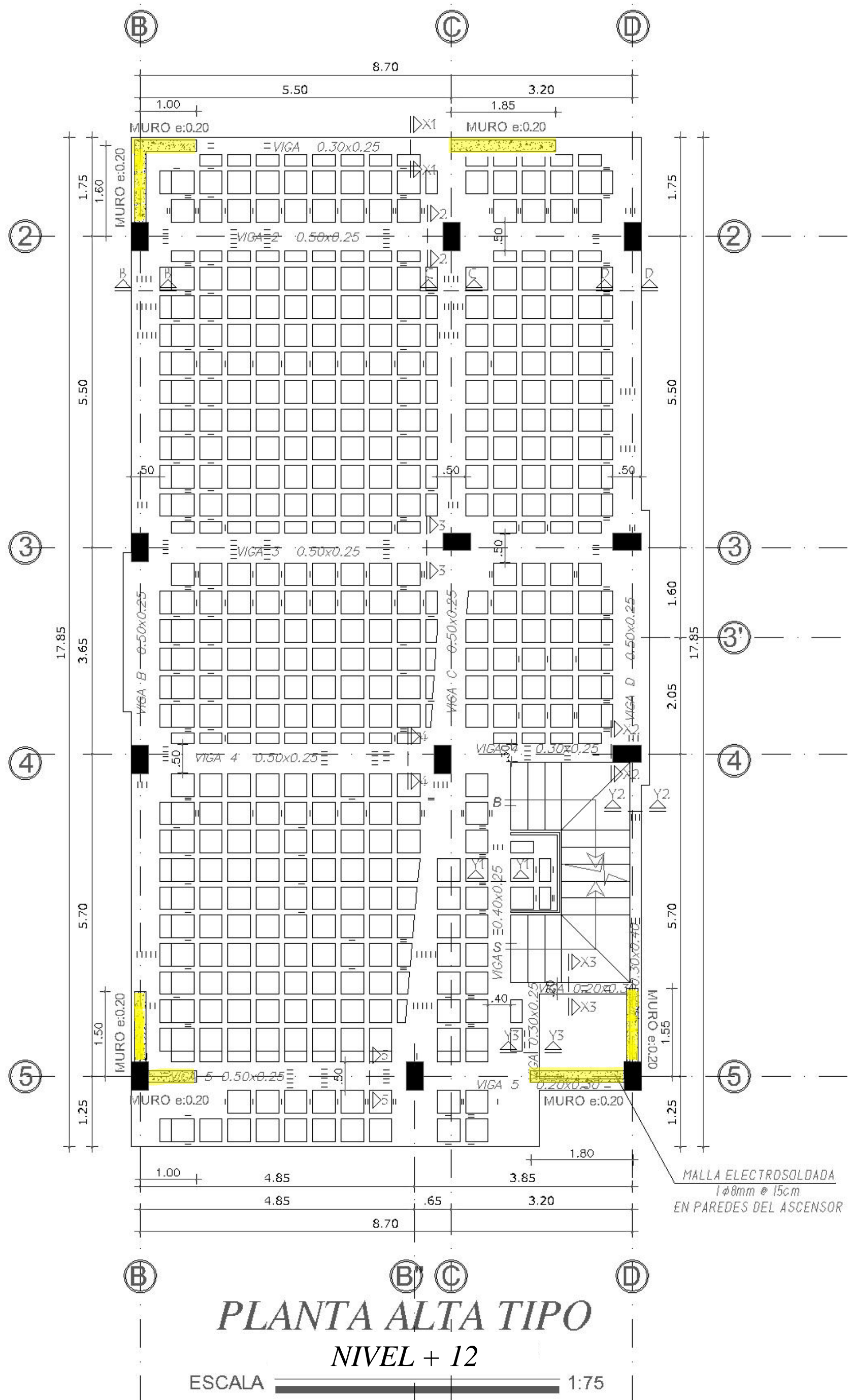
A diferencia de los análisis no lineales, que, al ser una aproximación más real del comportamiento de la infraestructura ante acciones sísmicas, permite identificar modos de falla y el potencial colapso progresivo. (Melone, 2003)

# PLANOS PRODUCTO DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

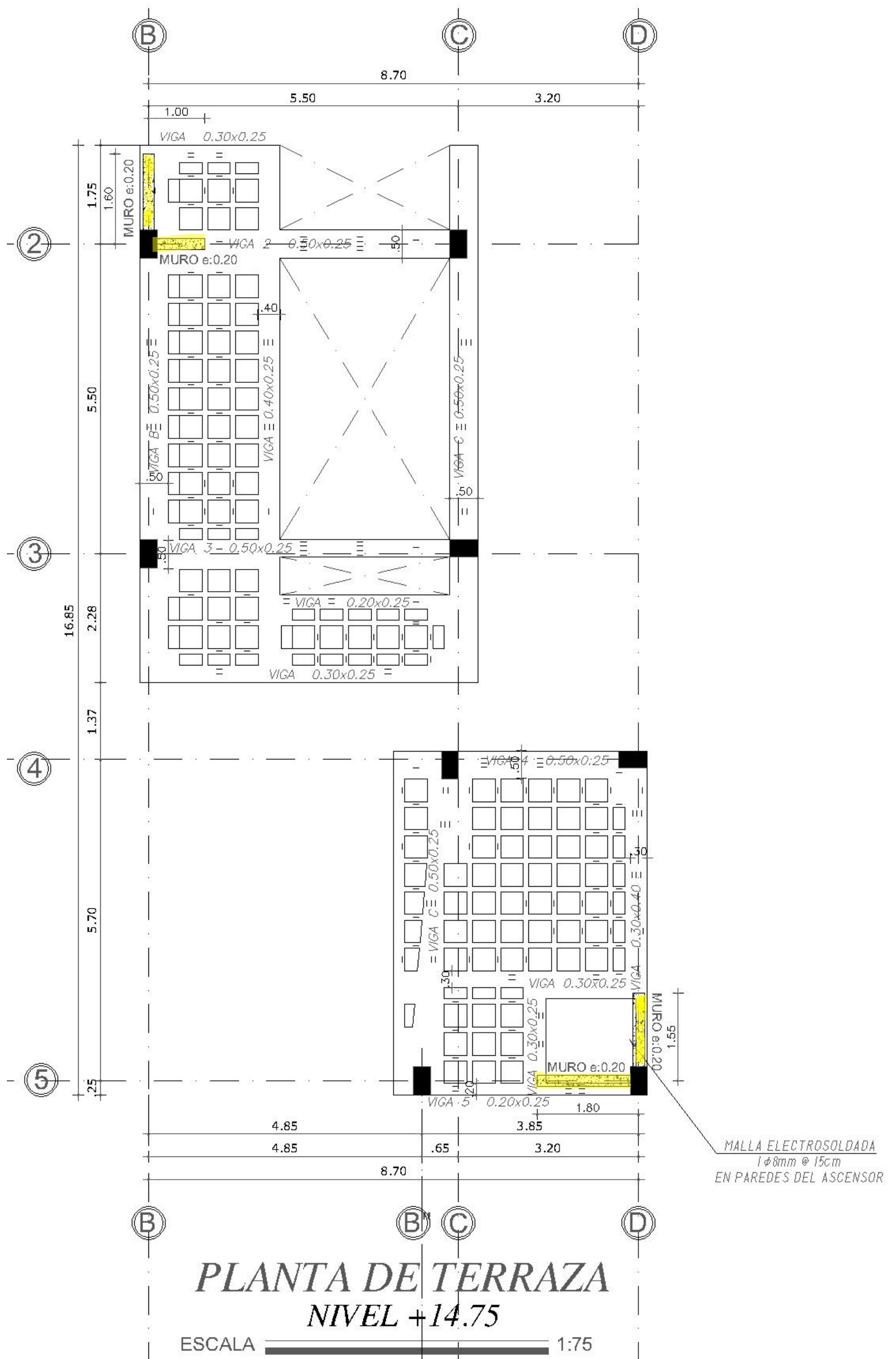






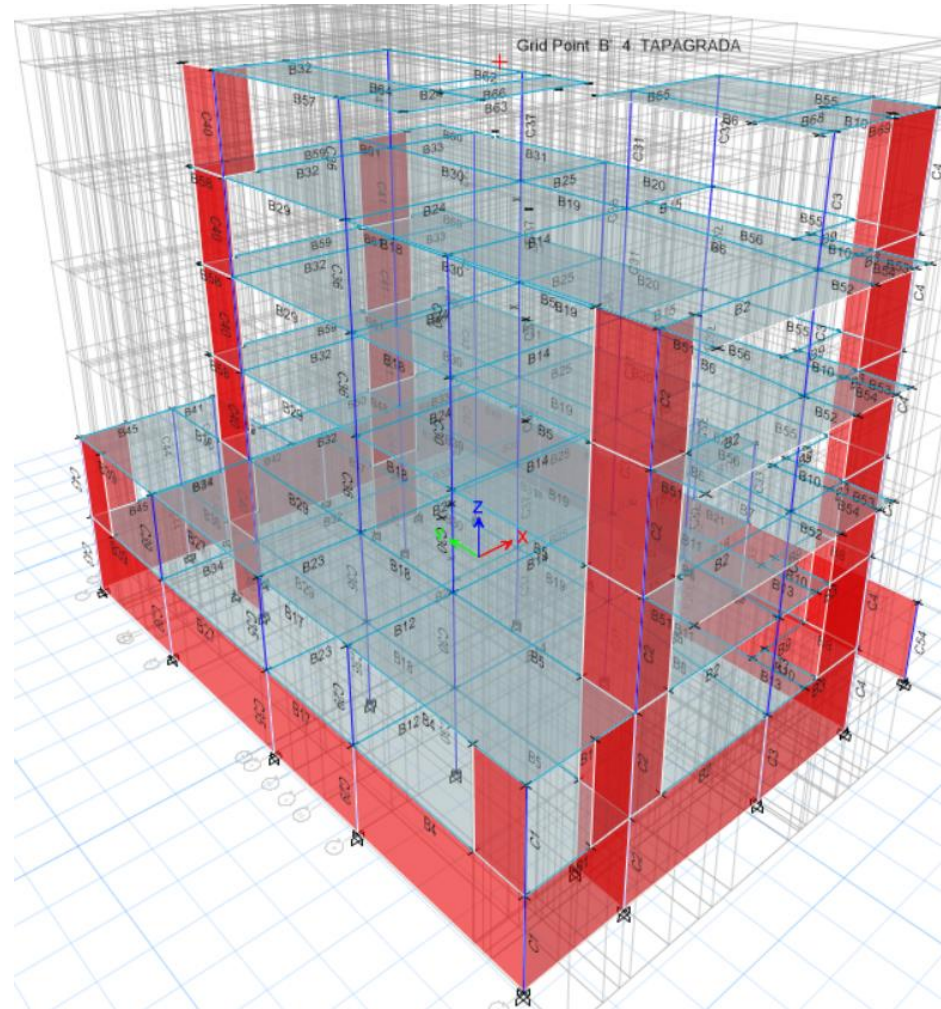


**PLANTA ALTA TIPO**  
**NIVEL + 12**

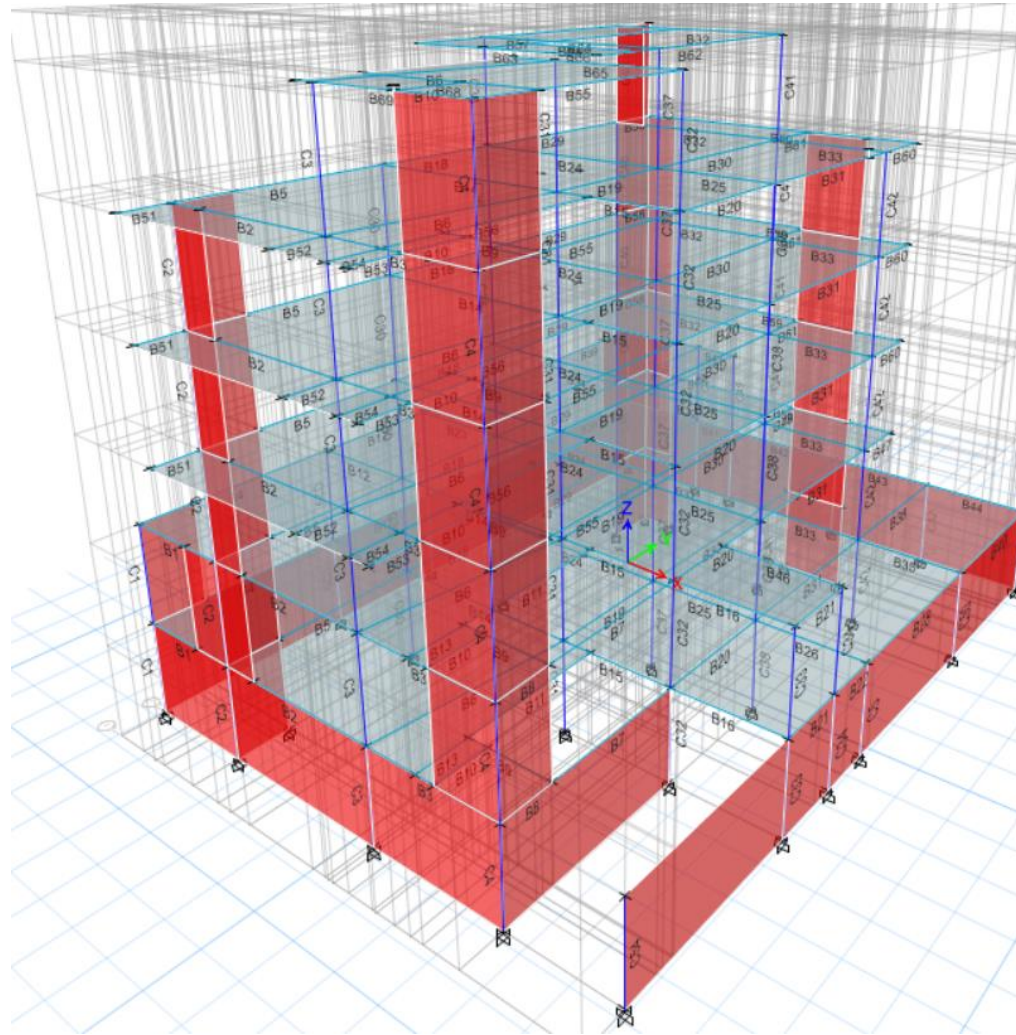


#### 4.8.1 Modelación Producto del Reforzamiento Estructural

Fotografía 4.42. Modelación en ETABS, Edificio FLORES MENA, Fachada Lateral Izquierda



Fotografía 4.43. Modelación en ETABS, Edificio FLORES MENA, Fachada Lateral Derecha



