

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE: INGENIERÍA MECÁNICA

Tesis previa la obtención del Título de: INGENIERO MECÁNICO.

TEMA:

**DISEÑO Y SIMULACIÓN DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA PARA UN
EDIFICIO DE 3 PLANTAS Y UN SUBSUELO, CON UN ÁREA TOTAL DE
460 METROS CUADRADOS.**

AUTOR:

JUAN CARLOS RUIZ IZA

DIRECTOR:

FABIO OBANDO

Quito, marzo de 2015

**DECLARATORIA DE RESPONSABILIDAD Y AUTORIZACIÓN DE USO
DEL TRABAJO DE TITULACIÓN.**

Yo, Juan Carlos Ruiz Iza autorizo a la Universidad Politécnica Salesiana la publicación total o parcial de este trabajo de titulación y su reproducción sin fines de lucro.

Además declaro que los conceptos y análisis desarrollados y las conclusiones del presente trabajo son de exclusiva responsabilidad del autor.

Juan Carlos Ruiz Iza
CC. 1712852639

DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a mis padres
Ing. Luis E. Ruiz C. y Sra. Blanca Mercedes Iza
T., a mis hermanas Mary, Poly, Luisi; quienes
siempre estuvieron a mi lado impulsándome con
sus palabras de amor y corrección, confiaron en
mí y en este gran logro. Y con esto espero darles
una pequeña alegría. ¡Va por ustedes amada
familia!

Juan Carlos.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO 1	
1. FUNDAMENTOS TEÓRICOS PARA EL CÁLCULO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.	3
1.1 Generalidades.	3
1.1.1 El diseño estructural.	3
1.1.2 Etapas en el proceso del diseño estructural.	3
1.1.2.1 Etapa de estructuración.	4
1.1.1.2 Etapa de estimación.	4
1.1.1.3 Análisis estructural.	4
1.1.1.4 Dimensionamiento.	5
1.1.3 Materiales estructurales.	5
1.1.3.1 Acero estructural.	5
1.1.3.2 Propiedades y cualidades del acero estructural.	6
1.1.3.3 Clasificación del acero estructural o de refuerzo.	6
1.1.4 Las estructuras metálicas.	7
1.2 Tipos de estructuras metálicas.	9
1.2.1 Vigas y columnas en celosía.	9
1.2.2 Vigas y columnas de alma llena.	11
1.3 Cargas para el diseño.	13
1.3.1 Tipos de cargas.	13
1.3.1.1 cargas muertas.	13
1.3.1.2 Cargas vivas.	15
1.3.1.3 Cargas ambientales.	16
A) Cargas de viento.	16
B) Cargas por sismo.	18
1.4 Áreas tributarias.	20
1.4.1 Área tributaria para columnas.	21
1.4.2 Área tributaria para vigas.	21
1.5 Miembros a compresión.	22
1.5.1 Tipos de perfiles para columnas.	23

1.5.2 Fórmulas para el cálculo de columnas.	24
1.6 Diseño de vigas.	26
1.7 Diseño de conexiones.	28
1.7.1 Soldadura de filete.	29
1.7.2 Requisitos de la especificación AISC-ASD para soldaduras.	31
1.7.3 Conexiones rígidas para soldaduras en estructuras metálicas.	32
1.8 Placas base para las columnas.	33

CAPÍTULO 2

2. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.	36
2.1 Localización y descripción de la estructura.	36
2.2 Cálculo de cargas para la estructura.	38
2.2.1 Cálculo de cargas muertas.	38
2.2.1.1 Peso propio de la estructura.	38
2.2.1.2 Peso propio de la losa de hormigón.	39
2.2.1.3 Peso propio de las paredes exteriores e interiores.	40
2.2.1.4 Peso propio de los elementos arquitectónicos.	41
2.2.2 Cálculo de cargas vivas.	42
2.2.3 Cálculo de cargas ambientales.	42
2.2.3.1 Cálculo de cargas ocasionadas por el viento.	42
2.2.3.2 Cálculo de cargas ocasionadas por sismo.	43
2.4 Diseño de las vigas principales y secundarias.	44
2.4.1 Diseño de viga secundaria.	45
Diseño de viga por flexión.	48
Diseño de viga por esbeltez.	51
Diseño de viga por cortante.	53
Diseño de viga por deflexión.	55
2.4.2 Diseño de viga principal.	55
Diseño de viga por flexión.	57
Diseño de viga por esbeltez.	60
Diseño de viga por cortante.	66
Diseño de viga por deflexión.	62
2.5 Diseño de las columnas.	63
2.6 Diseño de conexiones.	64

2.6.1 Conexión de viga principal columna.	65
2.6.2 Conexión de viga secundaria viga principal.	66
2.7 Diseño de placa base para las columnas.	67

CAPÍTULO 3

3. SIMULACIÓN EN EL PROGRAMA SAP 2000.	69
3.1 Dibujo en el autocad.	69
3.2 Unidades en el programa SAP2000.	70
3.3 Geometría del modelo.	70
3.4 Diseño del perfil.	72
3.5 Asignación de cargas.	73
3.6 Ejecución del programa.	75

CAPÍTULO 4

4. COSTO DE LA ESTRUCTURA.	76
4.1 Peso de la estructura.	76
4.1.1 Peso de las vigas secundarias.	76
4.1.2 Peso de las vigas principales.	79
4.1.3 Peso de las columnas.	80
4.2 Análisis del costo unitario del kilogramo de estructura metálica.	81

CONCLUSIONES	84
---------------------	----

RECOMENDACIONES	86
------------------------	----

LISTA DE REFERENCIAS	87
-----------------------------	----

ANEXOS	88
---------------	----

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Torre Eiffel Paris.	8
Gráfico 2. Nave industrial con grandes luces.	8
Gráfico 3. Columnas a base de celosía simple.	10
Gráfico 4. Columnas a base de celosía doble.	11
Gráfico 5. Columna construida en celosía.	11
Gráfico 6. Columnas y vigas de lama llena con perfiles.	12
Gráfico 7. Columnas y vigas de alma llena armadas.	12
Gráfico 8. Área tributaria para columnas.	21
Gráfico 9. Área tributaria trapecial para vigas.	22
Gráfico 10. Área tributaria de borde para vigas.	22
Gráfico 11. Perfiles utilizados para miembros a compresión.	24
Gráfico 12. Nomenclatura de perfiles W.	27
Gráfico 13. Nomenclatura para soldadura de filete.	29
Gráfico 14. Esfuerzos permisibles para soldadura.	31
Gráfico 15. Determinación de valores para placa base.	35
Gráfico 16. Localización de la estructura.	36
Gráfico 17. Perspectiva del primer piso de la estructura.	38
Gráfico 18. Estructura del subsuelo.	45
Gráfico 19. Estructura del primer piso.	45
Gráfico 20. Estructura del segundo y tercer piso.	46
Gráfico 21. Área tributaria de la viga V5T23.	47
Gráfico 22. Carga distribuida en la viga V5T23.	48
Gráfico 23. Área tributaria en la viga principal.	56
Gráfico 24. Carga distribuida y puntual en la viga principal.	57
Gráfico 25. Área tributaria para la columna.	63
Gráfico 26. Dimensiones de placa base.	67
Gráfico 27. Dibujo en autocad.	69
Gráfico 28. Guardar dibujo en formato DXF.	70
Gráfico 29. Medidas de la grilla.	71
Gráfico 30. Grilla con las medidas de la estructura.	71

Gráfico 31. Importación del dibujo autocad al SAP2000.	72
Gráfico 32. Diseño de los perfiles.	73
Gráfico 33. Selección del material.	73
Gráfico 34. Asignación de cargas.	74
Gráfico 35. Cargas asignadas a los miembros de la estructura.	75
Gráfico 36. Datos calculados por el programa.	75
Gráfico 37. Datos para cada miembro de la estructura.	76

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Peso de los materiales de construcción	15
Tabla 2. Valores de carga viva para el diseño.	16
Tabla 3. Coeficientes de exposición al viento.	18
Tabla 4. Coeficientes eólicos para edificios.	18
Tabla 5. Longitud efectiva en columnas.	26
Tabla 6. Cuadro de área por planta.	37
Tabla 7. Peso propio de la losa según el espesor.	39
Tabla 8. Peso de carga muerta.	42
Tabla 9. Valores de módulo de sección Sx perfiles W8x18	50
Tabla 10. Valores de módulo de sección Sx perfiles W14x30	52
Tabla 11. Valores de módulo de sección Sx perfiles W18x40.	59
Tabla 12. Longitud de vigas secundarias en la estructura.	77
Tabla 13. Peso total de vigas secundarias en la estructura.	78
Tabla 14. Longitud de vigas principales en la estructura.	79
Tabla 15. Peso total de vigas principales en la estructura.	80
Tabla 16. Longitud de columnas en la estructura.	80
Tabla 17. Peso total de las columnas en la estructura.	81
Tabla 18. Peso total de la estructura metálica.	81
Tabla 19. Análisis de precio unitario.	81

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Código Ecuatoriano de la Construcción.

Anexo 2. Plano arquitectónico.

Anexo 3. Plano estructural.

RESUMEN

El presente trabajo tiene por objetivo, el diseño, cálculo y comprobación de una estructura metálica para un edificio, para esto, en el capítulo 1 se realiza una reseña de los fundamentos teóricos, se toma en cuenta y se describe los materiales estructurales, sus propiedades y su clasificación, se realiza un análisis de las estructuras metálicas y la forma que han evolucionado en el tiempo, se describe los tipos de cargas a tomar en consideración cuando se realiza un diseño estructural, se toma en cuenta las cargas muertas, las cargas vivas y las cargas ambientales, en esta última se encuentran las cargas de viento y las cargas por sismo.

Continuando con el capítulo 2, se realiza todos los cálculos necesarios para construir la estructura metálica, es en donde se define que tipo de perfil usar, se dimensiona el mismo y se calcula las juntas, todos estos cálculos basados en el capítulo 1.

En el capítulo 3 se realiza la simulación de la estructura metálica mediante el programa SAP 2000, aquí se coloca los perfiles establecidos en el capítulo 2 y se les asigna las cargas calculadas, cabe recalcar que este programa es de ayuda para comprobar que el cálculo este bien realizado.

Para finalizar el presente trabajo en el capítulo 4 se realiza el análisis de costos unitarios y el costo total de la estructura, de esta manera se determina su viabilidad económica.

ABSTRACT

The present work aims, design, calculation and check of a metal structure for a building to this, in chapter 1 a review of the theoretical foundations is done is taken into account and structural materials are described, their properties and their classification, analysis of metal structures and how they have evolved over time is performed, the types of loads to be taken into consideration when a structural design is carried out, taking into account the dead loads is described, live loads and environmental burdens, the latter are wind loads and seismic loads.

Continuing with Chapter 2, all necessary calculations are performed to build the metal structure is defined where that type of profile used, the same is sized and calculates together, all these calculations based on Chapter 1.

In chapter 3 the simulation of the metal structure by 2000 SAP program is here established profiles in Chapter 2 and assigned the calculated loads are placed, it should be emphasized that this program is helpful to check the calculation this well done.

Analysis of unit costs and total cost of the structure, so its economic viability is determined develops finally this paper, chapter 4.

OBJETIVOS

Objetivo general.

Diseñar y simular una estructura metálica para un edificio de 3 plantas y un subsuelo con un área total de 460 metros cuadrados de construcción.

Objetivos específicos.

- Determinar los factores que aseguren que la estructura metálica es sismo resistente.
- Profundizar el estudio de estructuras metálicas para la construcción de viviendas y edificios.
- Analizar los tipos de secciones más usadas para la construcción de estructuras sismo resistente.
- Diseñar las juntas y soldaduras para esta estructura metálica.
- Simular la resistencia de la estructura en el programa SAP2000.
- Verificar y analizar los resultados con la ayuda del programa SAP2000.

INTRODUCCIÓN

Nuestro país el Ecuador se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, sea este de origen tectónico o volcánico el peligro de un temblor de gran magnitud está siempre presente, dada esta circunstancia es adecuado y necesario buscar construcciones y edificaciones sismo resistentes; en un edificio, existen cargas, o acciones, que se equilibran con las reacciones en el suelo. En el caso del sismo este equilibrio se complica, pues es el suelo el que se mueve, y, el inmueble no puede, equilibrarse con reacciones exteriores, por lo que deberá oscilar y disipar la energía que reciba sin romperse o romperse dúctilmente, disipando energía con la rotura.

En una construcción antisísmica, muchas veces no se busca salvar el edificio, cuya rotura puede ser inevitable, sino salvar vidas humanas, mediante la rotura plástica del mismo, para ello el uso de secciones con rotura dúctil, puede ser imprescindible.

La construcción resistirá, si todas sus partes consiguen responder a los movimientos coherentemente, ya sea trasladándose a las juntas, o girando alrededor de los mismos ejes en cada instante. Se entiende por construcción sismo resistente aquella que posee una estructura en la cual se han considerado, además de las cargas permanentes y las sobrecargas de servicio, las acciones provocadas por el sismo. Son en consecuencia, construcciones capaces de resistir adecuadamente los efectos provocados por un terremoto.

Es de conocimiento poco general que las obras de hormigón armado son fuertes y seguras, pero más frágiles ante cargas sísmicas que una estructura metálica, ya que el acero es maleable, dúctil y tenaz y en consecuencia este puede absorber las deformaciones y energía que pueden suceder en un movimiento sísmico de gran magnitud sin llegar a colapsar.

Es cierto que una estructura de hormigón también puede llegar a resistir ciertas deformaciones y movimientos telúricos, pero esto implicaría costos mayores, pues las dimensiones de estas serían de gran tamaño y mayor volumen que sin duda alguna necesita de un presupuesto mayor al que se necesitaría con una estructura metálica.

Al momento las construcciones civiles en su mayoría siguen siendo de hormigón, y la razón es que no se ha difundido en gran magnitud las estructuras metálicas para los casos de edificios y viviendas, la razón es netamente un desconocimiento de las bondades que tiene el acero por parte de la población en general, esta falta de conocimientos metalúrgicos se debe a la falta de entereza de los ingenieros mecánicos para ubicar su profesión en el puesto que realmente se merece dentro de la construcción de nuestro país y también del apoderamiento de las leyes, normativas de los municipios por parte de los arquitectos e ingenieros civiles.

CAPÍTULO 1

FUNDAMENTOS TEÓRICOS PARA EL CÁLCULO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.

1.1. Generalidades.

1.1.1 El diseño estructural.

El diseño estructural se debe realizar a partir de un análisis adecuado del balance entre las funciones propias que un material puede cumplir, a partir de sus características naturales específicas, sus capacidades mecánicas y el menor costo que se pueda conseguir. El costo de la estructura siempre debe ser el menor, pero obteniendo el mejor resultado a partir de un análisis estructural previo.

El diseño estructural siempre debe de obtener un rendimiento balanceado entre la parte rígida y plástica de los elementos, ya que en muchas ocasiones, un exceso en alguno de estos dos aspectos puede conducir al fallo de la estructura. (Allestudies.com, 2015)

1.1.2 Etapas en el proceso del diseño estructural.

Es el proceso creativo mediante el cual se le da forma a un sistema estructural para que cumpla una función determinada con un grado de seguridad razonable y que en condiciones normales de servicio tenga un comportamiento adecuado. Es importante considerar ciertas restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto global; las limitaciones globales en cuanto al costo y tiempo de ejecución así como de satisfacer determinadas exigencias estéticas. Entonces, la solución al problema de diseño no se puede obtener mediante un proceso matemático rígido, donde se aplique rutinariamente un determinado conjunto de reglas y fórmulas. (Allestudies.com, 2015)

1.1.2.1 Etapa de estructuración.

Es probable la etapa más importante del diseño estructural pues, la optimización del resultado final del diseño depende de gran medida del acierto que se haya obtenido en adoptar la estructura más adecuada para una edificación específica.

En esta etapa de estructuración se seleccionan los materiales que van a constituir la estructura, se define el sistema estructural principal y el arreglo y dimensiones preliminares de los elementos estructurales más comunes. El objetivo debe ser el de adoptar la solución óptima dentro de un conjunto de posibles opciones de estructuración. (Allestudies.com, 2015)

1.1.1.2 Etapa de estimación.

En esta segunda etapa del proyecto, se identifican las acciones que se consideran que van a incidir o que tienen posibilidad de actuar sobre el sistema estructural durante su vida útil. Entre estas acciones se encuentra, por ejemplo, las acciones permanentes como la carga muerta, acciones variables como la carga viva. Acciones accidentales como el viento y el sismo. Cuando se sabe de antemano que en el diseño se tienen que considerar las acciones accidentales es posible seleccionar en base a la experiencia la estructuración más adecuada para absorber dichas acciones. (Allestudies.com, 2015)

1.1.1.3 Análisis estructural.

Procedimiento que lleva la determinación de la respuesta del sistema estructural ante las acciones externas que puedan incidir sobre dicho sistema. La respuesta de una estructura o de un elemento es su comportamiento bajo una acción determinada está en función de sus propias características y se puede expresar en función de deformaciones, agrietamiento, vibraciones, esfuerzos, reacciones, etc.

Para obtener dicha respuesta se requiere considerar un modelo teórico y analítico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponible. La selección del modelo analítico de la estructura puede estar integrada de las siguientes partes:

I.- Modelo geométrico. Esquema que representa las principales características geométricas de la estructura.

II.- Modelo de las condiciones de continuidad en las fronteras. Se debe establecer como cada elemento está conectado a sus adyacentes y cuáles son las condiciones de apoyo de la estructura.

III.- Modelo del comportamiento de los materiales. Se debe suponer una relación de la deformación del material que compone la estructura.

IV.- Modelo de las acciones impuestas. Las acciones que afectan la estructura para una condición dada de funcionamiento se representan por fuerzas o deformaciones impuestas.

Para determinar las acciones de diseño, es necesario recordar que en muchas situaciones, las cargas y otras acciones que introducen esfuerzos en la estructura están definidas por los reglamentos y códigos de Construcción de cada país y es obligación del proyectista sujetarse a ellos. (Allestudies.com, 2015)

1.1.1.4 Dimensionamiento.

En esta etapa se define a detalle las dimensiones de la estructura los tipos de perfiles y sus propiedades mecánicas y se revisa y compara que la estructura cumpla con los requisitos de seguridad adoptados o interpuestos por los códigos y reglamentos establecidos. (Allestudies.com, 2015)

1.1.3 Materiales estructurales.

1.1.3.1 Acero estructural.

El Acero estructural es uno de los materiales básicos que se utilizan en la construcción de estructuras, tales como edificios, vivienda, puentes y galpones. Se produce en una amplia gama de formas y grados, lo que permite una gran flexibilidad en su uso. Es

relativamente barato de fabricar y es el material más fuerte y más versátil disponible para la industria de la construcción.

1.1.3.2 Propiedades y cualidades del acero estructural.

Se define como acero estructural al producto de la aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos que aportan características específicas. El acero laminado en caliente, fabricado con fines estructurales, se denomina como acero estructural al carbono, con límite de fluencia de 250 mega pascales (2.549 Kg/cm^2). (Mc Cormac, 1999, pág. 14)

Su alta resistencia, homogeneidad en la calidad y fiabilidad de la misma, soldabilidad, ductilidad, incombustible, buena resistencia a la corrosión en condiciones normales son propiedades que definitivamente son esenciales para la construcción y desenvolvimiento de las estructuras.

