PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

COMPARACIÓN ECONÓMICA DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA CON PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO Y UNA CON PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE, DISEÑADOS DE ACUERDO A LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC).

NOMBRE : JUAN JOSÉ PONCE BENÍTEZ

DIRECTOR: ING. OSCAR JARAMILLO DE LEÓN

QUITO, 2017

DEDICATORIA

Para ti:

Sammy, que me alentaste

Oso, que me diste dirección

Madre, que me insististe

Mica, que me esperaste

Sayani, que me inspiraste

Arawi, que me ganaste

Y a Britani, Luna, Juancha y Malu, mis angelitos puchis

AGRADECIMIENTOS

A mis padres que hicieron posible esto

A los profesores que incentivaron mi gusto por la Ingeniería Civil:

Ignacio Ruiz, Diego Egas, Patricio Torres, Juan C. Garcés, Oscar Jaramillo, Estuardo Páez, Xavier Negrito, Marcelo Guerra, Patricio Castro y Gustavo Leoro.

A los que me ayudan a aplicar lo aprendido: Pepe Ponce, Cristian Segura, Marcelo Álvarez y Jaime Sampedro

Y a todos los que compartieron conmigo este camino.

Ìndice

CAPÍTULO I 9

INTRODUCCIÓN 9

1.1 JUSTIFICACIÓN 9

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y DELIMITACIÓN DEL TEMA 10

1.3 OBJETIVOS 12

1.3.1 General 12

1.3.2 Específicos 12

1.4 HIPÓTESIS 13

1.5 PROCEDIMIENTO TÉCNICO 13

1.5.1 Variables: 13

1.5.2 Indicadores: 13

1.5.3 Metodología 14

1.5.4 Técnicas 14

1.5.5 Universo o muestra 15

1.6 CONTENIDO DE CADA CAPÍTULO 15

1.6.1 Introducción 15

1.6.2 Métodos de análisis y normativa 15

1.6.3 Análisis sísmico 15

1.6.4 Diseño estructural 16

1.6.5 Análisis económico 16

1.6.6 Conclusiones y recomendaciones 16

CAPÍTULO 2 17

MÉTODOS DE ANÁLISIS Y NORMATIVA 17

2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS 17

2.1.1 LRFD (Load and Resistance Factor Design) 17

2.2 NORMATIVA LEGAL DE CONSTRUCCIÓN DEL ECUADOR (NEC) 18

2.2.1 Libro Peligro sísmico (NEC) 18

2.2.2 Libro Estructuras metálicas (NEC) 18

2.3 NORMATIVA EXTRANJERA PARA LA CONSTRUCCIÓN 19

2.3.1 AISC 360-10 19

2.3.2 ASCE7-10 19
2.4 MATERIALES A UTILIZARSE 19
2.4.1 Acero 20
2.4.1.1 Características 21
2.5 PÓRTICOS 21
2.5.1 Pórticos resistentes a momento 22
2.5.2 Pórticos con arriostramiento concéntrico y excéntrico 22
CAPÍTULO III 23
ANÁLISIS SÍSMICO 23
3.1 METODOLOGÍA DE DISEÑO SÍSMICO 23
3.1.1 DBF (diseño basado en las fuerzas) 23
3.2 CARACTERÍSTICAS NECESARIAS PARA ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO 25
3.2.1 Caracterización del suelo 25
3.2.2 Obtención de factor Z 25
3.2.3 Obtención de coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs 26
3.2.4 Selección de valores para η y r 28
3.2.5 Obtención de coeficiente de importancia I 29
3.2.6 Determinación del factor de reducción de resistencia sísmica R 29
3.2.7 Coeficientes de configuración estructural ØP y ØE (planta y elevación) 31
3.2.8 Obtención de To y Tc (Periodos límites de vibración) 31
3.2.9 Obtención de carga sísmica reactiva (W) 32
3.2.10 Determinación de periodo de vibración T por el método 1 32
3.2.11 Determinación del espectro de diseño por aceleraciones Sa(T) 33
3.3 ANÁLISIS ESTÁTICO 34
3.3.1 Determinación de Cortante basal 34
3.3.2 Determinación de distribución vertical y horizontal de cortante basal 35
CAPÍTULO IV 39
DISEÑO ESTRUCTURAL 39
4.1 PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO 39
4.1.1 Criterio columna fuerte-viga débil 39
4.1.2 Limitaciones para vigas y columnas 40
4.1.2.1 Secciones sísmicamente compactas 40

4.1.3 Conexiones viga - columna 41
4.1.3.1 Ángulo de deriva de piso 42
4.1.3.2 Resistencia a la flexión 42
4.1.3.3 Resistencia requerida al cortante 42
4.1.3.4 Estabilidad 42
4.1.4 Soldadura 43
4.1.5 Empalmes de columna 43
4.2 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE 43
4.2.1 Clasificación de vínculos 44
4.2.1.1 Vínculo corto 44
4.2.1.2 Vínculo Largo 44
4.2.1.3 Vínculo intermedio 44
4.2.2 Ángulo de rotación del vínculo 45
4.2.3 Arriostramiento del vínculo 45
4.2.4 Elementos 46
4.2.4.1 Relación ancho – espesor 46
4.2.4.2 Vínculos 50
4.2.4.3 Conexiones 52
CAPÍTULO V 54
MODELACIÓN Y CÁLCULOS 54
5.1 AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 54
5.2 DATOS GENERALES DEL PROYECTO 54
5.2.1 Característica de acero de construcción 56
5.2.2 Pre-dimensionamiento de estructuras 56
5.2.3 Caracterización del suelo 63
5.2.4 Zona sísmica 63
5.2.5 Obtención de coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs 63
5.2.6 Selección de valores para η y r 63
5.2.7 Coeficiente de importancia I 63
5.2.8 Determinación del factor de reducción de resistencia sísmica R 63
5.2.9 Coeficientes de configuración estructural ØP y ØE (planta y elevación) 64
5.2.10 Determinación de periodo de vibración T por el método 1 64

5.2.11 Obtención de To y Tc (Periodos límites de vibración) 64
5.2.12 Determinación del espectro de diseño por aceleraciones Sa(T) 65
5.3 MODELACIÓN Y CÁLCULO DE LAS ESTRUCTURAS 68
CAPÍTULO VI 108
ANÁLISIS ECONÓMICO 108
6.1 ACERO 108
6.1.1 Cantidad de material 108
CAPÍTULO VII 114
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 114
7.1 CONCLUSIONES 114
7.2 RECOMENDACIONES 116
BIBLIOGRAFÍA 117
ANEXOS 118

RESUMEN

Uno de los aspectos más importantes en la construcción es la optimización de recursos. Pequeñas diferencias en el diseño estructural pueden representar un ahorro considerable de dinero con una similar eficiencia técnica.

Esta investigación definirá el tipo de estructura más eficiente técnica y económicamente dependiendo del tipo de pórticos que la compongan, a diferentes alturas, ya sean solo pórticos resistentes a momentos o combinados con pórticos excéntricamente arriostrados, en vanos centrales de pórticos perimetrales.

Nuestra referencia serán las cantidades de materiales necesarios, aunque se hará referencia a decisiones diferentes a cantidad de material que influirán en el costo final.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 JUSTIFICACIÓN

Debido a que vivimos en una ciudad de alto riesgo sísmico se debe diseñar estructuras que sean capaces de resistir cargas laterales, pero en zonas de menor sismicidad las exigencias para las estructuras son menores, al igual que con viviendas (estructuras de hasta dos pisos y con luces de hasta cinco metros, según la NEC). Los conocimientos acerca del comportamiento de estructuras bajo cargas y características de materiales han ido avanzando al igual que la tecnología de construcción permitiendo optimizar el proceso constructivo.

Con este objetivo el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda promovió el proceso de actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC 2001), en unión con la Cámara de la Industria de la Construcción que coordinó comités de expertos de entidades públicas, privadas y de instituciones académicas. Buscaron determinar la nueva normativa en base a los avances tecnológicos, lo cual mejorará mecanismos de construcción y control de calidad.

En enero de 2015 se oficializó la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) con la aprobación de 10 capítulos, entre ellos: Peligro sísmico y Estructuras metálicas.

En los últimos años, en el Ecuador, se ha vuelto aún más utilizado el acero en la construcción como principal material estructural, debido a sus buenas características mecánicas y su versatilidad constructiva. Da libertad a gran cantidad de opciones para su construcción, además de conexiones. Todo esto varía dependiendo de las cargas que resistirá.

Para el acero, así como para otros materiales, existen diversos tipos de pórticos y combinaciones, de éstos las dos clases que son propuestos por la NEC son:

- Pórticos resistentes a momentos.
- Pórticos concéntricamente y excéntricamente arriostrados.

Cualquiera de estas opciones o combinaciones de ambas en una edificación pueden resultar resistentes a efectos dinámicos, pero la cantidad de acero, exigencia en

conexiones, mano de obra y transporte necesario variarán, influyendo de forma importante su eficiencia tanto técnica como económica.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y DELIMITACIÓN DEL TEMA

Uno de los aspectos más importantes en la construcción es la optimización de recursos. Pequeñas diferencias en el diseño estructural pueden representar un ahorro considerable de dinero con una similar eficiencia técnica. Esta investigación definirá el tipo de estructura más eficiente, técnica y económicamente, dependiendo del tipo de pórticos que la compongan, a diferentes alturas.

Se modelará varios tipos de edificaciones compuestas por diferentes clases de pórticos y alturas, que cumplan la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC Estructuras metálicas y NEC Peligro Sísmico, los cuales tiene de referencia los códigos estadounidenses AISC y ASCE 7-10 entre otros) optimizando recursos, es decir, buscando el menor precio y mayor resistencia según sus características de utilización (que puedan permanecer operativas o sufrir daños menores durante y después de la ocurrencia de un sismo). Cabe decir, que nuestras edificaciones son de TIPO 1 según la NEC-SE-AC, es decir, todos pórticos son Resistentes a momento y/o Excéntricamente arriostrados.

Estos modelos serán de estructuras de las siguientes características:

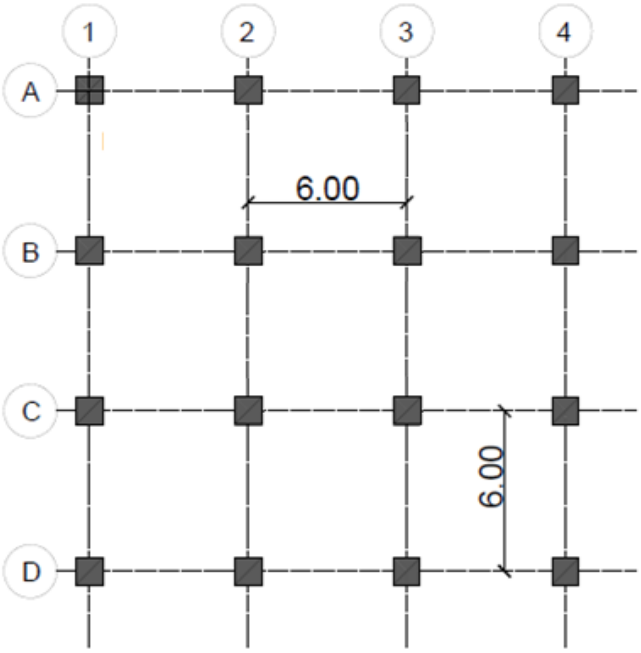
- Tres edificaciones de 4 ejes con luces de 6 metros. Los pórticos gravitacionales estarán en cada sentido (X e Y) excepto en los ejes exteriores, los cuales tendrán pórticos resistentes a momento. Tendrán 5, 7 y 10 pisos cada una (no subsuelos). Se supondrá su construcción en la ciudad de Quito en un sector centro-norte de la ciudad.
- Tres edificaciones de 4 ejes con luces de 6 metros. Los pórticos gravitacionales estarán en cada sentido (X e Y) excepto los ejes exteriores, los cuales el vano central tendrá arriostramiento excéntrico y los vanos laterales al excéntrico serán pórticos resistentes a momento. Tendrán 5, 7 y 10 pisos cada una (no subsuelos). Se supondrá su construcción en la ciudad de Quito en un sector centro-norte de la ciudad.

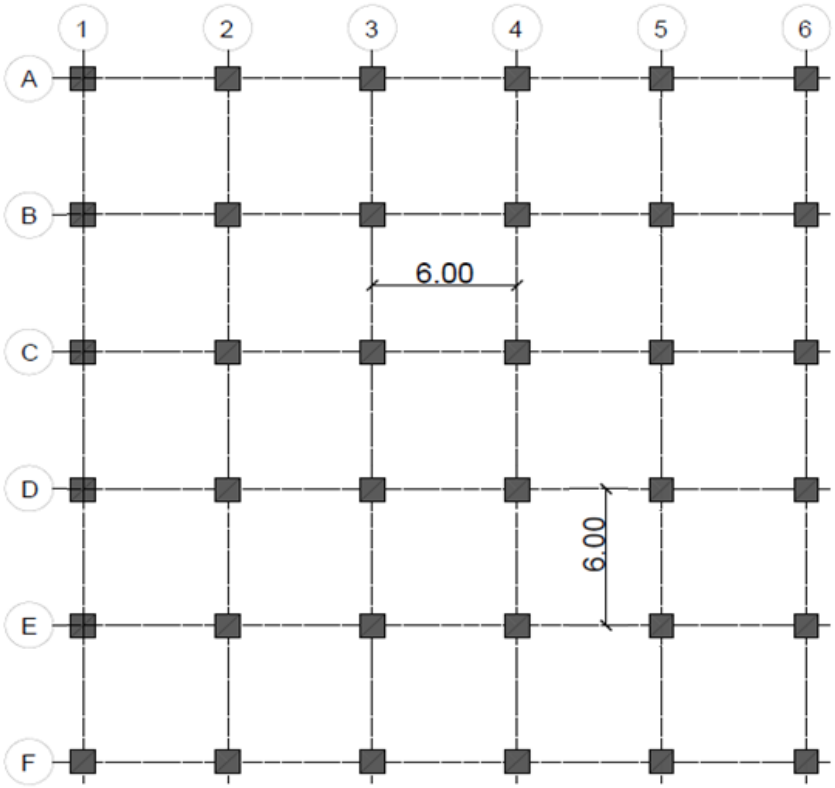
- Tres edificaciones de 6 ejes con luces de 6 metros. Los pórticos gravitacionales estarán en cada sentido (X e Y) excepto en los ejes exteriores, los cuales tendrán pórticos resistentes a momento. Tendrán 5, 7 y 10 pisos cada una (no subsuelos). Se supondrá su construcción en la ciudad de Quito en un sector centro-norte de la ciudad.
- Tres edificaciones de 6 ejes con luces de 6 metros. Los pórticos gravitacionales estarán en cada sentido (X e Y) excepto los ejes exteriores, los cuales el vano central tendrá arriostramiento excéntrico y los vanos laterales al excéntrico serán pórticos resistentes a momento. Tendrán 5, 7 y 10 pisos cada una (no subsuelos). Se supondrá su construcción en la ciudad de Quito en un sector centro-norte de la ciudad.

En este análisis estructural y económico será tomada en cuenta solamente la superestructura de las edificaciones a estudiarse (no incluye las cimentaciones), la cual está compuesta de estructura metálica, losas tipo deck (requerirán armadura tipo malla y hormigón) y conexiones soldadas únicamente.

No se profundizará en temas de albañilería varios como son mampostería y acabados, sino solamente en el análisis estructural.

Figura 1: Plantas tipo





1.3 OBJETIVOS

1.3.1 General

Establecer cuál de los dos sistemas de pórticos propuestos de estructura metálica resulta más económico, cumpliendo estándares de resistencia similares (serviciabilidad, basados en derivas de piso), comparando la variación de comportamiento dependiendo de la altura de la edificación.

1.3.2 Específicos

- Conocer la normativa legal vigente para la construcción en Ecuador (NEC), enfocados a lo que se refiere a peligro símico y estructuras metálicas, además de indicar algunas características importantes del acero.
- Analizar el comportamiento de las estructuras ante sismos.

- Dimensionar en base a normativa legal los perfiles y sus respectivas conexiones tomando en cuenta todas las solicitaciones (Uso de Autodesk Robot Structural Analysis).
- Realizar una cuantificación de recursos utilizados y sus costos.
- Comparar técnica y económicamente los modelos realizados.

1.4 HIPÓTESIS

La edificación de estructura metálica compuestas por pórticos resistentes a momento, probablemente tendrá una mayor carga muerta debido a la necesidad de elementos más grandes y conexiones más fuertes, lo que significaría una necesidad mayor de acero aumentando así los costos. Mientras que la edificación de estructura metálica compuestas por pórticos arriostrados excéntricamente y pórticos resistentes a momento probablemente necesite elementos menores debido al aumento de resistencia lateral por medio de las diagonales, aunque la zona de arriostramiento y los elementos en la zona requieran ser mayores que el resto.

Esto puede llevar al uso de una menor cantidad de acero, aunque aumente el número de conexiones debido a las uniones con placas Gusset en el arriostramiento.

Mientras mayores sean las cargas laterales mayor será el periodo de oscilación de la estructura, lo que significaría mayores deformaciones en estructuras más altas.

1.5 PROCEDIMIENTO TÉCNICO

1.5.1 Variables:

Las principales variables a tratar son:

- El costo de la estructura
- La eficiencia técnica

1.5.2 Indicadores:

El indicador de que mostrará la variación de costos será:

- Cantidad de acero necesario (material y transporte, basado en datos publicados por la Cámara de la Industria de la Construcción).

El indicador de que mostrarán la eficiencia técnica será:

- El porcentaje de solicitación de cada elemento y la magnitud de las derivas de piso (serviciabilidad).

1.5.3 Metodología

Se realizará un pre diseño teórico de las edificaciones propuestas utilizando conocimientos de análisis estructural y de resistencia de materiales y se calcularán las cargas aproximadas que soportará el edificio debido a su peso propio y al peso de ocupación.

Posteriormente se modelará en programas utilitarios computacionales para análisis estructural (Autodesk Robot Structural Analysis) para analizar las fuerzas que actúan sobre estos en situaciones estáticas y dinámicas.

Se hará un proceso similar en todos los modelos, para poder hacer una comparación total de costos.

1.5.4 Técnicas

Con los datos obtenidos se diseñarán los elementos y se revisará el cumplimiento de la normativa legal de construcción del Ecuador (NEC, basada en códigos AISC y ASCE 7-10).

Finalmente se obtendrán cantidades de materiales utilizados, además de un costo aproximado de mano de obra y transporte de ambos modelos para lograr una comparación económica y de resistencia.

Cabe recalcar que se analizará la conveniencia del uso de perfiles existentes en el mercado o la fabricación de perfiles por pedido.

1.5.5 Universo o muestra

HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGÍA/TÉCNICAS
La estructura con pórticos resistentes a momento tendrá una mayor carga muerta por elementos más grandes y conexiones más fuertes, más acero, más costos. La estructura con pórticos arriostrados concéntricamente necesita elementos menores, pero la zona de arriostramiento y los elementos en la zona requieran ser mayores que el resto.	Costo de estructura	- Cantidad de acero necesario (material y transporte)	Cálculo de cantidades de recursos necesarios e investigación de costos de varias fuentes como la CAMICON, acerías importantes.
	Eficiencia técnica	- Porcentaje de solicitación de elemento y magnitud de derivas de piso.	Investigación teórica de análisis estructural, resistencia de materiales y normativa legal de construcción

1.6 CONTENIDO DE CADA CAPÍTULO

1.6.1 Introducción

Se explicarán las razones del estudio, además de objetivos y procedimiento técnico a llevarse a cabo durante el estudio.

1.6.2 Métodos de análisis y normativa

En este se tratarán los métodos de análisis, normativa técnica y legal y características del acero.

1.6.3 Análisis sísmico

Se realizará un análisis basado en fuerzas según NEC-SE-DS (Diseño Símico), espectro de diseño, análisis estático y análisis dinámico.

1.6.4 Diseño estructural

Se diseñarán de elementos por método LRFD según NEC-SE-AC (Estructuras de Acero) basado principalmente en Códigos AISC (360-10, 341-10).

1.6.5 Análisis económico

Se calculará las cantidades de materiales y su costo respectivo, basados en costos publicados por la Cámara de la Industria de la Construcción.

1.6.6 Conclusiones y recomendaciones

Se analizarán resultados y se comparará comportamientos entre tipos de estructura, económica y técnicamente.

Se hará referencia a factores diferentes a la cantidad de material que podrían influir notablemente en el costo.

CAPÍTULO 2

MÉTODOS DE ANÁLISIS Y NORMATIVA

2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS

Existen dos métodos de diseño para acero estructural proporcionados en las especificaciones AISC. Uno es el LRFD por sus siglas en inglés (Diseño con factores de carga y resistencia) y el ASD (Diseño por esfuerzos permisibles).

Estos se basan en estados límite, es decir, hasta el momento que una estructura deja de cumplir una función planeada, ya sea por resistencia o por servicio.

Se diferencian en la forma de calcular cargas de diseño y el uso de factores de seguridad y resistencia.

Las cargas de servicio o de trabajo se estiman de la misma forma en los dos métodos, y la mayor combinación de estas en el LRFD y el mayor grupo en el ASD son los datos utilizados para el análisis y diseño respectivo.

Tanto el LRFD y el ASD utilizan en sus análisis la resistencia nominal, la cual es la resistencia teórica de la estructura o de un miembro de la estructura. Debido a la incertidumbre de la resistencia exacta de un material (flujo plástico, corrosión y fatiga), posibles errores en métodos de cálculo, condiciones naturales impredecibles, variación de uso de la estructura y más, en cada una de estos métodos se utiliza un factor de reducción de resistencia y un factor de seguridad respectivamente.

Al realizar un análisis con ambos métodos los resultados serán similares, sin embargo, los hechos con LRFD serán un poco más económicos.

2.1.1 LRFD (Load and Resistance Factor Design)

En este método se toman las cargas de servicio y se las suman antes multiplicando cada una por factor de carga (mayor a 1) correspondiente a su tipo. Este valor, llamado carga factorizada, debe ser menor que la resistencia nominal multiplicada por el factor de reducción.

Generalmente se utilizan los factores propuestos en la norma ASCE 7-10, sobre todo si no existe un reglamento legal en la zona donde se construirá.

Los factores de carga se utilizan debido a la incertidumbre en la estimación de cargas de distintos tipos. Cabe decir que los factores para las cargas muertas son menores debido a que se pueden estimar con mayor exactitud.

Las combinaciones de carga muestran valores de recurrencia de 50 años para cargas transitorias. A una de las cargas se da una magnitud máxima para un periodo de 50 años, y se combina con las demás cargas en el momento de la máxima carga.

2.2 NORMATIVA LEGAL DE CONSTRUCCIÓN DEL ECUADOR (NEC)

Como se indicó anteriormente, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y la Cámara de la Industria de la Construcción promovieron el proceso de actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción buscando determinar la nueva normativa en base a los avances tecnológicos.

El 2015 se oficializó la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) compuesto de 10 capítulos, entre ellos: Peligro sísmico y Estructuras metálicas.

2.2.1 Libro Peligro sísmico (NEC)

En este libro perteneciente a la NEC se indican métodos y requisitos obligatorios legales en Ecuador para el diseño sismo resistente de edificaciones y de otras estructuras basándose en base a conceptos de ingeniería sísmica.

2.2.2 Libro Estructuras metálicas (NEC)

Este libro perteneciente a la NEC debe ser aplicado cuando se utilicen perfiles laminados en caliente y si el coeficiente de reducción de respuesta sísmica R de la estructura a construirse es mayor a 3 (este tipo de estructura disipa la energía de movimiento mediante deformaciones inelásticas).

2.3 NORMATIVA EXTRANJERA PARA LA CONSTRUCCIÓN

Para la elaboración de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) se tomaron como referencia muchas normativas extranjeras, debido a su mayor tiempo de existencia y actualizaciones que han recibido durante su uso, basados en experiencias y sobretodo en estudios científicos y avances tecnológicos.

Como las condiciones varían en nuestro país a su país de origen, estas normas han sido adaptadas a nuestro medio y compendiadas en la NEC.

Algunas de estas son: AISC, ASCE7-10, Normas ASTM Y AASHTO

2.3.1 AISC 360-10

Esta especificación es del American Institute of Steel Construction, un Instituto estadounidense para la construcción en acero, tomando en cuenta los métodos de diseño ASD y LRFD.

Fue elaborado por comités de ingenieros y organizaciones dedicadas a la enseñanza e investigación, con el fin de promover una práctica uniforme de diseño de estructuras de acero. Cabe decir que es para acero laminado en caliente.

2.3.2 ASCE7-10

Esta normativa estadounidense, basada en principios de ingeniería, sugiere requisitos mínimos de carga y combinaciones de estas para el diseño de edificaciones además de otras estructuras.

2.4 MATERIALES A UTILIZARSE

Durante la construcción de una estructura de acero como las que trataremos, el principal elemento componente será el acero, que pudiera o no ser pintado o protegido por medios anticorrosivos. El momento de la colocación de las losas tipo deck se utilizará también malla y hormigón, cuyas características no serán tratadas aquí.

2.4.1 Acero

Actualmente el acero y hierro son aproximadamente el 95 % de la producción de todos los metales en el mundo y, aunque se puede constatar evidencia arqueológica de su utilización desde hace más de tres mil años, su producción económica llegó a finales del siglo XIX. El acero es la combinación de hierro y carbono, siendo este último en concentración menores al 1% (McCormac, 2012).