## 4.8.2 Extracción de Resultados Producto del Reforzamiento Estructural

### 4.8.2.1. ETABS: Comparación por peso del Edificio

#### 4.8.2.1.1. Antes del Reforzamiento Estructural

TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
Dead	0	0	739.68	-662.2563	292.4712	0	0	0	-2.6
Live	0	0	165.36	-100.5341	126.8042	0	0	0	-2.6
C PERMANENTE	0	0	228.86	-153.1727	171.1368	0	0	0	-2.6
C VIVA	0	0	0	0	0	0	0	0	-2.6
Sismo X	-217.79	0	0	0	-2214.8511	-123.0787	0	0	-2.6
Sismo Y	0	-217.79	0	2214.8511	0	-29.0335	0	0	-2.6
DINÁMICO X Max	174.6	18.5	0	193.3181	1646.8392	619.5244	0	0	-2.6
DINÁMICO Y Max	17.03	175.04	0	1748.5648	174.2598	417.3924	0	0	-2.6

Metrado Cargas Verticales Total	
	PESO TOTAL(Tn)
Peso Propio Total	739.68
Carga Permanente Total	228.86
CM TOTAL	<b>968.54</b>
CV TOTAL	<b>165.36</b>
<b>PESO: CARGA VERTICAL TOTAL</b>	<b>1133.90</b>

Metrado de Cargas por Sismo	
	PESO TOTAL(Tn)
Peso Propio Total	739.68
Carga Permanente Total	228.86
<b>PESO SÍSMICO TOTAL</b>	<b>968.54</b>

#### 4.8.2.1.2. Después del Reforzamiento Estructural

TABLE: Base Reactions									
Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
Dead	0	0	872.64	-881.4723	463.4368	0	0	0	-2.6
Live	0	0	165.36	-100.5341	126.2061	0	0	0	-2.6
C PERMANENTE	0	0	228.86	-153.1727	170.3221	0	0	0	-2.6
C VIVA	0	0	0	0	0	0	0	0	-2.6
Sismo X	-247.67	0	0	0	-2494.9901	-166.091	0	0	-2.6
Sismo Y	0	-247.67	0	2494.9901	0	-21.3631	0	0	-2.6
DINÁMICO X Max	240.1	182.41	0	2145.0184	2622.9065	686.4275	0	0	-2.6
DINÁMICO Y Max	167.88	225.41	0	2442.3896	1998.676	592.7695	0	0	-2.6

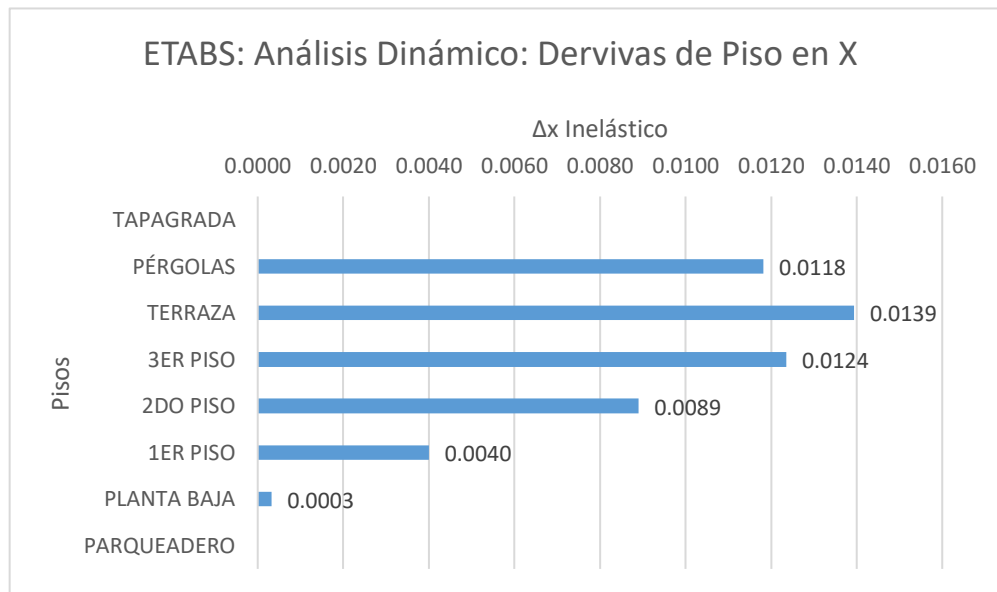
Metrado Cargas Verticales Total	
	PESO TOTAL(Tn)
Peso Propio Total	872.64
Carga Permanente Total	228.86
CM TOTAL	<b>1101.5</b>
CV TOTAL	<b>165.36</b>
<b>PESO: CARGA VERTICAL TOTAL</b>	<b>1266.86</b>

Metrado de Cargas por Sismo	
	PESO TOTAL(Tn)
Peso Propio Total	872.64
Carga Permanente Total	228.86
<b>PESO SÍSMICO TOTAL</b>	<b>1101.5</b>

#### 4.8.2.2. Cumplimiento de Derivas

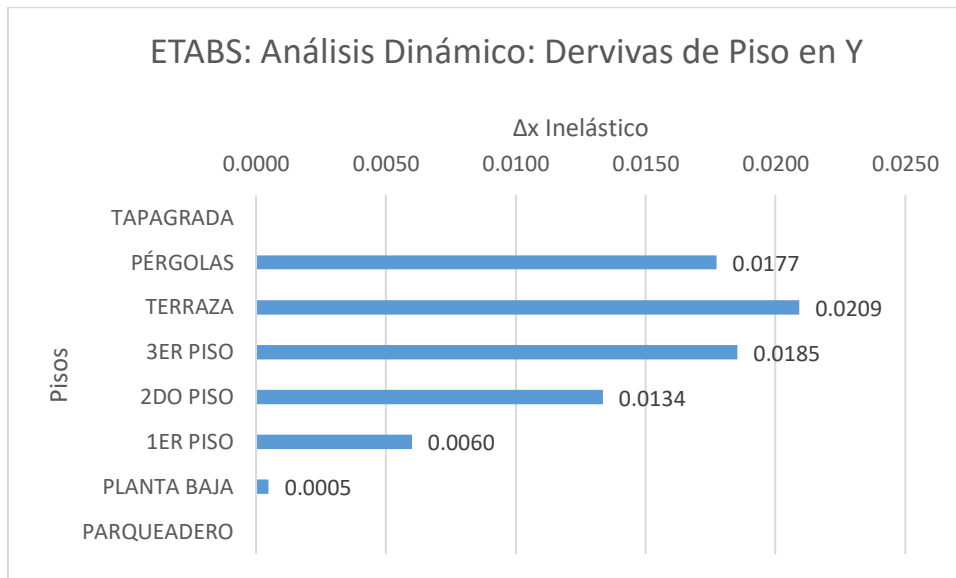
##### 4.8.2.2.1. Sismo de Diseño (T = 475 años)

ETABS: Derivas Análisis Sísmico Dinámico (Reforzamiento para el Sismo de Diseño)										
TABLE: Story Response										
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir						
	m		mm	mm	$\Delta x$ E	$\Delta x$ INELÁSTICO	$\Delta y$ E	$\Delta y$ INELÁSTICO	$\Delta xM=0.02$	$\Delta yM=0.02$
TAPAGRADA	14.75	Top	0	0						
PÉRGOLAS	13.75	Top	37.635	33.424	0.00315	0.0118	0.00327	0.0123	OK	OK
TERRAZA	11	Top	28.970	24.438	0.00372	0.0139	0.00296	0.0111	OK	OK
3ER PISO	8.25	Top	18.747	16.300	0.00329	0.0124	0.00268	0.0100	OK	OK
2DO PISO	5.5	Top	9.689	8.937	0.00237	0.0089	0.00217	0.0081	OK	OK
1ER PISO	2.75	Top	3.161	2.962	0.00107	0.0040	0.00102	0.0038	OK	OK
PLANTA BAJA	0	Top	0.226	0.169	0.00009	0.0003	0.00007	0.0002	OK	OK
PARQUEADERO	-2.6	Top	0	0						



##### 4.8.2.2.2. Sismo Máximo Posible (T = 2475 años)

ETABS: Derivas Análisis Sísmico Dinámico (Reforzamiento para el Sismo Máximo )										
TABLE: Story Response										
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir						
	m		mm	mm	$\Delta x$ E	$\Delta x$ INELÁSTICO	$\Delta y$ E	$\Delta y$ INELÁSTICO	$\Delta xM=0.02$	$\Delta yM=0.02$
TAPAGRADA	14.75	Top	0	0						
PÉRGOLAS	13.75	Top	56.453	50.136	0.00473	0.0177	0.0049	0.0184	OK	OK
TERRAZA	11	Top	43.455	36.658	0.00558	0.0209	0.00444	0.0167	OK	OK
3ER PISO	8.25	Top	28.121	24.448	0.00494	0.0185	0.00402	0.0151	OK	OK
2DO PISO	5.5	Top	14.533	13.405	0.00356	0.0134	0.00326	0.0122	OK	OK
1ER PISO	2.75	Top	4.741	4.443	0.0016	0.0060	0.00152	0.0057	OK	OK
PLANTA BAJA	0	Top	0.339	0.253	0.00013	0.0005	9.7E-05	0.0004	OK	OK
PARQUEADERO	-2.6	Top	0	0						



#### 4.8.2.3. Modos de Vibración

<b>TABLE: Modal Participating Mass Ratios</b>								
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
		sec						
Modal	1	0.494	0.2483	0.1967	0	0.2483	0.1967	0
Modal	2	0.397	0.2	0.2611	0	0.4484	0.4578	0
Modal	3	0.269	0.0046	0.0134	0	0.453	0.4712	0
Modal	4	0.128	0.1026	0.0165	0	0.5555	0.4877	0
Modal	5	0.100	0.0051	0.1459	0	0.5606	0.6337	0
Modal	6	0.099	0.0019	0	0	0.5625	0.6337	0
Modal	7	0.074	0.1174	0.0004	0	0.6799	0.6341	0
Modal	8	0.062	0.0259	0.0018	0	0.7058	0.6359	0
Modal	9	0.049	0.0005	0.0974	0	0.7063	0.7333	0
Modal	10	0.038	0.1067	0.0003	0	0.813	0.7336	0
Modal	11	0.033	0.0024	1.2E-05	0	0.8154	0.7337	0
Modal	12	0.032	0.0045	0.0022	0	0.8199	0.7359	0
Modal	13	0.029	0.003	0.0495	0	0.8229	0.7854	0
Modal	14	0.023	0.07	0.0063	0	0.8929	0.7916	0
Modal	15	0.021	0.0527	0.0001	0	0.9456	0.7917	0
Modal	16	0.020	0.0063	0.052	0	0.9519	0.8437	0
Modal	17	0.017	0.0441	0.0015	0	0.996	0.8453	0
Modal	18	0.016	1.14E-05	0.1512	0	0.996	0.9965	0
Modal	19	0.014	0.0015	0.0004	0	0.9975	0.9969	0
Modal	20	0.013	0.0005	0.0001	0	0.998	0.997	0
Modal	21	0.012	0.002	0.0004	0	1	0.9974	0
Modal	22	0.011	2.19E-05	7.7E-07	0	1	0.9974	0
Modal	23	0.010	2.34E-06	1.81E-06	0	1	0.9974	0
Modal	24	0.010	0	5.28E-07	0	1	0.9974	0
Modal	25	0.010	0	0	0	1	0.9974	0

Modal	26	0.007	0	0.0026	0	1	1	0
Modal	27	0.003	0	0	0	1	1	0
Modal	28	0.003	0	0	0	1	1	0
Modal	29	0.003	0	0	0	1	1	0
Modal	30	0.002	0	0	0	1	1	0

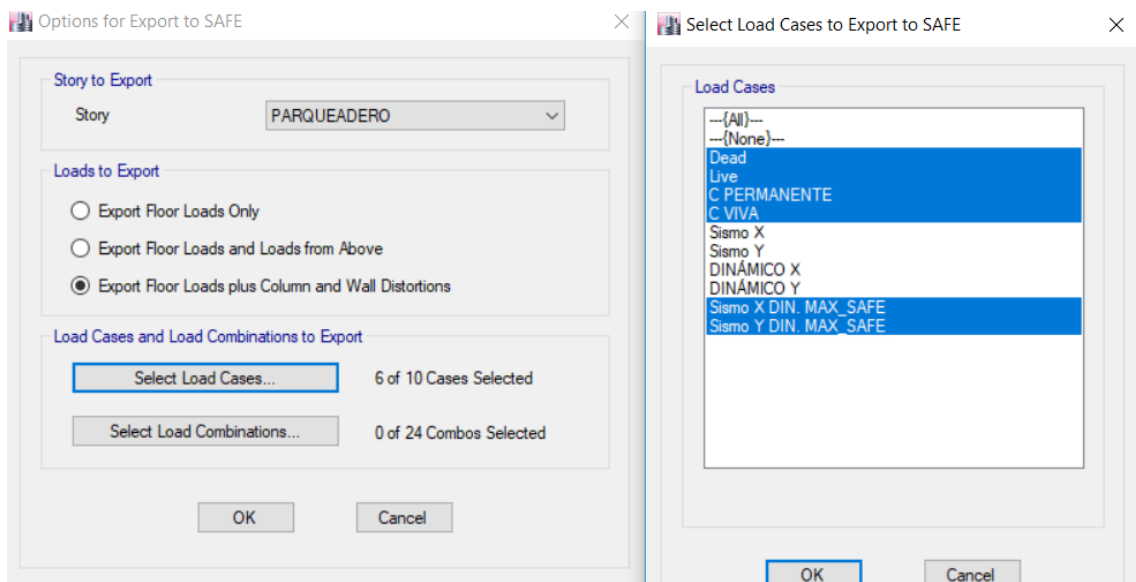
#### 4.9. Propuesta de Ampliación de la Cimentación Existente

El presente subcapítulo, desarrollará una propuesta de ampliación de la cimentación actual de la edificación Flores Mena, evaluando que los esfuerzos transmitidos del edificio hasta su base sean menores a la capacidad portante del suelo (20 Ton/m<sup>2</sup>), adicionalmente se chequeará el punzonamiento sobre la cimentación ampliada.

Para lograr tal objetivo, en un inicio se exportan del programa ETABS, las cargas que transmite la edificación a la cimentación, considerando para ello la selección de los casos de carga, entre ellos: la Carga Muerta, Carga Viva y la Carga sísmica dinámica en X e Y.