El acero es más o menos un material elástico, responde teóricamente igual a la compresión y a la tensión, sin embargo con bastante fuerza aplicada, puede comenzar a comportarse como un material plástico, pero a diferencia de los materiales plásticos a máximas fuerzas tiende a romperse, pero su comportamiento plástico en tales situaciones como un terremoto, la fase plástica es útil, ya que da un plazo para escapar de la estructura. (Mc Cormac, 1999, pág. 15)

1.1.3.3 Clasificación del acero estructural o de refuerzo.

El acero estructural, según su forma, se clasifica en:

- a. **PERFILES ESTRUCTURALES:** Los perfiles estructurales son piezas de acero laminado cuya sección transversal puede ser en forma de I, H, T, canal o ángulo.
- b. **BARRAS:** Las barras de acero estructural son piezas de acero laminado, cuya sección transversal puede ser circular, hexagonal o cuadrada en todos los tamaños.

c. **PLANCHAS:** Las planchas de acero estructural son productos planos de acero laminado en caliente con anchos de 1220 mm y 2440 mm, y espesores mayores de 5,8 mm y mayores de 4,5 mm, respectivamente. (Mc Cormac, 1999, pág. 19)

1.1.4 Las estructuras metálicas

Las Estructuras Metálicas constituyen un sistema constructivo muy difundido en varios países, cuyo empleo suele crecer en función de la industrialización.

Las estructuras metálicas poseen una gran capacidad resistente por el empleo de acero. Esto le confiere la posibilidad de lograr soluciones de gran envergadura, como cubrir grandes luces y cargas importantes. (Construmática., 2014)

La estructura característica es la de entramados con nudos articulados, con vigas simplemente apoyadas o continuas, con complementos singulares de celosía para arriostrar el conjunto. (Construmática., 2014)

El uso de hierro en la construcción se remonta a los tiempos de la Antigua Grecia, se han encontrado algunos templos donde ya se utilizaban vigas de hierro forjado.

En la Edad Media se empleaban elementos de hierro en las naves laterales de las catedrales. Pero, en verdad, comienza a usarse el hierro como elemento estructural en el siglo XVIII; en 1706 se fabrican en Inglaterra las columnas de fundición de hierro para la construcción de la Cámara de los Comunes en Londres.

El hierro irrumpe en el siglo XIX dando nacimiento a una nueva arquitectura, se erige en protagonista a partir de la Revolución Industrial, llegando a su auge con la producción estandarizada de piezas. Aparece el perfil "doble T" en 1836, reemplazando a la madera y revoluciona la industria de la construcción creando las bases de la fabricación de piezas en serie. (Construmática., 2014)

Una obra ejecutada con hierro, protagonista que renueva y modifica formalmente la arquitectura antes de despuntar el siglo XX es la famosa Torre Eiffel (París, Francia).

Gráfico 1. Torre Eiffel Paris.



Fuente Allestudies.com, 2015.

Actualmente el uso del acero se asocia a edificios con características singulares ya sea por su diseño como por la magnitud de luces a cubrir, de altura o en construcciones deportivas (estadios) o plantas industriales. (Construmática., 2014)

Las ventajas de construir con estructuras metálicas son fácilmente perceptibles y estas se reflejan en el tipo de construcción que se va a realizar, así por ejemplo las estructuras metálicas son muy utilizadas en construcciones a realizar en tiempos reducidos de ejecución, construcciones donde existen grandes espacios libres, por ejemplo: locales públicos, salones y todo tipo de estructura de grandes luces. (Construmática., 2014)

Gráfico 2. Nave industrial con grandes luces.



Fuente Allestudies.com, 2015

1.2 Tipos de estructuras metálicas.

Los tipos de estructuras se pueden dividir atendiendo a diferentes aspectos, así por ejemplo existen las estructuras Espaciales o planas las cuales son adecuadas tanto para pequeñas marquesinas por su valor estético, como para instalaciones de grandes luces por su capacidad resistente. También las estructuras existentes dependen del material con el que se va a construir, y estas pueden ser acero, hormigón, madera o mixtas. (Construmática., 2014)

Para cada uno de estos aspectos se tiene diferentes tipos de estructuras los cuales se especifican a continuación.

1.2.1 Vigas y columnas en celosía.

Cuando se necesita salvar luces importantes a partir de 10 a 15 metros, o se necesita tener vigas de cantos importantes, puede resultar más económico utilizar estructuras reticulares en celosía que vigas de alma llena. (Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola, 2012)

La condición fundamental que debe cumplir una estructura de celosía es la de ser geoméricamente indeformable. Como un punto en un plano queda determinado por el triángulo que le une a otros dos, el triángulo es el elemento fundamental de una celosía indeformable. De ahí el nombre de estructuras trianguladas.

Cuando una estructura reticular es geoméricamente deformable, sólo puede utilizarse como elemento resistente si las barras que la componen están unidas mediante empotramientos rígidos. Un ejemplo de este caso es la viga "Vierendel".

Las estructuras en celosía pueden dividirse desde el punto de vista de los apoyos en vigas exteriormente isostáticas.

En las vigas en celosía las barras se denominan, según su posición, del siguiente modo:

- Cordón superior: conjunto de elementos que forman la cabeza superior (se denomina "par" en las cerchas).

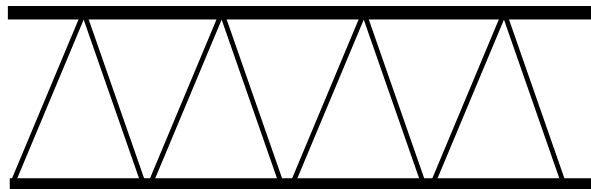
- Cordón inferior: conjunto de elementos que forman la cabeza inferior (se denomina "tirante" en las cerchas por trabajar usualmente a tracción).
- Montantes: barras verticales dispuesta en el alma de la viga.
- Diagonales: barras inclinadas dispuestas en el alma de la viga.

Las columnas en celosía se pueden arreglar de muy diferentes maneras dependiendo del tipo de trabajo a efectuar, o bien del criterio del diseñador. (Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola, 2012, págs. 2,3,4)

Entre los arreglos más comunes se tienen los siguientes:

- Columnas con celosía simple.-** Este tipo de elementos son los más usuales, y se logran generalmente combinando cuatro ángulos o bien dos canales. En el caso de columnas a base de ángulos, estos se pueden separar la distancia que se requiera, pero en el caso de los canales, si se desea una sección cuadrada, se está limitado por el peralte del canal.

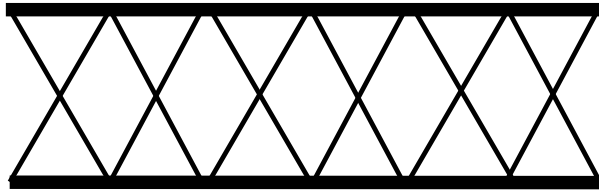
Gráfico 3. Columna a base de celosía simple.



Fuente. Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola, 2012.

- Columnas con celosía doble.-** Este tipo de columnas son en su inmensa mayoría formadas por cuatro ángulos, en virtud de que la línea de costuras debe ser mayor de 15 pulgadas.

Gráfico 4. Columna a base de celosía doble.



Fuente. Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola, 2012.

A continuación se muestra una ilustración real de las columnas construidas en celosía.

Gráfico 5. Columna construida en celosía



Fuente. Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola, 2012.

1.2.2 Vigas y columnas de alma llena.

Las estructuras formadas con este tipo de vigas y columnas están constituidas por secciones compactas, formadas por perfiles laminados en caliente, siendo estos perfiles simples, reforzados o múltiples, pero existen también las vigas y columnas constituidas por secciones compactas construidas a partir de planchas de acero, cortadas y soldadas de acuerdo a la necesidad requerida por el diseño.

A continuación se muestra ilustraciones con los tipos de estructuras con vigas y columnas de alma llena.

Gráfico 6. Columnas y vigas de alma llena con perfiles



Fuente Bonilla, 2010, pág. 41

Gráfico 7. Columnas y vigas de alma llena armadas



Fuente Bonilla, 2010, pág. 42

La diferencia entre las dos maneras de elaborar las columnas y vigas de alma llena se basa en el costo por kilogramo, en vista de que los perfiles laminados son más costosos que los armados de plancha metálica. Pero las columnas y vigas de alma llena con perfiles son más rápidos de fabricar que los de armado con planchas. (Bonilla, 2010, págs. 12,13,14)

1.3 Cargas para el diseño.

El diseño de una estructura comienza con aquellos elementos que están sometidos a las cargas principales que debe tomar la estructura y procede en secuencia con varios elementos de soporte hasta que se llega a la cimentación, por ejemplo: en primer lugar se diseñaría la losa de piso de un edificio, seguidas por las vigas, columnas y, finalmente, por las zapatas de la cimentación. (Allestudies.com, 2015)

Es importante diseñar la estructura tomando en cuenta que cada elemento estructural debe soportar y tener suficiente resistencia a la carga máxima que puede estar sometido.

A continuación se describirá los tipos de cargas que actúan en una estructura y que el diseñador debe tener muy en cuenta, además de que se debe revisar las Normas y Códigos de la Construcción Ecuatoriana.

1.3.1 Tipos de cargas.

Las cargas de diseño que se consideran para el cálculo de las estructuras metálicas se clasifican en tres grandes grupos. Las cargas muertas las cargas vivas y las cargas ambientales.

1.3.1.1 Cargas muertas.

Consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualquier objeto que esté permanentemente unido a la estructura, ejemplo: para un edificio comprenderían los pesos de las columnas, vigas y trabes, losas de piso, techo, muros, ventanas, plomería, instalación eléctrica y otros diversos dispositivos. (Allestudies.com, 2015)

a) Peso propio de la estructura metálica.

Es una de las cargas más representativas y sus valores se consideran utilizando el peso específico del material y el volumen de todos los elementos estructurales. Es la carga más fácil de valorar inicialmente, ya

que se cuenta con un valor referencial de 45 Kg/m^2 basado en una estimación de edificaciones similares.

b) Peso propio de la losa de hormigón.

El valor del peso de losas tanto para el piso como para cubiertas se determina considerando el peso del material y el volumen que ocupa la losa. Es aplicada como una carga distribuida sobre un área tributaria. El valor del peso específico del hormigón de 2400 Kg/m^3 .

c) Peso de paredes exteriores e interiores.

La carga muerta ocasionada por las paredes exteriores e interiores se evalúa asimilando una carga equivalente uniformemente distribuida por metro cuadrado de mampostería levantada según la Tabla 1 que describe el peso de los materiales.

d) Peso de los elementos arquitectónicos.

Para el cálculo de este peso muerto se procede de la misma manera que con las paredes tomando en cuenta los valores de la Tabla 1.

Tabla 1. Peso de los materiales de construcción

TIPO	PESO (KN /m)	PESO (Kgf/m)
Fachada de ladrillo visto y enlucido en el interior.	3.00	300
Fachada de ladrillo visto más muro adosado en bloque de 100 mm de espesor y enlucido en el interior.	4.50	450
Fachadas de bloque de 120 mm de espesor enlucido en ambas caras.	0.60	60
Fachadas de bloque de 150 mm de espesor enlucido en ambas caras.	0.70	70
Vidrio templado de 6 mm de espesor.	0.15	15
Ventanas incluye el vidrio y el marco.	0.45	45
Lamina de yeso de 16 mm (5/8") protegida al exterior, costillas de acero y lamina de yeso de 10 mm al interior.	1.00	100
Lamina de yeso de 16 mm (5/8") protegida más recubrimiento cerámico al exterior, costillas de acero y lamina de yeso de 10 mm al interior.	2.50	250
Recubrimiento en granito adicional a la fachada, por cada mm de espesor del recubrimiento.	0.017/mm	1.7/mm
Recubrimiento en mármol adicional a la fachada, por cada mm de espesor del recubrimiento.	0.015/mm	1.5/mm
Recubrimiento en piedra arsénica adicional a la fachada, por cada mm de espesor del recubrimiento.	0.013/mm	1.3/mm
Recubrimiento en cerámico adicional a la fachada.	0.10	10

Fuente <http://oviedos.tripod.com/cargas.htm>, 2004.

1.3.1.2 Cargas vivas.

Pueden variar en magnitud y localización, y pueden ser causadas por los pesos de objetos colocados temporalmente sobre una estructura, por ejemplo: por vehículos en movimiento o por fuerzas naturales, personas en desplazamiento y todo elemento que no es propio de la edificación.

Los pisos de edificios están sometidos a cargas vivas uniformes, que dependen del propósito para el cual el edificio está diseñado. Esas cargas están tabuladas en códigos locales, estatales o nacionales. Para algunos tipos de estructuras, muchos códigos

permiten una reducción en la carga viva uniforme para un piso, ya que es improbable que la carga viva prescrita se presente simultáneamente en la estructura entera en un momento dado, por ejemplo: ANSI A58.1-1982, permite una reducción de la carga viva en un miembro que tenga un área de influencia de 400 pies cuadrados o mayor.

A continuación la Tabla que el Código Ecuatoriano de la Construcción ha establecido para los valores de carga viva con los que se deben diseñar las edificaciones.

Tabla 2. Valores de carga viva para el diseño

Armerías		750	0
Áreas de Reuniones Auditorios y Galerías	Áreas de asientos fijos.	250	0
	Áreas de asientos móviles y otras áreas.	500	0
	Escenarios y plataformas.	600	0
Cornisas marquesinas y balcones de residencias.		300	0
Facilidades de salidas públicas.		500	0
Garajes.	Almacenaje general y/o reparación.	500	----
	Almacenaje particular.	250	----
Hospitales.	Salas y cuartos.	200	450
Bibliotecas.	Salas de lectura.	300	450
	Cuarto de anaqueles.	600	700
Fábricas.	Livianas.	400	900
	Pesadas.	600	1400
Oficinas.		250	900
Imprentas.	Cuartos de impresión.	750	1200
	Cuartos de composición y linotipos.	500	900
Residencias.		200	0
Salas de descanso Plataformas de revisión Grandes tribunas Graderíos		500	0
Escuelas.	Aulas.	200	450
Veredas y calzadas.	Acceso público.	1200	----
Bodegas.	Livianas.	600	
	Pesadas.	1200	
Almacenes.	Minoristas.	400	900
	Mayoristas.	500	1400

Fuente Código Ecuatoriano de la Construcción, 2001, capítulo 3 pág. 2.

1.3.1.3 Cargas ambientales.

A) Cargas de viento.

Cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de éste se convierte en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento. El efecto del viento depende de la densidad y velocidad del aire, ángulo de incidencia, forma y rigidez de la estructura y de la rugosidad de la superficie. En el procedimiento estático, la fluctuación de la presión causada por un viento soplando continuamente se aproxima por una presión media que actúa sobre los lados de barlovento y sotavento de la estructura. (Mc Cormac, 1999)

La presión se calcula, dependiendo de la velocidad del viento como: q [psf] = $0,00256 (v[mi/h])^2$ una vez calculada la presión media q del viento, su magnitud se multiplica por varios coeficientes para obtener la presión estática p de diseño aplicada a la estructura, por ejemplo, para un edificio con lados verticales, el factor de forma para el lado de barlovento (presión o empuje) es 0,8 y para el de sotavento (succión o tensión) 0,5. Para edificios altos o cuya forma o localización se hace sensible al viento, se recomienda usar un procedimiento dinámico. (Mc Cormac, 1999)

La ecuación que define a la presión estática puede expresarse como:

$$q_e = q_b \times C_e \times C_p$$

Donde:

q_b = Presión dinámica del viento [Kg/cm^2]

c_e = Coeficiente de exposición

c_p = Coeficiente eólico global (barlovento y sotavento).

El valor básico de la presión dinámica q_b [N/m^2] del viento puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0.5 \delta_b V_b^2$$

Donde:

δ_b = Densidad del viento [kg/m^3]

V_b = Valor básico de la velocidad del viento [m/s]

Estos datos se pueden obtener de las siguientes Tablas establecidas, cabe recalcar que el Código Ecuatoriano de Construcción no toma como práctica las cargas por viento.

Tabla 3. Coeficiente de exposición al viento

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2.4	2.7	3.0	3.1	3.3	3.4	3.5	3.7
Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2.1	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.3	3.5
Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1.6	2.0	2.3	2.5	2.6	2.7	2.9	3.1
Zona urbana en general, industrial o forestal	1.3	1.4	1.7	1.9	2.1	2.2	2.4	2.6
Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1.2	1.2	1.2	1.4	1.5	1.6	1.9	2.0

Fuente Código técnico de la edificación de España: Seguridad Estructural Acciones en la edificación; CTE CB SE-AE; 2009; capítulo 3; pág. SE-AE 8

Tabla 4. Coeficientes Eólicos para edificios

	Esbeltez en el plano paralelo al viento					
	<0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	≥5.00
Coeficiente eólico de presión, C_p	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8	0.8
Coeficiente eólico de succión, C_s	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7

Fuente Código técnico de la edificación de España: Seguridad Estructural Acciones en la edificación; CTE CB SE-AE; 2009; capítulo 3; pág. SE-AE 8

B) Cargas por sismo.

Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Para estructuras pequeñas, se puede utilizar un análisis estático, que determina el “cortante basal” v en la estructura como: (INEN, 2001)

$$v = z i k c s w$$

Donde se utilizan factores tabulados:

z = depende de la zona sísmica,

i = de la importancia del edificio respecto a la ocupación,

k = de su configuración estructural,

c = de sus características vibratorias,

s = del tipo de suelo que soporta la estructura y

w = del peso de la estructura.

Pero de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción, la fuerza total de diseño por cargas laterales aplicada en la base de la estructura como resultado de la acción del sismo, llamada cortante basal de diseño V , se calcula de la siguiente manera: (INEN, 2001, págs. 9,10,11)

$$V = \frac{Z \times I \times C}{R \times \phi P \times \phi E} \times W \text{ [Kg]}$$

Donde:

Z = Factor de Zona. Anexo Código Ecuatoriano de la Construcción

I = Factor de tipo de uso e importancia de la estructura.

C = Coeficiente en función de la zona.

R = Coeficiente de reducción de respuesta estructural.

ϕP = Coeficiente de configuración estructural en planta.

ϕE = Coeficiente de configuración estructural en elevación.

W = Carga muerta total de la estructura.

El coeficiente C se calcula de la siguiente manera:

$$C = \frac{1.25 \times S^S}{T} \leq C_m$$

Donde:

S = Coeficiente del tipo de suelo.

C_m = Coeficiente de suelo.

T = Periodo de vibración.

El periodo de vibración de la estructura se calcula a través de la siguiente ecuación.

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Donde:

C_t = Factor de respuesta estructural, siendo 0,09 para estructuras metálicas.

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos medida desde la base de la estructura.

Una vez obtenido el cortante basal de diseño V es necesario distribuir verticalmente en la altura de la edificación esta fuerza, se usa una fuerza F en distribución triangular aplicada en cada nivel, más una fuerza Ft que toma en cuenta la contribución de modos superiores de vibración.

$$Ft = 0.07 T . V$$

Donde:

T= el período utilizado para el cálculo del cortante basal.

V= Cortante basal de diseño.

1.4 Áreas tributarias.

