

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**DISEÑO COMPARATIVO PARA EDIFICIOS EN ESTRUCTURA DE
ACERO CON DIVERSOS TIPOS DE ARRIOSTRAMIENTO
LATERAL: CASO MUROS DE CORTE**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCION ESTRUCTURAS**

HENRY PATRICIO PAZMIÑO LINCANGO
pato_729@hotmail.com

DIRECTOR: ING. MSC. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO
jvintimillaj@gmail.com

Quito, Marzo 2015

DECLARACIÓN

Yo Henry Patricio Pazmiño Lincango, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedo mis derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

HENRY PATRICIO PAZMIÑO LINCANGO

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Henry Patricio Pazmiño Lincango, bajo mi supervisión.

ING. MSC. JORGE VINTIMILLA
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

A mi padre Dios, Jesús, y mamá María, por acompañarme en todo momento, todo lugar, y en todo tiempo.

A Mario Pazmiño y Rosa Lincango, quienes han sido mi ejemplo de lucha, esfuerzo, extrema paciencia y sobretodo amor... porque en mi vida no hubo caída sin sus brazos para levantarme, gracias papi y mami.

A José, Malena y Gaby, por su paciencia, respeto, cariño y compañía durante todos estos años compartidos como hermanos.

A Viviana, siempre estás en mis pensamientos y corazón hermanita.

A mi familia, por su apoyo en mi vida personal y carrera profesional, gracias mamá, tíos Juan y Ana, y abuelitos.

A la Escuela Politécnica Nacional y sus profesores, quienes día a día forjaron mis conocimientos para prepararme como Ingeniero Civil; a mi tutor Jorge Vintimilla por guiarme en el último paso de mi carrera, como también al Ing. Sigifredo Díaz, por su tiempo y dedicación en la realización del presente proyecto.

A Alex, David, Xavy, Carlos y Dany... no lo hubiera logrado sin ustedes.

Finalmente a todos y cada uno de los amigos que la vida me ha regalado, dentro y fuera de la Universidad, quienes han llenado mi vida de tantas historias para recordar.

DEDICATORIA

*A quien ha llegado a darme una felicidad inmensa y un sentido real a mi
vida...*

Isabelita... tú eres mi inspiración hija mía.

CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTO	III
DEDICATORIA	IV
CONTENIDO	V
INDICE DE TABLAS	VIII
INDICE DE FIGURAS	X
RESUMEN	XII
ABSTRACT	XIII
PRESENTACION	XIV
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCION GENERAL	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVOS	1
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	1
1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	1
1.3 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR	2
1.4 REVISIÓN DE LA NEC-2015, CAP. 2 Y CAP. 5	4
1.4.1 NEC - CARGAS SISMICAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE	5
1.4.2 NEC – ESTRUCTURAS DE ACERO	16
1.5 REVISIÓN DE MANUALES F.E.M.A. Y ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER.	24
1.5.1 FEMA-273 (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY)	24
1.5.2 ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (PUSHOVER)	26
1.6 MUROS DE CORTE DE HORMIGÓN ARMADO.	29
1.6.1 DEFINICIÓN	29
1.6.2 CLASIFICACIÓN DE MUROS DE CORTE	30
1.6.3 FORMAS DE FALLA	32
1.6.4 DISEÑO	32
1.6.5 CUANTÍA DE REFUERZO	32
CAPÍTULO 2.	33

TIPOS DE EDIFICIOS Y MODELOS ESTRUCTURALES	33
2.1 TIPOLOGÍA DE EDIFICIOS A SER ANALIZADOS	33
2.2 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN ETABS.	38
2.2.1 PROCESO SISTEMÁTICO ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL	38
2.3 ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NEC	56
2.3.1 PROCESO SISTEMÁTICO ANÁLISIS SÍSMICO “TORRE 6”	57
2.3.2 ANÁLISIS SÍSMICO “JADE”	60
2.3.3 ANÁLISIS SÍSMICO “PIETRA”	61
2.3.4 ANÁLISIS SÍSMICO “EDIFICIO 4”	62
2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”	63
2.4.1 FRAMES EQUIVALENTES PARA COLUMNAS Y MUROS DE CORTE	63
2.4.2 PROCESO SISTEMÁTICO PUSHOVER	67
2.5 COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y NO LINEAL.	75
CAPÍTULO 3.	76
DISEÑO Y RESUMEN DE MATERIALES	76
3.1 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO	76
3.1.1 DATOS INICIALES	76
3.1.2 HOJA ELECTRÓNICA DE DISEÑO	77
3.1.3 LONGITUD DE ARRIOSTRAMIENTO (Ltb)	78
3.1.4 DISEÑO ESTRUCTURAL TORRE 6	79
3.1.5 DISEÑO ESTRUCTURAL JADE	81
3.1.6 DISEÑO ESTRUCTURAL PIETRA	82
3.1.7 DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO 4	84
3.2 RESUMEN DE MATERIALES Y PLANOS ESTRUCTURALES REFERENCIALES	87
3.2.1 TORRE 6	87
3.2.2 JADE	88
3.2.3 PIETRA	90
3.2.4 EDIFICIO 4	91
3.3 CURVAS DE CORTE BASAL (V) VS DEFORMACIÓN (D)	92
3.3.1 TORE 6	95
3.3.2 JADE	97
3.3.3 PIETRA	99
3.3.4 EDIFICIO 4	101
CAPÍTULO 4.	103

COSTOS Y PRESUPUESTO	103
4.1 PRECIOS UNITARIOS	103
4.2 PRESUPUESTO REFERENCIAL	124
CAPÍTULO 5.	128
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	128
5.1 CONCLUSIONES	128
5.2 RECOMENDACIONES	132
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134
ANEXOS	135
ANEXO N° 1	136
HOJA ELECTRONICA DE DISEÑO VIGA ACERO ARMADA	136
ANEXO N° 2	140
DIAGRAMAS DE INTERACCION DE MUROS ESTRUCTURALES TORRE 6	140
ANEXO N° 3	143
DIAGRAMAS DE INTERACCION DE MUROS ESTRUCTURALES JADE	143
ANEXO N° 4	146
DIAGRAMAS DE INTERACCION DE MUROS ESTRUCTURALES PIETRA	146
ANEXO N° 5	149
DIAGRAMAS DE INTERACCION DE MUROS ESTRUCTURALES EDIFICIO 4	149
ANEXO N° 6	151
DERIVAS DE PISO TORRE 6, JADE, PIETRA, EDIFICIO 4.	151

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.2 Factor de Importancia I _____	8
Tabla 1.3 Coeficiente C_t y α _____	10
Tabla 1.4 Clasificación de los perfiles de suelo _____	12
Tabla 1.5 Coeficientes de perfil del suelo _____	13
Tabla 1.6 Factor de reducción de respuesta estructural R _____	14
Tabla 1.7 Valores ΔM máximos, expresados como fracción _____	17
Tabla 1.8 Relaciones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión _____	19
Tabla 1.9 Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión _____	20
Tabla 1.10 Máximas relaciones Ancho-Espesor para elementos a compresión _____	21
Tabla 2.1 Propiedades Arquitectónicas Torre 6 _____	34
Tabla 2.2 Propiedades Arquitectónicas Edificio Jade _____	35
Tabla 2.3 Propiedades Arquitectónicas Edificio Pietra _____	36
Tabla 2.4 Propiedades Arquitectónicas Edificio 4 _____	37
Tabla 2.5 Parámetros de Análisis Sísmico por Proyecto _____	38
Tabla 2.6 Opciones de Dibujo ETABS _____	50
Tabla 2.7 Cargas Aplicadas a proyectos estructurales _____	52
Tabla 2.8 Opciones de Diseño ETABS _____	56
Tabla 2.9 Cortante Basal y Distribución de fuerza lateral por piso TORRE 6 _____	58
Tabla 2.10 Cortante Basal y Distribución de fuerza lateral por piso JADE _____	60
Tabla 2.11 Cortante Basal y Distribución de fuerza lateral por piso PIETRA _____	61
Tabla 2.12 Cortante Basal y Distribución de fuerza lateral por piso EDIFICIO 4 _____	62
Tabla 3.1 Acero mínimo en muros estructurales _____	79
Tabla 3.2 Resumen de materiales Torre 6 _____	87
Tabla 3.3 Resumen de materiales JADE _____	88
Tabla 3.4 Resumen de materiales Pietra _____	91
Tabla 3.5 Resumen de materiales Edificio 4 _____	91
Tabla 3.6 Tipos de concepto sismo resistente _____	94
Tabla 4.1 Descripción de Rubros y Unidades Presupuesto Referencial _____	103
Tabla 4.2 Presupuesto Referencial Torre 6 _____	124
Tabla 4.3 Presupuesto Referencial Jade _____	125
Tabla 4.4 Presupuesto Referencial Pietra _____	126
Tabla 4.5 Presupuesto Referencial Edificio 4 _____	127
Tabla 5.1 Parámetros sísmicos proyectos estructurales _____	128
Tabla 5.2 Relación Peso / Área proyectos estructurales _____	129
Tabla 5.3 Costo por m ² de estructura _____	129

Tabla 5.4 Resultados de Corte Basal y Desplazamiento lateral	_____	130
Tabla 5.5 Evaluación No Lineal de los Proyectos Estructurales	_____	130
Tabla 5.6 Valores de las cargas laterales en relación al peso W	_____	132

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Espectro de Respuesta Elástico de Aceleraciones _____	9
Figura 1.2	Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z _____	11
Figura 1.3	Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas _____	23
Figura 1.4	Grado de esfuerzo respecto a la fluencia F/F_y vs Relación de Giro θ/θ_y del elemento _____	25
Figura 1.5	Definición Análisis Pushover _____	26
Figura 1.6	Definición Rotulas Plásticas en Vigas _____	28
Figura 1.7	Relación de Aspecto – Muros Estructurales _____	30
Figura 1.8	Forma en Planta – Muros Estructurales _____	31
Figura 1.9	Configuración Estructural – Muros Estructurales _____	31
Figura 1.10	Formas de Falla – Muros Estructurales _____	32
Figura 2.1	Pantalla Principal ETABS _____	38
Figura 2.2	Parámetros Iniciales de Modelación _____	40
Figura 2.3	Parámetros Iniciales de Modelación _____	40
Figura 2.4	Grilla _____	41
Figura 2.5	Definición de Materiales _____	42
Figura 2.6	Definición de Secciones Vigas _____	44
Figura 2.7	Definición de Secciones _____	44
Figura 2.8	Definición Losa Deck _____	45
Figura 2.9	Definición de Secciones Muros _____	46
Figura 2.10	Definición de Cargas _____	47
Figura 2.11	Definición de Combinaciones de Carga _____	47
Figura 2.12	Definición de Especificaciones de Diseño _____	48
Figura 2.13	Definición de Fuente de Masa _____	49
Figura 2.14	Definición de Extrucción _____	50
Figura 2.15	Asignación de Cargas _____	53
Figura 2.16	Restricción en la Base _____	54
Figura 2.17	Definición y asignación de Diafragmas horizontales _____	55
Figura 2.18	Frame Equivalentes para muros de corte _____	64
Figura 2.19	Pórticos tipo análisis: Muro Shell thin / Columna ancha _____	65
Figura 2.20	Carga Lateral aplicada _____	66
Figura 2.21	Desplazamientos por carga lateral _____	66
Figura 2.22	Definición de Hinges _____	67
Figura 2.23	Definición de Hinges Vigas Principales _____	68
Figura 2.24	Definición de Hinges Vigas Secundarias _____	68
Figura 2.25	Definición de Hinges Columnas _____	69
Figura 2.26	Definición de Hinges Muros de Corte _____	70
Figura 2.27	Definición de Punto de Control _____	71
Figura 2.28	Definición de Estados de Carga NO LINEAL _____	72
Figura 2.29	Definición de Tipos de Modelo PUSHOVER _____	73

Figura 2.30	Definición de Estados de Carga PUSHOVER _____	74
Figura 3.1	Resultados Hoja Electrónica de Apoyo _____	77
Figura 3.2	Longitud de Arriostamiento ETABS _____	78
Figura 3.3	Muros de Corte Torre 6 _____	80
Figura 3.4	Muros de Corte Jade _____	82
Figura 3.5	Muros de Corte Pietra _____	84
Figura 3.6	Muros de Corte Edificio 4 _____	85
Figura 3.7	Planta Estructural Tipo Torre 6 _____	87
Figura 3.8	Planta Estructural Tipo Jade _____	89
Figura 3.9	Planta Estructural Tipo Pietra _____	90
Figura 3.10	Planta Estructural Tipo Edificio 4 _____	92
Figura 3.11	Grado de esfuerzo respecto a la fluencia F/F_y vs Relación de giro Θ/Θ_y del elemento _____	93
Figura 3.12	TORRE 6, Pushover X, Corte Basal vs Desplazamiento _____	95
Figura 3.13	TORRE 6, Pushover Y, Corte Basal vs Desplazamiento _____	96
Figura 3.14	JADE, Pushover X, Corte Basal vs Desplazamiento _____	97
Figura 3.15	JADE, Pushover Y, Corte Basal vs Desplazamiento _____	98
Figura 3.16	PIETRA, Pushover X, Corte Basal vs Desplazamiento _____	99
Figura 3.17	PIETRA, Pushover Y, Corte Basal vs Desplazamiento _____	100
Figura 3.18	EDIFICIO 4, Pushover X, Corte Basal vs Desplazamiento _____	101
Figura 3.19	EDIFICIO 4, Pushover Y, Corte Basal vs Desplazamiento _____	102

RESUMEN

El presente estudio tiene como objetivo principal generar un documento con el análisis estructural estático y un análisis no lineal PUSHOVER de cuatro edificaciones propuestas.

Los proyectos a analizarse son edificaciones de 7, 9, 13 y 14 plantas con 3 plantas de subsuelo cada uno. La estructura será conformada de pórticos de acero estructural resistentes a momento, muros de corte de hormigón armado, y losas tipo deck.

El diseño estático se efectuará bajo la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15, normativa vigente en el país, y las normas ANSI/AISC para diseño en acero. Se determinarán las cargas de servicio y sísmica que deberá aplicarse al proyecto según la tipología estructural de cada edificación. Como resultado de este análisis se obtendrán las secciones de los elementos vigas, columnas, y muros estructurales que satisfacen los esfuerzos producidos por las cargas actuantes.

Una vez realizada la optimización de la estructura, se procederá a realizar un análisis no lineal PUSHOVER, que con base en los manuales FEMA, se determinaran las curvas Corte basal vs Desplazamiento lateral de cada proyecto estructural.

Se compararán los resultados del análisis estático y Pushover, para determinar las ventajas del uso de cada análisis.

Finalmente se realiza un presupuesto referencial de cada estructura para estimar un costo aproximado por metro cuadrado de construcción, en base a los costos de materiales y mano de obra vigentes a la fecha.

ABSTRACT

This study have to principal objective to generate a document with a static structural analysis, and nonlinear Pushover analysis of four buildings.

The projects analyzed are buildings of 7, 9, 13 and 14 floors with 3 levels of basement each. The structure will be made of moment steel frames resistant, shear concrete walls and slab type steel deck.

The static design is based in the Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15, regulations in the country, and ANSI / AISC steel design standards. Service loads and seismic to be applied to the project according to the structural type of each building will be identified. The results of this analysis are beams, columns and wall sections that satisfied the stresses caused by the applied loads will be obtained.

After the optimization of the structure , it will proceed with a nonlinear pushover analysis, which based on the FEMA manual, curves Basal Force vs lateral displacement of each structural project are been determined .

The results of static and Pushover analysis will be compared to determine the advantages of using each analysis.

Finally, a reference budget of each structure is performed to estimate an approximate cost per square meter of construction, based on the costs of materials and labor force at the time.

PRESENTACION

En la actualidad, el diseño sismo-resistente de las estructuras de acero, se basa en prever un buen comportamiento de la estructura ante el sismo de diseño en el rango elástico, generando en muchas ocasiones incertidumbres en otros medios a las secciones de diseño de elementos estructurales para satisfacer las normas vigentes de diseño sísmico lo cual afecta directamente al costo de la estructura. El análisis estructural tradicional (Análisis Lineal) verifica la capacidad de la estructura para soportar las cargas sometidas a la misma, y propone límites permisibles en las derivas de piso, sin embargo no evalúa el comportamiento de la estructura más allá del rango elástico, y tampoco mide la ductilidad del sistema, dejando así un vacío y certeza del comportamiento de la estructura en el rango No Lineal.

El presente estudio analizará cuatro estructuras en los rangos lineal y no lineal, y comparará los resultados para determinar las ventajas de un análisis que no es convencional en el medio, y se ha desarrollado en 5 capítulos:

- **Capítulo 1. Introducción General.** Se presenta la introducción, los objetivos y el alcance del proyecto. Además de la revisión de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, revisión de los manuales FEMA y las bases de diseño de los muros de corte de hormigón armado.
- **Capítulo 2. Tipos de Edificio y modelos estructurales.** Se realiza la descripción de la tipología estructural de cada proyecto, se describen los parámetros y el proceso de los análisis lineal, sísmico y no lineal de las edificaciones propuestas.
- **Capítulo 3. Diseño y resumen de materiales.** Se describen los resultados del diseño estructural de cada edificación, el resumen de materiales, planos estructurales de las plantas tipo de cada edificación, y las curvas Corte Basal vs Deformación lateral generados por el análisis PUSHOVER.
- **Capítulo 4. Costos y Presupuesto.** En base a los costos vigentes de mano de obra y materiales en el medio, se presenta el presupuesto

referencial de la estructura de cada edificación, con el análisis de precios unitarios de cada rubro utilizado.

- **Capítulo 5. Conclusiones y Recomendaciones.** Se presentan las conclusiones obtenidas de los capítulos 2, 3 y 4, y finalmente se sugieren recomendaciones.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCION GENERAL

1.1 ANTECEDENTES

En la actualidad, el uso del acero estructural como material de construcción ha ido ocupando una posición importante frente a la construcción convencional con hormigón armado, debido a su alto grado de resistencia, ductilidad, y la variedad de formas y grados con los que se lo puede trabajar.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Generar un documento que presente el diseño sistemático de 4 edificios conformados en estructura de acero y muros de corte, que cumplan con la normativa vigente de construcción en el Ecuador.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Recopilar la información base para el diseño de estructuras metálicas.
- Realizar el análisis estructural de los edificios propuestos bajo los parámetros del análisis estático lineal.
- Realizar un análisis No Lineal Pushover de los diferentes edificios propuestos.
- Generar las curvas Pushover de los proyectos estructurales, así como la comparación de resultados de los diferentes tipos de análisis.
- Elaborar los planos estructurales de las plantas tipo de cada edificación.
- Generar el presupuesto y análisis de precios unitarios de cada proyecto.

1.3 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR

En el Ecuador existen varias proveedoras de este material, como son Acero Comercial Ecuatoriano, ADELCA, ANDEC, KUBIEC, NOVACERO, entre otras, que con una amplia gama de barras, perfiles y planchas de acero, con diversos grados de resistencia, ponen a disposición de la Industria de la Construcción Ecuatoriana, uno de los materiales más demandados internacionalmente en la fabricación y montaje de edificaciones de gran altura.

Como ventajas del acero como material estructural se pueden mencionar las siguientes:

- Alta resistencia por unidad de peso, conduciendo al uso de miembros estructurales más esbeltos y por ende, estructuras más livianas.
- Linealidad y Elasticidad, ya que su comportamiento representa mejor que cualquier otro material, las teorías de elasticidad y plasticidad.
- Ductilidad, siendo la propiedad de soportar grandes deformaciones sin fallas prematuras de tipo frágil.
- Facilidades constructivas, un mejor control de calidad en su fabricación y fácil ampliación y modificación de estructuras.
- Facilidad de conexión de miembros estructurales con soldadura y/o pernos.
- Desmontaje, en muchas ocasiones las partes de una estructura se pueden desarmar y reutilizar, o simplemente obtener valores residuales como material sobrante (Chatarra).

Sin embargo, también se citan algunas de las desventajas de este material y son:

- Altos costos de mantenimiento, principalmente por la corrosión que se genera en ambientes húmedos y salinos.

- Requiere protección contra el fuego a temperaturas mayores a 800 °C, ya que pierde drásticamente su resistencia (ejemplo: Instalaciones Petroleras).
- Poca rigidez, deformaciones tan grandes que dañan gravemente a Elementos No Estructurales.
- Pandeo General y Local, debido al uso de miembros estructurales y elementos esbeltos.

En el Ecuador, el diseño estructural en acero se basa en las normas ANSI/AISC para el uso de Acero Laminado y Armado en Caliente; Normas AISI Norteamericanas para el diseño de miembros estructurales conformados en frío; ASTM INEN para el control de calidad; y la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15, con los requisitos generales de diseño sismo resistente (Capítulo 2) como los requerimientos mínimos de diseño de Estructuras de Acero (Capítulo 5).

Entre las propiedades mecánicas de los aceros estructurales se mencionan:

- Esfuerzo de fluencia mínimo especificado: F_y
- Resistencia a la Tracción mínima Especificada: F_u
- Módulo de Elasticidad: E
- Módulo de Elasticidad por corte: G
- Módulo de Poisson: μ (0.30)
- Deformación Unitaria en la Rotura: ϵ_u

A continuación se presenta una tabla con las propiedades de tensión Especificadas por la Norma ASTM:

TABLA 1.1 PROPIEDADES DE TENSIÓN ESPECIFICADAS POR LA NORMA ASTM

Especificación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (F_y) (ksi)	Resistencia a la Tensión (F_u) (ksi)
ASTM A36	36	58-80

ASTM A572 Gr 50	50	65
ASTM A588 Gr 50	50	70

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

1.4 REVISIÓN DE LA NEC-2015, CAP. 2 Y CAP. 5

La industria de la construcción ha sufrido un cambio importante a partir del año 2011, año desde el cual la Cámara de la Industria de la Construcción ha estudiado y presentado al público una nueva propuesta a las normativas existentes de diseño y construcción.

El diseño estructural de las edificaciones se los realizaba bajo el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2002, pero a partir del 19 de Agosto del 2014 se oficializa la aplicación de 6 Capítulos de la NEC, en el diseño y construcción de edificaciones y obras de infraestructura, sin embargo las consideraciones propuestas por el capítulo de Carga Sísmica han causado controversia entre los ingenieros calculistas de la región, por lo que este capítulo ha sufrido varias modificaciones en los meses posteriores hasta que en abril de 2015 se presenta y oficializa el capítulo de cargas sísmicas modificado bajo observaciones de profesionales en el campo de la ingeniería estructural.

Los capítulos oficiales a la fecha son:

- Cargas (No Sísmicas)
- Cargas Sísmicas y Diseño Sismo resistente
- Rehabilitación sísmica de estructuras
- Estructuras de Hormigón Armado
- Estructuras de Mampostería Estructural
- Geotecnia y Cimentaciones
- Estructuras de Acero
- Estructuras de Madera
- Vidrio
- Viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 5m.

En el presente proyecto se analizarán el Capítulo 2 (Cargas Sísmicas Diseño Sismo resistente) y el Capítulo 7 (Estructuras de Acero).

1.4.1 NEC - CARGAS SISMICAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

En este capítulo de la norma, se presentan los requerimientos y metodologías que deberían ser aplicados al diseño sismo resistente de edificios principalmente, y en segundo lugar a otras estructuras; complementadas con normas extranjeras reconocidas.

Además se constituirá como un documento de permanente actualización, necesario para el cálculo y diseño sismo resistente de estructuras, considerando el potencial sísmico del Ecuador.

Este diseño se basa en la filosofía tradicional de diseño, en la cual se busca evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura, se añade el objetivo de protección en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para las estructuras de ocupación especial y esencial.

Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no solo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda de diversos niveles de desempeño sísmico, para cualquier tipo de estructura.

Las especificaciones que se presentan en este capítulo deben considerarse como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura de edificios, tales requisitos se basan en el comportamiento elástico lineal y no líneas de estructuras de edificación.

En este capítulo se recalca además, que los requisitos establecidos son de cumplimiento obligatorio a nivel nacional.

Los procedimientos y requisitos mínimos se determinan considerando los siguientes campos:

- La zona sísmica del Ecuador donde se construirá la estructura (Z)
- Las características del sitio de implantación.
- El tipo de uso, destino e importancia de la Estructura (I)
- La resistencia mínima de diseño para todas las estructuras deberá basarse en las fuerzas sísmicas de diseño.

1.4.1.1 Corte Basal

El Corte Basal se define como la fuerza total de diseño por carga lateral, aplicada en la base de la estructura siendo el resultado de la acción del sismo de diseño. Se lo calcula como un porcentaje de la carga muerta llamada Carga Sísmica Reactiva ($W=D$), en el caso de estructuras de ocupación especial como bodegas de almacenaje, la carga reactiva considerará un porcentaje de la carga viva ($W=D+0.25L$).

La NEC, calcula este porcentaje (para un análisis basado en fuerzas DBF) tomando en cuenta varios parámetros de la estructura, el lugar donde será implantada, la capacidad del suelo, coeficientes de forma y elevación, entre otros.

La ecuación que define este porcentaje es:

$$V = \frac{I S_a T_a}{R \phi_P \phi_E} W \quad (1.1)$$

Siendo:

V.- Cortante Basal Total de Diseño

I.- Factor de Importancia

S_a (T_a).- Espectro de diseño en aceleración.

R.- Factor de reducción de resistencia sísmica.

Φ_p y Φ_e .- Coeficientes de configuración en planta y elevación.

W.- Carga Sísmica Reactiva

T_a .- Periodo de vibración fundamental.

1.4.1.2 Requisitos de Diseño Sismo resistente

Esta filosofía debe cumplir tres requisitos:

- a) No colapso – Condición de resistencia.- Se verificara que la estructura no rebase ningún límite de falla.
- b) Limitaciones de daños – deformaciones.- Se controlara la deriva de piso máxima.
- c) Ductilidad.- Se verificara que la estructura pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

1.4.1.3 Factor de Importancia

La estructura se clasificara dentro de una de las tres categorías planteadas en la NEC, el propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operáticas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

TABLA 1.2 FACTOR DE IMPORTANCIA I

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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

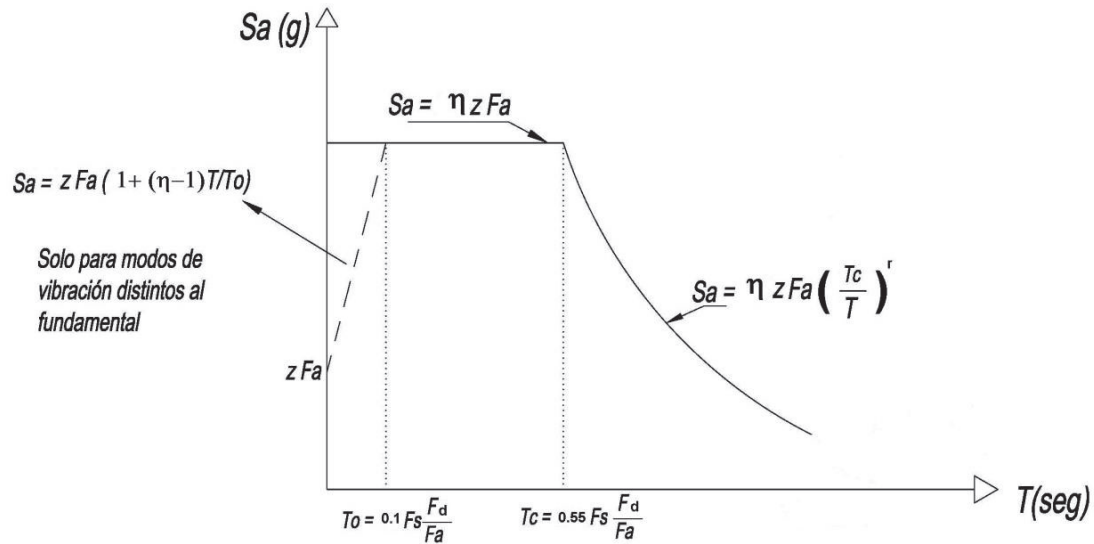
1.4.1.4 Espectro de Diseño

Para efectos de investigación del presente proyecto, se analizará el método para determinar el espectro de diseño para estructuras de ocupación normal, recalcando que la NEC, contiene también diferentes métodos para obtener el espectro para estructuras de ocupación especial, y para estructuras construidas en suelos tipo F.

Para estructuras de ocupación normal, se obtendrá la curva $S_a(T)$ mediante el

factor Z (factor de zona sísmica)

FIGURA 1.1 ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACELERACIONES



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

Este espectro se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para periodos de vibración estructural T pertenecientes a dos rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (1.2)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (1.3)$$

Siendo:

$\eta = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.

$\eta = 2.60$ Provincias del oriente.

T : Periodo fundamental de la Estructura

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (1.4)$$

1.4.1.5 Periodo de vibración T_a

El periodo de vibración aproximado de la estructura T_a , para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los dos métodos aplicables:

Método 1: $Ta = Ct hn^\alpha$

Siendo: (1.5)

Ta: Periodo de vibración

hn: Altura máxima de la edificación, medida desde la base de la estructura.

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio.

TABLA 1.3 COEFICIENTE Ct y α

Tipo de estructura	Ct	α
Estructuras de Acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales o y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

- Método 2: $Ta = \pi \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}}{g \sqrt{\sum_{i=1}^n f_i \delta_i^2}}$ (1.6)

Este método considera las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, aplicada en cada dirección principal.

f_i : Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales del piso i .

δ_i : Deflexión elástica del piso i .

w_i : Peso asignado al piso o nivel i de la estructura.

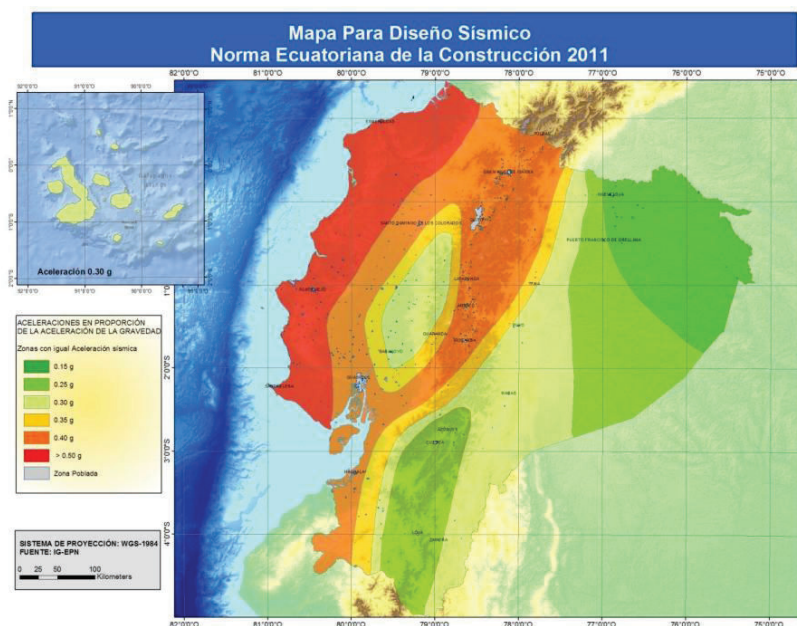
Se recalca también que el periodo calculado es solo una aproximación del periodo real de la estructura, y cualquiera que sea el programa de cálculo, aunque se determine un periodo con n decimales, no significara que sea exacto.

1.4.1.6 Factor de Zona Sísmica Z

El Ecuador ha sido dividido en seis zonas sísmicas caracterizadas por el factor de Zona Z, proveniente del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años).

Para la zona sísmica I, se cataloga con una amenaza sísmica intermedia, mientras que para la zona sísmica VI se presenta una amenaza sísmica muy alta.

FIGURA 1.2 ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO Y VALOR DEL FACTOR DE ZONA Z



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

Se recalca además, que en la NEC15 incluye un listado de algunas poblaciones del país con el valor correspondiente.

1.4.1.7 Tipos de Perfiles de suelos para el Diseño Sísmico.

La NEC15 ha clasificado los diferentes perfiles de suelo en seis categorías (A, B, C D, E, y F).

TABLA 1.4 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \geq V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \geq V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \geq V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 \geq N \geq 15.0$ $100 \text{ Kpa} \geq S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 80$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes Subclases:	
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersos o débilmente cementados, etc.	
	F2- Turba y arcillas orgánicas muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)	
	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de plasticidad IP > 75	
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda. (H > 30 m)	
	F5- Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6- Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

Para cada tipo de perfil del suelo, asociado con la zona sísmica de implantación de la estructura, se plantean los siguientes coeficientes de perfil del suelo F_a , F_d y F_s .

TABLA 1.5 COEFICIENTES DE PERFIL DEL SUELO

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
F_a, Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto						
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Evaluado por un ingeniero geotecnista					
F_d, desplazamientos para diseño en roca						
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
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	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Evaluado por un ingeniero geotecnista					
F_s, comportamiento no lineal de los suelos						
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	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Evaluado por un ingeniero geotecnista					

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

1.4.1.8 Factor de Reducción R

Este factor permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rotulas plásticas.

TABLA 1.6 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
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
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
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
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, 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 NEC-SE-HM con armadura electro soldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
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: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Capítulo 2

1.4.1.9 Configuración Estructural

Los diseñadores arquitectónicos y estructurales procuraran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico, ya que los cambios abruptos de rigidez y resistencia deben evitarse para impedir la acumulación de daño en algunos componentes de la estructura.

La NEC, presenta coeficientes de configuración estructural para irregularidades en planta y elevación, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura si presentase estas irregularidades.

1.4.1.10 Carga Sísmica Reactiva

(1.7)

La carga sísmica reactiva W se obtendrá como: $W=D$

Para el caso de bodegas y almacenaje se obtendrá como $W=D+0.25L$ (1.8)

D: Carga Muerta total de la estructura

L_i : Carga viva del piso i

1.4.1.11 Inercia Agrietada

Para el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas, se deberán utilizar los valores de inercias propuestos de la siguiente manera:

- 0.5 I_g para Vigas
- 0.8 I_g para columnas
- 0.6 I_g para muros estructurales.

Siendo I_g la Inercia no agrietada del elemento.

Para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación. En ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro. Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

1.4.2 NEC15 – ESTRUCTURAS DE ACERO

La NEC15 realiza también un alcance a las disposiciones sísmicas para edificaciones de Acero Estructural, en la cual detalla las disposiciones que gobernarán el diseño, fabricación y montaje de elementos de acero estructural y conexiones de los Sistemas Resistentes a Carga Sísmica.

Las disposiciones detalladas en este capítulo de la NEC, están basadas en las normas ANSI/AISC (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings) y los manuales FEMA 350 (Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings)

Las disposiciones se organizan en cuatro partes:

- a) Requerimientos Generales
- b) Análisis y detalle de los diferentes tipos de pórticos
- c) Conexiones precalificadas para pórticos especiales a momento
- d) Plan de garantía, control de calidad, y especificaciones de soldadura

En el desarrollo de este proyecto de titulación, se analizará únicamente los requerimientos generales, y los Pórticos Especiales a Momento, que corresponden al análisis estructural que se realizará posteriormente a las distintas edificaciones.

1.4.2.1 Requerimientos Generales de Diseño

Como requerimientos generales de diseño sísmico se mencionan los siguientes puntos:

- La resistencia requerida de los miembros estructurales y conexiones deberá ser determinada por medio de un análisis estructural, basado en función de las cargas y combinaciones que se mencionaran en el

desarrollo del presente acápite.

- El control de derivas obedecerá a lo estipulado en el Capítulo 2 de la NEC, siendo:

TABLA 1.7 VALORES Δ_M MÁXIMOS, EXPRESADOS COMO FRACCIÓN

Estructuras de:	Δ_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Capítulo 5

- Con lo que respecta a cargas, y combinaciones de carga, se determinaran en base al Capítulo 1 de la NEC15. Siendo las combinaciones básicas:

$$C1: 1.4D \quad (1.8)$$

$$C2: 1.2D + 1.6L + 0.5\max [Lr; S; R] \quad (1.9)$$

$$C3: 1.2D + 1.6\max [Lr; S; R] + \max[L; 0.5W] \quad (1.10)$$

$$C4: 1.2D + 1.0W + L + 0.5\max[Lr; S; R] \quad (1.11)$$

$$C5: 1.2D + 1.0E + L + 0.2S \quad (1.12)$$

$$C6: 0.9D + 1.0W \quad (1.13)$$

$$C7: 0.9D + 1.0E \quad (1.14)$$

Siendo:

D Carga permanente

E Carga de sismo

L Sobrecarga (carga viva)

Lr Sobrecarga cubierta (carga viva)

S Carga de granizo

W Carga de viento

- La Resistencia Nominal R_n , de miembros y conexiones deberán cumplir con la Especificación ANSI/AISC360-10.
- La Resistencia Disponible, R_d , es definida como la resistencia de diseño,

ϕR_n , para el método de diseño por los factores de carga (LRFD); y la Resistencia Admisible, R_n/Ω , de acuerdo con el método de diseño por resistencia admisible (ASD). La resistencia disponible de miembros y conexiones deberán cumplir la especificación ANSI/AISC360-10.

1.4.2.2 Metodología De Diseño Por Capacidad

Las Disposiciones de la NEC15 emplean una metodología para varios sistemas estructurales (pórticos especiales a momento, pórticos especiales arriostrados concéntricamente y pórticos arriostrados excéntricamente) que esencialmente es un “Diseño por Capacidad”.

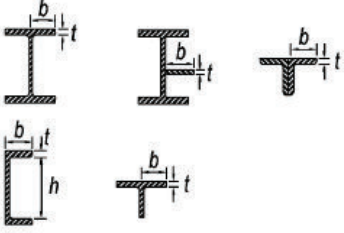
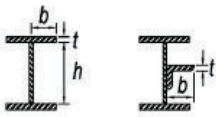
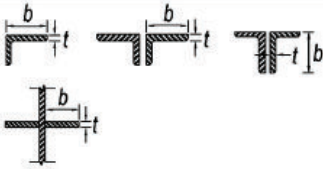

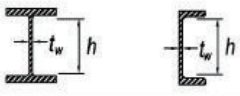

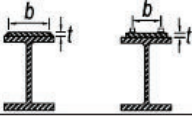

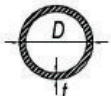
En el diseño por capacidad, la resistencia requerida en la mayoría de los elementos es determinada en base a las fuerzas correspondientes a la capacidad probable (resistencia disponible) de ciertos miembros designados como cedentes (fusibles). Algunos de estos miembros incluyen las regiones de articulaciones plásticas en pórticos especiales a momento, las diagonales de pórticos especiales arriostrados concéntricamente y los vínculos en pórticos arriostrados Estructuras de Acero excéntricamente. Esta metodología sirve para confinar demandas de ductilidad en miembros que tienen requerimientos específicos para asegurar comportamiento dúctil; además, la metodología sirve para asegurar que dentro del miembro gobierne el deseado modo dúctil de fluencia mientras que los modos no dúctiles se excluyen.

1.4.2.3 Clasificación de las secciones según su relación ancho-espesor

Secciones Compactas: Las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder el límite λ_p , de la Tabla 1.8

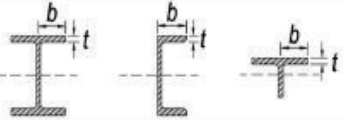
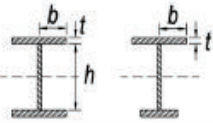
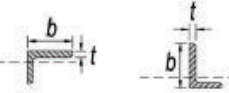
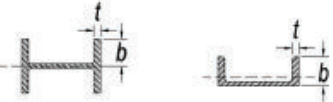

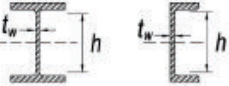
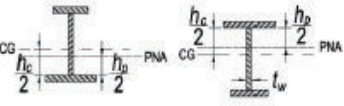
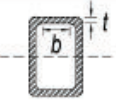
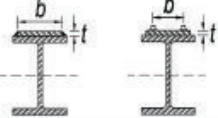

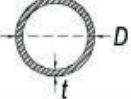
Secciones Sísmicamente Compactas: Las relaciones ancho-espesor de sus elementos a compresión no deben exceder el límite λ_{ps} , de la Tabla 1.9

TABLA 1.8 RELACIONES ANCHO-ESPESOR: ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_c (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
Elementos No-Atesados	1	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atesados	5	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

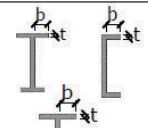
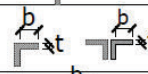
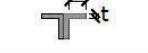

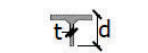
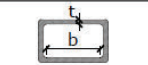
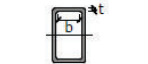
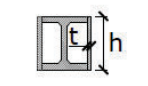
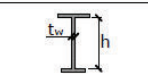

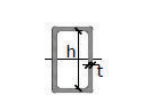
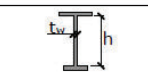
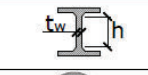

Fuente: Especificación ANSI/AISC 360-10 (tabla B4.1a)

TABLA 1.9 RAZONES ANCHO-ESPESOR: ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos	
			λ_p (compacta-no compacta)	λ_r (esbelto-no esbelto)		
Elementos No-Atiesados	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ [c] $\left(\frac{0.54 M_p}{M_y} - 0.09 \right) \leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldadura.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Almas de tubos rectangulares y secciones cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubos redondos.	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$		

Fuente: Especificación ANSI/AISC 360-10 (tabla B4.1b)

TABLA 1.10 MÁXIMAS RELACIONES ANCHO-ESPESOR PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN

	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Limites	Ejemplo
			λ_{ps}	
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "T" roladas o amadas, canales y vigas "T"	b/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	
	Lados de ángulos simples o dobles con separadores			
	Lados salientes de pares de ángulos en contacto continuo			
	Alas de secciones para pilotes "H"	b/t	$0.45 \sqrt{E/F_y}$	
	Alma de vigas "T"	d/t	$0.30 \sqrt{E/F_y}^{(a)}$	
	Barra plana	b/t	2.5	
Elementos Rigidizados	Paredes de HSS rectangulares	b/t	$0.55 \sqrt{E/F_y}^{(b)}$	
	Alas de perfiles "T" encajonados, y secciones cajón amadas	b/t		
	Placas laterales de secciones laminadas "T" encajonadas y paredes de perfiles amados encajonados usados como amostramientos diagonales	h/t		
	Almas de perfiles "I" amados o rolados usados para vigas o columnas ^(c)	h/t _w	Para $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_a)$	
	Placas laterales de secciones laminadas "T" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones cajón amadas usados como vigas o columnas	h/t	donde: $C_a = \frac{P_c}{\phi_c P_n} (DFCR)$ $C_a = \frac{\Omega_c P_c}{P_n} (DRR)$	
	Almas de perfiles "I" rolados o amados usados como amostramientos diagonales	h/t _w	$1.49 \sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones para pilotes "H"	h/t _w	$0.94 \sqrt{E/F_y}$	
Paredes de HSS de sección circular	D/t	$0.038 E / F_y$		

(a) Para perfiles T de miembros sujetos a compresión, la máxima relación ancho-espesor para miembros con gran ductilidad, para el alma de la "T" puede ser incrementada a $0.38 \sqrt{E/F_y}$ si se satisfacen las siguientes condiciones:
 (1) Pandeo en el miembro a compresión ocurre alrededor del plano del alma
 (2) La carga a compresión es transferida al final de la conexión, solo a la cara exterior del alma de la T, dando como resultado una conexión excéntrica que reduzca los esfuerzos de compresión en la punta del alma de la T.