Fuerzas Laterales Sísmicas producto del Análisis Dinámico Lineal							
TABLE: Story Forces							
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	F-X	F-Y
			tonf	tonf	tonf		
PÉRGOLAS	DINÁMICO Max	Bottom	0	48.9655	44.4562	48.9655	44.4562
TERRAZA	DINÁMICO Max	Bottom	0	117.5391	107.7249	68.5736	63.2687
3ER PISO	DINÁMICO Max	Bottom	0	171.2499	157.7253	53.7108	50.0004
2DO PISO	DINÁMICO Max	Bottom	0	205.9641	192.1029	34.7142	34.3776
1ER PISO	DINÁMICO Max	Bottom	0	229.8164	216.3777	23.8523	24.2748
PLANTA BAJA	DINÁMICO Max	Bottom	0	240.1014	225.4136	10.285	9.0359

Fotografía 4.44. ETABS: Exportación de casos de Carga

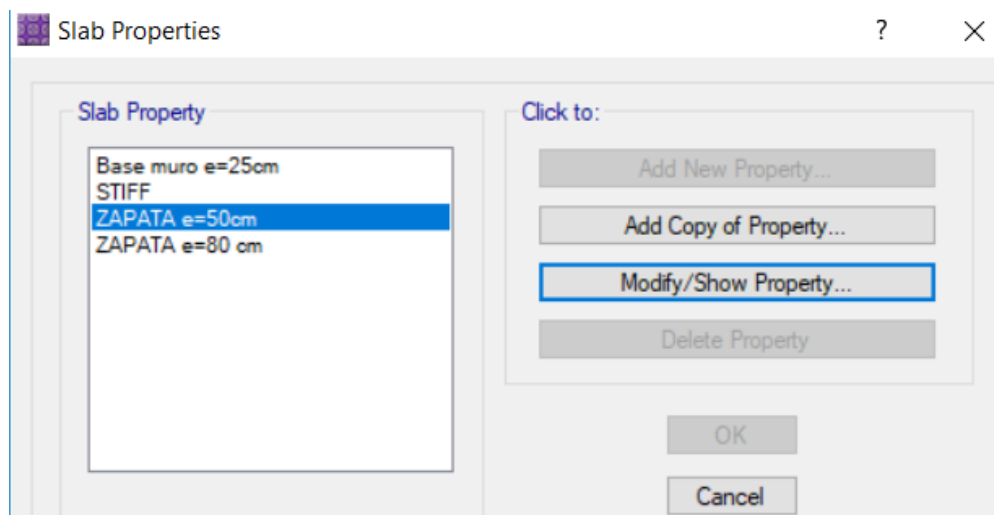


Es necesario adicionalmente, considerar previa a la exportación de los datos, que la base de los muros producto del reforzamiento estructural, están apoyados sobre la cimentación a lo largo de toda su longitud, para ello se debe generar una mayor cantidad de apoyos sobre la placa, para una adecuada transferencia de esfuerzos.

Posteriormente se importan dichas cargas al programa SAFE, mediante una extensión de archivo SAFE.F2K File, una vez ubicados en el programa SAFE, se procede con la definición de materiales siendo estos: Concreto  $f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$  y Acero A615 GR 60.

Adicionalmente, se definen las secciones de las zapatas a ser modeladas, siendo estas 3, la primera corresponde a “ZAPATA  $e=50 \text{ cm}$ ”, siendo estas zapatas aisladas que se encuentran actualmente colocadas en la cimentación del edificio; la segunda corresponde a “Base muro  $e=25 \text{ cm}$ ”, siendo estas zapatas continuas que se encuentran actualmente colocadas soportando los muros de cargas existentes; la tercera corresponde a “ZAPATA  $e=80 \text{ cm}$ ”, siendo estas zapatas continuas, concebidas para recibir, resistir y transferir las cargas provenientes de los muros producto de la ampliación estructural al suelo de fundación. También se considera la definición de rigidizadores, siendo elementos tipo área que transmiten de mejor manera las cargas a la cimentación.

*Fotografía 4.45. SAFE: Definición de las Zapatas*



Concluida la definición de materiales y secciones, se procede al predimensionamiento de la cimentación actual, para lo cual nos dirigiremos a la opción Quick Draw Areas Around Points, para posteriormente colocar los elementos STIFF(rigidizadores) donde corresponda.



Tabla 23: Módulo de Reacción del Suelo

<b>MODULO DE REACCIÓN DEL SUELO</b>					
<b>Esf. Adm.</b> (Kg/Cm <sup>2</sup> )	<b>Winkler</b> (Kg/Cm <sup>3</sup> )	<b>Esf. Adm.</b> (Kg/Cm <sup>2</sup> )	<b>Winkler</b> (Kg/Cm <sup>3</sup> )	<b>Esf. Adm.</b> (Kg/Cm <sup>2</sup> )	<b>Winkler</b> (Kg/Cm <sup>3</sup> )
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE FUNDACIONES I, 2009, p 73

Una vez definida dicha propiedad del suelo se procede a asignarla a todos los elementos que forman parte de la cimentación para ello se debe dirigir a Assign / Support Data / Soil Properties. A continuación, se debe considerar las sobrecargas sobre las zapatas aisladas existentes, sobre las zapatas continuas producto del reforzamiento y la base de los muros actualmente colocados.

- Sobrecarga que reciben las Zapatas Aisladas y Zapatas Continuas

Carga de Suelo:  $(2.4 \text{ tonf/m}^3) \cdot (0.3 \text{ m}) + (2.5 \text{ tonf/m}^3) \cdot (0.4 \text{ m}) + (2.20 \text{ tonf/m}^3) \cdot (0.8 \text{ m})$

Carga de Suelo: 3.48 Tonf/m<sup>2</sup>

- Sobrecarga que reciben la base de los muros actualmente colocados

Carga de Suelo:  $(2.4 \text{ tonf/m}^3) \cdot (0.3 \text{ m}) + (2.20 \text{ tonf/m}^3) \cdot (0.15 \text{ m})$

Carga de Suelo: 1.05 Tonf/m<sup>2</sup>

Nota: Sobre los muros actualmente colocados, se encuentra un relleno compactado de espesor de 15 cm y cadenas de amarre de espesor de 30 cm.

Posteriormente se seleccionan las zapatas y las bases de los muros en cuestión y se les asigna dichas sobrecargas. Una vez concluida su asignación, se procede a establecer condiciones de Servicio para el predimensionamiento de la ampliación de la cimentación, producto del reforzamiento y la verificación de que los esfuerzos transmitidos a la cimentación sean menores a la capacidad portante del suelo, tomando en cuenta que se obtendrán a partir de las fuerzas y momentos no amplificados.

- Combinaciones de Carga de Servicio

Servicio 1: 100% CM+100% CV+100% Carga de Suelo

(Presión del Suelo < qadm), qadm= 20 Tonf/m<sup>2</sup>

Servicio 2: 100% CM+100% CV+100% C. Suelo+100% C. Sísmica Dinámica X

(Presión del Suelo < qadm), qadm= 1.3\*20 Tonf/m<sup>2</sup>

Servicio 3: 100% CM+100% CV+100% C. de Suelo-100% C. Sísmica Dinámica X

(Presión del Suelo < qadm), qadm= 1.3\*20 Tonf/m<sup>2</sup>

Servicio 4: 100% CM+100% CV+100% C. de Suelo+100% C. Sísmica Dinámica Y

(Presión del Suelo < qadm), qadm= 1.3\*20 Tonf/m<sup>2</sup>

Servicio 5: 100% CM+100% CV+100% C. de Suelo-100% C. Sísmica Dinámica Y

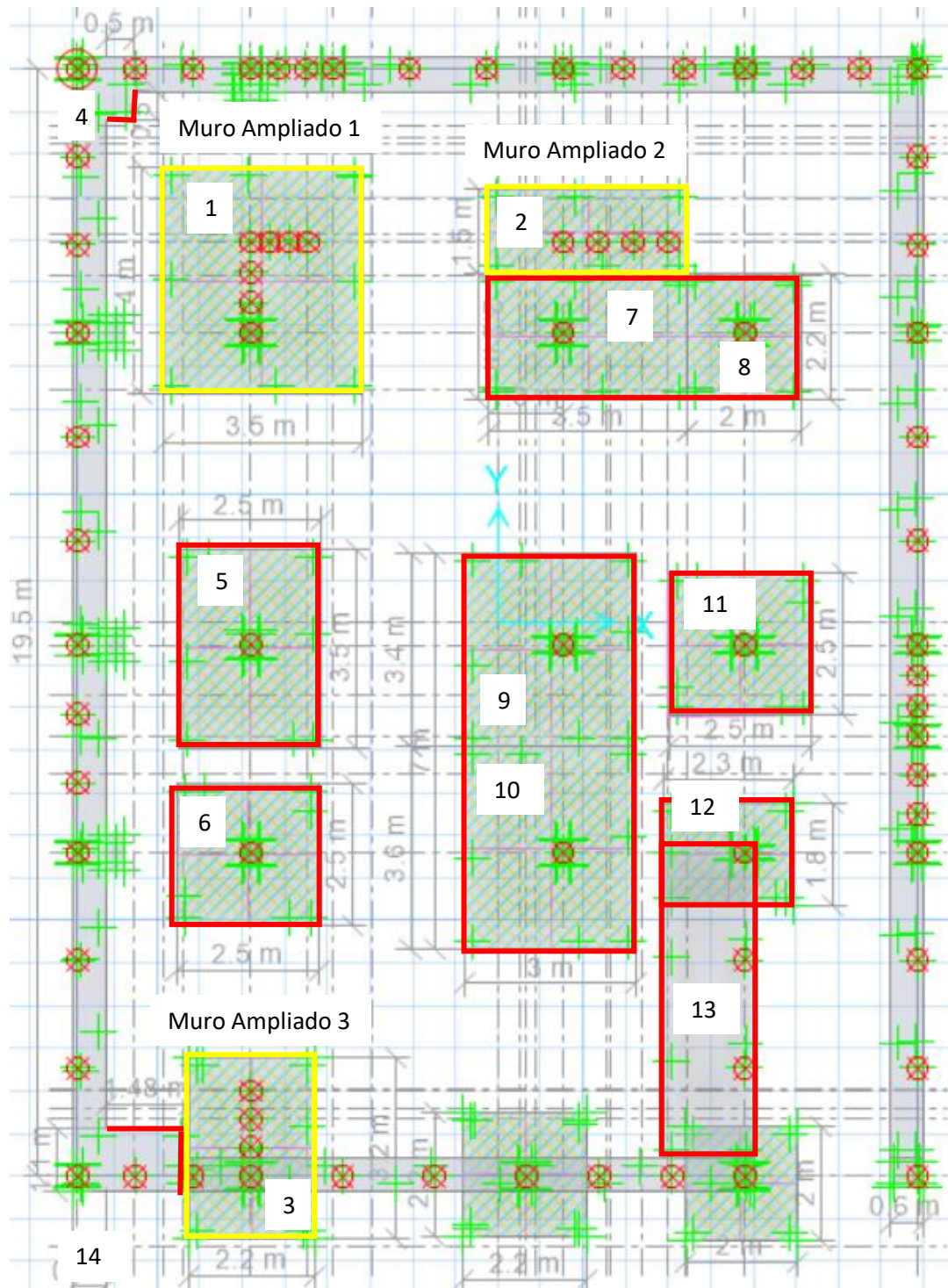
(Presión del Suelo < qadm), qadm= 1.3\*20 Tonf/m<sup>2</sup>

Nota: Se amplifica un 30 % la capacidad admisible del suelo en las combinaciones 1,2,3,4,5, porque intervienen cargas temporales como el sismo.

- Combinación de Cargas de Diseño: 1.4 CM + 1.7 CV
- Combinación de Cargas para Asentamientos Tolerables: CM + 0.5 CV

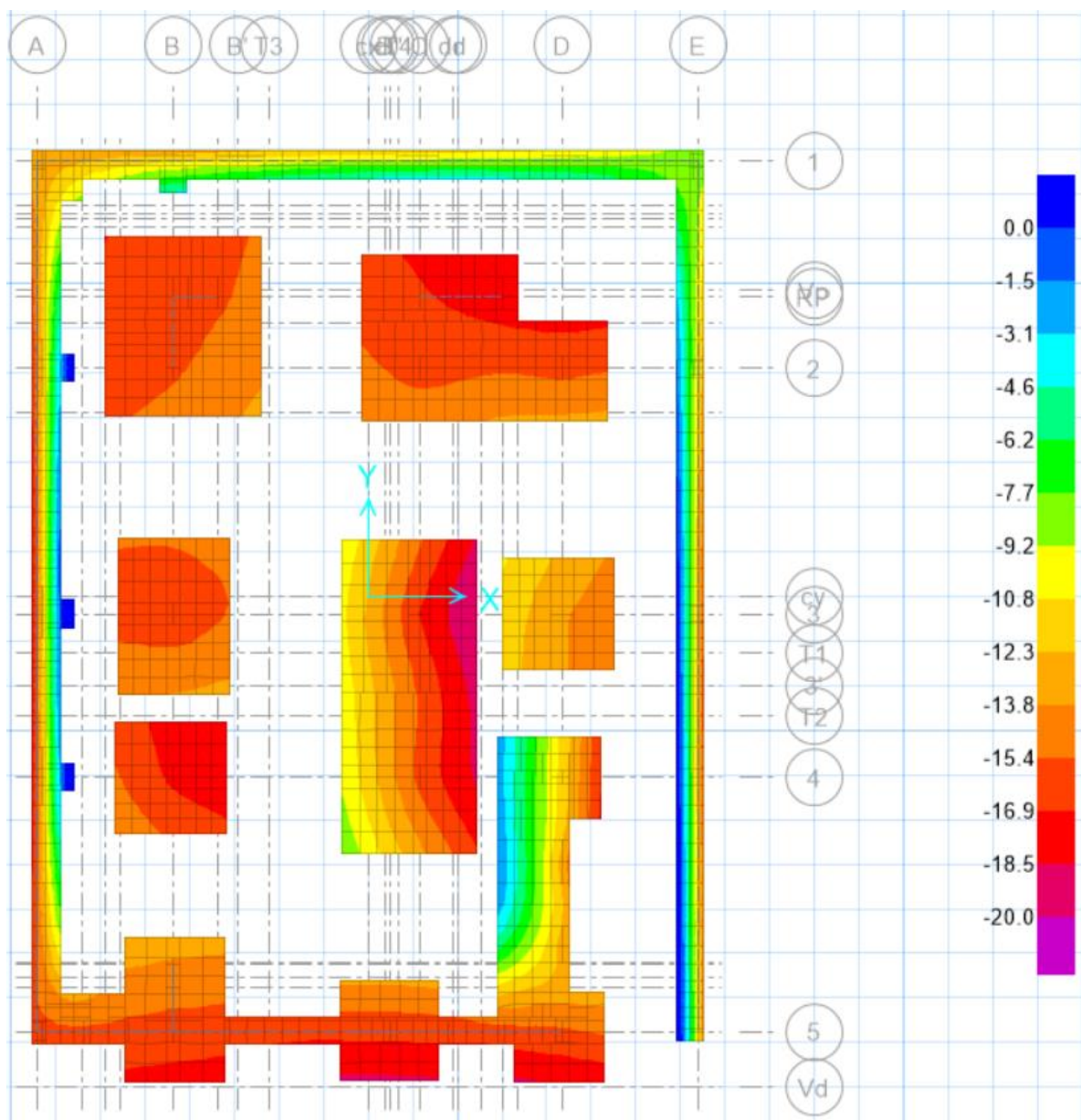
A continuación, se procede con el predimensionamiento de las zapatas aisladas y zapatas continuas, mediante un proceso iterativo, mediante el cual se dote de una adecuada área de contacto a la cimentación para que los esfuerzos que el edificio reforzado estructuralmente, transmite a la cimentación sea menor a la capacidad portante, bajo las combinaciones de carga de servicio previamente descritas.