La mayor parte de perfiles de acero y placas que se producen de chatarra fundida, obtenida de resortes, motores, refrigeradores, etc. El acero se vierte en moldes y posteriormente se le da más forma por medio de rodillos.

A veces se procesa por rolado en frío o por recocido. En este último se calienta el acero en un rango intermedio de temperatura y durante algunas horas se lo mantiene a la misma temperatura y se le permite enfriar colocándole a temperatura ambiente dándole menor dureza, pero mayor ductilidad.

El comportamiento de acero ante esfuerzos es inicialmente elástico, siguiendo la ley de proporcionalidad de deformaciones y esfuerzos de Hooke. Al llegar aproximadamente a las tres cuartas partes del esfuerzo de la resistencia última (límite proporcional elástico) aumentará la de formación y no el esfuerzo, es decir, el acero fluye y comienzan a haber deformaciones plásticas. Después de esta etapa existe lo que se denomina endurecimiento por deformación (McCormac, 2012).

Cuando se elevan mucho las temperaturas, como por ejemplo durante un incendio, la resistencia del acero disminuye significativamente, mientras que, al bajar la temperatura, como por ejemplo durante una nevada, la resistencia aumenta, pero su ductilidad disminuye.

La resistencia del acero aumenta cuando se adicional una pequeña cantidad de carbono, pero también hará que se vuelva más frágil y disminuya su soldabilidad.

Las propiedades físicas del acero dependerán de su composición química, como es laminado, de los esfuerzos que ha sufrido y su tratamiento térmico.

2.4.1.1 Características

El acero posee una resistencia muy alta por unidad de peso, es decir, permitirá estructuras más livianas, mayores luces y menores dimensiones de elementos. Adicionalmente tiene un comportamiento elástico hasta altos esfuerzos, las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos muy altos, eso permite un cálculo más preciso de los momentos de inercia de la estructura.

Así mismo el acero se caracteriza por ser muy resistente y con mantenimiento sus características no varían demasiado con el tiempo al contrario del hormigón. Es muy dúctil, es decir, resiste grandes deformaciones sin fallar ya que permite fluir localmente los puntos de concentración de esfuerzos evitando fallas tempranas. Y cuando va a haber falla, es visible su deformación permitiendo alertar a quienes estén presentes. Por otro lado, es fácilmente manipulable, existen muchas formas de conectar elementos (Placas y pernos o soldadura), es reusable y reciclable.

Lastimosamente es vulnerable a la corrosión al contacto al agua y al aire, por lo tanto, requiere de pintura periódicamente. En el caso de un incendio, con el calor su resistencia disminuye de manera importante, además permitiéndole esparcir el calor a otros elementos contiguos y debilitar la estructura en general. Al permitir secciones más pequeñas, existe una mayor posibilidad de pandeo de los elementos (McCormac, 2012).

También existen los elementos de acero conformados en frío. Estos se consiguen doblando láminas de diferentes espesores. Estas condiciones hacen que el acero pierda cierta ductilidad, pero aumentando su resistencia en cierta forma.

2.5 PÓRTICOS

Los pórticos son conjuntos bidimensionales de vigas y columnas conectadas entre sí (generalmente de forma perpendicular), que estructuralmente cumplen la función de resistir cargas de distintos tipos por medio de las características de los materiales que los componen y por la forma de conexión entre sus elementos. Estos se juntan pórticos

contiguos por medio de vigas y arriostramientos, a la vez, formando otros pórticos, permitiendo el armado de losas.

Dependiendo de los tipos de pórticos a utilizarse en la misma estructura, la NEC-SE-AC los divide en dos tipos:

- Tipo 1: Todos los pórticos, tanto interiores como exteriores son diseñados como Especiales a momentos.
- Tipo 2: Solo los pórticos perimetrales son diseñados como Especiales a momentos, mientras el resto son gravitacionales.

2.5.1 Pórticos resistentes a momento

Este tipo de pórtico es diseñado con nudos capaces de resistir los momentos producidos por un sismo de diseño por medio de la formación de rótulas plásticas en las vigas y en las bases de las columnas, obedeciendo el criterio de columna fuerte - viga débil, obligado a la viga a fluir absorbiendo mayor cantidad de energía por medio de una mayor deformación.

2.5.2 Pórticos con arriostramiento concéntrico y excéntrico

Este tipo de pórtico es diseñado con arriostramientos diagonales que unen adicionalmente las vigas con las columnas, reduciendo el momento actuante en los nudos, por medio de la fuerza axial recibida por los arriostramientos. En los pórticos arriostrados excéntricamente queda una sección de viga aislada por los extremos de los dos arriostramientos. Esta sección se llama **Vínculo**, y debe ser capaz de resistir deformaciones inelásticas, mientras que el resto del pórtico debe resistir deformaciones elásticas.

CAPÍTULO III

ANÁLISIS SÍSMICO

Como base del análisis de la estructura se utilizará la Norma Ecuatoriana de la Construcción, todo lo tratado en este capítulo está relacionado, y por lo tanto tomado, del libro Peligro Sísmico NEC-SE-DS.

3.1 METODOLOGÍA DE DISEÑO SÍSMICO

Dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se proponen varias metodologías de diseño sísmico de pendiendo la situación. Dentro de estos se encuentran:

- Diseño basado en las fuerzas (DBF)
- Diseño basado en los desplazamientos (DBD)
- Métodos de análisis de FEMA 450: Para estructuras compuestas de sistemas de control y aislamiento de base
- Para construcciones de estructuras tipo puentes, tanques, etc.
- Método de diseño por capacidad: Para mecanismos plásticos

La respuesta de la estructura ante sismos será no lineal e inelástica, pero en los métodos DBF y DBD se la toma como lineal. En el DBF se considera un amortiguamiento viscoso del 5%, mientras que la rigidez y el período se estiman contando con reducción de inercia en caso de estructuras de hormigón, espesores de placa en estructuras de acero.

El método DBF es utilizado como método de referencia de la Norma Ecuatoriana de la construcción para cualquier estructura, mientras que el DBD es una alternativa no obligatoria.

3.1.1 DBF (diseño basado en las fuerzas)

Este busca la filosofía del diseño sismorresistente, es decir, prevenir daños en todos los elementos ante terremotos pequeños y frecuentes, prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales ante terremotos moderados y poco frecuentes, y evitar el colapso ante terremotos severos y raros.

Es necesario que el modelo matemático muestre las características más importantes de su comportamiento dinámico. Se deberá realizar un análisis estático y uno dinámico espectral, por lo cual se necesitará determinar el espectro de diseño.

Será necesario:

- Determinar el espectro de diseño
- Calcular el período fundamental de vibración
- Calcular el cortante basal
- Determinar la distribución del cortante basal
- Verificar que las derivas sean admisibles.

Combinaciones de fuerzas para análisis y diseño

La NEC nos propone en su libro Carga no sísmicas (NEC-SE-CG) algunas combinaciones de las siguientes fuerzas:

D: Carga muerta
L: Carga viva
Lr: Carga viva cubierta
S: Carga granizo
W: Carga del viento
E: Carga sísmica

$1.4\ D$

$1.2\ D + 1.6\ L + 0.5\ máx[Lr; S; R]$

$1.2\ D + 1.6\ máx(Lr; S; R) + máx(L; 0.5\ W)$

$1.2\ D + W + L + 0.5\ máx\ (Lr; S; R)$

$1.2\ D + E + L + 0.2\ S$

$0.9\ D + W$

$0.9\ D + E$

3.2 CARACTERÍSTICAS NECESARIAS PARA ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO

3.2.1 Caracterización del suelo

La Norma Ecuatoriana de la Construcción clasifica al suelo en 6 tipos diferentes, calificando a los 30 metros superiores del perfil, excepto el tipo F que es para suelos especiales.

Para todos los tipos de suelo se considera la velocidad de onda cortante promedio del suelo. Pero para los suelos tipo C, D y E se considera también el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (N) y la resistencia al corte no drenado (Su), para el tipo E también se considera el índice de plasticidad (IP) y el contenido de agua en porcentaje (w). Los suelos tipo F requieren un análisis profundo.

Tabla 1: Caracterización de suelo según NEC-SE-DS

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil roca competente	Vs >1500 m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > Vs > 760 m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda	760 m/s > Vs > 360 m/s
	que cumpla cualquiera de los siguientes	N > 50
	criterios	Su > 100 Kpa
D	Criterio de velocidad de onda de cortante	360 m/s > Vs > 180 m/s
	o que cumpla cualquiera de los siguientes	50 > N > 15
	criterios	100 Kpa > Su > 50 KPA
E	Perfil que cumpla velocidad de onda cortante	Vs < 180 m/s
	Perfil con un espesor H mayor a 3 m de arcillas	IP > 20
	blandas	w > 40%
		Su < 50 Kpa
F	F1 Susceptibles a falla o colapso en un sismo (licuables, dispersos)	
	F2 Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m)	
	F3 Arcillas alta plasticidad (H > 7,5 m e IP > 75)	
	F4 Arcilla rigidez blanda (H > 30 m)	
	F5 Variaciones bruscas de velocidad de onda de corte	
	F6 Rellenos sin control ingenieril	

Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

3.2.2 Obtención de factor Z

El factor Z será la aceleración máxima en roca esperada en el diseño, mostrada como fracción de la aceleración de la gravedad.

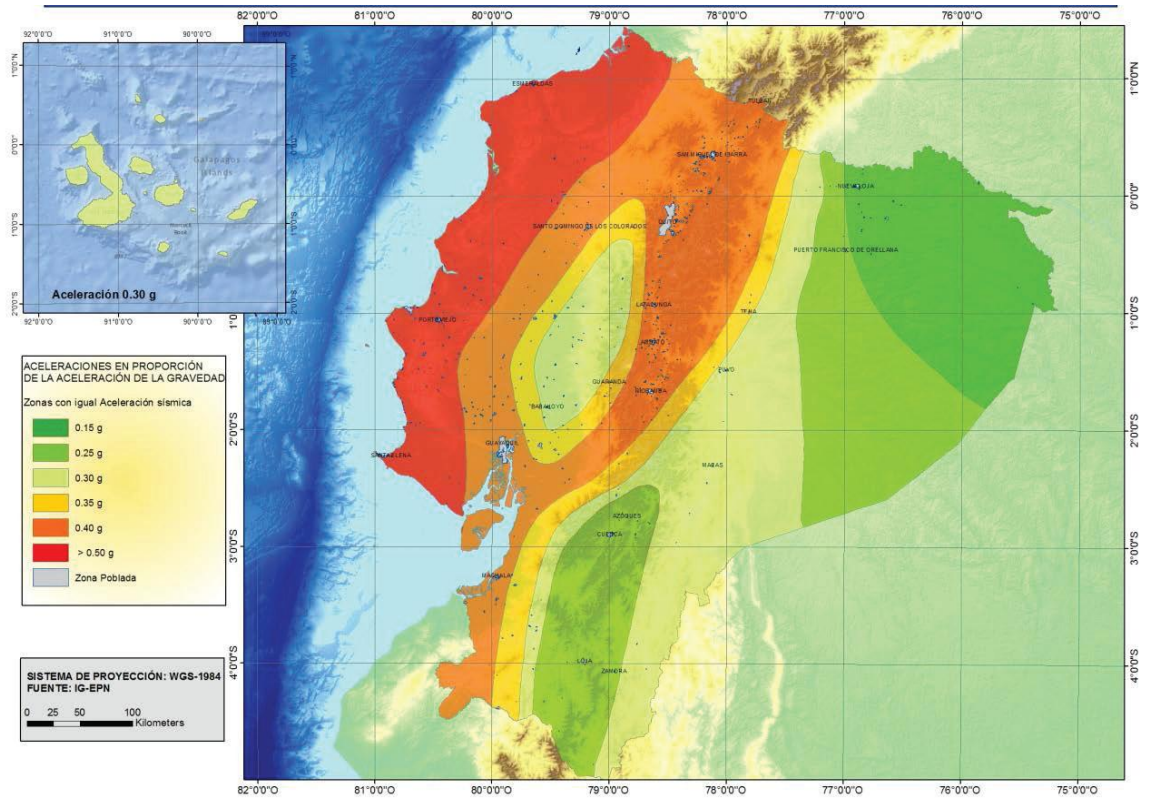
Para definir que factor Z será utilizado deberemos basarnos en el mapa presentado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el libro de Peligro sísmico o en las tablas de poblaciones incluidas en el mismo libro.

Tabla 2: Factor de zona sísmica según NEC-SE-DS

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	0,50
Peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

Figura 2: Zonificación Sísmica según NEC-SE-DS



Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

3.2.3 Obtención de coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs

Al hacer un espectro de respuesta de aceleraciones o de desplazamientos nos basamos en un tipo de suelo, en este caso un suelo fuerte como la roca, en el cual se presentarán

ciertas aceleraciones y desplazamientos. Estos valores varían significativamente dependiendo del tipo de suelo en el que se emplazará la estructura. Por este motivo los coeficientes propuestos por la NEC son de amplificación de los espectros que se tendría con un suelo como la roca.

- El coeficiente Fa amplifica las ordenadas del espectro de respuesta de aceleraciones.
- El coeficiente Fd amplifica las ordenadas del espectro de respuesta de desplazamiento.
- El coeficiente Fs considera el comportamiento no lineal de los suelos.

Tabla 3: Coeficientes Fa según NEC-SE-DS

Fa						
Perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0 25	0,3	0,35	0,4	> 0,5
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	Requiere estudio especial					

Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

Tabla 4: Coeficientes Fd según NEC-SE-DS

Fd						
Perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0 25	0,3	0,35	0,4	> 0,5
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	Requiere estudio especial					

Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

Tabla 5: Coeficientes Fs según NEC-SE-DS

Fs						
Perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0 25	0,3	0,35	0,4	> 0,5
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
F	Requiere estudio especial					

Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

3.2.4 Selección de valores para η y r

El valor de η es la razón entre la aceleración espectral en un período de 0.1 s y su aceleración sísmica máxima (PGA) para su periodo de retorno (Sa/Z).

La NEC basada en las ordenadas de las gráficas de peligro sísmico que se proveen en el libro Peligro sísmico, los cuales tienen una probabilidad del 10 % de ocurrencia en 50 años y con un período de retorno de 475 años en roca y normalizándolo con el valor Z se adoptan los siguientes valores dependiendo de su ubicación:

- η = 1.8 Provincias de la costa excepto Esmeraldas
- η = 2.48 Provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos
- η = 2.60 Provincias del oriente.

El factor ***r*** es utilizado para la obtención del espectro elástico de diseño para cuando Período fundamental de la estructura (T) es mayor al período límite de vibración (Tc), cuyos valores dependen de la ubicación geográfica

- r = 1 Todos los tipos de suelos excepto el E
- r =1.5 Para suelos tipo E

3.2.5 Obtención de coeficiente de importancia I

Este factor se lo utiliza en el diseño de estructuras esenciales o de ocupación especial, como lo son hospitales y escuelas respectivamente con el objetivo de incrementar ficticia mente la demanda sísmica que tendrá la edificación durante un sismo.

Las edificaciones comunes tendrán un coeficiente igual a 1, es decir, no se incrementará su demanda símica.

Tabla 6: Importancia de una estructura según NEC-SE-DS

Categoría	Tipo de uso	Coeficiente I
Esencial	Centros de salud o emergencia, inst. militares, torres de control, estructuras con depósitos de agua, generación eléctrica, o con depósitos de sustancias especiales, etc.	1,5
Ocupación especial	Centros de salud o emergencia, inst. militares, torres de control, estructuras con depósitos de agua, generación eléctrica, o con depósitos de sustancias especiales, etc.	1,3
Otras	Restantes fuera de las anteriores categorías	1,0

Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

3.2.6 Determinación del factor de reducción de resistencia sísmica R

Cuando una estructura fue diseñada con una forma de falla prevista y con suficiente ductilidad, la NEC permite la utilización del factor R que reduce las fuerzas sísmicas utilizadas para el diseño de la edificación.
Este factor dependerá del tipo de estructura, suelo, ductilidad y más. Pero si la importancia de la edificación es mayor a 1, R no se deberá utilizar.

La NEC divide los sistemas estructurales entre dúctiles y de ductilidad limitada.

Tabla 7: Factor de reducción de resistencia R, sistemas dúctiles según NEC-SE-DS

Sistemas Estructurales dúctiles Sistemas duales	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Porticos 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

Sistemas Estructurales dúctiles Pórticos resistentes a momentos	R
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
Sistemas Estructurales dúctiles **Otros sistemas estructurales para edificaciones**	**R**
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

Tabla 8: Factor de reducción de resistencia R, sistemas ductilidad limitada según NEC-SE-DS

Sistemas Estructurales de ductilidad limitada Pórticos resistentes a momentos	R
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 electrosoldada de alta resistencia.	2,5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2,5
Sistemas Estructurales de ductilidad limitada Muros estructurales portantes	**R**
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a dos pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a dos pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitada a cuatro pisos.	3

Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

3.2.7 Coeficientes de configuración estructural ØP y ØE (planta y elevación)

Tanto las irregularidades en una estructura, ya sea en planta o en elevación, llevan a la edificación a un comportamiento deficiente o extraño en el caso de un sismo. Por esta razón la NEC utiliza coeficientes que aumentarán la demanda del cortante basal dependiendo del caso que se presente. Cabe decir que este aumento en la resistencia no disminuye una inadecuada forma de reacción de la estructura, sugiriendo evitar en lo posible muchas de estas irregularidades.

3.2.8 Obtención de To y Tc (Periodos límites de vibración)

En el diagrama del espectro de aceleraciones las abscisas son el periodo en segundos y las ordenas son aceleraciones expresadas en forma de fracción de la aceleración de la gravedad.

Dentro de esto tendremos el periodo fundamental de vibración de la estructura (T), pero como límites de la meseta del espectro estarán;

- To que es el período límite inicial de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.
- Tc que es el período límite final de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Y se los calculará mediante las siguientes expresiones propuestas en la NEC:

$$To = 0.1\ Fs \times \frac{Fd}{Fa}$$

$$Tc = 0.55\ Fs \times \frac{Fd}{Fa}$$

TL período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta de desplazamientos, que no utilizaremos.

3.2.9 Obtención de carga sísmica reactiva (W)

Se necesitará calcular la carga reactiva de la estructura durante un sismo, la cual se la considerará igual a la carga muerta total de la estructura, pero en el caso de estructuras que se utilicen para almacenar bienes, se considerará igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva.

- $W = D$ (general)
- $W = D + 0.25\ L$ (bodegas)

3.2.10 Determinación de periodo de vibración T por el método 1

Mediante la siguiente expresión se puede calcular de manera aproximada el período de vibración de la estructura:

$$T = Ct \times hn^{\alpha}$$

En donde Ct dependerá del tipo de edificio y hn altura de la edificación desde la base
Al haber dimensionado la estructura los periodos fundamentales deben recalcularse por un análisis modal.

Tabla 9: Coeficientes C1 y α según NEC-SE-DS

Tipo de estructura	C1	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramiento	0,072	0,8
Con arriostramiento	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 y	0,055	0,75

Fuente: Libro Peligro Sísmico, Norma Ecuatoriana de la Construcción

3.2.11 Determinación del espectro de diseño por aceleraciones Sa(T)

Se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad, dependiendo de la zona sísmica del lugar de la edificación, el tipo de suelo y de los coeficientes de Fa, Fd y Fs.

Cuando formas de vibración son diferentes al fundamental

$$Sa = Z\ Fa\ \left(1 + (\eta - 1)\ \frac{T}{To}\right)$$

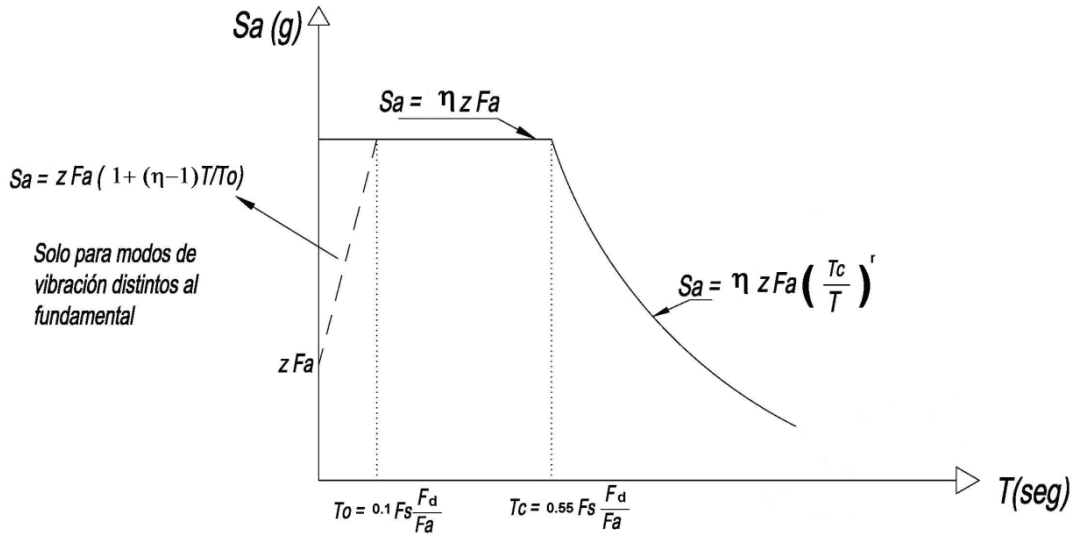
Cuando el periodo fundamental de vibración de la estructura (T) es menor al período límite final de vibración (Tc).

$$Sa = \eta\ Z\ Fa$$

Cuando el periodo fundamental de vibración de la estructura (T) es mayor al período límite final de vibración (Tc).

$$Sa = \eta\ Z\ Fa\ \left(\frac{Tc}{T}\right)^{r}$$

Figura 3: Determinación de espectro de respuesta según NEC-SE-DS



Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

3.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

3.3.1 Determinación de Cortante basal

La fuerza cortante de diseño actuante en la base de la estructura se la debe calcular según la siguiente expresión sugerida por la NEC:

$$V = \frac{I \times Sa(Ta)}{R \times \emptyset\mathrm{p} \times \emptyset_E} \times W$$

- Sa: Espectro de diseño en aceleración
- $\emptyset\mathrm{p}$ y $\emptyset_E$: Coeficientes de configuración en planta y elevación
- I: Coeficiente de importancia
- R: Factor de reducción de resistencia sísmica
- V: Cortante basal total de diseño
- W: Carga sísmica reactiva

3.3.2 Determinación de distribución vertical y horizontal de cortante basal

La distribución será triangular variando dependiendo del periodo fundamental de vibración Ta.

La NEC nos provee algunas expresiones para realizar esta distribución en el caso de no poder aplicar algún otro proceso estudiando la dinámica de una estructura durante un sismo.

$$V = \sum_{i=1}^{n} Fi$$

$$Vx = \sum_{i=x}^{n} Fi$$

$$Fx = \frac{wx \times hx^{k}}{\sum_{i=1}^{n} wi \times hi^{k}}$$

Sabiendo que:

- V es cortante basal
- Vx Cortante en el piso x
- Fi Fuerza lateral en el piso i
- Fx Fuerza lateral en el piso x
- n Número de pisos
- wx Peso de nivel x
- wi peso nivel i
- hx Altura piso x
- hi Altura piso i
- k Coeficiente que depende del período de vibración

T (s)	k
< 0,50	1
0,50 < T < 2,50	0,75 + 0,50 T
> 2,50	2

3.3.3 Cálculo de momentos torsionales horizontales y torsión accidental

Estos son los momentos debidos a las excentricidades de las cargas laterales utilizadas en el diseño en los pisos superiores al piso estudiado incluyendo una torsión accidental.

Se deberá utilizar un factor de amplificación Ax (no mayor a 3) cuando exista irregularidad torsional, para lo cual la NEC brinda la siguiente expresión:

$$Ax = \left(\frac{\delta max}{1.2\ \delta prom}\right)^2$$

- δprom: Promedio de desplazamientos de puntos extremos de la edificación nivel x
- δmax: Desplazamiento máximo en nivel x

En nuestro caso, al ser nuestras edificaciones regulares, el centro de masas coincidirá con el de rigideces dando una torsión despreciable.

3.4 ANÁLISIS DINÁMICO

Para el análisis dinámico se empleará el espectro de respuesta de aceleraciones inelásticas presentado anteriormente, para estudiar un posible comportamiento de la edificación bajo un sismo de diseño. Se utilizará la combinación modal CQC, debido a que esta se basa en un acoplamiento estadístico entre modos similares provocados por un amortiguamiento, evitando que estos se superpongan (Guerra Marcelo,2010).