(b) La máxima relación ancho-espesor de las alas de una viga "T" rolada y una viga cajón amada para las columnas en un Pórtico Especial a Momento no debe exceder $0.60 \sqrt{E/F_y}$

(c) Para las vigas "T" roladas usadas en sistemas PEM, donde C_a es menor o igual a 0.125, la máxima relación ancho-espesor h/t_w no debe exceder $2.45 \sqrt{E/F_y}$.

Fuente: Especificación ANSI/AISC 360-10

1.4.2.4 Arriostramientos para la estabilidad en vigas

El Arriostramiento de elementos estructurales sujetos a flexión será necesario para restringir el Pandeo Lateral Torsional cumpliendo los siguientes requerimientos:

- Ambas alas de las vigas deben estar arriostradas lateralmente o la sección lateral de la viga debe estar arriostrada torsionalmente.

- La resistencia a la flexión disponible se determinara como:

$$M_r = M_u = R_y F_y Z \quad (\text{LRFD}) \quad (1.15)$$

$$M_r = M_a = (2/3) R_y F_y Z \quad (\text{ASD}) \quad (1.16)$$

Donde:

R_y : Factor de esfuerzo de fluencia Probable

F_y : Mínimo esfuerzo de fluencia para el tipo de acero usado

Z : Modulo Plástico de la Sección

- El Arriostramiento de la viga debe tener un espaciamiento máximo de:

$$L_b = 0.17 r_y E / F_y \quad (1.17)$$

Donde:

r_y : Radio de giro del eje y

E : Modulo de elasticidad del acero

1.4.2.5 Columnas

Las columnas que son parte del sistema resistente a carga sísmica deben tener una resistencia adecuada para evitar el pandeo local, o la fractura por tensión. Como fuerza limite razonable en fuerza axial que puede experimentar la columna se tiene:

$$P_u / \phi_c P_n > 0.4 \quad (\text{LRFD } \phi_c=0.90) \quad (1.18)$$

$$\Omega_c P_a / P_n > 0.4 \quad (\text{ASD } \Omega_c=1.67) \quad (1.19)$$

Siendo:

P_a : Resistencia a carga axial admisible.

P_n : Resistencia Nominal a carga axial considerando K (factor de Longitud efectiva) = 1.0

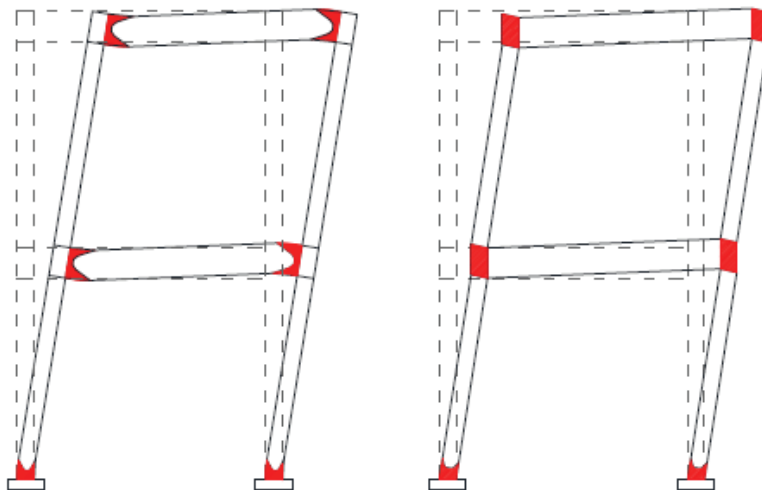
P_u : Resistencia a la carga axial ultima.

Las resistencias axiales requeridas a compresión y tracción, consideradas sin la aplicación de momento flector alguno deben ser determinadas usando las combinaciones de carga estipuladas en la NEC. La contribución de los momentos flectores se ignora ya que generalmente los momentos son máximos en los extremos de columna. Este método de despreciar los momentos flectores y utilizar un valor de $K=1.0$ da como resultado un diseño conservador.

1.4.2.6 Pórticos Especiales Resistentes a Momento (SMF)

Los pórticos especiales a momento (SMF) deben de ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas de panel. También se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas.

FIGURA 1.3 ZONAS EN LAS QUE SE ESPERAN DEFORMACIONES INELÁSTICAS



Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción

La NEC clasifica dos tipos de pórticos resistentes a momento:

- Tipo 1.- Todos los pórticos (interiores y exteriores) son diseñados como SMF.
- Tipo 2.- Solamente los pórticos perimetrales son SMF.

Pero se concluye que los edificios Tipo 1 tienen un mejor desempeño sísmico que los edificios Tipo 2.

Los SMF deben cumplir el criterio de Columna Fuerte – Viga Débil, ya que el objetivo fundamental de este criterio es contar con una estructura en la cual las columnas son más fuertes que las vigas para forzarlas a estado límite de fluencia cuando la estructura esté sujeta a las fuerzas del sismo de diseño; así, se logra una alta disipación de energía.

1.5 REVISIÓN DE MANUALES F.E.M.A. Y ANÁLISIS NO LINEAL PUSHOVER.

1.5.1 FEMA-273 (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY)

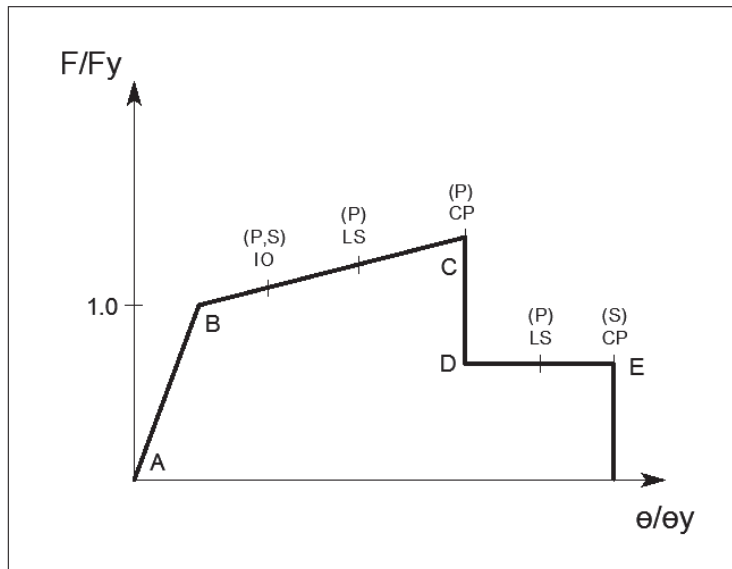
El FEMA-273 ha desarrollado procedimientos de modelado, criterios de aceptación y procedimientos para el análisis pushover, además define criterios de fuerza-deformación para las articulaciones usadas en el análisis pushover.

En la Gráfica 1.4 siguiente se identifican los puntos A, B, C, D, y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación, además de tres puntos IO, LS y CP que son usados para definir los criterios de aceptación para la articulación, los valores que pertenecen a cada uno de estos puntos varían dependiendo del tipo de elemento estructural así como muchos otros parámetros definidos por el FEMA-273.

La respuesta de un elemento se mide en función del criterio de aceptación establecido y es usado para establecer los límites de desempeño en término de las deformaciones.

- Un elemento cuya respuesta esté entre B y IO indica que la estructura puede ser ocupada de inmediato luego del sismo.
- Si la respuesta está en el tramo entre IO y LS se debe definir con un criterio técnico la seguridad de las vidas de los ocupantes.
- En el punto CP será necesario prevenir el colapso por medio de rehabilitación de la estructura.

FIGURA 1.4 GRADO DE ESFUERZO RESPECTO A LA FLUENCIA F/F_y VS RELACIÓN DE GIRO θ/θ_y DEL ELEMENTO



Fuente: Informe Técnico Plaza 2000

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

A = Origen correspondiente a la condición sin carga lateral.

B = Límite de fluencia nominal que corresponde al inicio de daños estructurales.

C = Límite de seguridad estructural. Representa el punto de máxima capacidad. Más allá de esta deformación no puede ser garantizada la reversión de las fuerzas laterales cíclicas. Para los elementos frágiles como el concreto, esta deformación está muy cerca de la deformación a la que se alcanzó la fluencia. Para los elementos de acero esta deformación es mayor que la deformación de fluencia.

D = Esfuerzo residual. La caída en la resistencia entre C y D representa el fracaso inicial del elemento estructural. Puede estar asociado con fenómenos como la fractura del refuerzo longitudinal, desprendimiento del hormigón o fallas de confinamiento del refuerzo transversal.

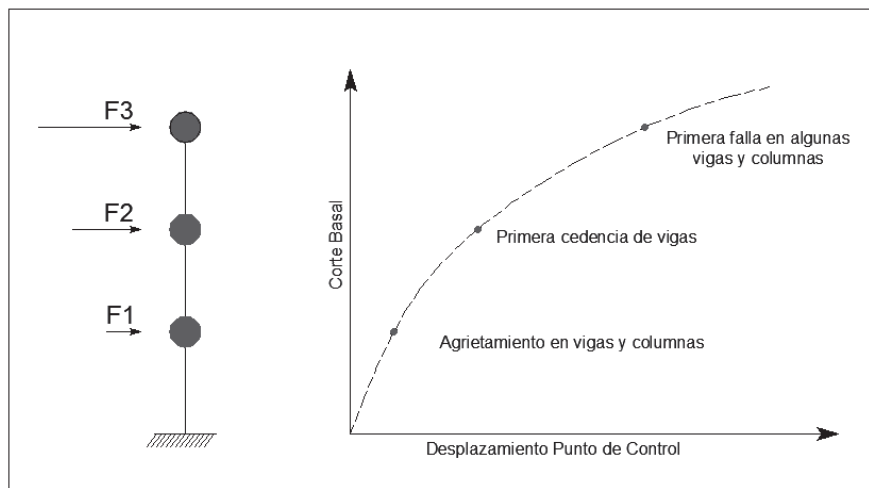
E = Colapso. El punto E es el punto que define la máxima deformación más allá de la cual el elemento ya no puede sostener la carga gravitacional.

1.5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

El análisis estático no lineal Pushover está basado en el diseño por desempeño sísmico de edificaciones.

El método consiste en aplicar una distribución vertical de carga lateral a la estructura la cual debe incrementarse monótonicamente hasta que la estructura alcance el máximo desplazamiento, mediante la gráfica del cortante en la base y el desplazamiento en el tope de la estructura.

FIGURA 1.5 DEFINICIÓN ANÁLISIS PUSHOVER



Fuente: Informe Técnico Plaza 2000

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Este análisis anteriormente definido, es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura sometida a una distribución determinada de fuerzas inerciales.

El patrón de cargas a las cuales se somete a la estructura, F_i , se incrementa de manera monotonía hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima, de esta forma se puede identificar la formación sistemática de grietas en los elementos estructurales, cedencia de juntas y la falla mecánica de los componentes, el estado límite de serviciabilidad de la estructura, deformaciones máximas y cortantes de la estructura, este último corresponde a la curva de capacidad.

La Técnica Pushover es apropiada para obtener la Curva de Capacidad Lateral de la estructura más allá del Rango Elástico y además obtener la formación secuencial de mecanismos y fallas en los elementos de la estructura.

Consiste en un proceso sucesivo de análisis estáticos incrementales que toman en cuenta la variación de la rigidez en los elementos en cada elemento. El análisis se efectúa incrementándola carga lateral hasta que la estructura alcanza ciertos límites de desplazamientos o se vuelva inestable.

Para este Proceso es necesario conocer las dimensiones y el acero en los elementos de la estructura e incursionar en las propiedades no lineales de fuerzas y deformaciones en las secciones.

Los objetivos del método pushover son:

- Determinar la Capacidad Lateral de la Estructura.
- Determinar los elementos susceptibles a fallar primero.
- Determinar la Ductilidad Local de los Elementos.
- Determinar la Ductilidad global de la Estructura.
- Verificar el concepto de vigas débiles y columnas fuertes.
- Verificar la Degradación global de la resistencia.

- Verificar los desplazamientos relativos inelásticos.
- Verificar los criterios de aceptación a nivel local de cada elemento.

1.5.2.1 Formación de rótulas plásticas

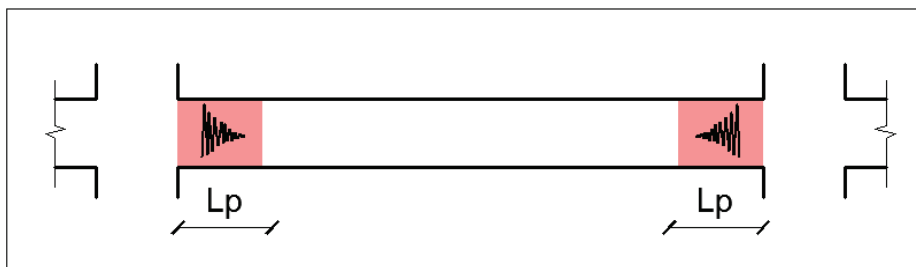
Durante los sismos, el comportamiento inelástico en las estructuras, el lugar en el cual se estima la formación de rótulas plásticas se suele concentrar en zonas de alta demanda sísmica, que corresponde a las zonas adyacentes de las vigas a los nudos.

Para propósitos del modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentra toda la deformación elástica, esta zona se denomina rótula plástica y le corresponde la longitud " L_p " como se muestra en la figura 1.6, una aproximación para longitud efectiva " L_p " es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento y se asume además que en esta longitud la curvatura es constante.

Para los modelos matemáticos analizados en el presente proyecto se definirán las rótulas plásticas de los elementos Viga y Columna a al 5% y 95% de la longitud total del elemento.

La hipótesis para que este modelo se cumpla, es que el nudo de la unión viga-columna no falle.

FIGURA 1.6 DEFINICIÓN ROTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

1.6 MUROS DE CORTE DE HORMIGÓN ARMADO.

1.6.1 DEFINICIÓN

Los muros de corte son elementos estructurales de hormigón armado, que se desarrollan longitudinalmente en la altura total de la estructura y que siguiendo la analogía de una viga en voladizo, soportan un gran porcentaje de las cargas laterales originadas por eventos sísmicos, así como la carga de su peso propio y de la edificación en sí. Esto se debe a que la distribución de carga lateral se la realiza proporcionalmente a la rigidez de los elementos que la soportaran, por lo cual un pórtico que contenga en su configuración estructural un muro de corte, será más rígido que un pórtico que no lo contenga.

La correcta ubicación en planta de un muro de corte modificará totalmente el comportamiento sísmico de la misma, ya que una mala ubicación desplaza el centro de rigidez del centro de masa, generando una excentricidad del punto teórico donde se aplicará la carga lateral y produciendo movimientos rotacionales en los primeros modos de vibración, es decir, torsión en planta. El criterio fundamental de colocación de estos muros, es tener una configuración simétrica en planta y elevación que minimice la excentricidad del centro de rigidez con respecto al centro de masa, criterio que muchas veces es ignorado desde el proyecto arquitectónico.

Las ventajas principales de tener una configuración estructural con muros de corte son:

- Aumenta la rigidez lateral de los pórticos con muros, y por ende, la rigidez de la estructura.
- Reduce la deformación producida por cargas laterales (derivas de piso), y reduce daños de elementos estructurales y no estructurales.
- Absorbe casi en la totalidad la carga sísmica debido al incremento de capacidad de disipación de energía de la estructura.
- Modifica la distribución del cortante en columnas.

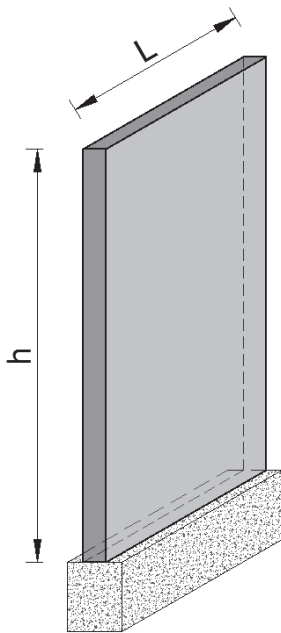
- Crea zonas de seguridad en el edificio durante eventos sísmicos.

1.6.2 CLASIFICACIÓN DE MUROS DE CORTE

Existen varios criterios para la clasificación de los muros de corte, como son:

- Relación de aspecto: toma en cuenta la relación altura/longitud transversal (h/L) y los clasifica como Muros Altos ($h/L > 5$), intermedios ($2 < h/L < 5$) y bajos ($h/L < 2$).

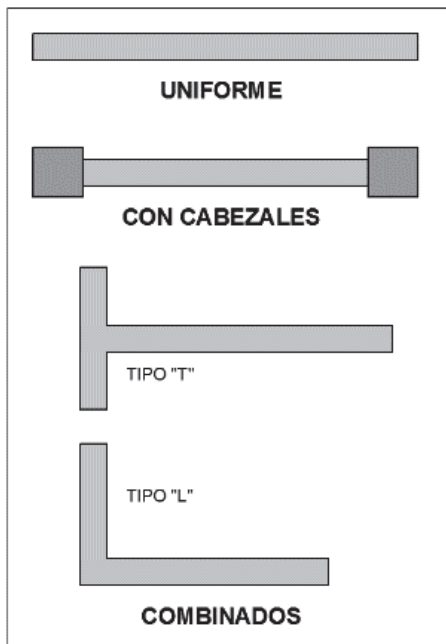
FIGURA 1.7 RELACIÓN DE ASPECTO – MUROS ESTRUCTURALES



Elaborado por: Henry Pazmiño

- Forma en planta: Su forma varía según los requerimientos de diseño, pueden ser uniformes, con cabezales, o combinados (Tipo “L” o “T”).

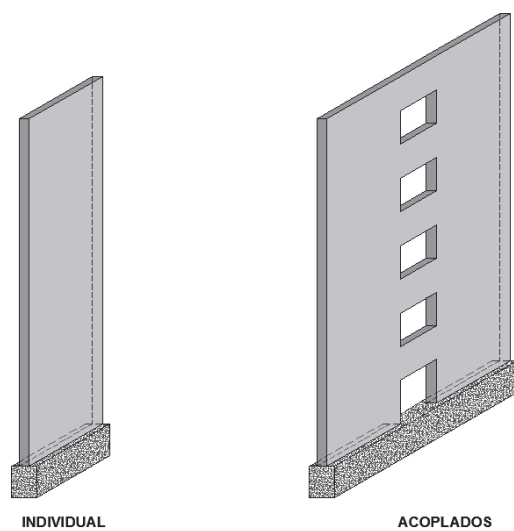
FIGURA 1.8 FORMA EN PLANTA – MUROS ESTRUCTURALES



Elaborado por: Henry Pazmiño

- Configuración estructural: Muro individual y Muros acoplados.

FIGURA 1.9 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL – MUROS ESTRUCTURALES

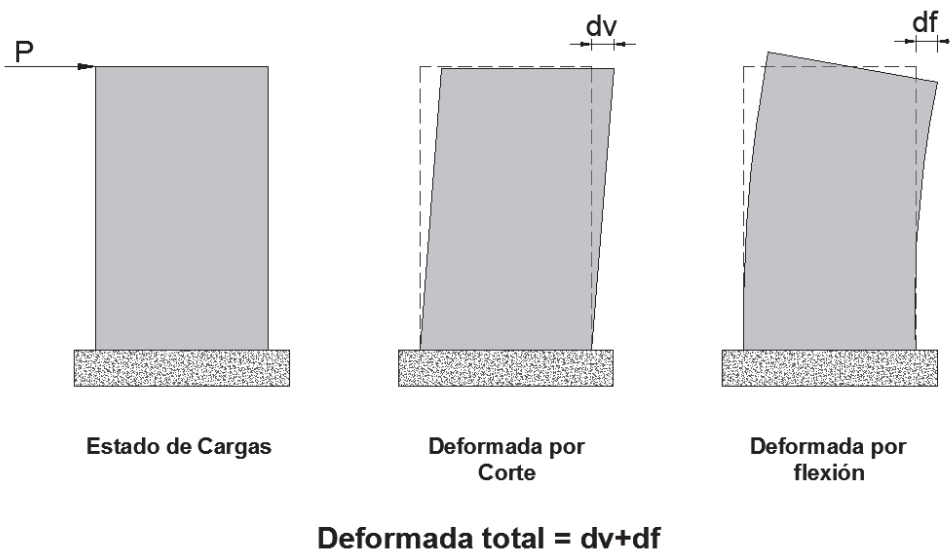


Elaborado por: Henry Pazmiño

1.6.3 FORMAS DE FALLA

Como se ha mencionado, los muros estructurales trabajan como vigas en voladizo bajo acción de la carga lateral, por lo cual el diseño del acero de refuerzo debe satisfacer las sollicitaciones de corte y flexión, además de la carga axial debido al peso propio y las cargas tributarias.

FIGURA 1.10 FORMAS DE FALLA – MUROS ESTRUCTURALES



Elaborado por: Henry Pazmiño

1.6.4 DISEÑO

El diseño de muros estructurales se lo realizara mediante el diagrama de interacción de la sección del muro en el eje que este corresponda, comprobando que los momentos últimos debidos a las combinaciones de carga estén dentro de la curva $\Phi P_n - \Phi M_n$.

1.6.5 CUANTÍA DE REFUERZO

La cuantía mínima de acero será de 0.0025, en el eje longitudinal como en el transversal, a un espaciamiento no mayor a 250 mm El refuerzo requerido por fuerzas cortantes se debe distribuir uniformemente.

CAPÍTULO 2.

TIPOS DE EDIFICIOS Y MODELOS ESTRUCTURALES

2.1 TIPOLOGÍA DE EDIFICIOS A SER ANALIZADOS

En el desarrollo de la presente tesis, se modelarán 4 edificios, compuestos de elementos columnas, vigas y viguetas de acero laminado en caliente A36, muros de corte de hormigón armado, y losas tipo deck.

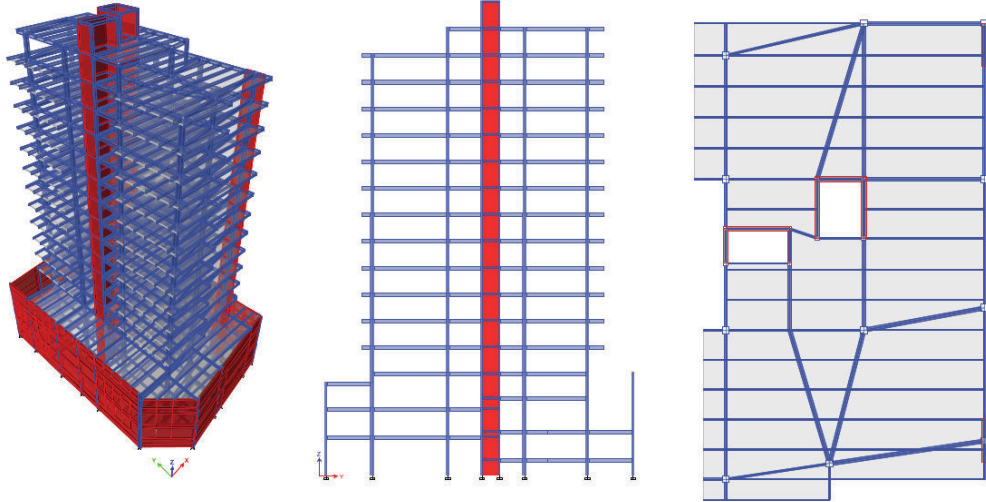
Los proyectos a analizar serán:

- Torre 6
- Edificio Jade
- Edificio Pietra
- Edificio 4

La información recopilada abarca el proyecto arquitectónico de cada edificación, de la cual se procederá a realizar un análisis estructural para obtener las secciones de elementos vigas, columnas y muros de corte que satisfagan los requisitos mínimos de diseño en base a la normativa de diseño y construcción vigente en el Ecuador NEC15.

En las siguientes tablas se presentan las características arquitectónicas de los edificios a ser analizados:

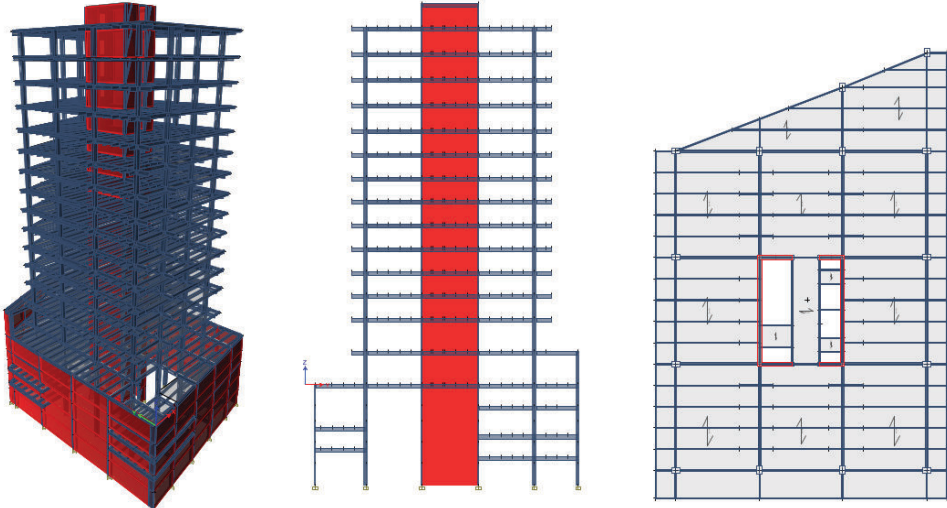
TABLA 2.1 PROPIEDADES ARQUITECTÓNICAS TORRE 6

PROYECTO 1	TORRE 6
No. SUBSUELOS	3
No. PLANTAS	14 pisos + tapagradas y Cuarto de máquinas de ascensor
ALTURA ENTREPISO	3 metros
ALTURA TOTAL	44.40 m. desde el nivel N+0.00 en acera 37.25 m. para el análisis sísmico
AREA PLANTA TIPO	410 m ²
AREA TOTAL CONSTRUCCION	8,688.96 m ²
OBSERVACIONES PREVIAS	Existe una alta posibilidad de tener problemas de torsión en planta debido a la ubicación de los muros estructurales del núcleo de ascensores y las gradas.
	

Fuente: Planos Arquitectónicos Torre 6

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

TABLA 2.2 PROPIEDADES ARQUITECTÓNICAS EDIFICIO JADE

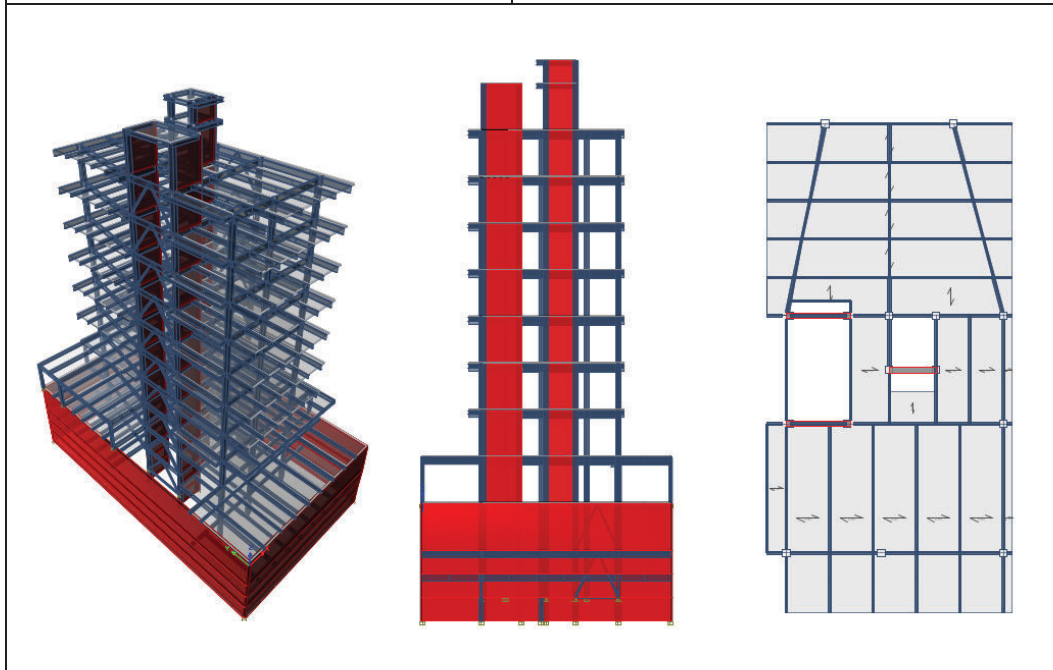
PROYECTO 2	EDIFICIO JADE
No. SUBSUELOS	4
No. PLANTAS	PB + 13 plantas + tapagradas y Cuarto de máquinas de ascensor
ALTURA ENTREPISO	3.20 metros.
ALTURA TOTAL	54.40 m. desde el nivel N+0.00 en acera 48.60 m. para el análisis sísmico
AREA PLANTA TIPO	609.46 m ²
AREA TOTAL CONSTRUCCION	13,786.41 m ²
OBSERVACIONES PREVIAS	La planta arquitectónica tipo del edificio tiene una forma trapezoidal, que podría provocar torsión en planta, sin embargo la ubicación de los muros de escaleras y ascensores se encuentra en una posición central de la planta, con lo cual se podría contrarrestar estos efectos no deseados.
	

Fuente: Planos Arquitectónicos Edificio Jade

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

TABLA 2.3 PROPIEDADES ARQUITECTÓNICAS EDIFICIO PIETRA

PROYECTO 3	EDIFICIO PIETRA
No. SUBSUELOS	2 niveles
No. PLANTAS	PB + 7 Plantas + Terraza
ALTURA ENTREPISO	3.0 metros
ALTURA TOTAL	27.50 m. desde el nivel N+0.00 en acera 24.50 m. para el análisis sísmico
AREA PLANTA TIPO	193.8 m ²
AREA TOTAL CONSTRUCCION	2,961.32 m ²
OBSERVACIONES PREVIAS	Los muros de las escaleras tienen una ubicación con una excentricidad marcada de la planta tipo, esto podría ocasionar torsión en planta.

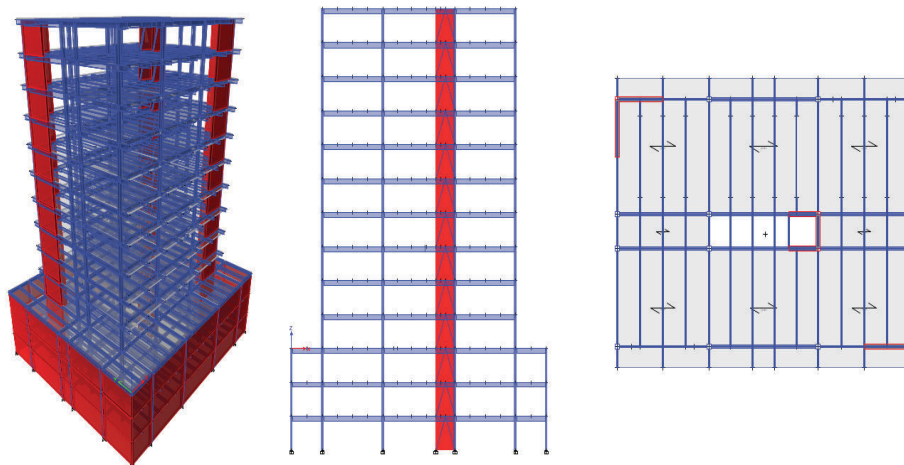


Fuente: Planos Arquitectónicos Edificio Pietra

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

TABLA 2.4 PROPIEDADES ARQUITECTÓNICAS EDIFICIO 4

PROYECTO 4	EDIFICIO 4
No. SUBSUELOS	3 Subsuelos
No. PLANTAS	PB + 9 plantas + terraza
ALTURA ENTREPISO	3.0 metros.
ALTURA TOTAL	30.0 m. desde el nivel N+0.00 en acera 30.0 m. para el análisis sísmico
AREA PLANTA TIPO	329.64 m ²
AREA TOTAL CONSTRUCCION	5,144.79 m ²
OBSERVACIONES PREVIAS	La rigidez del sistema originada por ubicación excéntrica del núcleo de ascensores se puede contrarrestar con los muros de esquina del edificio, para evitar la torsión en planta.



Fuente: Planos Arquitectónicos Edificio 4

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

La siguiente tabla presenta los parámetros que especifica la NEC15 para el análisis sísmico.

TABLA 2.5 PARÁMETROS DE ANÁLISIS SÍSMICO POR PROYECTO

PROYECTO		TORRE 6	JADE	PIETRA	Ed. 4
PARAMETRO NEC					
Altura máxima de la edificación	hn [m]:	37.25	48.60	24.50	30.00
Factor de Importancia	I:	1	1	1	1
Coefficiente de region	η :	2.48	2.48	2.48	2.48
Factor de Zona Sísmica	Z:	0.40	0.40	0.40	0.40
Tipo de Arriostamiento	Ct:	0.073	0.073	0.073	0.073
	α :	0.75	0.75	0.75	0.75
Tipo de Suelo		C	C	C	C
Factor irregularidades en planta	ϕ_p :	0.90	0.90	0.90	1.00
Factor irregularidades en elevación	ϕ_e :	1.00	1.00	1.00	1.00
Factor de reducción de Respuesta Estructural	R:	8	8	8	8
Carga Reactiva	W [ton]:	3323	4635	878	1747
Corte Basal	V [%]:	8.48%	6.95%	11.61%	8.98%
Corte Basal	V [ton]:	281.8	322.1	101.9	156.9

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

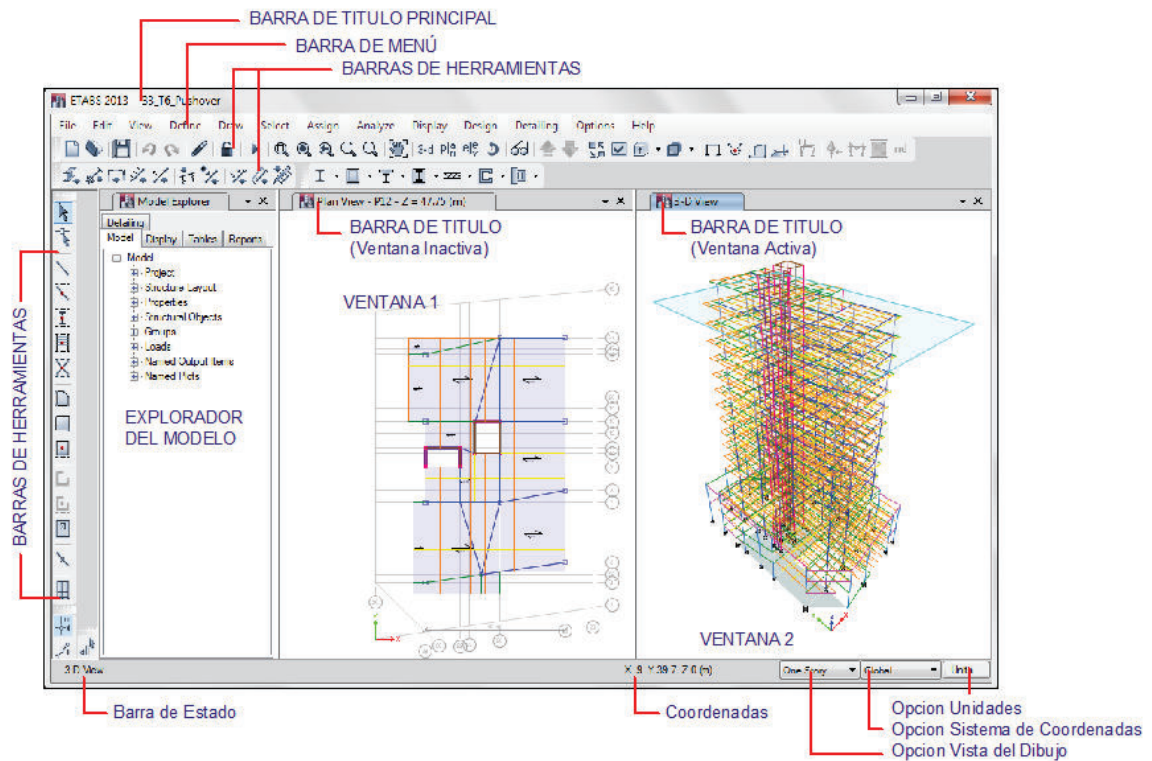
2.2 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN ETABS.

Actualmente existen varios métodos para realizar un modelo matemático de una estructura, uno de estos es el uso de programas comerciales que dan al usuario una gran facilidad de dibujar elementos tridimensionales (frames) que conformaran la estructura de la edificación a ser analizada, y asignarlos las propiedades geométricas, mecánicas y cargas a las cuales estarán sometidas. Uno de estos programas es el ETABS, el cual está orientado al análisis y modelado específicamente de edificaciones, y para ello presenta un entorno especializado.

2.2.1 PROCESO SISTEMÁTICO ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

Etabs muestra un entorno de trabajo especializado para el modelado de estructuras y se presenta de la siguiente manera:

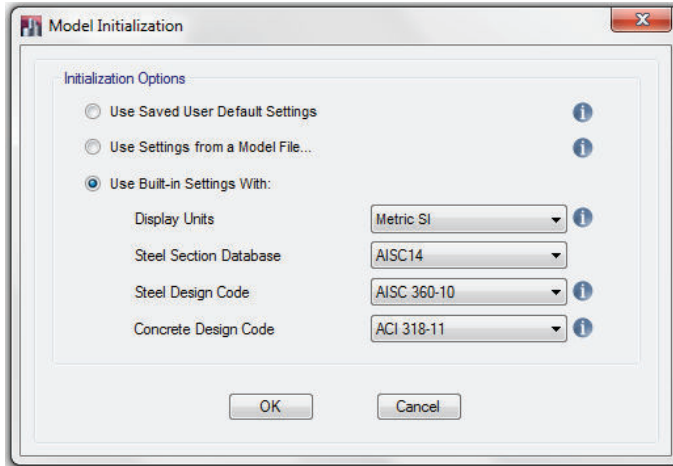
FIGURA 2.1 PANTALLA PRINCIPAL ETABS



Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

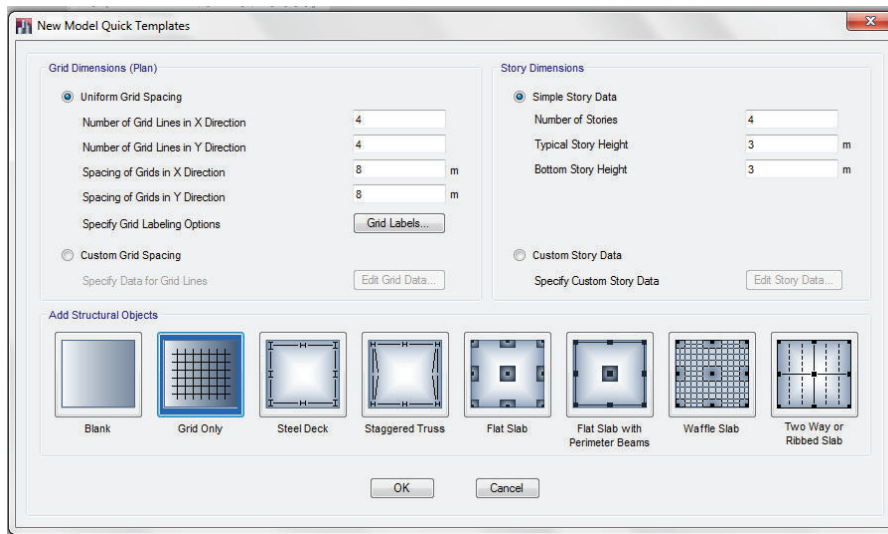
Paso 1: Unidades.- Para modelar en Etabs, como primer paso se deben tomar en cuenta las unidades a las que se van a trabajar, para nuestro caso se adoptarán las unidades métricas SI, AISC360-10 para el diseño en Acero y ACI31811 para el diseño del Hormigón Armado. También se puede usar la configuración de unidades, secciones, tipos de cargas y combinaciones de estas, de un archivo existente previamente guardado, usando la opción “Use settings from a Model File...”

FIGURA 2.2 PARÁMETROS INICIALES DE MODELACIÓN

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

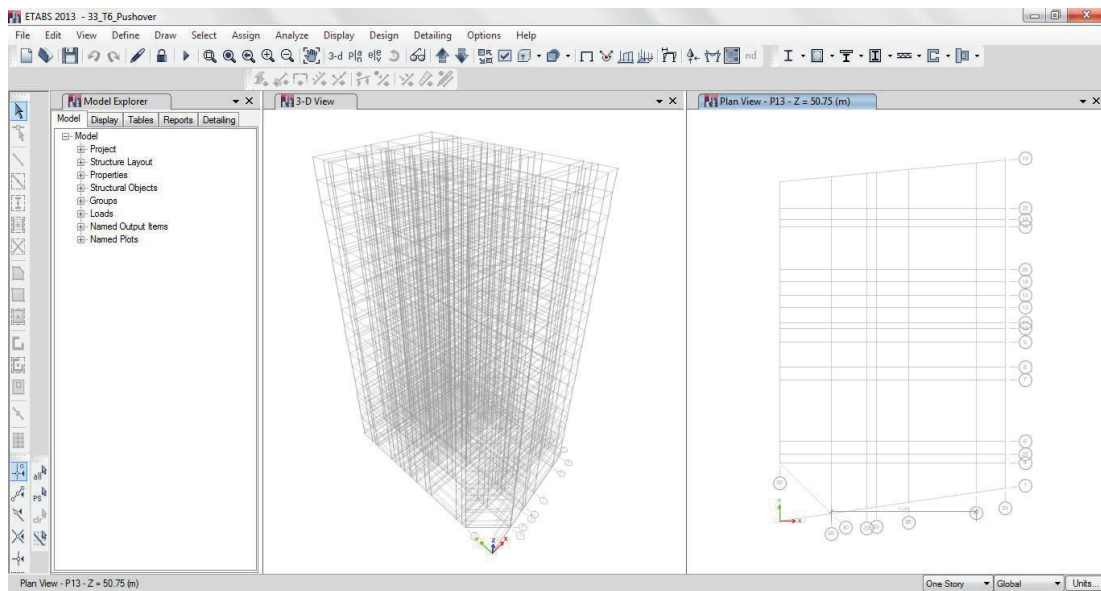
Paso 2: Grilla.- Como una herramienta de ayuda para el dibujo de frames, ETABS genera una grilla según las necesidades del modelo estructural, en el cual se puede editar la identificación y distancia entre ejes en dirección X y Y, número y altura de pisos, y de ser el caso en la opción “Edit Grid Data” se pueden añadir ejes auxiliares ortogonales o inclinados.