*Fotografía 4.47. Propuesta de Ampliación de la Cimentación Existente*

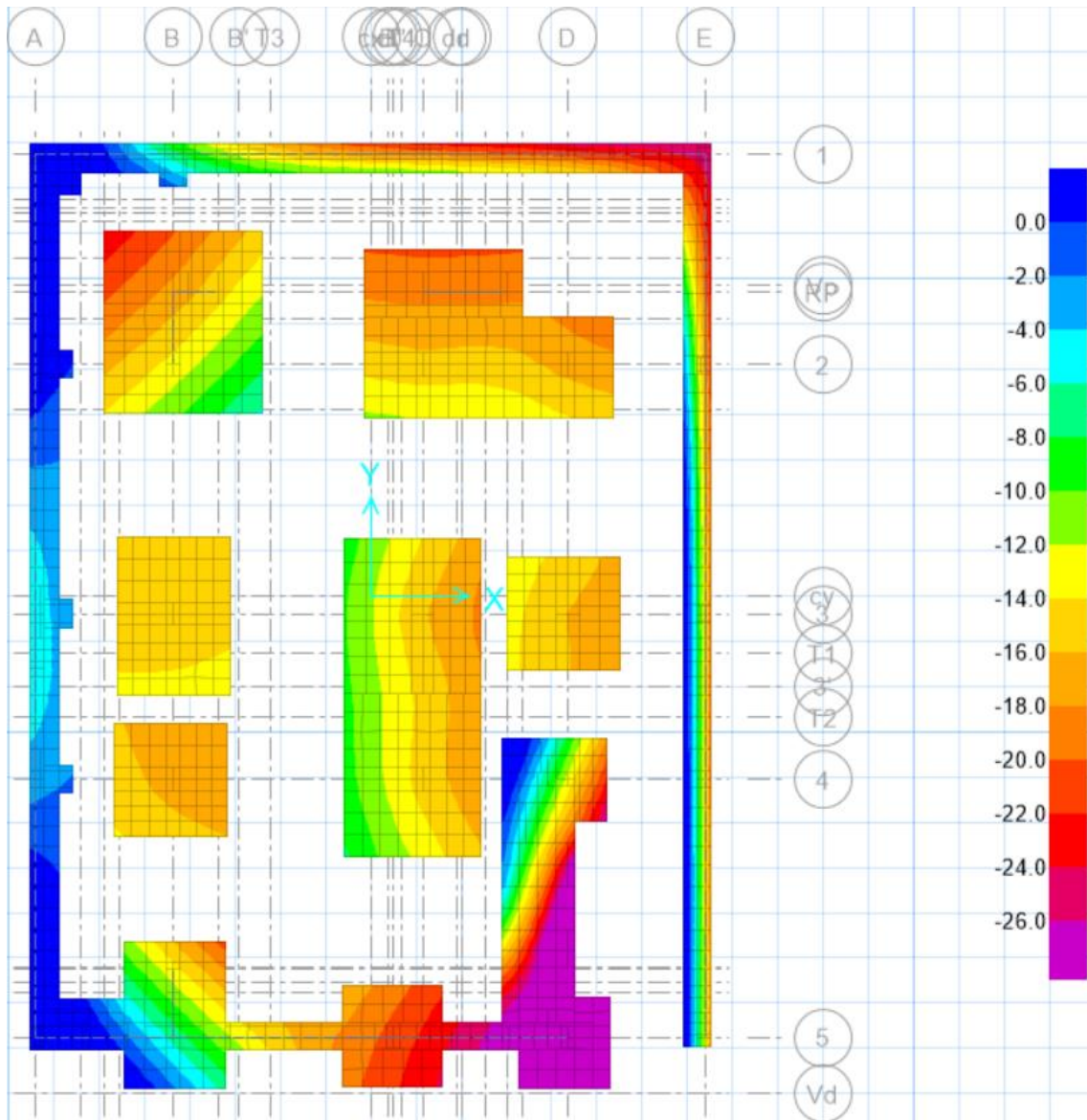


En la Fotografía 4.47, se muestra la Propuesta de Ampliación de la Cimentación Existente, donde las cimentaciones con contorno amarillo representan las zapatas continuas a ser diseñadas, mientras las cimentaciones con contorno rojo representan las zapatas donde se ha ampliado su área de contacto con concreto sin acero de refuerzo.

*Fotografía 4.48. Verificación de Esfuerzos Transmitidos a la Cimentación menores a la Capacidad Admisible del Suelo (Servicio I)*

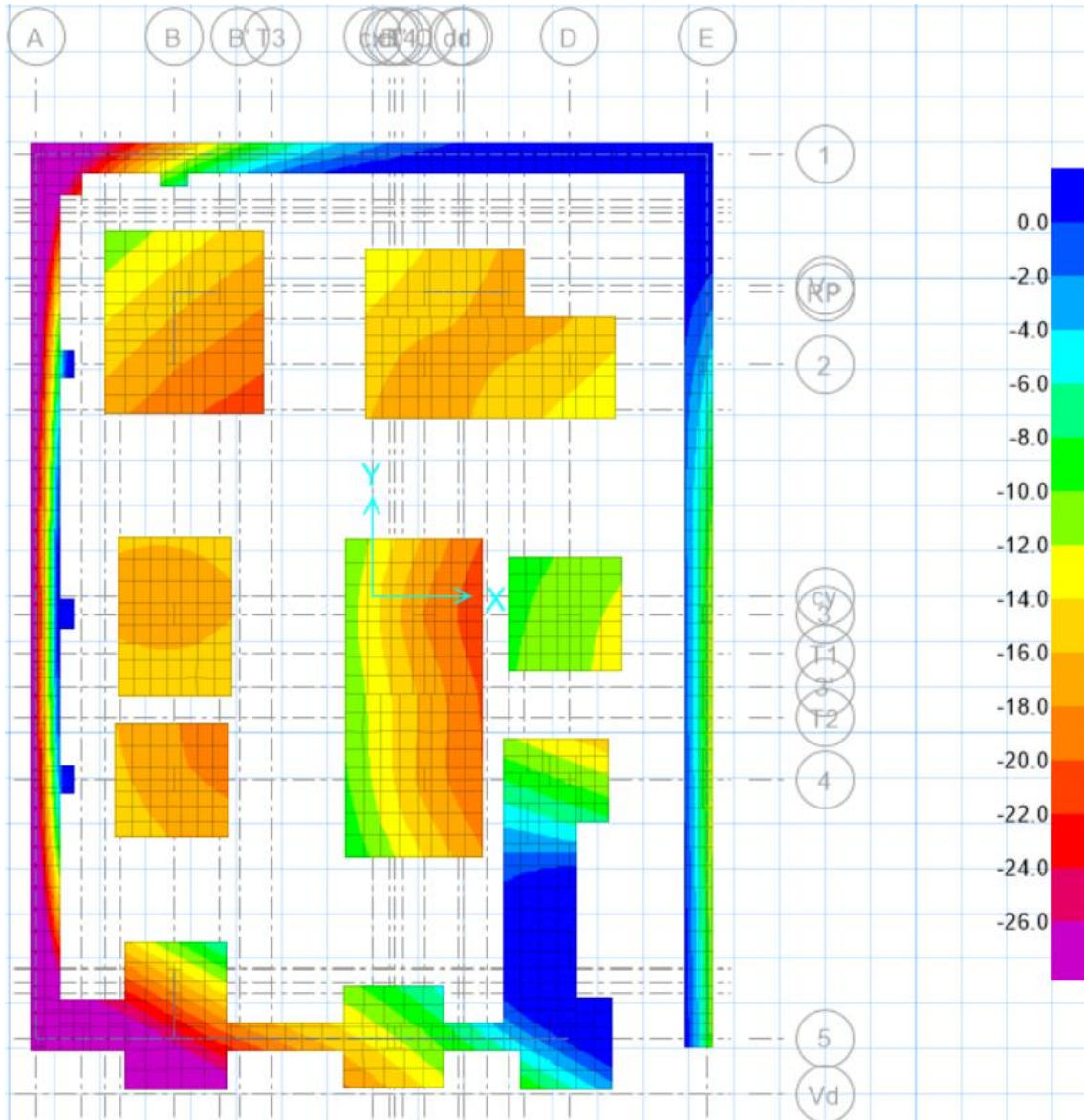


Fotografía 4.49. Verificación de Esfuerzos Transmitidos a la Cimentación menores a la Capacidad Admisible del Suelo (Servicio 2)



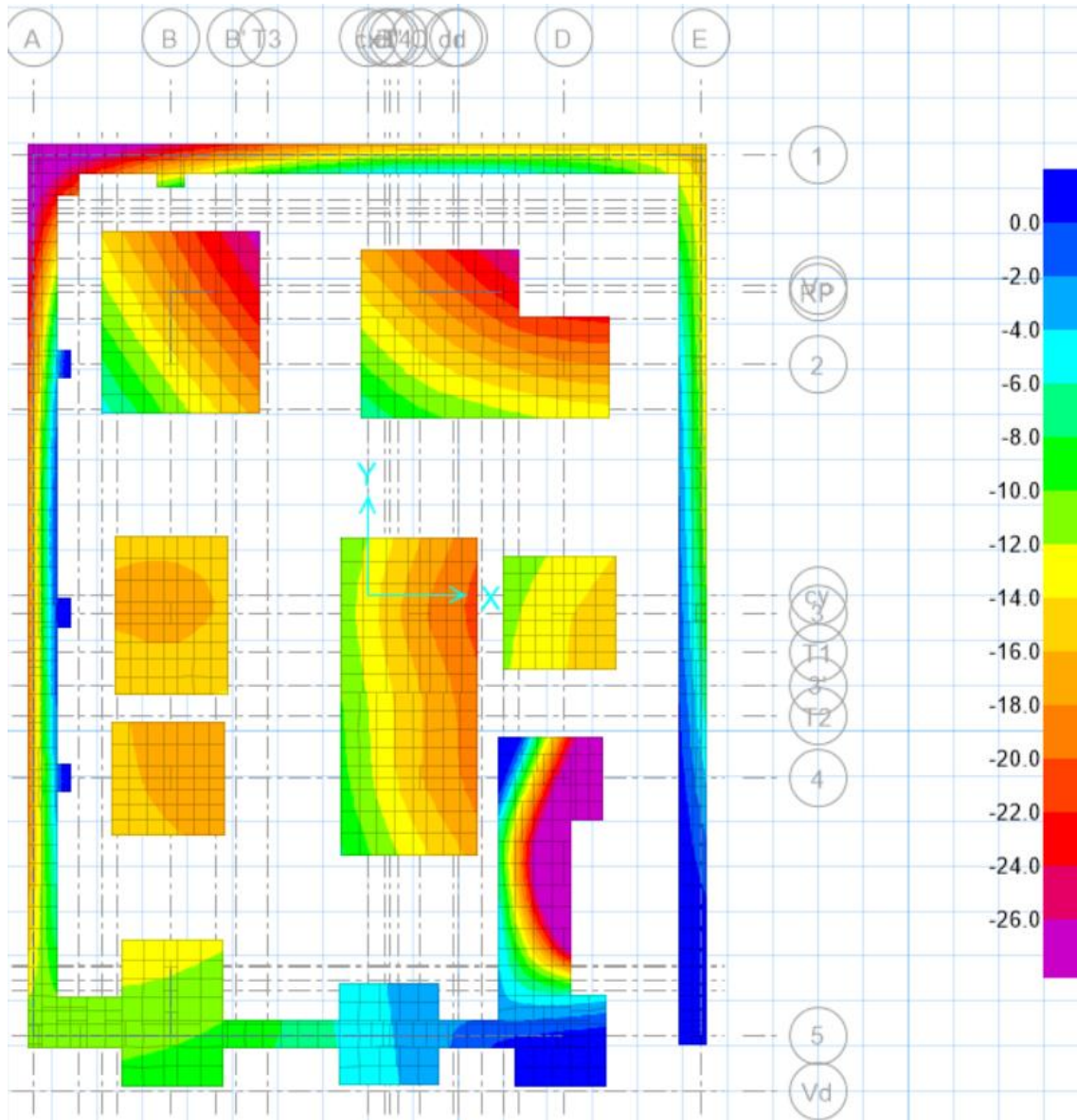
Nota: Es necesario considerar que las fuerzas sísmicas en X e Y, fueron obtenidas mediante análisis sísmicos lineales, que brindan resultados conservadores, por tanto, se sobreestima la demanda, por ello se recomienda la realización de análisis sísmicos no lineales no estando planteadas en el presente trabajo de disertación.