3.4.1 Cálculo de efectos de segundo orden P-Δ e índice de estabilidad Qi

Los efectos P-Δ son provocados por efectos de segundo orden incrementando fuerzas internas y momentos, varias veces significativamente.
El índice de estabilidad es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden. Para el cálculo de este índice en cierta dirección para cierto piso de una edificación, la NEC sugiere la siguiente expresión:

$$Qi = \frac{Pi \times \Delta i}{Vi \times hi}$$

- Pi: suma de la carga total sin mayorar de ese piso y de los superiores.
- Δi: Deriva del aquel piso en el centro de masas de ese piso
- Vi: Cortante sísmico de aquel piso
- hi: altura del piso

Nunca debe ser mayor a 0.30, y si es así, esta se la considerará inestable y con necesidad de rigidización. En cambio, si el índice es menor a 0.1, no se consideraran los efectos P-Δ

En el caso de estar en el rango dentro de estos dos límites, se requerirá un factor de mayoración igual a:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Qi}$$

Este factor deberá multiplicarse por las derivas de piso, fuerzas internas y momentos resultantes de cargas laterales de diseño.

3.4.2 Verificación de que índices de deriva no sobrepasen el valor permitido

La revisión de derivas de piso y el control de deformaciones se hará con la respuesta máxima inelástica durante el sismo de diseño. Se deberá calcular para cada dirección y para cada piso.

Se considerarán efectos por traslación, torsión y efectos de segundo orden.

La NEC sugiere que la deriva máxima inelástica sea calculada mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$$

- Δ_E: Desplazamiento por medio de fuerzas laterales reducidas

Estructura	ΔM máxima
Hormigón armado, estruc. metálica y madera	0,02
Mampostería	0,01

CAPÍTULO IV

DISEÑO ESTRUCTURAL

Como base del diseño estructural se utilizará la Norma Ecuatoriana de la Construcción, todo lo tratado en este capítulo está relacionado, y por lo tanto tomado, del libro Estructuras de Acero NEC-SE-AC.

Como se explicó inicialmente, las primeras tres edificaciones estarán compuestas puramente por pórticos especiales resistentes a momentos y las tres siguientes serán similares a las primeras, pero con los pórticos perimetrales centrales arriostrados excéntricamente.

4.1 PÓRTICOS ESPECIALES A MOMENTO

Este tipo de pórtico debe ser capaz de soportar deformaciones inelásticas requeridas durante un sino de diseño, absorbiéndolas por medio de la formación de rótulas plásticas en las vigas y en las bases de las columnas. En nuestro caso todos los pórticos serán del mismo tipo, tanto externos como internos.

4.1.1 Criterio columna fuerte-viga débil

Se utilizará el criterio de columna fuerte-viga débil para llegar a la fluencia por flexión de las vigas disipando gran cantidad de energía. Esto se logrará cuando la relación entre la sumatoria de momentos plásticos nominales de las columnas ($\sum Mpc$) y la sumatoria de los momentos plásticos nominales de las vigas ($\sum Mpv$) sea mayor o igual a 1.

$$\frac{\sum Mpc}{\sum Mpv} \geq 1$$

Para adoptar estos parámetros se permitirá utilizar las siguientes expresiones:

$$\Sigma\, Mpc = \Sigma\, Zc * \left(Fyc - \frac{Puc}{Ag}\right)$$

- Zc: Módulo plástico de la columna
- Fyc: mínimo esfuerzo de fluencia del acero de la columna

- Puc: Resistencia a carga axial requerida de la columna
- Ag: Área de sección transversal de perfil

$$\Sigma\, Mpv = \Sigma\,(1.1 * Ry * Fyv * Zv + Muv)$$

- Ry: Factor de esfuerzo de fluencia probable
- Fyv: mínimo esfuerzo de fluencia del acero de la viga
- Zv: módulo plástico de la viga
- Muv: Momento adicional producido por la fuerza cortante en la rótula plástica

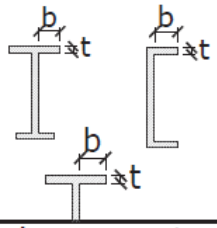
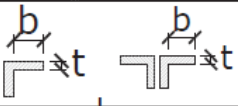
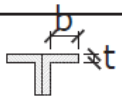
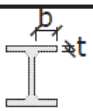
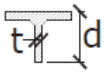
4.1.2 Limitaciones para vigas y columnas

En este tipo de pórticos deben cumplir las condiciones de secciones sísmicamente compactas. En Ecuador se utiliza un coeficiente de reducción de respuesta sísmica R = 6.

4.1.2.1 Secciones sísmicamente compactas

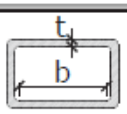
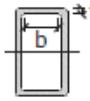
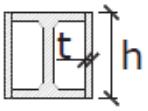
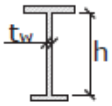
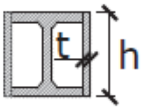
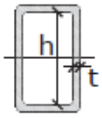
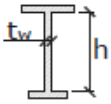
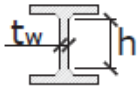
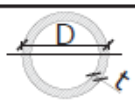
Las relaciones ancho – espesor λps no deben mayores a las de las siguientes tablas:

Tabla 10: Máximas relaciones ancho – espesor de elemento a compresión

	Tipo de elemento	Relación ancho-espesor	Límites λ_{ps}	Ejemplo
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas "I" roladas o armadas, 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]	
	Barras planas	b/t	2.5	

Fuente: Libro Estructuras de Acero, Noma Ecuatoriana de la Construcción

Tabla 11: Máximas relaciones ancho – espesor de elemento a compresión

Elementos Rigidizados	Paredes de HSS rectangulares	b/t		
	Alas de perfiles "I" encajonados, y secciones cajón armadas	b/t	$0.55\sqrt{E/F_y}$ [b]	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonadas y paredes de perfiles armados encajonados usados como arriostramientos diagonales	h/t		
	Almas de perfiles "I" armados o rolados usados para vigas o columnas [c]	h/ t_w	Para Ca ≤ 0.125 $2.45\sqrt{E/F_y}(1-0.93C_a)$	
	Placas laterales de secciones laminadas "I" encajonados usados como vigas o columnas	h/t	Para Ca > 0.125 $0.77\sqrt{E/F_y}(2.93-C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E/F_y}$	
	Almas de secciones cajón armadas usados como vigas o columnas	h/t	donde: $C_a=\frac{P_u}{\phi_b P_y}(DFCR)$ $C_a=\frac{\Omega_b P_a}{P_y}(DRA)$	
	Almas de perfiles "I" rolados o armados usados como arriostramientos 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	

Fuente: Libro Estructuras de Acero, Noma Ecuatoriana de la Construcción

Se necesita que sean mayores debido a estas relaciones son resistentes al pandeo local a la compresión cuando llegan al rango de comportamiento inelástico, durante un sismo de diseño.

4.1.3 Conexiones viga - columna

Las conexiones tienen que cumplir cuatro condiciones:

4.1.3.1 Ángulo de deriva de piso

La conexión debe poder resistir un ángulo de deriva de entrepiso de al menos 0.035 radianes.

4.1.3.2 Resistencia a la flexión

La resistencia determinada en la cara de la columna debe ser como mínimo 0.80 Mp de la viga conectada cuando el ángulo de deriva sea 0.035 radianes.

4.1.3.3 Resistencia requerida al cortante

Se determina a partir del cortante que se produce por cargas gravitacionales y el cortante Ve producido por la formación de articulaciones plásticas.

$$Ve = 2 * \left(\frac{1.1 * Ry * Mp}{Lh}\right)$$

- Ry: Factor de esfuerzo de fluencia probable
- Mp: Resistencia plástica nominal a la flexión
- Lh: Distancia entre articulaciones plásticas

Tabla 12: Factores de fluencia y tensión probables

Especificación ASTM	Factor de Fluencia Probables (Ry)	Factor de Tensión probable (Rt)
ASTM A36	1,3	1,15
ASTM A572 Gr. 50	1,1	1,25
ASTM A588 Gr. 50	1,15	1,15

Fuente: Libro Estructuras de Acero, Noma Ecuatoriana de la Construcción

4.1.3.4 Estabilidad

Se debe incluir un análisis de la estabilidad del pórtico debido a efectos de segundo orden, para mostrar que, si hay alguna deriva adicional producida por la deformación de la conexión, esta puede ser acomodada por la estructura.

4.1.4 Soldadura

Deben ser soldaduras de penetración completa. Requieren ser soldadura de demanda crítica, es decir, tiene ciertos requerimientos adicionales de calidad y tenacidad, basada en la deformación inelástica y la consecuencia de falla.

4.1.5 Empalmes de columna

Deben ser soldaduras de filete o de ranura de penetración parcial a 1.2 metros o más de las conexiones viga - columna a menos de que sean de ranura por penetración completa, en ese caso si puede ubicarse cerca de la conexión viga – columna, pero no a menos que el peralte de la sección de la columna.

Si los empalmes no son hechos con soldadura de ranura deben ter una resistencia a flexión igual a:

$$Mr = Mu = Ry * Fy * Z$$

4. Mr: Resistencia a la flexión probable
5. Mu: Resistencia a la flexión requerida
6. Ry: Factor de esfuerzo de fluencia probable
7. Fy: Mínimo esfuerzo de fluencia de ese acero
8. Z: módulo plástico de la sección

Y una resistencia al corte igual a:

$$Resist.mín = \frac{\Sigma\, Mpc}{H}$$

- Mpc: Suma de resistencias nominales pláticas a flexión, sobre y bajo el empalme
- H: Altura de entrepiso (entre centroides de vigas)

4.2 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE

Este tipo de pórtico está compuesto por columnas, vigas y arriostramientos diagonales. Se caracteriza por el hecho de que al menos uno de los extremos de cada arriostramiento, se conecta de forma que una sección de la viga queda aislada (vínculo).

Las fuerzas del arriostramiento se transmiten al vínculo, siendo estos de flexión y corte. De esta forma tiene un comportamiento de pórtico y de armadura, más parecido a la unión entre un pórtico resistente a momentos y uno concéntricamente arriostrado.

En este tipo de pórtico lo más importante es el vínculo debido a que debe resistir deformaciones inelásticas importantes durante un sismo de diseño. El resto del pórtico debería permanecer dentro del rango elástico durante el sismo.

4.2.1 Clasificación de vínculos

La clasificación principal se basará en la longitud del vínculo, ya que su respuesta dependerá de esto.

4.2.1.1 Vínculo corto

Cuando la longitud del vínculo es menor o igual a 1.6 veces la relación entre la resistencia nominal plástica a la flexión (Mp) y la resistencia nominal a corte (Vp) será corto. El estado límite que lo determinará será la fluencia por cortante.

4.2.1.2 Vínculo Largo

Cuando la longitud del vínculo es mayor o igual a 2.6 veces la relación entre la resistencia nominal plástica a la flexión (Mp) y la resistencia nominal a corte (Vp) será largo. El estado límite que lo determinará será la fluencia por flexión.

4.2.1.3 Vínculo intermedio

Cuando la longitud del vínculo está entre 1.6 y 2.6 veces la relación entre la resistencia nominal plástica a la flexión (Mp) y la resistencia nominal a corte (Vp) será intermedio. El estado límite que lo determinará será una combinación entre fluencia por flexión y corte.

$$Mp = Fy * Z$$
$$Vp = 0.6 * Fy * Aw$$
$$Aw = (d - 2tf)tw$$

- Fy: Mínimo esfuerzo de fluencia para ese acero
- Z: Módulo plástico de la sección

- Aw: área del alma del vínculo
- tw: Espesor del alma de la sección

4.2.2 Ángulo de rotación del vínculo

Es el ángulo la viga fuera del vínculo y el vínculo ya deformado con la deriva de diseño. El valor en vínculos cortos no debe ser mayor a 0.08 radianes y en largos los 0.02 radianes.

4.2.3 Arriostramiento del vínculo

En vínculos con perfil I requiere tener arriostramiento en las alas, y estas deben tener las características de arriostramientos especiales en zonas de articulación plástica.
El arriostramiento también puede ser en la sección transversal pero torsionalmente. Además, la resistencia axial en el arriostramiento lateral debe ser:

$$Pu = \frac{0.06 * Ry * Fy * Z}{d - tf}$$

- Ry: Factor de esfuerzo de fluencia probable
- Fy: Mínimo esfuerzo de fluencia para ese acero
- Z: Módulo plástico de la sección
- d: peralte de la sección
- tf: espesor del ala de la viga

La resistencia torsional en zonas cercanas a la rótula plástica debe ser:

$$Mu = 0.06 * Ry * Fy * Z$$

- Ry: Factor de esfuerzo de fluencia probable
- Fy: Mínimo esfuerzo de fluencia para ese acero
- Z: Módulo plástico de la sección

La rigidez del arriostramiento debe satisfacer los requerimientos por pandeo lateral de vigas.

$$Prb = 0.08 * \frac{Mr * Cd}{ho} \qquad Prb = 0.02 * \frac{Mr * Cd}{ho}$$

$$ßbr = \frac{1}{\Phi} * \frac{4 * Mr * Cd}{Lb * ho} \qquad ßbr = \frac{1}{\Phi} * \frac{10 * Mr * Cd}{Lb * ho}$$

- Prb: Esfuerzo requerido arriostramiento relativo y puntual
- ßbr: Rigidez requerida arriostramiento relativo y puntual
- Φ: 0.75
- Cd: 1
- ho: distancia entre centroides de las alas (mm)
- Lb: longitud del vínculo
- Mr: Esfuerzo requerido a la flexión

La resistencia a la flexión probables de la viga es:

$$Mr = Mu = Ry * Fy * Z$$

- Mu: Resistencia a la flexión requerida
- Ry: Factor de esfuerzo de fluencia probable
- Fy: Mínimo esfuerzo de fluencia para ese acero
- Z: Módulo plástico de la sección

4.2.4 Elementos

4.2.4.1 Relación ancho – espesor

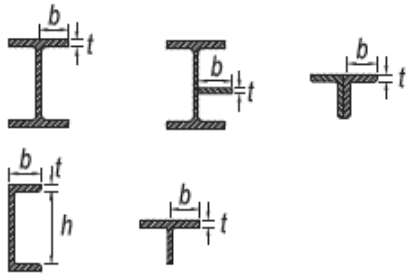
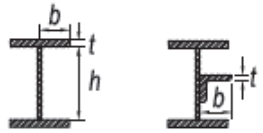
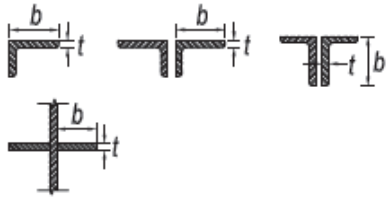
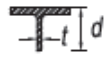
Las columnas y los vínculos requieren cumplir con secciones sísmicamente compactas, aunque los vínculos cortos pueden cumplir solamente con secciones compactas (tablas Tablas B4.1a y B4.1b de las Especificaciones AISC 360 -10, adjuntas a continuación).

Para secciones símicamente compactas ver Tabla 10 y Tabla: Máximas relaciones ancho – espesor de elemento a compresión, del presente documento.

Los arriostramientos diagonales y vigas fuera del vínculo deben cumplir con secciones compactas.

Tablas 13 y 14: Tablas B4.1a y B4.1b de las Especificaciones AISC 360 -10

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression

	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1	Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3	Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Stems of tees	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

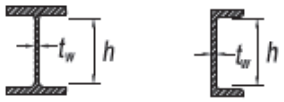
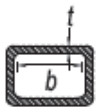
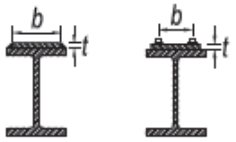
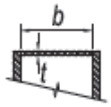
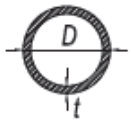
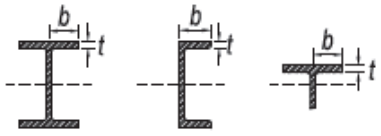
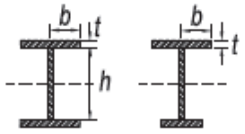
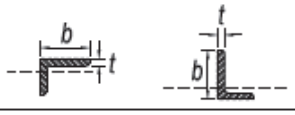
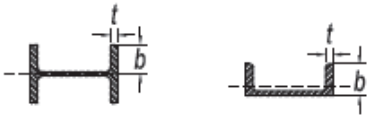
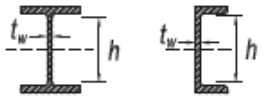
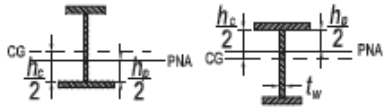
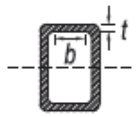
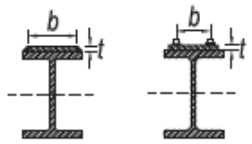
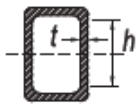
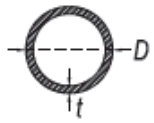
Stiffened Elements	5	Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Walls of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	All other stiffened elements	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Round HSS	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	

TABLE B4.1b
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Flexure

	Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
				λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)	
Unstiffened Elements	10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12	Legs of single angles	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the weak axis	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Stems of tees	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Stiffened Elements	15	Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Webs of singly-symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54\frac{M_p}{M_y}-0.09\right)^2} \le \lambda_r$ [c]	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Flanges of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Webs of rectangular HSS and boxes	h/t	$2.42\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	20	Round HSS	D/t	$0.07\frac{E}{F_y}$	$0.31\frac{E}{F_y}$	

Fuente: Especificaciones AISC 360 -10

Las vigas fuera de los vínculos y los arriostramientos diagonales deben ser diseñadas como miembros de simetría doble solicitados a flexión y compresión (capítulo H Especificaciones AISC 360 – 10)

$$\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2 \qquad \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9}\left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1$$

$$\frac{Pr}{Pc} < 0.2 \qquad \frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{Mrx}{Mcx} + \frac{Mry}{Mcy}\right) \leq 1$$

- Pr: Resistencia de compresión axial requerida
- Pc: Resistencia de compresión axial disponible

$$Pc = \Phi c * Pn \qquad \Phi c = 0.9$$

- Mr: Resistencia de flexión requerida
- Mc: Resistencia de flexión disponible

$$Mc = \Phi b * Mn \qquad \Phi b = 0.9$$

- x: indica flexión alrededor del eje fuerte

- y: indica flexión alrededor del eje débil

Si la viga fuera del vínculo tiene la misma sección que el vínculo, la resistencia que tiene se basa en resistencias probables del acero, o sea se diseña por capacidad del material.

$$Fyp = Ry * Fy$$

- Fyp: Esfuerzo de fluencia probable
- Ry: Factor de esfuerzo de fluencia probable
- Fy: mínimo esfuerzo de fluencia de ese acero

$$Rfp = Fyp * Ag$$

- Fyp: Esfuerzo de fluencia probable
- Rfp: Resistencia de fluencia probable
- Ag: Área de sección transversal

$$Rtp = Rt * Fu$$

- Fu: Resistencia mínima a la tensión
- Rt: Relación entre resistencia a tensión probable y resistencia mínima a tensión
- Rtc: Resistencia a tensión probable

Ver Tabla 12: Factores de fluencia y tensión probables, para valores de Ry y Rt.

4.2.4.2 Vínculos

Estos deben ser perfiles laminados en caliente, tipo rectangular (armado) o tipo I, sin aberturas y de un solo espesor.

Resistencia al corte

Esta debe ser igual al a $\Phi v * Vn \qquad (\Phi v = 0.9)$

La resistencia nominal al corte debe ser igual al menor valor entre $Vp \quad y \quad 2 * Mp/e$ sabiendo que :

$$Mp = Fy * Z$$

$$Vp = 0.6 * Fy * Aw$$

$$Aw = (d - 2tf) * tw$$

- Mp: Resistencia nominal plástica a la flexión
- Vp Resistencia nominal al corte
- Fy: mínimo esfuerzo de fluencia para ese tipo de acero
- Z: Módulo plástico de la sección
- Aw: Área del alma del vínculo
- d: peralte del perfil
- tw: espesor del alma de la sección
- tf: espesor del ala de la sección

El resultado de la carga axial en la resistencia al corte si:

$$Pu \leq 0.15 * Py$$

- Pu: resistencia axial requerida
- Py: Resistencia nominal a la fluencia ($Py = fy * Ag$)

La resistencia disponible al corte debe ser menor a:

$$\Phi Vpa \quad y \quad 2 * \Phi v * Mpa/e$$

- Φ: 0.9
- Vpa: Resistencia nominal al corte modificado por carga axial

$$Vpa = Vp * \sqrt{1 - (Pr/Pc)^2}$$

- Mpa: Resistencia plástica nominal cambiada por carga axial

$$Mpa = 1.18 * Mp * (1 - (Pr/Pc))$$

- e: longitud del vínculo
- Pc: es igual a Py

La longitud del vínculo no debe ser mayor a:

$$e = \left[1.15 - 0.5 * \rho` * \left(\frac{Aw}{Ag}\right)\right] * 1.6 * \frac{Mp}{Vp} \qquad Cuando \quad \rho` * \left(\frac{Aw}{Ag}\right) \geq 0.3$$

$$e = 1.6 * \frac{Mp}{Vp} \qquad Cuando \quad \rho` * \left(\frac{Aw}{Ag}\right) < 0.3$$

- Mp: Resistencia nominal plástica a la flexión
- Vp Resistencia nominal al corte
- Aw: Área del alma del vínculo $Aw = (d - 2tf) * tw$
- Ag: área de sección de perfil
- $\rho` = \frac{Pr}{Vr}$
- Vr = Vu
- Vu: resistencia requerida al corte
- tw: espesor del alma de la sección
- tf: espesor del ala de la sección
- Pr: Resistencia a la compresión requerida

4.2.4.3 Conexiones

Conexiones de arriostramiento diagonal a viga – columna

La placa Gusset que esté unida a la unión viga – columna se la considerará una conexión simple capaz de transmitir momentos, pero de magnitud despreciable, es decir, se asume que la conexión permite rotación de los miembros (0.025 radianes).

La resistencia necesaria en las dos conexiones del arriostramiento diagonal debe ser igual como mínimo a la resistencia del arriostramiento diagonal.

Resistencia a flexión

$$Resistencia\ requerida\ a\ la\ flexión = 1.1 * Ry * Mp$$

Resistencia a la tensión

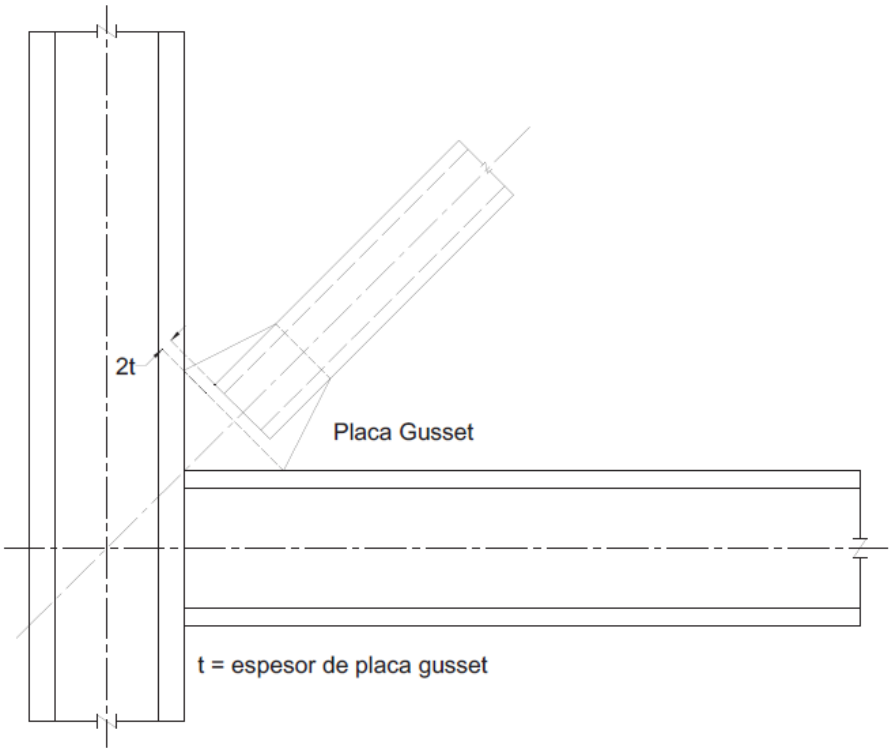
$$Resistencia\ fluencia\ probable = Ry * Fy * Ag$$

Resistencia a la compresión (estado límite de pandeo)

$$1.1 * Ry * Pn$$

- Ry: Factor de esfuerzo de fluencia probable (Ver Tabla 12)
- Pn: Resistencia nominal a la compresión
- Ag: Área total de sección
- Mp: Resistencia nominal plástica a la flexión

Figura 4: Placa Gusset conectada con unión viga - columna



Fuente: Libro Estructuras de Acero, Noma Ecuatoriana de la Construcción

CAPÍTULO V

MODELACIÓN Y CÁLCULOS

5.1 AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

El programa que utilizaremos será Autodesk Robot Structural Analysis. Este es un programa que permite realizar modelación de estructuras de diferentes tipos, para su posterior análisis y diseño.

El ingreso de los modelos se hace por medio de definición de las características de materiales, secciones, y cargas que se aplicarán en la estructura, para posteriormente hacer un análisis dinámico.

También permite el dimensionamiento de los elementos de acuerdo a normativas existentes en su base de datos, incluyendo normativa estadounidense y europea.

Es un programa versátil que permite la elaboración de planos en base a los cálculos, e impresión de memorias de cálculo. Además, permite exportar datos a programas de maquetería virtual como Revit y AutoCAD.

5.2 DATOS GENERALES DEL PROYECTO

Las edificaciones fueron consideradas de departamentos, ubicados en la ciudad de Quito, sector centro – norte. La altura de entrepiso será de 3 m.