FIGURA 2.3 PARÁMETROS INICIALES DE MODELACIÓN

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

FIGURA 2.4 GRILLA



Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Paso 3: Definir.- En la barra de herramientas de la ventana de ETABS, se despliega la opción “Define”, en la cual este programa permite al usuario definir las condiciones iniciales del modelo estructural, como son:

- Materiales “Material Properties...”
- Secciones de elementos estructurales “Section Properties”
- Propiedades de elementos resortes “Spring Properties”
- Diafragmas “Diaphragms...”
- “Pier Labels...”
- “Sprandrel Labels...”
- Group definitions”
- Secciones de corte “Section Cuts”
- Funciones de espectros “Functions”
- “generalized Displacements”
- Fuente de Masa “Mass Source”
- Opciones P-Delta
- Casos Modales

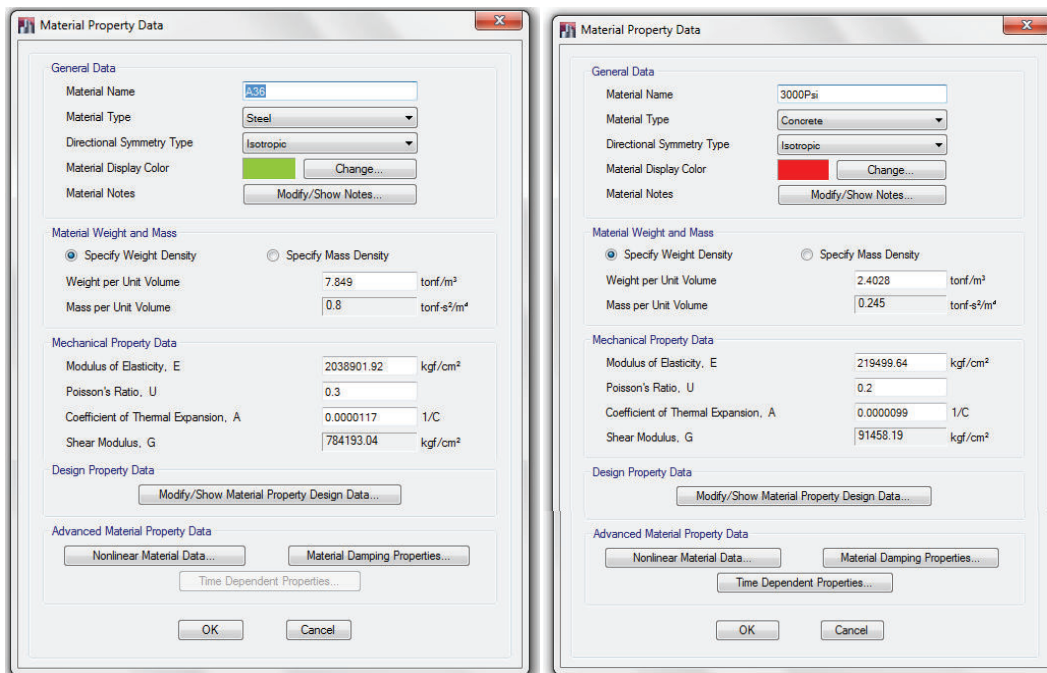
- Modelos de Carga “Load Patterns”
- “Shell Uniform Load Sets...”
- Casos de Cargas “Load Cases”
- Combinaciones de Carga “Load Combinations”

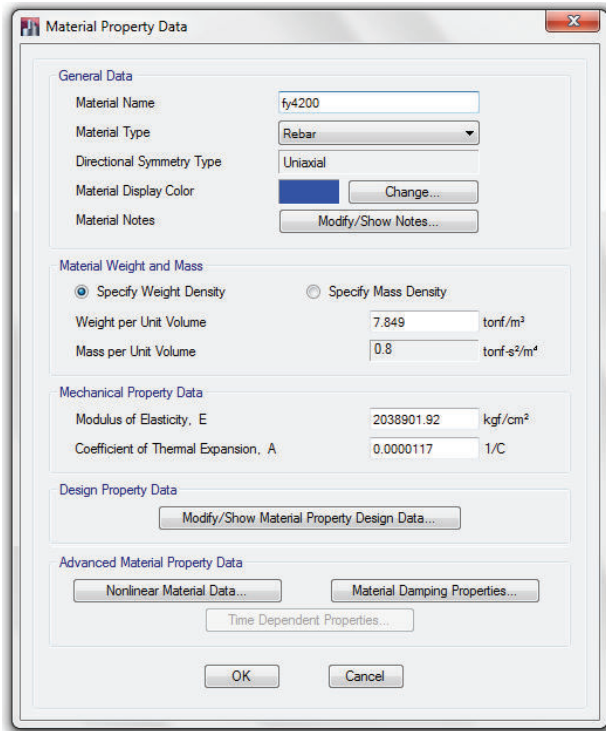
De las opciones antes señaladas, como primordiales para un análisis estático lineal, se definirán materiales, secciones, estados de carga y fuente de masa.

i) **Materiales.**- La opción *Define > Material Properties...* despliega diversas opciones para ingresar materiales predefinidos en el programa, o personalizar los mismos.

Como materiales principales usados en los modelos estructurales del presente proyecto, están el Acero Estructural A36, Hormigón Simple $f'c=210$ kg/cm² (3000 psi), Hormigón Simple $f'c=240$ kg/cm², Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm².

FIGURA 2.5 DEFINICIÓN DE MATERIALES





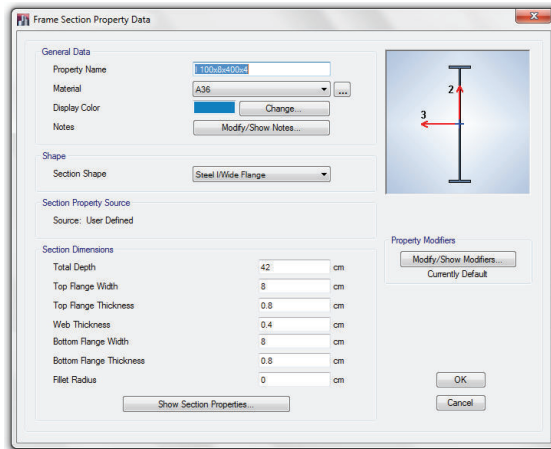
Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

ii) **Secciones.-** Etabs brinda al usuario la facilidad de usar secciones de dimensiones estándar, o dimensiones personalizadas, para esto en la opción Define > Section Properties el usuario podrá personalizar todas las secciones de elementos que conformarán la estructura.

Los elementos estructurales principales que conformarán la estructura son: columnas, vigas y viguetas de acero, losa tipo deck, muros de corte y muros perimetrales de subsuelos.

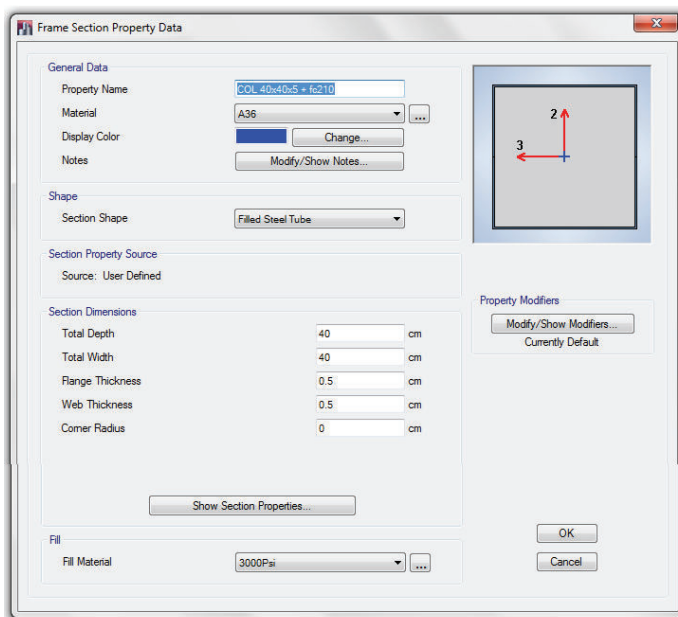
La sección elegida para elementos vigas y viguetas será del tipo “I” de Acero Estructural A36, en la cual al momento de ingresar las dimensiones de las mismas se deberá chequear los límites de esbeltez para patines y alma, especificados en el Capítulo 1 del presente proyecto.

FIGURA 2.6 DEFINICIÓN DE SECCIONES VIGAS

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Para realizar el modelo de las columnas, se utilizará la opción de sección compuesta, es decir, columnas huecas de acero rellenas de hormigón. En el caso del presente proyecto se utilizará Acero Estructural A36 y hormigón de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ para el relleno de columnas.

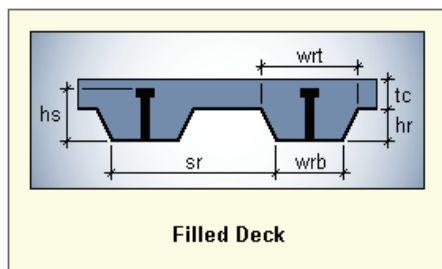
FIGURA 2.7 DEFINICIÓN DE SECCIONES

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

En la actualidad el uso de la losa tipo deck, ha ido ganando terreno en la industria de la construcción, debido a la facilidad de montaje, rápida instalación, reduce el uso de concreto y por ende el peso de la estructura, no utiliza encofrado, entre otras facilidades, por tal motivo los proyectos estructurales del presente proyecto utilizarán este tipo de losa (steel deck 0.65 mm). Etabs también brinda la facilidad de ingresar este tipo de elemento en las opciones “Define”, además define este elemento como tipo “membrana” para que la carga sea transmitida correctamente a las vigas.

FIGURA 2.8 DEFINICIÓN LOSA DECK



Deck Property Data

General Data

Property Name: Deck 6.5

Type: Filled

Slab Material: 3000Psi

Deck Material: A36

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc	5	cm
Rib Depth, hr	5.1	cm
Rib Width Top, wrt	15.5	cm
Rib Width Bottom, wrb	12	cm
Rib Spacing, sr	30	cm
Deck Shear Thickness	0.1	cm
Deck Unit Weight	0.001	tonf/m ²
Shear Stud Diameter	1.9	cm
Shear Stud Height, hs	7.5	cm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	40788.65	kgf/cm ²

OK Cancel

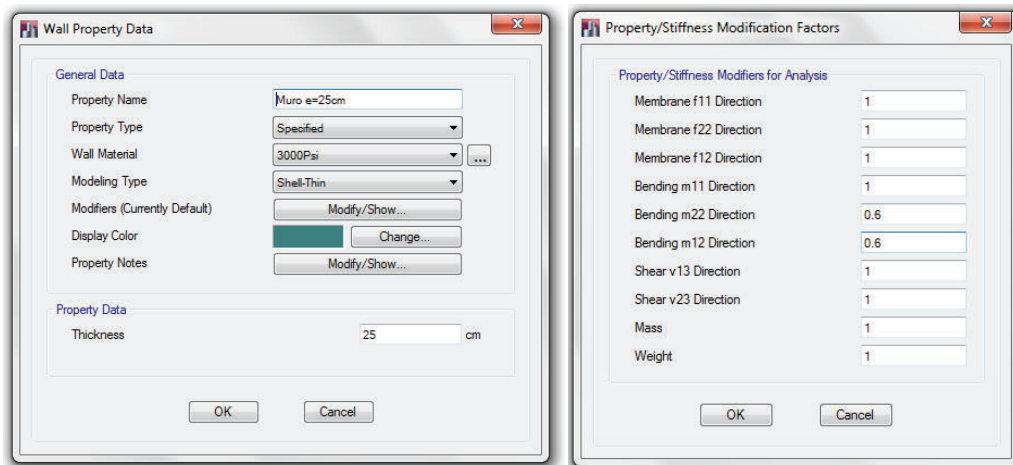
Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Para definir los muros estructurales y muros perimetrales de subsuelos se personalizará la sección en la opción “Define > Section Properties > Wall Sections” ingresando el espesor del muro, elementos tipo Shell-thin, y de material hormigón simple $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$.

La NEC15 establece que en edificaciones con muros de corte, se diseñarán con una inercia agrietada igual a 0.6 veces la inercia total de la sección. Esto se aplicará en los dos primeros pisos del proyecto, para el resto de pisos se usará la inercia total.

FIGURA 2.9 DEFINICIÓN DE SECCIONES MUROS



Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

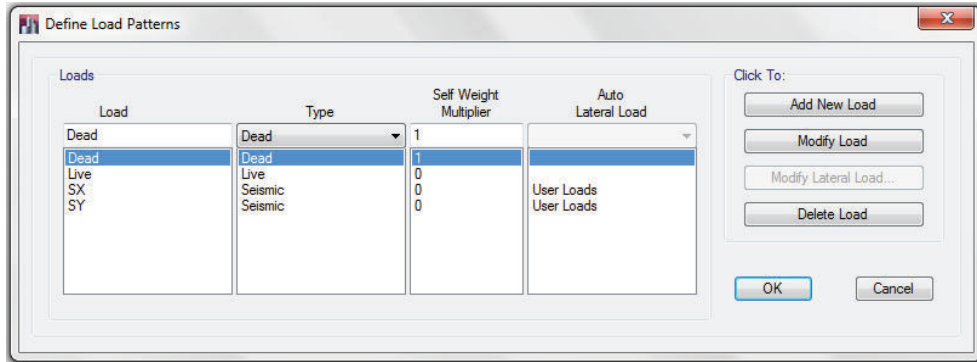
iii) Cargas Estáticas.- Para proceder a realizar el análisis estático, en la opción “Define > Load Patterns” se deben tener definidos los siguientes estados de carga:

DEAD: Carga Muerta

LIVE: Carga Viva

SX: Sismo actuante en la dirección x (opción User Loads)

SY: Sismo actuante en la dirección y (opción User Loads)

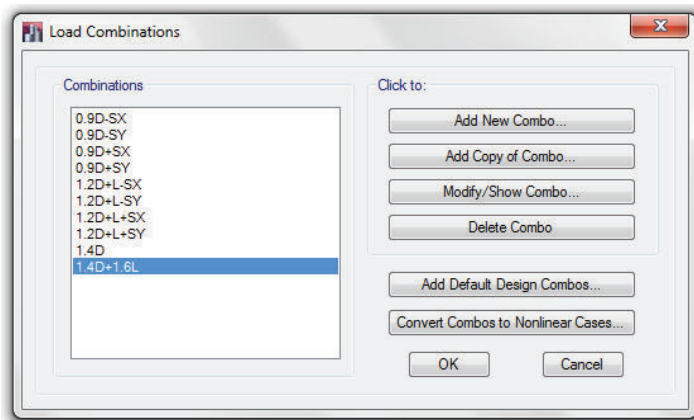
FIGURA 2.10 DEFINICIÓN DE CARGAS

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Como se observa en la Grafica 2.9 , la carga muerta se multiplicará por un factor de 1 para que el programa tome en cuenta el peso propio de los elementos estructurales dibujados; las cargas sísmicas se definirán en el acápite 2.3 del presente proyecto para cada edificio modelado.

Después de definir los casos de carga se definirán también las combinaciones de las mismas, como lo señala la NEC15 en el Capítulo 1. Para esto diríjase a la opción “*Define > Load Combinations*” y se realiza la respectiva mayoración de cargas tomando en cuenta que el sismo actuará en sentido positivo y negativo, la gráfica siguiente muestra las combinaciones de carga utilizadas:

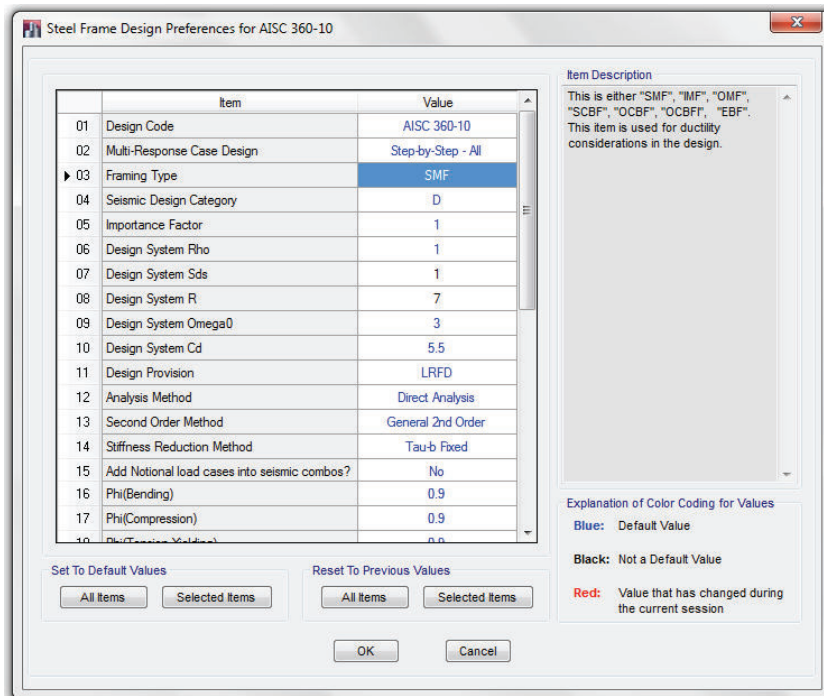
FIGURA 2.11 DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Cabe mencionar que el diseño en acero de la edificación se la realizará bajo los requisitos de las normas AISC360-10, y Diseño por Ultima Resistencia LRFD, por lo tanto se deben tomar en cuenta los factores de reducción que estas normas proponen. Etabs posee estos parámetros según la norma de diseño, para lo cual en el directorio “*Design > Steel Frame Design > View / Revise Preferences*” se definirán estos parámetros:

FIGURA 2.12 DEFINICIÓN DE ESPECIFICACIONES DE DISEÑO



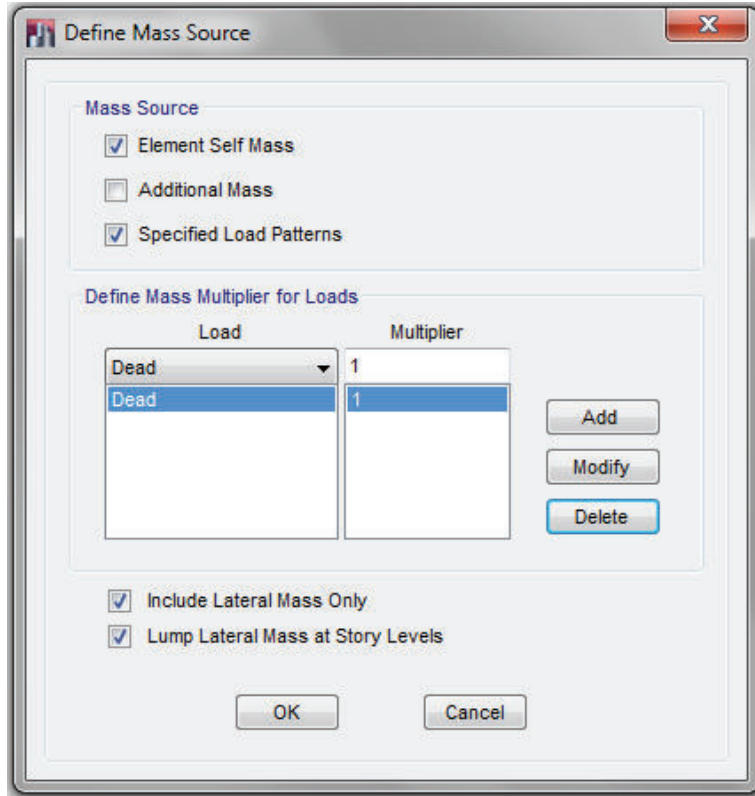
Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

iv) Fuente de masa.- La fuente de masa estará definida como se dispone en la NEC15, igual al 100% de la carga muerta. En el caso de tener estructuras destinadas al almacenaje o bodegas, se incrementa un porcentaje de la carga viva ($D+0.25L$).

Para asignar esta propiedad de la estructura direccionarse a “*Define > Mass Source*”

FIGURA 2.13 DEFINICIÓN DE FUENTE DE MASA













Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Paso 4: Dibujar.- El proceso del dibujo en etabs debe tener un orden y sentido, ya que de esto depende como se mostrarán los resultados en el momento de analizar la estructura. El uso correcto de ejes globales y locales, la intersección precisa de elementos frames o areas, o el sobreponer un dibujo sobre otro, modificará totalmente el comportamiento y resultados finales del modelo estructural.

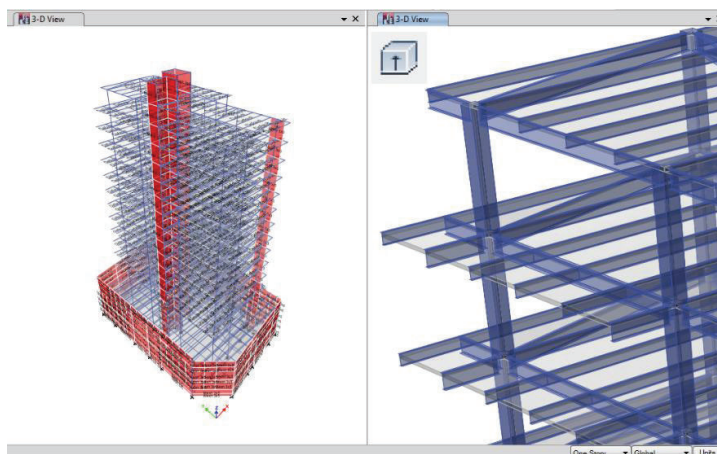
Las opciones que se muestran en la pantalla principal del programa son las siguientes:

TABLA 2.6 OPCIONES DE DIBUJO ETABS

ICONO	OPCIONES DE DIBUJO ELEMENTOS FRAMES
	Dibuja un objeto de línea en una vista en planta, elevación o 3D al definir sus extremos.
	Dibuja un objeto de línea en una vista en planta, elevación o 3D al hacer clic sobre una línea de grilla.
	Dibuja una columna en cualquier ubicación dentro de una vista en planta al hacer clic con el botón izquierdo del mouse.
	Dibuja vigas secundarias en una vista en planta dentro de una región limitada por líneas de grilla.
	Dibuja diagonales en una vista en elevación dentro de una región limitada por líneas de grilla.
ICONO	OPCIONES DE DIBUJO ELEMENTOS ÁREA
	Dibuja un objeto en cualquier ubicación dentro del área en una vista en planta, elevación o 3D al definir sus extremos.
	Dibuja áreas rectangulares en una vista en planta y elevación al definir dos esquinas opuestas.
	Dibuja áreas en una vista en planta y elevación dentro de una región limitada por líneas de grilla.
	Dibuja un elemento tipo muro en una vista en planta, al definir sus extremos.
	Dibuja un muro en una vista en planta sobre una línea de grilla o entre dos nudos ya definidos.

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Como una herramienta de ayuda y visualización de la estructura analizada, el programa presenta además la opción de extrusión de los elementos dibujados, de esta manera se tiene una clara visualización de la colocación de ejes globales y locales.

FIGURA 2.14 DEFINICIÓN DE EXTRUSIÓN

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Paso 5: Asignar.- Una vez realizado el dibujo de la estructura, cada elemento deberá ser asignado con sus respectivas propiedades, para lo cual en la opción *Assign* se encuentran diversas opciones para asignar secciones, cargas, restricciones, diafragmas, ejes locales, entre otras propiedades a cada elemento estructural.

i) Etiquetas Pier.- Como primer paso, se debe asignar *ETIQUETAS PIER*, paso en el cual se le indica al programa como se desea que integre los esfuerzos y los exprese como acciones, es decir, al realizar esta acción a un elemento tipo SHELL se indica que se desea las acciones resultantes como muro (en sus secciones superior e inferior).

Cabe mencionar, que se asignará una etiqueta pier por cada muro existente en la estructura.

ii) Secciones Pier.- La asignación de secciones pier son definidas en la opción *Section Designer*, en la opción de diseño de muros. En este paso se asigna el refuerzo que se colocará en el muro, como un *refuerzo general* de la sección.

iii) División interna de muros (MESH).- Para realizar un análisis de elementos finitos es necesario dividir los muros en partes mas pequeñas. Etabs da la opción de realizar este proceso de manera externa o interna al elemento. La primera opción es una división física de las áreas seleccionada, mientras que la segunda opción se mantiene físicamente la sección pero el programa lo divide internamente para el análisis.

iv) Cargas.- La asignación de las cargas muerta y viva, se realiza aplicando una carga distribuida uniforme en los elementos tipo losa, ya que estos simulan una membrana que transmite la carga a todos los elementos estructurales donde están apoyadas.

Para realizar esta acción, previamente se debe seleccionar los elementos a

los que va a ser asignada la carga, en este paso es muy importante diferenciar una losa de entrepiso, y una losa de cubierta, sea accesible o inaccesible, ya que de esto depende la magnitud de la carga a ser aplicada. Posteriormente dirigirse a la opción “Assign > Shell Loads > Uniform” en la cual se ingresará el tipo de carga (Muerta o Viva), y la magnitud.

Este paso se debe realizar con mucha precaución para no duplicar o asignar cargas previamente impuestas, es decir, como se asignó anteriormente, Etabs considera la carga del peso propio de los elementos estructurales dibujados (vigas, viguetas, columnas, losa, muros) por lo tanto, en el ingreso de la carga muerta solamente de debe considerar el peso adicional de elementos como recubrimientos, mampostería, instalaciones, etc.

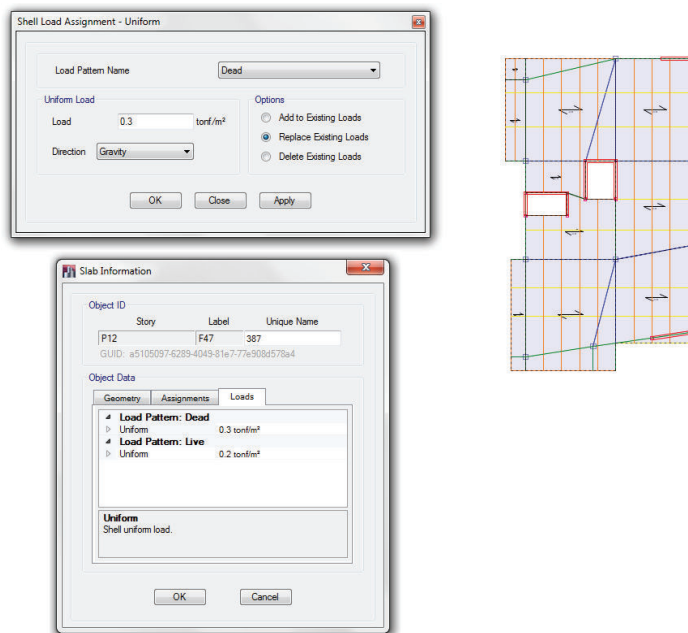
TABLA 2.7 CARGAS APLICADAS A PROYECTOS ESTRUCTURALES

PARQUEADEROS	
CARGA MUERTA D:	483.28 kg/m²
Estructura metálica	40.00 kg/m ²
pp deck metálico 0.65 mm	6.38 kg/m ²
pp loseta hormigón e=10cm sobre la cresta del deck	286.90 kg/m ²
Masillado	40.00 kg/m ²
Acabados	0.00 kg/m ²
Cielo Raso	0.00 kg/m ²
Mampostería	100.00 kg/m ²
Instalaciones	10.00 kg/m ²
CARGA VIVA PARQUEADEROS L:	200.00 kg/m²
ENTREPISO	
CARGA MUERTA D:	542.28 kg/m²
Estructura metálica	40.00 kg/m ²
pp deck metálico 0.65 mm	6.38 kg/m ²
pp loseta hormigón e=6 cm sobre la cresta del deck	190.90 kg/m ²
Masillado	40.00 kg/m ²
Acabados	40.00 kg/m ²
Cielo Raso	15.00 kg/m ²
Mampostería	200.00 kg/m ²

Instalaciones	10.00 kg/m ²
CARGA VIVA EDIFICACIONES DE VIVIENDA L:	200.00 kg/m²
CARGAS APLICADAS CUBIERTA	
CARGA MUERTA D:	422.28 kg/m²
Estructura metálica	40.00 kg/m ²
pp deck metálico 0.65 mm	6.38 kg/m ²
pp loseta hormigón e=6 cm sobre la cresta del deck	190.90 kg/m ²
Masillado	40.00 kg/m ²
Acabados	20.00 kg/m ²
Cielo Raso	15.00 kg/m ²
Mampostería	100.00 kg/m ²
Instalaciones	10.00 kg/m ²
CARGA VIVA LOSA DE CUBIERTA L:	100.00 kg/m²

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

FIGURA 2.15 ASIGNACIÓN DE CARGAS



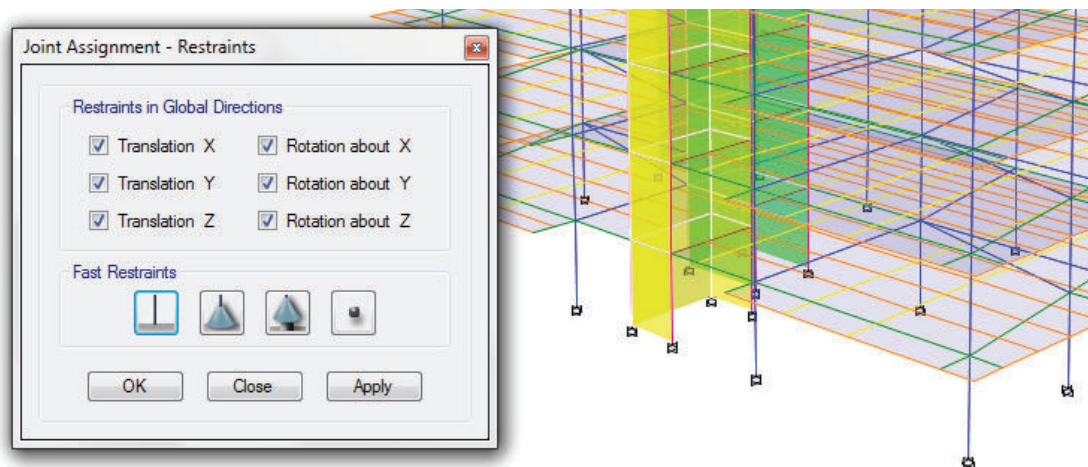
Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Paso 6: Restricción en la base.- El programa también permite realizar un modelo de la cimentación, en el cual, de la misma manera que se dibujó y asigno secciones a las vigas y columnas, permite modelar zapatas aisladas, vigas corridas y/o losas de cimentación, las cuales se apoyaran sobre el suelo que se modela como resortes, de donde la constante de rigidez del resorte se obtiene del módulo de balasto del estudio de suelos; este proceso requiere de otro tipo de análisis, para el cual se cuenta con otros programas computacionales para facilitar el cálculo como lo es el SAFE, sin embargo para el objetivo del presente proyecto se obviara el diseño de la cimentación, y en la base de la estructura se restringirá el movimiento traslacional y rotacional del nacimiento de las columnas y muros estructurales, modelando una base empotrada.

Para realizar dicho empotramiento, se debe seleccionar todos los nudos en una vista en planta del nivel mas bajo de la estructura, y dirigirse a “Assign > Joints > Restraints” y restringir todos los grados de libertad de los nudos.

FIGURA 2.16 RESTRICCIÓN EN LA BASE



Fuente: ETABS

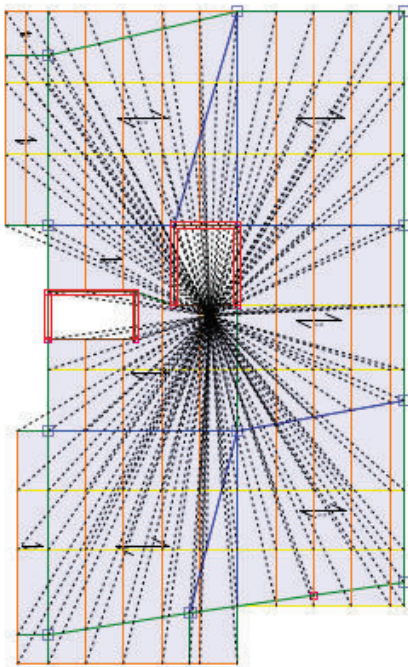
Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Paso 7: Diafragmas horizontales.- El sistema de piso debe ser considerado como un diafragma horizontal rígido, en el cual los elementos tipo área se combinan como un solo elemento. Este paso es necesario ya que al asignar las cargas sísmicas, estas actuarán en el centro de gravedad del diafragma de piso.

Para realizar esta creación y asignación se debe seleccionar los elementos tipo área de un piso, e ir al directorio “*Define > Diaphragms*”.

Se crea un nombre para el diafragma y se selecciona la opción rígido. El procedimiento se repite para el resto de pisos.

FIGURA 2.17 DEFINICIÓN Y ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS HORIZONTALES



Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Paso 8: Resultados Finales.- Como paso final, en la opción “*Analyze > Run Analysis*”, Etabs calcula la estructura en base a todos los datos ingresados, y genera reportes, tablas, diagramas de esfuerzos de elementos estructurales, entre otros.







Es en este paso donde se verifican las disposiciones de las normas de diseño de la zona, en este caso, la Norma Ecuatoriana de la Construcción, como son:

- Derivas de piso permisibles (< 2%)
- Periodos de vibración e información modal.

- Corte Basal del análisis similar al corte basal de la NEC.

Paso 9: Diseño de elementos estructurales.- Una vez realizada la verificación de las disposiciones de las normas de diseño, se procede al diseño o chequeo de las secciones impuestas, para lo cual el programa cuenta con una base de datos requeridos para el diseño en secciones de Hormigón Armado, Acero Estructural, Columnas y Vigas Compuestas, Muros de Corte y conexiones de acero.

TABLA 2.8 OPCIONES DE DISEÑO ETABS

ICONO	OPCIONES DE DISEÑO
	Diseño de secciones de Acero Estructural
	Diseño de secciones de Hormigón Armado
	Diseño de Vigas Compuestas
	Diseño de Columnas Compuestas
	Diseño de Muros de Corte
	Diseño de Conexiones de Acero

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

En el presente proyecto se necesita realizar el diseño en acero estructural de elementos vigas, viguetas y columnas, y un diseño en hormigón armado para los muros de corte.

2.3 ANÁLISIS SÍSMICO SEGÚN LA NEC

Como se mencionó en el Capítulo 2, la NEC presenta los requerimientos mínimos que una edificación debe cumplir para seguir la filosofía de un diseño sísmo resistente.

Por lo tanto, para el cálculo del Corte Basal se detallará únicamente para el edificio TORRE 6, y se aplicará el mismo método para el resto de proyectos a ser analizados, mediante una hoja electrónica.

2.3.1 PROCESO SISTEMATICO ANALISIS SISMICO “TORRE 6”

La NEC establece como ecuación fundamental para el cálculo del corte basal a la siguiente expresión:

$$V = \frac{I \cdot Sa}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W \quad (2.1)$$

De donde:

Factor de Importancia	I = 1.0
Factor de Reducción de Respuesta Estructural:	R= 8.0
Factor de configuración en Planta	$\phi_p=0.9$
Factor de configuración en Elevación	$\phi_e=1.0$
Tipo de Suelo	Tipo C
Coeficientes de Amplificación dinámica	Fa=1.20
	Fd=1.11
	Fs=1.11

Para el cálculo de la Aceleración espectral Sa se presentan dos ecuaciones que como rango límite tienen al periodo fundamental de la estructura T:

$$Sa = \eta \cdot Z \cdot Fa = 1.19 \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad (2.2)$$

$$Sa = \eta \cdot Z \cdot Fa \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^T = 0.61 \quad \text{Para } T > T_c \quad (2.3)$$

$$T = Ct \cdot hn^\alpha = 1.10 \text{ seg} \quad (2.4)$$

$$T_c = 0.55 \cdot Fs \cdot \frac{F_d}{F_a} = 0.565 \text{ seg} \quad (2.5)$$

$$T_o = 0.10 \cdot Fs \cdot \frac{F_d}{F_a} = 0.102 \text{ seg} \quad (2.6)$$

Siendo:

- h_n = Altura máxima de la edificación = 37.25 (m) medidos desde el nivel +0.00 hasta la última losa de entrepiso de la estructura
- $C_t = 0.073$ y $\alpha=0.75$ por ser una “estructura de acero con arriostramientos”
- $\eta=2.48$, Para provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
- $Z= 0.4$, Característica amenaza sísmica alta.
- $r=1$, para tipo de suelo A, B, C o D.

Siguiendo todos estos requerimientos se obtiene:

$$V = \frac{1.0 \times 0.611}{7 \times 0.9 \times 1.0} \cdot W \quad (2.7)$$

$$V = 8.48\% W \quad (2.8)$$

La siguiente tabla muestra el cálculo y resultado de la fuerza sísmica que se aplicará a cada piso de la estructura:

TABLA 2.9 CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL POR PISO – TORRE 6

CORTE BASAL TORRE 6			
Cortante Basal de Diseño	V=	8.48%	W
Factor de Importancia	I=	1	
Aceleración Espectral	Sa=	0.611	
Coeficiente Región Ecuador	η =	2.48	
Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño	Z=	0.4	g
Periodo fundamental de vibración	T=	1.10	seg-1
Altura máxima edificación	h _n =	37.25	m
Estructuras con arriostramientos	C _t =	0.073	
	α =	0.75	
Exponente ecuación Sa	r=	1	
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	T _c =	0.565	
Periodo límite de vibración espectro de respuesta en desplazamientos	TL=	2.664	
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones	To=	0.103	
Clasificación de los perfiles del suelo			C
Coeficientes de Amplificación del suelo	Fa=	1.20	
	Fd=	1.11	
	Fs=	1.11	

Factor Irregularidades en Planta	$\phi_p =$	0.9
Factor Irregularidades en Elevación	$\phi_e =$	1
Factor de Reducción de Respuesta Estructural	R =	8

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN C/PISO

Carga Reactiva:	W =	3323 ton.
Corte Basal	V =	8.48% W
	V =	281.83 Ton

Piso	Nivel m	h m	hi m	Área m ²	Wi' /m ton/m ²	Wi ton	Wi hi	F ton
Terraza	37.25	3.00	37.25	452.30	0.422	191	7115	33.10
11	34.25	3.00	34.25	460.75	0.542	250	8558	39.82
10	31.25	3.00	31.25	460.75	0.542	250	7808	36.33
9	28.25	3.00	28.25	460.75	0.542	250	7058	32.84
8	25.25	3.00	25.25	460.75	0.542	250	6309	29.35
7	22.25	3.00	22.25	460.75	0.542	250	5559	25.87
6	19.25	3.00	19.25	460.75	0.542	250	4810	22.38
5	16.25	3.00	16.25	460.75	0.542	250	4060	18.89
4	13.25	3.00	13.25	460.75	0.542	250	3311	15.40
3	10.25	3.00	10.25	460.75	0.542	250	2561	11.92
2	7.25	3.00	7.25	481.98	0.542	261	1895	8.82
1	4.25	3.00	4.25	462.08	0.542	251	1065	4.96
PB	1.25	1.25	1.25	684.00	0.542	371	464	2.16
TOTAL				6227.11		3323	60572	281.8

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

2.3.2 ANALISIS SISMICO “JADE”

TABLA 2.10 CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL POR PISO – JADE

CORTE BASAL JADE									
Cortante Basal de Diseño						V=	6.95%	W	
Factor de Importancia						I=	1		
Aceleración Espectral						Sa=	0.500		
Coeficiente Región Ecuador						η =	2.48		
Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño						Z=	0.4	g	
Periodo fundamental de vibración						T=	1.34	seg-1	
Altura máxima edificación						hn=	48.6	m	
Estructuras con arriostramientos						Ct=	0.073		
						α =	0.75		
Exponente ecuación Sa						r=	1		
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones						Tc=	0.565		
Periodo límite de vibración espectro de respuesta en desplazamientos						TL=	2.664		
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones						To=	0.103		
Clasificación de los perfiles del suelo								C	
Coeficientes de Amplificación del suelo						Fa=	1.20		
						Fd=	1.11		
						Fs=	1.11		
Factor Irregularidades en Planta						ϕ_p =	0.9		
Factor Irregularidades en Elevación						ϕ_e =	1		
Factor de Reducción de Respuesta Estructural						R=	8		
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN C/PISO									
Carga Reactiva:		W=	4635 ton.						
Corte Basal		V=	6.95% W						
		V=	322.07 Ton						
Piso	Nivel m	h m	hi m	Área m ²	Wi' /m ton/m ²	Wi ton	Wi hi	F ton	
Terraza	48.60	3.50	48.60	609.46	0.422	257	12508	33.44	
13	45.10	3.50	45.10	609.46	0.542	330	14905	39.86	
12	41.60	3.50	41.60	609.46	0.542	330	13749	36.76	
11	38.10	3.50	38.10	609.46	0.542	330	12592	33.67	
10	34.60	3.20	34.60	609.46	0.542	330	11435	30.58	
9	31.40	3.20	31.40	609.46	0.542	330	10378	27.75	
8	28.20	3.20	28.20	609.46	0.542	330	9320	24.92	
7	25.00	3.20	25.00	609.46	0.542	330	8262	22.09	
6	21.80	3.20	21.80	609.46	0.542	330	7205	19.26	
5	18.60	3.20	18.60	609.46	0.542	330	6147	16.44	
4	15.40	3.20	15.40	609.46	0.542	330	5090	13.61	
3	12.20	3.20	12.20	609.46	0.542	330	4032	10.78	
2	9.00	9.00	9.00	609.46	0.542	330	2974	7.95	
1	4.50	4.50	4.50	759.35	0.542	412	1853	4.95	
PB	0.00	0.00	0.00					0.00	
TOTAL				8682.33		4635	120451	322.1	

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

2.3.3 ANALISIS SISMICO “PIETRA”

TABLA 2.11 CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL POR PISO – PIETRA

CORTE BASAL PIETRA									
Cortante Basal de Diseño					V=	11.61%	W		
Factor de Importancia					I=		1		
Aceleración Espectral					Sa=	0.836			
Coeficiente Región Ecuador					η =	2.48			
Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño					Z=	0.4		g	
Periodo fundamental de vibración					T=	0.80		seg-1	
Altura máxima edificación					hn=	24.50		m	
Estructuras con arriostramientos					Ct=	0.073			
					α =	0.75			
Exponente ecuación Sa					r=	1			
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones					Tc=	0.565			
Periodo límite de vibración espectro de respuesta en desplazamientos					TL=	2.664			
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones					To=	0.103			
Clasificación de los perfiles del suelo								C	
Coeficientes de Amplificación del suelo					Fa=	1.20			
					Fd=	1.11			
					Fs=	1.11			
Factor Irregularidades en Planta					ϕ_p =	0.9			
Factor Irregularidades en Elevación					ϕ_e =	1			
Factor de Reducción de Respuesta Estructural					R=	8			
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN C/PISO									
Carga Reactiva:					W=	878 ton.			
Corte Basal					V=	11.61% W			
					V=	101.99 Ton			
Piso	Nivel m	h m	hi m	Área m ²	Wi' /m ton/m ²	Wi ton	Wi hi	F ton	
Terraza	24.50	3.00	24.50	194.61	0.422	82	2013	17.98	
7	21.50	3.00	21.50	193.80	0.542	105	2260	20.18	
6	18.50	3.00	18.50	193.80	0.542	105	1944	17.36	
5	15.50	3.00	15.50	193.80	0.542	105	1629	14.55	
4	12.50	3.00	12.50	193.80	0.542	105	1314	11.73	
3	9.50	3.00	9.50	193.80	0.542	105	998	8.92	
2	6.50	3.00	6.50	193.80	0.542	105	683	6.10	
1	3.50	3.50	3.50	305.00	0.542	165	579	5.17	
PB	0.00	0.00							
TOTAL				1662.41		878	11420	102.0	

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

2.3.4 ANALISIS SISMICO “EDIFICIO 4”

TABLA 2. 12 CORTANTE BASAL Y DISTRIBUCIÓN DE FUERZA LATERAL POR PISO - EDIFICIO 4

CORTE BASAL EDIFICIO 4								
Cortante Basal de Diseño						V=	8.98%	W
Factor de Importancia						I=	1	
Aceleración Espectral						Sa=	0.718	
Coeficiente Región Ecuador						η =	2.48	
Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño						Z=	0.4	g
Periodo fundamental de vibración						T=	0.94	seg-1
Altura máxima edificación						hn=	30	m
Estructuras con arriostramientos						Ct=	0.073	
						α =	0.75	
Exponente ecuación Sa						r=	1	
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones						Tc=	0.565	
Periodo límite de vibración espectro de respuesta en desplazamientos						TL=	2.664	
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones						To=	0.103	
Clasificación de los perfiles del suelo								C
Coeficientes de Amplificación del suelo						Fa=	1.20	
						Fd=	1.11	
						Fs=	1.11	
Factor Irregularidades en Planta						ϕ_p =	1	
Factor Irregularidades en Elevación						ϕ_e =	1	
Factor de Reducción de Respuesta Estructural						R=	8	
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN C/PISO								
Carga Reactiva:		W=	1747 ton.					
Corte Basal		V=	8.98% W					
		V=	156.89 Ton					
Piso	Nivel m	h m	hi m	Área m ²	Wi' /m ton/m ²	Wi ton	Wi hi	F ton
Terraza	30.00	3.00	30.00	329.64	0.422	139	4176	23.16
9	27.00	3.00	27.00	329.64	0.542	179	4824	26.75
8	24.00	3.00	24.00	329.64	0.542	179	4288	23.78
7	21.00	3.00	21.00	329.64	0.542	179	3752	20.80
6	18.00	3.00	18.00	329.64	0.542	179	3216	17.83
5	15.00	3.00	15.00	329.64	0.542	179	2680	14.86
4	12.00	3.00	12.00	329.64	0.542	179	2144	11.89
3	9.00	3.00	9.00	329.64	0.542	179	1608	8.92
2	6.00	3.00	6.00	329.64	0.542	179	1072	5.94
1	3.00	3.00	3.00	329.64	0.542	179	536	2.97
PB	0.00	0.00						
TOTAL				3296.4		1747	28296	156.9

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

2.4.- ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”

Como requisito preliminar para realizar el Análisis Estático No Lineal de una estructura, se debe tener un diseño y optimización de elementos estructurales previos, ya que el Pushover considera que tal estructura diseñada será la que soporte las deformaciones y fuerzas aplicadas con este método de análisis.