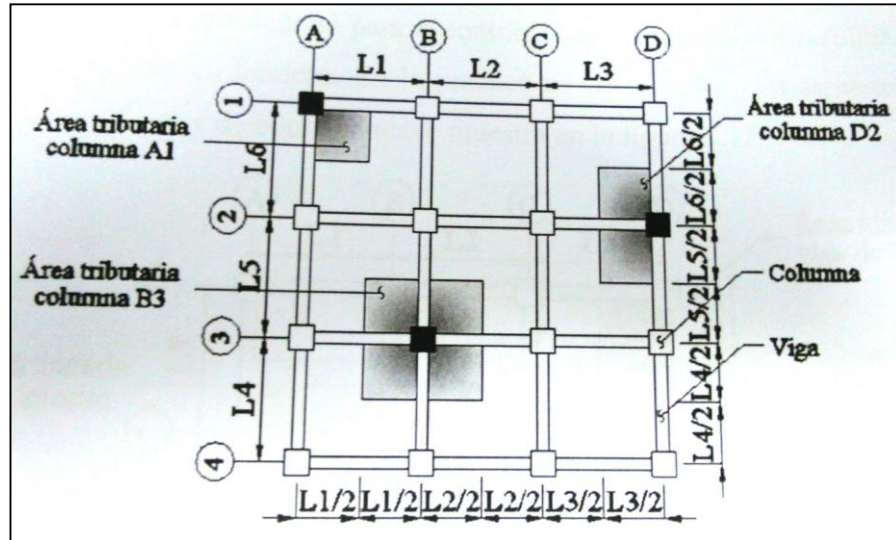
El área tributaria es el área de influencia de carga de un elemento estructural y debería incluir toda el área de la construcción en la cual, si se aplica una carga, se afecta la fuerza interna en la sección que se está considerando. En estructuras continuas como son la casi totalidad de las que se construyen actualmente, las fuerzas internas en una sección son afectadas por las cargas aplicadas en cualquier punto de la estructura.

Por lo que se entiende por área tributaria de un elemento de una estructura sujeta a carga uniformemente distribuida, aquella área que, multiplicada por la carga uniforme, define la carga total que se debe considerar actuando sobre el elemento y que produce efectos iguales a los de la distribución real de cargas sobre la estructura. (Paredes, 1996, págs. 25,26)

1.4.1 Área tributaria para columnas.

Es el área limitada por la prolongación perpendicular de las líneas desde la mitad de todas las vigas que llegan a la columna en análisis. El área tributaria para columnas interiores y de borde se puede visualizar en la siguiente figura. (James, 2006, pág. 45)

Gráfico 8. Área tributaria para columnas

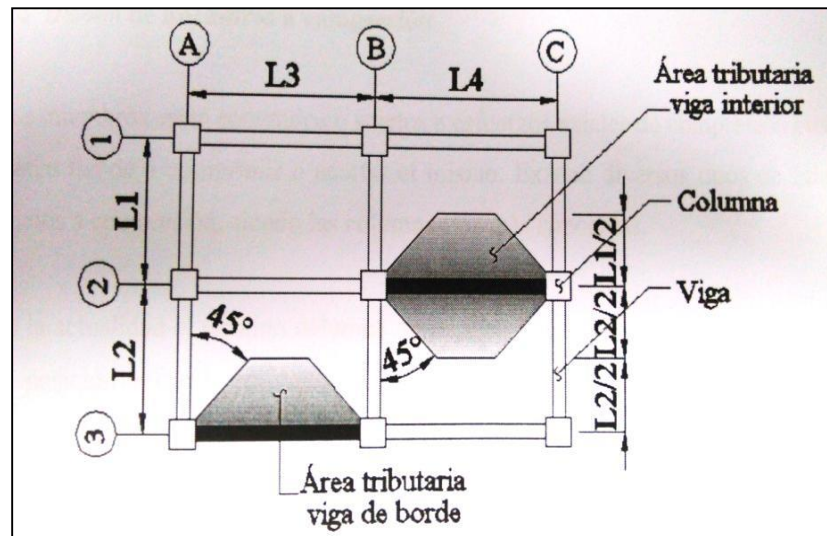


Fuente Bonilla, 2010, pág. 30

1.4.2 Área tributaria para vigas.

El área tributaria para vigas es delimitada paralelamente por la mitad de la distancia a la viga próxima en ambas direcciones, y en los extremos la carga es soportada parcialmente por las vigas en dirección perpendicular, por lo que el área estará limitada por la bisectriz entre la viga en análisis y las vigas perpendiculares a esta, formando una línea a 45° , tal como se muestra en el siguiente gráfico.

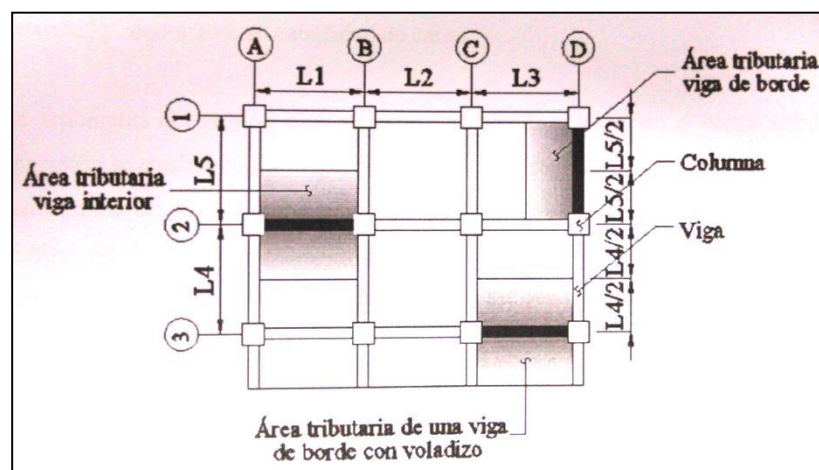
Gráfico 9. Área tributaria trapezoidal para vigas



Fuente Bonilla, 2010, pág. 31

Por la complejidad de encontrar el área trapezoidal, estas áreas se convierten en teóricas y en la práctica es mejor utilizar las áreas para las vigas interiores y de borde como se muestra a continuación.

Gráfico 10. Área tributaria de borde para vigas



Fuente Bonilla, 2010, pág. 31

1.5 Miembros a compresión.

Existen varios tipos de miembros que se encuentran sometidos a compresión, pero los más conocidos son las columnas, en este estudio se tratará justamente del diseño de estos miembros. El factor preponderante que determina su comportamiento estructural

como columna es la compresión, y los elementos donde la flexión también juega un factor primario se los denomina viga-columna.

En general las columnas suelen fallar por el pandeo, una columna mientras más esbelta o más larga sea tiene mayor probabilidad de fallar por el pandeo bajo la misma sección transversal y su capacidad de carga será menor. (James, 2006, pág. 48)

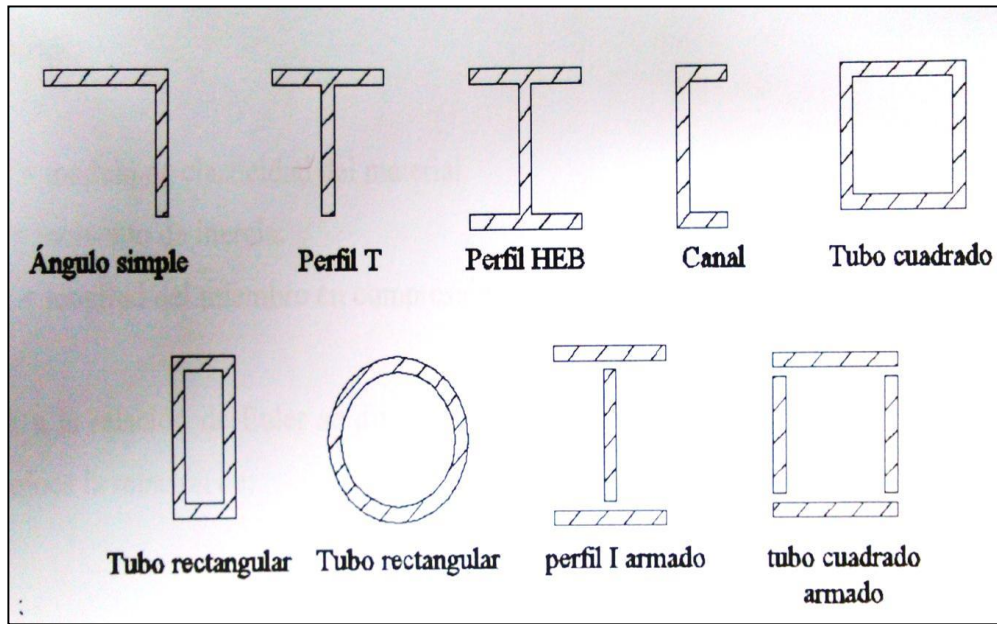
1.5.1 Tipos de perfiles para columnas.

En teoría pueden utilizarse un sinnúmero de perfiles para resistir con seguridad una carga de compresión en una estructura dada. Sin embargo el número de secciones posibles se ve limitado por el número de secciones disponibles, por el problema de conexión y el tipo de estructura en donde se va a usar la sección. (Bonilla, 2010)

Las secciones usadas para miembros a compresión por lo general son las mismas o similares que las utilizadas para miembros a tensión con ciertas excepciones. Las mismas son causadas por el hecho de que las resistencias de los miembros sometidos a compresión varían en cierta relación inversa con las relaciones de esbeltez y se requieren miembros rígidos. (Bonilla, 2010)

A continuación se detalla los principales tipos de sección que se utilizan para miembros a compresión.

Gráfico 11. Perfiles utilizados para miembros a compresión



Fuente Bonilla, 2010, pág. 33

1.5.2 Fórmulas para el cálculo de columnas.

El esfuerzo axial a compresión “fa” en general se expresa mediante la siguiente ecuación,

$$fa = \frac{Pa}{A}$$

Donde:

Pa = Carga aplicada axialmente

A = Área de la sección transversal

La carga crítica de pandeo “Pe” que es la carga axial que da inicio a la inestabilidad por pandeo en un elemento estructural, está dada por la relación de Euler y cuya ecuación es la siguiente:

$$Pe = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del material.

I = Momento de inercia.

L = Longitud del miembro a compresión.

Si la relación de Euler se divide por el área a los dos lados de la ecuación y se coloca la relación de:

$$I = A r^2$$

Donde:

r = Radio de giro de la sección transversal

Entonces la carga crítica de pandeo se expresa en términos de un esfuerzo F_e .

$$F_e = \frac{Pe}{A} = \frac{r^2 E I}{AL^2} = \frac{\pi^2 E}{L/r^2}$$

Si el valor del esfuerzo de pandeo sobrepasa el límite de proporcionalidad de la curva esfuerzo deformación, la fórmula de Euler no se puede aplicar.

Para utilizar la ecuación anterior, analizando condiciones en los extremos del miembro sea este libre o empotrado, se utiliza el factor K de longitud efectiva que multiplicado por la longitud L del miembro proporciona la llamada longitud efectiva KL, y queda la siguiente ecuación modificada:

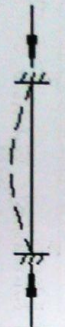
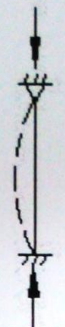
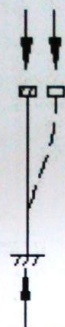
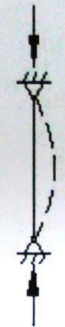
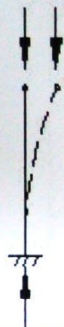
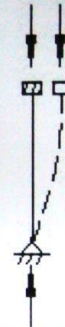




$$F_e = \frac{\pi^2 E}{KL/r^2}$$

Donde:

KL = Longitud efectiva del miembro.

La longitud efectiva K depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral, aquí se muestran los valores para K según los diferentes tipos de conexión. (Mc Cormac, 1999, pág. 105)

Tabla 5. Longitud efectiva en columnas

La forma pandeada de la columna se muestra con línea de rayas	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para K cuando está cerca de las condiciones ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo		Rotación impedida	Traslación impedida		Rotación libre	Traslación impedida
		Rotación impedida	Traslación libre		Rotación libre	Traslación libre

Fuente Mc Cormac, 1999, pág. 118

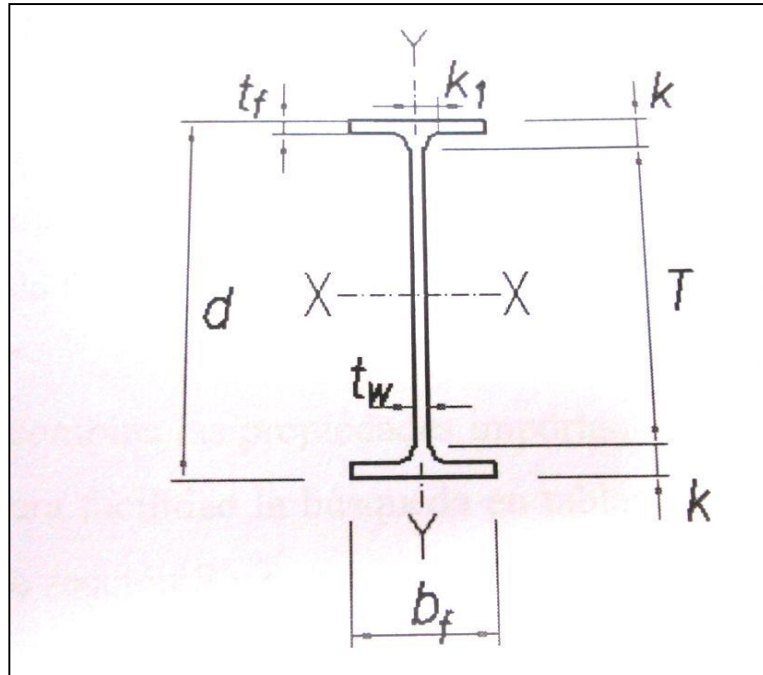
1.6 Diseño de vigas.

Las vigas son miembros que soportan cargas transversales, se usan generalmente en posición horizontal y quedan sujetas a cargas por gravedad o verticales, en las vigas la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones.

Los perfiles que se usan generalmente por ser más económicos al usarse como vigas son las secciones W y han remplazado totalmente a los canales y secciones S. (Mc Cormac, 1999, pág. 135)

A continuación un gráfico con la nomenclatura utilizada para describir a estos perfiles.

Gráfico 12. Nomenclatura de Perfiles W



Fuente AISC, 1994, pág. 1-10

Donde:

d = Peralte nominal de la viga.

bf = Ancho del patín.

tf = Espesor del patín.

T = Distancia libre entre patines del alma.

tw = espesor del alma.

k = Distancia de la cara exterior a la punta del filete del alma.

k1 = radio del filete.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones de tracción y compresión, produciéndose las máximas en las fibras externas de la sección y se calculan relacionando el momento flexionante y el momento de inercia. (Mc Cormac, 1999)

Estos esfuerzos de flexión fb se calculan mediante la siguiente fórmula.

$$F_b = \frac{Mc}{I}$$

Donde:

M= Momento flexionante

I= Momento de inercia de la sección.

c = Distancia desde la fibra neutra a la fibra más alejada.

Para facilitar la búsqueda en las tablas de la AISC se calcula el módulo de sección S y se expresa de la siguiente manera.

$$S = \frac{I}{c}$$

Entonces el esfuerzo de flexión f_b puede expresarse en función del módulo de sección quedando la fórmula siguiente.

$$F_b = \frac{M}{S}$$

De esta manera se puede seleccionar la sección de la viga que resista al momento flexionante, y de esta manera se puede seleccionar el aspecto que sea más crítico dentro de la estructura, así como: aplastamiento, momentos cortantes, pandeo, soporte lateral o deflexión.

El esfuerzo permisible por flexión $[f_b]$ para la mayoría de casos es el siguiente:

$$[f_b] = 0,66 F_y$$

Donde:

F_y = esfuerzo de fluencia.

Esta ecuación es utilizada siempre y cuando la viga permanezca estable, por tanto debe tener el soporte necesario para no permitir el pandeo lateral.

1.7 Diseño de conexiones.

Las conexiones de una estructura metálica pueden ser remachadas, atornilladas o soldadas; en este caso se utilizará las conexiones soldadas debido a sus grandes ventajas, como por ejemplo el ahorro en el peso utilizado, su versatilidad en varias zonas de aplicación, la rigidez, etc. (Mc Cormac, 1999)

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido. (Mc Cormac, 1999) Existen dos tipos principales de soldaduras que se utiliza para formar estructuras metálicas: de ranura y de filete.

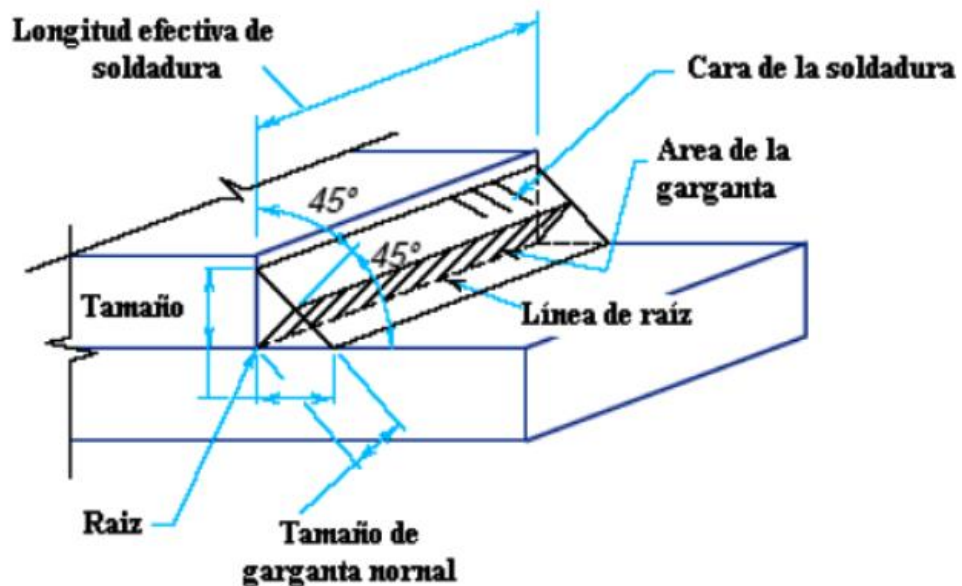
En este caso se utiliza la soldadura de filete, que es la más utilizada por su versatilidad en el montaje de la estructura.

1.7.1 Soldadura de filete.

Las pruebas han demostrado que las soldaduras de filete son más resistentes a la tensión y la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes en soldaduras de filete que se establecen en las especificaciones para soldadura, son esfuerzos de corte.

Es utilizado principalmente para unir placas de conexión a los miembros y también para armar perfiles estructurales. El gráfico a continuación muestra los términos empleados para la soldadura de este tipo. (Mc Cormac, 1999, pág. 327)

Gráfico13. Nomenclatura para Soldadura de filete



Fuente AISC, 1994, sección 8, fig. 8-49

Como se dijo anteriormente, la soldadura de filete suele fallar por corte en ángulos de 45° a través de la garganta, por tanto para el análisis de la resistencia de la soldadura se tomará en cuenta el espesor o tamaño de la garganta teórica, siendo la distancia más corta de la raíz de la soldadura a la superficie externa de ésta. Para filete de 45° o de lados iguales, el espesor efectivo de la garganta t_e es:

$$t_e = 0.707 \times \text{tamaño de la soldadura.}$$

La resistencia de la soldadura de filete R_s al corte se supone igual a:

$$R_s = F_{\text{soldadura}} \times A_{\text{efectiva}}$$

Donde:

$F_{\text{soldadura}}$ = esfuerzo de corte permisible igual a $0.30F_{\text{EXX}}$

A_{efectiva} = área efectiva de la soldadura de filete.