Fotografía 4.50. Verificación de Esfuerzos Transmitidos a la Cimentación menores a la Capacidad Admisible del Suelo (Servicio 3)



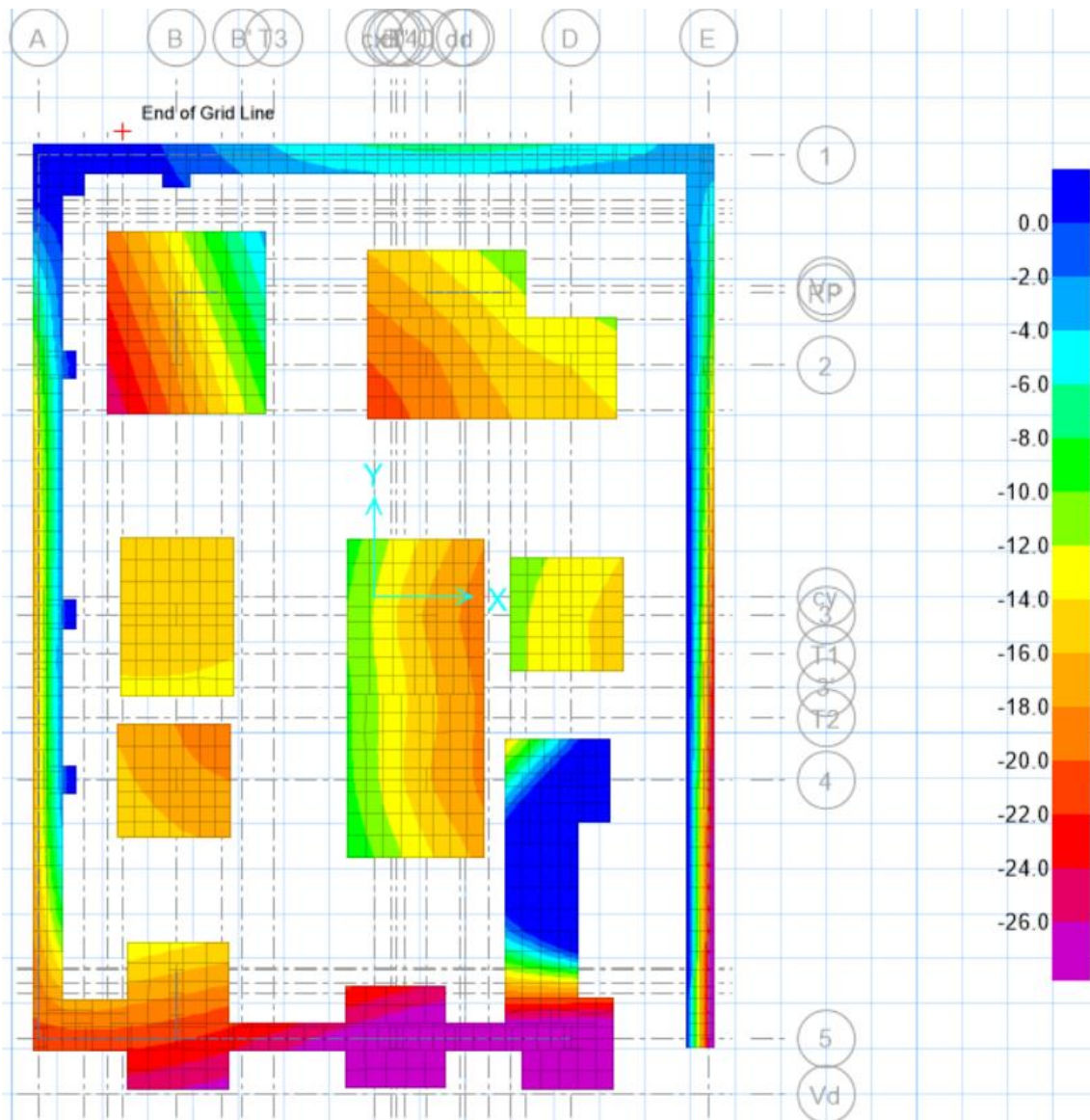
Nota: Es necesario considerar que las fuerzas sísmicas en X e Y, fueron obtenidas mediante análisis sísmicos lineales, que brindan resultados conservadores, por tanto, se sobreestima la demanda, por ello se recomienda la realización de análisis sísmicos no lineales no estando planteadas en el presente trabajo de disertación.

Fotografía 4.51. Verificación de Esfuerzos Transmitidos a la Cimentación menores a la Capacidad Admisible del Suelo (Servicio 4)



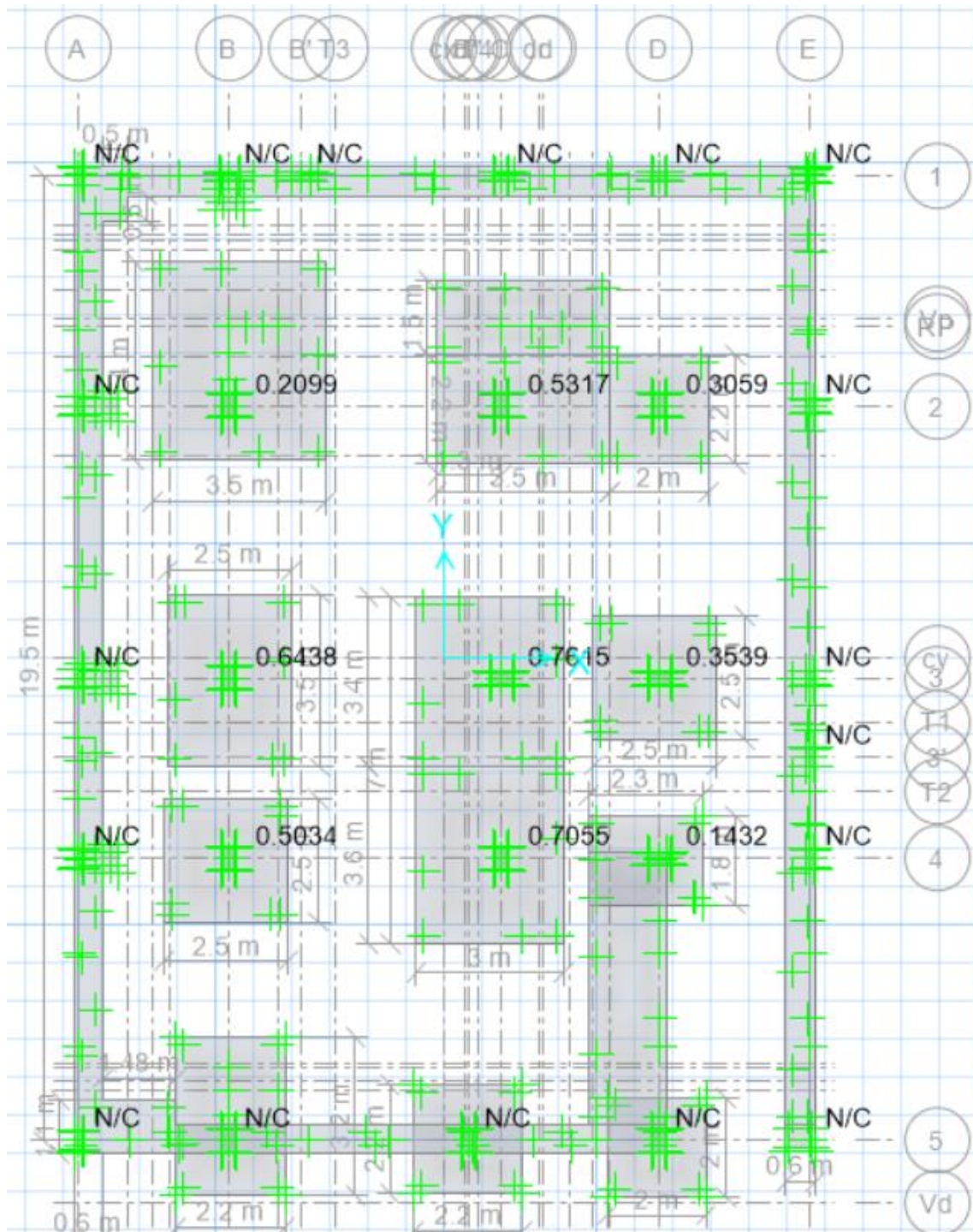
Nota: Es necesario considerar que las fuerzas sísmicas en X e Y, fueron obtenidas mediante análisis sísmicos lineales, que brindan resultados conservadores, por tanto, se sobreestima la demanda, por ello se recomienda la realización de análisis sísmicos no lineales no estando planteadas en el presente trabajo de disertación.

Fotografía 4.52. Verificación de Esfuerzos Transmitidos a la Cimentación menores a la Capacidad Admisible del Suelo (Servicio 5)

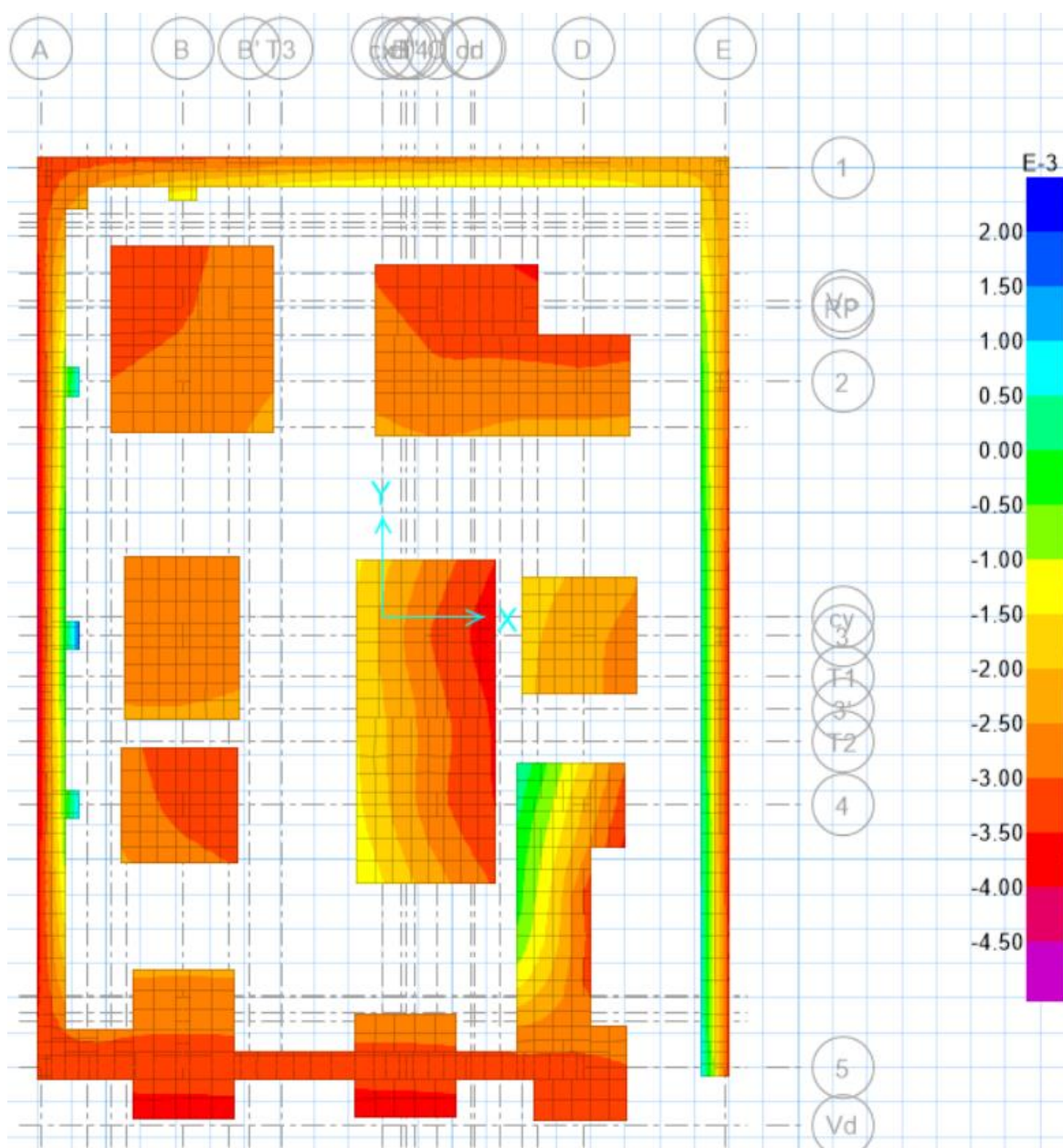


Nota: Es necesario considerar que las fuerzas sísmicas en X e Y, fueron obtenidas mediante análisis sísmicos lineales, que brindan resultados conservadores, por tanto, se sobreestima la demanda, por ello se recomienda la realización de análisis sísmicos no lineales no estando planteadas en el presente trabajo de disertación.

Fotografía 4.53. Chequeo de Punzonamiento



Fotografía 4.54. Chequeo de Asentamientos



Nota: El Asentamiento máximo experimentado es de 0.352 cm.

Fotografía 4.55. Determinación de la Cuantía de Acero de Refuerzo

Slab Design

?

**Choose Display Type**

Design Basis: Strip Based

Display Type: Enveloping Flexural Reinforcement

Impose Minimum Reinforcing

**Choose Strip Direction**

Layer A

Layer B

Layer Other

**Rebar Location Shown**

Show Top Rebar

Show Bottom Rebar

**Reinforcing Display Type**

Show Rebar Intensity (Area/Unit Width)

Show Total Rebar Area for Strip

Show Number of Bars of Size:

Top: Bar Size #8

Bottom: Bar Size #8

**Reinforcing Diagram**

Show Reinforcing Envelope Diagram

Scale Factor: 1

Show Reinforcing Extent

**Display Options**

Fill Diagram

Show Values at Controlling Stations on Diagram

**Show Rebar Above Specified Value**

None

Typical Uniform Reinforcing Specified Below

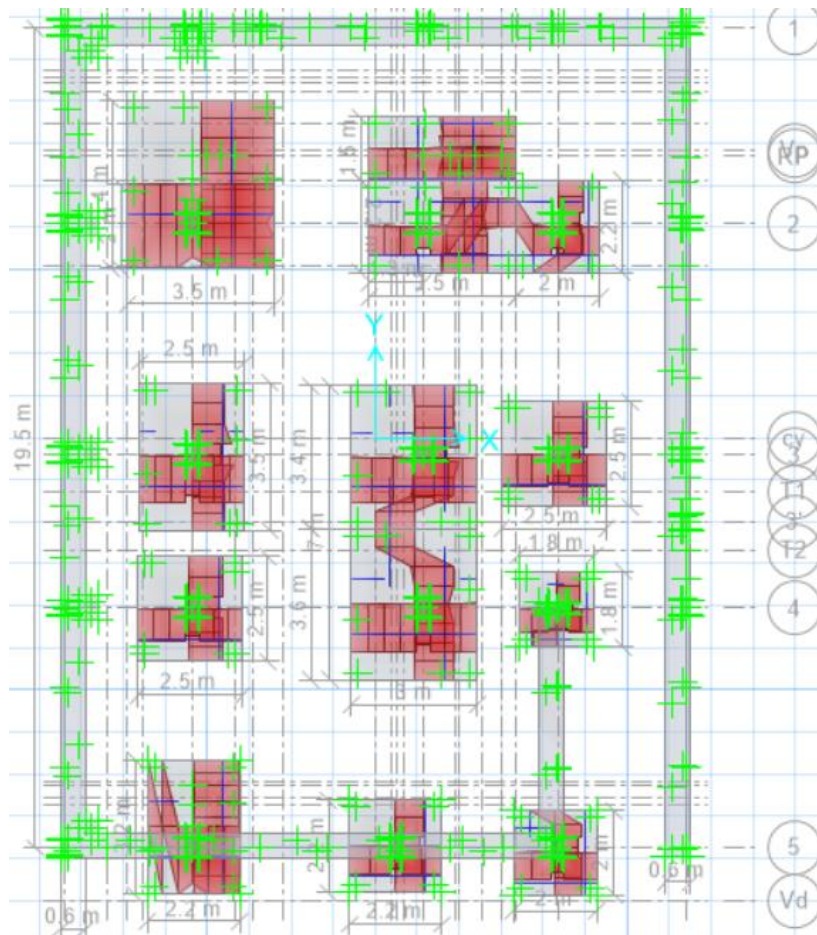
Reinforcing Specified in Slab Rebar Objects