Por lo tanto, la estructura previamente debe cumplir con los requerimientos sísmicos vigentes (NEC15) y las normas de diseño aplicables (AISC).

De la misma manera que se detalló el análisis sísmico para un solo proyecto, en esta sección se detallará solamente el proceso de modelación de pushover del edificio Torre 6 paso a paso.

2.4.1 FRAMES EQUIVALENTES PARA COLUMNAS Y MUROS DE CORTE

Es de vital importancia considerar, que se asignaran rotulas plásticas a los elementos de la estructura principal, es decir, vigas principales y secundarias, columnas rellenas y muros de corte; este paso se aplicara directamente a vigas principales y secundarias; para aplicarlo en columnas rellenas y muros de corte se deberá realizar un reemplazo de estos elementos, por frames equivalentes.

Etabs 13, brinda al usuario la opción de modelar elementos frames rellenos, pero no da la facilidad de asignar rotulas plásticas a los mismos.

Con estas consideraciones, y teniendo en cuenta que los modelos estructurales ya han sido optimizados bajo las normas de construcción NEC11, y la especificación ANSI AISC 360-10, se procede a utilizar frames equivalentes en donde se pueda asignar tales rotulas plásticas.

Partiendo de la teoría, una rotula plástica se define como el estado plástico que alcanzan todas las fibras de un elemento estructural al producirse una articulación en la sección transversal del mismo, este mecanismo se producirá por la fluencia del acero, y no considerara los efectos de tracción del hormigón; con esta base podemos definir que las secciones equivalentes no consideraran

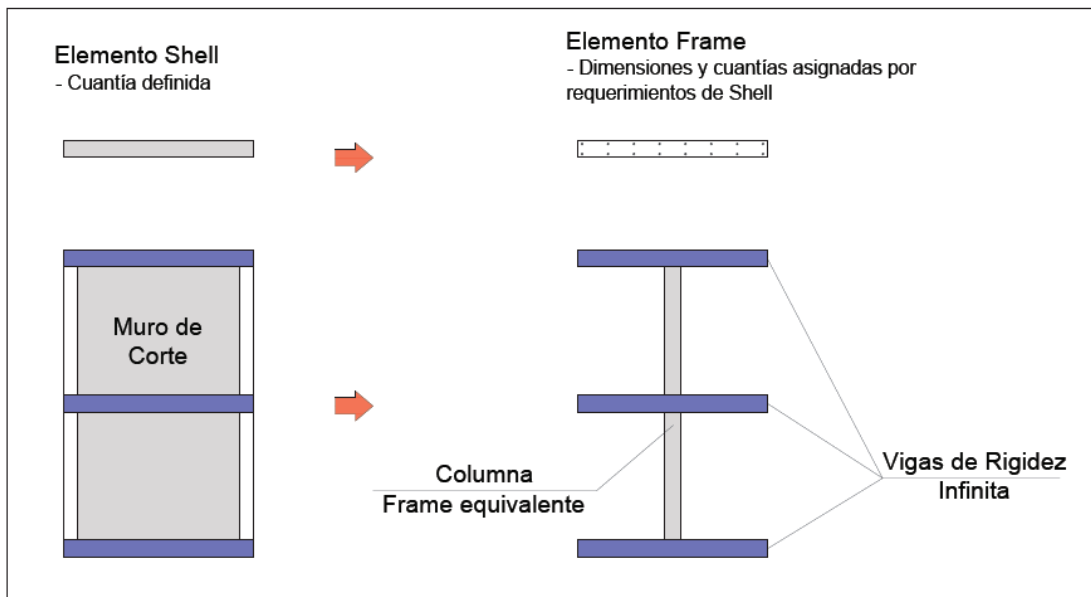
la presencia del hormigón, y se utilizarán las mismas dimensiones de los elementos columnas.

2.4.1.1 Frames Equivalentes Muros de Corte

De la misma forma que Etabs no puede asignar rotulas plásticas a elementos frames rellenos, tampoco puede asignar rotulas plásticas a elementos tipo Shell. En este paso se reemplazará a los muros de corte por frames equivalentes; es decir, con la secciones de diseño de los muros estructurales se definirán secciones tipo frame de columnas que tengan las mismas dimensiones y cuantías de acero que los muros estructurales, y se usará un mecanismo de vigas de inercia infinita que simulen los efectos del muro estructural.

La siguiente ilustración explica el cambio a realizarse:

FIGURA 2 18 FRAME EQUIVALENTES PARA MUROS DE CORTE



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

2.4.1.2 Analogía de la columna ancha

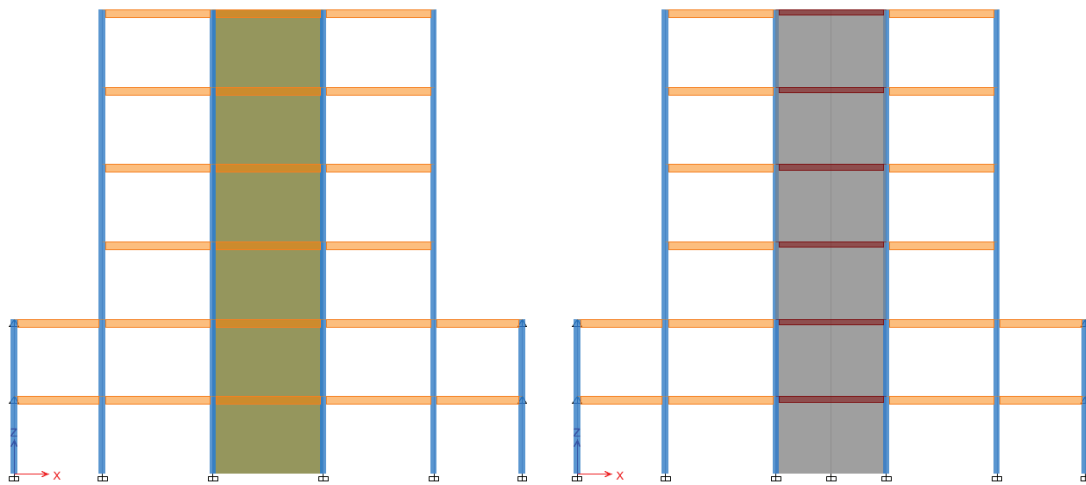
En el desarrollo del presente proyecto de titulación se realizará una analogía para el modelaje de los muros estructurales, en donde se compararán los

resultados generados de desplazamiento debido a carga lateral de dos tipos de pórticos:

- Se modela un muro con elementos Shell thin
- Se modela un muro estructural con una columna ancha y vigas de rigidez infinita.

El proceso de análisis es simple, se aplican cargas puntuales laterales a un pórtico conformado por 2 subsuelos y 4 niveles de planta alta, y se comparan los desplazamientos producidos por tales fuerzas.

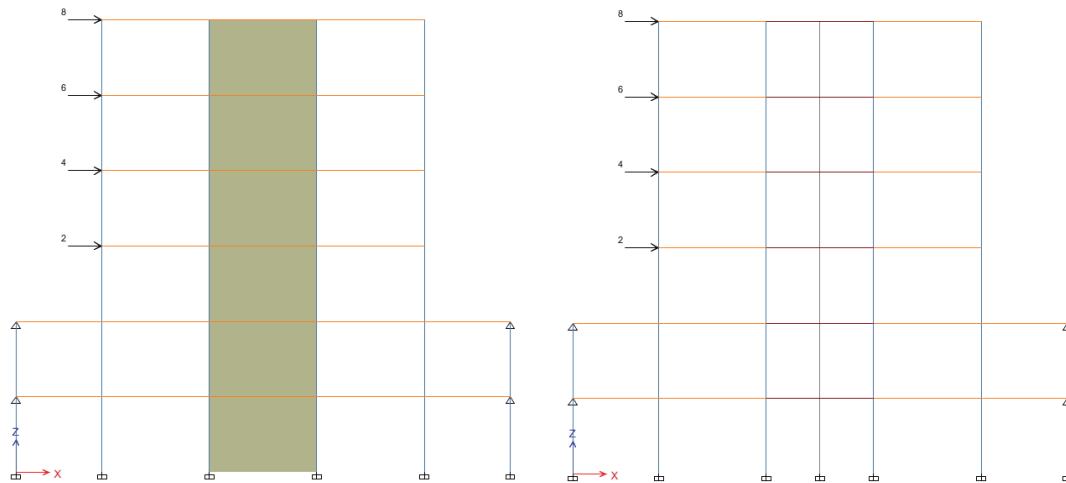
FIGURA 2.19 PÓRTICOS TIPO ANÁLISIS: MURO SHELL THIN / COLUMNA ANCHA



Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

FIGURA 2.20 CARGA LATERAL APLICADA

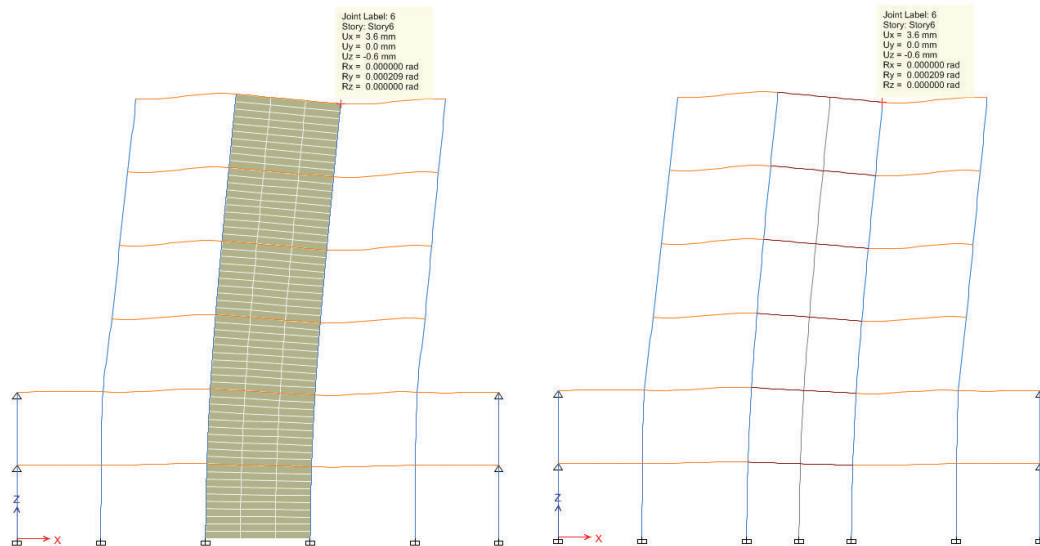


Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

De esta manera se obtienen los siguientes resultados:

FIGURA 2.21 DESPLAZAMIENTOS POR CARGA LATERAL



Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

De los resultados se puede observar que el desplazamientos horizontal producido por carga lateral en un pórtico con un muro modelado como Shell thin tiene el valor de $U_x=3.6$ mm, valor que coincide con el desplazamiento horizontal del pórtico con un muro modelado como columna ancha.

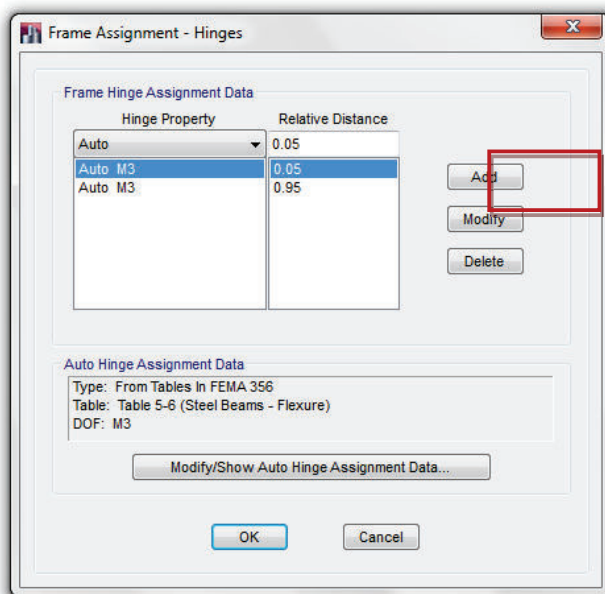
El presente proyecto de titulación tomará esta analogía para la modelación de muros estructurales.

2.4.2 PROCESO SISTEMATICO PUSHOVER

Paso 1.- Se seleccionan los elementos correspondientes a las vigas principales y se les asigna “hinges” o rótulas a 5% y 95% de la longitud (relativa) de los elementos, y mediante la tabla 5-6 del FEMA 356, se definen estos elementos como Vigas Primarias de Acero sometidas a flexión.

Select > Assign > Frame Assign > Hinges

FIGURA 2.22 DEFINICIÓN DE HINGES



Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

FIGURA 2.23 DEFINICIÓN DE HINGES VIGAS PRINCIPALES

The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box. The 'Auto Hinge Type' dropdown is set to 'From Tables In FEMA 356'. The 'Select a FEMA356 Table' dropdown is set to 'Table 5-6 (Steel Beams - Flexure)'. In the 'Component Type' section, the 'Primary' radio button is selected. In the 'Degree of Freedom' section, the 'M3' radio button is selected. In the 'Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity' section, the 'Drops Load After Point E' radio button is selected. The 'OK' button is highlighted with a blue border.

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Se seleccionan los elementos correspondientes a las vigas secundarias o viguetas y se les asigna “hinges” o rótulas a 5% y 95% de la longitud (relativa) de los elementos, y mediante la tabla 5-6 del FEMA 356, se definen estos elementos como Vigas Secundarias de Acero sometidas a flexión.

FIGURA 2.24 DEFINICIÓN DE HINGES VIGAS SECUNDARIAS

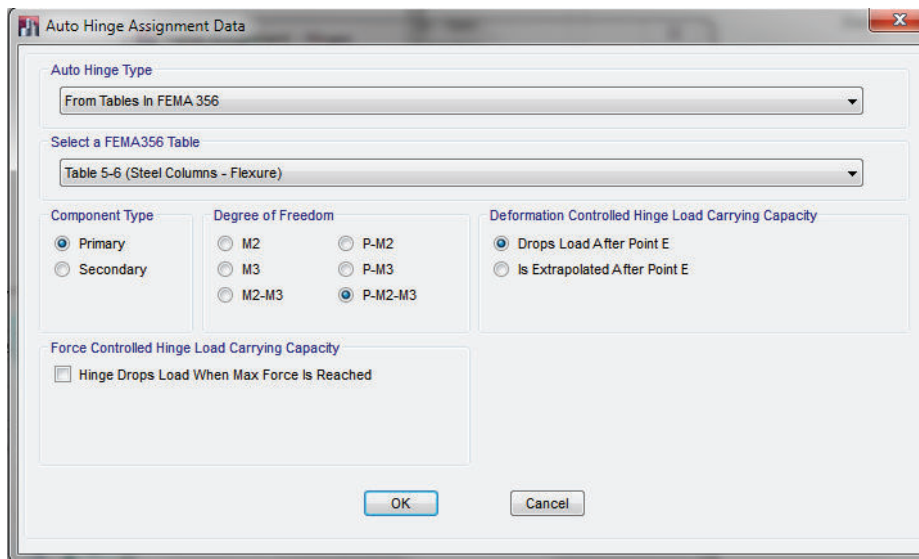
The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box. The 'Auto Hinge Type' dropdown is set to 'From Tables In FEMA 356'. The 'Select a FEMA356 Table' dropdown is set to 'Table 5-6 (Steel Beams - Flexure)'. In the 'Component Type' section, the 'Secondary' radio button is selected. In the 'Degree of Freedom' section, the 'M3' radio button is selected. In the 'Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity' section, the 'Drops Load After Point E' radio button is selected. The 'OK' button is highlighted with a blue border.

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Paso 2.- Se seleccionan los elementos correspondientes a columnas y se les asigna “hinges” o rótulas a 5% y 95% de la longitud (relativa) de los elementos, y se definen estos elementos como Steel Columns – Flexure, con grados de libertad P-M2-M3.

FIGURA 2.25 DEFINICIÓN DE HINGES COLUMNAS



Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

De la misma manera se seleccionan los muros de corte (que previamente deben haberse reemplazado por la columna ancha) para asignar hinges o rótulas plásticas en la base del muro (Planta baja y Primer Piso) en donde se prevé se formaran las articulaciones, además se asignará un hinge en la parte media del elemento frame y no al 5% o 95% como fue el caso de las columnas.

Estos elementos se modelaron como columnas anchas de hormigón armado, por lo que en la asignación de hinges se tomara la opción Concrete Columns – Flexure, con grados de libertad P-M2-M3.

FIGURA 2.26 DEFINICIÓN DE HINGES MUROS DE CORTE

The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box with the following settings:

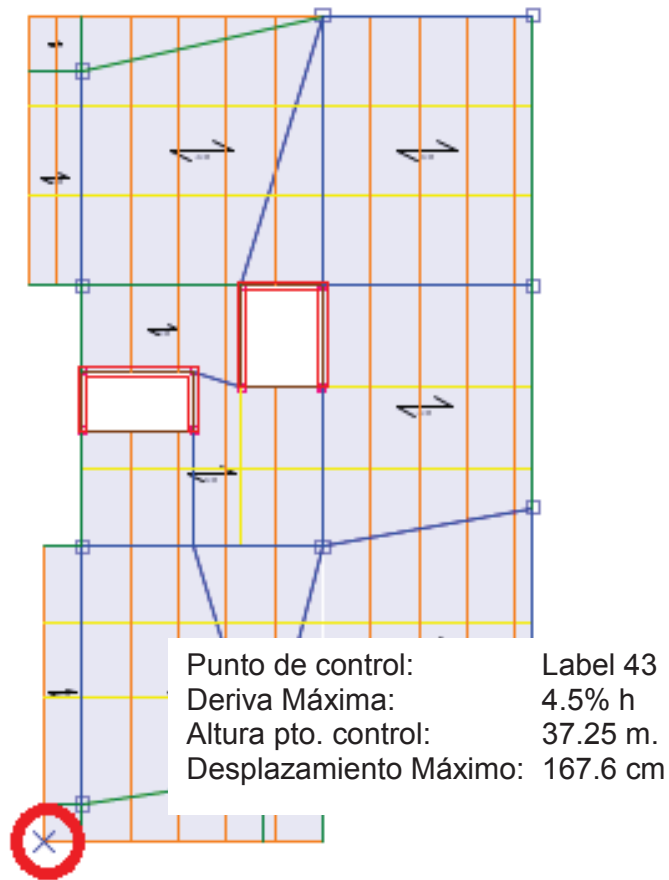
- Auto Hinge Type:** From Tables In FEMA 356
- Select a FEMA356 Table:** Table 6-8 (Concrete Columns - Flexure) Item i
- Component Type:** Primary (selected)
- Degree of Freedom:** P-M2-M3 (selected)
- P and V Values From:** Case/Combo (selected), SISMO (dropdown)
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming (checked)
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected)

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Paso 3.- Se define un “punto de control” de desplazamientos, el cual debe considerarse a un “joint” del último piso, ya que este será el que tenga la mayor deformación de la estructura ante fuerzas laterales. Se calcula además el desplazamiento máximo esperado en función de la altura del punto de control. Para el presente estudio se considera una deformación máxima del 4.5% como deriva de piso, para estructuras de acero.

FIGURA 2.27 DEFINICIÓN DE PUNTO DE CONTROL



Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Paso 4.- Se asigna un nuevo estado de cargas en la dirección *Define > Load Cases > Add New Case* para cargas gravitacionales, la cual será de tipo ESTÁTICA NO LINEAL, y de condiciones iniciales FROM UNSTRESSED STATE. La carga gravitacional que se ingresara será igual al 100% de la carga muerta para que la estructura experimente un sismo como establece la NEC15.

Además se dará la condición de que a aplicación de la carga se examinará mediante el desplazamiento del punto de control, definido anteriormente.

FIGURA 2.28 Definición de Estados de Carga NO LINEAL

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

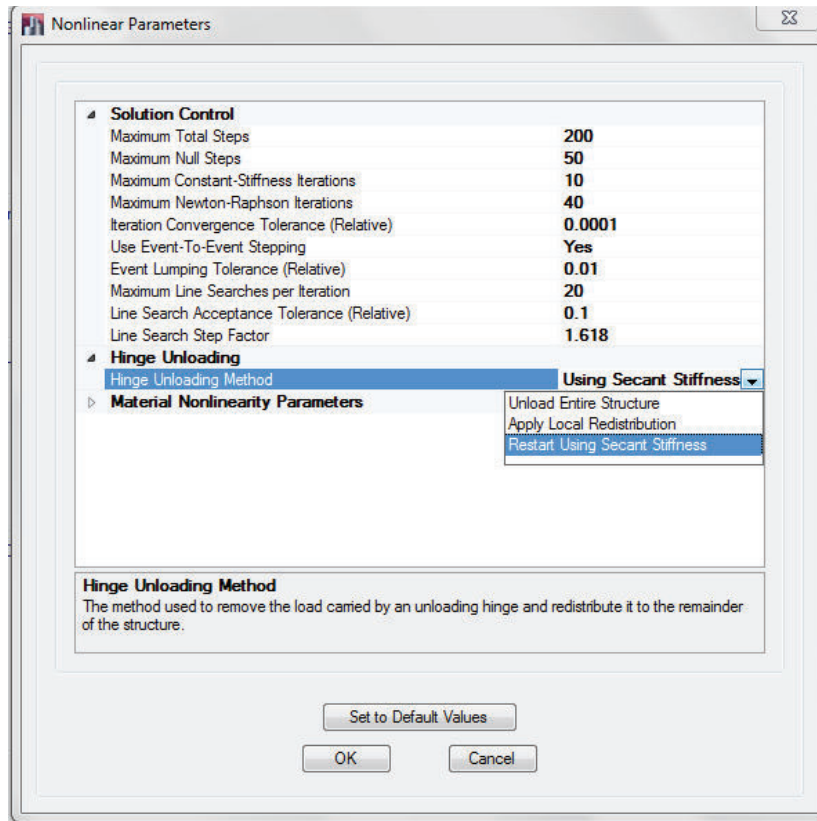
OK Cancel

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Como paso final se definirá el tipo de modelo para el proceso de carga y descarga de la estructura, para lo cual ETABS da tres alternativas (*Nonlinear Parameters*):

- Unload Entire Structure
- Apply local Redistribution
- Restart Using Seccant Stiffness

FIGURA 2.29 DEFINICIÓN DE TIPOS DE MODELO PUSHOVER

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

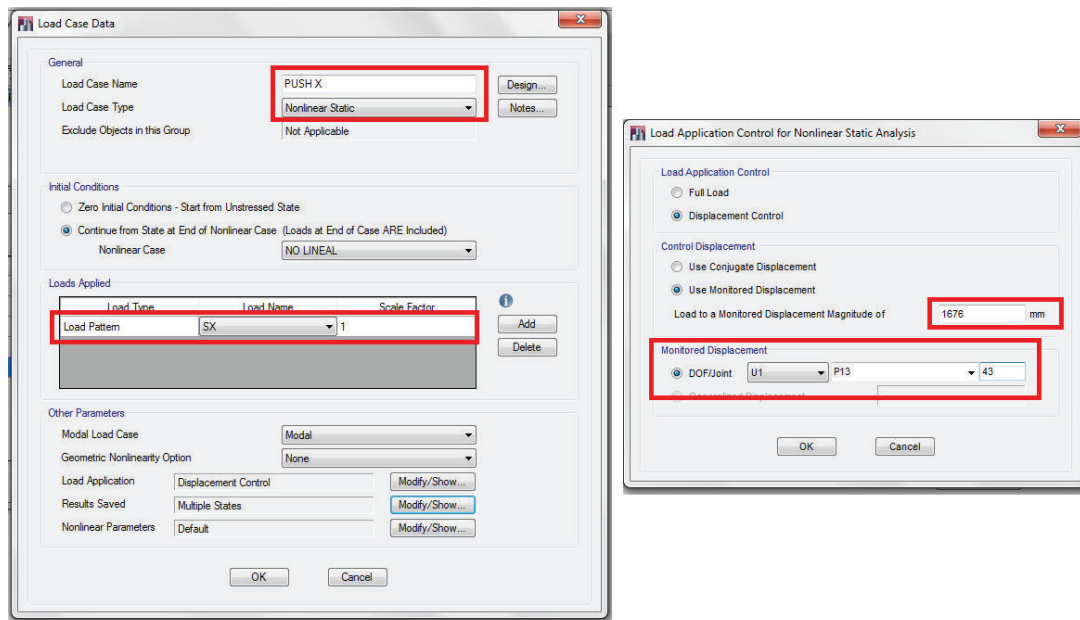
FEMA 273 establece que cualquier método que considere la inercia agrietada para cada paso de los ciclos de carga y descarga de la estructura es adecuado para el análisis, y que la redistribución de las cargas en cada elemento dependerá del patrón de cargas que se asume para cada modelo matemático. Las alternativas presentadas por ETABS consideran por defecto del consumo de energía durante los ciclos de histéresis, la acumulación de deformación plástica irreversible a lo largo de los ciclos de carga y la reducción de la rigidez con los ciclos de descarga y recarga, pero el hecho de utilizar el método, reiniciar los ciclos de carga y descarga usando la RIGIDEZ SECANTE representa una mejor aproximación para el modelo. Estas consideraciones se encuentran en FEMA 273 sección 2.6.

Paso 5.- De la misma manera que se ingresó el estado de carga NO LINEAL, se ingresan los estados de carga PUSH X y PUSH Y, con la diferencia que estos estados de carga no inician de cero condiciones iniciales, si no después de la carga NO LINEAL.

Se considera además que la carga aplicada será el 100% del Sismo en X, y sismo Y, para el PUSH X y PUSH Y respectivamente.

Se adoptan las consideraciones mencionadas anteriormente del punto de control, y del uso de la rigidez secante en los procesos de carga y descarga.

FIGURA 2.30 DEFINICIÓN DE ESTADOS DE CARGA PUSHOVER



Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Paso 6.- Se analiza nuevamente el modelo para visualizar los resultados generados. Cabe mencionar que este proceso depende de varias iteraciones, por lo que el tiempo de análisis dependerá del procesador del computador que utilice el usuario.

2.5 COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL Y NO LINEAL.

Existen varias razones para comparar y defender el análisis no lineal frente al análisis estático lineal, ya que este primero, puede predecir el comportamiento de la estructura en el caso de sismos severos, y proveer de información muy relevante en la etapa de diseño y cálculo estructural.

Como comparación se tienen los siguientes puntos:

- El análisis estático lineal supone que el comportamiento de una estructura se conserva en el rango elástico para el sismo de diseño, mientras que el análisis no lineal, lo lleva al rango inelástico, y supone más propiedades de la estructura como es la fluencia global del sistema, formación de rotulas plásticas, entre otras.
- Con respecto a la magnitud del daño, el análisis lineal no lo puede predecir, mientras que un análisis inelástico, mediante el monitoreo de la deformación de desempeño (giro o desplazamiento) puede calificar los daños como aceptables o no aceptables basados en los límites que propone el código FEMA.
- Secciones débiles.- El análisis lineal pasa por alto secciones con excesivas deformaciones, irregularidades en la distribución de fuerza o sobrecarga en elementos frágiles, mientras que el análisis no lineal, al aplicar progresivamente la carga, muestra las secciones que van fallando secuencialmente al incremento de carga.

CAPÍTULO 3.

DISEÑO Y RESUMEN DE MATERIALES

3.1 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO

3.1.1 DATOS INICIALES

El diseño de los elementos estructurales se regirá bajo las normas ANSI/AISC 360-10, en la cual se detallan los requerimientos que deben cumplir las secciones ante esfuerzos de tracción, compresión, flexión, corte, torsión y efectos combinados, así como el diseño de secciones simples y compuestas.

Como objetivo principal de diseño del AISC se tiene que los componentes o miembros estructurales, y los sistemas estructurales deberán ser diseñados con el fin de mantener su función de soporte de cargas, durante incendios, y de otros requisitos de desempeño establecidos para la ocupación del edificio.

El método de diseño será el LRFD (Load and Resistance factor design), diseño por factores de carga y resistencia, o por resistencia última, y se lo realiza de acuerdo a:

$$R_u \leq \Phi R_n \quad (3.1)$$

Siendo:

Ru: Resistencia requerida (LRFD)

Rn: Resistencia Nominal

Φ: Factor de resistencia

ΦRn: Resistencia de diseño

El acero a utilizar en el diseño será el A36, ($f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$, $f_u=4100 \text{ kg/cm}^2$, $E=2043000 \text{ kg/cm}^2$, $G=789100 \text{ kg/cm}^2$) para elementos columnas, vigas y viguetas.

El hormigón en muros estructurales y loseta tendrá un esfuerzo de compresión de $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$.

El hormigón de relleno de columnas tendrá una resistencia a la compresión de $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$.

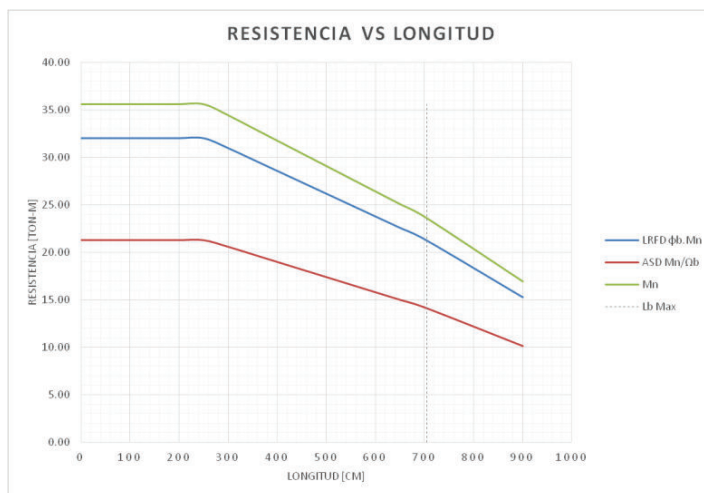
Se utiliza una losa tipo Deck metálica de espesor $e=0.65 \text{ mm}$.

3.1.2 HOJA ELECTRÓNICA DE DISEÑO

Como ayuda manual para este análisis, y para comprobar los resultados que genera el ETABS se ha programado una hoja electrónica que genere una curva de Esfuerzo vs Longitud de Arriostamiento para secciones I Armadas, que son las secciones de vigas principales y viguetas de diseño de las estructuras analizadas en el presente proyecto de titulación; cálculos que son basados en la norma ANSI/AISC 360-10 Capítulo F.

Se ha realizado una hoja electrónica de apoyo para realizar el chequeo manual de la resistencia de diseño de las secciones analizadas. Esta hoja electrónica se presenta en el Anexo 1. Como un resultado grafico se genera una curva Resistencia [ton-m] vs Longitud de Arriostamiento [m]:

FIGURA 3.1 RESULTADOS HOJA ELECTRÓNICA DE APOYO



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

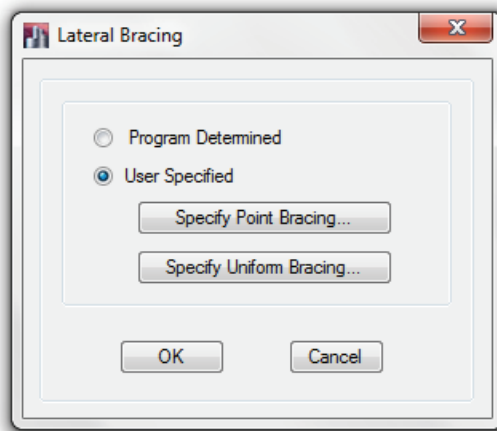
3.1.3 LONGITUD DE ARRIOSTRAMIENTO (L_{tb})

Como se observó en la Figura 3.1 la longitud de arriostramiento es un parámetro esencial que se debe considerar en el diseño, ya que influye directamente en la resistencia de la sección propuesta.

Es importante mencionar que los elementos que se modelan en etabs, no son secciones compuestas, y la longitud que el programa considera es la longitud total del modelo, sin embargo, en la realidad la losa deck se vincula con las vigas y viguetas mediante conectores de corte espaciados a una distancia propuesta por el calculista estructural, y de una u otra manera se genera una sección compuesta.

Etabs permite al usuario adoptar este parámetro en la opción *Design > Steel Frame Design > Lateral Bracing*, como puntos o distancias fijas o relativas.

FIGURA 3.2 LONGITUD DE ARRIOSTRAMIENTO ETABS



FUENTE: ETABS

ELABORADO: PAZMIÑO L. HENRY P.

En los diseños de los edificios del presente proyecto, se adoptaran longitudes de arriostramiento para viguetas de 1 [m].

3.1.4 DISEÑO ESTRUCTURAL TORRE 6

3.1.4.1 Columnas

Como columnas principales de diseño se han considerado dos secciones:

HSS 450x450x10 (Niveles N-9.45 a N+19.25)

HSS 400x400x8 mm (Niveles N+19.25 a N+37.25)

Las columnas se rellenarán de Hormigón Simple $f'c$ 240 kg/cm².

3.1.4.2 Vigas

Como vigas principales se han considerado secciones I Armadas de I120x10x400x4, I200x15x400x4.

3.1.4.3 Viguetas

Se utiliza una sección de vigueta tipo I Armada de 100x4x300x3.

3.1.4.4 Losa

Para el sistema de piso se utilizara una losa tipo Deck metálica, de $e=0.65$ mm, con una loseta de 6 cm sobre la cresta del deck de hormigón simple de $f'c=210$ kg/cm².

3.1.4.5 Muros de Corte

Se utilizara un espesor único de $e=25$ cm para los muros que conforman la caja de ascensores y cajón de escaleras.

TABLA 3.1 ACERO MÍNIMO EN MUROS ESTRUCTURALES

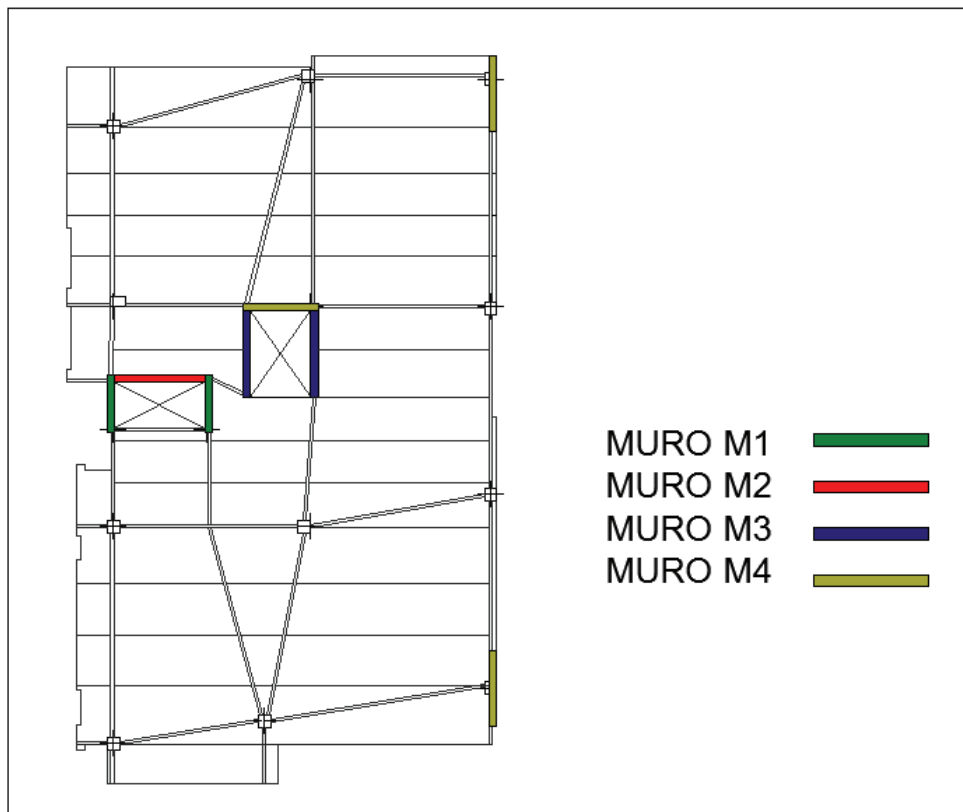
ACERO MÍNIMO EN MURO ESTRUCTURAL	
Cuantía longitudinal y transversal	0.0025
Geometría	

Espesor del muro	e	25	30	cm
Área hormigón	Ag	2500	3000	cm ² /ml
Acero por cuantía mínima	As	6.25	7.5	cm ² /ml
Acero de refuerzo				
Separación entre aceros		15	15	cm
Número de capas		2	2	Capas
Número total de varillas a usar		13.33	13.33	varillas
Área de las varillas		0.47	0.56	cm ²
Diámetro de varilla a usar		7.73	8.46	mm
USAR ϕ		10	@ 15	Bidireccional en dos capas

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

En el ANEXO 2 se presentan los diagramas de Interacción de cada muro para comprobar que resisten las solicitaciones de carga.

FIGURA 3.3 MUROS DE CORTE TORRE 6



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

3.1.5 DISEÑO ESTRUCTURAL JADE

3.1.5.1 Columnas

Como columnas principales de diseño se han considerado dos secciones:

HSS 400x600x10 (Niveles de subsuelos)

HSS 400x600x12 mm (Niveles de entrepiso)

Las secciones se rellenaran de Hormigón Simple $f'c=240$ kg/cm².