La resistencia del electrodo FEXX se toma de acuerdo a la especificación del fabricante y es referida a la resistencia mínima última a la tensión del electrodo o nominal de la soldadura en klb/pg^2

El área efectiva de la soldadura de filete A_{efectiva} es igual al siguiente producto:

$$A_{\text{efectiva}} = l_e \times t_e$$

Donde:

l_e = longitud efectiva de la soldadura.

t_e = espesor o tamaño efectivo de la garganta.

Por motivos de simplificación de cálculo la capacidad de la soldadura de filete por pulgada de longitud, para electrodos E70XX, puede analizarse de manera conveniente al multiplicar el tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada por 0.928. (McCormac, 1999)

Los esfuerzos permisibles para las soldaduras tanto de filete como de ranura se especifican en el siguiente gráfico de acuerdo al tipo de soldadura.

Gráfico 14. Esfuerzos permisibles para soldadura

Tipo de soldadura y esfuerzo	Esfuerzo permisible	Resistencia requerida de la soldadura.
Soldadura de ranura de penetración completa		
Tensión perpendicular al área efectiva.	Igual a la del metal base.	Debe usarse metal de soldadura compatible.
Compresión perpendicular al área efectiva.	Igual a la del metal base.	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible.
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura.	Igual a la del metal base.	
Cortante en el área efectiva	30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura (klb/plg ²)	
Soldadura de ranura de penetración parcial		
Compresión perpendicular al área efectiva.	Igual a la del metal base.	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible.
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura.	Igual a la del metal base.	
Cortante paralelo al eje de la soldadura.	30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura (klb/plg ²)	
Tensión perpendicular al área efectiva.	30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura (klb/plg ²), excepto que el esfuerzo de tensión en el metal base no excederá el 60% del esfuerzo de fluencia del metal base.	
Soldadura de filete		
Cortante en el área efectiva.	30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura (klb/plg ²)	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible.
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura.	Igual a la del metal base.	
Soldaduras de tapón y de muesca.		
Cortante paralelo a las superficies de contacto (en el área efectiva)	30% de la resistencia nominal a tensión del metal de soldadura (klb/plg ²)	Puede usarse metal de soldadura con resistencia igual o menor que la del metal de la soldadura compatible.

Fuente Mc Cormac, 1999, pág. 366.

1.7.2 Requisitos de la especificación AISC-ASD para soldaduras.

A más de los requisitos de esfuerzos permisibles dados por el gráfico 1.11 existen las siguientes recomendaciones:

- La longitud efectiva de la soldadura de filete es igual a la longitud total de los filetes de cada lado, incluidos los retornos de refuerzo.

- El tamaño mínimo de la soldadura de filete se presenta en el gráfico 13 y depende del espesor del material de mayor espesor de las dos partes unidas.
- El tamaño máximo de la soldadura de filete que se permite a lo largo de los bordes de las partes conectadas es:
 - Para un espesor de material menos de 1/4 pg. (≈ 6 mm), el tamaño de la soldadura no debe ser más grande que el espesor del material.
 - Para un espesor de material igual o mayor que 1/4 pg. (≈ 6 mm), el tamaño de la soldadura no debe ser más grande que el espesor del material menos 1/16 pg. (≈ 2 mm).
- El espacio para depositar la soldadura de filete tiene que ser por lo menos del tamaño de la soldadura D más 5/16 pg. (≈ 8 mm). (AISC, 1994, págs. 3-268)

1.7.3 Conexiones rígidas para soldaduras en estructuras metálicas.

Teóricamente este tipo de conexiones no permite la rotación en los extremos de la viga y transfieren el 100% del momento al empotramiento. Por lo general, las conexiones de transmisión de momento se usan en edificios entre las vigas principales y las columnas para proporcionar resistencia a las fuerzas laterales. Se considera este tipo de conexión cuando el requerimiento es diseñar marcos rígidos. (AISC, 1994)

Para el diseño de este tipo de conexión, se debe seguir los siguientes pasos:

- Determinar la fuerza horizontal T, descomponiendo el momento de reacción M como sigue:

$$T = \frac{M}{d}$$

Donde:

M = Momento en el extremo

d = Peralte de la viga.

- Diseñar la placa superior e inferior con la longitud de la soldadura, teniendo en cuenta que el área transversal de las placas se diseñan a tracción y la longitud de las placas se relaciona con la longitud de la soldadura requerida para resistir cortante. (Mc Cormac, 1999)

El área de la placa A_p se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$A_p = \frac{T}{F_t}$$

Donde:

T = fuerza a tensión horizontal provocada por el momento.

F_t = esfuerzo admisible a tensión de la placa ($F_t = 0.60F_y$)

La longitud requerida de la soldadura l_s para electrodos E70XX se determina utilizando la siguiente ecuación:

$$l_s = \frac{T}{0.928 D}$$

Donde:

T = fuerza a tensión horizontal provocada por el momento.

D = tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada.

1.8 Placas base para las columnas.

Para evitar que se sobre esfuerce el concreto de la zapata o cimiento bajo la acción de la fuerza de compresión y flexión de las columnas sobre estas, es necesario colocar una placa base de acero entre el miembro y la zapata para que la carga se distribuya en un área razonablemente mayor. (Mc Cormac, 1999)

La elevada carga desarrollada en una columna típica es demasiado grande para aplicarla al cimiento de concreto como una carga puntual, por lo que se aplica a una placa base gruesa, cuya área es suficiente para que el esfuerzo en el cimiento caiga dentro de los límites permisibles para el concreto de cimentación. (Mc Cormac, 1999)

Para calcular el espesor de la placa base t , se toma en cuenta la siguiente ecuación:

$$t = \sqrt{\frac{3 \times f_p \times m^2}{f_b}}$$

También se podrá realizar con la siguiente fórmula:

$$t = \sqrt{\frac{3 \times f_p \times n^2}{f_b}}$$

Donde:

f_p = Esfuerzo requerido

f_b = Esfuerzo permisible para la placa.

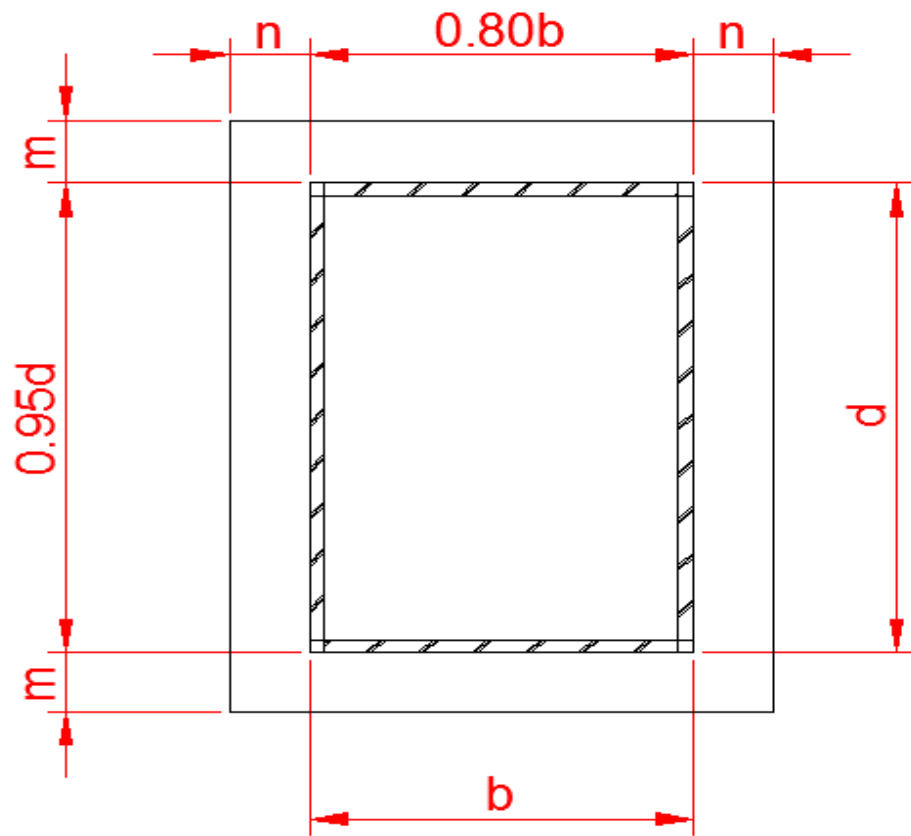
n = distancia en X

m = distancia en Y

Según la AISC, el valor de del esfuerzo permisible para la placa f_b es igual a 0,75 F, esto quiere decir que para el acero A36 se debe utilizar un valor de $1900 \frac{Kg}{cm^2}$

Para realizar el cálculo de los valores de m y n, se debe tomar en consideración el siguiente gráfico:

Gráfico 15. Determinación de valores para placa base.



Elaborado por: Juan C. Ruiz.

El edificio será de tres plantas destinadas a departamentos y un subsuelo para estacionamientos, el área total para el edificio es de 460 metros cuadrados.

Y se encuentra dividido según el siguiente cuadro:

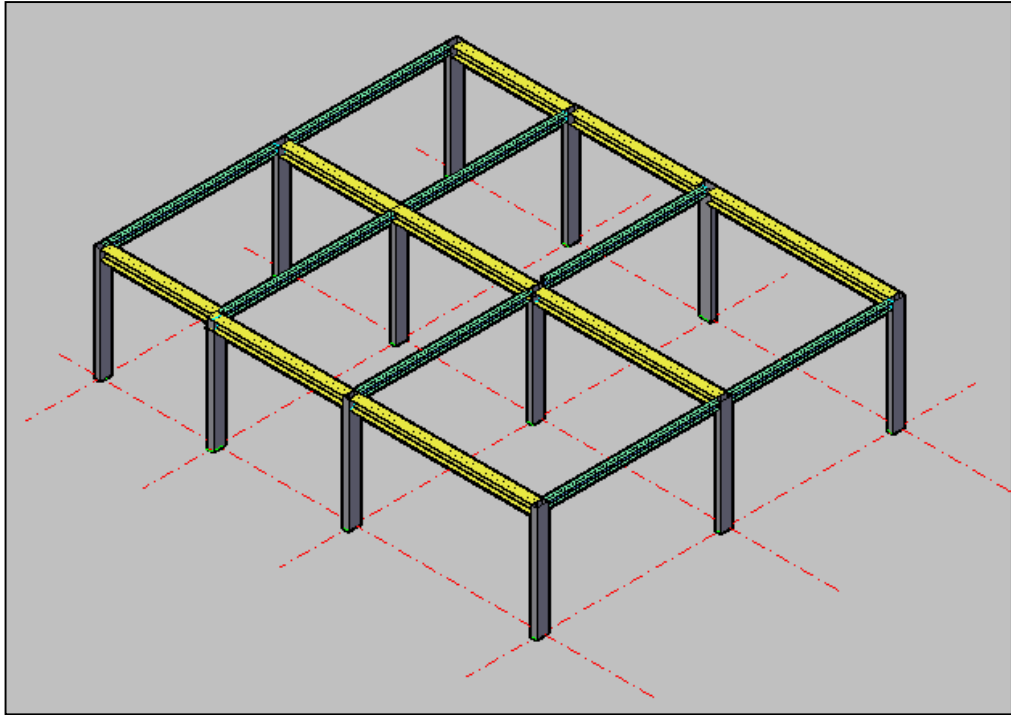
Tabla 6. Cuadro de áreas por planta

CUADRO DE AREAS							
AREA TOTAL DEL TERRENO = 492.00 m ²							
PISO	A. BRUTA	AREA NO COMPUTABLE					AREA UTIL
		HALL / ESCALERAS	ESTACIONAM.	CIRC. VEHIC.	CIRC. PEATO.	AREA VERDE	
Nivel -1.79	62.13 m ²	11.80 m ²	34.67 m ²		10.35 m ²		5.31 m ²
Nivel + 0.93	87.729 m ²	23.368 m ²					64.361 m ²
Nivel + 3.81	104.516 m ²	11.40 m ²					93.116 m ²
Nivel + 6.69	104.516 m ²	11.40 m ²					93.116 m ²
Nivel + 9.57	104.516 m ²	11.40 m ²				93.116 m ²	
TOTAL	463.407 m ²	69.368 m ²	34.67 m ²		10.35 m ²	93.116 m ²	255.903 m ²

Elaborado por: Juan C. Ruiz

A continuación se presenta un esquema en perspectiva del primer piso de la estructura, donde se aprecia las vigas principales a las cuales se les denomina trabes, las vigas secundarias y las columnas. Esta representación es idéntica para los tres pisos y para el área del subsuelo.

Gráfico 17. Perspectiva del primer piso de la estructura



Elaborado por: Juan C. Ruiz

2.2 Cálculo de cargas para la estructura.

2.2.1 Cálculo de cargas muertas.

2.2.1.1 Peso propio de la estructura.

El cálculo del peso propio de la estructura no se puede determinar con exactitud al comienzo, por lo que se toma un valor referencial de otras estructuras del mismo uso y tipo, este valor es estimado en 45 Kg/m^2 . Una vez realizado el cálculo completo de los miembros de la estructura se puede comparar el peso estimado inicialmente con el peso real, y si este no difiere mucho o es menor al estimado, se puede adoptar como el peso real de la estructura.

Así:

$$\text{Peso propio de la estructura } W = 45 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times \text{Área de construcción.}$$

$$\text{Peso propio de la estructura } W = 45 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 460 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso propio de la estructura } W = 20.700 \text{ Kg.}$$

2.2.1.2 Peso propio de la losa de hormigón.

En este caso el edificio ha sido diseñado para fundir las losas con la ayuda de una placa colaborante de espesor de 1 mm, por lo que al referirse a la tabla que a continuación se presenta se podrá encontrar el peso propio del hormigón y de la placa colaborante por metro cuadrado.

Tabla 7. Peso propio de la losa según el espesor

Placas Colaborantes					
CUBICACION Y CARGAS DE PESO PROPIO					
Espesor de losa		Cubicación y Peso Propio			
Total e_t (cm)	Hormigón ⁽⁵⁾ e_h (cm)	Volumen ⁽⁶⁾ Hormigón (m ³ /m ²)	Peso Propio (Kg/m ²)		
			Hormigón	Instadeck	Total
11,35	5,0	0,085	204	8,00	212
12,35	6,0	0,095	228	8,00	236
14,35	8,0	0,115	276	8,00	284
16,35	10,0	0,135	324	8,00	332
18,35	12,0	0,155	372	8,00	380

Fuente Revista Kubic, 2012.

Aquí se debe tomar en cuenta que el espesor libre de la losa será de 8 centímetros, lo cual sumado a la altura del trapecio de la placa colaborante, da un espesor total de 14,35 centímetros.

Siguiendo el valor del espesor en la tabla se puede notar que el peso propio del hormigón es de 276 Kg/m² y el peso propio de la placa colaborante es de 8 Kg/m², lo cual da un valor total de 284 Kg/m², que es el valor con el cual se obtendrá el peso propio de la losa de hormigón con la siguiente fórmula:

$$\text{Peso propio de la losa de hormigón} = 284 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times \text{Área de construcción.}$$

$$\text{Peso propio de la losa de hormigón} = 284 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 460 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso propio de la losa de hormigón} = 130.640 \text{ Kg.}$$

2.2.1.3 Peso propio de las paredes exteriores e interiores.

El diseño arquitectónico desarrollado para esta edificación presenta un valor de 452 metros cuadrados de mampostería de bloque alivianado con enlucido a los dos lados, esto se puede verificar en el Anexo 2 Planos Arquitectónicos.

De esta manera se calcula el peso propio de las paredes de exteriores e interiores de la edificación, tomando el valor de la Tabla 1 de 70Kg/m^2 de mampostería aplicando la siguiente fórmula.

$$\text{Peso propio de las paredes} = 70 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times \text{Área de paredes en elevación.}$$

$$\text{Peso propio de las paredes} = 70 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 452 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso propio de las paredes} = 31.640 \text{ Kg.}$$

En este caso se debe obtener un valor por metro cuadrado para poder realizar los cálculos siguientes de los miembros de la estructura. Esto se lo tiene dividiendo el peso para el área total de construcción y este valor será peso propio por metro cuadrado de esta estructura.

$$\text{Peso propio de paredes por m}^2 = \frac{\text{Peso propio de las paredes}}{\text{Área total de construcción.}}$$

$$\text{Peso propio de paredes por m}^2 = \frac{31.640 \text{ Kg}}{460 \text{ m}^2} = 68,78 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

En este caso el valor es similar al tomado inicialmente, por lo que se decide tomar el valor de $70 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ pero en otros casos el valor se debe calcular para tener valores más reales.

2.2.1.4 Peso propio de los elementos arquitectónicos.

Para el cálculo del peso propio de los elementos arquitectónicos se ha tomado en cuenta los vidrios y ventanas $45 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$, los cielos falsos $15 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$ y el recubrimiento de los pisos $27 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$, estos valores se encuentran en la tabla 1.

Para calcular el peso propio de vidrios y ventanas se toma el dato de los planos arquitectónicos el cual determina que existen 81 metros cuadrados en elevación y se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Peso propio de vidrios y ventanas} = 45 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times \text{Área de ventana en elevación.}$$

$$\text{Peso propio de vidrios y ventanas} = 45 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 81 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso propio de vidrios y ventanas} = 3.645 \text{ Kg.}$$

Al igual que en el cálculo de las paredes, también aquí se debe obtener un valor por metro cuadrado para los cálculos de los elementos estructurales.

$$\text{Peso propio de ventana por m}^2 = \frac{\text{Peso propio de vidrios y ventanas}}{\text{Área total de construcción.}}$$

$$\text{Peso propio de vidrios y ventanas por m}^2 = \frac{3.645 \text{ Kg}}{460 \text{ m}^2} = 7,92 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Para calcular el peso propio de pisos y cielo falso se puede sumar los dos valores y multiplicar por el área total de la siguiente manera:

$$\text{Peso propio de piso y cielo falso} = 42 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times \text{Área de construcción.}$$

$$\text{Peso propio de piso y cielo falso} = 42 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 460 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso propio de piso y cielo falso} = 19.320 \text{ Kg.}$$

Con todos estos datos calculados se realiza una tabla de pesos propios que ayudará a realizar los cálculos posteriores.

Tabla 8. Peso de carga muerta

DESCRIPCIÓN DEL PESO CARGA MUERTA (Kg/m²)	
Peso propio de la estructura metálica.	45
Peso propio de la Losa de hormigón.	284
Peso propio de mampostería.	70
Peso propio de vidrios y ventanas.	7,92
Peso propio de pisos y cielo falso.	42
TOTAL CARGA MUERTA	448,92

Elaborado por: Juan C. Ruiz

Con el valor de total de carga muerta se puede calcular el peso total de la edificación.

$$W = \text{Total Carga Muerta} \times \text{Área total de construcción.}$$

$$W = 448,92 \times \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 460 \text{ m}^2$$

$$W = 206.503,20 \text{ Kg}$$

2.2.2 Cálculo de cargas vivas.

Para el cálculo de esta carga se debe tomar en cuenta el valor exigido por el Código Ecuatoriano de la Construcción, este valor es de 200 Kg/m² para las edificaciones cuyo uso sea destinado a la residencia. Este valor permite calcular las cargas que actúan en los miembros de la estructura y por ende diseñar el perfil más adecuado.