Son completamente regulares tanto en planta como en elevación, compuestas de cuatro y seis ejes en cada sentido (X e Y), con luces de seis metros.

Serán tres edificaciones compuestas por pórticos gravitacionales centrales y pórticos perimetrales resistentes a momento, y otros tres similares, pero con arriostramientos excéntricos en los vanos centrales de los pórticos perimetrales (para cuatro ejes y seis ejes en cada sentido). Estarán compuestos de 5, 7 y 10 pisos de cada tipo, dando un total de doce edificaciones. Cabe decir, que nuestras edificaciones son de TIPO 1 según la NEC-SE-AC, es decir, todos los pórticos son Resistentes a momento y/o Excéntricamente arriostrados.

Figura 5: Modelo con pórticos resistentes a momentos

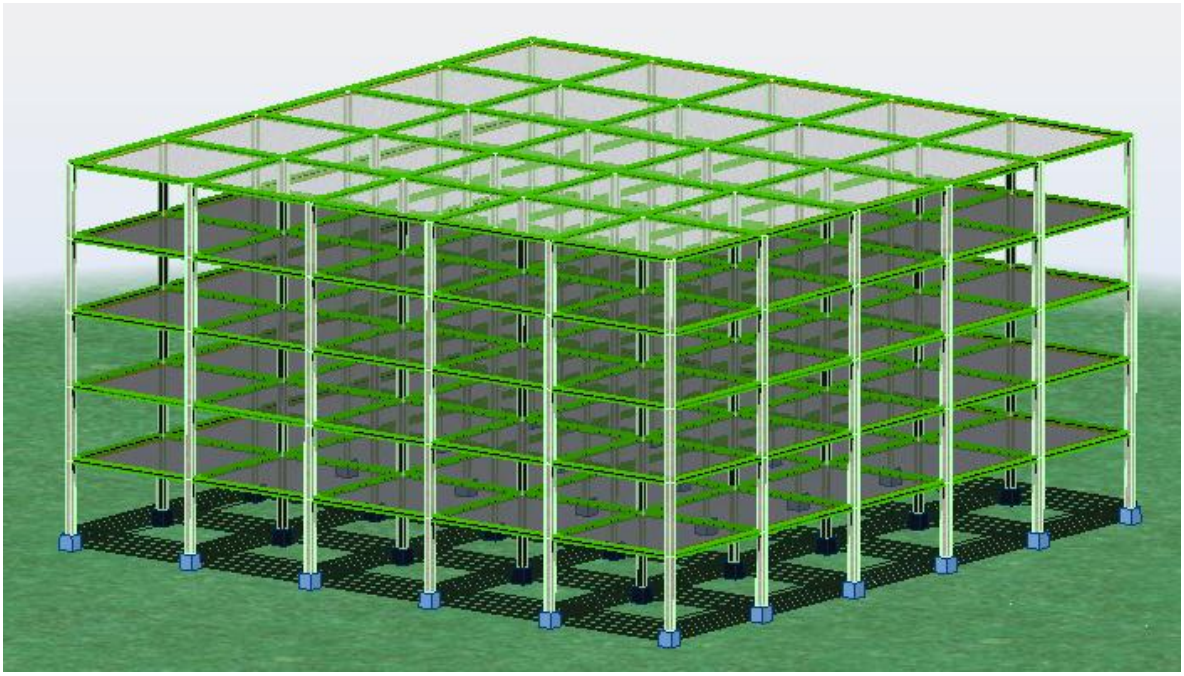
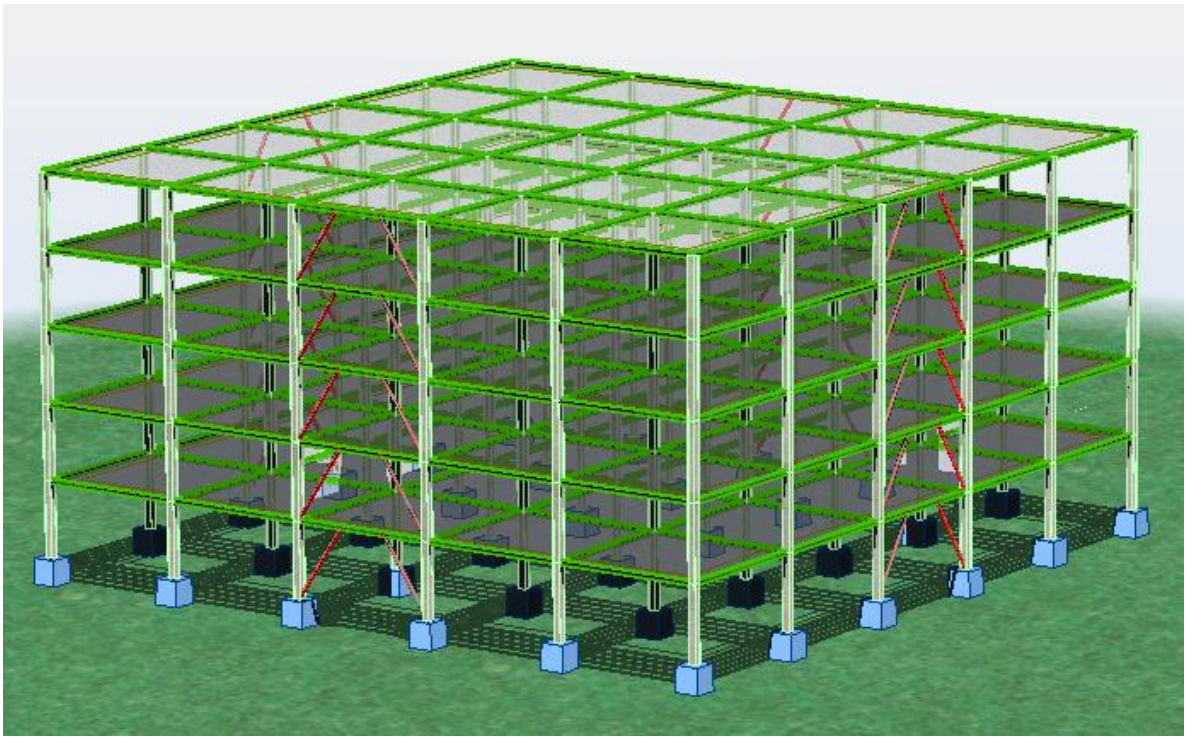


Figura 6: Modelo con pórticos resistentes a momentos y pórticos excéntricamente arriostrados



5.2.1 Característica de acero de construcción

Se utilizará perfiles metálicos conformados en calor con acero ASTM A36, con un límite de fluencia mínimo de 36 ksi, es decir, 2.531 Kg/cm2 y un límite de rotura de 58 ksi, es decir, 4.077 Kg/cm2 y un módulo de elasticidad de 2.038.902,42 Kg/cm2.

La losa será una losa tipo Deck apoyada en vigas secundarias con contrapiso de hormigón.

5.2.2 Pre-dimensionamiento de estructuras

En base a un documento en hoja de cálculo de Excel de mi autoría, se realizó un pre dimensionamiento de los elementos de las edificaciones, en base a módulos plásticos, con el fin de modelar en Autodesk Robot Structural Analysis e ir modificando las secciones.

Se utilizará planchas de losa deck galvanizada de corrugación trapezoidal de las siguientes características:

Tabla 15: Característica de losa Deck tomada de un catálogo de empresa fabricante (Novacero)

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor (mm)	Peso (kg/m^2)	I+ (cm^4/m)	S+ (cm^3/m)	S- (cm^3/m)	As (cm^2/m)
0.65	6.38	31.56	9.66	10.41	8.13
0.76	7.47	39.37	12.43	13.29	9.51
1.00	9.82	55.99	18.43	19.34	12.51

Fuente: http://www.novacero.com/phocadownload/catalogo/Catalogo%20NOVALOSA.pdf

Tabla 16: Característica de losa Deck tomada de un catálogo de empresa fabricante

CUADRO DE CAPACIDADES DE CARGA NOVALOSA 55												
Espesor de losa (cm)	Volúmen de hormigón (m^3/m^2)	Espesor Novalosa (mm)	Máxima luz sin apuntular (m)		Carga total sobreimpuesta (kg/m^2)							
			Condición de apoyo		Separación entre apoyos (m)							
			1 vano	2 o más vanos	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00
5	0.075	0.65	1.46	1.94	1418	1030	861	656	500	378	282	204
		0.76	1.73	2.31	1531	1301	980	742	638	498	486	296
		1.00	2.23	2.96	2000	1638	1225	920	880	699	556	440
6	0.085	0.65	1.41	1.87	1595	1141	1001	761	578	436	323	232
		0.76	1.66	2.22	1699	1463	1088	810	741	577	446	341
		1.00	2.13	2.85	2000	1837	1354	1250	978	767	599	556
10	0.125	0.65	1.24	1.66	2000	2000	1562	1171	875	644	460	312
		0.76	1.45	1.96	2000	1999	1946	1494	1151	884	672	501
		1.00	1.85	2.50	2000	2000	2000	1706	1264	1361	1088	868

Fuente: http://www.novacero.com/phocadownload/catalogo/Catalogo%20NOVALOSA.pdf

Con estos datos obtendremos las siguientes cargas muertas y cargas vivas para el pre dimensionamiento sin contar peso de los pórticos.

Pesos		
Peso de placa cooperante	6,38	Kg/m2
Peso de hormigón	180,00	Kg/m2
Peso propio de la losa	**186,38**	**Kg/m2**
Cielo razo y luminarias	-	Kg/m2
Masillado	44,00	Kg/m2
Enlucido	-	Kg/m2
Recubrimiento	44,00	Kg/m2
Peso mampostería	200,00	Kg/m2
Carga permanente	**288,00**	**Kg/m2**
Carga muerta	**474,38**	**Kg/m2**
Carga viva (variable)	**200,00**	**Kg/m2**

Cargas

Carga Muerta

- Entrepisos = 288,00 Kg/m2
- Cubierta = 288,00 Kg/m2

Carga Viva (Dependerá del uso de la edificación)

- Entrepisos = 200 Kg/cm2
- Cubierta = 100 Kg/cm2

Se pre dimensionarán las vigas secundarias, considerándolas simplemente apoyadas, en base a las cargas obtenidas mayoradas. Se obtendrán las reacciones y el módulo plástico de la sección para su posterior elección en base a un catálogo de perfiles.

Predimensionamiento de vigas secundarias			
Dimensión mayor perpendicular (m)	6,00		
Dimensión mayor paralelo (m)	6,00		
Distancia entre ejes vigas (m)	2,00	2,00	Elegidos
		2,00	
Ancho cooperante (m)	2,00		
Carga permanente + Peso propio losa		474,38	Kg/m2
Carga viva		200,00	Kg/m2
No se tomará el peso de la viga secundaria			
	U	889,26	Kg/m2
	U (U*A coop)	1,78	T/m
Mu = w*l^2	Mu	8,00	T.m
	R1	5,34	T.m
Módulo plástico Zxreq = Mu/(ϕb*fy)	Zx req	350,93	cm3
	Zx req	21,42	in3

Se pre dimensionarán las vigas principales, considerándolas simplemente apoyadas y empotradas, en base a las reacciones producidas por las vigas secundarias. Se

obtendrán los momentos máximos y el módulo plástico de la sección para su posterior elección en base a un catálogo de perfiles.

Predimensionamiento de vigas principales			
Viga 1	R1	5,34	T
	R2	5,34	T
	R	10,68	T
	d1	1,7	m
	d2	1,6	m
	d3	1,7	m
Empotrada en extremos	Ma	-11,98	T.m.
	Mcd	6,17	T.m.
Simplemente apoyada	Mcd	18,16	T.m.
	Msismo = f * M vertical		
	M diseño = M vert + M sismo		
	Nivel	**f**	
	Pisos bajos	1,2 - 1,6	
	Pisos intermedios	0,8 - 1,1	
	Pisos altos	0,4 - 0,7	
Módulo plástico			
Zxreq = Mu/(ϕb*fy)	Zx req	796,11	cm3
	Zx req	48,58	in3

Para pre dimensionar columnas se consideran cargas factoradas y efectos de esbeltez, sin considerar cargas sísmicas. Nos basaremos en área requerida.

5 niveles

Predimensionamiento de columnas			
Peso estimado columnas (de pórtico) por m2		20,00	Kg/m2
Carga permanente + Peso propio losa		474,38	Kg/m2
Peso de pórtico totales		100,00	Kg/m2
Carga viva		200,00	Kg/m2
Se desprecia el peso de las vigas secundarias			
	U	913,26	Kg/m2
	Área cooperante	36,00	m2
	Número de pisos	5,00	
	Pu	164,39	T
La relación de esbeltez para una columna entre 3 y 4.57 m está entre 40 y 60.			
	Kl/r	40,00	
Ver en tabla Available critical stress for compression member en A36 ksi y kl/r = 50 y LRFD			
	29,70	Ksi	
	2.092,50	Kg/cm2	
Área requerida	78,56	cm2	

7 niveles

Predimensionamiento de columnas			
Peso estimado columnas (de pórtico) por m2		20,00	Kg/m2
Carga permanente + Peso propio losa		474,38	Kg/m2
Peso de pórtico totales		100,00	Kg/m2
Carga viva		200,00	Kg/m2
Se desprecia el peso de las vigas secundarias			
	U	913,26	Kg/m2
	Área cooperante	36,00	m2
	Número de pisos	7,00	
	Pu	230,14	T
La relación de esbeltez para una columna entre 3 y 4.57 m está entre 40 y 60.			
	Kl/r	40,00	
Ver en tabla Available critical stress for compression member en A36 ksi y kl/r = 50 y LRFD			
	29,80	Ksi	
	2.099,55	Kg/cm2	
Área requerida	109,61	cm2	

10 niveles

Predimensionamiento de columnas			
Peso estimado columnas (de pórtico) por m2		20,00	Kg/m2
Carga permanente + Peso propio losa		474,38	Kg/m2
Peso de pórtico totales		100,00	Kg/m2
Carga viva		200,00	Kg/m2
Se desprecia el peso de las vigas secundarias			
	U	913,26	Kg/m2
	Área cooperante	36,00	m2
	Número de pisos	10,00	
	Pu	328,77	T
La relación de esbeltez para una columna entre 3 y 4.57 m está entre 40 y 60.			
	Kl/r	40,00	
Ver en tabla Available critical stress for compression member en A36 ksi y kl/r = 50 y LRFD			
	29,80	Ksi	
	2.099,55	Kg/cm2	
Área requerida	156,59	cm2	

5.2.3 Caracterización del suelo

Asumiendo que se realizó un estudio de suelos, según las características presentadas, nuestro suelo se lo considerará:

Tipo D

5.2.4 Zona sísmica

Nuestro proyecto, al ubicarse en Quito, se lo considera dentro de una **zona sísmica 5** con un **factor Z igual a 0,4**.

$$Z = 0.4$$

5.2.5 Obtención de coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs

Considerando el tipo **suelo (D)** y la **zonificación sísmica (V)**, tendremos los siguientes coeficientes:

$$\mathrm{Fa} = 1.20$$
$$\mathrm{Fd} = 1.19$$
$$\mathrm{Fs} = 1.28$$

5.2.6 Selección de valores para η y r

Por nuestro tipo de **suelo (D)** y la ubicación del proyecto **(Sierra)** nuestros valores serán:

$$\eta = 2.48$$
$$r = 1$$

5.2.7 Coeficiente de importancia I

Nuestras edificaciones serán departamentos de residencia, entraría dentro de la categoría **Otras,** con un coeficiente:

$$I = 1$$

5.2.8 Determinación del factor de reducción de resistencia sísmica R

Nuestras edificaciones cumplen las características siguientes:

- Sistema estructural dúctil dual compuesto por pórticos especiales sismo resistente de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.
- Sistema estructural dúctil resistente a momentos compuesto por pórticos especiales sismo resistente, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.

Ambos tipos de edificaciones tendrán un factor**:**

$$R = 8$$

5.2.9 Coeficientes de configuración estructural ØP y ØE (planta y elevación)

En nuestro caso, nuestras edificaciones serán regulares tanto en elevación como en planta, así que ambos coeficientes serán:

$$\text{ØP} = 1$$

$$\text{ØE} = 1$$

5.2.10 Determinación de periodo de vibración T por el método 1

Estructuras de acero sin arriostramiento

5 Niveles $T = 0.072 * (5 * 3)^{0.8}$ = 0.628 s

7 Niveles $T = 0.072 * (7 * 3)^{0.8}$ = 0.822 s

10 Niveles $T = 0.072 * (10 * 3)^{0.8}$ = 1.094 s

Estructuras de acero con arriostramiento

5 Niveles $T = 0.073 * (5 * 3)^{0.75}$ = 0.551 s

7 Niveles $T = 0.073 * (7 * 3)^{0.75}$ = 0.709 s

10 Niveles $T = 0.073 * (10 * 3)^{0.75}$ = 0.927 s

5.2.11 Obtención de To y Tc (Periodos límites de vibración)

To que es el período límite inicial de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

Tc que es el período límite final de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones.

- $To = 0.1\ Fs \times \frac{Fd}{Fa}$ $To = 0.1 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20}$ $\boldsymbol{To = 0.127\ s}$
- $Tc = 0.55\ Fs \times \frac{Fd}{Fa}$ $To = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20}$ $\boldsymbol{Tc = 0.698\ s}$

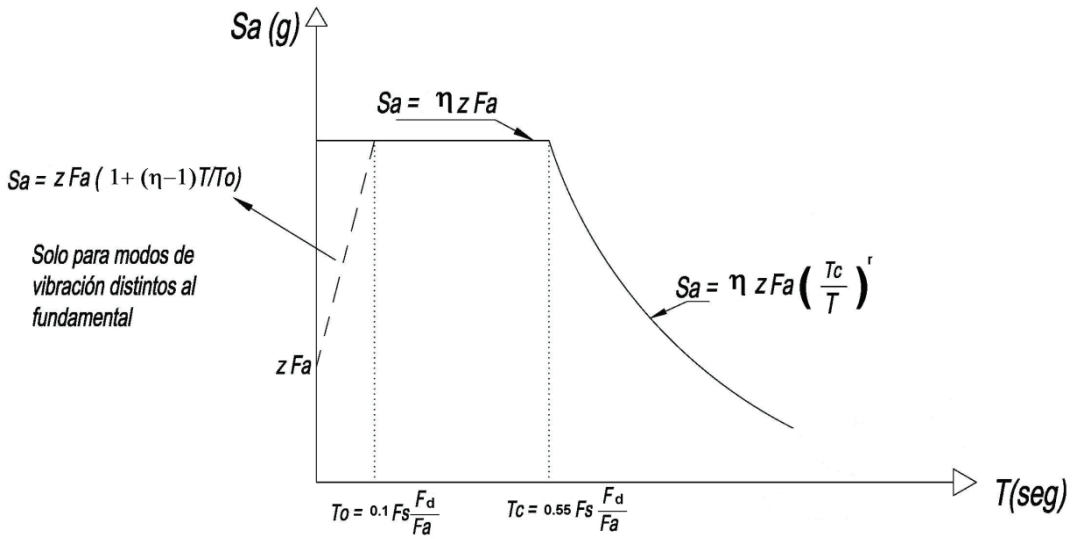
TL período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta de desplazamientos, que no utilizaremos.

5.2.12 Determinación del espectro de diseño por aceleraciones Sa(T)

Datos necesarios:

- Z = 0.4
- η = 2.48
- r = 1
- Fa = 1.20
- To = 0.127
- Tc = 0.689

Figura 7: Determinación de espectro de respuesta según NEC-SE-DS



Fuente: Libro Peligro Sísmico, Noma Ecuatoriana de la Construcción

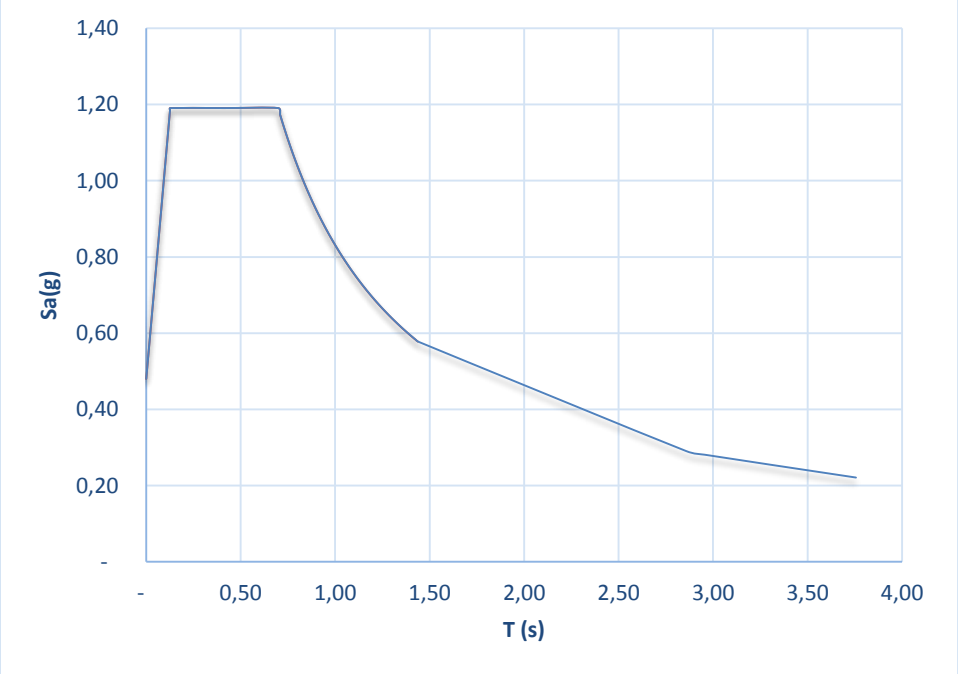
La primera parte del espectro se tomaron tiempos desde 0 s a 0.126 s (To), la segunda parte de 0.126 s a 0.698 s (Tc) y la última desde 0.698 s a 3.75 s.

En el espectro elástico las aceleraciones variaron desde 0.48 g a 1.19 g en la primera parte, se mantuvo en 1.19 g en la segunda y de 1.19 g a 0.22 g.

En el espectro inelástico las aceleraciones variaron desde 0.59 g a 1.45 g en la primera parte, se mantuvo en 1.46 g en la segunda y de 1.439 g a 0.271 g.

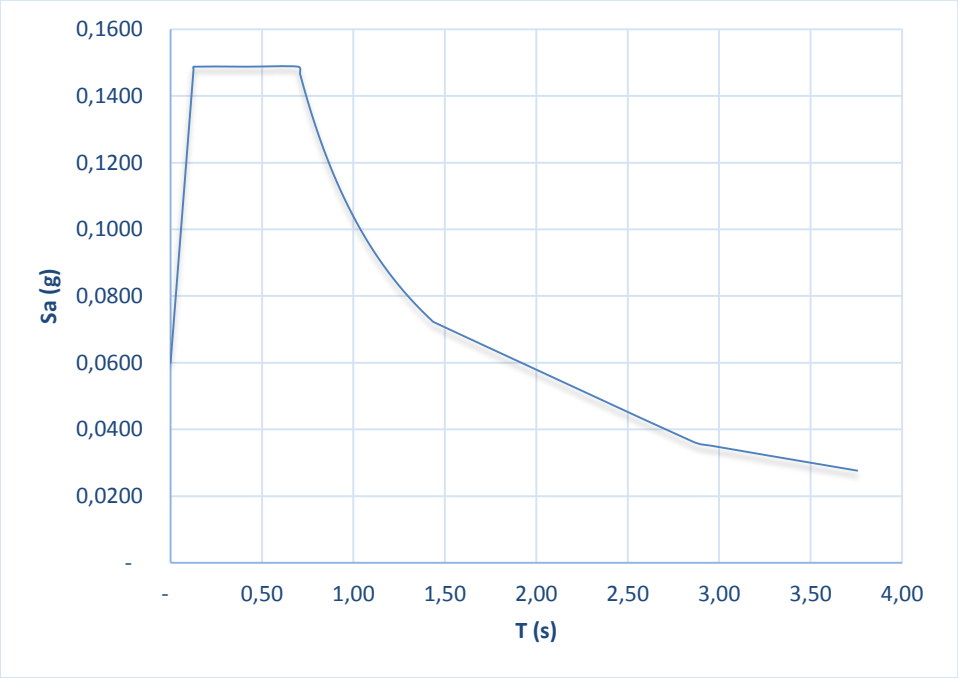
A continuación, el gráfico correspondiente:

Espectro Elástico de respuesta



Para obtener el espectro inelástico de diseño se requerirá dividir las aceleraciones del espectro para el coeficiente de reducción sísmica R.

Espectro Inelástico de respuesta



Estos valores obtenidos tienen como unidad la aceleración de la gravedad.