**Typical Uniform Reinforcing**

Define by Bar Size and Bar Spacing

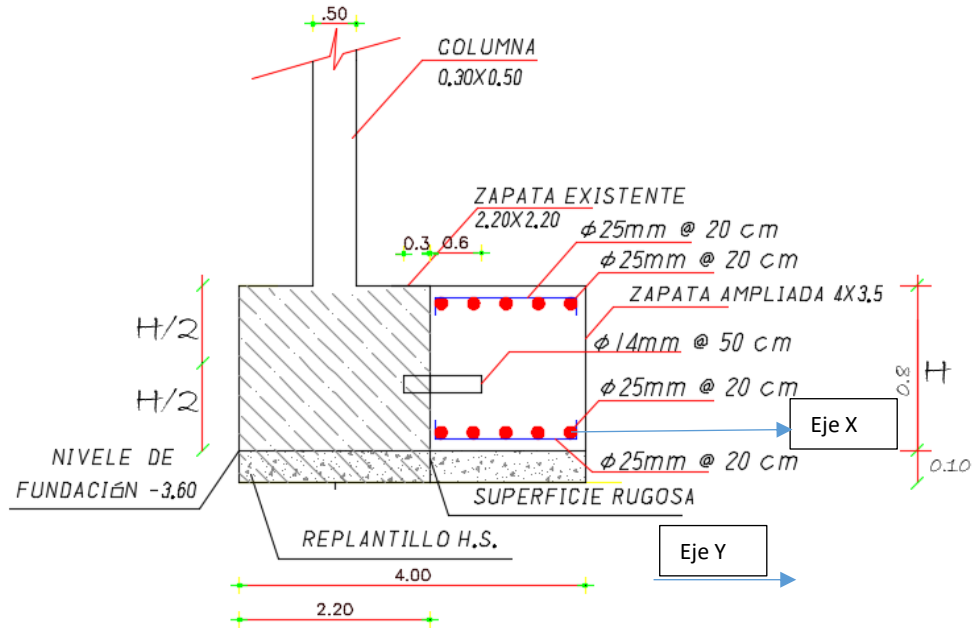
Define by Bar Area and Bar Spacing

	Bar Size	Spacing (m)
Top	#5	0.012
Bottom	#5	0.012



Fotografía 4.56. Detalle Constructivo de las Zapatas Continuas sobre las que se sostienen los muros propuestos en el reforzamiento estructural

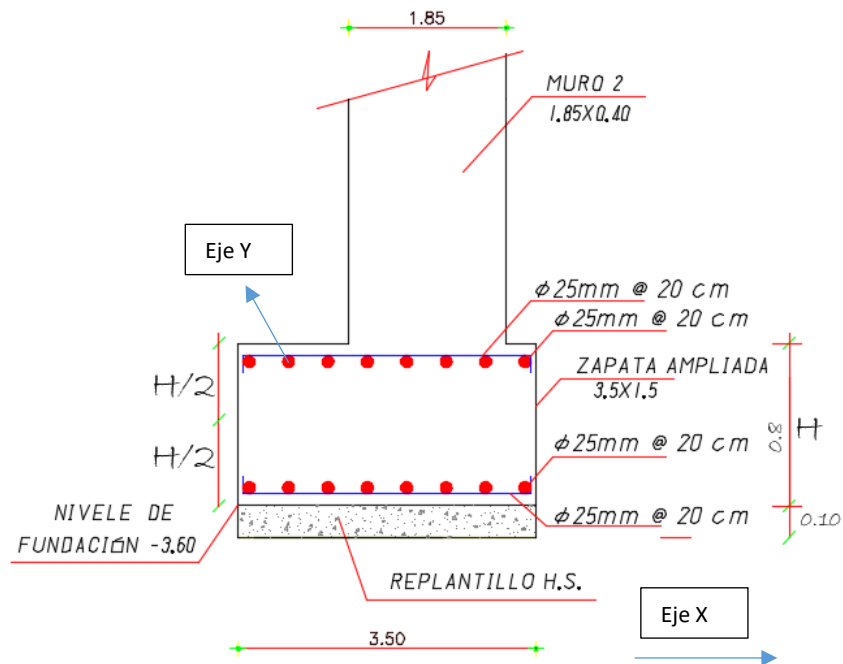
- Zapata continua del muro ampliado 1 (Ver Fotografía 4.46 y 4.47)



### DETALLE: Zapata continua del muro ampliado 1

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:20

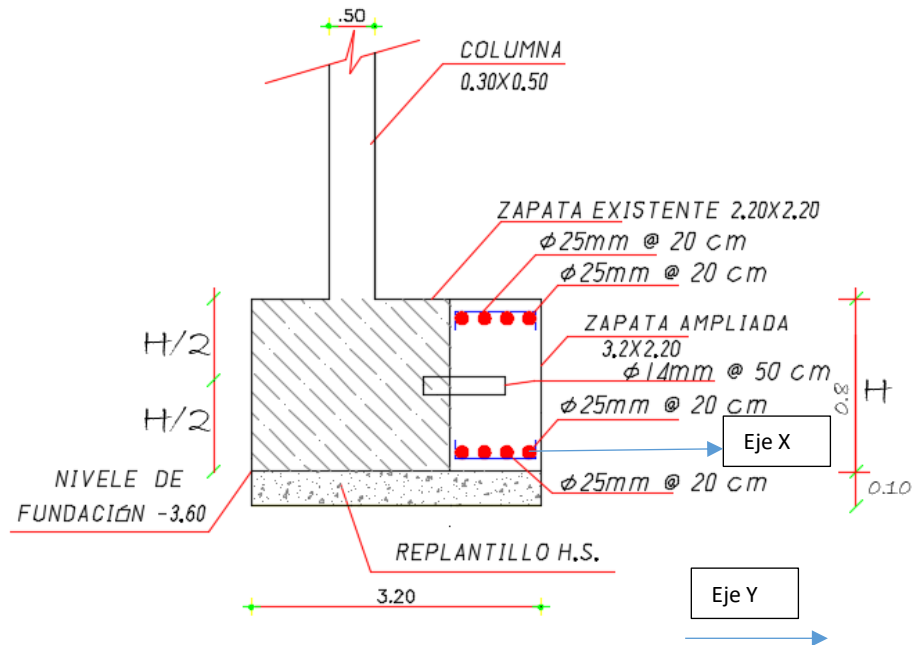
- Zapata Continua del Muro Ampliado 2 (Ver Fotografía 4.46 y 4.47)



### DETALLE: Zapata continua del muro ampliado 2

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:20

- Zapata Continua del Muro Ampliado 3 (Ver Fotografía 4.46 y 4.47)



**DETALLE: Zapata continua del muro ampliado 3**  
**ESCALA 1:20**

#### 4.10. Análisis de Precios Unitarios

##### 4.10.1. Cuantificación de Volúmenes de Obra

###### Rubro 1: Apuntalamiento Preventivo [UND]

Antes del Reforzamiento, se plantea un apuntalamiento provisional, mediante puntales telescópicos tipo 3x (2.59 – 3.96 m), peso 26 kg, a 0.5 m a cada lado de los ejes intervenidos para el derrocamiento de elementos (estructurales, no estructurales) y para la fundición de muros. Estimándose aproximadamente 100 puntales.

###### Rubro 2: Excavación del Cimiento de Piedra [m<sup>3</sup>]

Excavaciones desde el parqueadero hasta la base de la cimentación. (Ver Fotografía 4.47, Fotografía 4.56, Figura 4.2, Figura 4.3 y ANEXO 1)

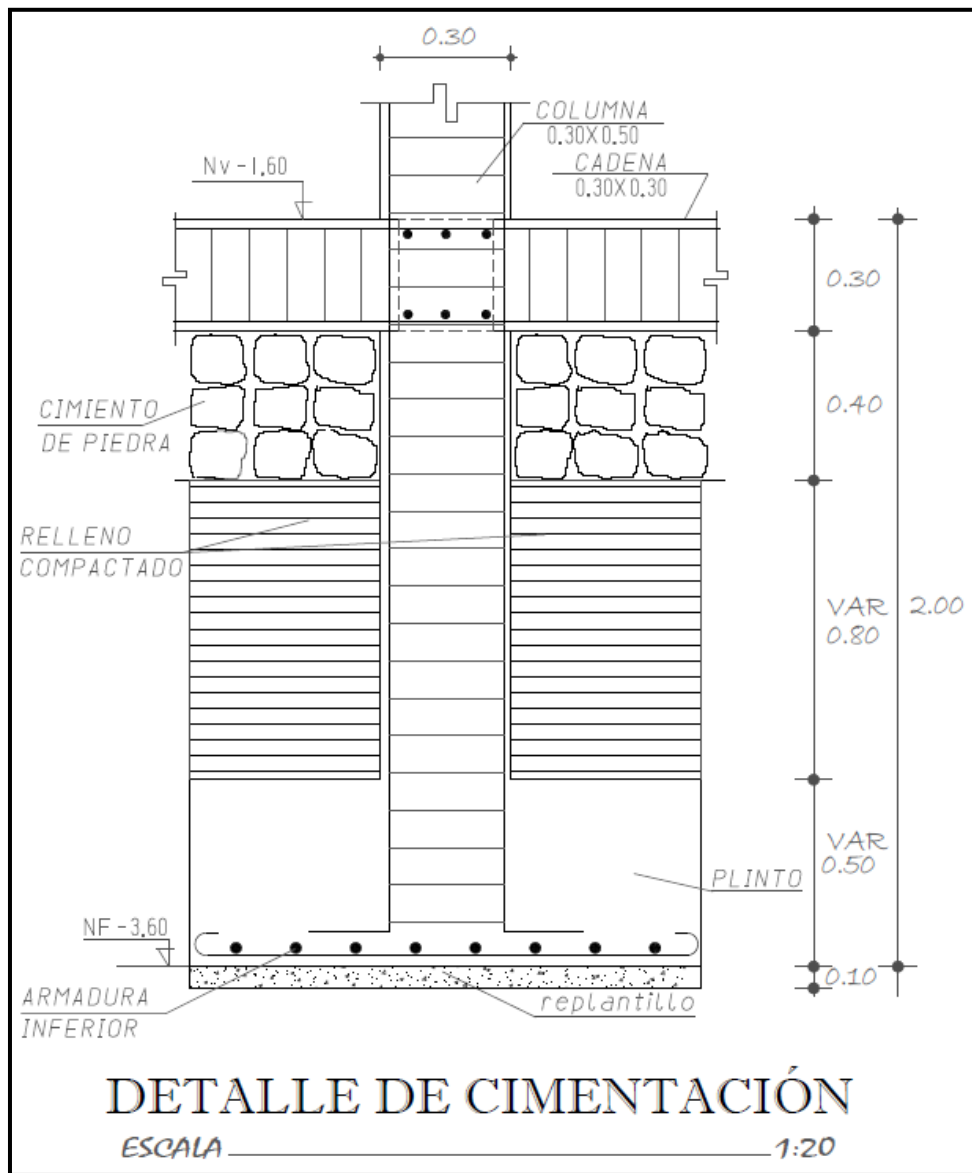


Figura 4.2.

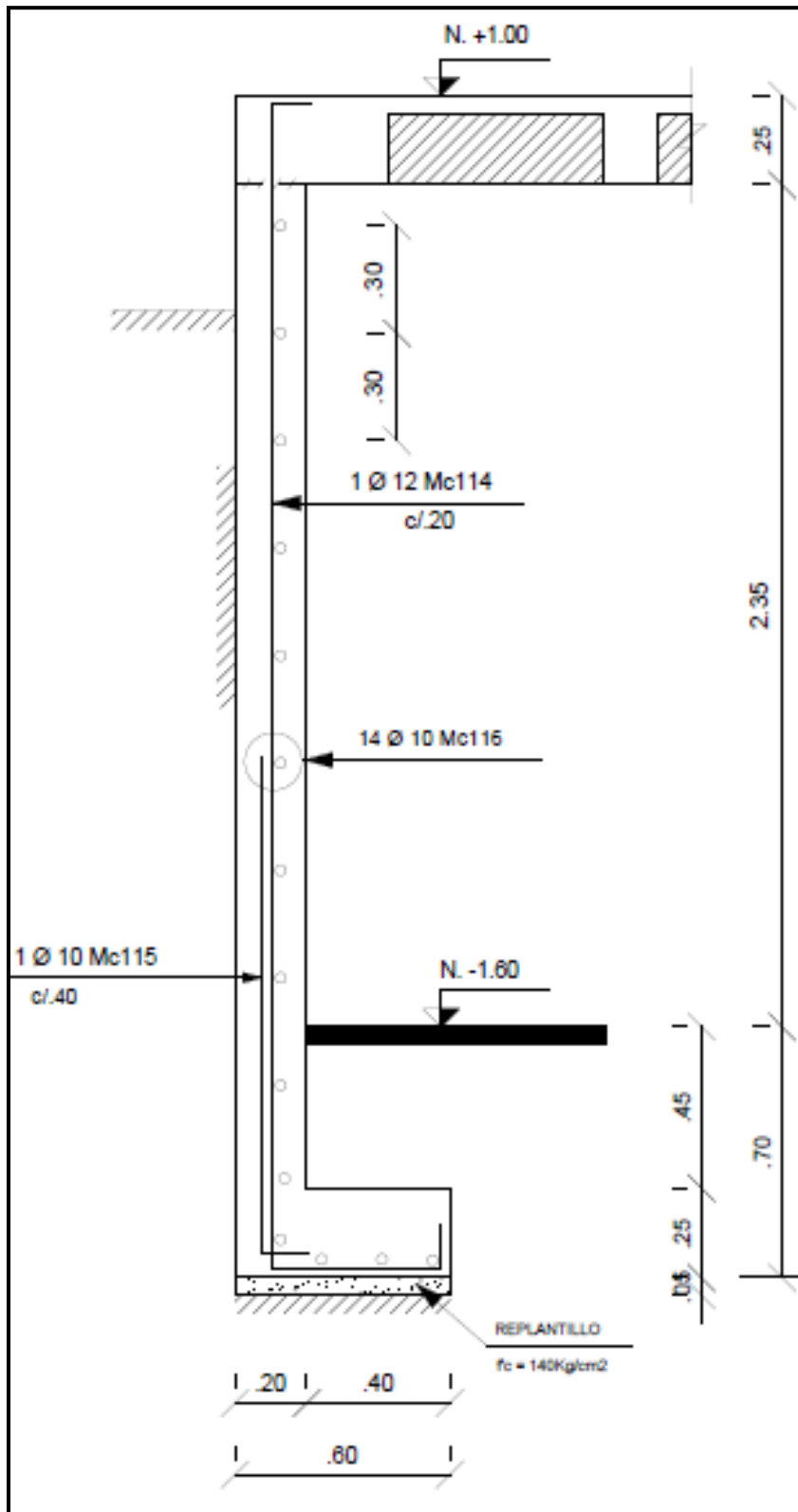


Figura 4.3. Esquema de los Muros Actualmente colocados

- Excavación 1:  $1.8 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 0.4 \text{ m} = 2.52 \text{ m}^3$
- Excavación 2:  $1.5 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 0.4 \text{ m} = 2.1 \text{ m}^3$
- Excavación 3:  $1 \text{ m} * 2.2 \text{ m} * 0.4 \text{ m} = 0.88 \text{ m}^3$
- Excavación 4:  $[(0.5 * 0.5) - (0.3 * 0.3)] * 0.4 \text{ m} = 0.064 \text{ m}^3$
- Excavación 5:  $[(2.5 * 3.5) - (2 * 2)] * 0.4 \text{ m} = 1.9 \text{ m}^3$
- Excavación 6:  $[(2.5 * 2.5) - (2 * 2)] * 0.4 \text{ m} = 0.9 \text{ m}^3$
- Excavación 7:  $[(3.5 * 2.2) - (2.2 * 2.2)] * 0.4 \text{ m} = 1.144 \text{ m}^3$
- Excavación 8:  $[(2 * 2.2) - (1.8 * 1.8)] * 0.4 \text{ m} = 0.464 \text{ m}^3$
- Excavación 9:  $[(3.4 * 3) - (2 * 2)] * 0.4 \text{ m} = 2.48 \text{ m}^3$
- Excavación 10:  $[(3.6 * 3) - (2 * 2)] * 0.4 \text{ m} = 2.72 \text{ m}^3$
- Excavación 11:  $[(2.5 * 2.5) - (1.8 * 1.8)] * 0.4 \text{ m} = 1.204 \text{ m}^3$
- Excavación 12:  $[(2.3 * 1.8) - (1.8 * 1.8)] * 0.4 \text{ m} = 0.36 \text{ m}^3$
- Excavación 13:  $[(1.58 * 5.52) - (0.6 * 5.52)] * 0.4 \text{ m} = 2.164 \text{ m}^3$
- Excavación 14:  $[(1.48 * 0.5) - (0.3 * 0.3)] * 0.4 \text{ m} = 0.26 \text{ m}^3$