3.1.5.2 Vigas

Como vigas principales se han considerado secciones I Armadas:

500x10_200x10

500x5_150x10

300x3_80x6

3.1.5.3 Viguetas

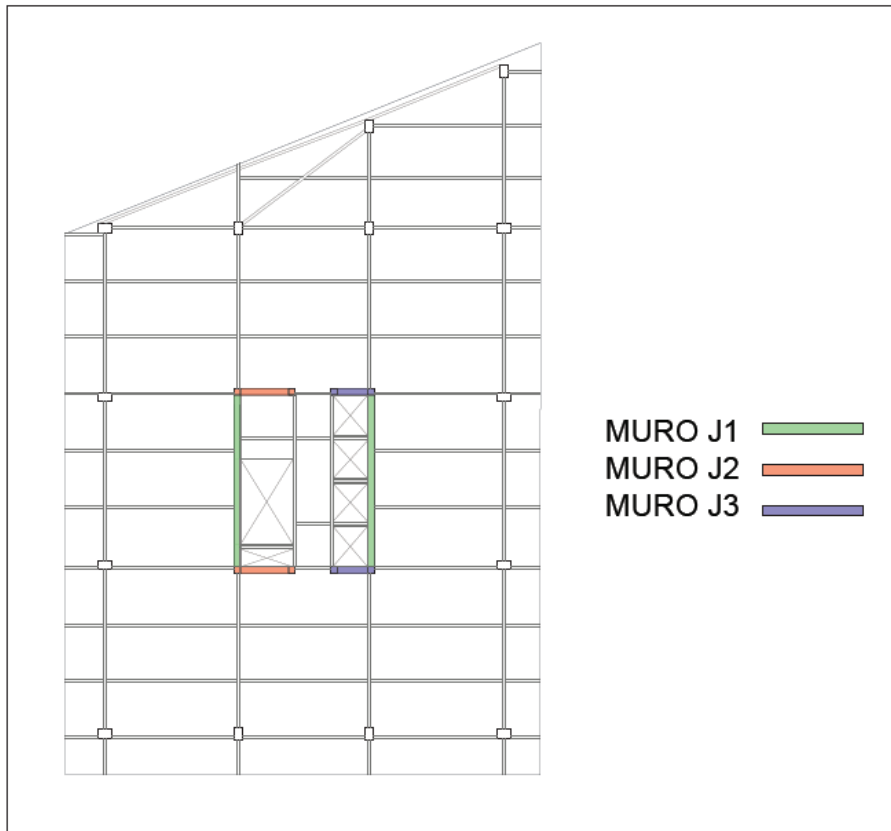
Se utiliza una sección de vigueta tipo I Armada de 400x3_80x5

3.1.5.4 Losa

Para el sistema de piso se utilizara una losa tipo Deck metálica, de $e=0.65$ mm, con una loseta de 6 cm sobre la cresta del deck de hormigón simple de $f'c=210$ kg/cm².

3.1.5.5 Muros de Corte

Se utilizara un espesor único de $e=30$ cm para los muros que conforman la caja de ascensores y cajón de escaleras.

FIGURA 3.4 MUROS DE CORTE JADE

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

En el ANEXO 3 se presentan los diagramas de Interacción de cada muro para comprobar que resisten las solicitaciones de carga.

3.1.6 DISEÑO ESTRUCTURAL PIETRA

3.1.6.1 Columnas

Como columnas principales de diseño se han considerado las siguientes secciones:

HSS 300x300x8

HSS 300x300x10

HSS 300x300x10

Las secciones se rellenaran de Hormigón Simple $f'c$ 240 kg/cm².

3.1.6.2 Vigas

Como vigas principales se han considerado secciones I Armadas:

450x5_100x10

450x5_150x10

500x5_120x10

3.1.6.3 Viguetas

Se utiliza una sección de vigueta tipo I Armada:

350x3_100x4

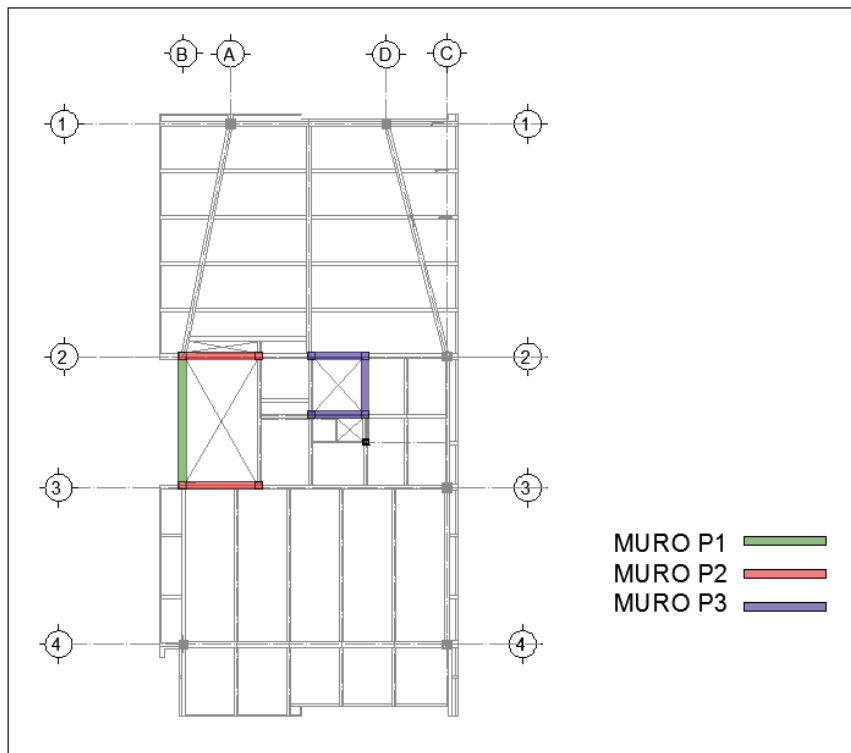
250x3_80x5

3.1.6.4 Losa

Para el sistema de piso se utilizara una losa tipo Deck metálica, de $e = 0.65$ mm, con una loseta de 6 cm sobre la cresta del deck de hormigón simple de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

3.1.6.5 Muros de Corte

Se utilizara un espesor único de $e = 30 \text{ cm}$ para los muros que conforman la caja de ascensores y cajón de escaleras

FIGURA 3.5 MUROS DE CORTE PIETRA

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

En el ANEXO 4 se presentan los diagramas de Interacción de cada muro para comprobar que resisten las solicitaciones de carga.

3.1.7 DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICIO 4

3.1.7.1 Columnas

Como columnas principales de diseño se han considerado las siguientes secciones: HSS 300x300x10

Las secciones se rellenaran de Hormigón Simple $f'c$ 240 kg/cm².

3.1.7.2 Vigas

Como vigas principales se han considerado secciones I Armadas:

400x3_100x8

400x4_100x8

500x5_100x8

3.1.7.3 Viguetas

Se utiliza una sección de vigueta tipo I Armada:

300x3_80x8

350x3_100x5

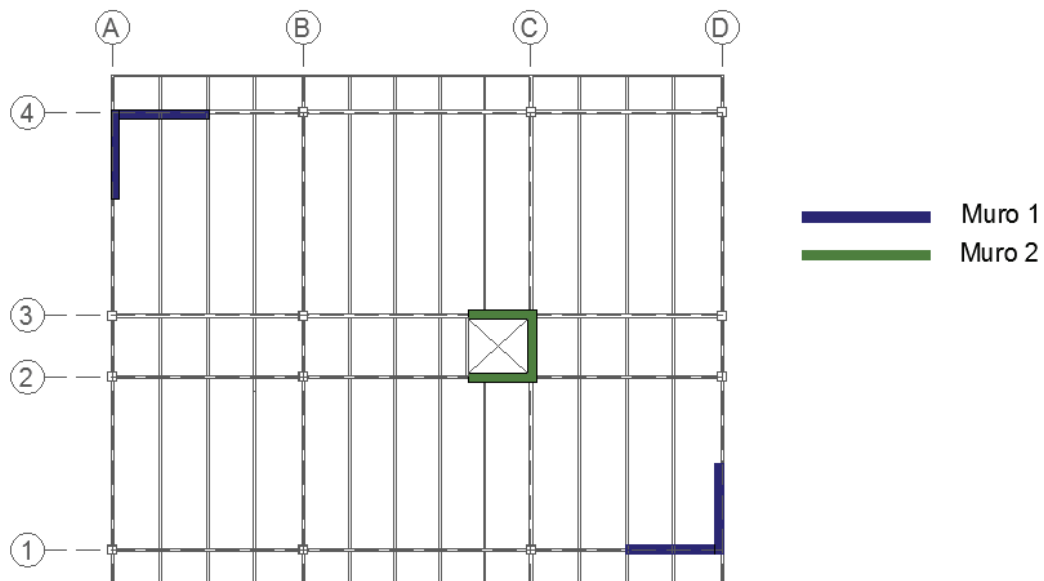
3.1.7.4 Losa

Para el sistema de piso se utilizara una losa tipo Deck metálica, de $e = 0.65$ mm, con una loseta de 6 cm sobre la cresta del deck de hormigón simple de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

3.1.7.5 Muros de Corte

Se utilizara un espesor único de $e = 30 \text{ cm}$ para los muros estructurales.

FIGURA 3.6 MUROS DE CORTE EDIFICIO 4



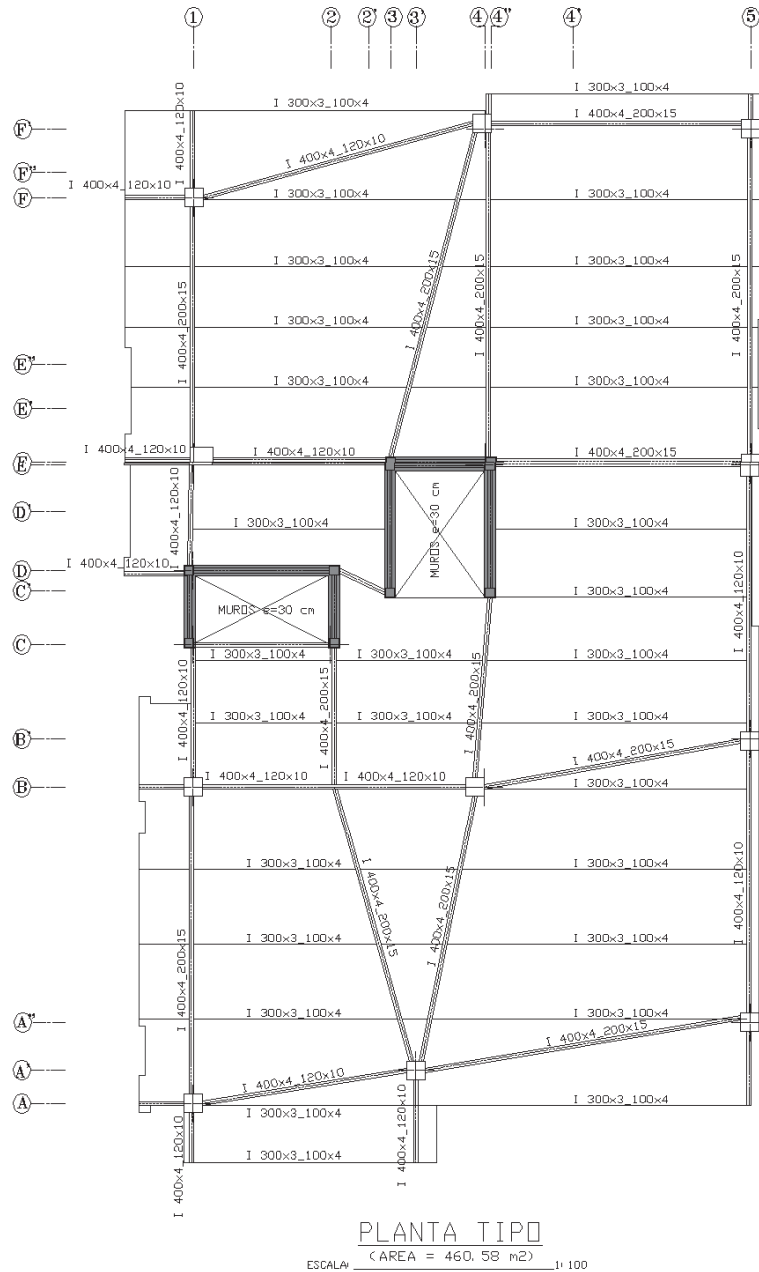
Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

En el ANEXO 5 se presentan los diagramas de Interacción de cada muro para comprobar que resisten las solicitaciones de carga:

3.2 RESUMEN DE MATERIALES Y PLANOS ESTRUCTURALES REFERENCIALES

3.2.1 TORRE 6

FIGURA 3.7 PLANTA ESTRUCTURAL TIPO TORRE 6



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

TABLA 3. 2 RESUMEN DE MATERIALES TORRE 6

TORRE 6						
Marca	Sección	Element Type	# Piezas	Longitud total m	Peso total tonf	Observación
I Armada	400x4 120x10	Viga	378	1698	59.60	Viga Principal
I Armada	400x4 200x15	Viga	151	1056	78.90	Viga Principal
I Armada	250x3 80x5	Viga	340	552	7.59	Viga de Diafragma
I Armada	200x3 80x4	Viga	208	1081	12.61	Vigueta
I Armada	300x3 100x4	Viga	520	2789	39.63	Vigueta
HSS	500x500x10	Columna	126	268	49.43	Columnas
HSS	400x400x8	Columna	59	177	20.91	Columnas
HSS	600x300x8	Columna	8	12	3.84	Columnas
HSS	250x250x8	Columna	254	631	46.01	Cabezales de Muros de Corte

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

3.2.2 JADE

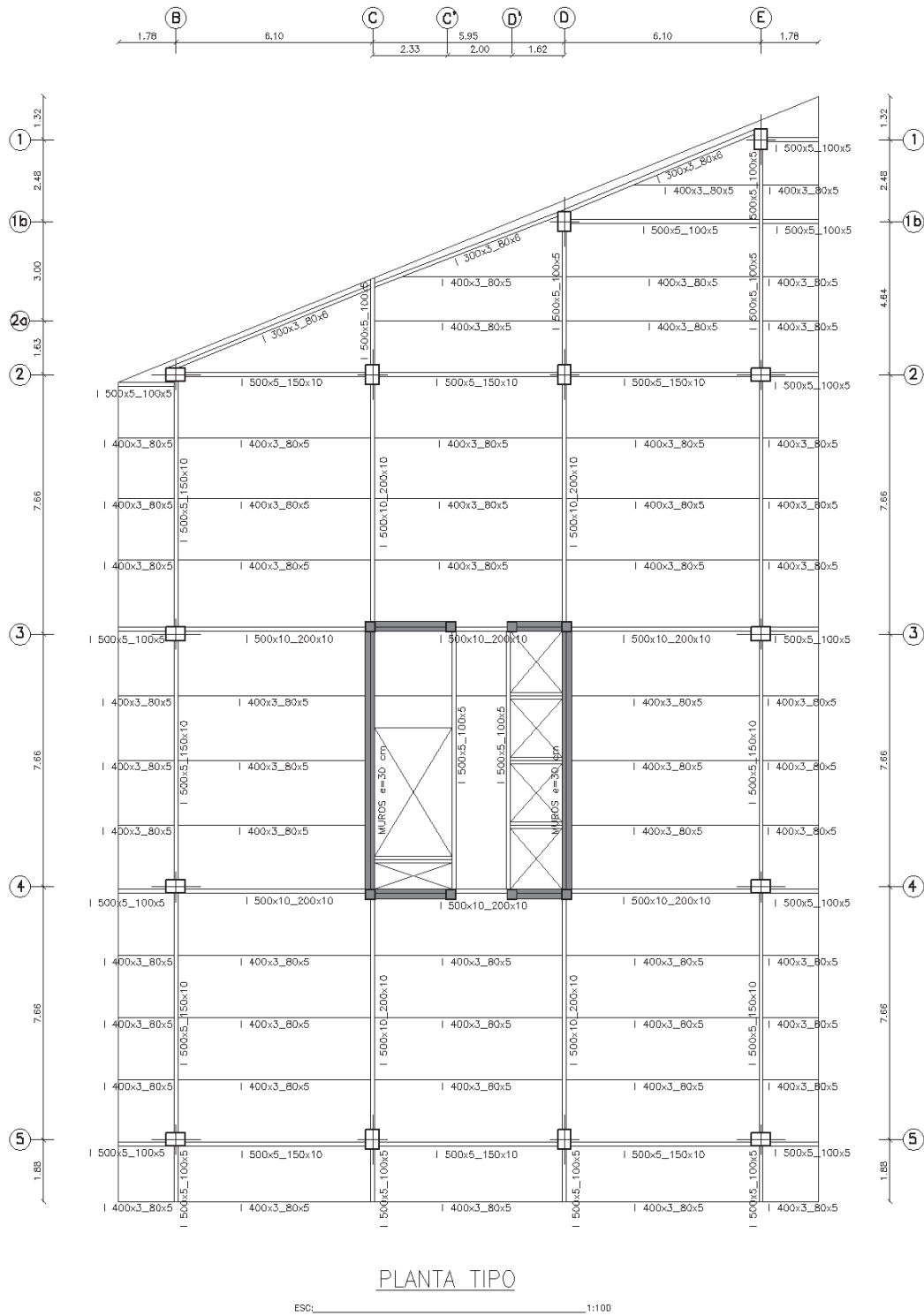
TABLA 3. 3 RESUMEN DE MATERIALES JADE

JADE						
Marca	Sección	Element Type	# Piezas	Longitud total m	Peso total tonf	Observación
I Armada	450x6 160x8	Viga	2	5.9	0.26	Viga Principal
I Armada	500x5 150x10	Viga	158	1082.4	51.56	Viga Principal
I Armada	500x5 100x10	Viga	24	166.5	6.77	Viga Principal
I Armada	450x5 150x10	Viga	5	41.9	1.94	Viga Principal
I Armada	300x3 80x6	Viga	172	1463.0	24.94	Viga Principal
I Armada	400x3 100x10	Viga	48	251.1	7.18	Viga Principal
I Armada	500x5 100x5	Viga	294	1026.5	30.31	Viga Principal
I Armada	400x4 150x10	Viga	2	12.9	0.53	Viga Principal
I Armada	500x10 200x10	Viga	178	1091.2	84.53	Viga Principal
I Armada	400x3 80x5	Viga	1176	4287.5	79.48	Viga Secundaria
I Armada	400x4 100x5	Viga	531	719.4	17.34	Viga Secundaria
I Armada	400x4 100x10	Viga	120	180.0	5.96	Viga Secundaria
I Armada	400x3 100x10	Viga	232	448.6	12.24	Vigas en Diafragmas
HSS	300x300x100	Columna	124	386.4	42.22	Cabezales Diafragmas
HSS	300x300x8	Columna	40	137.6	12.11	Cabezales Diafragmas
HSS	600x400x10	Columna	196	486.0	125.62	Columnas
HSS	600x400x12	Columna	70	137.0	42.32	Columnas

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

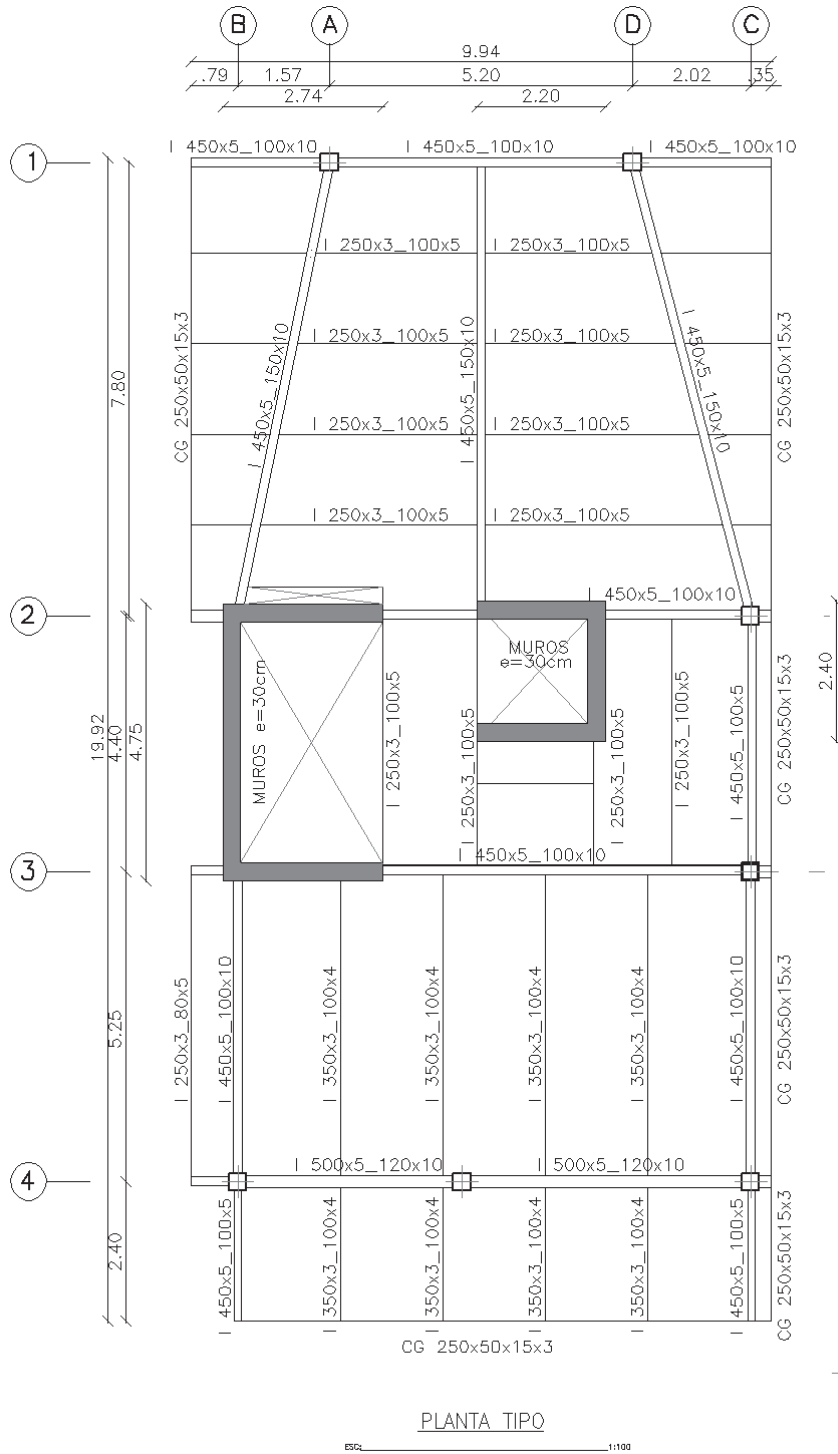
FIGURA 3.8 PLANTA ESTRUCTURAL TIPO JADE



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

3.2.3 PIETRA

FIGURA 3.9 PLANTA ESTRUCTURAL TIPO PIETRA



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

TABLA 3.4 RESUMEN DE MATERIALES PIETRA

PIETRA						
Marca	Sección	Element Type	# Piezas	Longitud total m	Peso total tonf	Observación
I Armada	450x6 200	Viga	1	8.1	0.48	Viga Principal
I Armada	500x5 120x10	Viga	18	75.3	3.17	Viga Principal
I Armada	450x5 100x10	Viga	109	381.2	14.02	Viga Principal
I Armada	450x5 150x10	Viga	36	237.3	11.04	Viga Principal
I Armada	450x5 100x5	Viga	42	156.5	4.46	Viga Principal
I Armada	300x3 80x6	Viga	20	69.7	1.20	Viga Secundaria
I Armada	400x3 100x10	Viga	2	22.3	0.65	Viga Secundaria
I Armada	350x3 120x8	Viga	15	20.7	0.56	Viga Secundaria
I Armada	350x3 100x5	Viga	80	124.4	2.36	Viga Secundaria
I Armada	350x3 120x10	Viga	2	6.4	0.19	Viga Secundaria
I Armada	350x3 100x4	Viga	94	291.6	5.00	Viga Secundaria
I Armada	250x3 80x5	Viga	70	154.3	2.16	Viga Secundaria
I Armada	250x3 100x5	Viga	228	513.9	8.12	Viga Secundaria
I Armada	300x3 100x6	Viga	10	10.0	0.19	Viga Secundaria
I Armada	350x3 100x10	Viga	8	19.0	0.54	Viga Secundaria
I Armada	250x3 80x5	Viga	237	407.8	5.51	Vigas en Diafragmas
Correa CG	250x50x15x3	Viga	51	274.8	1.81	Viguetas
HSS	400x400x10	Columna	10	21.0	3.08	Columnas
HSS	300x300x10	Columna	41	111.0	12.13	Columnas
HSS	300x300x8	Columna	138	369.0	32.47	Columnas
HSS	200x200x4	Columna	10	30.0	0.89	Columnas

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

3.2.4 EDIFICIO 4

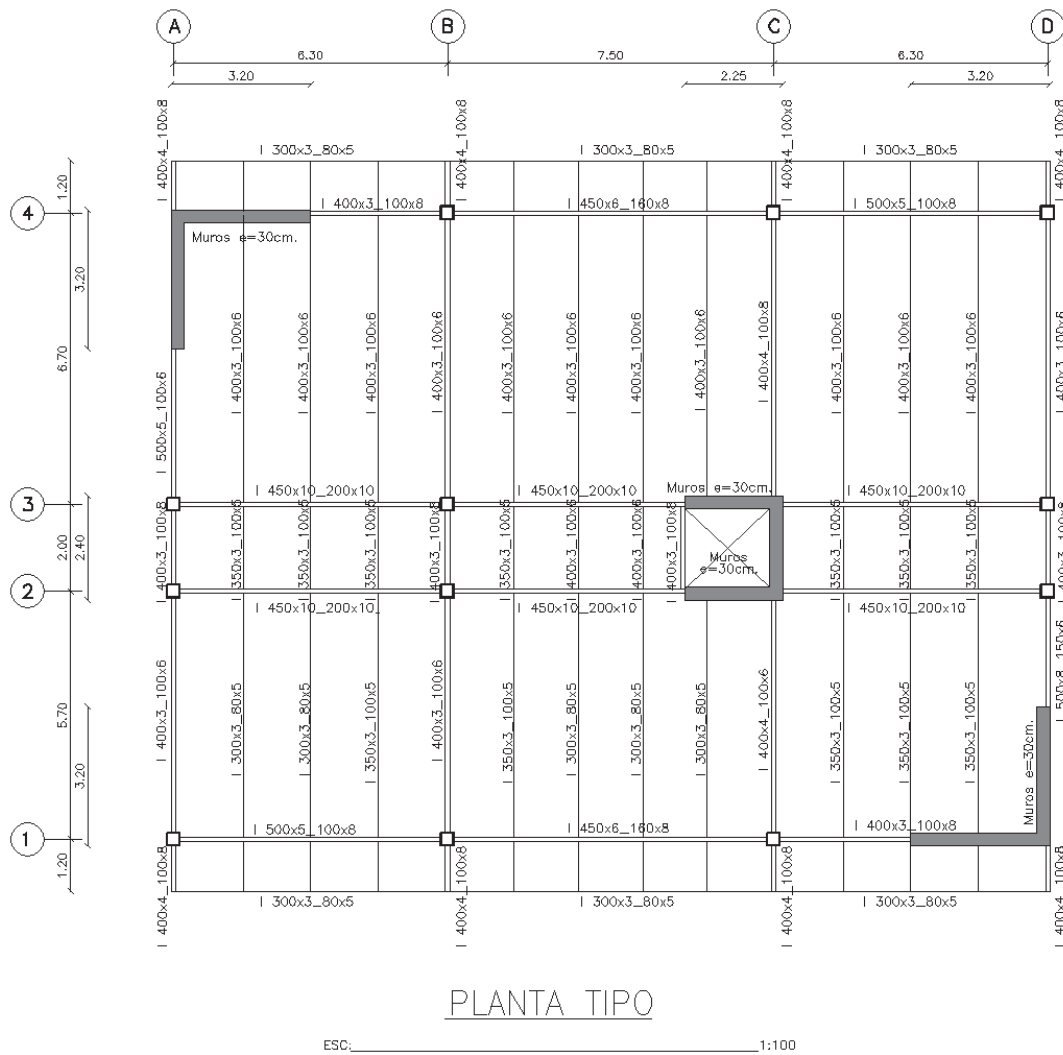
TABLA 3.5 RESUMEN DE MATERIALES EDIFICIO 4

EDIFICIO 4						
Marca	Sección	Element Type	# Piezas	Longitud total m	Peso total tonf	Observación
I Armada	400x3 100x8	Viga	200	649.4	15.64	Viga Principal
I Armada	450x6 160x8	Viga	20	150	7.00	Viga Principal
I Armada	450x10 200x10	Viga	60	362	26.97	Viga Principal
I Armada	500x8 150x10	Viga	10	25	1.43	Viga Principal
I Armada	400x4 100x8	Viga	10	67	1.90	Viga Principal
I Armada	400x3 100x6	Viga	43	255.5	5.40	Viga Principal
I Armada	400x4 100x6	Viga	15	63.35	1.55	Viga Principal
I Armada	500x5 100x6	Viga	10	35	1.11	Viga Principal
I Armada	500x5 100x8	Viga	20	126	4.54	Viga Principal
I Armada	250x3 80x6	Viga	24	78	1.13	Viga Principal
I Armada	350x3 100x5	Viga	116	417	7.93	Viga Secundaria
I Armada	400x3 80x4	Viga	141	648.3	11.09	Viga Secundaria
I Armada	300x3 80x6	Viga	40	228	3.92	Viga Secundaria
I Armada	400x3 100x6	Viga	145	837.2	18.64	Viga Secundaria
I Armada	400x4 100x6	Viga	15	100.5	2.61	Viga Secundaria
I Armada	400x4 100x8	Viga	10	20	0.59	Viga Secundaria
I Armada	400x3 80x4	Viga	156	217.75	3.38	Viga en Diafragmas
HSS	250x250x8	Columna	130	390	28.45	Cabezales Diafragmas
HSS	300x300x10	Columna	156	468	51.13	Columnas

Fuente: ETABS

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

FIGURA 3.10 PLANTA ESTRUCTURAL TIPO EDIFICIO 4



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

3.3 CURVAS DE CORTE BASAL (V) VS DEFORMACIÓN (D)

Las curvas Corte Basal vs Desplazamiento presentan tendencias esperadas en donde la estructura, mediante el incremento de carga se presenta como elástica, hasta llegar a un rango de fluencia, es decir, donde se empiezan a presentar rotulas plásticas en los elementos estructurales.

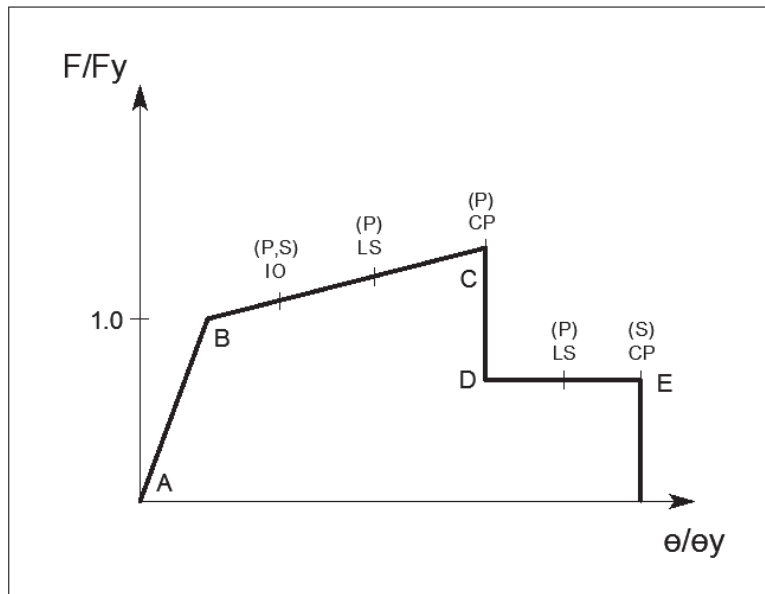
Se observará también 5 puntos importantes en la curva, A, B, C, D y E que son usados para definir el comportamiento de deflexión de la articulación. Tales

puntos se tomaran para interpretar tres puntos importantes en el análisis no lineal que son:

- IO: Operación Inmediata
- LS: Seguridad de Vida
- CP: Colapso Plástico

Estos puntos se identifican en la siguiente figura:

FIGURA 3.11 GRADO DE ESFUERZO RESPECTO A LA FLUENCIA F/F_y VS RELACIÓN DE GIRO θ/θ_y DEL ELEMENTO



Fuente: Ingeniería Sísmica - Jorge Vintimilla

De la figura anterior se puede notar que:

- un elemento cuya respuesta este entre B y IO indica que la estructura puede ser ocupada de inmediato luego del sismo.
- si la respuesta está en el tramo entre IO y LS se debe definir con un criterio técnico si la estructura tiene la seguridad suficiente para garantizar las vidas de sus ocupantes.
- Si la estructura está en el punto CP será necesario prevenir el colapso por medio de rehabilitación al elemento en cuestión.

En el presente proyecto de titulación, de las gráficas obtenidas se tomarán los resultados en los puntos B y C, como Carga de Ocupación Inmediata V_{IO} y Carga de prevención al Colapso V_{CP} , respectivamente, por ser los puntos más cercanos a los requeridos.

Además se calculará el factor q (Factor Referencial por comportamiento estructural) de cada estructura en las dos direcciones principales con la siguiente expresión:

$$q = V_{max} / V_y$$

$$V_y = V_{U\ NEC} / 1.4$$

Siendo:

V_{max} : Carga de Ocupación Inmediata
 V_y : Carga de servicio de Diseño
 $V_{U\ NEC}$: Carga última de diseño (Corte Basal NEC)

Los resultados generados se comparan con la siguiente tabla que categoriza la ductilidad de la estructura:

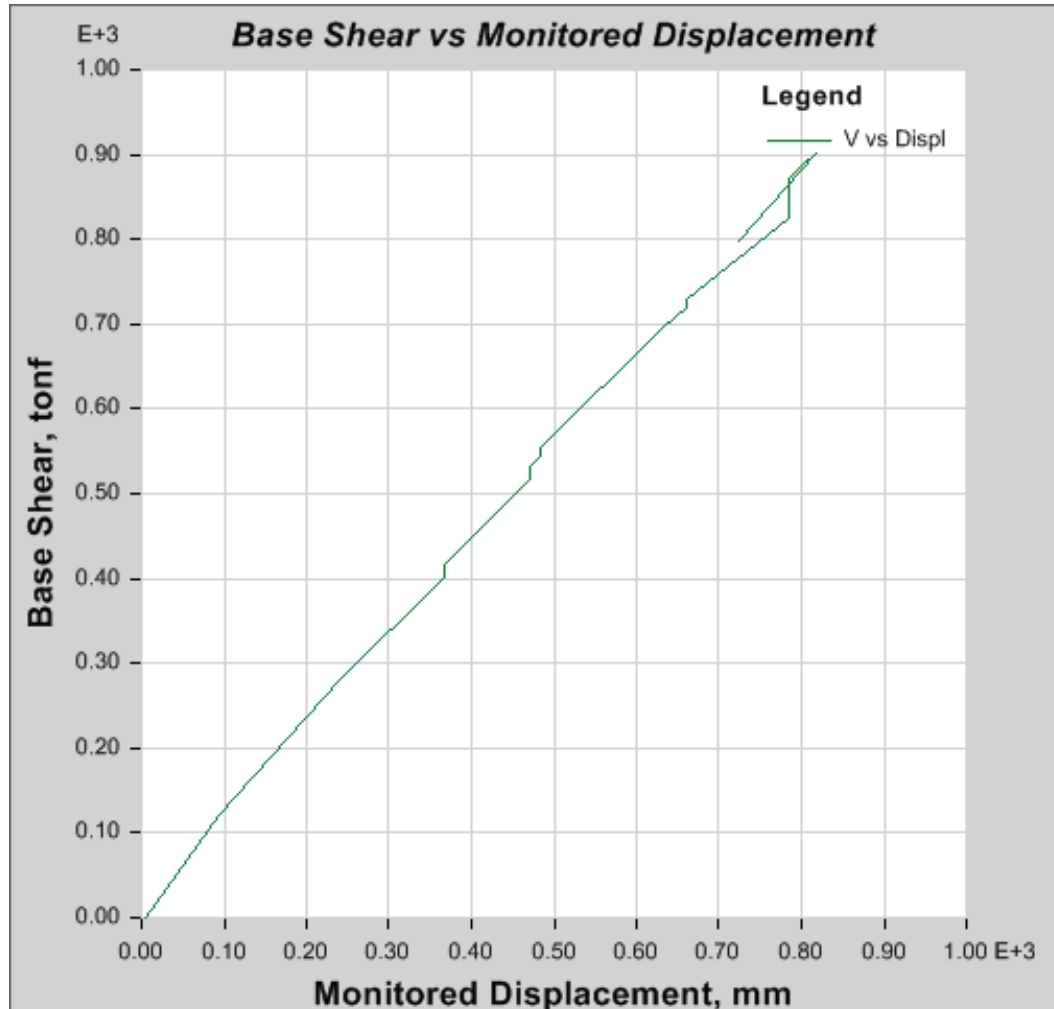
TABLA 3.6 TIPOS DE CONCEPTO SISMO RESISTENTE

Design Concepts for Structural Behaviour	Ductility Class	Reference behaviour factor q
Non dissipative	DCL or Low Ductility	$q \leq 1.5$
Non dissipative	DCL or Low Ductility	$1.5 < q \leq 2.0$
Dissipative	DCM or Medium Ductility	$2.0 < q \leq 4.0$
Dissipative	DCH or High Ductility	$q > 4.0$

Fuente: Ingeniería Sísmica - Jorge Vintimilla

3.3.1 TORRE 6

FIGURA 3.12 TORRE 6, PUSHOVER X, CORTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO



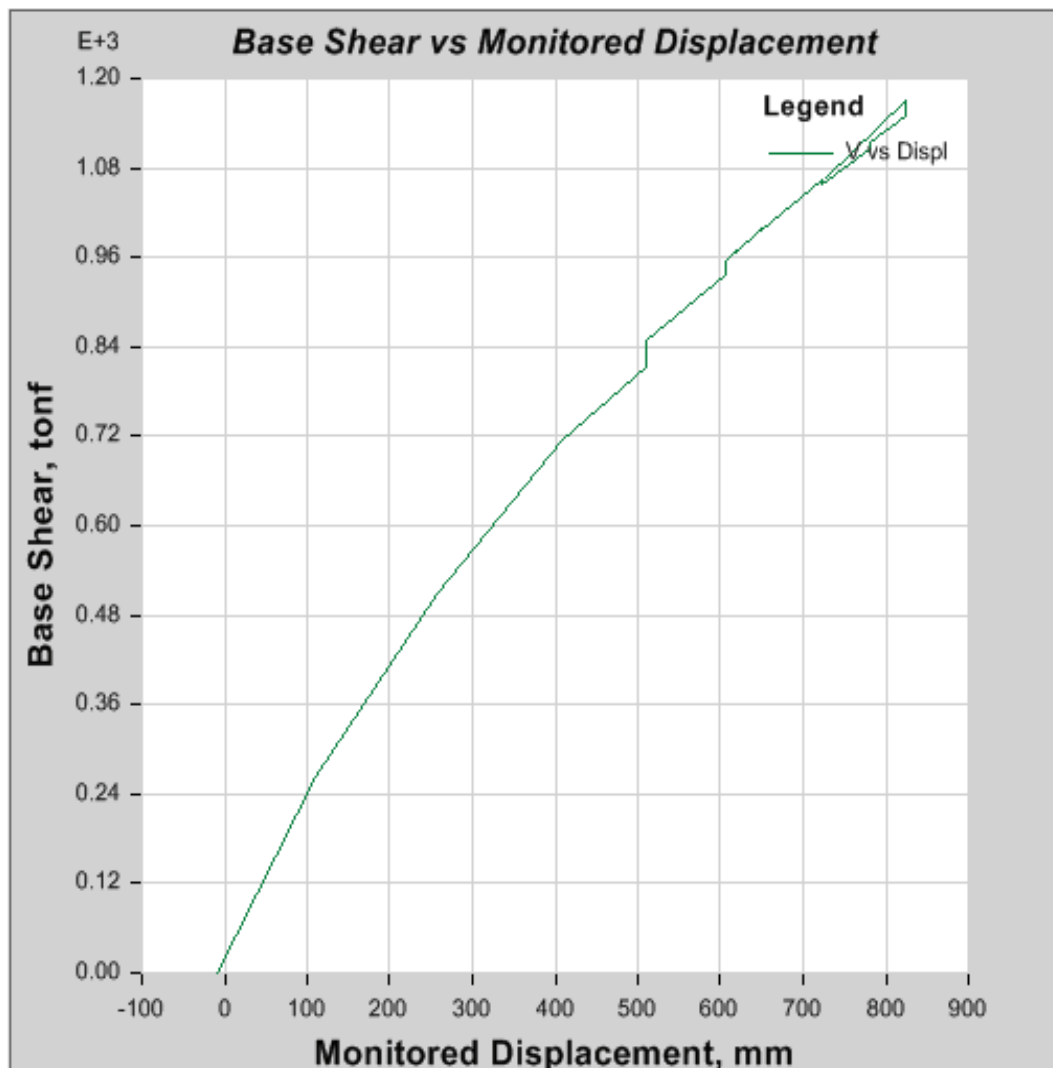
Fuente: Etabs

Puntos relevantes PUSHOVER X Torre 6:

B: Desplazamiento = 62.81 [cm] Corte Basal = 692.60 [ton]

C: Desplazamiento = 88.94 [cm] Corte Basal = 902.19 [ton]

FIGURA 3.13 TORRE 6, PUSHOVER Y, CORTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

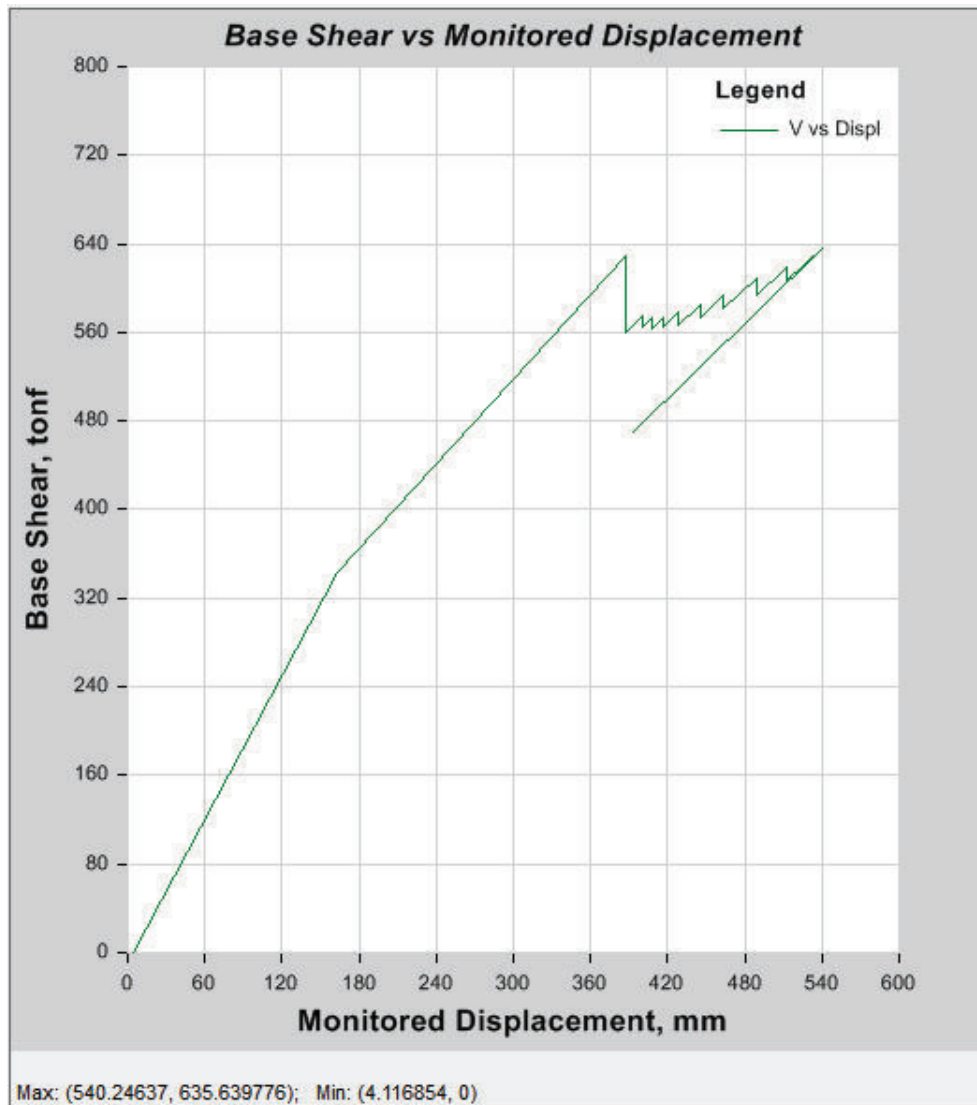
Puntos relevantes PUSHOVER Y Torre 6:

B: Desplazamiento = 42.91 [cm] Corte Basal = 734.37 [ton]

C: Desplazamiento = 58.63 [cm] Corte Basal = 918.09 [ton]

3.3.2 JADE

FIGURA 3.14 JADE, PUSHOVER X, CORTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO

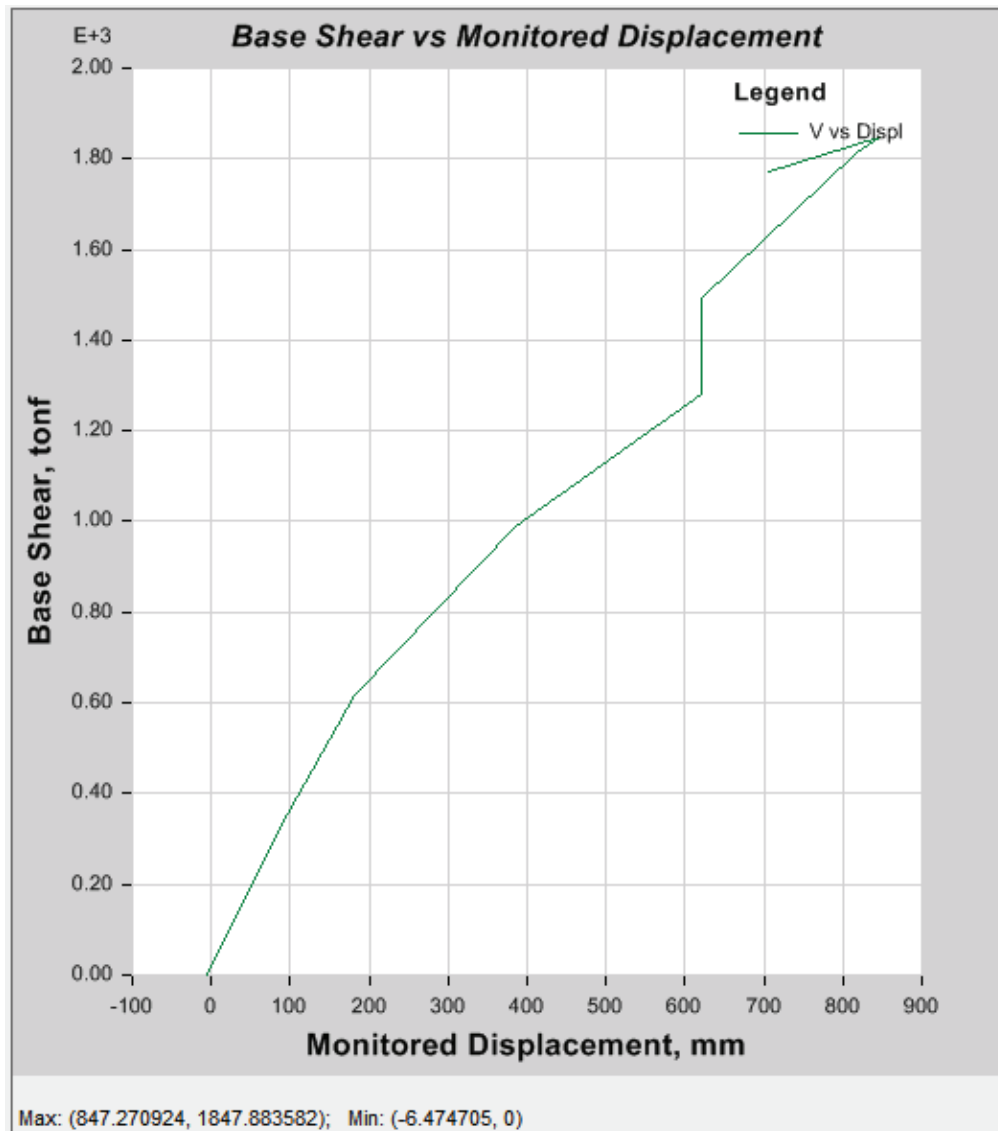


Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Puntos relevantes PUSHOVER X Jade:

- | | | |
|----|------------------------------|----------------------------|
| B: | Desplazamiento = 71.95 [cm] | Corte Basal = 629.84 [ton] |
| C: | Desplazamiento = 113.86 [cm] | Corte Basal = 635.64 [ton] |

FIGURA 3.15 JADE, PUSHOVER Y, CORTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

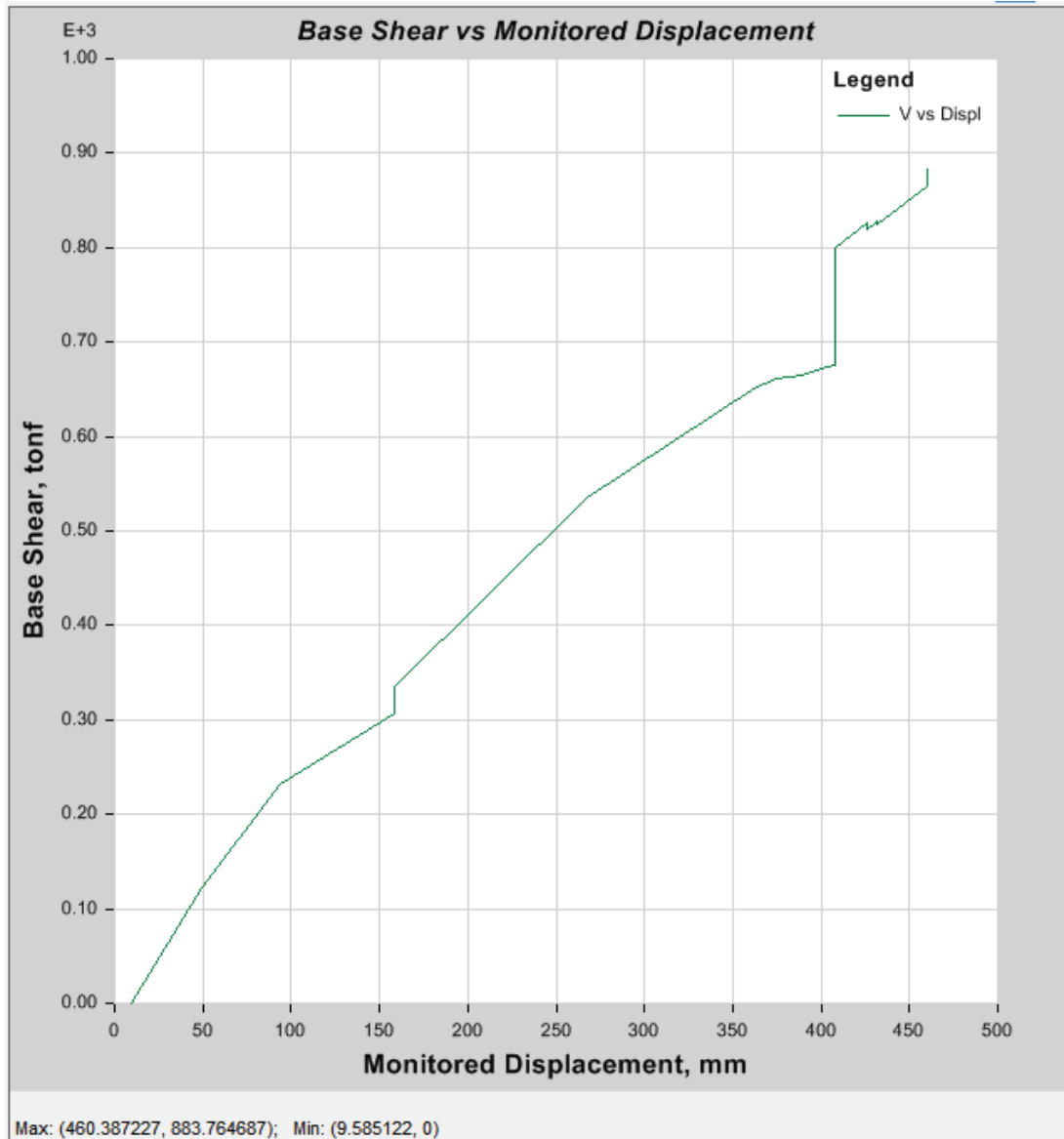
Puntos relevantes PUSHOVER Y Jade:

B: Desplazamiento = 47.27 [cm] Corte Basal = 1096.98 [ton]

C: Desplazamiento = 63.58 [cm] Corte Basal = 1516.71 [ton]

3.3.3 PIETRA

FIGURA 3.16 PIETRA, PUSHOVER X, CORTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO

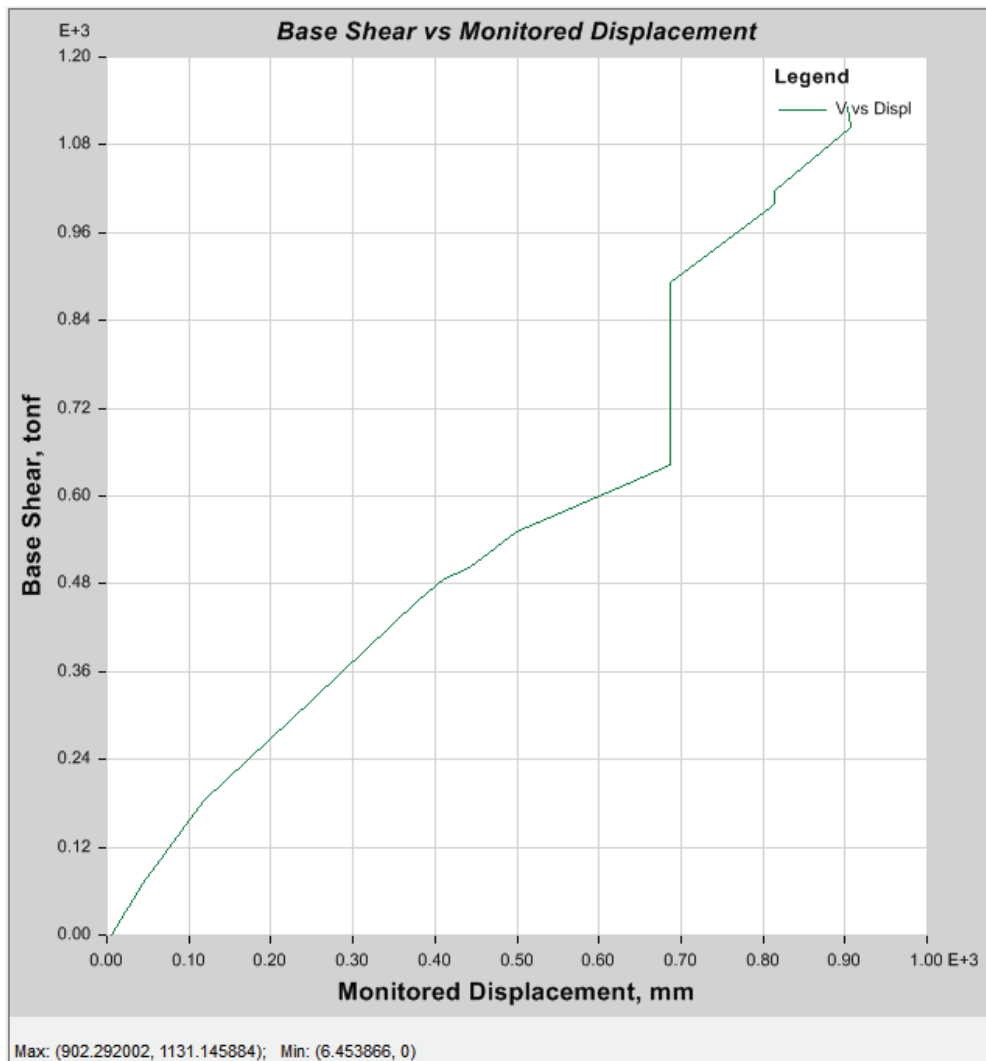


Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Puntos relevantes PUSHOVER X Pietra:

B: Desplazamiento = 20.35 [cm] Corte Basal = 418.13 [ton]

C: Desplazamiento = 24.29 [cm] Corte Basal = 490.89 [ton]

FIGURA 3.17 PIETRA, PUSHOVER Y, CORTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

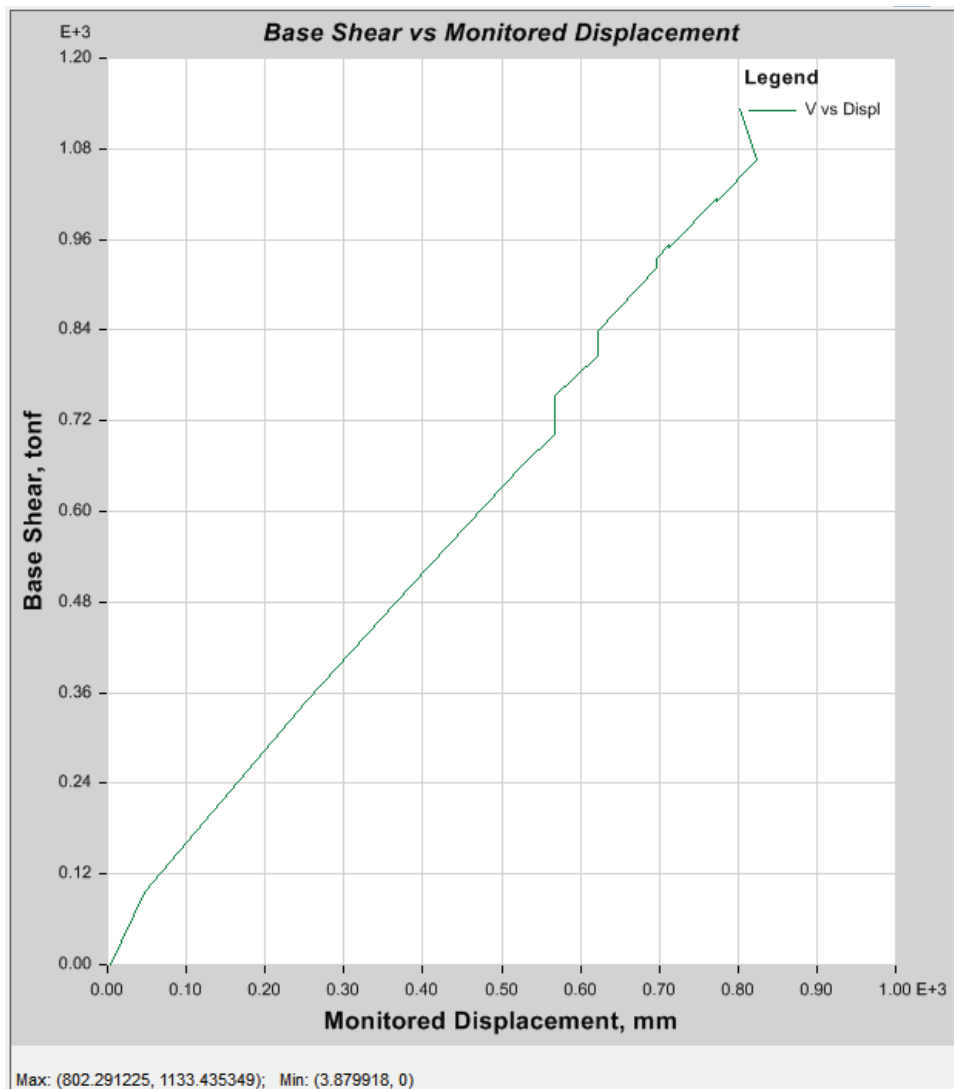
Puntos relevantes PUSHOVER Y Pietra:

B: Desplazamiento = 44.9 [cm] Corte Basal = 507.99 [ton]

C: Desplazamiento = 64.98 [cm] Corte Basal = 623.79 [ton]

3.3.4 EDIFICIO 4

FIGURA 3.18 EDIFICIO 4, PUSHOVER X, CORTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO



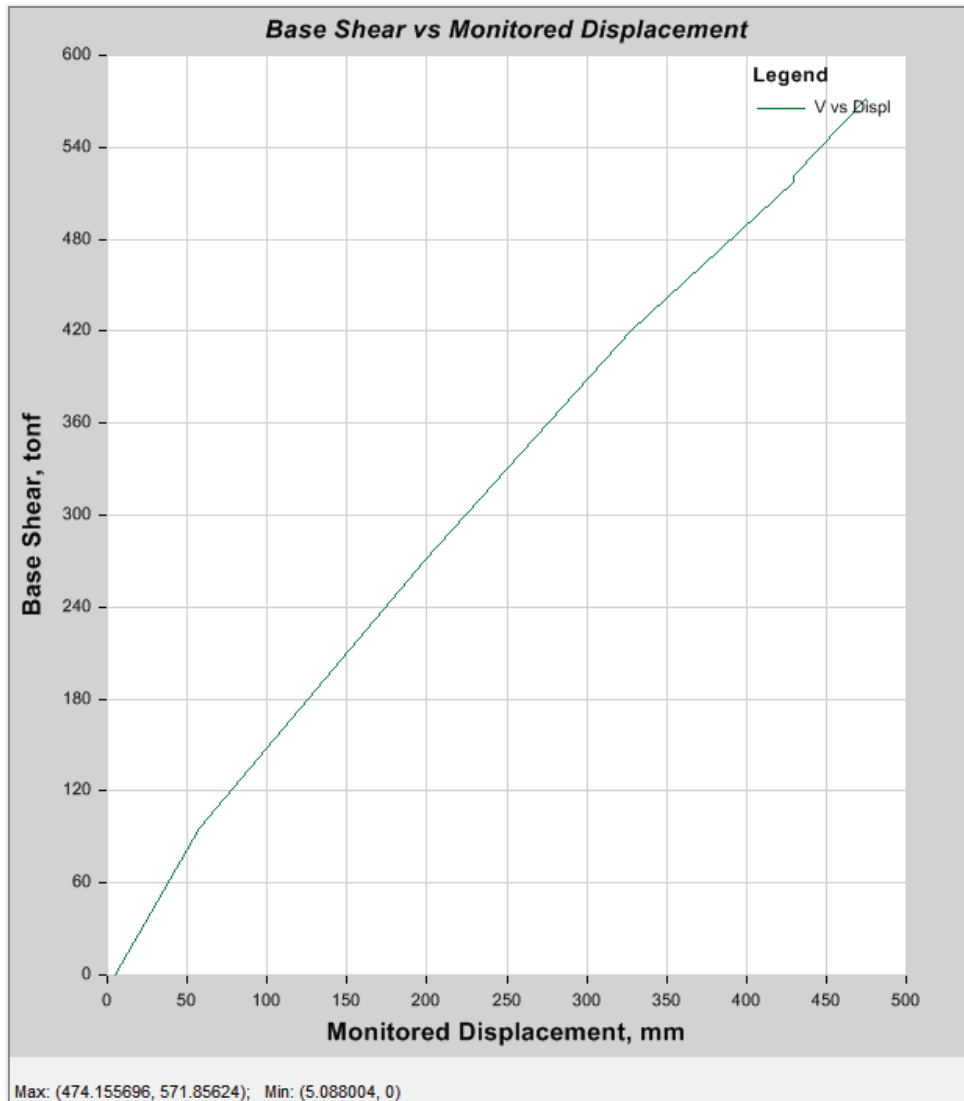
Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Puntos relevantes PUSHOVER X Edificio 4:

B: Desplazamiento = 37.75 [cm] Corte Basal = 492.95 [ton]

C: Desplazamiento = 53.50 [cm] Corte Basal = 669.16 [ton]

FIGURA 3.19 EDIFICIO 4, PUSHOVER Y, CORTE BASAL VS DESPLAZAMIENTO



Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Puntos relevantes PUSHOVER Y Edificio 4:

B:	Desplazamiento = 36.87 [cm]	Corte Basal = 459.61 [ton]
C:	Desplazamiento = 50.72 [cm]	Corte Basal = 571.86 [ton]

CAPÍTULO 4.

COSTOS Y PRESUPUESTO

4.1 PRECIOS UNITARIOS

La siguiente tabla muestra los rubros y unidades con los que se conformara el presupuesto de la estructura de cada proyecto:

TABLA 4.1 DESCRIPCIÓN DE RUBROS Y UNIDADES PRESUPUESTO REFERENCIAL

CODIGO	RUBRO	UNIDAD
	MOVIMIENTO DE TIERRAS	
000001	EXCAVACION A MAQUINA Y DESALOJO	m ³
000002	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION F'C = 18	m ³
	HORMIGON ARMADO CIMENTACION	
000003	HORMIGON EN MUROS F'C = 210 KG/CM2	m ³
000004	HORMIGON EN LOSA DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2	m ³
000005	HORMIGON EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2	m ³
000006	HORMIGON EN TANQUE CISTERNA F'C = 240 KG/CM2	m ³
000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg
	CONTRAPISOS	
000008	RELLENO TIERRA COMPACTADA	m ³
000009	RELLENO LASTRE COMPACTADO	m ³
000010	MALLA ELECTROSOLDADA 4 MM CADA 100 MM	m ²
	HORMIGON EN COLUMNAS, DIAFRAGMAS Y GRADAS	
000011	HORMIGON EN COLUMNAS F'C = 240 KG/CM2	m ³
000013	HORMIGON EN DIAFRAGMAS F'C = 240 KG/CM2	m ³
000014	HORMIGON EN ESCALERAS F'C = 240 KG/CM2	m ³
000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg
	LOSETAS HORMIGON	
000015	HORMIGON EN LOSETAS F'C = 240 KG/CM2 ALTURA PROMEDIO 10 CM	m ³
000016	PANEL METALICO 0.65 MM, CON CONECTORES DE CORTE 12 MM CADA 200 MM	m ²
000017	MALLA ELECTROSOLDADA 5 MM CADA 100 MM	m ²
000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg
	ESTRUCTURA METALICA	
000019	ACERO ESTRUCTURAL A36 (FY=2530 KG/CM2)	kg

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

A Continuación se detalla el Análisis de Precios Unitarios de cada rubro en particular:

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY P.
 CODIGO: 000001
 RUBRO: EXCAVACION A MAQUINA Y DESALOJO

Hoja 1 de
20

UNIDAD: m³
 DETALLE:

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Retroexcavadora	1.00	85.00	85.00	0.0200	1.70
Volqueta 8 m3	1.00	35.00	35.00	0.0500	1.75
Herramienta Menor	1.00	0.50	0.50	0.0500	0.02
SUBTOTAL M					3.47

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Peón-Estruc.Ocup. E2	1.00	3.18	3.18	0.0800	0.25
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	1.00	3.57	3.57	0.0400	0.14
SUBTOTAL N					0.40

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
SUBTOTAL O					0.00

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		3.87		
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	0.77		
COSTO TOTAL DEL RUBRO		4.64		
VALOR OFERTADO		4.64		

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY
CODIGO: P. 000002
RUBRO: REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION F'C = 180 KG/CM2

UNIDAD: m3
DETALLE: Hoja 2 de 20

Table with columns: DESCRIPCION, CANTIDAD A, TARIFA B, COSTO HORA C=A*B, RENDIMIENTO R, TOTAL D=C*R. Includes rows for 'Herramienta Menor' and 'Vibrador de Concreto', and a 'SUBTOTAL M' row with value 2.50.

Table with columns: DESCRIPCION, CANTIDAD A, JORNAL /HR B, COSTO HORA C=A*B, RENDIMIENTO R, TOTAL D=C*R. Includes rows for 'Albañil-Estruc.Ocup. D2', 'Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1', 'Peón-Estruc.Ocup. E2', and 'Ayudante-Estruc.Ocup. D2', and a 'SUBTOTAL N' row with value 9.78.

Table with columns: DESCRIPCION, UNIDAD, CANTIDAD A, PRECIO UNITARIO B, COSTO C=A*B. Includes row for 'Hormigón Premezclado F'c=180kg/cm2', and a 'SUBTOTAL O' row with value 80.34.

Table with columns: DESCRIPCION, UNIDAD, DISTANCIA A, PRECIO UNITARIO B, COSTO C = A x B. Includes a 'SUBTOTAL P' row with value 0.00.

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) 92.62
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%) 20 18.52
COSTO TOTAL DEL RUBRO 111.14
VALOR OFERTADO 111.14

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY
 CODIGO: P. 000003
 RUBRO: HORMIGON EN MUROS F'C = 210
 KG/CM2

UNIDAD: m³ Hoja 3
 DETALLE: de 20

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	RENDIMIENTO	TOTAL
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Vibrador de Concreto	1.00	3.00	3.00	0.6000	1.80
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	1.0000	1.00
SUBTOTAL M					2.80

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO	RENDIMIENTO	TOTAL
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Albañil-Estruc.Ocup. D2	8.00	3.22	25.76	0.6000	15.46
Peón en General-Estruc.Ocup. E2	8.00	3.18	25.44	0.6000	15.26
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	3.00	3.22	9.66	0.6000	5.80
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	1.00	3.57	3.57	0.6000	2.14
SUBTOTAL N					38.66

MATERIAL					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	COSTO	
		A	UNITARIO	C=A*B	
Hormigón Premezclado F'c=210kg/cm2 (provisión, transporte, bomba)	m3.	1.03	90.0000	92.70	
Encofrados con madera contrachapada y alfajias, Incluye puntales, alambre. Clavos y otros, 8 usos	m3.	5.00	5.1000	25.50	
SUBTOTAL O					118.20

TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA	PRECIO	COSTO	
			UNITARIO	C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		159.66
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	31.93
COSTO TOTAL DEL RUBRO		191.59
VALOR OFERTADO		191.59

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY
CODIGO: P.
RUBRO: 000004
 HORMIGON EN LOSA DE CIMENTACION F'c = 240
 KG/CM2

UNIDAD: m³
DETALLE:

Hoja 4
 de 20

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Vibrador de Concreto	1.00	3.00	3.00	0.5000	1.50
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	1.0000	1.00
SUBTOTAL M					2.50

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	1.00	3.57	3.57	0.6000	2.14
Peón-Estruc.Ocup. E2	8.00	3.18	25.44	0.6000	15.26
Albañil-Estruc.Ocup. D2	8.00	3.22	25.76	0.6000	15.46
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.6000	3.86
SUBTOTAL N					36.73

MATERIAL					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B	
Hormigon Premezclado f'c=240 kg/cm2 (provisión, transporte, bomba)	m3.	1.03	92.0000	94.76	
Encofrados con madera contrachapada y alfajias, Incluye puntales, alambre. Clavos y otros, 8 usos(Losa)	m3	1.00	0.5000	0.50	
SUBTOTAL O				95.26	

TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P				0.00	

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		134.49
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	26.90
COSTO TOTAL DEL RUBRO		161.38
VALOR OFERTADO		161.38

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY
CODIGO: P. 000005
RUBRO: HORMIGON EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2

UNIDAD: m³
DETALLE:

Hoja 5
de 20

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Vibrador de Concreto	1.00	3.00	3.00	1.0000	3.00
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	1.0000	1.00
SUBTOTAL M					4.00

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Albañil-Estruc.Ocup. D2	8.00	3.22	25.76	0.6000	15.46
Peón en General-Estruc.Ocup. E2	8.00	3.18	25.44	0.6000	15.26
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.6000	3.86
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	1.00	3.57	3.57	0.6000	2.14
SUBTOTAL N					36.73

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Encofrados con madera contrachapada y alfajas, Incluye puntales, alambre. Clavos y otros, 8 usos		m3.	0.50	5.1000	2.55
Hormigon Premezclado f'c=240 kg/cm2 (provisión, transporte, bomba)		m3.	1.03	92.0000	94.76
SUBTOTAL O					97.31

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		138.04
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	27.61
COSTO TOTAL DEL RUBRO		165.64
VALOR OFERTADO		165.64

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY P.
 CODIGO: 000007
 RUBRO: ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2

UNIDAD: kg Hoja 7 de 20
 DETALLE:

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	0.0100	0.01
Cizalla	1.00	1.97	1.97	0.0100	0.02
SUBTOTAL M					0.03

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Fierrero-Estruc.Ocup.D2	1.00	3.22	3.22	0.0400	0.13
Peón para Fierrero- Estruc.Ocup. E2	2.00	3.18	6.36	0.0400	0.25
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	0.10	3.57	0.36	0.0400	0.01
SUBTOTAL N					0.40

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Alambre Galvanizado #18		Kg.	0.01	1.0000	0.01
Acero de Refuerzo fy=4200 kg/cm2		kg	1.01	1.1000	1.11
SUBTOTAL O					1.12

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1.55
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	0.31
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1.86
VALOR OFERTADO		1.86

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY P.
 CODIGO: 000008
 RUBRO: RELLENO TIERRA COMPACTADA

UNIDAD: m³
 DETALLE:

Hoja 8 de
20

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	5.00	0.50	2.50	1.0000	2.50
Carretilla Reforzada-Tipo Sidec	3.00	0.12	0.36	1.0000	0.36
Compactadora Manual con Placa 5HP.	0.50	3.12	1.56	1.0000	1.56
Pala Cuadrada-Tipo Bellota	5.00	0.04	0.20	1.0000	0.20
SUBTOTAL M					4.62

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Peón-Estruc.Ocup. E2	5.00	3.18	15.90	1.0000	15.90
Albañil-Estruc.Ocup. D2	1.00	3.22	3.22	1.0000	3.22
SUBTOTAL N					19.12

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Material Clasificado (Tierra Limpia)		m3.	0.95	0.3000	0.28
SUBTOTAL O					0.28

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO		
(M+N+O+P)		24.02
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	4.80
COSTO TOTAL DEL RUBRO		28.82
VALOR OFERTADO		28.82

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY P.
 CODIGO: 000009
 RUBRO: RELLENO LASTRE COMPACTADO

Hoja 9 de
20

UNIDAD: m³
 DETALLE:

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDA D A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	3.00	0.50	1.50	0.1000	0.15
Sapo compactador	2.00	4.24	8.48	0.3000	2.54
SUBTOTAL M					2.69

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDA D A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Peón-Estruc.Ocup. E2	4.00	3.18	12.72	0.5000	6.36
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	1.00	3.57	3.57	0.1000	0.36
SUBTOTAL N					6.72

MATERIAL					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B	
Lastre (Puesto en Obra)-Material Granular Clasificado	m3.	1.30	13.0000	16.90	
SUBTOTAL O				16.90	

TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P				0.00	

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		26.31
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	5.26
COSTO TOTAL DEL RUBRO		31.57
VALOR OFERTADO		31.57

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY P.
 CODIGO: 000010
 RUBRO: MALLA ELECTROSOLDADA 4 MM CADA 100 MM

UNIDAD m²
 DETALLE:

Hoja 10 de
20

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	0.0100	0.01
SUBTOTAL M					0.01

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.1000	0.64
SUBTOTAL N					0.64

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Malla Electrosoldada 4 cada 100		m2	1.09	3.1500	3.43
Alambre No 18		m2	0.05	1.0000	0.05
SUBTOTAL O					3.48

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		4.13
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	0.83
COSTO TOTAL DEL RUBRO		4.96
VALOR OFERTADO		4.96

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR:
CODIGO:
RUBRO:

PAZMIÑO L. HENRY
P.
000011
HORMIGON EN COLUMNAS

F' C = 240 KG/CM2

UNIDAD
DETALLE:

m³

Hoja 11
de 20

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	1.0000	1.00
Vibrador de Concreto	1.00	3.00	3.00	1.0000	3.00
SUBTOTAL M					4.00

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Peón-Estruc.Ocup. E2	4.00	3.18	12.72	0.4000	5.09
Albañil-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.4000	2.58
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.4000	2.58
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	1.00	3.57	3.57	0.4000	1.43
SUBTOTAL N					11.67

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Hormigon Premezclado f'c=210 kg/cm2 (provisión, transporte, bomba)		m3.	1.03	92.0000	94.76
SUBTOTAL O					94.76

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	20	110.43
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	22.09
COSTO TOTAL DEL RUBRO		132.51
VALOR OFERTADO		132.51

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY
 CODIGO: 000012
 RUBRO: HORMIGON EN COLUMNAS F´C = 280 KG/CM2

UNIDAD: m³ Hoja 12
 DETALLE: de 20

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	1.0000	1.00
Vibrador de Concreto	1.00	3.00	3.00	1.0000	3.00
SUBTOTAL M					4.00

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Peón-Estruc.Ocup. E2	4.00	3.18	12.72	0.4000	5.09
Albañil-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.4000	2.58
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.4000	2.58
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	1.00	3.57	3.57	0.4000	1.43
SUBTOTAL N					11.67

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Hormigon Premezclado f´c=280 kg/cm2 (provisión, transporte, bomba)		m3.	1.03	98.0000	100.94
SUBTOTAL O					100.94

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		116.61
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	23.32
COSTO TOTAL DEL RUBRO		139.93
VALOR OFERTADO		139.93

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY
 CODIGO: 000013
 RUBRO: HORMIGON EN DIAFRAGMAS F'c = 240
 KG/CM2

UNIDAD: m³ Hoja 13 de 20
 DETALLE:

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	1.0000	1.00
Vibrador de Concreto	1.00	3.00	3.00	1.5000	4.50
SUBTOTAL M					5.50

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Peón-Estruc.Ocup. E2	8.00	3.18	25.44	0.6000	15.26
Albañil-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.6000	3.86
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	1.00	3.57	3.57	0.6000	2.14
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	8.00	3.22	25.76	0.6000	15.46
SUBTOTAL N					36.73

MATERIAL					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B	
Hormigon Premezclado f'c=280 kg/cm2 (provisión, transporte, bomba)	m3.	1.03	98.0000	100.94	
Encofrados con madera contrachapada y alfajias, Incluye puntales, alambre. Clavos y otros, 8 usos (diaf.)	m3	4.00	5.5000	22.00	
Impermeabilizante	m3	1.00	2.9000	2.90	
SUBTOTAL O					125.84

TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B	
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		168.07
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	33.61
COSTO TOTAL DEL RUBRO		201.68
VALOR OFERTADO		201.68

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY
CODIGO: P. 000014
RUBRO: HORMIGON EN ESCALERAS F'c = 210
 UNIDAD: m³
 DETALLE:
Hoja 14 de 20

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Vibrador de Concreto	1.00	3.00	3.00	1.5000	4.50
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	1.0000	1.00
SUBTOTAL M					5.50

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Peón de Albañil-Estruc.Ocup. E2	8.00	3.18	25.44	0.6500	16.54
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.6500	4.19
Albañil-Estruc.Ocup. D2	6.00	3.22	19.32	0.6500	12.56
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	1.00	3.57	3.57	0.6500	2.32
SUBTOTAL N					35.60

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Hormigon Premezclado f'c=210 kg/cm2 (provisión, transporte, bomba)		m3.	1.03	92.0000	94.76
Encofrados con madera contrachapada y alfajías, Incluye puntales, alambre. Clavos y otros, 3 usos		m3	6.00	5.5000	33.00
SUBTOTAL O					127.76

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		168.86
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	33.77
COSTO TOTAL DEL RUBRO		202.63
VALOR OFERTADO		202.63

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY P.
 CODIGO: 000007
 RUBRO: ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2

UNIDAD: kg Hoja 15 de 20
 DETALLE:

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	0.0100	0.01
Cizalla	1.00	1.97	1.97	0.0100	0.02
SUBTOTAL M					0.03

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Fierrero-Estruc.Ocup.D2	1.00	3.22	3.22	0.0400	0.13
Peón para Fierrero- Estruc.Ocup. E2	2.00	3.18	6.36	0.0400	0.25
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	0.10	3.57	0.36	0.0400	0.01
SUBTOTAL N					0.40

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Alambre Galvanizado #18		Kg.	0.01	1.0000	0.01
Acero de Refuerzo fy=4200 kg/cm2		kg	1.01	1.1000	1.11
SUBTOTAL O					1.12

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1.55
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	0.31
COSTO TOTAL DEL RUBRO		1.86
VALOR OFERTADO		1.86

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY
CODIGO: P. 000016
RUBRO: HORMIGON EN LOSETAS F'c = 210 KG/CM2 ALTURA PROMEDIO 10 CM

UNIDAD: m³
DETALLE:

Hoja 16
 de 20

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	1.0000	1.00
Vibrador de Concreto	1.00	3.00	3.00	1.5000	4.50
SUBTOTAL M					5.50

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Peón-Estruc.Ocup. E2	6.00	3.18	19.08	0.5000	9.54
Albañil-Estruc.Ocup. D2	4.00	3.22	12.88	0.5000	6.44
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.5000	3.22
Maestro de Obra-Estruc.Ocup. C1	1.00	3.57	3.57	0.5000	1.79
SUBTOTAL N					20.99

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Hormigon Premezclado f'c=210 kg/cm2 (provisión, transporte, bomba)		m3.	1.03	92.0000	94.76
Endurecedor y alisado		m3	1.00	9.8000	9.80
SUBTOTAL O					104.56

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		131.05
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	26.21
COSTO TOTAL DEL RUBRO		157.25
VALOR OFERTADO		157.25

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY P.
 CODIGO: 000017
 RUBRO: PANEL METALICO 0.65 MM, CON CONECTORES DE CORTE 12 MM
 CADA 200 MM

Hoja 17 de
20

UNIDAD m²
 DETALLE:

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	0.0100	0.01
SUBTOTAL M					0.01

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	1.00	3.22	3.22	0.1000	0.32
SUBTOTAL N					0.32

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Conectores de corte soldados a las vigas		m2	0.50	2.0500	1.02
Panel metalico 0.65 mm		m2	1.05	14.0000	14.70
SUBTOTAL O					15.72

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		16.05
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	3.21
COSTO TOTAL DEL RUBRO		19.26
VALOR OFERTADO		19.26

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY P.
 CODIGO: 000018
 RUBRO: MALLA ELECTROSOLDADA 5 MM CADA 100 MM

Hoja 18 de
20

UNIDAD m²
 DETALLE:

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	0.0100	0.01
SUBTOTAL M					0.01

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	2.00	3.22	6.44	0.1200	0.77
SUBTOTAL N					0.77

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Alambre No 18		m2	0.05	1.0000	0.05
Malla Electrosoldada 5 cada 100		m2	1.09	4.4700	4.87
SUBTOTAL O					4.92

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		5.70
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	1.14
COSTO TOTAL DEL RUBRO		6.84
VALOR OFERTADO		6.84

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ELABORADO POR: PAZMIÑO L. HENRY P.
 CODIGO: 000020
 RUBRO: ACERO ESTRUCTURAL A36 (FY=2530 KG/CM2)

UNIDAD: kg
 DETALLE:

Hoja 20 de
20

EQUIPO Y HERRAMIENTA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Herramienta Menor	2.00	0.50	1.00	0.0100	0.01
Amoladoras, plasma y otros	1.00	6.50	6.50	0.0100	0.06
SUBTOTAL M					0.07

MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD A	JORNAL /HR B	COSTO HORA C=A*B	RENDIMIENTO R	TOTAL D=C*R
Ayudante-Estruc.Ocup. D2	1.00	3.22	3.22	0.1200	0.39
Soldador-Estruc.Ocup.D2	0.50	3.77	1.89	0.1200	0.23
Maestro Especialización Soldador	0.05	3.77	0.19	0.1200	0.02
SUBTOTAL N					0.64

MATERIAL					
DESCRIPCION		UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C=A*B
Acero estructural ASTM A-36		kg	1.02	1.2500	1.27
Soldadura E7018, E6011, E6010		kg	0.03	4.5000	0.14
Pintura Anticorrosiva		kg	0.01	6.8000	0.07
SUBTOTAL O					1.48

TRANSPORTE					
DESCRIPCION		UNIDAD	DISTANCIA A	PRECIO UNITARIO B	COSTO C = A x B
SUBTOTAL P					0.00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		2.19
INDIRECTOS Y UTILIDADES (%)	20	0.44
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2.62
VALOR OFERTADO		2.62

4.2 PRESUPUESTO REFERENCIAL

TABLA 4. 2 PRESUPUESTO REFERENCIAL TORRE 6

TABLA DE RUBROS, CANTIDADES Y PRECIOS						
PROYECTO: TORRE 6						
N°	CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
		MOVIMIENTO DE TIERRAS				43,472.18
1	000001	EXCAVACION A MAQUINA Y DESALOJO	m ³	8,547.00	4.64	39,658.08
2	000002	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION F'C = 18	m ³	34.32	111.14	3,814.10
		HORMIGON ARMADO CIMENTACION				235,510.22
3	000003	HORMIGON EN MUROS F'C = 210 KG/CM2	m ³	264.21	191.59	50,619.74
4	000004	HORMIGON EN LOSA DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2	m ³	81.40	161.38	13,136.33
5	000005	HORMIGON EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2	m ³	241.47	165.64	39,997.42
6	000006	HORMIGON EN TANQUE CISTERNA F'C = 240 KG/CM2	m ³	37.10	200.26	7,429.65
7	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	66,842.51	1.86	124,327.08
		CONTRAPISOS				8,953.19
8	000008	RELLENO TIERRA COMPACTADA	m ³	81.40	28.82	2,345.95
9	000009	RELLENO LASTRE COMPACTADO	m ³	81.40	31.57	2,569.80
10	000010	MALLA ELECTROSOLDADA 4 MM CADA 100 MM	m ²	814.00	4.96	4,037.44
		HORMIGON EN COLUMNAS, DIAFRAGMAS Y GRADAS				101,997.22
11	000011	HORMIGON EN COLUMNAS F'C = 240 KG/CM2	m ³	137.00	132.51	18,153.87
12	000013	HORMIGON EN DIAFRAGMAS F'C = 240 KG/CM2	m ³	350.00	201.68	70,588.00
13	000014	HORMIGON EN ESCALERAS F'C = 240 KG/CM2	m ³	5.40	202.63	1,094.20
14	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	6,538.25	1.86	12,161.14
		LOSETAS HORMIGON				335,252.99
15	000015	HORMIGON EN LOSETAS F'C = 240 KG/CM2 ALTURA PROMEDIO 10 CM	m ³	651.77	157.25	102,490.22
16	000016	PANEL METALICO 0.65 MM, CON CONECTORES DE CORTE 12 MM CADA 200 MM	m ²	7,876.52	19.26	151,701.78
17	000017	MALLA ELECTROSOLDADA 5 MM CADA 100 MM	m ²	7,876.52	6.84	53,875.40
18	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	14,615.91	1.86	27,185.60
		ESTRUCTURA METALICA				834,541.47
19	000019	ACERO ESTRUCTURAL A36 (FY=2530 KG/CM2)	kg	318,527.28	2.62	834,541.47
		TOTAL:				1,559,727.27