2.2.3 Cálculo de cargas ambientales.

2.2.3.1 Cálculo de cargas ocasionadas por el viento.

Para el cálculo de la presión ocasionada por el viento en la ciudad de Quito, se asume una velocidad de 62 Km/h, la cual ha sido la máxima registrada por el INAMHI, este valor es igual a 18 m/s. y su densidad 1,25 Kg/m³

Presión dinámica del viento.

$$q_b = 0,5 \delta_b V_b^2$$

$$q_b = 0,5 \times 1,25 \frac{Kg}{m^3} \times \left(18 \frac{m}{s}\right)^2$$

$$q_b = 202,5 \frac{N}{m^2} = 20,25 \frac{Kg}{m^2}$$

Presión estática del viento.

Según la tabla los valores de C_e para este caso es de 1,7 y de la tabla # el valor de C_p es de 1,3. Con estos valores se aplica la ecuación:

$$q_e = q_b \times C_e \times C_p$$

$$q_e = 20,25 \frac{Kg}{m^2} \times 1,7 \times 1,3$$

$$q_e = 44,75 \frac{Kg}{m^2}$$

2.2.3.2 Cálculo de cargas ocasionadas por sismo.

Período de vibración T

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

El C_t es igual 0.09 para estructuras metálicas y la altura sacada de los planos arquitectónicos es de 9 m.

Por consiguiente:

$$T = 0,09 (9)^{3/4}$$

$$T = 0,467 \text{ s}$$

Cortante basal V

$$V = \frac{Z \times I \times C}{R \times \phi_P \times \phi_E} \times W [Kg]$$

Para calcular el cortante basal V se debe recopilar algunos datos que se pueden sacar del Anexo 1 Código Ecuatoriano de la Construcción.

El factor de zona sísmica Z para la ciudad de Quito es de 0,4; el factor I de tipo de uso para la estructura es de 1,0; el factor de reducción R a la respuesta estructural con elementos armados es igual a 7; el factor de configuración estructural ϕ_P es igual a 0,9; el factor de configuración estructural en elevación ϕ_E es igual a 0,9.

El coeficiente de suelo y el coeficiente C_m para suelos intermedios con períodos de vibración entre $0,2 < T < 0,6$ se debe calcular de la siguiente manera.

$$S=1,2$$

$$C_m=3$$

Por lo tanto:

$$C = \frac{1.25 \times S^S}{T} \leq C_m$$

$$C = \frac{1.25 \times 1,2^{1,2}}{0,467} \leq 3$$

$$C = 3,32$$

Como $C > C_m$; entonces C será igual a $C_m = 3$, debido a que el Código Ecuatoriano de la Construcción Ecuatoriana indica que C no debe ser mayor al C_m establecido en la Tabla 3 del Código. (Ver anexo 1)

Todos estos datos son reemplazados en la ecuación inicial de la cortante basal.

$$V = \frac{0,4 \times 1 \times 3}{7 \times 0,9 \times 0,9} \times 206503,2 \text{ Kg.}$$

$$V = 43.704,38 \text{ Kg.}$$

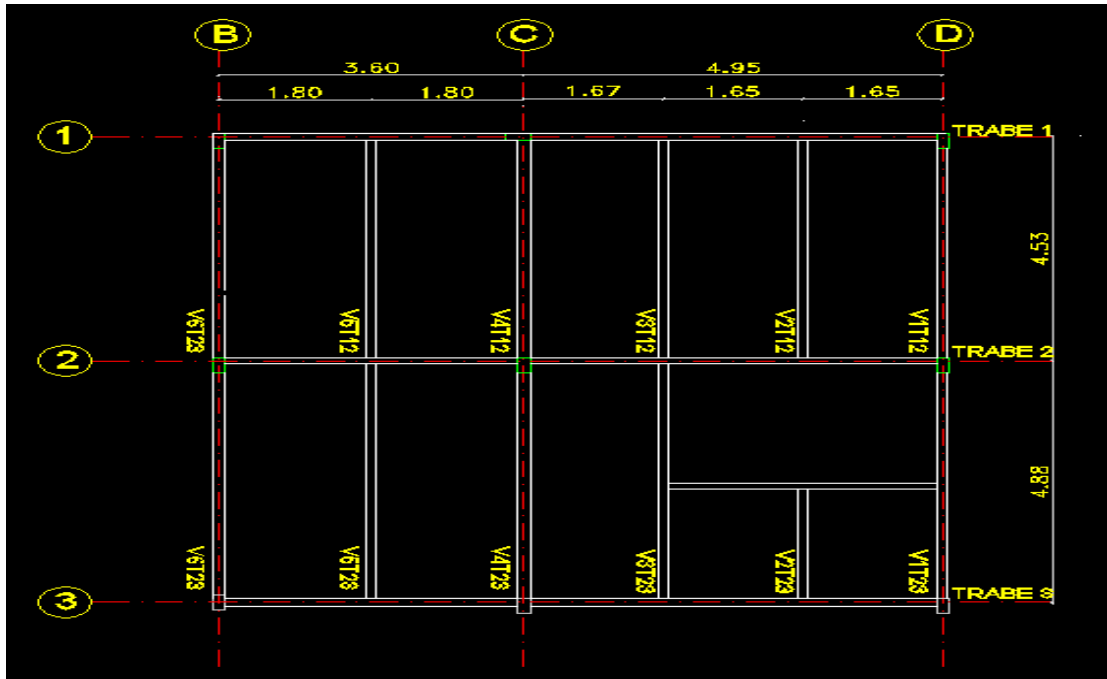
2.4 Diseño de las vigas principales y secundarias.

Para el cálculo de las vigas principales y secundarias se debe realizar un análisis breve de la viga que está sometida a mayor carga, a partir de esta visualización se empieza por las vigas secundarias y calculando una de ellas se puede estandarizar para todas las demás.

2.4.1 Diseño de viga secundaria.

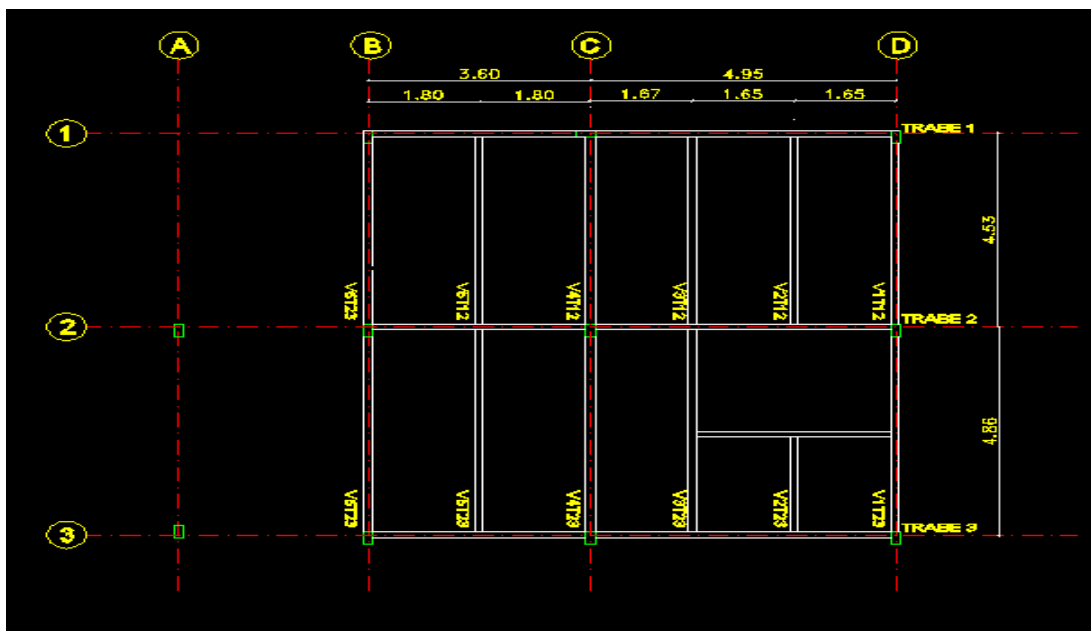
De los siguientes gráficos en donde se observa el dibujo de planta de cada piso y del subsuelo, se escoge la viga que tenga mayor área tributaria:

Gráfico 18. Estructura del subsuelo



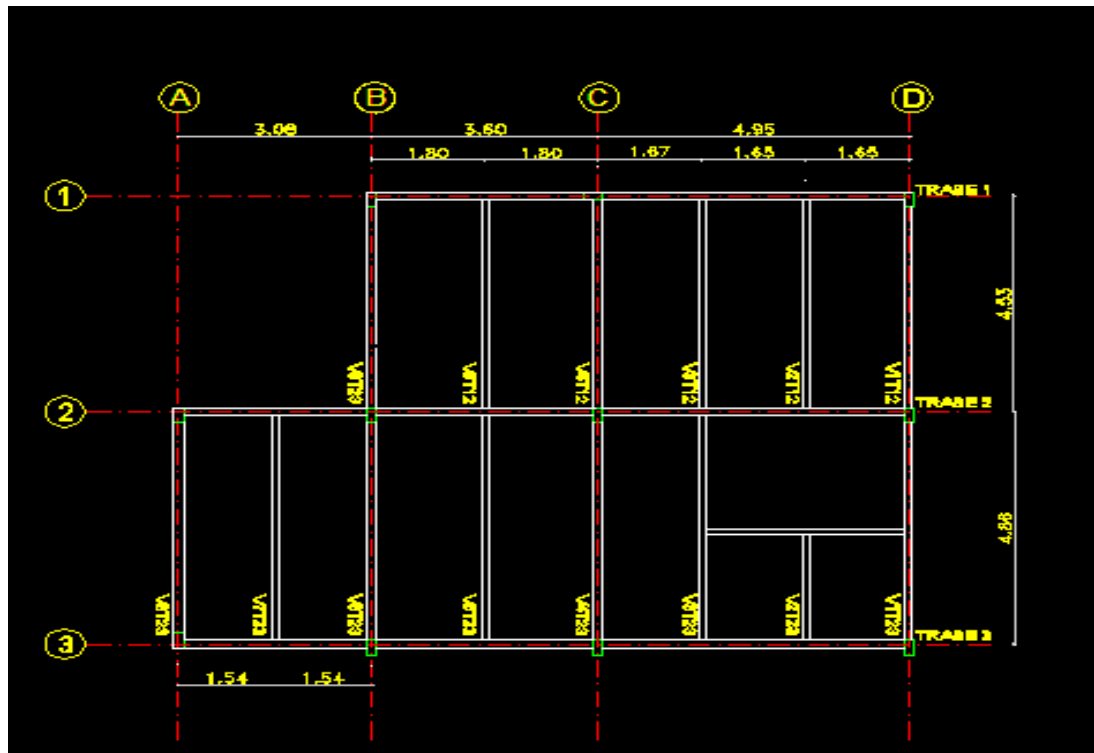
Elaborado por: Juan C. Ruiz

Gráfico 19. Estructura del primer piso



Elaborado por: Juan C. Ruiz

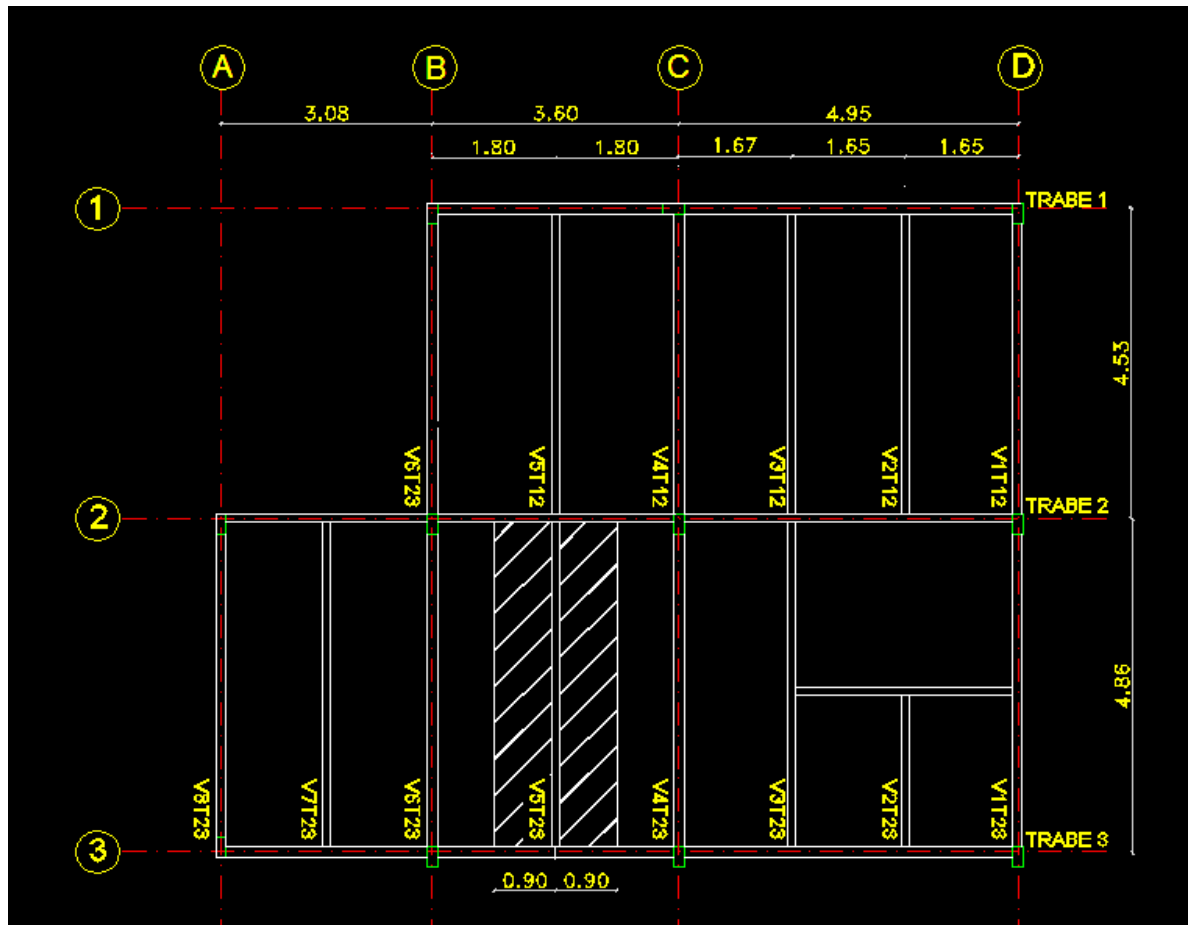
Gráfico 20. Estructura del segundo y tercer piso



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Como se puede observar la viga que tiene la mayor concentración de área tributaria es la viga V5T23 del segundo piso, en esta se puede notar que su longitud es 4,86 metros y su dimensión lateral de 1,80 metros, así que para efectos de cálculo se comienza el cálculo y diseño en esta viga.

Gráfico 21. Área tributaria de la viga V5T23



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Esta longitud de 1,80 metros se multiplica por las cargas para obtener un valor de carga por metro.

$$w = (\text{longitud} \times \text{Carga muerta}) + (\text{longitud} \times \text{Carga viva})$$

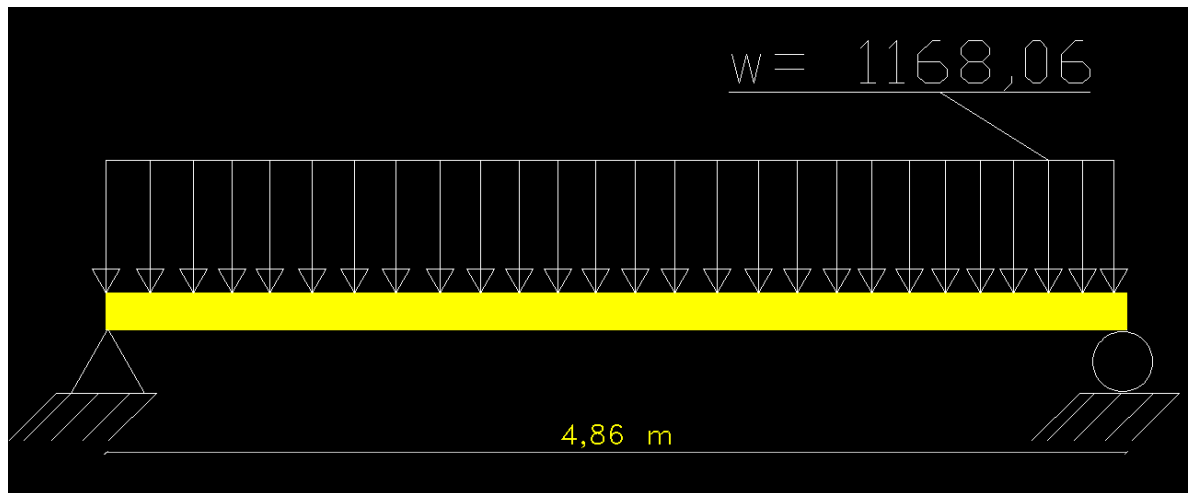
$$w = \left(1,80 \text{ m} \times 448,92 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}\right) + \left(1,80 \text{ m} \times 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}\right)$$

$$w = 808,06 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 360 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$w = 1168,06 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Este valor w es el valor de la carga lineal o carga distribuida que se colocara en la viga como se muestra en el siguiente gráfico

Gráfico 22. Carga distribuida en la viga V5T23



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Este análisis de vigas se realizará con la ayuda del manual de la AISC, por lo que a continuación se debe pasar este valor al sistema ingles de unidades.

La w entonces será en el sistema ingles de $783,45 \frac{\text{libras}}{\text{pie}}$

Diseño de viga por flexión.

El momento flexionante máximo M_{max} en una viga simplemente apoyada ocurre en el centro del claro y se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_{max} = \frac{wL^2}{8}$$
$$M_{max} = \frac{783,45 \frac{\text{libras}}{\text{pie}} \times (16 \text{ pie})^2}{8} = 25.070,40 \text{ libras} \times \text{pie}$$

Este valor se multiplica por 12 pulgadas y divide para 1000 libras para obtener un dato en kilo libras por pulgada.

Y queda un valor de 300,85 Klb x pg.

Las reacciones en los extremos será igual a:

$$R1 \text{ y } R2 = \frac{wL}{2}$$

$$R1 \text{ y } R2 = \frac{783,45 \frac{\text{libras}}{\text{pie}} \times 16 \text{ pie}}{2}$$

$$R1 \text{ y } R2 = 6.267,60 \text{ libras}$$

Como los momentos en los extremos son 0 el valor de CB=1 lo cual hace tomar un Fb con la siguiente ecuación:

$$Fb = 0,66 \times 36 \text{ KSI}$$

$$Fb = 23,76 \text{ KSI}$$

De esta manera se puedes calcular el módulo de sección S_x para esta viga con la siguiente ecuación:

$$fb = \frac{M_{max}}{S_x} = Fb$$

Al despejar la ecuación se obtiene:

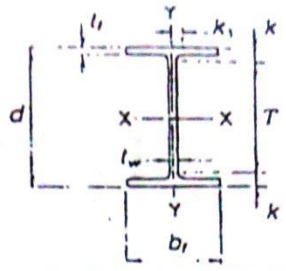
$$S_x = \frac{M_{max}}{fb}$$

$$S_x = \frac{300,85 \text{ Klb} \times \text{pg}}{23,76 \text{ KSI}} = 12,66 \text{ pg}^3$$

Con este valor calculado de S_x se va a la tabla de perfiles de la AISC para encontrar un perfil con un S_x similar.