5.2.13 Determinación de Cortante basal

Reemplazamos nuestros valores en la expresión:

- $Sa = \eta\ Z\ Fa$ $Sa = 2.48 * 0.4 * 1.20$ $Sa = 1.19$
- $\text{Ø}\text{p} = 1$ y $\text{Ø}_E = 1$
- $\text{I} = 1$
- $\text{R} = 8$
- W: Dependerá de la estructura

$$V = \frac{I \times Sa(Ta)}{R \times \text{Ø}\text{p} \times \text{Ø}_E} \times W$$

$$V = \frac{1 \times 1.19}{8 \times 1 \times 1} \times W$$

$$V = 0.1488\, W$$

5.3 MODELACIÓN Y CÁLCULO DE LAS ESTRUCTURAS

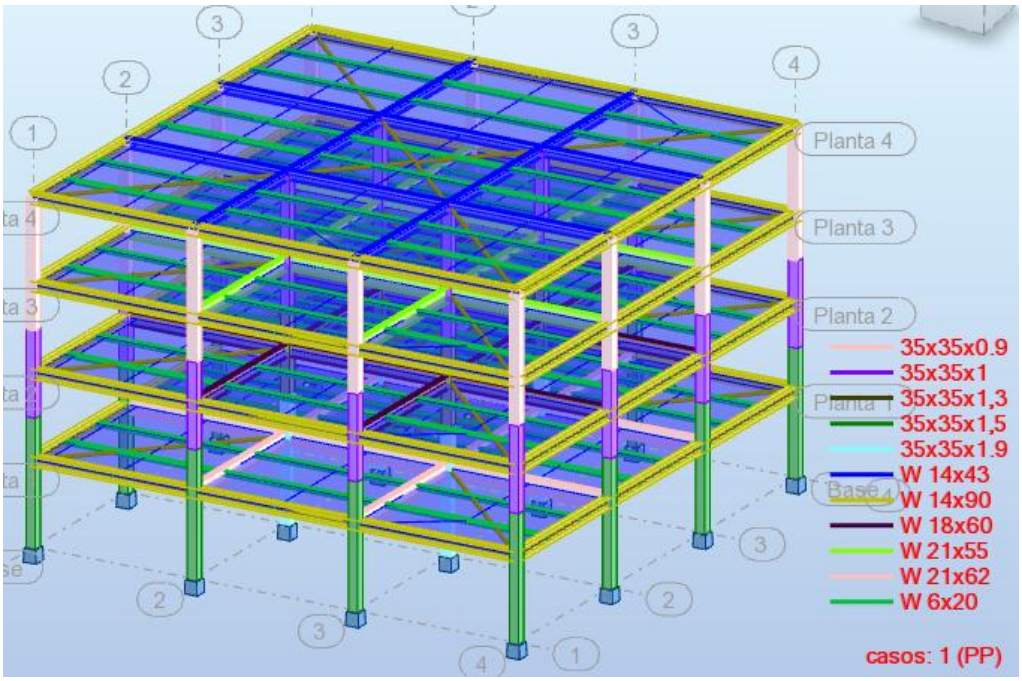
Ya definido el espectro inelástico de respuesta y el factor de cortante basal estático, se modeló y analizó edificaciones de cada tipo en base a las secciones de predimensionamiento. Se optimizó la selección mediante Autodesk Robot Structural Analysis, buscando las menores secciones que cumplan los requisitos, para finalmente elegir una estructura final más real.

Se buscó inicialmente que sean estructuras resistentes para finalmente verificar que cumplan la normativa.

PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS (PRM)

4 EJES

De 5 Niveles PRM optimizado

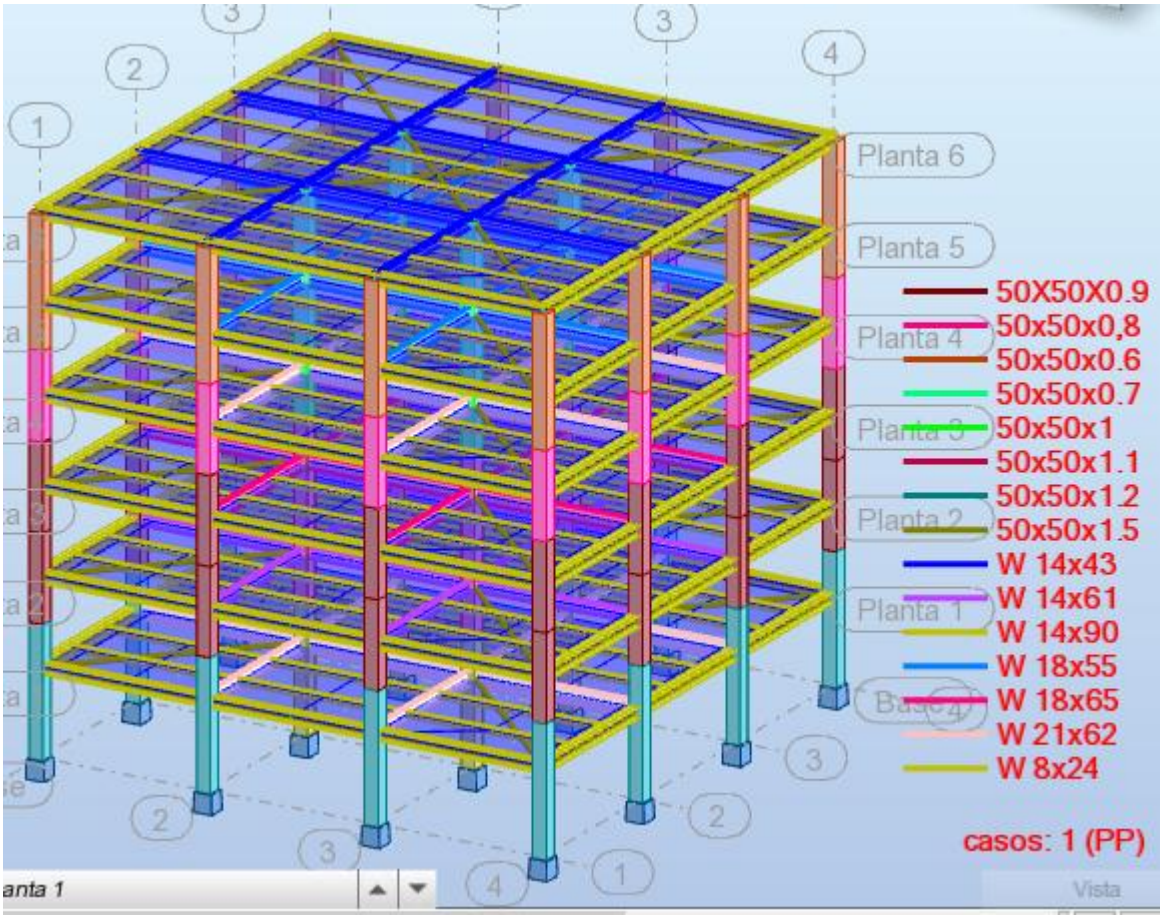


Masa perfiles (Kg)	99.695,03	Kg		
Costo (USD)	438.658,11	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0025	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0024	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0150			
Deriva máxima inelástica	0,0144			
% masa en A.Modal	93,19%	x	En el	
	93,62%	y	modo 5	

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
173 Pilar_173	35x35x1.9	STEEL A36	33.2465	33.2465	0.9728	10 10
Grupo : 2 C2						
158 Pilar_158	35x35x1,3	STEEL A36	21.7893	21.7893	0.9980	10 10
Grupo : 3 C3						
521 Pilar_521	35x35x1	STEEL A36	32.4057	32.4057	0.9848	10 10
Grupo : 9 CM1						
117 Pilar_117	35x35x1,5	STEEL A36	32.8707	32.8707	0.8626	10 10
Grupo : 10 CM2						
102 Pilar_102	35x35x1	STEEL A36	21.6038	21.6038	0.9667	10 10
Grupo : 11 CM3						
508 Pilar_508	35x35x0.9	STEEL A36	32.3134	32.3134	0.9306	10 10
Grupo : 17 VS1						
58 Viga_58	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5947	59 59
Grupo : 18 VS2						
477 Viga_477	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.6000	59 59
Grupo : 19 VS3						
563 Viga_563	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5828	51 51
Grupo : 20 VS4						
606 Viga_606	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5533	59 59
Grupo : 26 VPM1						
5 Viga_5	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3786	48 48
Grupo : 27 VPM2						
492 Viga_492	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3682	48 48
Grupo : 28 VPM3						
522 Viga_522	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3138	48 48

Grupo : 29 VPM4						
594 Viga_594	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.2072	48 48
Grupo : 35 VP1						
29 Viga_29	W 21x62	STEEL A36	27.7088	133.2629	0.9615	48 48
Grupo : 36 VP2						
466 Viga_466	W 18x60	STEEL A36	31.5919	140.0087	0.9802	48 48
Grupo : 37 VP3						
538 Viga_538	W 21x55	STEEL A36	28.1593	136.6634	0.8829	48 48
Grupo : 38 VP4						
581 Viga_581	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.8701	48 48

De 7 Niveles PRM optimizado

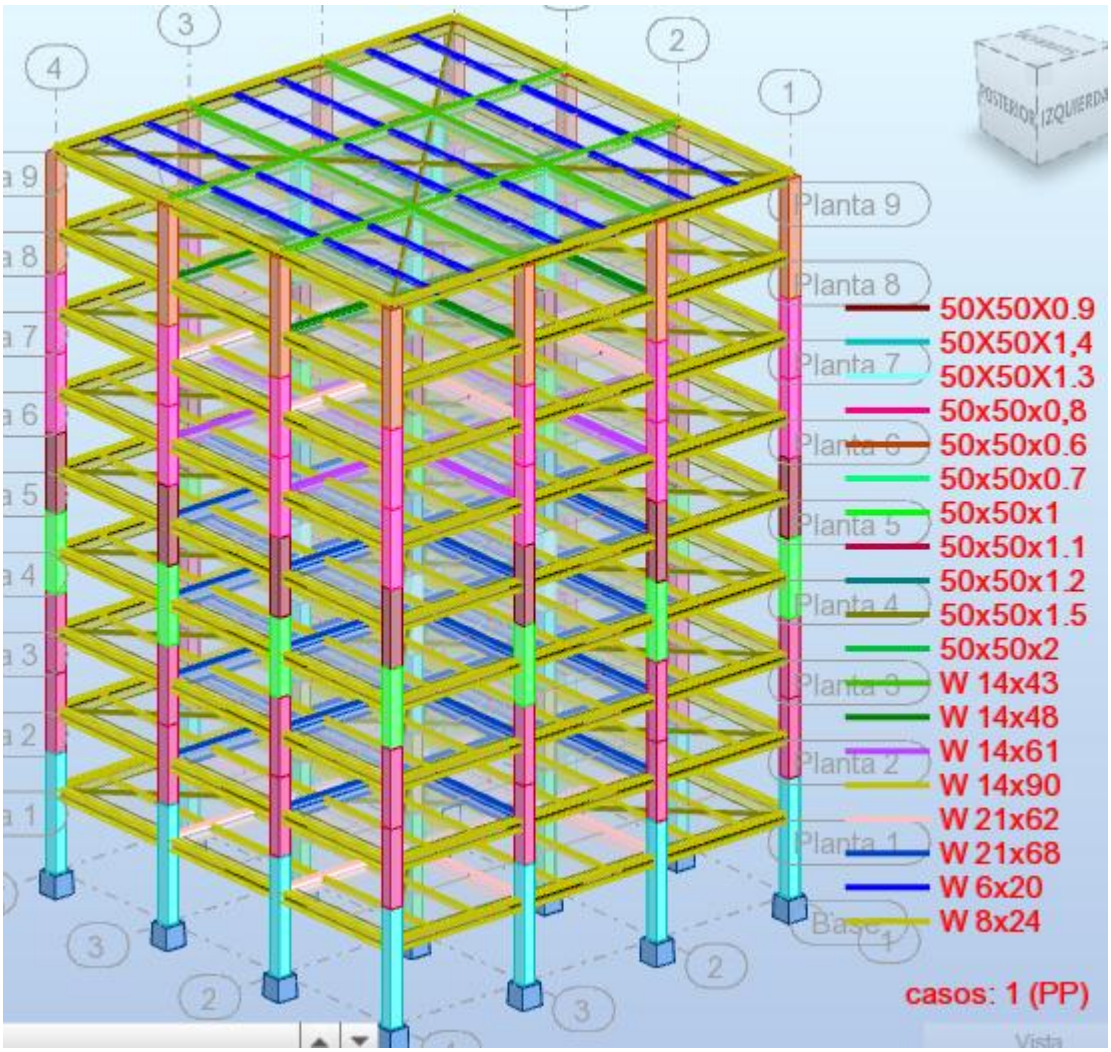


Masa perfiles (Kg)	159.643,40	Kg		
Costo (USD)	702.430,94	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0024	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0022	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0144			
Deriva máxima inelástica	0,0132			
% masa en A.Modal	94,53%	x	En el	
	90,11%	y	modo 7	

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
173 Pilar_173	50x50x1.5	STEEL A36	22.7164	22.7164	0.9677	10 10
Grupo : 2 C2						
174 Pilar_174	50x50x1.1	STEEL A36	15.0237	15.0237	0.8973	59 59
Grupo : 3 C3						
175 Pilar_175	50x50x1.1	STEEL A36	15.0237	15.0237	0.8991	10 10
Grupo : 4 C4						
176 Pilar_176	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.8865	10 10
Grupo : 5 C5						
692 Pilar_692	50x50x0.7	STEEL A36	22.3562	22.3562	0.9560	10 10
Grupo : 9 CM1						
117 Pilar_117	50x50x1.2	STEEL A36	22.5807	22.5807	0.9216	10 10
Grupo : 10 CM2						
142 Pilar_142	50X50X0.9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.9481	10 10
Grupo : 11 CM3						
143 Pilar_143	50X50X0.9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.9542	10 10
Grupo : 12 CM4						
144 Pilar_144	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.8995	10 10
Grupo : 13 CM5						
685 Pilar_685	50x50x0.6	STEEL A36	22.3115	22.3115	0.9407	10 10
Grupo : 17 VS1						
58 Viga_58	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6292	59 59
Grupo : 18 VS2						
477 Viga_477	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6628	59 59
Grupo : 19 VS3						
520 Viga_520	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6419	59 59
Grupo : 20 VS4						

563 Viga_563	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6221	59 59
Grupo : 21 VS5						
606 Viga_606	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6176	59 59
Grupo : 22 VS6						
676 Viga_676	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.5828	59 59
Grupo : 26 VPM1						
46 Viga_46	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3831	48 48
Grupo : 27 VPM2						
492 Viga_492	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.4543	48 48
Grupo : 28 VPM3						
535 Viga_535	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.4352	48 48
Grupo : 29 VPM4						
578 Viga_578	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3750	48 48
Grupo : 30 VPM5						
621 Viga_621	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3171	48 48
Grupo : 31 VPM6						
664 Viga_664	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.2129	48 48
Grupo : 35 VP1						
14 Viga_14	W 21x62	STEEL A36	27.7088	133.2629	0.9408	48 48
Grupo : 36 VP2						
468 Viga_468	W 14x61	STEEL A36	39.5052	96.6167	0.8567	48 48
Grupo : 37 VP3						
511 Viga_511	W 18x65	STEEL A36	31.5604	139.4582	0.9788	48 48
Grupo : 38 VP4						
554 Viga_554	W 21x62	STEEL A36	27.7088	133.2629	0.9269	48 48
Grupo : 39 VP5						
597 Viga_597	W 18x55	STEEL A36	31.8699	141.8900	0.9218	48 48
Grupo : 40 VP6						
640 Viga_640	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.7923	48 48

De 10 Niveles PRM optimizado



Masa perfiles (Kg)	248.512,45	Kg		
Costo (USD)	1.093.454,79	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0022	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0021	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0132			
Deriva máxima inelástica	0,0126			
% masa en A.Modal	92,98%	x	En el	
	93,28%	y	modo 8	

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
173 Pilar_173	50x50x2	STEEL A36	22.944	22.944	0.9613	10 10

			1	1		
Grupo : 2 C2						
166 Pilar_166	50x50x1.5	STEEL A36	15.1442	15.1442	0.9353	57 57
Grupo : 3 C3						
175 Pilar_175	50X50X1,4	STEEL A36	15.1140	15.1140	0.9593	10 10
Grupo : 4 C4						
176 Pilar_176	50X50X1.3	STEEL A36	15.0839	15.0839	0.9488	10 10
Grupo : 5 C5						
177 Pilar_177	50x50x1.2	STEEL A36	15.0538	15.0538	0.9429	10 10
Grupo : 6 C6						
178 Pilar_178	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.8584	10 10
Grupo : 7 C7						
179 Pilar_179	50X50X0.9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.9207	10 10
Grupo : 8 C8						
454 Pilar_454	50x50x0.7	STEEL A36	22.3562	22.3562	0.8373	10 10
Grupo : 9 CM1						
117 Pilar_117	50X50X1,4	STEEL A36	22.6711	22.6711	0.9255	10 10
Grupo : 10 CM2						
142 Pilar_142	50x50x1.1	STEEL A36	15.0237	15.0237	0.9279	10 10
Grupo : 11 CM3						
143 Pilar_143	50x50x1.1	STEEL A36	15.0237	15.0237	0.8936	10 10
Grupo : 12 CM4						
152 Pilar_152	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.9196	10 10
Grupo : 13 CM5						
153 Pilar_153	50X50X0.9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.9309	10 10
Grupo : 14 CM6						
146 Pilar_146	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.9285	50 50
Grupo : 15 CM7						
155 Pilar_155	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.8352	10 10
Grupo : 16 CM8						
458 Pilar_458	50x50x0.6	STEEL A36	22.3115	22.3115	0.8741	50 50
Grupo : 17 VS1						
23 Viga_23	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6243	59 59
Grupo : 18 VS2						
477 Viga_477	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6339	59 59
Grupo : 19 VS3						
547 Viga_547	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6362	59 59
Grupo : 20 VS4						

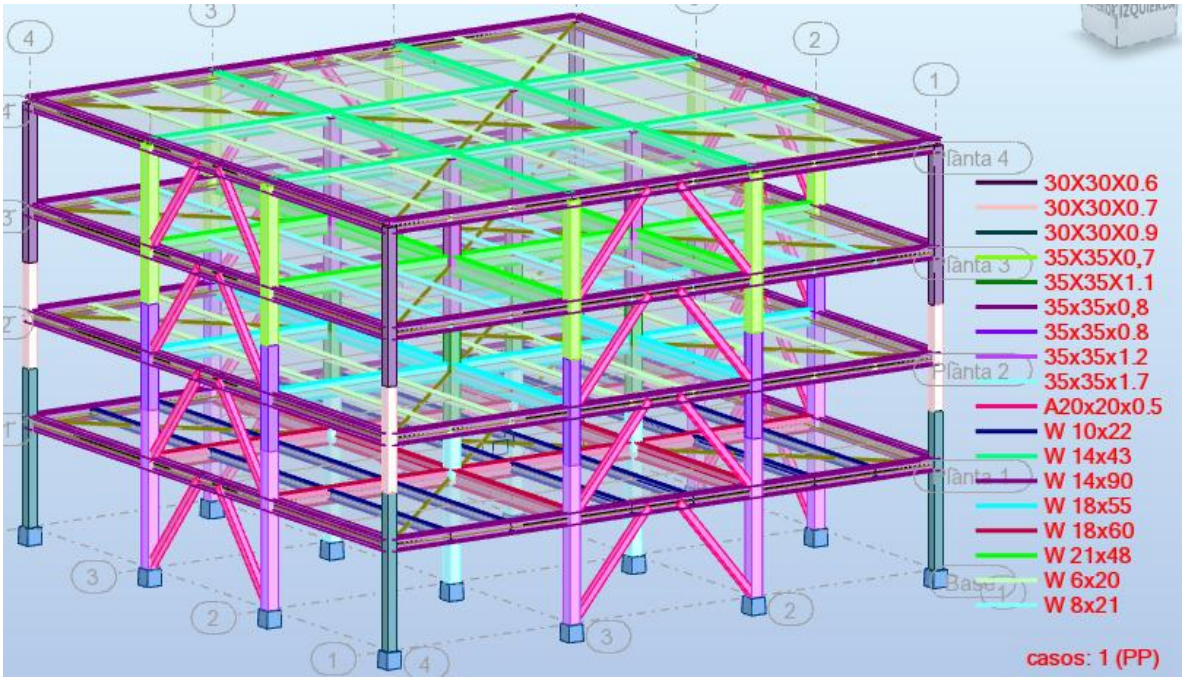
563 Viga_563	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6334	59 59
Grupo : 21 VS5						
633 Viga_633	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6308	59 59
Grupo : 22 VS6						
649 Viga_649	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6522	59 59
Grupo : 23 VS7						
719 Viga_719	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6236	51 51
Grupo : 24 VS8						
762 Viga_762	W 8x24	STEEL A36	69.1164	146.9294	0.6416	59 59
Grupo : 25 VS9						
778 Viga_778	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5652	51 51
Grupo : 26 VPM1						
46 Viga_46	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3683	48 48
Grupo : 27 VPM2						
463 Viga_463	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.4249	48 48
Grupo : 28 VPM3						
535 Viga_535	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.4368	48 48
Grupo : 29 VPM4						
578 Viga_578	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.4256	48 48
Grupo : 30 VPM5						
621 Viga_621	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.4201	48 48
Grupo : 31 VPM6						
664 Viga_664	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.4103	48 48
Grupo : 32 VPM7						
678 Viga_678	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3759	48 48
Grupo : 33 VPM8						
750 Viga_750	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3279	48 48
Grupo : 34 VPM9						
793 Viga_793	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.2337	48 48
Grupo : 35 VP1						
29 Viga_29	W 21x62	STEEL A36	27.7088	133.2629	0.9295	48 48
Grupo : 36 VP2						
468 Viga_468	W 21x68	STEEL A36	27.4601	131.3350	0.9631	48 48
Grupo : 37						

VP3						
524 Viga_524	W 21x68	STEEL A36	27.4601	131.3350	0.9880	48 48
Grupo : 38 VP4						
567 Viga_567	W 21x68	STEEL A36	27.4601	131.3350	0.9733	48 48
Grupo : 39 VP5						
610 Viga_610	W 21x68	STEEL A36	27.4601	131.3350	0.9404	48 48
Grupo : 40 VP6						
640 Viga_640	W 14x61	STEEL A36	39.5052	96.6167	0.8203	48 48
Grupo : 41 VP7						
683 Viga_683	W 21x62	STEEL A36	27.7088	133.2629	0.9212	48 48
Grupo : 42 VP8						
739 Viga_739	W 14x48	STEEL A36	40.3185	123.7216	0.9376	48 48
Grupo : 43 VP9						
769 Viga_769	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.8413	48 48

PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCENTRICAMENTE (PAE)

4 EJES

De 5 Niveles PAE optimizado

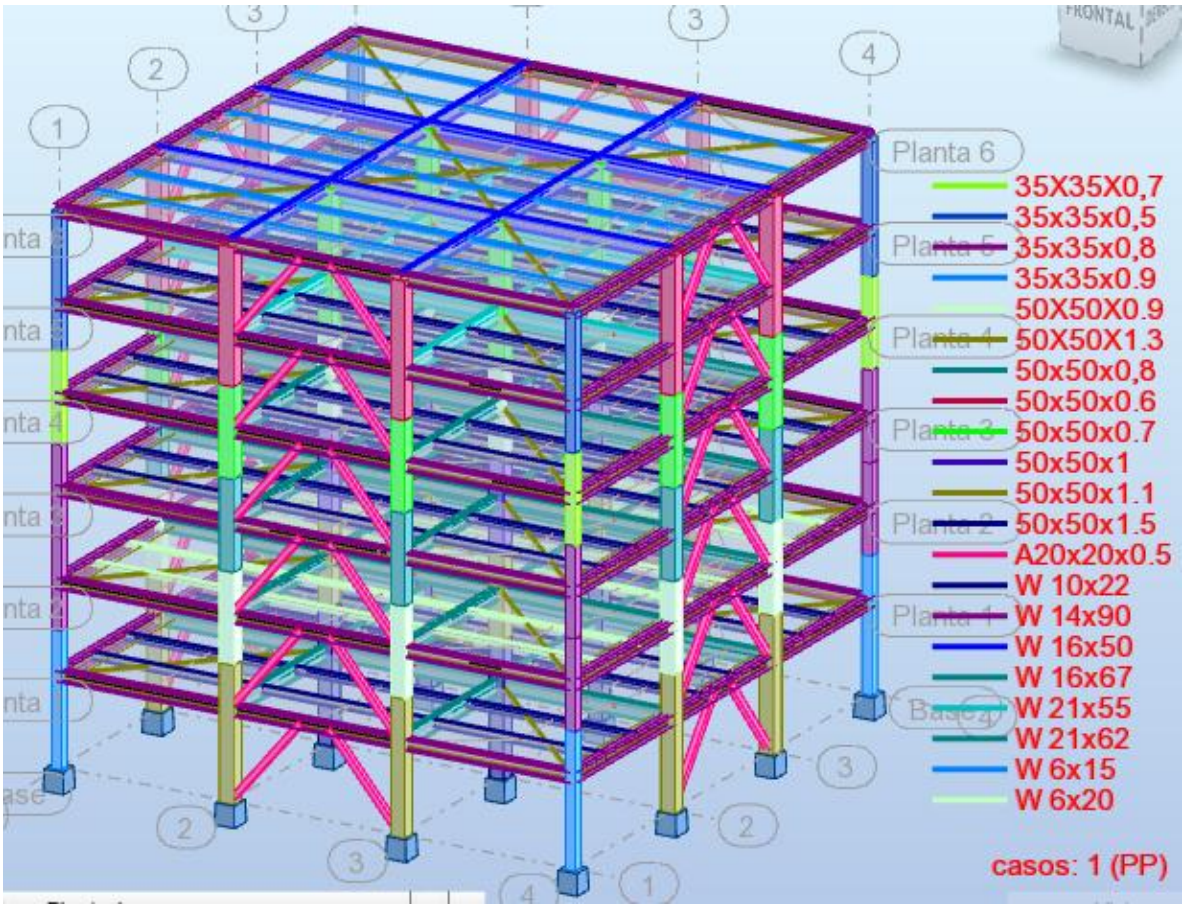


Masa perfiles (Kg)	96.570,62	Kg		
Costo (USD)	424.910,74	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0013	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0012	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0078			
Deriva máxima inelástica	0,0072			
% masa en A.Modal	95,41%	x	En el	
	95,57%	y	modo 5	
Solicitación aprox. Arriostramiento		45%	al	56%