SON : UN MILLON QUINIENTOS CINCUENTA Y NUEVE MIL SETECIENTOS VEINTE Y SIETE dolares VEINTE Y SIETE centavos

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

TABLA 4.3 PRESUPUESTO REFERENCIAL JADE

TABLA DE RUBROS, CANTIDADES Y PRECIOS						
PROYECTO: JADE						
N°	CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
		MOVIMIENTO DE TIERRAS				66,430.82
1	000001	EXCAVACION A MAQUINA Y DESALOJO	m ³	13,446.55	4.64	62,391.99
2	000002	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION F'C = 18	m ³	36.34	111.14	4,038.83
		HORMIGON ARMADO CIMENTACION				345,627.54
3	000003	HORMIGON EN MUROS F'C = 210 KG/CM2	m ³	387.28	191.59	74,198.98
4	000004	HORMIGON EN LOSA DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2	m ³	103.44	161.38	16,692.34
5	000005	HORMIGON EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2	m ³	274.00	165.64	45,385.36
6	000006	HORMIGON EN TANQUE CISTERNA F'C = 240 KG/CM2	m ³	60.16	200.26	12,047.64
7	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	106,077.00	1.86	197,303.22
		CONTRAPISOS				11,376.82
8	000008	RELLENO TIERRA COMPACTADA	m ³	103.44	28.82	2,981.00
9	000009	RELLENO LASTRE COMPACTADO	m ³	103.44	31.57	3,265.44
10	000010	MALLA ELECTROSOLDADA 4 MM CADA 100 MM	m ²	1,034.35	4.96	5,130.38
		HORMIGON EN COLUMNAS, DIAFRAGMAS Y GRADAS				139,635.57
11	000011	HORMIGON EN COLUMNAS F'C = 240 KG/CM2	m ³	197.00	132.51	26,104.47
12	000013	HORMIGON EN DIAFRAGMAS F'C = 240 KG/CM2	m ³	460.00	201.68	92,772.80
13	000014	HORMIGON EN ESCALERAS F'C = 240 KG/CM2	m ³	7.20	202.63	1,458.94
14	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	10,376.00	1.86	19,299.36
		LOSETAS HORMIGON				474,709.40
15	000015	HORMIGON EN LOSETAS F'C = 240 KG/CM2 ALTURA PROMEDIO 10 CM	m ³	949.15	157.25	149,253.18
16	000016	PANEL METALICO 0.65 MM, CON CONECTORES DE CORTE 12 MM CADA 200 MM	m ²	10,816.61	19.26	208,327.91
17	000017	MALLA ELECTROSOLDADA 5 MM CADA 100 MM	m ²	10,816.61	6.84	73,985.61
18	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	23,195.00	1.86	43,142.70
		ESTRUCTURA METALICA				1,428,696.48
19	000019	ACERO ESTRUCTURAL A36 (FY=2530 KG/CM2)	kg	545,304.00	2.62	1,428,696.48
		TOTAL:				2,466,476.62

SON: DOS MILLONES CUATROCIENTOS SESENTA Y SEIS MIL CUATROCIENTOS SETENTA Y SEIS dolares SESENTA Y DOS centavos

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

TABLA 4.4 PRESUPUESTO REFERENCIAL PIETRA

TABLA DE RUBROS, CANTIDADES Y PRECIOS						
PROYECTO: PIETRA						
N°	CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS						17,141.53
1	000001	EXCAVACION A MAQUINA Y DESALOJO	m³	3,026.45	4.64	14,042.73
2	000002	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION F'C = 180	m³	27.88	111.14	3,098.81
HORMIGON ARMADO CIMENTACION						105,971.62
3	000003	HORMIGON EN MUROS F'C = 210 KG/CM2	m³	161.40	191.59	30,922.63
4	000004	HORMIGON EN LOSA DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2	m³	43.24	161.38	6,977.26
5	000005	HORMIGON EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2	m³	118.75	165.64	19,670.51
6	000006	HORMIGON EN TANQUE CISTERNA F'C = 240 KG/CM2	m³	30.08	200.26	6,023.82
7	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	22,783.55	1.86	42,377.40
CONTRAPISOS						4,755.42
8	000008	RELLENO TIERRA COMPACTADA	m³	43.24	28.82	1,246.03
9	000009	RELLENO LASTRE COMPACTADO	m³	43.24	31.57	1,364.93
10	000010	MALLA ELECTROSOLDADA 4 MM CADA 100 MM	m²	432.35	4.96	2,144.46
HORMIGON EN COLUMNAS, DIAFRAGMAS Y GRADAS						38,682.91
11	000011	HORMIGON EN COLUMNAS F'C = 240 KG/CM2	m³	47.76	132.51	6,328.68
12	000013	HORMIGON EN DIAFRAGMAS F'C = 240 KG/CM2	m³	135.53	201.68	27,333.69
13	000014	HORMIGON EN ESCALERAS F'C = 240 KG/CM2	m³	4.32	202.63	875.36
14	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	2,228.59	1.86	4,145.18
LOSETAS HORMIGON						97,766.18
15	000015	HORMIGON EN LOSETAS F'C = 240 KG/CM2 ALTURA PROMEDIO 10 CM	m³	187.66	157.25	29,508.95
16	000016	PANEL METALICO 0.65 MM, CON CONECTORES DE CORTE 12 MM CADA 200 MM	m²	2,260.19	19.26	43,531.22
17	000017	MALLA ELECTROSOLDADA 5 MM CADA 100 MM	m²	2,260.19	6.84	15,459.69
18	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	4,981.89	1.86	9,266.32
ESTRUCTURA METALICA						288,336.24
19	000019	ACERO ESTRUCTURAL A36 (FY=2530 KG/CM2)	kg	110,052.00	2.62	288,336.24
TOTAL:						552,653.90

SON : QUINIENTOS CINCUENTA Y DOS MIL SEISCIENTOS CINCUENTA Y TRES dolares NOVENTA centavos

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

TABLA 4.5 PRESUPUESTO REFERENCIAL EDIFICIO 4

TABLA DE RUBROS, CANTIDADES Y PRECIOS						
PROYECTO: EDIFICIO 4						
N°	CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.UNITARIO	TOTAL
MOVIMIENTO DE TIERRAS						27,236.77
1	000001	EXCAVACION A MAQUINA Y DESALOJO	m³	5,545.17	4.64	25,729.59
2	000002	REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE EN VIGAS Y LOSA DE CIMENTACION F'C = 180	m³	13.56	111.14	1,507.19
HORMIGON ARMADO CIMENTACION						140,893.45
3	000003	HORMIGON EN MUROS F'C = 210 KG/CM2	m³	179.31	191.59	34,354.00
4	000004	HORMIGON EN LOSA DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2	m³	61.61	161.38	9,943.11
5	000005	HORMIGON EN VIGAS DE CIMENTACION F'C = 240 KG/CM2	m³	102.26	165.64	16,938.03
6	000006	HORMIGON EN TANQUE CISTERNA F'C = 240 KG/CM2	m³	30.08	200.26	6,023.82
7	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	39,588.44	1.86	73,634.49
CONTRAPISOS						6,776.81
8	000008	RELLENO TIERRA COMPACTADA	m³	61.61	28.82	1,775.69
9	000009	RELLENO LASTRE COMPACTADO	m³	61.61	31.57	1,945.12
10	000010	MALLA ELECTROSOLDADA 4 MM CADA 100 MM	m²	616.13	4.96	3,056.00
HORMIGON EN COLUMNAS, DIAFRAGMAS Y GRADAS						72,143.15
11	000011	HORMIGON EN COLUMNAS F'C = 240 KG/CM2	m³	66.50	132.51	8,811.92
12	000013	HORMIGON EN DIAFRAGMAS F'C = 240 KG/CM2	m³	220.00	201.68	44,369.60
13	000014	HORMIGON EN ESCALERAS F'C = 240 KG/CM2	m³	58.03	202.63	11,759.02
14	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	3,872.37	1.86	7,202.61
LOSETAS HORMIGON						212,290.68
15	000015	HORMIGON EN LOSETAS F'C = 240 KG/CM2 ALTURA PROMEDIO 10 CM	m³	412.73	157.25	64,902.12
16	000016	PANEL METALICO 0.65 MM, CON CONECTORES DE CORTE 12 MM CADA 200 MM	m²	5,030.17	19.26	96,881.12
17	000017	MALLA ELECTROSOLDADA 5 MM CADA 100 MM	m²	5,030.17	6.84	34,406.38
18	000007	ACERO DE REFUERZO FY = 4200 KG/CM2	kg	8,656.48	1.86	16,101.06
ESTRUCTURA METALICA						509,374.22
19	000019	ACERO ESTRUCTURAL A36 (FY=2530 KG/CM2)	kg	194,417.64	2.62	509,374.22
TOTAL:						968,715.09

SON : OCHOCIENTOS OCHENTA Y TRES MIL OCHOCIENTOS SIETE dolares SIETE centavos

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

CAPÍTULO 5.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Se ha realizado un análisis estructural para cuatro proyectos: Torre 6, Jade, Pietra, Edificio 4, en donde se cumplen las normas vigentes de diseño en el Ecuador (NEC), y se ha realizado una evaluación de un análisis estático y un análisis No lineal.
- Según la clasificación de la NEC15, con respecto a la configuración estructural se tiene que todos los proyectos entran a la categoría de: “Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado” (R=8)
- El corte basal para los proyectos analizados toma valores de 6.95% (Jade) como mínimo a 11.61% (Pietra) como valor máximo.

TABLA 5.1 PARÁMETROS SÍSMICOS PROYECTOS ESTRUCTURALES

PARAMETRO NEC	PROYECTO	TORRE 6	JADE	PIETRA	Ed. 4
Altura maxima de la edificación	hn [m]:	37.25	48.60	24.50	30.00
Factor de Importancia	I:	1	1	1	1
Coficiente de region	η :	2.48	2.48	2.48	2.48
Factor de Zona Sismica	Z:	0.40	0.40	0.40	0.40
Tipo de Arriostamiento	Ct:	0.073	0.073	0.073	0.073
	α :	0.75	0.75	0.75	0.75
Tipo de Suelo		C	C	C	C
Factor irregularidades en planta	δ_p :	0.90	0.90	0.90	1.00
Factor irregularidades en elevación	δ_e :	1.00	1.00	1.00	1.00
Factor de reducción de Respuesta Estructural	R:	8	8	8	8
Carga Reactiva	W [ton]:	3323	4635	878	1747
Corte Basal	V [%]:	8.48%	6.95%	11.61%	8.98%
Corte Basal	V [ton]:	281.8	322.1	101.9	156.9

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

- Las derivas de piso de los proyectos cumplen con los requisitos mínimos que establece la NEC, es decir en ningún caso se supera el 2%. Los resultados se muestran en el Anexo 6.
- Las estructuras han sido diseñadas y optimizadas hasta lograr obtener una relación peso de estructura / área de construcción de 35 kg/m², (valor promedio competitivo en el medio) como se refleja en los siguientes resultados.

TABLA 5.2 RELACIÓN PESO / ÁREA PROYECTOS ESTRUCTURALES

PROYECTO	AREA DE CONSTRUCCION [M2]	ACERO ESTRUCTURAL	RELACION PESO AREA
Torre 6	8688.96	318527.28	36.66
Jade	13786.41	545304.00	39.55
Pietra	2961.32	110052.00	37.16
Edificio 4	5144.79	194417.64	37.79

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

- De los resultados generados en el capítulo de presupuestos se puede concluir que el precio por metro cuadrado de construcción bordea valores de aproximadamente \$ 180, precio que incluye los rubros necesarios para el Movimiento de Tierras, Cimentación, Contrapiso, Hormigón simple en columnas, diafragmas y escaleras, Losetas de hormigón y Estructura Metálica.

TABLA 5.3 COSTO POR M2 DE ESTRUCTURA

PROYECTO	AREA DE CONSTRUCCION [M2]	COSTO TOTAL	COSTO /M2 DE ESTRUCTURA
Torre 6	8688.96	1,559,727.27 \$	179.51 \$
Jade	13786.41	2,466,476.62 \$	178.91 \$
Pietra	2961.32	552,653.90 \$	186.62 \$
Edificio 4	5144.79	968,715.09 \$	188.29 \$

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

- Del análisis no lineal se han generado los siguientes resultados:

TABLA 5.4 RESULTADOS DE CORTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO LATERAL

CORTE BASAL Y DESPLAZAMIENTO LATERAL										
PROYECTO	CARGA DE SERVICIO DE DISEÑO V INEN (t)	CARGA ULTIMA DE DISEÑO SEGÚN NEC- Vu (t)	CAPACIDAD SECCION COMPUESTA Vc (t)	CARGA DE OCUPACION INMEDIATA V IO (t)	CARGA DE PREVENCIÓN AL COLAPSO V CP (t)	DEFORMACION LATERAL SERVICIO Δ INEN (cm)	DEFORMACION LATERAL ULTIMA Δu NEC15 (cm)	DEFORMACION OCUPACION INMEDIATA Δ IO (cm)	DEFORMACION PREVENCIÓN Δ CP (cm)	DEF. MAX. SEGÚN FEMA (4%) ΔMAX Norma (cm)
TORRE 6 (X)	201	282	352	693	902	53.2	74.5	62.8	88.9	149.0
TORRE 6 (Y)	201	282	352	734	918	53.2	74.5	42.9	58.6	149.0
JADE (X)	230	322	403	630	636	69.4	97.2	72.0	113.9	194.4
JADE (Y)	230	322	403	1097	1517	69.4	97.2	47.3	63.6	194.4
PIETRA (X)	73	102	127	418	491	35.0	49	20.4	24.3	98.0
PIETRA (Y)	73	102	127	508	624	35.0	49	44.9	65.0	98.0
EDIFICIO 4 (X)	112	157	196	493	669	42.9	60	37.8	53.5	120.0
EDIFICIO 4 (Y)	112	157	196	460	572	42.9	60	36.9	50.7	120.0

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Como se observa en la tabla anterior, las cargas de ocupación inmediata V_{IO} y prevención al colapso V_{CP} de los proyectos analizados, son mayores a las cargas de diseño propuestas por las normas de análisis estructural. Esto indica que existe un factor de seguridad o una holgura entre el diseño convencional y el desempeño real de la estructura.

- Se realiza una comparación de los resultados generados por el análisis no lineal:

TABLA 5.5 EVALUACIÓN NO LINEAL DE LOS PROYECTOS ESTRUCTURALES

EVALUACION NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA							
EDIFICIO	$q=V_{max}/V_y$	$\Delta CP / \Delta u_{INEN}$	V_{IO} / V_u	V_c / V_{IO}	$\Delta CP / \Delta MAX Norma$ (%)	V_{IO} / V_{INEN}	V_{CP} / V_u
TORRE 6 (X)	3.4	1.19	2.5	0.5	60%	3.4	3.2
TORRE 6 (Y)	3.6	0.79	2.6	0.5	39%	3.6	3.3
JADE (X)	2.7	1.17	2.0	0.6	59%	2.7	2.0
JADE (Y)	4.8	0.65	3.4	0.4	33%	4.8	4.7
PIETRA (X)	5.7	0.50	4.1	0.3	25%	5.7	4.8
PIETRA (Y)	7.0	1.33	5.0	0.3	66%	7.0	6.1
EDIFICIO 4 (X)	4.4	0.89	3.1	0.4	45%	4.4	4.3
EDIFICIO 4 (Y)	4.1	0.85	2.9	0.4	42%	4.1	3.6

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Como se observa en la Tabla 5.5 con respecto al factor q (Factor Referencial por Comportamiento Estructural), se puede categorizar a los proyectos Torre 6 como Estructuras de Ductilidad Media, mientras que los proyectos Pietra, Jade y Edificio 4 se los categoriza como estructuras de Ductilidad Alta.

Con lo que corresponde a los desplazamientos o deformaciones por prevención al colapso vs la deformación lateral última, se observa que los valores que toma este coeficiente $\Delta CP / \Delta u$ varía de 0.50 (Pietra X) hasta 1.19 (Torre 6 X).

El coeficiente de Cargas de Ocupación Inmediata vs Carga lateral última V_{IO} / V_u NEC15 toma valores mayores a 2, es decir, las estructuras analizadas tienen una capacidad de soportar cargas laterales mayores a las que propone la Norma de construcción vigente, en proyectos como Torre 6 se duplica, y en Pietra llega a ser hasta cinco veces mayor; de manera similar ocurre en el coeficiente de Carga de Ocupación Inmediata vs Carga de Diseño V_{IO} / V_{INEN} ; y el coeficiente Carga de Prevención al Colapso vs Carga Última de Diseño V_{CP} / V_U .

El coeficiente de deformaciones de prevención al colapso vs la deformación máxima según FEMA $\Delta_{CP} / \Delta_{MAX\ FEMA}$, toma valores del 25% en PIETRA (X), hasta 66% en PIETRA (Y), indicando que el manual FEMA propone valores más altos de deformaciones a partir del punto de Prevención al Colapso.

- A continuación se realiza una comparación de cargas laterales en relación al peso de la estructura:

TABLA 5.6 VALORES DE LAS CARGAS LATERALES EN RELACIÓN AL PESO W

VALORES DE LAS CARGAS LATERALES EN RELACION AL PESO (W)					
EDIFICIO	W (t)	V INEN / W	Vu NEC15 / W	V IO / W	V CP / W
TORRE 6 (X)	3323	6.06%	8.48%	20.84%	27.15%
TORRE 6 (Y)	3323	6.06%	8.48%	22.10%	27.63%
JADE (X)	4635	4.96%	6.95%	13.59%	13.71%
JADE (Y)	4635	4.96%	6.95%	23.67%	32.72%
PIETRA (X)	878	8.30%	11.62%	47.62%	55.91%
PIETRA (Y)	878	8.30%	11.62%	57.86%	71.05%
EDIFICIO 4 (X)	1747	6.41%	8.98%	28.22%	38.30%
EDIFICIO 4 (Y)	1747	6.41%	8.98%	26.31%	32.73%

Elaborado por: Pazmiño L. Henry P.

Los porcentajes calculados en la tabla anterior muestran que el corte basal de las estructuras calculados por las normativas INEN y NEC15, son mucho menores que un corte basal propuesto por el diseño por desempeño. En proyectos como Jade, el corte basal propuesto por la normativa es la mitad que un corte basal calculado por desempeño, y en proyectos como Pietra es incluso hasta la quinta parte.

- Finalmente se concluye que un diseño convencional es un método que se rige al cumplimiento de los criterios generales establecidos en un código de construcción, mientras que un diseño por desempeño abarca un enfoque de ingeniería de diseño estructural que se basa en objetivos de desempeño acordados, análisis de ingeniería y evaluación de alternativas en contra de los objetivos de diseño, utilizando herramientas de ingeniería aceptados, las metodologías y criterios por desempeño; siendo el problema fundamental es el diseño sísmico, cualquiera que sea el método de diseño, los códigos de diseño no deben reemplazar el sentido común.

5.2 RECOMENDACIONES

- Realizar un análisis no lineal requiere de un software especializado en

análisis tridimensional de estructuras, y ETABS es uno de ellos, el cual facilita al calculista determinar resultados de manera rápida. Sin embargo un software soporta cualquier tipo de datos, y es en este punto donde el usuario debe ser superior al programa y no al contrario. ETABS en su última versión aún tiene limitaciones de ingreso de datos, como son los vínculos entre dos tipos de elementos (Ejemplo: Cabezales de Acero de un muro de corte de Hormigón, o diagonales de acero embebidas en muros estructurales). El calculista estructural debe estar consciente de los datos que ingresa al programa y tener bases rápidas de comparación de resultados para no general errores en el proceso de análisis.

- Para la modelación de muros estructurales se recomienda utilizar la analogía de columna ancha, ya que esta opción, como tipo frame tiene varias ventajas para trabajar con el análisis estático y no lineal (asignación de hinged o rotulas plásticas). Los resultados de un análisis sencillo demuestran que estos dos tipos de elementos se comportan de manera similar, aunque sería conveniente analizar la posibilidad de realizar un estudio más profundo de esta analogía, ampliando el campo de modelaje e integrándole otros elementos estructurales como cabezales de acero estructural, y comparar los resultados generados.
- Se puede utilizar un análisis no lineal Pushover en proyectos de gestión de riesgo de estructuras existentes, (hospitales, escuelas, entre otras), para determinar las vulnerabilidades de la estructura ante cargas laterales mayores a las asumidas en el cálculo estructural inicial, y si es el caso realizar los debidos reforzamientos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE ACI 318-08

ARELLANO, R. (2012). Apuntes Curso Estructuras de Acero I. Quito: EPN

CUEVA, R., GONZALES, D., (2013). Diseño por desempeño de edificaciones en hormigón armado con muros de corte mediante los códigos FEMA, utilizando el programa ETABS. Sangolqui: ESPE

FEMA 273. (1997). Nehrp Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings. Washington, D.C.

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION

PINTADO, J., ORTIZ, D., (2013). Diseño por Desempeño de estructuras metálicas de acero mediante el código F.E.M.A., utilizando ETABS. Sangolqui: ESPE

PLACENCIA, P. (2013) Apuntes Curso Proyectos Estructurales y Configuración Estructural. Quito: EPN

VINTIMILLA, J. (2013). Informe Técnico Plaza 2000. Quito: JVJ

VINTIMILLA, J. (2013). Ingeniería Sismoresistente de Edificios de Acero. Quito: JVJ

ANEXOS

ANEXO N° 1

**HOJA ELECTRONICA DE DISEÑO VIGA ACERO
ARMADA**

SECCIONES I ARMADAS
DISEÑO A FLEXIÓN

*** El presente diseño se lo realiza bajo las normas ANSI-AISC 310-10 Para Construcciones en Acero ***

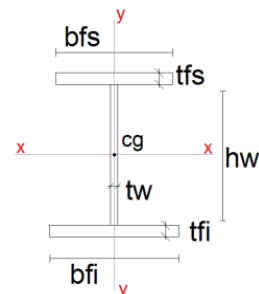
INGRESAR	COMENTARIOS	OBSERVACIONES
----------	-------------	---------------

Datos Iniciales

Acero:	A36
Esfuerzo de Fluencia F_y [kg/cm ²]	2530
Resistencia a Traccion Mínima F_u [kg/cm ²]	4100
Modulo de Elasticidad del Acero E [kg/cm ²]	2043000
Modulo de Elasticidad por Corte G [kg/cm ²]	789100

Sección:

Base Patin superior b_{fs} [cm]	10.0
Espesor Patin superior t_{fs} [cm]	0.6
Altura Alma h_w [cm]	35.0
Espesor Alma t_w [cm]	0.4
Base Patin inferior b_{fi} [cm]	10.0
Espesor Patin inferior t_{fi} [cm]	0.6
Longitud no arriostrada L_b [cm]	100.0



269 <-- $L_b = 0.17 r_y E / f_y$

Propiedades Geométricas de la Sección:

Area Bruta A_g [cm ²]	26.00
Peso W [kg/m]	20.41
Altura total de la seccion h [cm]	36.20
Distancia y centroidal desde la base inferior y_{cg} [cm]	18.10
Distancia entre cg de patines h_o [cm]	35.60
Dos veces dist entre el centroide a la cara interna del ala comprimida h_c [cm]	35.00
Inercia en el eje x I_{xx} [cm ⁴]	5,231.61
Inercia en el eje y I_{yy} [cm ⁴]	100.19
Momento de inercia del ala en compresion sobre el eje y I_{yc} [cm ⁴]	50.00
Radio de Giro x r_x [cm]	14.19
Radio de Giro y r_y [cm]	1.96
Radio de giro Efectivo r_{ts} [cm]	2.48 (F2-7)
Razon entre 2 veces area del alma/area de los componts del ala α_w	2.33 (F4-11)
Radio de giro de los comp del ala en compresion por flexion ... r_t [cm]	2.45
Constante Torsional J [cm ⁴]	2.19
Constante de Alabeo C_w [cm ⁶]	31,743.14
Módulo Elástico S_{xt} [cm]	289.04
Módulo Elástico S_{xc} [cm]	289.04
Momento Elástico M_y [t-m]	7.31
Eje neutro plastico desde la base d_p [cm]	18.10
Momento de flexión plástico M_p [t-m]	8.50
Módulo Plástico Z_x [cm ³]	336.10
Factor de forma $f = M_p / M_y$	1.16

Factores de Seguridad

Factor de reduccion ϕ_b (LRFD)	0.90
Factor de reduccion Ω_b (ASD)	1.67

Chequeo Inicial de Esbeltez de elementos TABLA B4.1

Coefficiente para elementos esbeltos no atiezados k_c [mm]	0.43
Tension Calculada según la resistencia x flexion nominal $F_t = 0.7 \sim 1.0 F_y$	1,771.00
Esbeltez limite para ala compacta $\lambda_p = 0.38 \text{raiz}(E/F_y)$	10.80
Esbeltez limite para ala No Compacta $\lambda_T = 0.95 * \text{raiz}(k_c E / F_L)$	21.10
Esbeltez limite para Alma Compacta $\lambda_p = 3.76 \text{raiz}(E/F_y)$	106.85
Esbeltez limite para alma No Compacta $\lambda_T = 5.70 * \text{raiz}(k_c E / F_L)$	161.98
Patin Superior b/t	8.33
Alma h/t_w	87.50
Patin Superior b/t	8.33

--> PATIN SUPERIOR COMPACTO

--> ALMA COMPACTA

--> PATIN INFERIOR COMPACTO

No es Sismicamente Compacto $t_w \text{ min} = 5.027221691$

USAR CAPITULO F2

Momento Nominal M_n [t-m]	8.47
RESISTENCIA DE DISEÑO (LRFD) $\phi_b M_n$ [t-m] =	7.62
RESISTENCIA ADMISIBLE (ASD) M_n / Ω_b [t-m] =	5.07

Diseño Normas AISC 360-10

F1 DISPOSICIONES GENERALES

Valor Absoluto del Momento Maximo en el segmento no arriostrado M_{max} [t-m]	1.00
Valor Absoluto del Momento en el primer cuarto del segmento M_A [t-m]	1.00
Valor Absoluto del Momento en el centro del segmento M_B [t-m]	1.00
Valor Absoluto del Momento en el tercer cuarto del segmento M_C [t-m]	1.00
Factor de Modificación Por pandeo Lateral Torsional $C_b \approx 1.0$	1.00

F2 MIEMBROS COMPACTOS DE SECCIÓN H DE SIMETRÍA DOBLE Y CANALES FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1.-Fluencia

Momento nominal $M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$ [t-m]	8.50	(F2-1)
---	------	--------

2.- Pandeo Lateral Torsional

Momento nominal cuando $L_p < L_b < L_r$ [t-m]	8.47	(F2-2)
Momento nominal cuando $L_r < L_b$ [t-m]	36.44	(F2-3)
Tensión crítica F_{cr} [ton]	12,606.61	(F2-4)
Long lim sin arriost lateral para el estado limite de fluencia L_p [cm]	98.18	(F2-5)
Long lim sin arriost lateral para el estado limite pand flex-tor inelast L_r [cm]	278.05	(F2-6)
Coefficiente "c" para secciones I con simetria doble $c = 1.0$	1.00	(F2-8a)
Momento Nominal [t-m]=	8.47	$L_p < L_b < L_r$

MOMENTO NOMINAL =	8.47	[t-m]
-------------------	------	-------

F3 MIEMBROS DE SECCION H DE SIMETRÍA DOBLE CON ALMAS COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1.- Pandeo Lateral Torsional

Se aplican las disposiciones de la seccion F2.2 para pandeo lateral torsional		
Momento Nominal [t-m]=	8.47	$L_p < L_b < L_r$

2.- Pandeo Local en el Ala en Compresión

M_n para secciones con alas no compactas [t-m]	9.31	(F3-1)
M_n para secciones con alas esbeltas [t-m]	32.73	(F3-2)
Momento nominal [t-m]	NO APLICA	NO APLICA

MOMENTO NOMINAL =	8.47	[t-m]
-------------------	------	-------

F4 OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN H CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR

1.- Fluencia del Ala en Compresion

Momento Nominal para fluencia del ala en compresion [t-m]	8.50	(F4-1)
---	------	--------

2.- Pandeo lateral torsional

Momento nominal para $L_b < L_p$	NO APLICA	
Momento nominal para $L_p < L_b < L_r$ [t-m]	8.10	(F4-2)
Momento nominal para tension Critica $L_b > L_r$ [t-m]	8.50	(F4-3)
Momento de Fluencia en el ala en compresion M_{yc} [t-m]	7.31	(F4-4)
Relacion de inercias I_{yc} / I_y	0.50	
J modificado por la relacion I_{yc} / I_x	2.19	
Tensión crítica F_{cr} [ton]	12,264.14	(F4-5)
Tension Calculada según la resistencia x flexion nominal $F_1 = 0.7F_y$	1,771.00	(F4-6a)
Longitud no arriostrada para el estado limite de fluencia L_p [cm]	76.57	(F4-7)
Long no arriost para estad limite de pandeo inelástico lateral torsional L_r [cm]	274.20	(F4-8)
Factor de plastificacion del alma R_{pc} para $h_c/t_w < \lambda_{pw}$	1.16	(F4-9a)
Factor de plastificacion del alma R_{pc} para $h_c/t_w > \lambda_{pw}$	1.16	(F4-9b)
Factor de plastificacion del alma R_{pc}	1.16	$h_c/t_w < \lambda_{pw}$
Momento Nominal por pandeo lateral torsional M_n [t-m]	8.10	$L_p < L_b < L_r$

3.- Pandeo Local del Ala en Compresión

(a) Para Secciones con alas compactas	N/A	
(b) Momento Nominal secciones con Alas No Compactas M_n [t-m]	9.31	(F4-12)
(c) Momento Nominal secciones con Alas Esbeltas M_n [t-m]	32.73	(F4-13)
Momento nominal [t-m]	NO APLICA	

4.- Fluencia del ala en Traccion

Momento de fluencia a traccion M_{yt} [t-m]	7.31	
Factor de plastificacion del alma Rpt para $h_c/t_w < \lambda_{pw}$	1.16	(F4-15a)
Factor de plastificacion del alma Rpt para $h_c/t_w > \lambda_{pw}$	1.16	(F4-15b)
Factor de plastificacion del alma Rpt	1.16	
Momento nominal en fluencia del ala en tracción M_n [t-m]	8.50	(F4-14)

MOMENTO NOMINAL =	8.10	[t-m]
-------------------	------	-------

F5_MIEMBROS DE SECCIÓN H DE SIMETRÍA DOBLE Y SIMPLE CON ALMAS ESBELTAS FLECTADOS EN TORNO A SU EJE MAYOR**1.- Fluencia del ala en Compresion**

Momento nominal para fluencia del ala en Comp. M_n [t-m]	7.31	(F5-1)
--	------	--------

2.- Pandeo Lateral Torsional

Momento nominal para Pandeo Lateral Torsional M_n [t-m]	6.72	(F5-2)
(a) Tension critica para $L_b < L_p$ F_{cr} [ton]	NO APLICA	
(b) Tension critica para $L_p < L_b < L_r$ F_{cr} [ton]	2,324.03	(F5-3)
(c) Tension critica para $L_r < L_b$ F_{cr} [ton]	2,530.00	(F5-4)
Tension critica F_{cr} [ton]	2,324.03	$L_p < L_b < L_r$
Long lim sin arriost lateral para el estado limite de fluencia L_p [cm]	76.57	(F4-7)
Long lim sin arriost lateral para el estado limite pand flex-tor inelast L_r [cm]	261.37	(F5-5)
Razon entre 2 veces area del alma/area de los componts del ala a_w	2.33	
Factor de reducción de resistencia en Flexion R_{pg}	1.00	(F5-6)

3.- Pandeo Local del Ala en Compresion

Momento nominal para pandeo local del ala en compresion M_n [t-m]	NO APLICA	(F5-7)
(a) Tensión Critica para seccion con alas Compactas F_{cr} [ton]	NO APLICA	
(b) Tensión Critica para seccion con alas No Compactas F_{cr} [ton]	2,953.78	(F5-8)
(c) Tensión Critica para seccion con alas Esbeltas F_{cr} [ton]	11,322.16	(F5-9)
Tension critica F_{cr} [ton]	NO APLICA	

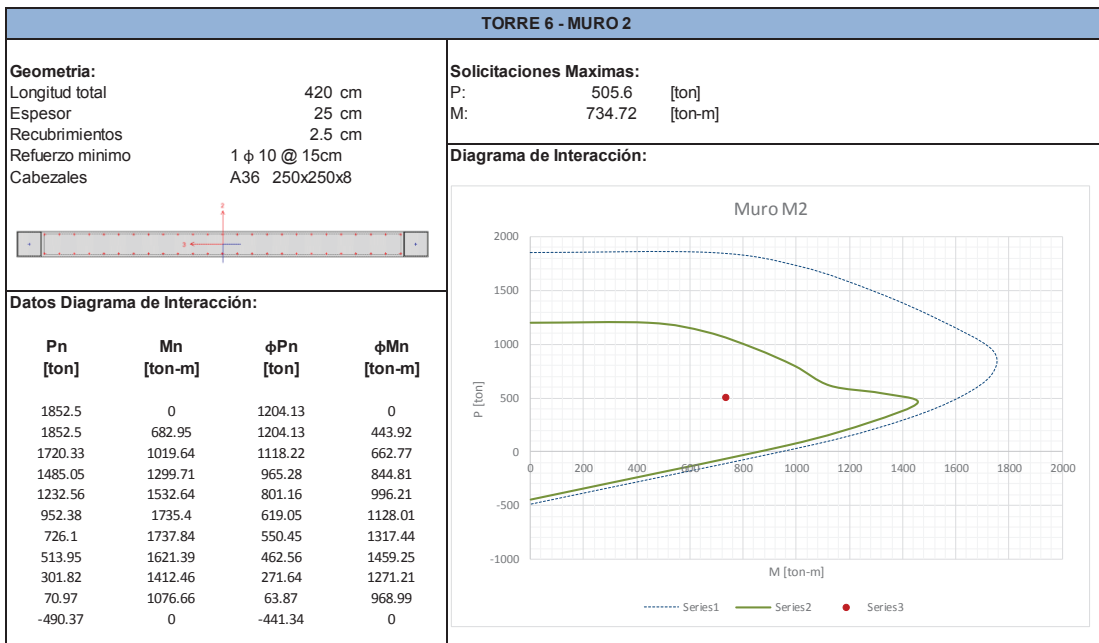
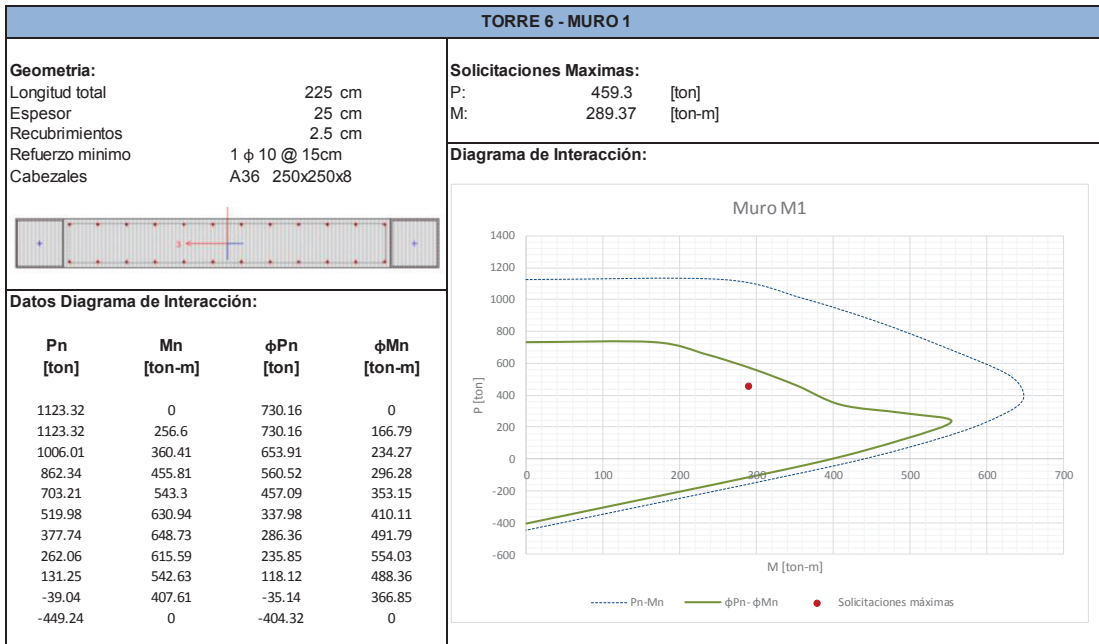
4.- Fluencia en Tracción

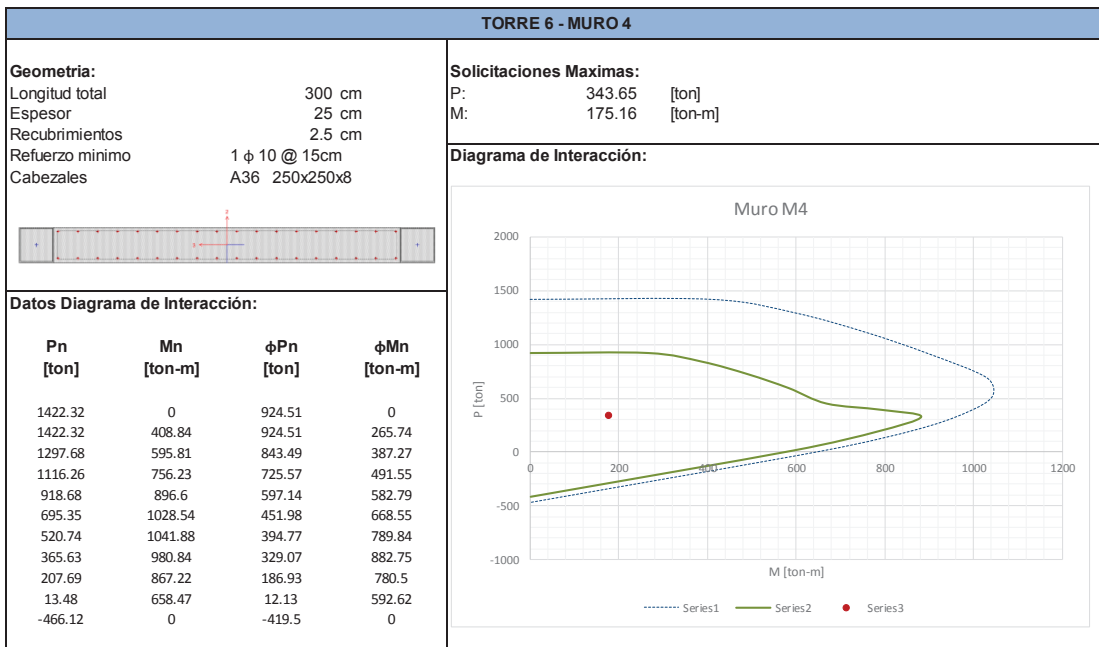
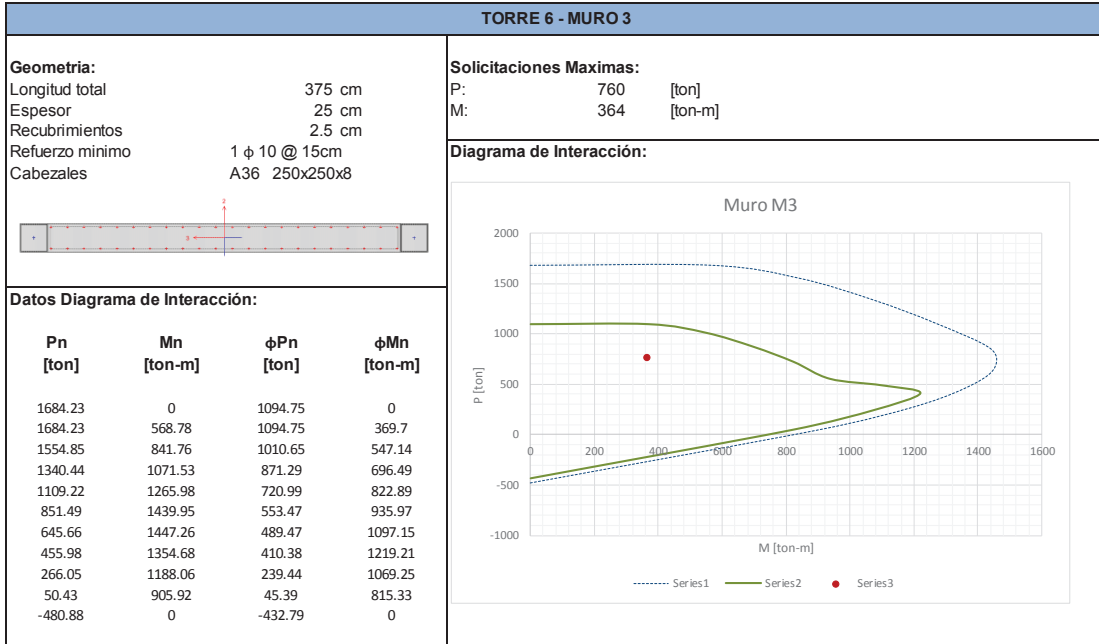
Momento nominal para Fluencia en tracción M_n [t-m]	7.31	(F5-10)
---	------	---------