Tabla 9. Valores de módulo de sección S_x perfil W8x18

W SHAPES
Properties



Nom- inal Wt. per Ft	Compact Section Criteria				r_r	$\frac{d}{A_v}$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
	$\frac{d_f}{2t_f}$	F_y	$\frac{d}{t_w}$	F_y			Axis X-X			Axis Y-Y			Z_x	Z_y
							I	S	r	I	S	r		
							in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.		
Lb.	Ksi	Ksi	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³	in. ³		
67	4.4	—	15.8	—	2.29	1.16	272	60.4	3.72	88.6	21.4	2.12	70.2	32.7
58	5.1	—	17.2	—	2.25	1.31	228	52.0	3.65	75.1	18.3	2.10	59.8	27.9
48	5.9	—	21.3	—	2.23	1.53	184	43.3	3.61	60.9	15.0	2.08	49.0	22.9
40	7.2	—	22.9	—	2.21	1.83	146	35.5	3.53	49.1	12.2	2.04	39.8	18.5
35	8.1	64.4	26.2	—	2.20	2.05	127	31.2	3.51	42.6	10.6	2.03	34.7	16.1
31	9.2	50.0	28.1	—	2.18	2.30	110	27.5	3.47	37.1	9.27	2.02	30.4	14.1
28	7.0	—	28.3	—	1.77	2.65	98.0	24.3	3.45	21.7	6.63	1.62	27.2	10.1
24	8.1	64.1	32.4	63.0	1.76	3.05	82.8	20.9	3.42	18.3	5.63	1.61	23.2	8.57
21	6.6	—	33.1	60.2	1.41	3.93	75.3	18.2	3.49	9.77	3.71	1.26	20.4	5.69
18	8.0	—	35.4	52.7	1.39	4.70	61.9	15.2	3.43	7.97	3.04	1.23	17.0	4.66
15	6.4	—	33.1	60.3	1.03	6.41	48.0	11.8	3.29	3.41	1.70	0.876	13.6	2.67
13	7.8	—	34.7	54.7	1.01	7.83	39.6	9.91	3.21	2.73	1.37	0.843	11.4	2.15
10	9.6	45.8	46.4	30.7	0.99	9.77	30.8	7.81	3.22	2.09	1.06	0.841	8.87	1.66
25	6.7	—	19.9	—	1.66	2.31	53.4	16.7	2.70	17.1	5.61	1.52	18.9	8.56
20	8.2	62.1	23.8	—	1.64	2.82	41.4	13.4	2.66	13.3	4.41	1.50	14.9	6.72
15	11.5	31.8	26.0	—	1.61	3.85	29.1	9.72	2.56	9.32	3.11	1.46	10.8	4.75
16	5.0	—	24.2	—	1.08	3.85	32.1	10.2	2.60	4.43	2.20	0.966	11.7	3.39
12	7.1	—	26.2	—	1.05	5.38	22.1	7.31	2.49	2.99	1.50	0.918	8.30	2.32
9	9.2	50.3	34.7	54.8	1.03	6.96	16.4	5.56	2.47	2.19	1.11	0.905	6.23	1.72
19	5.8	—	19.1	—	1.38	2.38	25.2	10.2	2.17	9.13	3.63	1.28	11.8	5.53
16	6.9	—	20.9	—	1.37	2.78	21.3	8.51	2.13	7.51	3.00	1.27	9.59	4.57
13	5.9	—	14.9	—	1.10	2.97	11.3	5.46	1.72	3.36	1.90	1.00	6.28	2.92

Fuente AISC, 1999, pág. 1-32

Se toma el perfil W8x18 el cual tiene los siguientes valores.

$$S_x = 15,2 \text{ pg}^3$$

$$rt = 1,39 \text{ pg}$$

Al tener un S_x mayor al calculado se puede adoptar que esta viga satisface el diseño por flexión y se podría tomar ya como la viga para la estructura, sin embargo siempre se debe realizar una verificación de la misma diseñándola por esbeltez y cortante.

Diseño de viga por esbeltez.

Primero se calcula la esbeltez por flexión λ con la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{L}{rt}$$
$$\lambda = \frac{192 \text{ pg}}{1,39 \text{ pg}} = 138,129$$

A continuación se encuentran los límites con la siguiente ecuación:

$$\sqrt{\frac{102 \times 10^3 \times CB}{S_y}} \leq \lambda \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 \times CB}{S_y}}$$

$$\sqrt{\frac{102 \times 10^3 \times 1}{36}} \leq \lambda \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 \times 1}{36}}$$

$$53,22 \leq \lambda \leq 119,02$$

Como la esbeltez λ se encuentra sobre el límite entonces se debe calcular F_b con la siguiente ecuación:

$$F_b = \frac{170 \times 10^3 \times CB}{\lambda^2}$$

$$F_b = \frac{170 \times 10^3 \times 1}{138,129^2}$$

$$F_b = 8,91 \text{ KSI}$$

Ahora se debe comparar con el f_b , entonces:

$$f_b = \frac{M_{max}}{S_x}$$

$$f_b = \frac{300,85 \text{ Klb} \times \text{pg}}{15,2 \text{ pg}^3} = 19,79 \text{ KSI}$$

Y debe cumplirse la siguiente condición:

$$f_b \leq F_b$$

$$19,79 \leq 8,91$$

En conclusión la viga falla por esbeltez.

Como esta condición no se cumple se debe volver a calcular la viga tomando en consideración después del primer análisis que la viga es bastante esbelta y por consiguiente necesita de un radio de giro mayor.

Tabla 10. Valores de módulo de sección S_x perfiles W14x30

1 - 27

Nominal Wt. per Ft	Compact Section Criteria				r_r	$\frac{d}{A_f}$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_y	$\frac{d}{L_w}$	F_y			Axis X-X			Axis Y-Y			Z_x	Z_y
							I	S	r	I	S	r		
Lb.	Ksi	Ksi	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ³	In. ³		
132	7.1	—	22.7	—	4.05	0.97	1530	309	6.28	548	74.5	3.76	234	113
120	7.8	—	24.5	—	4.04	1.05	1380	190	6.24	495	67.5	3.74	212	102
109	8.5	58.6	27.3	—	4.02	1.14	1240	173	6.22	447	61.2	3.73	192	92.7
99	9.3	48.5	29.2	—	4.00	1.25	1110	157	6.17	402	55.2	3.71	173	83.6
90	10.2	40.4	31.9	—	3.99	1.36	999	143	6.14	362	49.9	3.70	157	75.6
82	5.9	—	28.1	—	2.74	1.65	882	123	6.05	148	29.3	2.48	139	44.8
74	6.4	—	31.5	—	2.72	1.79	796	112	6.04	134	26.6	2.48	126	40.6
68	7.0	—	33.8	57.7	2.71	1.94	723	103	6.01	121	24.2	2.46	115	36.9
61	7.7	—	37.0	48.1	2.70	2.15	640	92.2	5.98	107	21.5	2.45	102	32.8
53	6.1	—	37.6	46.7	2.15	2.62	541	77.8	5.89	57.7	14.3	1.92	87.1	22.0
48	6.7	—	40.6	40.2	2.13	2.89	485	70.3	5.85	51.4	12.8	1.91	78.4	19.6
43	7.5	—	44.8	32.9	2.12	3.22	428	62.7	5.82	45.2	11.3	1.89	69.6	17.3
38	6.6	—	45.5	31.9	1.77	4.04	385	54.6	5.87	26.7	7.88	1.55	61.5	12.1
34	7.4	—	49.1	27.4	1.76	4.56	340	46.8	5.83	23.3	6.91	1.53	54.6	10.6
30	8.7	55.3	51.3	25.1	1.74	5.34	291	42.0	5.73	19.6	5.82	1.49	47.3	8.99
26	6.0	—	54.5	22.2	1.28	6.59	245	35.3	5.65	8.91	3.54	1.08	40.2	5.54
22	7.5	—	59.7	18.5	1.25	8.20	199	29.0	5.54	7.00	2.80	1.04	33.2	4.39

Fuente AISC, 1999, pág. 1-26

El perfil ahora es W14x30, el cual tiene los siguientes datos:

$$S_x = 42 \text{ pg}^3$$

$$rt = 1,74 \text{ pg}$$

Se calcula la esbeltez por flexión λ .

$$\lambda = \frac{L}{rt}$$

$$\lambda = \frac{192 \text{ pg}}{1,74 \text{ pg}} = 110,34$$

A continuación se encuentra los límites con la siguiente ecuación:

$$\sqrt{\frac{102 \times 10^3 \times CB}{S_y}} \leq \lambda \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 \times CB}{S_y}}$$

$$\sqrt{\frac{102 \times 10^3 \times 1}{36}} \leq \lambda \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 \times 1}{36}}$$

$$53,22 \leq \lambda \leq 119,02$$

Como la esbeltez λ se encuentra dentro del límite entonces se debe calcular F_b con la siguiente ecuación:

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{S_y \times \lambda^2}{1530 \times 10^3 \times CB} \right] \times S_y$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{36 \times 110,34^2}{1530 \times 10^3 \times 1} \right] \times 36$$

$$F_b = 13,68 \text{ KSI}$$

Ahora se compara con el f_b , entonces:

$$f_b = \frac{M_{max}}{S_x}$$

$$f_b = \frac{300,85 \text{ Klb} \times \text{pg}}{42 \text{ pg}^3} = 7,16 \text{ KSI}$$

Y debe cumplirse la siguiente condición:

$$f_b \leq F_b$$

$$7,16 \leq 13,68$$

Al cumplirse esta condición, entonces se adopta el perfil.

Diseño de viga por cortante.

Para el diseño por cortante se obtiene los datos de la viga anterior W14x30.

$$S_x = 42 \text{ pg}^3$$

$$rt = 1,74 \text{ pg}$$

$$d = 13,84 \text{ pg}$$

$$t_w = 0,27 \text{ pg}$$

$$A_{ef} = d \times t_w$$

$$A_{ef} = 13,84 \text{ pg} \times 0,27 \text{ pg}$$

$$A_{ef} = 3,7368 \text{ pg}^2$$

Se calcula el esfuerzo real al corte con la siguiente ecuación:

$$fv = \frac{V}{A_{ef}}$$

Para calcular V, se tomará la carga distribuida sobre la viga y se multiplicará por la longitud total, transformándola en una carga puntual localizada en el centro.

$$V = 783,45 \frac{\text{libras}}{\text{pie}} \times 16 \text{ pie}$$

$$V = 12.535,2 \text{ lb} = 12,5 \text{ Klb}$$

$$fv = \frac{12,5 \text{ Klb}}{3,7368 \text{ pg}^2}$$

$$fv = 3,35 \text{ KSI}$$

Condición a cumplir:

$$\frac{d}{t_w} < \frac{380}{\sqrt{Sy}}$$

$$\frac{13,84}{0,27} < \frac{380}{\sqrt{36}}$$

$$51,26 < 63,33$$

Si cumple esta condición entonces $F_v = 0,4S_y$

Entonces:

$$fv \leq F_v$$

$$3,35 \text{ KSI} \leq 0,4 \times 36 \text{ KSI}$$

$$3,35 \text{ KSI} \leq 14,4 \text{ KSI}$$

Al cumplirse esta condición, entonces se adopta el perfil.

Diseño de viga por deflexión.

Para el cálculo por deflexión, se debe adoptar una deflexión admisible valorada según la importancia de la edificación, en este caso, la edificación destinada a vivienda debe cumplir una deflexión $[\Delta]$ de $\frac{L}{1000}$.

$$[\Delta] = \frac{16 \times 12}{1000}$$
$$[\Delta] = 0,192 \text{ pg.}$$

La deflexión real Δ se calcula para este caso con la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{5 W L^4}{384 EI}$$
$$\Delta = \frac{5 \times 783,45 \frac{\text{libras}}{\text{pie}} \times 16^4 \text{ pies} \times 12^3}{384 \times (30 \times 10^6) \times 291}$$
$$\Delta = 0,13 \text{ pg}$$

Entonces se compara:

$$\Delta < [\Delta]$$
$$0,13 < 0,19$$

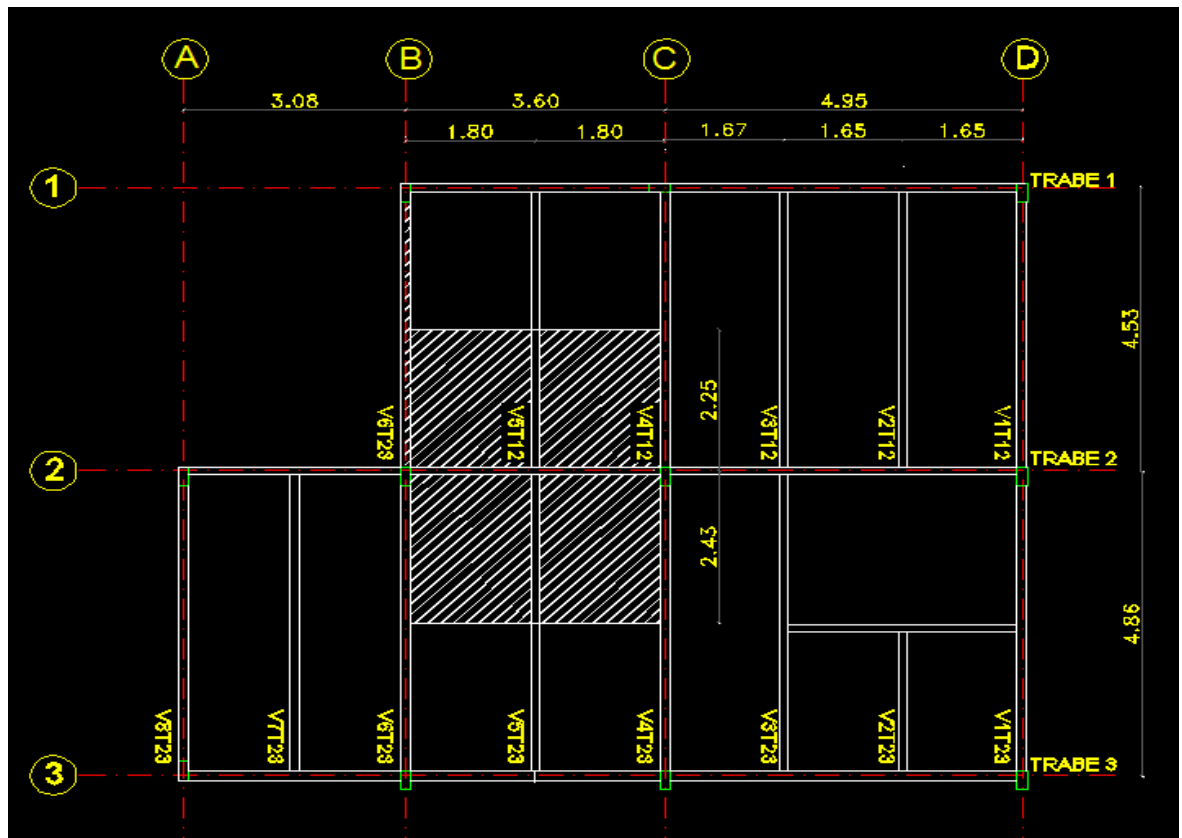
Por lo tanto si cumple y se adopta este perfil.

Luego de haber diseñado la viga por las consideraciones anteriores, y haber cumplido en todas las circunstancias, se adopta la viga W14x30 para todos los miembros secundarios.

2.4.2 Diseño de viga principal.

Para el diseño de esta viga se observa el gráfico siguiente de donde se deduce que la viga crítica es el Trabe BC

Gráfico 23. Área tributaria viga principal



Elaborado por: Juan C. Ruiz

La longitud de 4,68 metros se multiplica por las cargas para obtener un valor de carga por metro o carga distribuida.

$$w = (\text{longitud} \times \text{Carga muerta}) + (\text{longitud} \times \text{Carga viva})$$

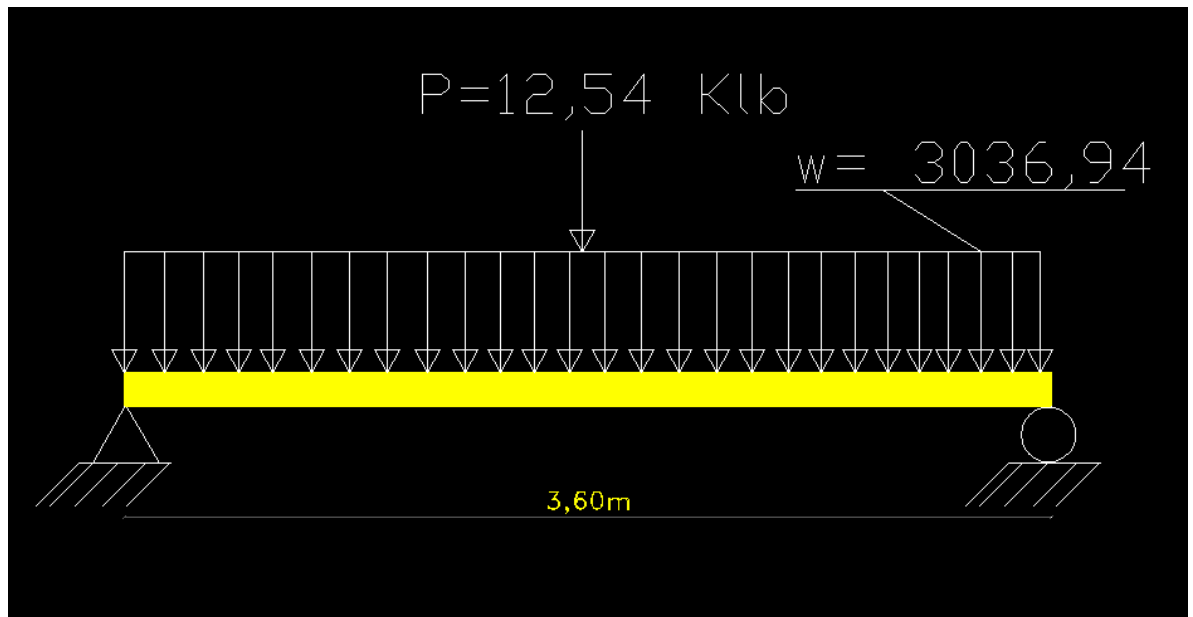
$$w = \left(4,68 \text{ m} \times 448,92 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) + \left(4,68 \text{ m} \times 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right)$$

$$w = 2.100,94 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 936 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$w = 3036,94 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

Este valor w es el valor de la carga lineal o carga distribuida que se coloca en nuestra viga, conjuntamente con el valor de una carga puntual aplicada en el centro y que representa la reacción de la viga V5T23 y la reacción de la viga V5T12 así como se muestra en el siguiente gráfico.

Gráfico 24. Carga distribuida y puntual en viga secundaria



Elaborado por: Juan C. Ruiz

El valor de w en el sistema inglés es igual a $2036,97 \frac{\text{libras}}{\text{pie}}$

Diseño de viga por flexión.

El momento flexionante máximo M_{max} en una viga simplemente apoyada ocurre en el centro del claro y se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_{max} = \frac{wL^2}{8} + \frac{PL}{4}$$

$$M_{max} = \frac{2036,97 \frac{\text{libras}}{\text{pie}} \times (12 \text{ pie})^2}{8} + \frac{12540 \text{ libras} \times 12 \text{ pie}}{4}$$

$$M_{max} = 74.285,46 \text{ libras} \times \text{pie}$$

Este valor se multiplica por 12 pulgadas y se divide para 1000 libras para obtener un dato en kilo libras por pulgada.

Este valor es de 891,43Klb x pg.