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
733 Pilar_733	35x35x1.7	STEEL A36	33.0582	33.0582	0.7848	10 10
Grupo : 2 C2						
706 Pilar_706	35X35X1.1	STEEL A36	21.6655	21.6655	0.7833	10 10
Grupo : 3 C3						
987 Pilar_987	35x35x0,8	STEEL A36	32.2213	32.2213	0.8092	10 10
Grupo : 9 CM1						
671 Pilar_671	30X30X0.9	STEEL A36	37.8606	37.8606	0.6430	10 10
Grupo : 10 CM2						
768 Pilar_768	30X30X0.7	STEEL A36	25.0729	25.0729	0.8211	10 10
Grupo : 11 CM3						
974 Pilar_974	30X30X0.6	STEEL A36	37.4844	37.4844	0.7579	10 10
Grupo : 17 CE1						
735 Pilar_735	35x35x1.2	STEEL A36	32.5910	32.5910	0.8096	10 10
Grupo : 18 CE2						
707 Pilar_707	35x35x0.8	STEEL A36	21.4809	21.4809	0.9630	57 57
Grupo : 19 CE3						
981 Pilar_981	35X35X0,7	STEEL A36	32.1295	32.1295	0.8814	59 59
Grupo : 25 VP1						
31 Viga_31	W 18x60	STEEL A36	31.5919	140.0087	0.7804	48 48
Grupo : 26 VP2						
814 Viga_814	W 18x55	STEEL A36	31.8699	141.8900	0.8472	48 48
Grupo : 27 VP3						
873 Viga_873	W 21x48	STEEL A36	28.6430	142.5843	0.9117	48 48
Grupo : 28						

VP4						
930 Viga_930	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.7756	48 48
Grupo : 34 VIN1						
6	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.3446	10 10
Grupo : 35 VIN2						
844 Barra_844	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.3768	10 10
Grupo : 36 VIN3						
856 Barra_856	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.2902	10 10
Grupo : 37 VIN4						
915 Barra_915	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.1672	48 48
Grupo : 43 VPW1						
5 Viga_5	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.2478	48 48
Grupo : 44 VPW2						
825 Viga_825	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.2376	48 48
Grupo : 45 VPW3						
857 Viga_857	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.2055	48 48
Grupo : 46 VPW4						
943 Viga_943	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1686	48 48
Grupo : 52 VS1						
58 Viga_58	W 10x22	STEEL A36	55.3986	178.2327	0.9088	59 59
Grupo : 53 VS2						
837 Viga_837	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5736	51 51
Grupo : 54 VS3						
896 Viga_896	W 8x21	STEEL A36	67.5632	187.5688	0.7665	51 51
Grupo : 55 VS4						
955 Viga_955	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5475	51 51
Grupo : 61 A1						
71 Barra_71	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.5123	48 48
Grupo : 62 A2						
847 Barra_847	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.5647	48 48
Grupo : 63 A3						
909 Barra_909	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.4497	48 48
Grupo : 64 A4						
959 Barra_959	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2692	48 48

De 7 Niveles PAE optimizado



Masa perfiles (Kg)	158.939,75	Kg		
Costo (USD)	699.334,92	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0017	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0015	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0102			
Deriva máxima inelástica	0,0090			
% masa en A.Modal	91,71%	x	En el	
	91,91%	y	modo 5	
Solicitación aprox. Arriostramiento		51%	67%	39%
		70%	54%	23%

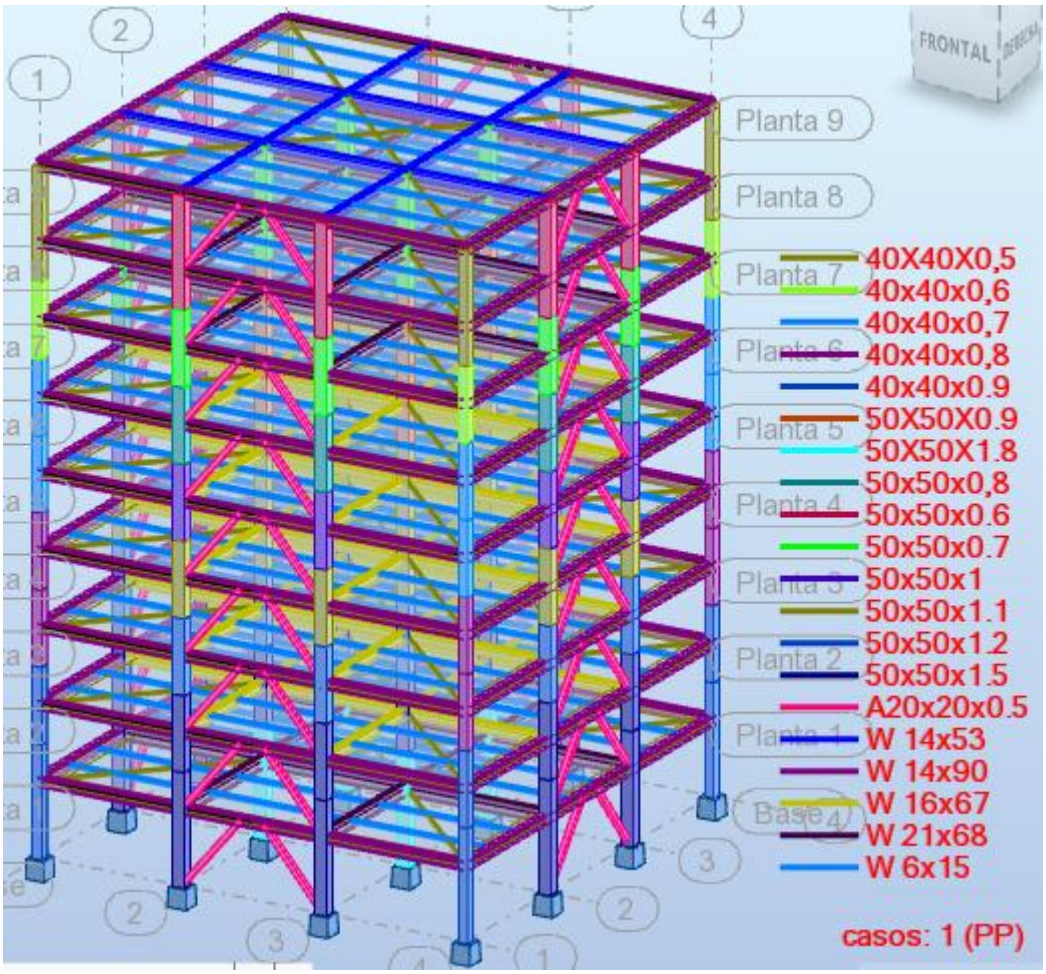
Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
733 Pilar_733	50x50x1.5	STEEL A36	22.7164	22.7164	0.9017	10 10

Grupo : 2 C2						
705 Pilar_705	50x50x1.1	STEEL A36	15.0237	15.0237	0.8588	10 10
Grupo : 3 C3						
741 Pilar_741	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.8467	10 10
Grupo : 4 C4						
745 Pilar_745	50X50X0.9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.8545	10 10
Grupo : 5 C5						
1104 Pilar_1104	50x50x0.7	STEEL A36	22.3562	22.3562	0.8791	10 10
Grupo : 9 CM1						
671 Pilar_671	35x35x0.9	STEEL A36	32.3134	32.3134	0.7955	10 10
Grupo : 10 CM2						
768 Pilar_768	35x35x0,8	STEEL A36	21.4809	21.4809	0.8730	10 10
Grupo : 11 CM3						
772 Pilar_772	35x35x0,8	STEEL A36	21.4809	21.4809	0.8157	10 10
Grupo : 12 CM4						
776 Pilar_776	35X35X0,7	STEEL A36	21.4196	21.4196	0.8123	10 10
Grupo : 13 CM5						
1101 Pilar_1101	35x35x0,5	STEEL A36	31.9465	31.9465	0.8939	10 10
Grupo : 17 CE1						
735 Pilar_735	50X50X1.3	STEEL A36	22.6258	22.6258	0.9081	10 10
Grupo : 18 CE2						
704 Pilar_704	50X50X0.9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.9560	56 56
Grupo : 19 CE3						
774 Pilar_774	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.9472	10 10
Grupo : 20 CE4						
778 Pilar_778	50x50x0.7	STEEL A36	14.9041	14.9041	0.9129	10 10
Grupo : 21 CE5						
1096 Pilar_1096	50x50x0.6	STEEL A36	22.3115	22.3115	0.7938	10 10
Grupo : 25 VP1						
31 Viga_31	W 21x62	STEEL A36	27.7088	133.2629	0.9656	48 48
Grupo : 26 VP2						
814 Viga_814	W 16x67	STEEL A36	33.8588	95.8677	0.8338	48 48
Grupo : 27 VP3						
873 Viga_873	W 16x67	STEEL A36	33.8588	95.8677	0.7904	48 48
Grupo : 28 VP4						
932 Viga_932	W 21x62	STEEL A36	27.7088	133.2629	0.9080	48 48

Grupo : 29 VP5						
991 Viga_991	W 21x55	STEEL A36	28.1593	136.6634	0.9772	48 48
Grupo : 30 VP6						
1050 Viga_1050	W 16x50	STEEL A36	35.2804	148.4926	0.9109	48 48
Grupo : 34 VIN1						
65	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.3529	10 10
Grupo : 35 VIN2						
844 Barra_844	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.4935	10 10
Grupo : 36 VIN3						
903 Barra_903	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.4606	10 10
Grupo : 37 VIN4						
962 Barra_962	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.3611	10 10
Grupo : 38 VIN5						
1021 Barra_1021	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.2474	10 10
Grupo : 39 VIN6						
1080 Barra_1080	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.1337	48 48
Grupo : 43 VPW1						
5 Viga_5	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3126	48 48
Grupo : 44 VPW2						
796 Viga_796	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3375	48 48
Grupo : 45 VPW3						
855 Viga_855	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3104	48 48
Grupo : 46 VPW4						
914 Viga_914	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.2707	48 48
Grupo : 47 VPW5						
973 Viga_973	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.2270	48 48
Grupo : 48 VPW6						
1032 Viga_1032	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1922	48 48
Grupo : 52 VS1						
58 Viga_58	W 10x22	STEEL A36	55.3986	178.2327	0.9283	59 59
Grupo : 53 VS2						
837 Viga_837	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5985	51 51
Grupo : 54 VS3						
896 Viga_896	W 10x22	STEEL A36	55.398	178.23	0.9542	59 59

			6	27		
Grupo : 55 VS4						
955 Viga_955	W 10x22	STEEL A36	55.3986	178.2327	0.9298	59 59
Grupo : 56 VS5						
1014 Viga_1014	W 10x22	STEEL A36	55.3986	178.2327	0.9155	59 59
Grupo : 57 VS6						
1073 Viga_1073	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6459	51 51
Grupo : 61 A1						
68 Barra_68	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.5116	48 48
Grupo : 62 A2						
851 Barra_851	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.7080	48 48
Grupo : 63 A3						
910 Barra_910	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.6706	48 48
Grupo : 64 A4						
969 Barra_969	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.5425	48 48
Grupo : 65 A5						
1028 Barra_1028	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.3950	48 48
Grupo : 66 A6						
1087 Barra_1087	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2318	48 48

De 10 Niveles PAE optimizado



Masa perfiles (Kg)	244.244,80	Kg		
Costo (USD)	1.074.677,12	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0016	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0017	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0096			
Deriva máxima inelástica	0,0102			
% masa en A.Modal	90,20%	x	En el	
	90,37%	y	modo 5	
Solicitación aprox. Arriostramiento		51%	65%	39%
		70%	57%	27%
		70%	49%	15%

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
733 Pilar_733	50X50X1.8	STEEL A36	22.8528	22.8528	0.9730	10 10
Grupo : 2 C2						
705 Pilar_705	50x50x1.5	STEEL A36	15.1442	15.1442	0.8383	56 56
Grupo : 3 C3						
741 Pilar_741	50x50x1.2	STEEL A36	15.0538	15.0538	0.9635	56 56
Grupo : 4 C4						
745 Pilar_745	50x50x1.1	STEEL A36	15.0237	15.0237	0.9841	56 56
Grupo : 5 C5						
749 Pilar_749	50x50x1.1	STEEL A36	15.0237	15.0237	0.8717	10 10
Grupo : 6 C6						
753 Pilar_753	50X50X0.9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.9692	10 10
Grupo : 7 C7						
757 Pilar_757	50X50X0.9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.8678	10 10
Grupo : 8 C8						
761 Pilar_761	50x50x0.7	STEEL A36	22.3562	22.3562	0.9450	10 10
Grupo : 9 CM1						
671 Pilar_671	40x40x0.9	STEEL A36	28.1836	28.1836	0.9805	10 10
Grupo : 10 CM2						
768 Pilar_768	40x40x0.9	STEEL A36	18.7891	18.7891	0.8707	10 10
Grupo : 11 CM3						
772 Pilar_772	40x40x0,8	STEEL A36	18.7422	18.7422	0.9706	10 10
Grupo : 12 CM4						
776 Pilar_776	40x40x0,8	STEEL A36	18.7422	18.7422	0.8995	10 10
Grupo : 13 CM5						
780 Pilar_780	40x40x0,7	STEEL A36	18.6954	18.6954	0.9557	10 10
Grupo : 14 CM6						
784 Pilar_784	40x40x0,7	STEEL A36	18.6954	18.6954	0.8469	10 10
Grupo : 15 CM7						
788 Pilar_788	40x40x0,6	STEEL A36	18.6488	18.6488	0.8554	10 10
Grupo : 16 CM8						
792 Pilar_792	40X40X0,5	STEEL A36	27.9033	27.9033	0.8001	10 10
Grupo : 17 CE1						
735 Pilar_735	50x50x1.5	STEEL A36	22.7164	22.7164	0.9775	10 10
Grupo : 18 CE2						
704 Pilar_704	50x50x1.5	STEEL A36	15.1442	15.1442	0.7052	56 56

Grupo : 19 CE3						
708 Pilar_708	50x50x1.2	STEEL A36	15.0538	15.0538	0.8116	56 56
Grupo : 20 CE4						
712 Pilar_712	50x50x1.1	STEEL A36	15.0237	15.0237	0.8120	56 56
Grupo : 21 CE5						
716 Pilar_716	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.8005	56 56
Grupo : 22 CE6						
720 Pilar_720	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.9110	56 56
Grupo : 23 CE7						
724 Pilar_724	50x50x0.7	STEEL A36	14.9041	14.9041	0.9342	48 48
Grupo : 24 CE8						
728 Pilar_728	50x50x0.6	STEEL A36	22.3115	22.3115	0.8816	56 56
Grupo : 25 VP1						
31 Viga_31	W 21x68	STEEL A36	27.4601	131.3350	0.9155	48 48
Grupo : 26 VP2						
814 Viga_814	W 16x67	STEEL A36	33.8588	95.8677	0.8907	48 48
Grupo : 27 VP3						
873 Viga_873	W 16x67	STEEL A36	33.8588	95.8677	0.9057	48 48
Grupo : 28 VP4						
932 Viga_932	W 16x67	STEEL A36	33.8588	95.8677	0.9183	48 48
Grupo : 29 VP5						
991 Viga_991	W 16x67	STEEL A36	33.8588	95.8677	0.9134	48 48
Grupo : 30 VP6						
1050 Viga_1050	W 16x67	STEEL A36	33.8588	95.8677	0.8834	48 48
Grupo : 31 VP7						
1109 Viga_1109	W 21x68	STEEL A36	27.4601	131.3350	0.9381	48 48
Grupo : 32 VP8						
1168 Viga_1168	W 21x68	STEEL A36	27.4601	131.3350	0.8852	48 48
Grupo : 33 VP9						
1227 Viga_1227	W 14x53	STEEL A36	40.1126	122.8265	0.8613	48 48
Grupo : 34 VIN1						
65	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.3320	10 10
Grupo : 35 VIN2						
844 Barra_844	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.652	0.4817	10 10

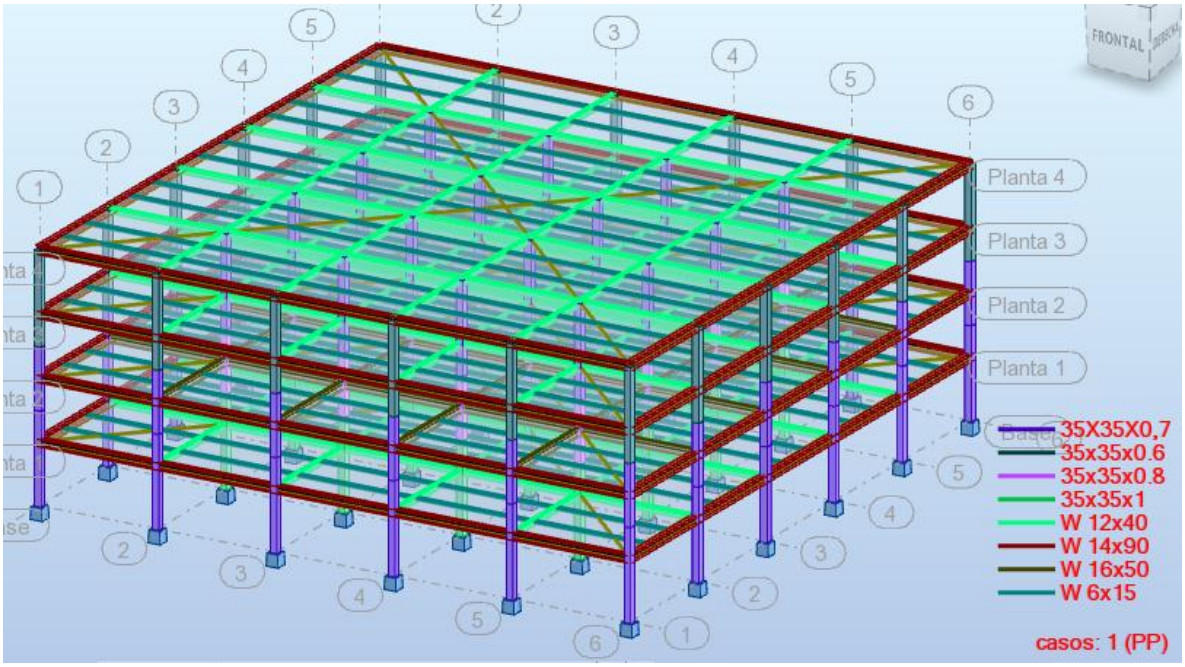
				1		
Grupo : 36 VIN3						
903 Barra_903	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.4800	10 10
Grupo : 37 VIN4						
962 Barra_962	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.4347	10 10
Grupo : 38 VIN5						
1021 Barra_1021	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.3772	10 10
Grupo : 39 VIN6						
1080 Barra_1080	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.3143	10 10
Grupo : 40 VIN7						
1139 Barra_1139	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.2320	10 10
Grupo : 41 VIN8						
1198 Barra_1198	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.1451	10 10
Grupo : 42 VIN9						
1257 Barra_1257	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.0722	48 48
Grupo : 43 VPW1						
5 Viga_5	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3193	48 48
Grupo : 44 VPW2						
796 Viga_796	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3618	48 48
Grupo : 45 VPW3						
855 Viga_855	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3631	48 48
Grupo : 46 VPW4						
914 Viga_914	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3522	48 48
Grupo : 47 VPW5						
973 Viga_973	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3335	48 48
Grupo : 48 VPW6						
1061 Viga_1061	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.3019	48 48
Grupo : 49 VPW7						
1120 Viga_1120	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.2644	48 48
Grupo : 50 VPW8						
1179 Viga_1179	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.2336	48 48
Grupo : 51 VPW9						
1209 Viga_1209	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1861	48 48
Grupo : 52 VS1						

58 Viga_58	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6966	51 51
Grupo : 53 VS2						
837 Viga_837	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7278	51 51
Grupo : 54 VS3						
896 Viga_896	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7339	51 51
Grupo : 55 VS4						
955 Viga_955	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7375	51 51
Grupo : 56 VS5						
1014 Viga_1014	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7358	51 51
Grupo : 57 VS6						
1073 Viga_1073	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7314	51 51
Grupo : 58 VS7						
1132 Viga_1132	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7074	51 51
Grupo : 59 VS8						
1191 Viga_1191	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6974	51 51
Grupo : 60 VS9						
1250 Viga_1250	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6711	51 51
Grupo : 61 A1						
68 Barra_68	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.5105	48 48
Grupo : 62 A2						
851 Barra_851	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.7016	48 48
Grupo : 63 A3						
910 Barra_910	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.7031	48 48
Grupo : 64 A4						
969 Barra_969	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.6504	48 48
Grupo : 65 A5						
1028 Barra_1028	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.5762	48 48
Grupo : 66 A6						
1087 Barra_1087	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.4983	48 48
Grupo : 67 A7						
1146 Barra_1146	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.3922	48 48
Grupo : 68 A8						
1205 Barra_1205	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2759	48 48
Grupo : 69 A9						
1264 Barra_1264	A20x20x0.5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.1578	48 48

PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTOS (PRM)

6 EJES

De 5 Niveles PRM optimizado

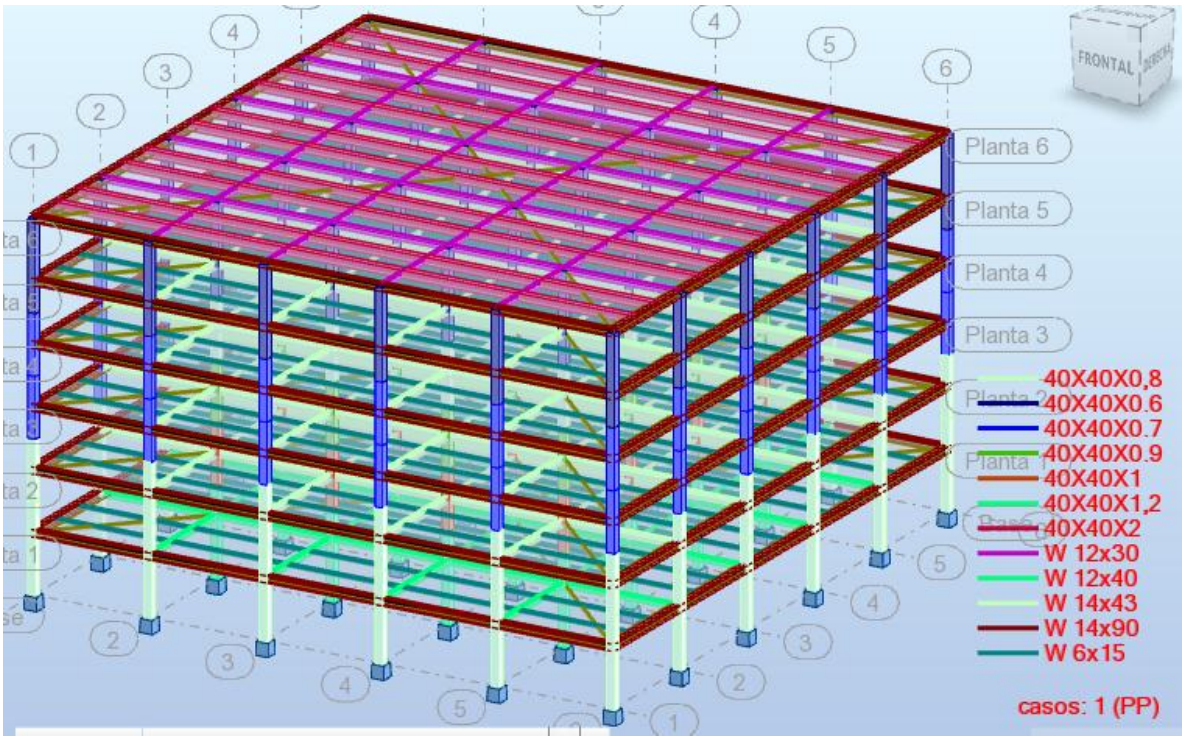


Masa perfiles (Kg)	186.176,22	Kg		
Costo (USD)	819.175,37	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0004	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0003	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0024			
Deriva máxima inelástica	0,0018			
% masa en A.Modal	94,51%	x	En el	
	95,15%	y	modo 5	

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
57 Pilar_57	35x35x1	STEEL A36	32.4057	32.4057	0.9224	57 57
Grupo : 2 C2						
242 Pilar_242	35x35x0.8	STEEL A36	21.4809	21.4809	0.9491	57 57
Grupo : 3 C3						
760 Pilar_760	35X35X0,7	STEEL A36	32.1295	32.1295	0.8123	57 57
Grupo : 9 CM1						
34 Pilar_34	35X35X0,7	STEEL A36	32.129	32.129	0.9490	58 58