MOMENTO NOMINAL =	6.72	[t-m]
-------------------	------	-------

ANEXO N° 2

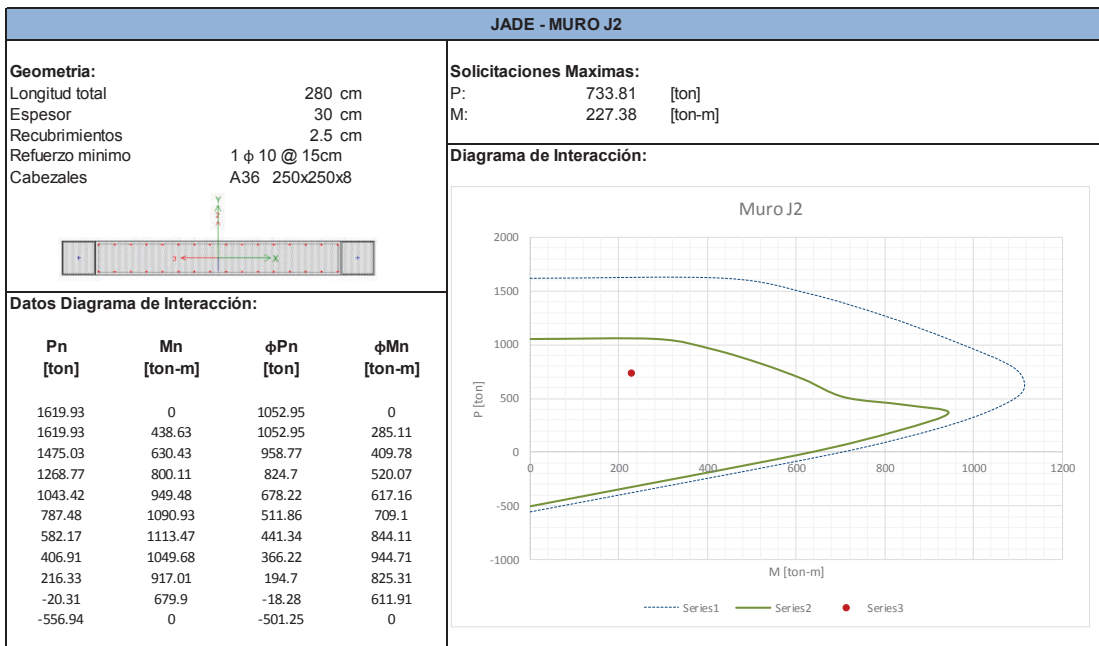
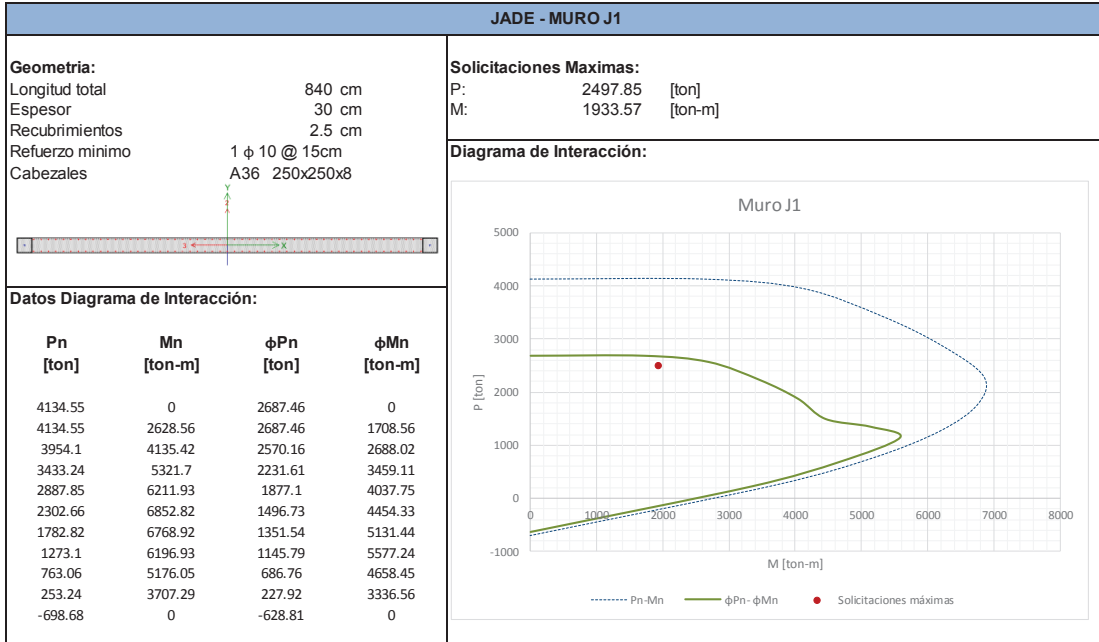
**DIAGRAMAS DE INTERACCION DE MUROS
ESTRUCTURALES – TORRE 6**

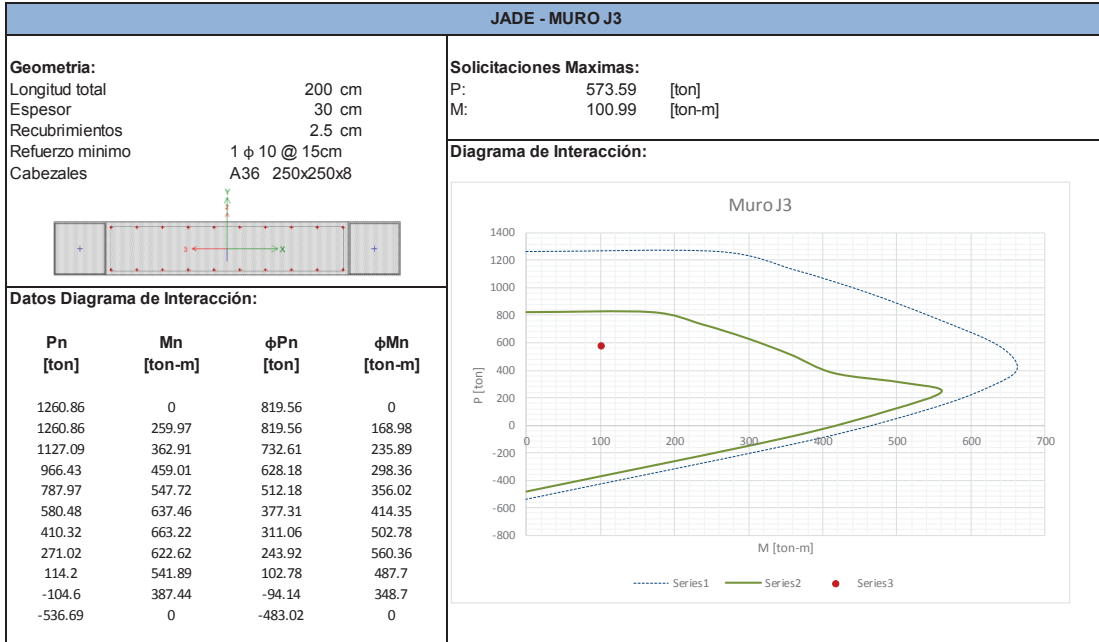




ANEXO N° 3

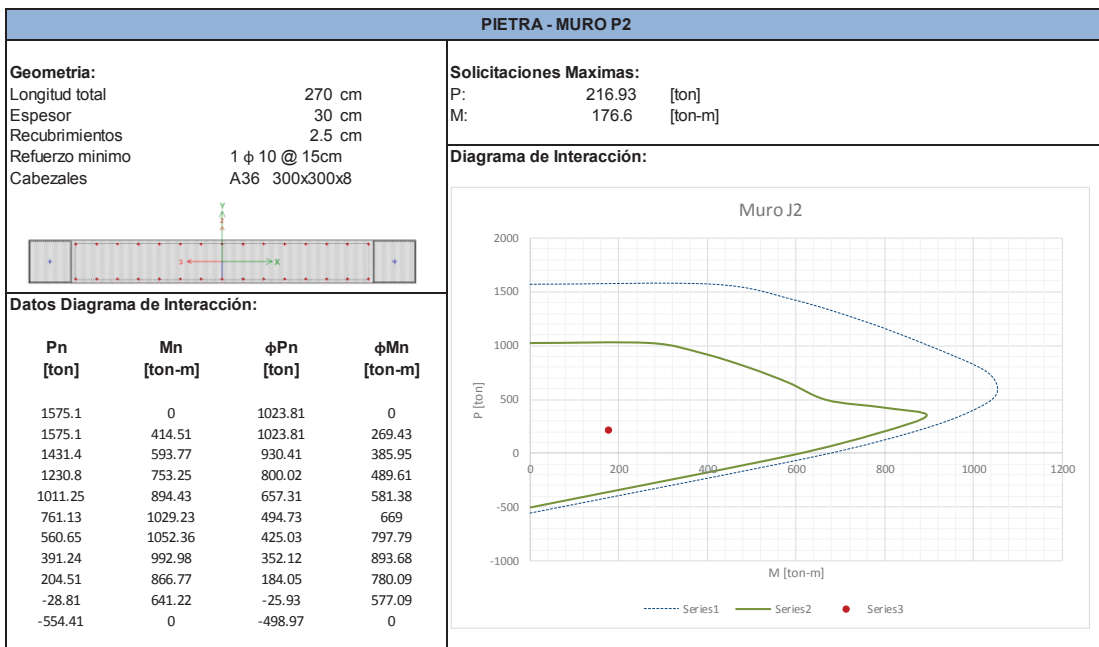
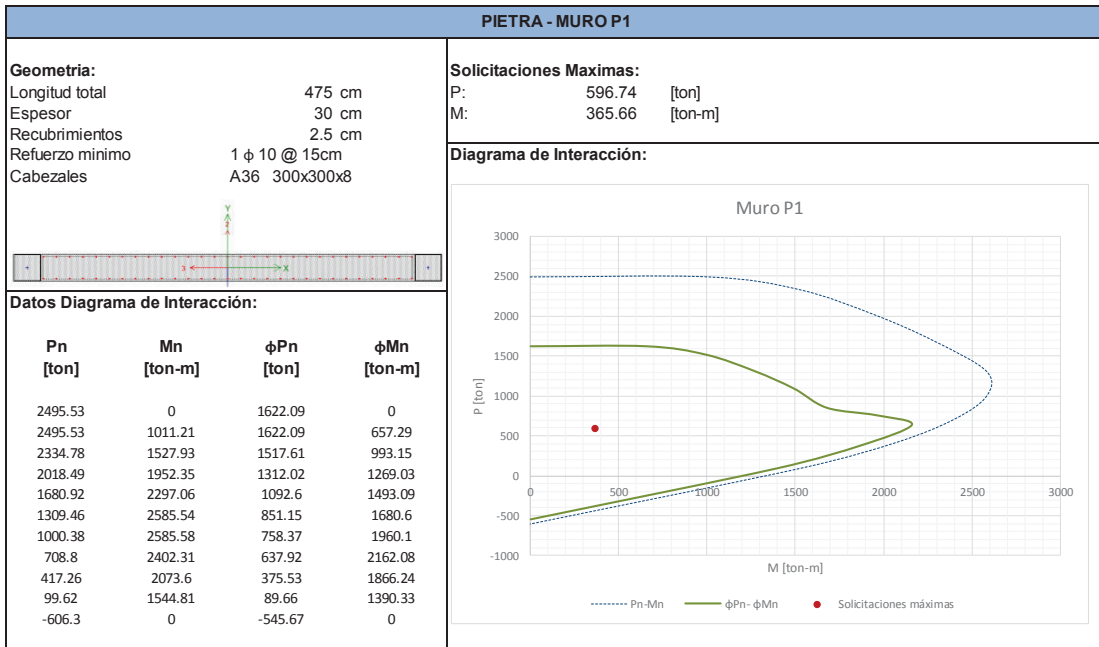
**DIAGRAMAS DE INTERACCION DE MUROS
ESTRUCTURALES – JADE**

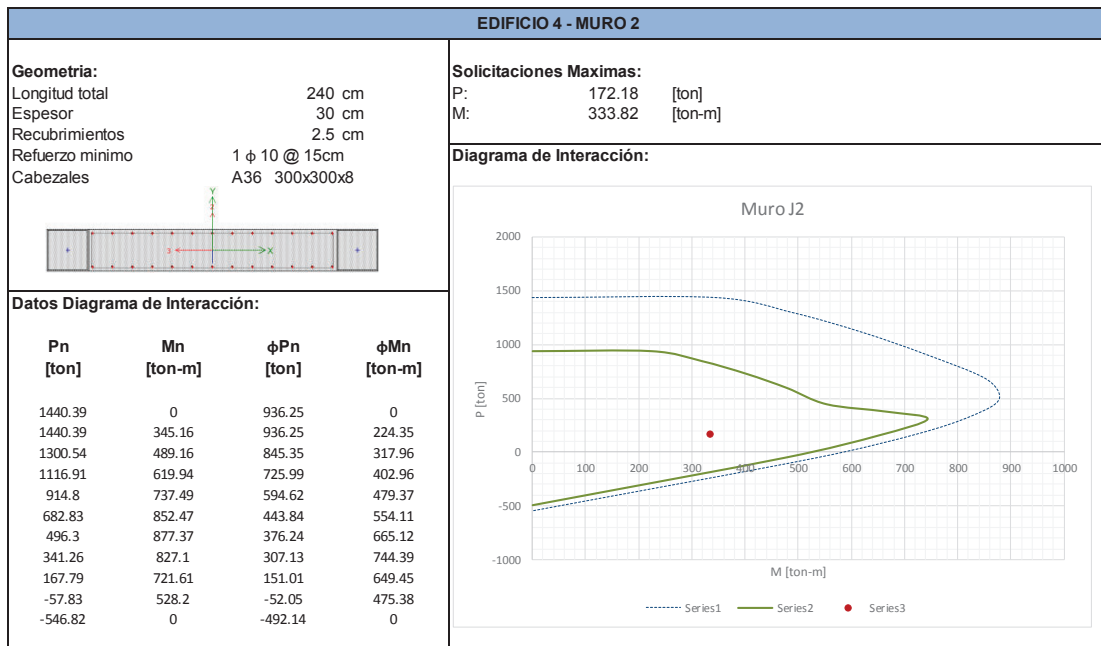
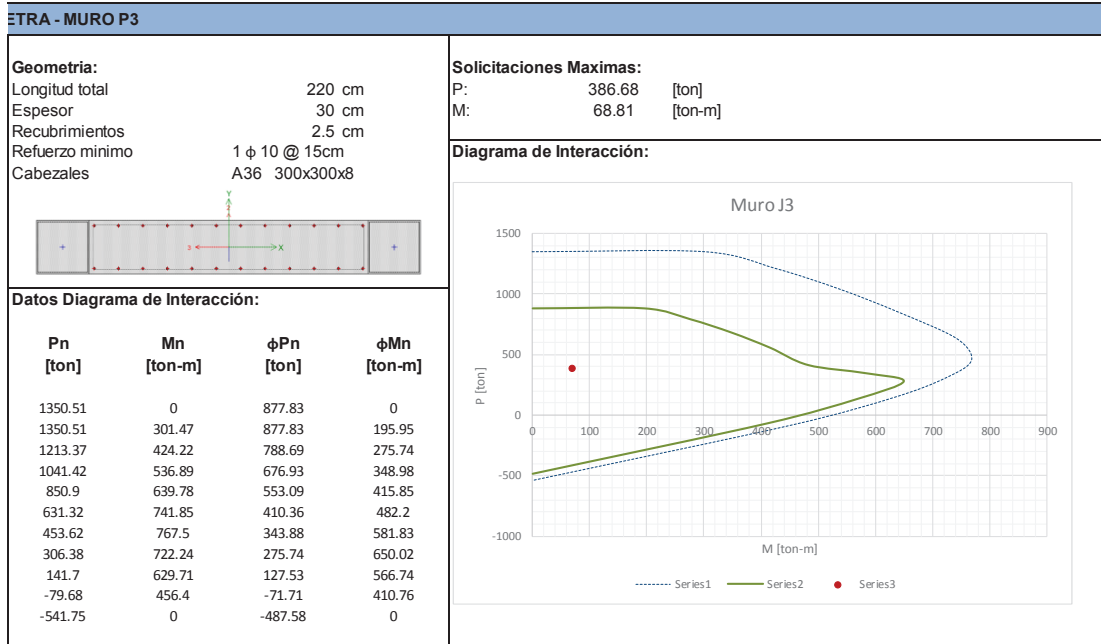




ANEXO N° 4

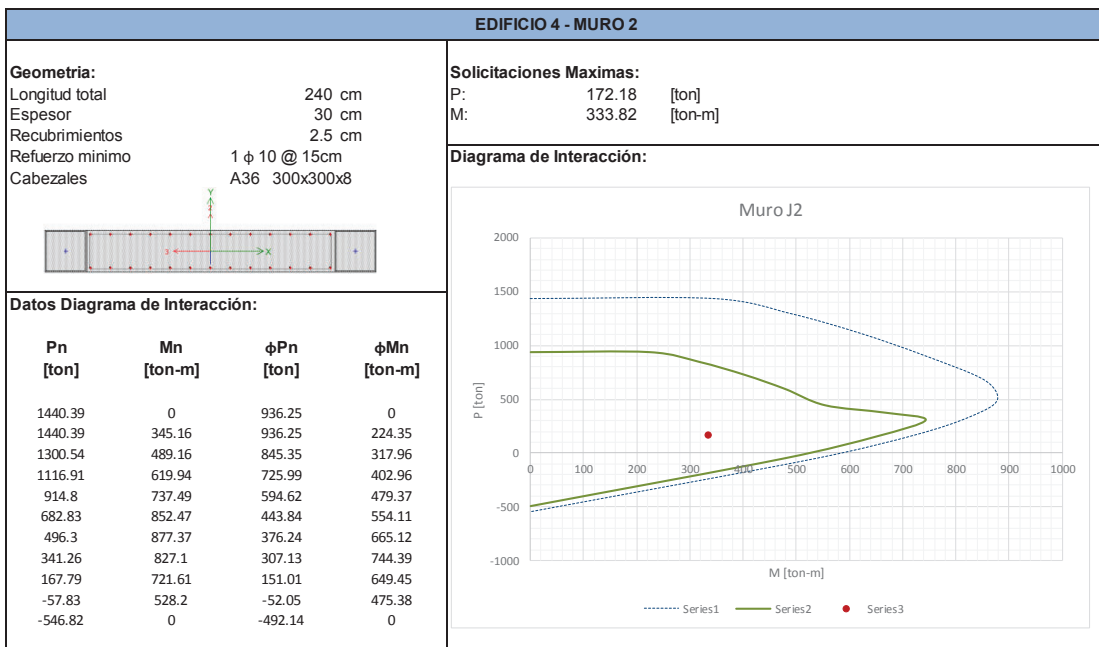
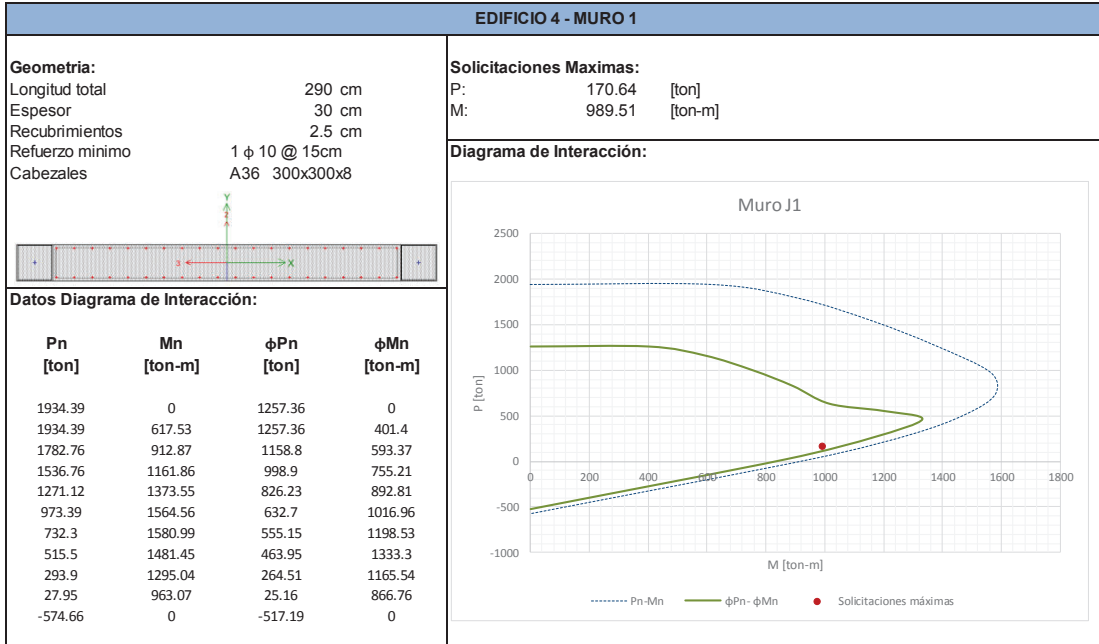
**DIAGRAMAS DE INTERACCION DE MUROS
ESTRUCTURALES – PIETRA**





ANEXO N° 5

**DIAGRAMAS DE INTERACCION DE MUROS
ESTRUCTURALES – EDIFICIO 4**



ANEXO N° 6

DERIVAS DE PISO TORRE 6, JADE, PIETRA, EDIFICIO 4.

TABLE: Story Drifts - TORRE 6							
Story	Load Case	Label	Item	Drift	$\Delta_{\max X}$	$\Delta_{\max Y}$	OBS
P14	SX	42	Max Drift X	0.00178	1.07%		OK
P14	SX	42	Max Drift Y	0.00046		0.28%	OK
P14	SY	38	Max Drift X	0.00041	0.25%		OK
P14	SY	42	Max Drift Y	0.00217		1.30%	OK
P13	SX	58	Max Drift X	0.00184	1.10%		OK
P13	SX	99	Max Drift Y	0.00048		0.29%	OK
P13	SY	58	Max Drift X	0.00045	0.27%		OK
P13	SY	99	Max Drift Y	0.00218		1.31%	OK
P12	SX	58	Max Drift X	0.00188	1.13%		OK
P12	SX	27	Max Drift Y	0.00049		0.29%	OK
P12	SY	88	Max Drift X	0.00042	0.25%		OK
P12	SY	199	Max Drift Y	0.00221		1.32%	OK
P11	SX	56	Max Drift X	0.00196	1.17%		OK
P11	SX	350	Max Drift Y	0.00046		0.28%	OK
P11	SY	211	Max Drift X	0.00049	0.30%		OK
P11	SY	65	Max Drift Y	0.00232		1.39%	OK
P10	SX	58	Max Drift X	0.00201	1.21%		OK
P10	SX	350	Max Drift Y	0.00043		0.26%	OK
P10	SY	211	Max Drift X	0.00056	0.34%		OK
P10	SY	200	Max Drift Y	0.00242		1.45%	OK
P9	SX	88	Max Drift X	0.00208	1.25%		OK
P9	SX	199	Max Drift Y	0.00041		0.25%	OK
P9	SY	211	Max Drift X	0.00062	0.37%		OK
P9	SY	199	Max Drift Y	0.00251		1.50%	OK
P8	SX	211	Max Drift X	0.00219	1.32%		OK
P8	SX	199	Max Drift Y	0.00042		0.25%	OK
P8	SY	211	Max Drift X	0.00068	0.41%		OK
P8	SY	200	Max Drift Y	0.00257		1.54%	OK
P7	SX	88	Max Drift X	0.00228	1.37%		OK
P7	SX	201	Max Drift Y	0.00043		0.26%	OK
P7	SY	211	Max Drift X	0.00073	0.44%		OK
P7	SY	199	Max Drift Y	0.00261		1.56%	OK
P6	SX	211	Max Drift X	0.00231	1.39%		OK
P6	SX	199	Max Drift Y	0.00043		0.26%	OK
P6	SY	211	Max Drift X	0.00075	0.45%		OK
P6	SY	200	Max Drift Y	0.00258		1.55%	OK
P5	SX	211	Max Drift X	0.00231	1.39%		OK
P5	SX	199	Max Drift Y	0.00042		0.25%	OK
P5	SY	211	Max Drift X	0.00076	0.46%		OK
P5	SY	199	Max Drift Y	0.00250		1.50%	OK

P4	SX	211	Max Drift X	0.00225	1.35%		OK
P4	SX	199	Max Drift Y	0.00041		0.24%	OK
P4	SY	211	Max Drift X	0.00075	0.45%		OK
P4	SY	200	Max Drift Y	0.00234		1.41%	OK
P3	SX	211	Max Drift X	0.00213	1.28%		OK
P3	SX	200	Max Drift Y	0.00038		0.23%	OK
P3	SY	211	Max Drift X	0.00072	0.43%		OK
P3	SY	200	Max Drift Y	0.00210		1.26%	OK
P2	SX	88	Max Drift X	0.00192	1.15%		OK
P2	SX	199	Max Drift Y	0.00033		0.20%	OK
P2	SY	88	Max Drift X	0.00066	0.40%		OK
P2	SY	201	Max Drift Y	0.00177		1.06%	OK
P1	SX	96	Max Drift X	0.00168	1.01%		OK
P1	SX	103	Max Drift Y	0.00026		0.16%	OK
P1	SY	34	Max Drift X	0.00052	0.31%		OK
P1	SY	103	Max Drift Y	0.00128		0.77%	OK
PB'	SX	16	Max Drift X	0.00219	1.32%		OK
PB'	SX	34	Max Drift Y	0.00061		0.37%	OK
PB'	SY	16	Max Drift X	0.00056	0.33%		OK
PB'	SY	34	Max Drift Y	0.00075		0.45%	OK
PB	SX	96	Max Drift X	0.00086	0.51%		OK
PB	SX	216	Max Drift Y	0.00020		0.12%	OK
PB	SY	48	Max Drift X	0.00019	0.11%		OK
PB	SY	10	Max Drift Y	0.00043		0.26%	OK
S1'	SX	17	Max Drift X	0.00044	0.26%		OK
S1'	SX	34	Max Drift Y	0.00013		0.08%	OK
S1'	SY	253	Max Drift X	0.00008	0.05%		OK
S1'	SY	13	Max Drift Y	0.00023		0.14%	OK
S1	SX	18	Max Drift X	0.00024	0.15%		OK
S1	SX	34	Max Drift Y	0.00007		0.04%	OK
S1	SY	20	Max Drift X	0.00009	0.05%		OK
S1	SY	2	Max Drift Y	0.00013		0.08%	OK
S2'	SX	39	Max Drift X	0.00018	0.11%		OK
S2'	SX	33	Max Drift Y	0.00006		0.03%	OK
S2'	SY	48	Max Drift X	0.00007	0.04%		OK
S2'	SY	18	Max Drift Y	0.00008		0.05%	OK
S2	SX	96	Max Drift X	0.00015	0.09%		OK
S2	SX	28	Max Drift Y	0.00005		0.03%	OK
S2	SY	48	Max Drift X	0.00008	0.05%		OK
S2	SY	346	Max Drift Y	0.00009		0.05%	OK
S3''	SX	6	Max Drift X	0.00011	0.06%		OK
S3''	SX	16	Max Drift Y	0.00004		0.02%	OK
S3''	SY	16	Max Drift X	0.00004	0.03%		OK
S3''	SY	38	Max Drift Y	0.00011		0.06%	OK

S3'	SX	38	Max Drift X	0.00011	0.06%		OK
S3'	SX	42	Max Drift Y	0.00006		0.04%	OK
S3'	SY	252	Max Drift X	0.00004	0.02%		OK
S3'	SY	40	Max Drift Y	0.00010		0.06%	OK

JADE - DERIVAS DE PISO							
Story	Load Case	Label	Item	Drift	Δ_{max} x	Δ_{max} y	OBS.
N +51.80 m	SX	36	Max Drift X	0.00338	1.78%		OK
N +51.80 m	SX	371	Max Drift Y	0.00082		0.43%	OK
N +51.80 m	SY	39	Max Drift X	0.00101	0.53%		OK
N +51.80 m	SY	372	Max Drift Y	0.00278		1.46%	OK
N +48.60 m	SX	81	Max Drift X	0.00366	1.92%		OK
N +48.60 m	SX	322	Max Drift Y	0.00100		0.53%	OK
N +48.60 m	SY	328	Max Drift X	0.00121	0.64%		OK
N +48.60 m	SY	355	Max Drift Y	0.00290		1.52%	OK
N +45.10 m	SX	81	Max Drift X	0.00371	1.95%		OK
N +45.10 m	SX	322	Max Drift Y	0.00107		0.56%	OK
N +45.10 m	SY	328	Max Drift X	0.00137	0.72%		OK
N +45.10 m	SY	355	Max Drift Y	0.00299		1.57%	OK
N +41.60 m	SX	81	Max Drift X	0.00373	1.96%		OK
N +41.60 m	SX	306	Max Drift Y	0.00115		0.60%	OK
N +41.60 m	SY	328	Max Drift X	0.00152	0.80%		OK
N +41.60 m	SY	355	Max Drift Y	0.00306		1.60%	OK
N +38.10 m	SX	81	Max Drift X	0.00338	1.78%		OK
N +38.10 m	SX	322	Max Drift Y	0.00121		0.63%	OK
N +38.10 m	SY	328	Max Drift X	0.00167	0.88%		OK
N +38.10 m	SY	355	Max Drift Y	0.00312		1.64%	OK
N +34.60 m	SX	81	Max Drift X	0.00380	2.00%		OK
N +34.60 m	SX	306	Max Drift Y	0.00125		0.66%	OK
N +34.60 m	SY	328	Max Drift X	0.00178	0.94%		OK
N +34.60 m	SY	355	Max Drift Y	0.00314		1.65%	OK
N +31.40 m	SX	81	Max Drift X	0.00370	1.94%		OK
N +31.40 m	SX	322	Max Drift Y	0.00128		0.67%	OK
N +31.40 m	SY	328	Max Drift X	0.00190	1.00%		OK
N +31.40 m	SY	355	Max Drift Y	0.00317		1.66%	OK
N +28.20 m	SX	81	Max Drift X	0.00343	1.80%		OK
N +28.20 m	SX	322	Max Drift Y	0.00130		0.68%	OK
N +28.20 m	SY	328	Max Drift X	0.00201	1.05%		OK
N +28.20 m	SY	355	Max Drift Y	0.00317		1.66%	OK
N +25.00 m	SX	81	Max Drift X	0.00379	1.99%		OK
N +25.00 m	SX	322	Max Drift Y	0.00130		0.68%	OK
N +25.00 m	SY	328	Max Drift X	0.00209	1.10%		OK

N +25.00 m	SY	355	Max Drift Y	0.00314		1.65%	OK
N +21.80 m	SX	81	Max Drift X	0.00366	1.92%		OK
N +21.80 m	SX	322	Max Drift Y	0.00127		0.67%	OK
N +21.80 m	SY	328	Max Drift X	0.00215	1.13%		OK
N +21.80 m	SY	355	Max Drift Y	0.00308		1.62%	OK
N +18.60 m	SX	81	Max Drift X	0.00360	1.89%		OK
N +18.60 m	SX	322	Max Drift Y	0.00122		0.64%	OK
N +18.60 m	SY	328	Max Drift X	0.00218	1.14%		OK
N +18.60 m	SY	355	Max Drift Y	0.00298		1.56%	OK
N +15.40 m	SX	81	Max Drift X	0.00359	1.88%		OK
N +15.40 m	SX	312	Max Drift Y	0.00113		0.59%	OK
N +15.40 m	SY	328	Max Drift X	0.00217	1.14%		OK
N +15.40 m	SY	355	Max Drift Y	0.00284		1.49%	OK
N +12.20 m	SX	81	Max Drift X	0.00344	1.80%		OK
N +12.20 m	SX	322	Max Drift Y	0.00102		0.53%	OK
N +12.20 m	SY	328	Max Drift X	0.00211	1.11%		OK
N +12.20 m	SY	355	Max Drift Y	0.00265		1.39%	OK
N +9.00 m	SX	27	Max Drift X	0.00348	1.83%		OK
N +9.00 m	SX	322	Max Drift Y	0.00064		0.33%	OK
N +9.00 m	SY	91	Max Drift X	0.00210	1.10%		OK
N +9.00 m	SY	273	Max Drift Y	0.00236		1.24%	OK
N +4.50 m	SX	34	Max Drift X	0.00341	1.79%		OK
N +4.50 m	SX	292	Max Drift Y	0.00225		1.18%	OK
N +4.50 m	SY	34	Max Drift X	0.00177	0.93%		OK
N +4.50 m	SY	292	Max Drift Y	0.00243		1.28%	OK
PB N+ 0.00 m	SX	323	Max Drift X	0.00112	0.59%		OK
PB N+ 0.00 m	SX	30	Max Drift Y	0.00071		0.37%	OK
PB N+ 0.00 m	SY	30	Max Drift X	0.00043	0.22%		OK
PB N+ 0.00 m	SY	30	Max Drift Y	0.00087		0.46%	OK
S1'	SX	42	Max Drift X	0.00045	0.24%		OK
S1'	SX	34	Max Drift Y	0.00017		0.09%	OK
S1'	SY	43	Max Drift X	0.00020	0.11%		OK
S1'	SY	30	Max Drift Y	0.00028		0.15%	OK
N -5.00 m	SX	324	Max Drift X	0.00027	0.14%		OK
N -5.00 m	SX	30	Max Drift Y	0.00021		0.11%	OK
N -5.00 m	SY	92	Max Drift X	0.00013	0.07%		OK
N -5.00 m	SY	15	Max Drift Y	0.00019		0.10%	OK
N -7.90 m	SX	30	Max Drift X	0.00038	0.20%		OK
N -7.90 m	SX	30	Max Drift Y	0.00034		0.18%	OK
N -7.90 m	SY	30	Max Drift X	0.00021	0.11%		OK
N -7.90 m	SY	30	Max Drift Y	0.00027		0.14%	OK

N -10.80 m	SX	43	Max Drift X	0.00032	0.17%		OK
N -10.80 m	SX	30	Max Drift Y	0.00018		0.10%	OK
N -10.80 m	SY	43	Max Drift X	0.00020	0.10%		OK
N -10.80 m	SY	39	Max Drift Y	0.00022		0.11%	OK

TABLE: Story Drifts PIETRA							
Story	Load Case	Label	Item	Drift	$\Delta_{max X}$	$\Delta_{max Y}$	OBS
N +29.00 m	SX	472	Max Drift X	0.00118	0.71%		OK
N +29.00 m	SX	22	Max Drift Y	0.00012		0.07%	OK
N +29.00 m	SY	472	Max Drift X	0.00028	0.17%		OK
N +29.00 m	SY	22	Max Drift Y	0.00183		1.10%	OK
N +27.50 m	SX	21	Max Drift X	0.00126	0.75%		OK
N +27.50 m	SX	8	Max Drift Y	0.00016		0.10%	OK
N +27.50 m	SY	21	Max Drift X	0.00054	0.33%		OK
N +27.50 m	SY	22	Max Drift Y	0.00180		1.08%	OK
N +24.50 m	SX	438	Max Drift X	0.00154	0.92%		OK
N +24.50 m	SX	449	Max Drift Y	0.00019		0.11%	OK
N +24.50 m	SY	438	Max Drift X	0.00164	0.98%		OK
N +24.50 m	SY	449	Max Drift Y	0.00227		1.36%	OK
N +21.50 m	SX	438	Max Drift X	0.00157	0.94%		OK
N +21.50 m	SX	439	Max Drift Y	0.00016		0.10%	OK
N +21.50 m	SY	438	Max Drift X	0.00179	1.08%		OK
N +21.50 m	SY	449	Max Drift Y	0.00242		1.45%	OK
N +18.50 m	SX	438	Max Drift X	0.00158	0.95%		OK
N +18.50 m	SX	445	Max Drift Y	0.00014		0.09%	OK
N +18.50 m	SY	438	Max Drift X	0.00191	1.15%		OK
N +18.50 m	SY	449	Max Drift Y	0.00252		1.51%	OK
N +15.50 m	SX	438	Max Drift X	0.00156	0.93%		OK
N +15.50 m	SX	445	Max Drift Y	0.00013		0.08%	OK
N +15.50 m	SY	438	Max Drift X	0.00197	1.18%		OK
N +15.50 m	SY	449	Max Drift Y	0.00256		1.53%	OK
N +12.50 m	SX	438	Max Drift X	0.00147	0.88%		OK
N +12.50 m	SX	445	Max Drift Y	0.00011		0.07%	OK
N +12.50 m	SY	438	Max Drift X	0.00196	1.18%		OK
N +12.50 m	SY	449	Max Drift Y	0.00251		1.50%	OK
N +9.50 m	SX	438	Max Drift X	0.00131	0.79%		OK
N +9.50 m	SX	445	Max Drift Y	0.00009		0.05%	OK
N +9.50 m	SY	438	Max Drift X	0.00184	1.10%		OK
N +9.50 m	SY	449	Max Drift Y	0.00233		1.40%	OK
N +6.50 m	SX	433	Max Drift X	0.00107	0.64%		OK
N +6.50 m	SX	426	Max Drift Y	0.00006		0.03%	OK

N +6.50 m	SY	433	Max Drift X	0.00151	0.91%		OK
N +6.50 m	SY	433	Max Drift Y	0.00194		1.17%	OK
N +3.50 m	SX	396	Max Drift X	0.00076	0.46%		OK
N +3.50 m	SX	419	Max Drift Y	0.00005		0.03%	OK
N +3.50 m	SY	396	Max Drift X	0.00095	0.57%		OK
N +3.50 m	SY	419	Max Drift Y	0.00158		0.95%	OK
N +0.50 m	SX	20	Max Drift X	0.00023	0.14%		OK
N +0.50 m	SX	388	Max Drift Y	0.00002		0.01%	OK
N +0.50 m	SY	23	Max Drift X	0.00004	0.03%		OK
N +0.50 m	SY	19	Max Drift Y	0.00022		0.13%	OK
N -2.50 m	SX	6	Max Drift X	0.00015	0.09%		OK
N -2.50 m	SX	8	Max Drift Y	0.00005		0.03%	OK
N -2.50 m	SY	23	Max Drift X	0.00005	0.03%		OK
N -2.50 m	SY	22	Max Drift Y	0.00005		0.03%	OK
N -4.00 m	SX	6	Max Drift X	0.00009	0.06%		OK
N -4.00 m	SX	8	Max Drift Y	0.00003		0.02%	OK
N -4.00 m	SY	6	Max Drift X	0.00004	0.02%		OK
N -4.00 m	SY	11	Max Drift Y	0.00004		0.03%	OK
N -5.50 m	SX	20	Max Drift X	0.00004	0.02%		OK
N -5.50 m	SX	14	Max Drift Y	0.00002		0.01%	OK
N -5.50 m	SY	23	Max Drift X	0.00003	0.02%		OK
N -5.50 m	SY	22	Max Drift Y	0.00004		0.02%	OK

TABLE: Story Drifts - EDIFICIO 4							
Story	Load Case	Label	Item	Drift	$\Delta_{max X}$	$\Delta_{max Y}$	OBS
N +30.00 m	SX	122	Max Drift X	0.00238	1.43%		OK
N +30.00 m	SX	131	Max Drift Y	0.00035		0.21%	OK
N +30.00 m	SY	194	Max Drift X	0.00020	0.12%		OK
N +30.00 m	SY	133	Max Drift Y	0.00291		1.74%	OK
N +27.00 m	SX	143	Max Drift X	0.00249	1.50%		OK
N +27.00 m	SX	131	Max Drift Y	0.00035		0.21%	OK
N +27.00 m	SY	118	Max Drift X	0.00020	0.12%		OK
N +27.00 m	SY	118	Max Drift Y	0.00303		1.82%	OK
N +24.00 m	SX	122	Max Drift X	0.00262	1.57%		OK
N +24.00 m	SX	119	Max Drift Y	0.00034		0.21%	OK
N +24.00 m	SY	115	Max Drift X	0.00021	0.12%		OK
N +24.00 m	SY	143	Max Drift Y	0.00317		1.90%	OK
N +21.00 m	SX	143	Max Drift X	0.00272	1.63%		OK
N +21.00 m	SX	4	Max Drift Y	0.00033		0.20%	OK
N +21.00 m	SY	149	Max Drift X	0.00021	0.12%		OK
N +21.00 m	SY	16	Max Drift Y	0.00329		1.97%	OK

N +18.00 m	SX	139	Max Drift X	0.00277	1.66%		OK
N +18.00 m	SX	131	Max Drift Y	0.00032		0.19%	OK
N +18.00 m	SY	115	Max Drift X	0.00021	0.12%		OK
N +18.00 m	SY	143	Max Drift Y	0.00333		2.00%	OK
N +15.00 m	SX	143	Max Drift X	0.00273	1.64%		OK
N +15.00 m	SX	131	Max Drift Y	0.00029		0.17%	OK
N +15.00 m	SY	118	Max Drift X	0.00020	0.12%		OK
N +15.00 m	SY	118	Max Drift Y	0.00329		1.98%	OK
N +12.00 m	SX	141	Max Drift X	0.00258	1.55%		OK
N +12.00 m	SX	131	Max Drift Y	0.00025		0.15%	OK
N +12.00 m	SY	115	Max Drift X	0.00018	0.11%		OK
N +12.00 m	SY	143	Max Drift Y	0.00311		1.87%	OK
N +9.00 m	SX	120	Max Drift X	0.00228	1.37%		OK
N +9.00 m	SX	4	Max Drift Y	0.00021		0.12%	OK
N +9.00 m	SY	118	Max Drift X	0.00015	0.09%		OK
N +9.00 m	SY	143	Max Drift Y	0.00277		1.66%	OK
N +6.00 m	SX	119	Max Drift X	0.00180	1.08%		OK
N +6.00 m	SX	119	Max Drift Y	0.00015		0.09%	OK
N +6.00 m	SY	146	Max Drift X	0.00011	0.07%		OK
N +6.00 m	SY	143	Max Drift Y	0.00225		1.35%	OK
N +3.00 m	SX	114	Max Drift X	0.00110	0.66%		OK
N +3.00 m	SX	4	Max Drift Y	0.00009		0.05%	OK
N +3.00 m	SY	193	Max Drift X	0.00006	0.04%		OK
N +3.00 m	SY	16	Max Drift Y	0.00154		0.92%	OK
N +0.00 m	SX	121	Max Drift X	0.00008	0.05%		OK
N +0.00 m	SX	131	Max Drift Y	0.00001		0.01%	OK
N +0.00 m	SY	104	Max Drift X	0.00000	0.00%		OK
N +0.00 m	SY	133	Max Drift Y	0.00029		0.18%	OK
N -3.00 m	SX	108	Max Drift X	0.00003	0.02%		OK
N -3.00 m	SX	131	Max Drift Y	0.00000		0.00%	OK
N -3.00 m	SY	104	Max Drift X	0.00000	0.00%		OK
N -3.00 m	SY	67	Max Drift Y	0.00004		0.02%	OK
N -6.00 m	SX	133	Max Drift X	0.00002	0.01%		OK
N -6.00 m	SX	131	Max Drift Y	0.00000		0.00%	OK
N -6.00 m	SY	62	Max Drift X	0.00000	0.00%		OK
N -6.00 m	SY	67	Max Drift Y	0.00002		0.01%	OK