Las reacciones en los extremos será igual a:

$$R1 \text{ y } R2 = \frac{wL}{2} + \frac{P}{2}$$

$$R1 \text{ y } R2 = \frac{2036,97 \frac{\text{libras}}{\text{pie}} \times 16 \text{ pie}}{2} + \frac{12540 \text{ libras}}{2}$$

$$R1 \text{ y } R2 = 22.565,76 \text{ libras}$$

Como los momentos en los extremos son 0 el valor de CB=1 lo se toma un Fb con la siguiente ecuación:

$$Fb = 0,66 \times 36 \text{ KSI}$$

$$Fb = 23,76 \text{ KSI}$$

De esta manera se puede calcular el módulo de sección S_x para esta viga con la siguiente ecuación:

$$fb = \frac{M_{max}}{S_x} = Fb$$

Despejando la ecuación se obtiene:

$$S_x = \frac{M_{max}}{fb}$$

$$S_x = \frac{891,43 \text{ Klb} \times \text{pg.}}{23,76 \text{ KSI}} = 37,51 \text{ pg}^3$$

Con este valor calculado de S_x se observa la tabla de perfiles de la AISC para encontrar un perfil con un S_x similar.

Tabla 11. Valores de módulo de sección S_x perfil W18x40

1 - 23

W SHAPES Properties

Nominal Wt. per Ft	Compact Section Criteria				r_f	$\frac{d}{A_f}$	Elastic Properties						Plastic Modulus	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_y	$\frac{d}{t_w}$	F_y			Axis X-X			Axis Y-Y			Z_x	Z_y
							I	S	r	I	S	r		
Lb.		Ksi		Ksi	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ³	In. ³	
311	2.2	—	14.7	—	3.25	0.68	6960	624	8.72	795	132	2.95	753	207
293	2.4	—	15.6	—	3.23	0.74	6150	564	8.61	704	118	2.91	676	185
258	2.6	—	16.8	—	3.19	0.79	5510	514	8.53	628	107	2.88	611	166
234	2.8	—	18.2	—	3.16	0.86	4900	466	8.44	558	95.8	2.85	549	149
211	3.0	—	19.5	—	3.13	0.94	4330	419	8.35	493	85.3	2.82	490	132
192	3.3	—	21.2	—	3.10	1.02	3870	380	8.28	440	76.8	2.79	442	119
175	3.6	—	22.5	—	3.07	1.11	3450	344	8.20	391	68.8	2.76	398	106
158	3.9	—	24.3	—	3.05	1.21	3060	310	8.12	347	61.4	2.74	356	94.8
143	4.2	—	26.7	—	3.03	1.32	2750	282	8.09	311	55.5	2.72	322	85.4
130	4.6	—	28.7	—	3.01	1.44	2460	256	8.03	278	49.9	2.70	291	76.7
119	5.3	—	29.0	—	3.02	1.59	2150	231	7.90	253	44.9	2.69	261	69.1
106	6.0	—	31.7	—	3.00	1.78	1910	204	7.84	220	39.4	2.66	230	60.5
97	6.4	—	34.7	54.7	2.99	1.92	1750	188	7.82	201	36.1	2.65	211	55.3
86	7.2	—	38.3	45.0	2.97	2.15	1520	166	7.77	175	31.6	2.63	186	48.4
76	8.1	64.2	42.8	36.0	2.95	2.43	1330	146	7.73	152	27.6	2.61	163	42.2
71	4.7	—	37.3	47.4	1.98	2.99	1170	127	7.50	60.3	15.8	1.70	145	24.7
65	5.1	—	40.8	39.7	1.97	3.22	1070	117	7.49	54.8	14.4	1.69	133	22.5
60	5.4	—	44.0	34.2	1.96	3.47	984	108	7.47	50.1	13.3	1.69	123	20.6
55	6.0	—	46.4	30.6	1.95	3.82	850	98.3	7.41	44.9	11.9	1.67	112	18.5
50	6.6	—	50.7	25.7	1.94	4.21	800	88.9	7.38	40.1	10.7	1.65	101	16.6
46	5.0	—	50.2	26.2	1.54	4.93	712	78.8	7.25	22.5	7.43	1.29	90.7	11.7
40	5.7	—	56.8	20.3	1.52	5.57	612	68.4	7.21	19.1	6.35	1.27	78.4	9.95
35	7.1	—	59.0	19.0	1.49	6.94	510	57.6	7.04	15.3	5.12	1.22	66.5	8.06
100	5.3	—	29.0	—	2.61	1.65	1450	175	7.10	186	35.7	2.51	198	54.9
89	5.9	—	31.9	64.9	2.79	1.85	1300	155	7.05	163	31.4	2.49	175	48.1
77	6.8	—	36.3	50.1	2.77	2.11	1110	134	7.00	138	26.9	2.47	150	41.1
67	7.7	—	41.3	38.6	2.75	2.40	954	117	6.96	119	23.2	2.46	130	35.5
57	5.0	—	38.2	45.2	1.86	3.23	758	92.2	6.72	43.1	12.1	1.60	105	18.9
50	5.5	—	42.8	36.1	1.84	3.65	659	81.0	6.68	37.2	10.5	1.59	92.0	16.3
45	6.2	—	46.8	30.2	1.83	4.06	536	72.7	6.65	32.8	9.34	1.57	82.3	14.5
40	6.9	—	52.5	24.0	1.82	4.53	513	64.7	6.63	28.9	8.25	1.57	72.9	12.7
36	8.1	64.0	53.8	22.9	1.79	5.25	448	56.5	6.51	24.5	7.00	1.52	64.0	10.8

Fuente AISC, 1999, pág. 1-22

Se toma el perfil W18x40 el cual tiene los siguientes valores.

$$S_x = 68,4 \text{ pg}^3$$

$$rt = 1,52 \text{ pg}$$

Al tener un S_x mayor al calculado se puede adoptar que esta viga satisface el diseño por flexión y se podría tomar ya como la viga para la estructura, sin embargo siempre se debe realizar una verificación de la misma diseñándola por esbeltez y cortante.

Diseño de viga por esbeltez.

Primero se debe calcular la esbeltez por flexión λ con la siguiente ecuación:

$$\lambda = \frac{L}{rt}$$

$$\lambda = \frac{144 \text{ pg}}{1,52 \text{ pg}} = 94,73$$

A continuación se encuentra los límites con la siguiente ecuación:

$$\sqrt{\frac{102 \times 10^3 \times CB}{S_y}} \leq \lambda \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 \times CB}{S_y}}$$

$$\sqrt{\frac{102 \times 10^3 \times 1}{36}} \leq \lambda \leq \sqrt{\frac{510 \times 10^3 \times 1}{36}}$$

$$53,22 \leq \lambda \leq 119,02$$

Como nuestra esbeltez λ se encuentra dentro del límite entonces se calcula F_b con la siguiente ecuación:

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{S_y \times \lambda^2}{1530 \times 10^3 \times CB} \right] \times S_y$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{36 \times 94,73^2}{1530 \times 10^3 \times 1} \right] \times 36$$

$$F_b = 16,39 \text{ KSI}$$

Ahora se puede comparar con el f_b , entonces:

$$f_b = \frac{M_{max}}{S_x}$$

$$f_b = \frac{891,43 \text{ Klb} \times \text{pg}}{68,40 \text{ pg}^3} = 13,03 \text{ KSI}$$

Y debe cumplirse la siguiente condición:

$$f_b \leq F_b$$

$$13,03 \leq 16,39$$

Al cumplirse esta condición, entonces se adopta el perfil.

Diseño de viga por cortante.

Para el diseño por cortante se obtiene los datos de la viga anterior W18x40.

$$S_x = 68,40 \text{ pg}^3$$

$$rt = 1,52 \text{ pg}$$

$$d = 17,90 \text{ pg}$$

$$t_w = 0,315 \text{ pg}$$

$$A_{ef} = d \times t_w$$

$$A_{ef} = 17,90 \text{ pg} \times 0,315 \text{ pg}$$

$$A_{ef} = 5,64 \text{ pg}^2$$

Se calcula el esfuerzo real al corte con la siguiente ecuación:

$$fv = \frac{V}{A_{ef}}$$

Para calcular V, se toma la carga distribuida sobre la viga y se multiplica por la longitud total, transformándola en una carga puntual localizada en el centro, a esta se le suma la carga puntual establecida por las vigas secundarias.

$$V = 2036,97 \frac{\text{libras}}{\text{pie}} \times 12 \text{ pie} + 12540 \text{ libras}$$

$$V = 36.983,64 \text{ lb} = 37 \text{ Klb}$$

$$fv = \frac{37 \text{ Klb}}{5,64 \text{ pg}^2}$$

$$fv = 6,56 \text{ KSI}$$

Condición a cumplirse:

$$\frac{d}{t_w} < \frac{380}{\sqrt{S_y}}$$

$$\frac{17,90}{0,315} < \frac{380}{\sqrt{36}}$$

$$56,82 < 63,33$$

Si cumple esta condición entonces $F_v = 0,4S_y$

Entonces:

$$fv \leq F_v$$

$$6,56 \text{ KSI} \leq 0,4 \times 36 \text{ KSI}$$

$$6,56 \text{ KSI} \leq 14,4 \text{ KSI}$$

Al cumplirse esta condición, entonces se adopta el perfil.

Diseño de viga por deflexión.

Para el cálculo por deflexión, se debe adoptar una deflexión admisible valorada según la importancia de la edificación, en este caso, la edificación destinada a vivienda debe cumplir una deflexión $[\Delta]$ de $\frac{L}{1000}$.

$$[\Delta] = \frac{12 \times 12}{1000}$$
$$[\Delta] = 0,144 \text{ pg.}$$

La deflexión real Δ se calcula para este caso con la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{5 W L^4}{384 EI}$$
$$\Delta = \frac{5 \times 2036,97 \frac{\text{libras}}{\text{pie}} \times 12^4 \text{ pies} \times 12^3}{384 \times (30 \times 10^6) \times 612}$$
$$\Delta = 0,052 \text{ pg}$$

Entonces se compara:

$$\Delta < [\Delta]$$
$$0,052 < 0,144$$

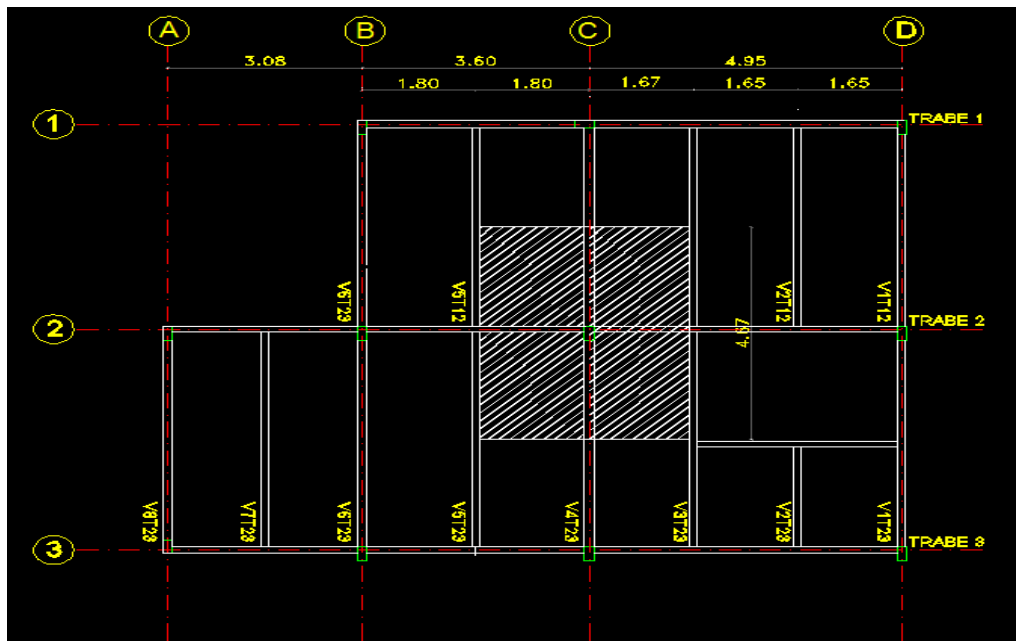
Por lo tanto sí cumple y se adopta este perfil.

Luego de haber diseñado la viga principal por las consideraciones anteriores, y haber cumplido en todas las circunstancias, se adopta la viga W18x40 para todos los miembros secundarios.

2.5 Diseño de las columnas.

Para calcular las columnas se procede a ver en el plano cual es la columna crítica y según esta se adoptara las otras para mantener una estructura estándar.

Gráfico 25. Área tributaria para la columna



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Como se puede notar la columna crítica es la columna C2, y es en esta en la que se centran nuestros cálculos.

El área tributaria de esta columna es:

$$A_{tc} = 4,67 \text{ m} \times (1,80\text{m} + 1,67\text{m})$$

$$A_{tc} = 16,21\text{m}^2$$

Para sacar el peso total que actúa sobre la columna se debe multiplicar el área tributaria por el valor de las cargas. Así:

$$P_{total} = [A_{tc} \times (carga \text{ viva} + carga \text{ muerta})] \times \text{Número de pisos}$$

$$P_{total} = \left[16,21 \text{ m}^2 \times \left(200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 448,92 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) \right] \times 4$$

$$P_{total} = 42.075,98 \text{ Kg}$$

Con el peso total que soportará la columna se procede a calcular el esfuerzo admisible f_a , esto se lo realiza adoptando un perfil tentativo.

Se debe recordar que el esfuerzo permisible F_a para cargas axiales a compresión según tabla C-36 del manual ASD es: $19,33 \frac{Klb}{pg^2}$, por esta razón es el peso total de la columna se pasara a kilo libras.

$$P_{total} = 42.075,98 \text{ Kg} = 92,56 \text{ Klb.}$$

Se adopta un perfil tentativo HSS14 x 10 x 3/8 cuya área es de $17,10 \text{ pg}^2$

$$f_a = \frac{Pt}{A}$$
$$f_a = \frac{92,56 \text{ Klb}}{17,10 \text{ pg}^2}$$
$$f_a = 5,41 \text{ KSI}$$

Se compara los esfuerzos:

$$f_a \leq F_a$$
$$5,41 \text{ KSI} \leq 19,33 \text{ KSI}$$

Con esta columna se continúa el análisis.

2.6 Diseño de conexiones.

En el cálculo de las conexiones se tomará en cuenta lo establecido en la sección 1.6, en la cual se describe el uso de conexiones rígidas con soldadura, de esta manera se procede a calcular el área del cordón en cada conexión.

2.6.1 Conexión de viga principal columna.

Para calcular esta conexión se toma en cuenta los datos obtenidos en el cálculo de la viga principal desarrollado en la sección 2.4.2.

$$\text{Reacción en el apoyo} = 22.565,76 \text{ lb} = \mathbf{10.257,16 \text{ Kg}}$$

Peralte de la viga=17,90 pg. = 45,46 cm.

Espesor del alma= 0,315 pg. = 8 mm

La AISC recomienda que la longitud de soldadura sea de por lo menos la mitad del peralte de la viga a conectar, en este caso se asume inicialmente un ángulo L de 50 x 50 x 8mm de espesor y una longitud de 200 mm. Por lo tanto el área efectiva será de:

$$A_{efectiva} = longitud\ efectiva \times t_e$$

$$A_{efectiva} = 200\ mm \times t_e$$

Para calcular el espesor t_e se utiliza la siguiente ecuación y tomando en cuenta que según las especificaciones de la AISC para espesores mayores a ¼ de pulgada, el tamaño de la soldadura debe ser dos milímetros menos que el espesor del material en nuestro caso será 6mm. Entonces se obtiene:

$$t_e = 0.707 \times tamaño\ de\ la\ soldadura.$$

$$t_e = 0.707 \times 6\ mm.$$

$$t_e = 4,25\ mm$$

Se reemplaza este valor en la ecuación del área efectiva.

$$A_{efectiva} = 200\ mm \times 4,25\ mm$$

$$A_{efectiva} = 848,40\ mm^2$$

Con este valor se calcula la resistencia de la soldadura:

$$R_s = F_{soldadura} \times A_{efectiva}$$

$$R_s = 0,30 \times 42,27 \frac{Kg}{mm^2} \times 848,40\ mm^2$$

$$R_s = 10.758,56\ Kg$$

Por consiguiente, la soldadura soporta el esfuerzo existente debido a las reacciones en los extremos de la viga.

2.6.2 Conexión de viga secundaria viga principal.

Al igual que el caso anterior se toma en cuenta los datos obtenidos en el cálculo de la viga secundaria desarrollado en la sección 2.4.1.

Reacción en el apoyo=6.267,60 lb = **2.848,90 Kg**

Peralte de la viga=13,84 pg. = 35,15 cm.

Espesor del alma= 0,27 pg. = 7 mm

En este caso se asume inicialmente un ángulo L de 50 x 50 x 8mm de espesor y una longitud de 150 mm. Por lo tanto el área efectiva será de:

$$A_{efectiva} = longitud\ efectiva \times t_e$$

$$A_{efectiva} = 150\ mm \times t_e$$

Para calcular el espesor t_e se utiliza la siguiente ecuación y se toma en cuenta que según las especificaciones de la AISC para espesores mayores a ¼ de pulgada, el tamaño de la soldadura debe ser dos milímetros menos que el espesor del material en el presente caso será 6mm. Entonces se obtiene:

$$t_e = 0.707 \times \text{tamaño de la soldadura.}$$

$$t_e = 0.707 \times 6\ mm.$$

$$t_e = 4,25\ mm$$

Se reemplaza este valor en la ecuación del área efectiva.

$$A_{efectiva} = 150\ mm \times 4,25\ mm$$

$$A_{efectiva} = 637,50\ mm^2$$

Con este valor se calcula la resistencia de la soldadura:

$$R_s = F_{soldadura} \times A_{efectiva}$$

$$R_s = 0,30 \times 42,27 \frac{Kg}{mm^2} \times 637,50 mm^2$$

$$R_s = 8.084,14 Kg$$

Por consiguiente, la soldadura soporta el esfuerzo existente debido a las reacciones en los extremos de la viga.

2.7 Diseño de placa base para las columnas.

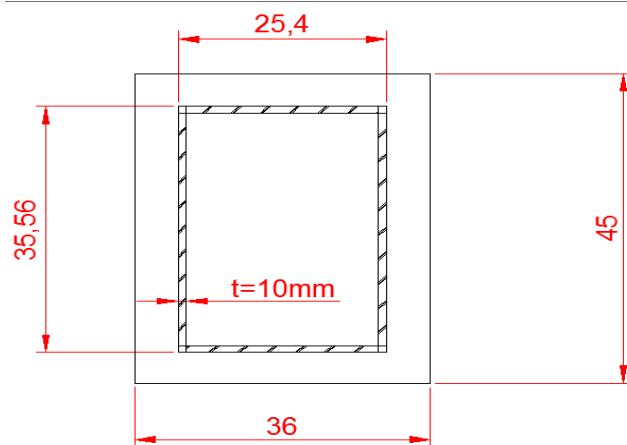
Para el diseño de la placa base se adopta los datos calculados en la sección 2.5 en referencia al cálculo de la columna de donde se obtiene lo siguiente.