			5	5		
Grupo : 10 CM2						
35 Pilar_35	35X35X0,7	STEEL A36	21.4196	21.4196	0.8684	58 58
Grupo : 11 CM3						
745 Pilar_745	35x35x0.6	STEEL A36	32.0379	32.0379	0.8483	50 50
Grupo : 17 VP1						
157 Viga_157	W 12x40	STEEL A36	46.1149	121.6721	0.9359	48 48
Grupo : 18 VP2						
478 Viga_478	W 16x50	STEEL A36	35.2804	148.4926	0.7868	48 48
Grupo : 19 VP3						
576 Viga_576	W 12x40	STEEL A36	46.1149	121.6721	0.9172	48 48
Grupo : 20 VP4						
700 Viga_700	W 12x40	STEEL A36	46.1149	121.6721	0.8267	48 48
Grupo : 26 VPM1						
105 Viga_105	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1907	56 56
Grupo : 27 VPM2						
426 Viga_426	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1705	56 56
Grupo : 28 VPM3						
537 Viga_537	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1584	56 56
Grupo : 29 VPM4						
630 Viga_630	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1514	59 59
Grupo : 35 VS1						
93 Viga_93	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6073	59 59
Grupo : 36 VS2						
415 Viga_415	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6059	59 59
Grupo : 37 VS3						
526 Viga_526	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6078	51 51
Grupo : 38 VS4						
637 Viga_637	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.5706	51 51

De 7 Niveles PRM optimizado



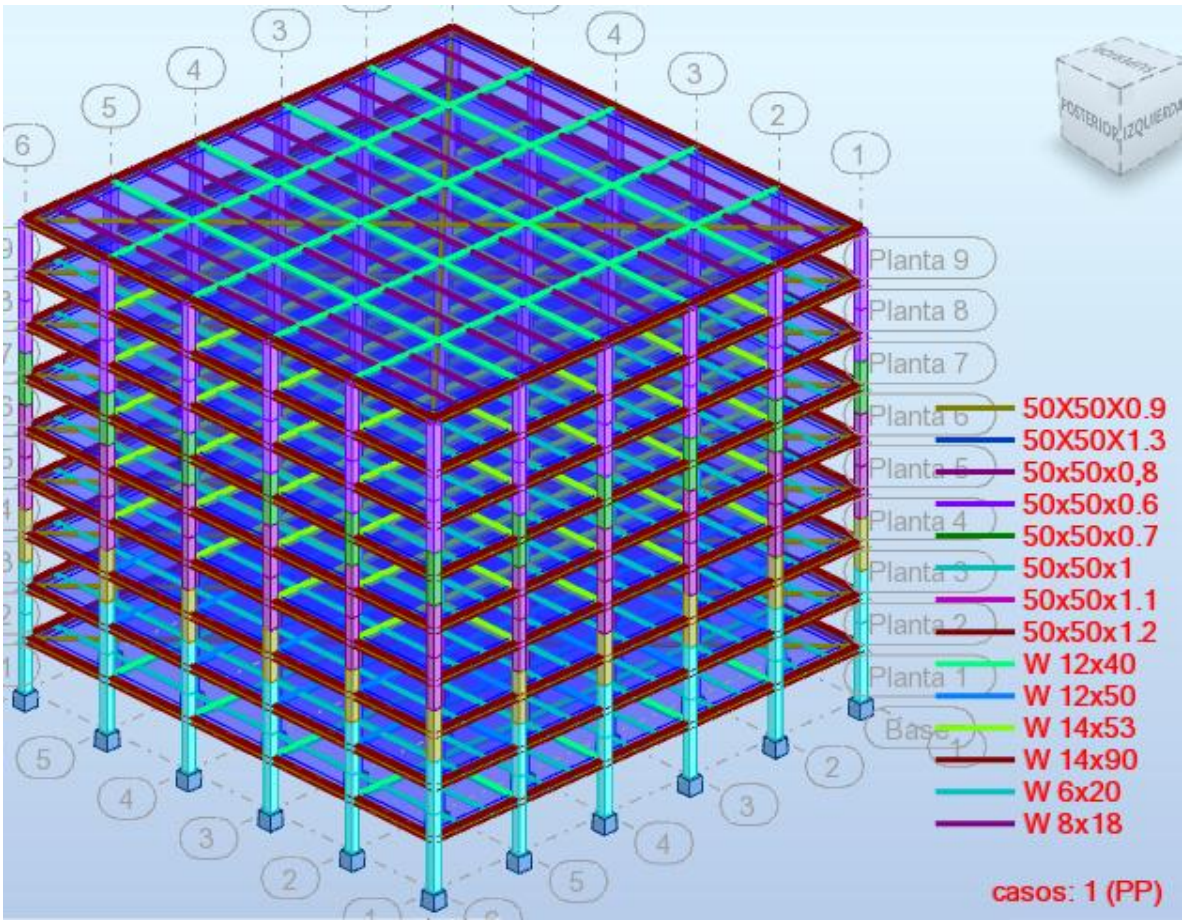
Masa perfiles (Kg)	351.489,28	Kg		
Costo (USD)	1.546.552,84	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0004	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0003	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0024			
Deriva máxima inelástica	0,0018			
% masa en A.Modal	91,60%	x	En el	
	92,23%	y	modo 5	

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
66 Pilar_66	40X40X1,2	STEEL A36	28.3955	28.3955	0.9362	56 56
Grupo : 2 C2						
242 Pilar_242	40X40X1	STEEL A36	18.8360	18.8360	0.9552	57 57
Grupo : 3 C3						
243 Pilar_243	40X40X0.9	STEEL A36	18.7891	18.7891	0.8936	57 57
Grupo : 4 C4						
244 Pilar_244	40X40X0,8	STEEL A36	18.7422	18.7422	0.8272	57 57
Grupo : 5 C5						
982 Pilar_982	40X40X0.6	STEEL A36	27.973	27.973	0.9185	57 57

			2	2		
Grupo : 9 CM1						
73 Pilar_73	40X40X0,8	STEEL A36	28.1133	28.1133	0.9649	48 48
Grupo : 10 CM2						
312 Pilar_312	40X40X0,8	STEEL A36	18.7422	18.7422	0.9271	50 50
Grupo : 11 CM3						
313 Pilar_313	40X40X0.7	STEEL A36	18.6954	18.6954	0.9629	50 50
Grupo : 12 CM4						
314 Pilar_314	40X40X0.7	STEEL A36	18.6954	18.6954	0.8328	50 50
Grupo : 13 CM5						
967 Pilar_967	40X40X0.6	STEEL A36	27.9732	27.9732	0.8130	50 50
Grupo : 17 VP1						
157 Viga_157	W 12x40	STEEL A36	46.1149	121.6721	0.9331	48 48
Grupo : 18 VP2						
465 Viga_465	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.8859	48 48
Grupo : 19 VP3						
576 Viga_576	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.8805	48 48
Grupo : 20 VP4						
687 Viga_687	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.8927	48 48
Grupo : 21 VP5						
798 Viga_798	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.8740	48 48
Grupo : 22 VP6						
946 Viga_946	W 12x30	STEEL A36	45.3966	155.4404	0.8935	56 56
Grupo : 26 VPM1						
105 Viga_105	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1876	56 56
Grupo : 27 VPM2						
426 Viga_426	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1692	56 56
Grupo : 28 VPM3						
537 Viga_537	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1528	56 56
Grupo : 29 VPM4						
630 Viga_630	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1447	59 59
Grupo : 30 VPM5						
741 Viga_741	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1447	59 59
Grupo : 31 VPM6						
941 Viga_941	W 14x90	STEEL A36	38.473	63.912	0.1808	56 56

			1	6		
Grupo : 35 VS1						
93 Viga_93	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6066	59 59
Grupo : 36 VS2						
415 Viga_415	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6062	59 59
Grupo : 37 VS3						
526 Viga_526	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6069	59 59
Grupo : 38 VS4						
637 Viga_637	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6073	59 59
Grupo : 39 VS5						
748 Viga_748	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6081	59 59
Grupo : 40 VS6						
895 Viga_895	40X40X2	STEEL A36	38.6227	38.6227	0.1050	59 59

De 10 Niveles PRM optimizado



Masa perfiles (Kg)	512.782,61	Kg		
Costo (USD)	2.256.243,48	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0004	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0003	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0024			
Deriva máxima inelástica	0,0018			
% masa en A.Modal	93,42%	x	En el	
	93,86%	y	modo 8	

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
66 Pilar_66	50X50X1.3	STEEL A36	22.6258	22.6258	0.9881	48 48
Grupo : 2 C2						
291 Pilar_291	50x50x1.2	STEEL A36	15.0538	15.0538	0.9243	56 56
Grupo : 3 C3						
292 Pilar_292	50x50x1.1	STEEL A36	15.0237	15.0237	0.9360	56 56
Grupo : 4 C4						
293 Pilar_293	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.9475	48 48
Grupo : 5 C5						
294 Pilar_294	50X50X0.9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.9482	48 48
Grupo : 6 C6						
218 Pilar_218	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.9387	58 58
Grupo : 7 C7						
219 Pilar_219	50x50x0.7	STEEL A36	14.9041	14.9041	0.9067	58 58
Grupo : 8 C8						
269 Pilar_269	50x50x0.6	STEEL A36	22.3115	22.3115	0.8253	57 57
Grupo : 9 CM1						
67 Pilar_67	50x50x1	STEEL A36	22.4906	22.4906	0.8675	49 49
Grupo : 10 CM2						
312 Pilar_312	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.8412	50 50
Grupo : 11 CM3						
313 Pilar_313	50X50X0.9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.9007	50 50
Grupo : 12 CM4						
314 Pilar_314	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.9733	50 50
Grupo : 13 CM5						
315 Pilar_315	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.8621	50 50
Grupo : 14 CM6						
316 Pilar_316	50x50x0.7	STEEL A36	14.9041	14.9041	0.9119	50 50
Grupo : 15						

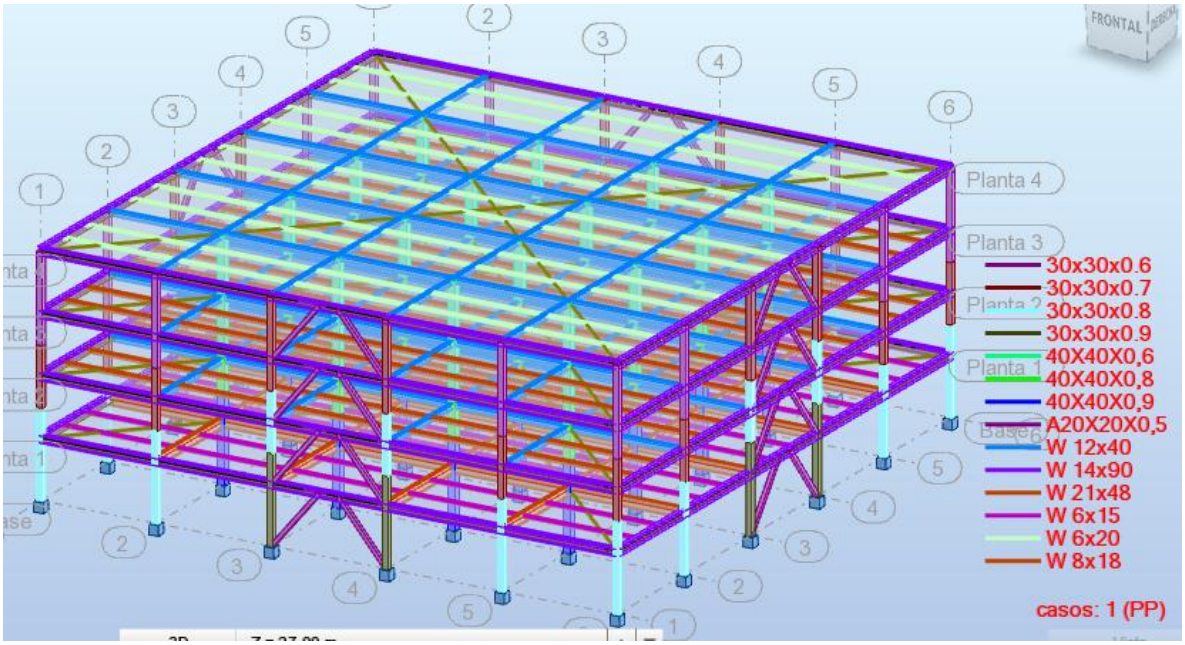
CM7						
317 Pilar_317	50x50x0.6	STEEL A36	14.8743	14.8743	0.9673	50 50
Grupo : 16 CM8						
199 Pilar_199	50x50x0.6	STEEL A36	22.3115	22.3115	0.7751	49 49
Grupo : 17 VP1						
144 Viga_144	W 12x40	STEEL A36	46.1149	121.6721	0.9695	48 48
Grupo : 18 VP2						
465 Viga_465	W 12x50	STEEL A36	45.6463	120.2928	0.8249	48 48
Grupo : 19 VP3						
576 Viga_576	W 12x50	STEEL A36	45.6463	120.2928	0.8393	48 48
Grupo : 20 VP4						
687 Viga_687	W 14x53	STEEL A36	40.1126	122.8265	0.7895	48 48
Grupo : 21 VP5						
798 Viga_798	W 14x53	STEEL A36	40.1126	122.8265	0.8052	48 48
Grupo : 22 VP6						
909 Viga_909	W 14x53	STEEL A36	40.1126	122.8265	0.8113	48 48
Grupo : 23 VP7						
1020 Viga_1020	W 14x53	STEEL A36	40.1126	122.8265	0.8050	48 48
Grupo : 24 VP8						
1131 Viga_1131	W 14x53	STEEL A36	40.1126	122.8265	0.8266	48 48
Grupo : 25 VP9						
1242 Viga_1242	W 12x40	STEEL A36	46.1149	121.6721	0.8949	48 48
Grupo : 26 VPM1						
105 Viga_105	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1873	56 56
Grupo : 27 VPM2						
426 Viga_426	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1729	56 56
Grupo : 28 VPM3						
519 Viga_519	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1713	56 56
Grupo : 29 VPM4						
630 Viga_630	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1789	56 56
Grupo : 30 VPM5						
741 Viga_741	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1856	56 56
Grupo : 31 VPM6						
852 Viga_852	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1867	56 56

Grupo : 32 VPM7						
963 Viga_963	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1824	56 56
Grupo : 33 VPM8						
1074 Viga_1074	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1914	56 56
Grupo : 34 VPM9						
1185 Viga_1185	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1458	59 59
Grupo : 35 VS1						
93 Viga_93	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5009	59 59
Grupo : 36 VS2						
415 Viga_415	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5008	59 59
Grupo : 37 VS3						
526 Viga_526	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5013	59 59
Grupo : 38 VS4						
637 Viga_637	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5011	59 59
Grupo : 39 VS5						
748 Viga_748	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5014	59 59
Grupo : 40 VS6						
859 Viga_859	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5018	51 51
Grupo : 41 VS7						
970 Viga_970	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5022	51 51
Grupo : 42 VS8						
1081 Viga_1081	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.5021	51 51
Grupo : 43 VS9						
1192 Viga_1192	W 8x18	STEEL A36	68.8597	191.9028	0.7677	51 51

PÓRTICOS ARRIOSTRADOS EXCENTRICAMENTE (PAE)

6 EJES

De 5 Niveles PAE optimizado



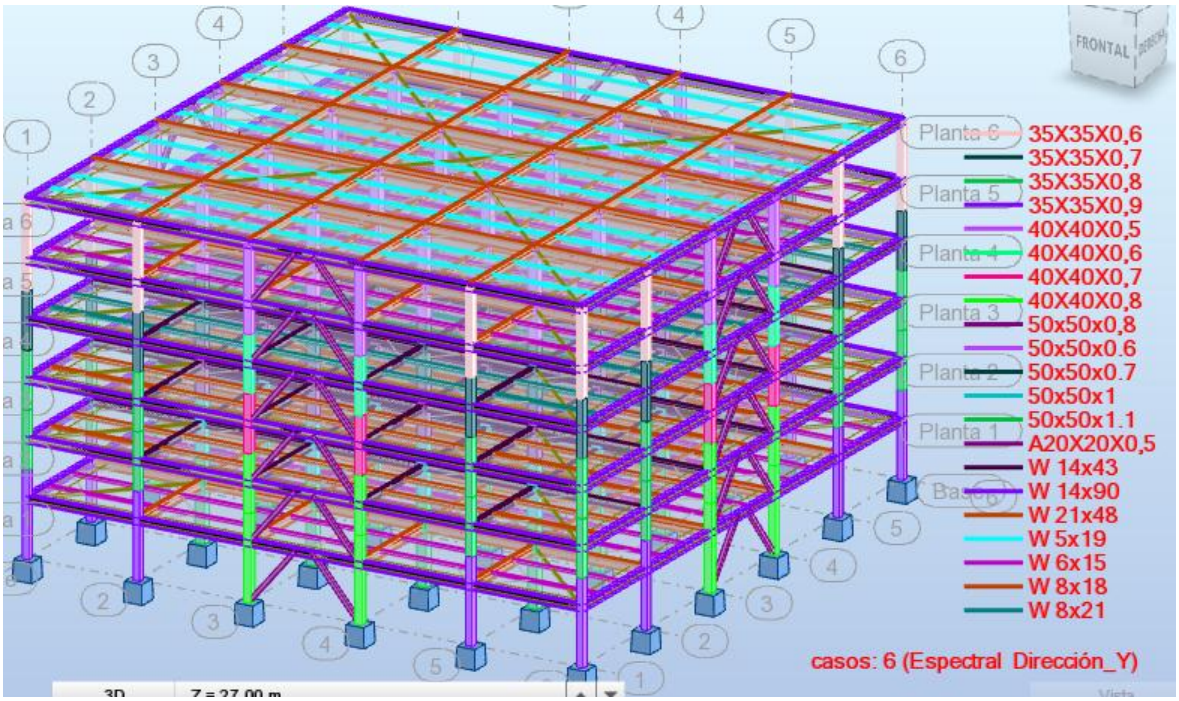
Masa perfiles (Kg)	194.147,20	Kg		
Costo (USD)	854.247,67	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0003	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0002	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0018			
Deriva máxima inelástica	0,0012			
% masa en A.Modal	94,89%	x	En el	
	95,46%	y	modo 5	
Solicitación aprox. Arriostramiento		21%	19%	
		21%	13%	

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
72 Pilar_72	40X40X0,9	STEEL A36	28.1836	28.1836	0.9636	58 58
Grupo : 2 C2						
347 Pilar_347	40X40X0,8	STEEL A36	18.742	18.742	0.8856	58 58

			2	2		
Grupo : 3 C3						
1439 Pilar_1439	40X40X0,6	STEEL A36	27.9732	27.9732	0.9820	56 56
Grupo : 9 VP1						
144 Viga_144	W 21x48	STEEL A36	28.6430	142.5843	0.8421	51 51
Grupo : 10 VP2						
449 Viga_449	W 12x40	STEEL A36	46.1149	121.6721	0.8949	48 48
Grupo : 11 VP3						
560 Viga_560	W 12x40	STEEL A36	46.1149	121.6721	0.8634	48 48
Grupo : 12 VP4						
687 Viga_687	W 12x40	STEEL A36	46.1149	121.6721	0.9060	59 59
Grupo : 18 VS1						
166 Viga_166	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7577	59 59
Grupo : 19 VS2						
415 Viga_415	W 8x18	STEEL A36	68.8597	191.9028	0.8279	51 51
Grupo : 20 VS3						
526 Viga_526	W 8x18	STEEL A36	68.8597	191.9028	0.8289	51 51
Grupo : 21 VS4						
709 Viga_709	W 6x20	STEEL A36	88.9480	156.9317	0.6164	51 51
Grupo : 27 VIN1						
177	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.0902	56 56
Grupo : 28 VIN2						
1358	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.0791	56 56
Grupo : 29 VIN3						
1338	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.0696	48 48
Grupo : 30 VIN4						
632	W 14x90	STEEL A36	16.0305	26.6302	0.0829	56 56
Grupo : 36 A1						
1432 Barra_1432	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2114	48 48
Grupo : 37 A2						
1430 Barra_1430	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2137	48 48
Grupo : 38 A3						
1428 Barra_1428	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.1864	48 48
Grupo : 39 A4						
1426 Barra_1426	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.1360	48 48
Grupo : 45 CM1						
34 Pilar_34	30x30x0.8	STEEL A36	37.7348	37.7348	0.8399	58 58

Grupo : 46 CM2						
354 Pilar_354	30x30x0.7	STEEL A36	25.0729	25.0729	0.9827	50 50
Grupo : 47 CM3						
1457 Pilar_1457	30x30x0.6	STEEL A36	37.4844	37.4844	0.9953	50 50
Grupo : 53 CE1						
76 Pilar_76	30x30x0.9	STEEL A36	37.8606	37.8606	0.7948	57 57
Grupo : 54 CE2						
375 Pilar_375	30x30x0.8	STEEL A36	25.1566	25.1566	0.8447	57 57
Grupo : 55 CE3						
1463 Pilar_1463	30x30x0.7	STEEL A36	37.6094	37.6094	0.9112	49 49
Grupo : 61 VPW1						
86 Viga_86	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1759	56 56
Grupo : 62 VPW2						
409 Viga_409	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1670	59 59
Grupo : 63 VPW3						
520 Viga_520	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1634	59 59
Grupo : 64 VPW4						
630 Viga_630	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1667	59 59

De 7 Niveles PAE optimizado



Masa perfiles (Kg)	313.970,47	Kg		
Costo (USD)	1.381.470,07	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0003	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0002	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0018			
Deriva máxima inelástica	0,0012			
% masa en A.Modal	91,52%	x	En el	
	92,02%	y	modo 5	
Solicitación aprox. Arriostramiento		21%	19%	
		23%	15%	
		21%	10%	

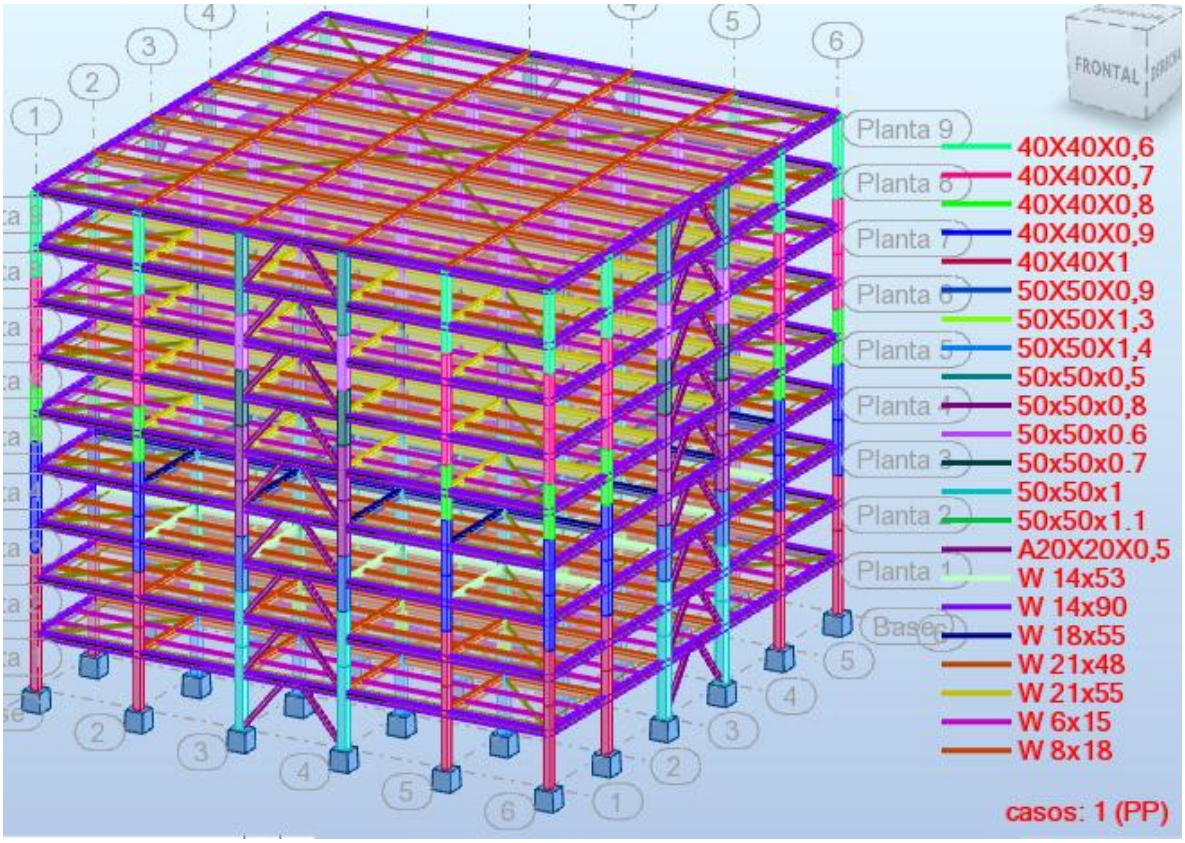
Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
72 Pilar_72	50x50x1.1	STEEL A36	22.5356	22.5356	0.8736	58 58
Grupo : 2 C2						
347 Pilar_347	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.8459	58 58
Grupo : 3 C3						
201 Pilar_201	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.9853	56 56
Grupo : 4 C4						