TOTAL:  $19.16 \text{ m}^3$

### **Rubro 3:** Excavación del Cimiento, Relleno Compactado [ $\text{m}^3$ ]

Excavaciones desde el parqueadero hasta la base de la cimentación.  
(Ver Fotografía 4.47, Fotografía 4.56, Figura 4.2 y ANEXO 1)

- Excavación 1:  $1.8 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 1.3 \text{ m} = 8.19 \text{ m}^3$
- Excavación 2:  $1.5 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 1.3 \text{ m} = 6.825 \text{ m}^3$
- Excavación 3:  $1 \text{ m} * 2.2 \text{ m} * 1.3 \text{ m} = 2.86 \text{ m}^3$
- Excavación 5:  $[(2.5 * 3.5) - (2 * 2)] * 1.3 \text{ m} = 6.175 \text{ m}^3$
- Excavación 6:  $[(2.5 * 2.5) - (2 * 2)] * 1.3 \text{ m} = 2.925 \text{ m}^3$
- Excavación 7:  $[(3.5 * 2.2) - (2.2 * 2.2)] * 1.3 \text{ m} = 3.718 \text{ m}^3$
- Excavación 8:  $[(2 * 2.2) - (1.8 * 1.8)] * 1.3 \text{ m} = 1.508 \text{ m}^3$
- Excavación 9:  $[(3.4 * 3) - (2 * 2)] * 1.3 \text{ m} = 8.06 \text{ m}^3$
- Excavación 10:  $[(3.6 * 3) - (2 * 2)] * 1.3 \text{ m} = 8.84 \text{ m}^3$
- Excavación 11:  $[(2.5 * 2.5) - (1.8 * 1.8)] * 1.3 \text{ m} = 3.913 \text{ m}^3$
- Excavación 12:  $[(2.3 * 1.8) - (1.8 * 1.8)] * 1.3 \text{ m} = 1.17 \text{ m}^3$

TOTAL: 54.184 m<sup>3</sup>

Nota: Las Excavaciones 4,13 y 14, no se realizan pues no existe con relleno compactado.

**Rubro 4:** Derrocamiento de la Losa del Parquadero [m<sup>3</sup>]

Derrocamientos (Ver Fotografía 4.47, Fotografía 4.56, Figura 4.2 y ANEXO 1)

- Derrocamiento 1:  $1.8 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 0.3 \text{ m} = 1.89 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 2:  $1.5 \text{ m} * 3.5 \text{ m} * 0.3 \text{ m} = 1.575 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 3:  $1 \text{ m} * 2.2 \text{ m} * 0.3 \text{ m} = 0.66 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 4:  $[(0.5 * 0.5) - (0.3 * 0.3)] * 0.3 \text{ m} = 0.048 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 5:  $[(2.5 * 3.5) - (2 * 2)] * 0.3 \text{ m} = 1.425 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 6:  $[(2.5 * 2.5) - (2 * 2)] * 0.3 \text{ m} = 0.675 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 7:  $[(3.5 * 2.2) - (2.2 * 2.2)] * 0.3 \text{ m} = 0.858 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 8:  $[(2 * 2.2) - (1.8 * 1.8)] * 0.3 \text{ m} = 0.348 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 9:  $[(3.4 * 3) - (2 * 2)] * 0.3 \text{ m} = 1.86 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 10:  $[(3.6 * 3) - (2 * 2)] * 0.3 \text{ m} = 2.04 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 11:  $[(2.5 * 2.5) - (1.8 * 1.8)] * 0.3 \text{ m} = 0.903 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 12:  $[(2.3 * 1.8) - (1.8 * 1.8)] * 0.3 \text{ m} = 0.27 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 13:  $[(1.58 * 5.52) - (0.6 * 5.52)] * 0.3 \text{ m} = 1.623 \text{ m}^3$
- Derrocamiento 14:  $[(1.48 * 0.5) - (0.3 * 0.3)] * 0.3 \text{ m} = 0.195 \text{ m}^3$

TOTAL: 14.37 m<sup>3</sup>

**Rubro 5:** Derrocamiento de Paredes Existentes [m<sup>2</sup>]

- Planta Baja:

$$4.13 \text{ m}^2 + 3.3 \text{ m}^2 + 2.75 \text{ m}^2 + 4.95 \text{ m}^2 + 4.26 \text{ m}^2 + 5.09 \text{ m}^2 + 2.75 \text{ m}^2 + 4.4 \text{ m}^2 + 8.26 \text{ m}^2 \\ = 39.890 \text{ m}^2$$

- 1er Piso:

$$4.13 \text{ m}^2 + 4.95 \text{ m}^2 + 4.26 \text{ m}^2 + 5.09 \text{ m}^2 + 2.75 \text{ m}^2 + 4.4 \text{ m}^2 = 25.580 \text{ m}^2$$

- 2do Piso:

$$4.13 \text{ m}^2 + 4.95 \text{ m}^2 + 4.26 \text{ m}^2 + 5.09 \text{ m}^2 + 2.75 \text{ m}^2 + 4.4 \text{ m}^2 = 25.580 \text{ m}^2$$

- 3er Piso:

$$4.13 \text{ m}^2 + 4.95 \text{ m}^2 + 4.26 \text{ m}^2 + 5.09 \text{ m}^2 + 2.75 \text{ m}^2 + 4.4 \text{ m}^2 = 25.580 \text{ m}^2$$

- Terraza:

$$4.95 \text{ m}^2 + 4.26 \text{ m}^2 + 4.4 \text{ m}^2 = 13.61 \text{ m}^2$$

TOTAL: 130.240 m<sup>2</sup>

**Rubro 6:** Hormigón de Premezclado en Muros f'c = 240 kg/cm<sup>2</sup> [m<sup>3</sup>]

Hormigón Premezclado en Muros e=0.4 m f'c = 240 kg/cm<sup>2</sup> [m<sup>3</sup>]

- Parqueadero:

$$(3.9 + 4.81 + 2.6 + 4.16) \text{ m}^2 * 0.4 \text{ m} = 6.188 \text{ m}^3$$

- Planta Baja:

$$(4.13 + 3.3 + 2.75 + 4.13 + 4.95 + 4.26 + 5.09 + 2.75 + 4.4 + 4.13 + 4.13) \text{ m}^2 * 0.4 \text{ m} = 17.608 \text{ m}^3$$

- 1er Piso:

$$(4.13 + 2.75 + 4.95 + 4.26 + 5.09 + 2.75 + 4.4) \text{ m}^2 * 0.4 \text{ m} = 11.332 \text{ m}^3$$

- 2do Piso:

$$(4.13 + 2.75 + 4.95 + 4.26 + 5.09 + 2.75 + 4.4) \text{ m}^2 * 0.4 \text{ m} = 11.332 \text{ m}^3$$

Hormigón Premezclado en Muros e=0.2 m f'c = 240 kg/cm<sup>2</sup> [m<sup>3</sup>]

- 3er Piso:

$$(4.13 + 2.75 + 4.95 + 4.26 + 5.09 + 2.75 + 4.4) \text{ m}^2 * 0.2 \text{ m} = 5.670 \text{ m}^3$$

- Terraza:

$$(4.95 + 4.26 + 2.75 + 4.4) \text{ m}^2 * 0.2 \text{ m} = 3.272 \text{ m}^3$$

TOTAL: 55.402 m<sup>3</sup>

**Rubro 7:** Hormigón de Premezclado en Zapatas f'c = 240 kg/cm<sup>2</sup> [m<sup>3</sup>]

(Ver Fotografía 4.47, Fotografía 4.56, Figura 4.2 y ANEXO 1)

- Zapata 1 1: 1.8 m \* 3.5 m \* 0.8 m = 5.04 m<sup>3</sup>
- Zapata 2: 1.5 m \* 3.5 m \* 0.8 m = 4.2 m<sup>3</sup>
- Zapata 3: 1 m \* 2.2 m \* 0.8 m = 1.76 m<sup>3</sup>
- Zapata 4: [(0.5 \* 0.5) - (0.3 \* 0.3)] \* 0.25 m = 0.04 m<sup>3</sup>
- Zapata 5: [(2.5 \* 3.5) - (2 \* 2)] \* 0.5 m = 1.425 m<sup>3</sup>
- Zapata 6: [(2.5 \* 2.5) - (2 \* 2)] \* 0.5 m = 0.675 m<sup>3</sup>
- Zapata 7: [(3.5 \* 2.2) - (2.2 \* 2.2)] \* 0.5 m = 0.858 m<sup>3</sup>
- Zapata 8: [(2 \* 2.2) - (1.8 \* 1.8)] \* 0.5 m = 0.348 m<sup>3</sup>
- Zapata 9: [(3.4 \* 3) - (2 \* 2)] \* 0.5 m = 1.86 m<sup>3</sup>
- Zapata 10: [(3.6 \* 3) - (2 \* 2)] \* 0.5 m = 2.04 m<sup>3</sup>
- Zapata 11: [(2.5 \* 2.5) - (1.8 \* 1.8)] \* 0.5 m = 0.903 m<sup>3</sup>
- Zapata 12: [(2.3 \* 1.8) - (1.8 \* 1.8)] \* 0.5 m = 0.27 m<sup>3</sup>
- Zapata 13: [(1.58 \* 5.52) - (0.6 \* 5.52)] \* 0.25 m = 1.352 m<sup>3</sup>
- Zapata 14: [(1.48 \* 0.5) - (0.3 \* 0.3)] \* 0.25 m = 0.163 m<sup>3</sup>

TOTAL: 26.52 m<sup>3</sup>

**Rubro 8:** Acero de Refuerzo en barras (Cimentaciones Continuas 1,2 y 3)

(Ver Fotografía 4.47, Fotografía 4.56)

- Zapata Continua 1:

ARMADURA DE ACERO			
SUPERIOR		INFERIOR	
EJE X	EJE Y	EJE X	EJE Y
15 Φ25mm @20cm	7 Φ25mm @20cm	15 Φ25mm @20cm	7 Φ25mm @20cm

- Zapata Continua 2:

ARMADURA DE ACERO			
SUPERIOR		INFERIOR	
EJE X	EJE Y	EJE X	EJE Y
15 $\Phi$ 25mm @20cm	4 $\Phi$ 25mm @20cm	15 $\Phi$ 25mm @20cm	4 $\Phi$ 25mm @20cm

- Zapata Continua 3:

ARMADURA DE ACERO			
SUPERIOR		INFERIOR	
EJE X	EJE Y	EJE X	EJE Y
9 $\Phi$ 25mm @20cm	4 $\Phi$ 25mm @20cm	9 $\Phi$ 25mm @20cm	4 $\Phi$ 25mm @20cm

Acero corrugado, ASTM A 706,  $f_y = 4200 \text{ kgf / cm}^2$

Peso:  $7.850 \text{ kg / m}^3$

- Longitud Total de varillas de acero  $\Phi$  25 mm:

$(1.8 + 3.5 + 3.5 + 1.5 + 1 + 2.20) \text{ m} * 108 \text{ varillas} = 1458 \text{ m}$

Peso Total de las varillas de acero:

$((\pi * (2.5 \text{ cm})^2) / 4) * 1458 \text{ m} * 7.850 \text{ kg / m}^3 = 56181.985 \text{ kg}$

PRESUPUESTO					
<b>Elaborado: Esteban Flores</b>					
<b>PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ED. FLORES MENA</b>					
<b>PLANILLA No. 01: RESUMEN RUBROS CIVILES PARA REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ED.FLORES MENA</b>					
RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL+IVA
1	Apuntalamiento Preventivo	UND.	100	\$4.53	\$453.00
2	Excavación del Cimiento de Piedra	m3	19.16	\$43.64	\$836.14
3	Excavación del Cimiento, Relleno Compactado	m3	54.184	\$11.05	\$598.73
4	Derrocamiento de la Losa del Parqueadero	m3	14.37	\$81.91	\$1,177.05
5	Derrocamiento de Paredes Existentes	m2	130.24	\$4.57	\$595.20
6	Hormigón de Premezclado en Muros $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$	m3	55.402	\$162.24	\$8,988.42
7	Hormigón de Premezclado en Zapatas $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$	m3	26.52	\$146.93	\$3,896.58
8	Acero de Refuerzo en barras (Cimentaciones Continuas 1,2 y 3)	kg	56181.98	\$1.56	\$87,643.89
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$104,189.01</b>
				<b>IVA 12%</b>	<b>\$12,502.68</b>
				<b>ARANCELES</b>	
				<b>VALOR TOTAL</b>	<b>\$116,691.69</b>

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
ELABORO: ESTEBAN FLORES M				HOJA: 1 DE 8		
				UNIDAD : m		
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ED. FLORES MENA						
CAPITULO :		PRESUPUESTO DE OBRA				
RUBRO :		APUNTALAMIENTO PREVENTIVO				
DETALLE :						
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO	D=C*R
Herramienta menor 5% MO					0.092	
<b>SUBTOTAL M</b>						<b>0.092</b>
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO	D=C*R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1	3.51	3.510	0.26	0.913	
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1	3.55	3.55	0.26	0.923	
<b>SUBTOTAL N</b>						<b>1.836</b>
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO	C=A*B	
puntales telescópicos tipo 3x (2.59 – 3.96 m), peso 26 kg	m	1	1.850	1.850		
<b>SUBTOTAL O</b>						<b>1.85</b>
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO	C=A*B	
<b>SUBTOTAL P</b>						<b>0</b>
					<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>	<b>3.78</b>
					<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%</b>	<b>0.76</b>
					<b>OTROS INDIRECTOS 0.00%</b>	<b>0.00</b>
					<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>	<b>4.53</b>
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
ELABORO : ESTEBAN FLORES M				HOJA: 2 DE 8	
				UNIDAD : m3	
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ED. FLORES MENA					
CAPITULO :		PRESUPUESTO DE OBRA			
RUBRO :		EXCAVACIÓN DEL CIMENTO DE PIEDRA			
DETALLE :					
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Martillo neumatico con compresor	1	26.58	26.58	0.8	21.264
Herramienta menor 5% MO					0.719
SUBTOTAL M					21.983
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	4	3.51	14.04	0.8	11.232
Operador de equipo liviano (ESTRUC. OCUP. E1)	1	3.55	3.55	0.8	2.84
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C1)	0.1	3.93	0.393	0.8	0.3144
SUBTOTAL N					14.386
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL O					0
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL P					0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					36.37
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%					7.27
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					43.64
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.					



ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
ELABORO : ESTEBAN FLORES M				HOJA: 4 DE 8		
				UNIDAD : m3		
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ED. FLORES MENA						
CAPITULO :		PRESUPUESTO DE OBRA				
RUBRO :		DERROCAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN HASTA EL CONTRAPISO ( H.A)				
DETALLE :						
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO	D=C*R
Herramienta menor (5% mano de obra)					1.723	
Martillo neumatico con compresor	1	20	20	1.6	32	
<b>SUBTOTAL M</b>						<b>33.723</b>
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO	D=C*R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	4	3.51	14.04	1.6	22.464	
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1	3.55	3.55	1.6	5.680	
Operador de equipo liviano (ESTRUC. OCUP. C1)	1	3.55	3.55	1.6	5.680	
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C1)	0.1	3.93	0.393	1.6	0.629	
<b>SUBTOTAL N</b>						<b>34.453</b>
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO	C=A*B	
Agua	m3	0.1	0.85	0.085		
<b>SUBTOTAL O</b>						<b>0.085</b>
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO	C=A*B	
<b>SUBTOTAL P</b>						<b>0</b>
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					<b>68.26</b>	
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%</b>					<b>13.65</b>	
<b>OTROS INDIRECTOS 0.00%</b>					<b>0.00</b>	
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					<b>81.91</b>	
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
ELABORO : ESTEBAN FLORES M				HOJA: 5 DE 8		
				UNIDAD : m2		
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ED. FLORES MENA						
CAPITULO :		PRESUPUESTO DE OBRA				
RUBRO :		DERROCAMIENTO DE PAREDES EXISTENTES (MAMPOSTERÍA DE BLOQUE)				
DETALLE :						
<b>EQUIPOS</b>						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO	D=C*R
Herramienta menor (5% mano de obra)					0.181335	
<b>SUBTOTAL M</b>						<b>0.181335</b>
<b>MANO DE OBRA</b>						
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO	D=C*R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	1	3.51	3.51	0.33	1.1583	
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1	3.55	3.55	0.33	1.1715	
Maestro de obra (ESTRUC. OCUP. C1)	1	3.93	3.93	0.33	1.2969	
<b>SUBTOTAL N</b>						<b>3.6267</b>
<b>MATERIALES</b>						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO	C=A*B	
<b>SUBTOTAL O</b>						<b>0</b>
<b>TRANSPORTE</b>						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO	C=A*B	
<b>SUBTOTAL P</b>						<b>0</b>
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					<b>3.81</b>	
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%</b>					<b>0.76</b>	
<b>OTROS INDIRECTOS 0.00%</b>					<b>0.00</b>	
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					<b>4.57</b>	
<b>NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
ELABORO : ESTEBAN FLORES M				HOJA: 6 DE 8		
				UNIDAD : m3		
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ED. FLORES MENA						
CAPITULO :		PRESUPUESTO DE OBRA				
RUBRO :		HORMIGÓN DE PREMEZCLADO EN MUROS F'C = 240 KG/CM2				
DETALLE :						
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO	D=C*R
Herramienta menor (5% mano de obra)					0.880	
Vibrador de manguera	1	1	1	1	1	
Bomba estacionaria (45m Tuberia) HOL	1	12.76	12.76	1	12.76	
<b>SUBTOTAL M</b>						<b>14.640</b>
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO	D=C*R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	4	3.51	14.04	1	14.04	
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1	3.55	3.55	1	3.55	
<b>SUBTOTAL N</b>						<b>17.590</b>
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO	C=A*B	
H. Premezclado 240 Kg/cm2-19mm-13cm-28d HOLF	m3	1	102.97	102.97		
<b>SUBTOTAL O</b>						<b>102.97</b>
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO	C=A*B	
<b>SUBTOTAL P</b>						<b>0</b>
					<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>	<b>135.20</b>
					<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%</b>	<b>27.04</b>
					<b>OTROS INDIRECTOS 0.00%</b>	<b>0.00</b>
					<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>	<b>162.24</b>
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
ELABORO : ESTEBAN FLORES M				HOJA: 7 DE 8		
				UNIDAD : m3		
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ED. FLORES MENA						
CAPITULO :		PRESUPUESTO DE OBRA				
RUBRO :		HORMIGÓN DE PREMEZCLADO EN ZAPATAS F'C = 240 KG/CM2				
DETALLE :						
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO	D=C*R
Herramienta menor (5% mano de obra) Vibrador de manguera	1	1	1	1	0.880 1	
SUBTOTAL M						1.880
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO	D=C*R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	4	3.51	14.04	1	14.04	
Albañil (ESTRUC. OCUP. D2)	1	3.55	3.55	1	3.55	
SUBTOTAL N						17.590
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO	C=A*B	
H. Premezclado 240 Kg/cm2-19mm-13cm-28d HOLON	m3	1	102.97	102.97		
SUBTOTAL O						102.97
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO	C=A*B	
SUBTOTAL P						0
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					122.44	
INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%					24.49	
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					146.93	
NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
ELABORO : ESTEBAN FLORES M				HOJA: 8 DE 8	
				UNIDAD : Kg	
PROYECTO: REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL ED. FLORES MENA					
CAPITULO :		PRESUPUESTO DE OBRA			
RUBRO :		ACERO DE REFUERZO EN BARRAS (CIMENTACIONES CONTINUAS 1,2 Y 3)			
DETALLE :					
<b>EQUIPOS</b>					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Herramienta menor (5% mano de obra)					0.014
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>0.014</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
DESCRIPCIÓN (CATEGORÍA)	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	0.04	3.51	0.1404	1	0.14
Ferrero (ESTRUC. OCUP. D2)	0.04	3.55	0.1420	1	0.14
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.282</b>
<b>MATERIALES</b>					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
Alambre galvanizado No. 18	Kg	0.06	2.49	0.15	
Acero de Refuerzo fy = 4200 kg/cm2	Kg	1.05	0.81	0.8505	
<b>SUBTOTAL O</b>				<b>1.00</b>	
<b>TRANSPORTE</b>					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B	
<b>SUBTOTAL P</b>				<b>0</b>	
<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>					<b>1.30</b>
<b>INDIRECTOS Y UTILIDADES 20.00%</b>					<b>0.26</b>
<b>OTROS INDIRECTOS 0.00%</b>					<b>0.00</b>
<b>COSTO TOTAL DEL RUBRO</b>					<b>1.56</b>
<b>NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</b>					

## **CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

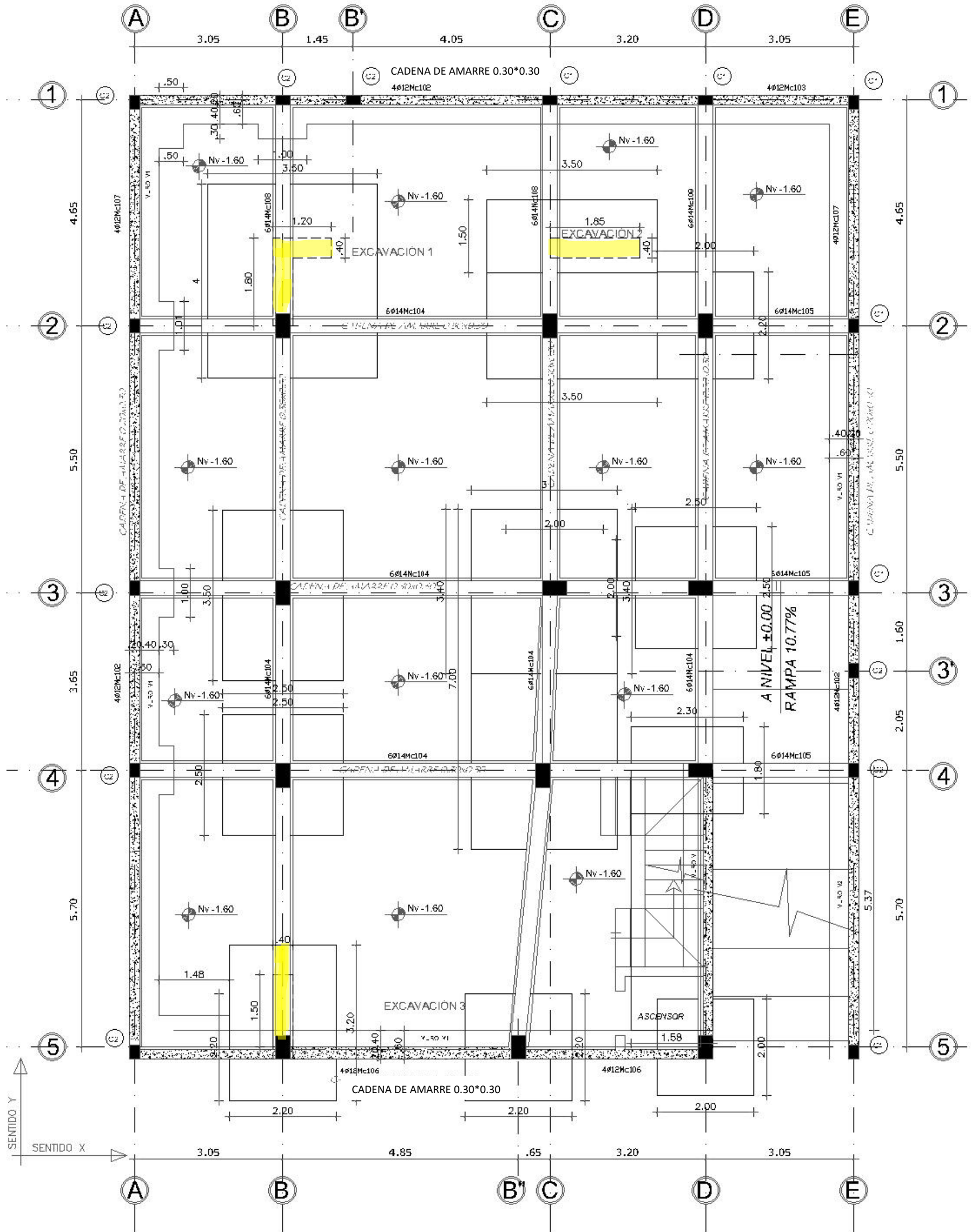
### **5.1. Conclusiones**

- Se concluye que, tras la modelación y las evaluaciones sísmicas lineales, la edificación no presenta irregularidades en planta, ni en elevación. Adicionalmente, se comprueba que en el Análisis Dinámico Lineal efectivamente los dos primeros modos de vibración son traslacionales y su tercer modo es rotacional.
- Obtenidos los valores finales en los programas seleccionados, se destaca que los tres software, no difieren mayoritariamente en sus resultados, considerando las particularidades de cada uno. Sin embargo, una vez analizadas las comparaciones, se concluye que SAP 2000, no es adecuado en la modelación y análisis sísmico de edificaciones, debido a la limitación de colocación de excentricidades a los elementos estructurales de manera eficaz, por lo que tiende a sobreestimar el peso de la estructura, como se evidencia en el presente proyecto.
- Se concluye que la edificación necesita un reforzamiento estructural, debido a que las derivas obtenidas sobrepasan el valor límite de 0.02 según se especifica en la NEC 2015, por ello no es factible la realización de una ampliación estructural.
- Finalmente, el proyecto presenta una propuesta de reforzamiento estructural y su presupuesto, mediante la colocación de muros de hormigón, donde considerándose una adecuada configuración se limitan los desplazamientos, cumpliendo derivas menores a 0.015 para el Sismo de Diseño y menores a 0.02 para el Sismo Máximo Posible.

### **5.2. Recomendaciones**

- Sabiendo que los Análisis Sísmicos Lineales, son conservadores en sus resultados, se recomienda la realización de Análisis No Lineales, que se asemejen mayoritariamente a la respuesta real del sistema estructural. Adicionalmente, se recomienda la realización de un Análisis de Interacción Suelo Estructura, no siendo estas sugerencias, objetivos del presente proyecto.

ANEXO 1



**PLANTA SUBSUELO**  
**NIVEL -1.60**

ESCALA \_\_\_\_\_ 1:75

## BIBLIOGRAFÍA

- Proaño Romo, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado*. Quito: ESPE - Ecuador
- Nilson, A. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogotá: McGRAW-HILL Interamericana, S.A.
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. México D.F.: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- McCormac, J. (2013). *Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial*. México D.F.: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- McCormac, J. & Csernak, S. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. México D.F.: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- Torres, P. *Deformaciones Elásticas y Estructuras Hiperestáticas*. Quito.: PUCE.
- Beer, Johnston, Mazurek & Eisenberg (2010). *Mecánica Vectorial para Ingenieros Estática*. México D.F.: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V.
- Meli, R. (2001). *Diseño Estructural*. México D.F.: Limusa Noriega Editores.
- Bazán, E. & Meli, R. (2002). *Diseño Sísmico de Edificios*. México D.F.: Limusa Noriega Editores.
- MIDUVI. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Borja, P. (2014). *Análisis y Diseño Estructural del Edificio Docente de la Facultad de Biología del Campus de la PUCE en Nayón*. PUCE, Quito, Pichincha, Ecuador.
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. UPC, Barcelona
- Melone, S. (2002). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico*. UPC, Barcelona
- Villarreal, G. (2008). *Curso Breve de Diseño Sísmico*. Material No Publicado
- CAMICON. (Marzo-Abril 2018). *Revista de la Cámara de la Industria de la Construcción*, Quito, Pichincha, Ecuador.

## **NORMATIVAS UTILIZADAS**

NEC-SE-DS *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*, MIDUVI, CAMICON, (2015)

NEC-SE-RE *Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras*, MIDUVI, CAMICON, (2015)

NEC-SE-CG *Cargas No Sísmicas*, MIDUVI, CAMICON, (2015)

ACI 318S-14 *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural – Comentario a Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*, ACI, (2015)

ASCE/SEI 41-13 *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI, (2014)

ATC 40 *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume 1*, ATC, (1996)