202 Pilar_202	50x50x0.7	STEEL A36	14.9041	14.9041	0.9519	56 56
Grupo : 5 C5						
1461 Pilar_1461	50x50x0.6	STEEL A36	22.3115	22.3115	0.8920	57 57
Grupo : 9 VP1						
128 Viga_128	W 21x48	STEEL A36	28.6430	142.5843	0.8256	48 48
Grupo : 10 VP2						
449 Viga_449	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.8472	48 48
Grupo : 11 VP3						
560 Viga_560	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.8471	48 48
Grupo : 12 VP4						
671 Viga_671	W 14x43	STEEL A36	40.5304	124.7193	0.8324	48 48
Grupo : 13 VP5						
798 Viga_798	W 21x48	STEEL A36	28.6430	142.5843	0.8158	51 51
Grupo : 14 VP6						
909 Viga_909	W 21x48	STEEL A36	28.6430	142.5843	0.8116	59 59
Grupo : 18 VS1						
168 Viga_168	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6804	59 59
Grupo : 19 VS2						
415 Viga_415	W 8x18	STEEL A36	68.8597	191.9028	0.8250	51 51
Grupo : 20 VS3						
526 Viga_526	W 8x18	STEEL A36	68.8597	191.9028	0.8257	51 51
Grupo : 21 VS4						
709 Viga_709	W 8x21	STEEL A36	67.5632	187.5688	0.8096	59 59
Grupo : 22 VS5						
820 Viga_820	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7444	59 59
Grupo : 23 VS6						
931 Viga_931	W 5x19	STEEL A36	108.6118	184.3400	0.5083	51 51
Grupo : 27 VIN1						
1360	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.1116	56 56
Grupo : 28 VIN2						
1358	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.1044	56 56
Grupo : 29 VIN3						
1356	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.0880	56 56
Grupo : 30 VIN4						
1314	W 14x90	STEEL A36	16.030	26.630	0.0717	56 56

			5	2		
Grupo : 31 VIN5						
1316	W 14x90	STEEL A36	16.0305	26.6302	0.0503	56 56
Grupo : 32 VIN6						
854	W 14x90	STEEL A36	16.0305	26.6302	0.0604	56 56
Grupo : 36 A1						
1432 Barra_1432	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2190	48 48
Grupo : 37 A2						
1430 Barra_1430	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2341	48 48
Grupo : 38 A3						
1428 Barra_1428	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2195	48 48
Grupo : 39 A4						
1426 Barra_1426	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.1883	48 48
Grupo : 40 A5						
1424 Barra_1424	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.1529	48 48
Grupo : 41 A6						
1422 Barra_1422	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.1029	48 48
Grupo : 45 CM1						
73 Pilar_73	35X35X0,9	STEEL A36	32.3134	32.3134	0.8648	49 49
Grupo : 46 CM2						
354 Pilar_354	35X35X0,8	STEEL A36	21.4809	21.4809	0.9850	50 50
Grupo : 47 CM3						
355 Pilar_355	35X35X0,8	STEEL A36	21.4809	21.4809	0.8854	50 50
Grupo : 48 CM4						
356 Pilar_356	35X35X0,7	STEEL A36	21.4196	21.4196	0.9133	50 50
Grupo : 49 CM5						
1440 Pilar_1440	35X35X0,6	STEEL A36	32.0379	32.0379	0.8551	50 50
Grupo : 53 CE1						
18 Pilar_18	40X40X0,8	STEEL A36	28.1133	28.1133	0.9894	56 56
Grupo : 54 CE2						
375 Pilar_375	40X40X0,8	STEEL A36	18.7422	18.7422	0.9283	57 57
Grupo : 55 CE3						
376 Pilar_376	40X40X0,7	STEEL A36	18.6954	18.6954	0.9432	57 57
Grupo : 56 CE4						
377 Pilar_377	40X40X0,6	STEEL A36	18.6488	18.6488	0.9628	57 57
Grupo : 57 CE5						
1447 Pilar_1447	40X40X0,5	STEEL A36	27.9033	27.9033	0.9612	49 49

Grupo : 61 VPW1						
86 Viga_86	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1721	56 56
Grupo : 62 VPW2						
497 Viga_497	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1696	56 56
Grupo : 63 VPW3						
608 Viga_608	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1701	56 56
Grupo : 64 VPW4						
719 Viga_719	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1658	56 56
Grupo : 65 VPW5						
830 Viga_830	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1537	56 56
Grupo : 66 VPW6						
852 Viga_852	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1402	59 59

De 10 Niveles PAE optimizado



Masa perfiles (Kg)	513.301,30	Kg		
Costo (USD)	2.258.525,70	USD		
Deriva máxima elástica (x)	0,0002	Espectro X, Combinaciones CQC		
Deriva máxima elástica (y)	0,0002	Espectro y, Combinaciones CQC		
Deriva máxima inelástica	0,0012			
Deriva máxima inelástica	0,0012			
% masa en A.Modal	90,18%	x	En el	
	90,47%	y	modo 5	
Solicitación aprox. Arriostramiento		22%	22%	14%
		24%	19%	11%
		23%	16%	8%

Barra	Perfil	Material	Lay	Laz	Solicit.	Caso
Grupo : 1 C1						
65 Pilar_65	50X50X1,4	STEEL A36	22.6711	22.6711	0.9263	57 57
Grupo : 2 C2						
347 Pilar_347	50X50X1,3	STEEL A36	15.0839	15.0839	0.8681	58 58
Grupo : 3 C3						
299 Pilar_299	50x50x1.1	STEEL A36	15.0237	15.0237	0.9447	56 56
Grupo : 4 C4						
300 Pilar_300	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.9742	56 56
Grupo : 5 C5						
266 Pilar_266	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.8487	57 57
Grupo : 6 C6						
260 Pilar_260	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.9696	59 59
Grupo : 7 C7						
268 Pilar_268	50x50x0.7	STEEL A36	14.9041	14.9041	0.9723	57 57
Grupo : 8 C8						
269 Pilar_269	50x50x0.6	STEEL A36	22.3115	22.3115	0.8570	57 57
Grupo : 9 VP1						
128 Viga_128	W 21x48	STEEL A36	28.6430	142.5843	0.8203	48 48
Grupo : 10 VP2						
449 Viga_449	W 21x48	STEEL A36	28.6430	142.5843	0.8680	48 48
Grupo : 11 VP3						
560 Viga_560	W 14x53	STEEL A36	40.1126	122.8265	0.7688	48 48
Grupo : 12 VP4						
671 Viga_671	W 18x55	STEEL A36	31.8699	141.8900	0.8133	48 48
Grupo : 13 VP5						
782 Viga_782	W 21x55	STEEL A36	28.159	136.66	0.8272	48 48

			3	34		
Grupo : 14 VP6						
893 Viga_893	W 21x55	STEEL A36	28.1593	136.6634	0.8285	48 48
Grupo : 15 VP7						
1004 Viga_1004	W 21x55	STEEL A36	28.1593	136.6634	0.8381	48 48
Grupo : 16 VP8						
1115 Viga_1115	W 21x55	STEEL A36	28.1593	136.6634	0.8481	48 48
Grupo : 17 VP9						
1242 Viga_1242	W 21x48	STEEL A36	28.6430	142.5843	0.7905	59 59
Grupo : 18 VS1						
166 Viga_166	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7530	59 59
Grupo : 19 VS2						
489 Viga_489	W 8x18	STEEL A36	68.8597	191.9028	0.8312	59 59
Grupo : 20 VS3						
526 Viga_526	W 8x18	STEEL A36	68.8597	191.9028	0.8242	59 59
Grupo : 21 VS4						
637 Viga_637	W 8x18	STEEL A36	68.8597	191.9028	0.8251	51 51
Grupo : 22 VS5						
820 Viga_820	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7315	59 59
Grupo : 23 VS6						
859 Viga_859	W 8x18	STEEL A36	68.8597	191.9028	0.8271	51 51
Grupo : 24 VS7						
1042 Viga_1042	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.7238	59 59
Grupo : 25 VS8						
1081 Viga_1081	W 8x18	STEEL A36	68.8597	191.9028	0.8278	51 51
Grupo : 26 VS9						
1266 Viga_1266	W 6x15	STEEL A36	92.1665	162.8589	0.6209	59 59
Grupo : 27 VIN1						
1360	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.1208	56 56
Grupo : 28 VIN2						
1358	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.1205	56 56
Grupo : 29 VIN3						
1356	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.1114	56 56
Grupo : 30 VIN4						

1354	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.1023	56 56
Grupo : 31 VIN5						
831	W 14x90	STEEL A36	6.4122	10.6521	0.0871	56 56
Grupo : 32 VIN6						
1318	W 14x90	STEEL A36	16.0305	26.6302	0.0739	56 56
Grupo : 33 VIN7						
1320	W 14x90	STEEL A36	16.0305	26.6302	0.0591	56 56
Grupo : 34 VIN8						
1322	W 14x90	STEEL A36	16.0305	26.6302	0.0487	56 56
Grupo : 35 VIN9						
1187	W 14x90	STEEL A36	16.0305	26.6302	0.0557	56 56
Grupo : 36 A1						
1432 Barra_1432	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2277	48 48
Grupo : 37 A2						
1430 Barra_1430	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2469	48 48
Grupo : 38 A3						
1428 Barra_1428	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2352	48 48
Grupo : 39 A4						
1426 Barra_1426	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.2202	48 48
Grupo : 40 A5						
1424 Barra_1424	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.1907	48 48
Grupo : 41 A6						
1387 Barra_1387	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.1620	48 48
Grupo : 42 A7						
1385 Barra_1385	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.1448	48 48
Grupo : 43 A8						
1418 Barra_1418	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.1189	48 48
Grupo : 44 A9						
1381 Barra_1381	A20X20X0,5	STEEL A36	49.0381	49.0381	0.0850	48 48
Grupo : 45 CM1						
73 Pilar_73	40X40X1	STEEL A36	28.2541	28.2541	0.9285	57 57
Grupo : 46 CM2						
354 Pilar_354	40X40X1	STEEL A36	18.8360	18.8360	0.9048	57 57
Grupo : 47 CM3						
355 Pilar_355	40X40X0,9	STEEL A36	18.7891	18.7891	0.9632	50 50
Grupo : 48 CM4						
356 Pilar_356	40X40X0,9	STEEL A36	18.7891	18.7891	0.8817	50 50
Grupo : 49 CM5						

357 Pilar_357	40X40X0,8	STEEL A36	18.7422	18.7422	0.9135	50 50
Grupo : 50 CM6						
358 Pilar_358	40X40X0,7	STEEL A36	18.6954	18.6954	0.9654	50 50
Grupo : 51 CM7						
198 Pilar_198	40X40X0,7	STEEL A36	18.6954	18.6954	0.8389	49 49
Grupo : 52 CM8						
360 Pilar_360	40X40X0,6	STEEL A36	27.9732	27.9732	0.8320	50 50
Grupo : 53 CE1						
18 Pilar_18	50x50x1	STEEL A36	22.4906	22.4906	0.9185	56 56
Grupo : 54 CE2						
375 Pilar_375	50x50x1	STEEL A36	14.9938	14.9938	0.8703	57 57
Grupo : 55 CE3						
376 Pilar_376	50X50X0,9	STEEL A36	14.9638	14.9638	0.9060	57 57
Grupo : 56 CE4						
377 Pilar_377	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.9742	57 57
Grupo : 57 CE5						
30 Pilar_30	50x50x0,8	STEEL A36	14.9339	14.9339	0.8672	49 49
Grupo : 58 CE6						
31 Pilar_31	50x50x0.7	STEEL A36	14.9041	14.9041	0.9101	49 49
Grupo : 59 CE7						
32 Pilar_32	50x50x0.6	STEEL A36	14.8743	14.8743	0.9652	49 49
Grupo : 60 CE8						
33 Pilar_33	50x50x0,5	STEEL A36	22.2670	22.2670	0.9310	49 49
Grupo : 61 VPW1						
176 Viga_176	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1719	56 56
Grupo : 62 VPW2						
497 Viga_497	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1926	56 56
Grupo : 63 VPW3						
608 Viga_608	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1984	56 56
Grupo : 64 VPW4						
719 Viga_719	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1951	56 56
Grupo : 65 VPW5						
830 Viga_830	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1916	56 56
Grupo : 66						

VPW6						
941 Viga_941	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1930	56 56
Grupo : 67 VPW7						
1052 Viga_1052	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1869	56 56
Grupo : 68 VPW8						
1163 Viga_1163	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1858	56 56
Grupo : 69 VPW9						
1274 Viga_1274	W 14x90	STEEL A36	38.4731	63.9126	0.1595	56 56

Todos los modelos presentados cumplen toda la normativa AISC (360-10 y 341-10) excepto el requisito de elementos compactos en columnas perimetrales, los cuales nos exigían espesores de perfiles tubulares mayores que superaban ampliamente las solicitaciones máximas de nuestras estructuras, según el análisis sísmico dinámico.

Se propone para estas columnas el uso de hormigón al interior de los perfiles tubulares permitiendo mayor rigidez, pero a la vez optimizando costos en base al acero de dichas columnas.

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS ECONÓMICO

En todos los modelos se consideró la utilización del mismo tipo de losa deck, ya que el uso destinado para las edificaciones es el mismo (residenciales).

Como se explicó inicialmente, nuestro estudio se refería solamente a la superestructura, y lo que varía en nuestros modelos son las dimensiones de los perfiles utilizados.

Por lo tanto, la diferencia en la cantidad de material se verá reflejada solamente en el peso total de los perfiles utilizados en cada tipo de estructura.

6.1 ACERO

6.1.1 Cantidad de material

Se realizó inicialmente un modelo basado en módulos plásticos (vigas) y relaciones de esbeltez (columnas). Posteriormente se optimizaron los elementos en base al peso en ambos tipos de estructuras.

Dependiendo del tipo de modelo, basándonos solamente en el peso propio de los perfiles utilizados, se utilizarían las siguientes cantidades de acero:

4 ejes:

	Edificación 5 niveles	
	Portico Resistente a Momentos	Combinado con Pórticos Arriostrados
	Toneladas	Toneladas
Óptimo	99,70	96,57

	Edificación 7 niveles	
	Portico Resistente a Momentos	Combinado con Pórticos Arriostrados
	Toneladas	Toneladas
Óptimo	159,64	158,94

	Edificación 10 niveles	
	Portico Resistente a Momentos	Combinado con Pórticos Arriostrados
	Toneladas	Toneladas
Óptimo	248,51	244,24

6 ejes:

	Edificación 5 niveles	
	Portico Resistente a Momentos	Combinado con Pórticos Arriostrados
	Toneladas	Toneladas
Óptimo	186,18	194,15

	Edificación 7 niveles	
	Portico Resistente a Momentos	Combinado con Pórticos Arriostrados
	Toneladas	Toneladas
Óptimo	351,49	313,97

	Edificación 10 niveles	
	Portico Resistente a Momentos	Combinado con Pórticos Arriostrados
	Toneladas	Toneladas
Óptimo	512,78	513,30

Según los precios de la Cámara de la Industria de la Construcción de Febrero – Marzo de 2017, el costo directo del acero ASTM A36 se compone de los siguientes porcentajes:

- Material = 42.50%
- Mano de obra = 36.14%
- Equipo = 21.36%

El costo de directo de un kilogramo de acero ASTM A36 es de:

- Material = USD. 1.87
- Mano de obra = USD. 1.59
- Equipo = USD. 0.94

Total = USD. 4.40 / Kg

4 ejes:

Edificación 5 niveles						
Estructura	Portico Resistente a Momentos			Combinado con arriostramiento excéntrico		
	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.
Óptima	99.695,03	4,40	438.658,13	96.571,62	4,40	424.915,13
Óptima						
Edificación más económica		Combinado con arriostramiento excéntrico				
% más económica		3,13	%			

Edificación 7 niveles						
Estructura	Portico Resistente a Momentos			Combinado con arriostramiento excéntrico		
	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.
Óptima	159.643,40	4,40	702.430,96	158.939,75	4,40	699.334,90
Óptima						
Edificación más económica		Combinado con arriostramiento excéntrico				
% más económica		0,44	%			

Edificación 10 niveles						
Estructura	Portico Resistente a Momentos			Combinado con arriostramiento excéntrico		
	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.
Óptima	248.512,45	4,40	1.093.454,78	244.244,80	4,40	1.074.677,12
Óptima						
Edificación más económica		Combinado con arriostramiento excéntrico				
% más económica		1,72	%			

6 ejes:

Edificación 5 niveles						
Estructura	Portico Resistente a Momentos			Combinado con arriostramiento excéntrico		
	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.
Óptima	186.176,22	4,40	819.175,37	194.147,20	4,40	854.247,68
Óptima						
Edificación más económica		Pórtico resistente a momento				
% más económica		4,11	%			

Edificación 7 niveles						
Estructura	Portico Resistente a Momentos			Combinado con arriostramiento excéntrico		
	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.
Óptima	351.489,28	4,40	1.546.552,83	313.970,47	4,40	1.381.470,07
Óptima						
Edificación más económica		Combinado con arriostramiento excéntrico				
% más económica		10,67	%			

Edificación 10 niveles						
Estructura	Portico Resistente a Momentos			Combinado con arriostramiento excéntrico		
	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.	Peso Kg	Precio USD. /Kg	Total USD.
Óptima	512.782,61	4,40	2.256.243,48	513.301,30	4,40	2.258.525,72
Óptima						
Edificación más económica		Pórtico resistente a momentos				
% más económica		0,10	%			

Estos porcentajes se basan solamente en el peso de los perfiles que componen a las estructuras; es decir, no incluye montaje ni conexiones ni transporte. Muchas veces se considera que el peso es el factor preponderante, por lo que se ha visto la necesidad de complementar este tema.

Consideraciones al diseñar en acero

Para estimar el costo de fabricación de la estructura para un proyecto por lo general el fabricante sigue los siguientes pasos (Carter *et al.* 2000):

- Iniciar todo con el detalle de cantidad de material y trabajo.
- Contabilizar el peso de todos los materiales incluyendo desperdicio incluyendo placas, perfiles, y productos necesarios para apernar.
- Se incluye costos de materiales suplementarios cuyo valor no dependen del peso como son los productos de soldadura y pintura.
- Se adiciona el costo por el proceso de fabricación incluyendo un beneficio.
- Se adiciona el costo de servicios extras como materiales de preparación, galvanización, entrega y montaje.
- Se adiciona el costo de dibujo de los esquemas.
- Evaluar la necesidad por contingencia y destinar una cantidad.

Los componentes del costo total pueden ser clasificados en cuatro categorías:

- Costo de materiales

Este incluye todos los perfiles, placas, pernos, soldadura, pintura y otros materiales que deben ser adquiridos e incorporados a este trabajo. Esto también incluye desperdicio. El precio de esta componente ha ido disminuyendo, cabe decir que a inicios de los años 80 era el 40% del costo total y a inicios del 2000 era el 26% del costo total, debido a que se han mejorado técnicas de obtención del acero además de procesos de reciclaje, volviéndose más eficiente. Ahora se puede producir más con un menor costo (Ricker, 2000).

- Costos de fabricación

Este incluye el trabajo de fabricación requerido para preparar y ensamblar los productos de venta para posterior transporte y montaje. Se debe incluir también la pintura para la venta. Este es el costo del tiempo que tome la preparación para la venta además de un beneficio. Este costo ha variado del costo total de un 30% a inicio de los años 80 a un 33% a inicios del 2000 (Ricker, 2000).

- Costos de montaje y ensamble

Este incluye todos los costos de levantamiento, colocación y conexión de los componentes, es decir, el costo del tiempo de ensamblaje de la estructura incluyendo un beneficio. Ha variado del 27% del costo total a inicios de los años 80 al 42% a inicios del 2000 (Ricker, 2000).

- Otros costos

Aquí se incluyen todos los costos que no entran en las anteriores categorías. Suelen ser otros tipos de servicios para montaje, dibujo de esquemas, además de sotos asociados a riegos y necesidad de contingencia. Ha variado del 11% del costo total a inicios de los años 80 al 13% a inicios del 2000 (Ricker, 2000).

Por lo redactado anteriormente se estima que el costo de la mano de obra en la fabricación y montaje del acero oscila cerca del 60% del costo de la estructura, mientras que el costo de los materiales es de alrededor del 25 %. Muchas veces al tratar de abaratar costos por medio de reducción de materiales aumenta la dificultad de disponibilidad y elaboración de perfiles aumentando los costos.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Según los temas tratados y los datos obtenidos se puede concluir que:

- La Norma Ecuatoriana de la Construcción, libro Estructuras de Acero se basa mayoritariamente en las Especificaciones AISC (360-10, 341-10, 358-10) aunque en un formato menos amplio y adaptado a las condiciones de nuestro país.

- El acero, aunque es más versátil y presenta mayores características de resistencia, también es más propenso durante incendios y al exponerse al agua, necesitando protección de distintos tipos como ser recubierto de hormigón o ser pintado.

- En los pórticos resistentes a momento se requiere que las vigas resistan deformaciones inelásticas en las zonas de rótulas plásticas y bases de columnas, respetando el criterio columna fuerte – viga débil, mientras que los pórticos arriostrados excéntricamente necesitan que los vínculos resistan estas deformaciones inelásticas.

- La filosofía del diseño sismorresistente en la que se basa la NEC busca prevenir daños en todos los elementos ante terremotos pequeños y frecuentes, prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales ante terremotos moderados y poco frecuentes, y evitar el colapso ante terremotos severos y raros.

- Las derivas presentadas por los programas de cálculo estructural son elásticas. Según la NEC, se las debe multiplicar por 0.75 y por el factor de reducción de resistencia sísmica para conseguir las derivas inelásticas.

- El programa Autodesk Robot Structural Analysis permite eficientemente un dimensionamiento de los elementos de acuerdo a normativas existentes en su base de datos, incluyendo normativa estadounidense y europea.

- Las estructuras modeladas con 4 ejes por dirección (3 luces) con arriostramiento excéntrico resultaron más económicas y más eficientes que las modeladas sin este. Los valores de solicitación de los arriostramientos tenían una media aproximada de 65% y los valores de deriva fueron más altos, pero dentro del rango permisible. Esto permitió disminuir tamaños de perfiles disminuyendo el costo total.

- Las estructuras modeladas con 6 ejes por dirección (3 luces) con arriostramiento excéntrico resultaron similares en costos y menos eficientes que las modeladas sin este. Los valores de solicitación de los arriostramientos tenían una media aproximada de 18% y los valores de deriva fueron más bajos. Esto significaría un desperdicio de material (arriostramiento innecesario). Probablemente esto se deba a la configuración regular de este tipo de edificación y el tamaño de esta (muy ancha y poco alta).

- Son importantes las características de los arriostramientos, mientras menores son las secciones transversales de los arriostramientos, su influencia será menor.

- Mientras aumenta la altura de las edificaciones la influencia de los arriostramientos es más notoria. El efecto sísmico aumenta con la altura de la estructura, pero al arriostrarla, estos disminuyen las dimensiones de los elementos al no necesitar resistir las mismas magnitudes de los momentos, gracias a las fuerzas axiales resistidas por los arriostramientos.

- Muchas veces al tratar de abaratar costos por medio de reducción de materiales aumenta la dificultad de disponibilidad y elaboración de perfiles aumentando los costos. Un ahorro en tiempo y mano de obra puede ser más representativo que por reducción de cantidad de materiales.

7.2 RECOMENDACIONES

- Se debe tomar en cuenta que variar demasiado los tamaños y buscar los elementos más ligeros no siempre permitirán un ahorro, sino un encarecimiento debido a las conexiones y disponibilidad de este tipo de perfil.

- Otro factor que debe considerarse es el transporte y la facilidad de ensamble de los elementos.

- Es siempre una buena idea para abaratar costos el permitir una buena comunicación entre constructores, proveedores y personas que ensamblan. Por lo general cada rama sabe lo más conveniente constructivamente y se podrá ahorrar tiempo en el montaje de la estructura, que de acuerdo a esto es lo más importante.

BIBLIOGRAFÍA

- American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-10, Estado Unidos de America, 2010
- American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 358-10, Estado Unidos de America, 2010
- American Institute of Steel Construction. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 341-10, Estado Unidos de América, 2010
- American Society of Civil Engineers. Minimun Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-10, Estados Unidos de América, 2010
- Guerra Marcelo, Chacón Daniel, Manual para el diseño sismorresistente para edificios utilizando el programa Etabs, 1ra edición, 2010
- McCormac, Jack. Estructuras de Acero. Método LRFD, México, Alfaomega, 5ta edición, 2012
- Carter Charles, Murray T., Thornton W., Modern Steel Construction, The Economy Equation, Abril, 2000
- Ricker David, Modern Steel Construction, Value engineering for steel construction, Abril, 2000
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Quito, 2015
- Villarroel Carlos, Análisis y Diseño de estructuras con Autodesk Robot Structural Analysis 2016, 2016
- Villarroel Carlos, Estructuras de Acero con Autodesk Robot Structural Analysis 2016, 2017
- Cámara de la Industria de la Construcción, Construcción, No.264, Febrero-Marzo 2017

ANEXOS