Columna de perfil HSS14x10x3/8

Peso total en la columna = 42.075,98 Kg

Se adopta inicialmente una placa en la que pueda descansar la columna y adicionalmente se deja un espacio suficiente para los pernos de anclaje. De esta manera se muestra en el gráfico a continuación la placa:

Gráfico 26. Dimensiones de placa base



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Entonces se calcula n y m.

$$n = \frac{Lx - 0,80 \times b}{2}$$

$$n = \frac{36 - 0,80 \times 25,4}{2}$$

$$n = 7,84 \text{ cm}$$

$$m = \frac{Ly - 0,95 \times d}{2}$$

$$n = \frac{45 - 0,95 \times 35,56}{2}$$

$$n = 5,61 \text{ cm}$$

Ahora se calcula el esfuerzo requerido f_p mediante la siguiente ecuación:

$$f_p = \frac{\text{carga que soporta la columna}}{\text{área de la placa}}$$

$$f_p = \frac{42.075,98 \text{ Kg}}{45 \text{ cm} \times 36 \text{ cm}}$$

$$f_p = 25,97 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Con estos valores ahora se puede calcular el espesor de la placa para estas dimensiones adoptadas.

$$t = \sqrt{\frac{3 \times f_p \times n^2}{f_b}}$$

$$t = \sqrt{\frac{3 \times 25,97 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times 5,61 \text{ cm}^2}{1900 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}}$$

$$t = 0,47 \text{ cm}$$

CAPÍTULO 3

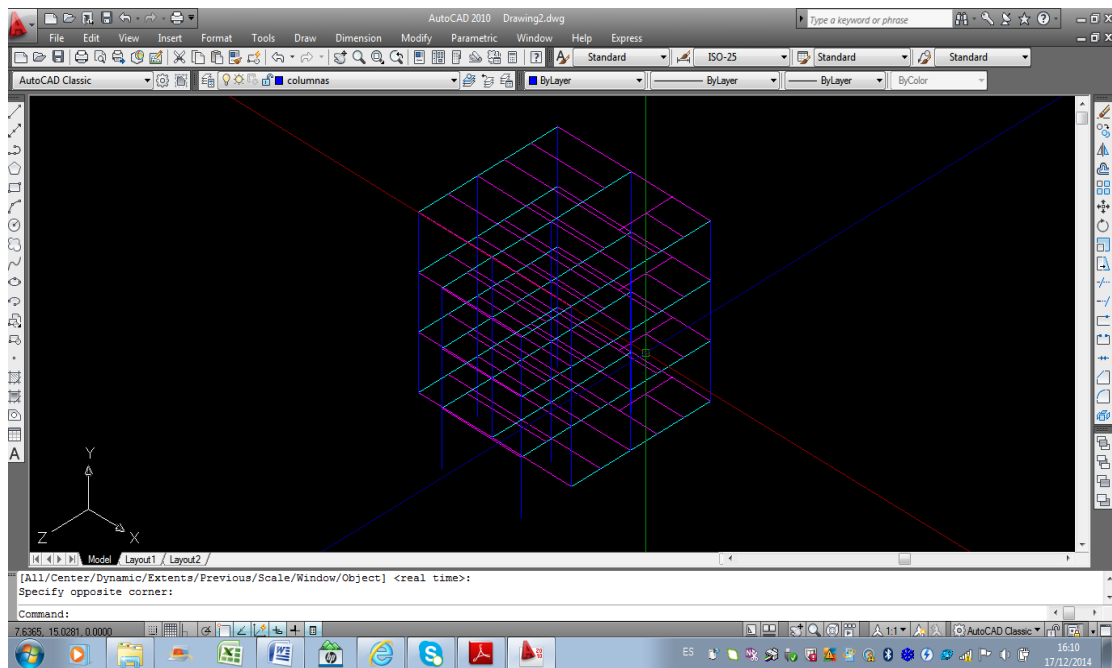
SIMULACIÓN EN EL PROGRAMA SAP 2000

En este capítulo se analiza la estructura metálica diseñada por cálculos en el capítulo 2, la realización de este análisis incluye una simulación con todas las cargas, cabe recalcar que este programa da la seguridad en los cálculos realizados y de existir alguna falla que el programa alerte, se deberá hacer una revisión de la misma.

3.1 Dibujo en el autocad.

Para comenzar el análisis de la estructura es necesario realizar un dibujo en 3D en el programa Autocad, este dibujo es simple utilizando líneas únicamente, a las cuales se les dará un nombre.

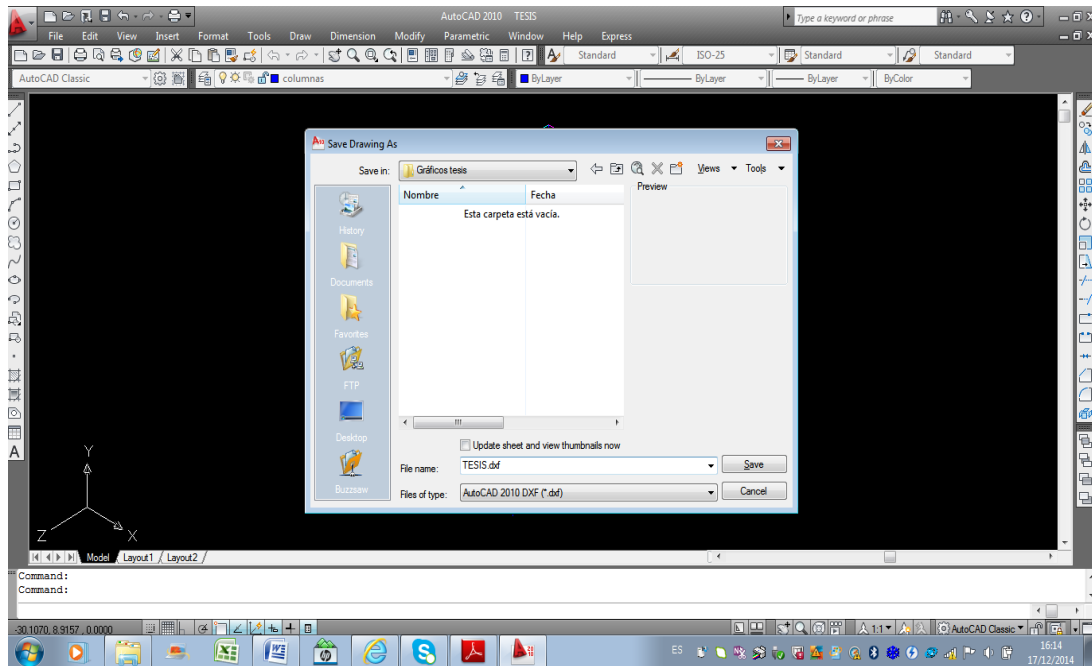
Gráfico 27. Dibujo en autocad.



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Una vez dibujada la estructura se la guarda como formato DXF. Para que sea importado al SAP 2000.

Gráfico 28. Guardar dibujo en formato DXF.



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Realizado esto, se puede abrir el SAP 2000 y comenzar a importar el dibujo realizado.

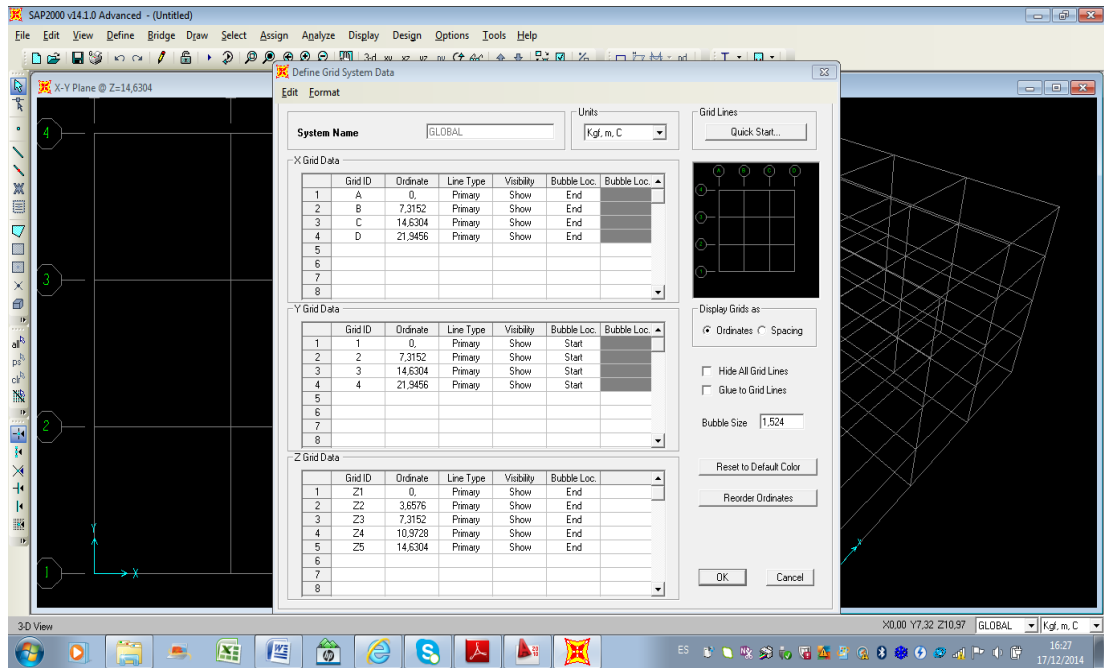
3.2 Unidades en el programa SAP2000.

Se selecciona el sistema de unidades con que se desea trabajar. En este caso se va a trabajar con: Kilogramos, metros, Celsius (Kgf, m, C).

3.3 Geometría del modelo.

La opción tomada para generar la geometría es por medio de la importación de la estructura previamente dibujada en AutoCad con las dimensiones entre ejes de los miembros, y a continuación se impone la grilla de acuerdo a la necesidad.

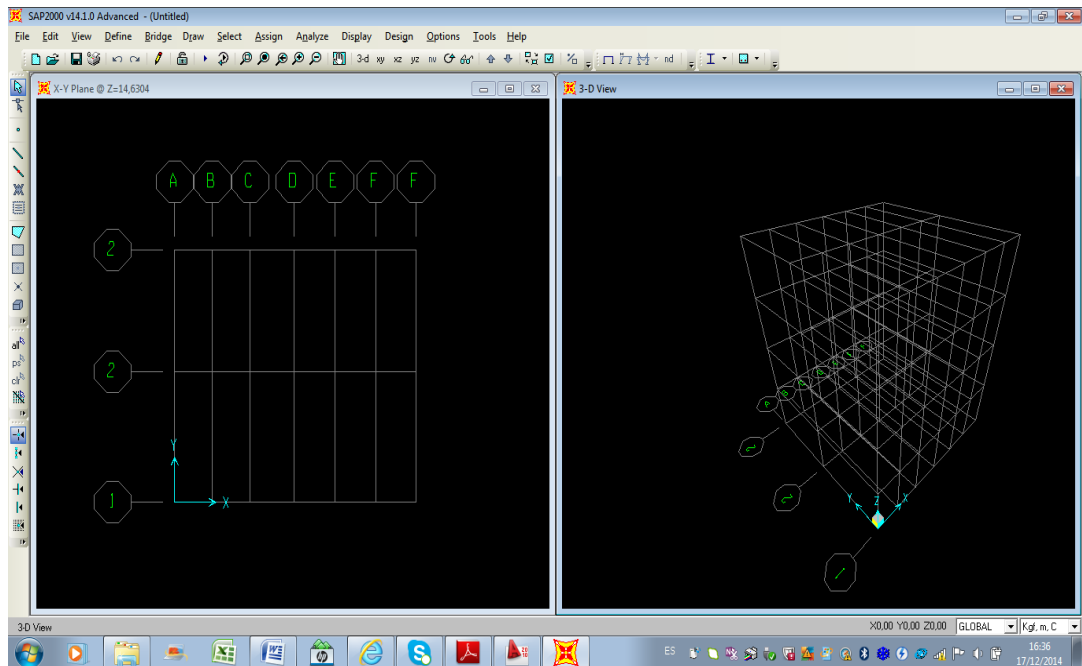
Gráfico 29. Medidas de la grilla.



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Es importante cuando recién se inicia el programa colocar las unidades correctas y colocar la grilla con las medidas exactas.

Gráfico 30. Grilla con las medidas de la estructura.

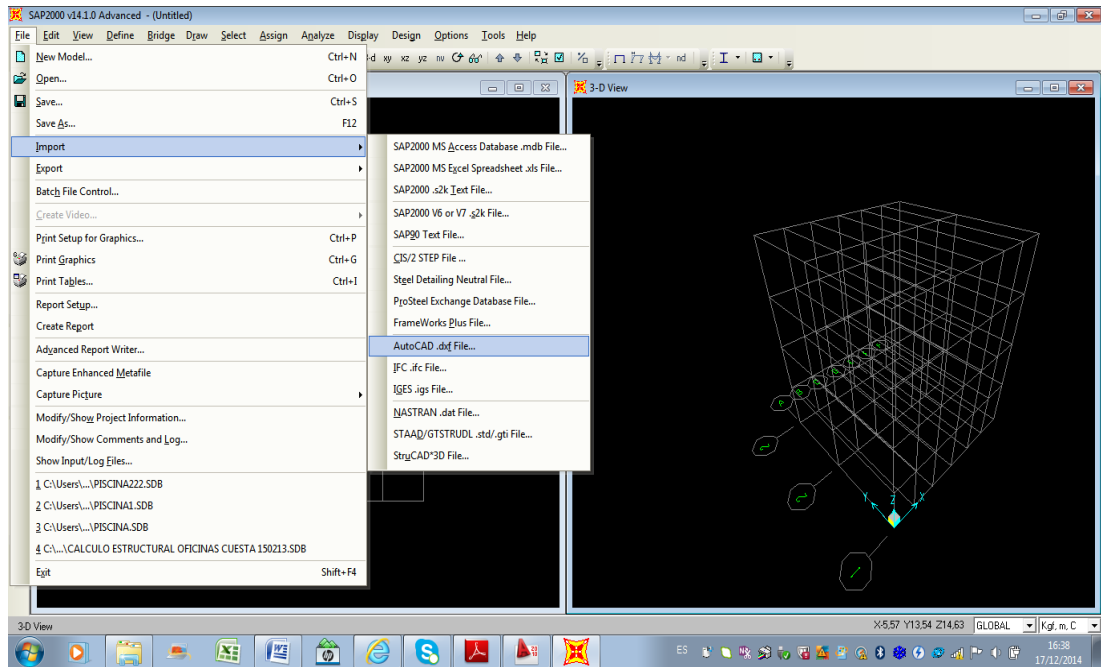


Elaborado por: Juan C. Ruiz

Cuando se tiene la grilla terminada con las medidas exactas se puede entonces importar el dibujo en AUTOCAD.

Para esto se debe ir a la parte superior dar click en FILE y dirigirse a IMPORT y seleccionar AUTOCAD DXF FILE.

Gráfico 31. Importación del dibujo autocad al SAP2000.

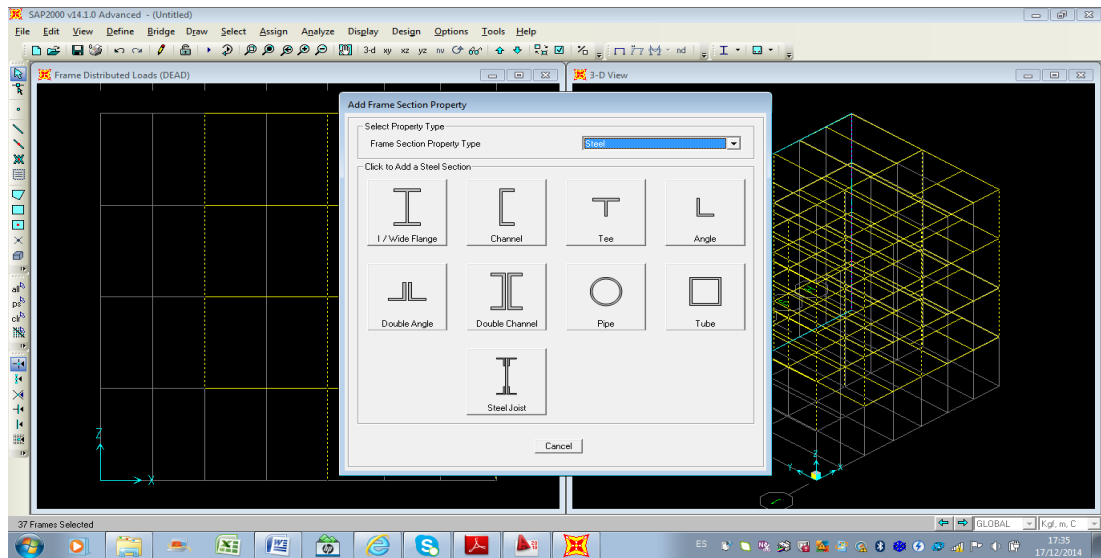


Elaborado por: Juan C. Ruiz

3.4 Diseño del perfil.

Se diseña el perfil mediante los modelos existentes en el programa y se coloca las medidas que se obtuvo de la tabla AISC de perfiles. Es importante colocar las medidas con las que se diseña para cada uno de los perfiles que intervendrán en la estructura.

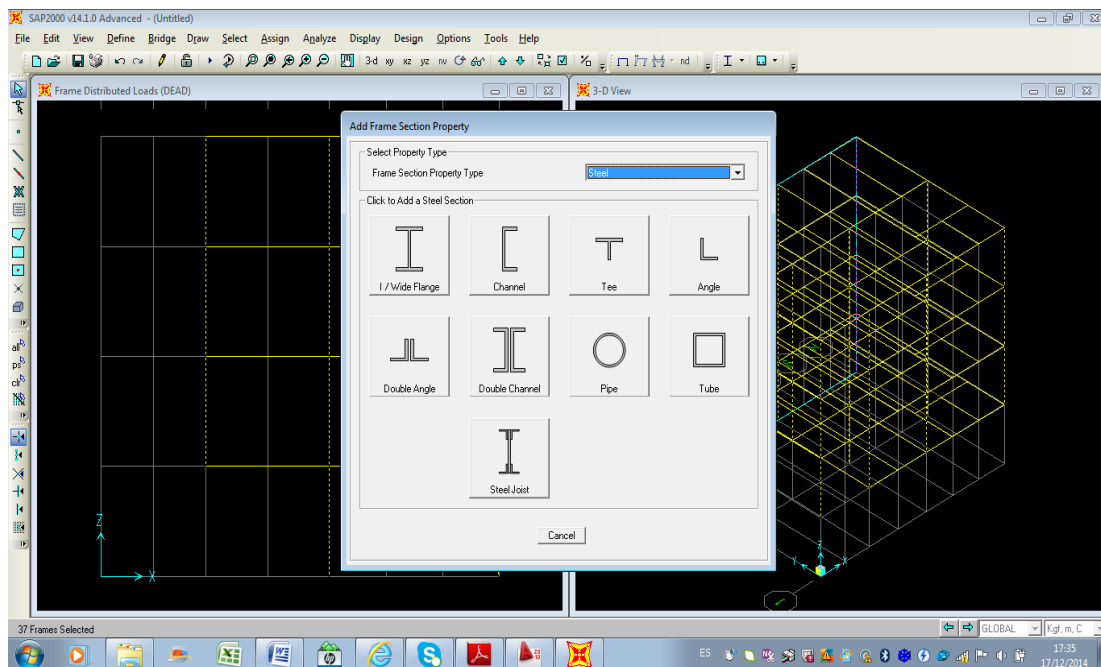
Gráfico 32. Diseño de los perfiles.



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Aquí también se debe escoger el material, para el presente cálculo de la estructura, el material a escoger es el acero AISI A36.

Gráfico 33. Selección del material.



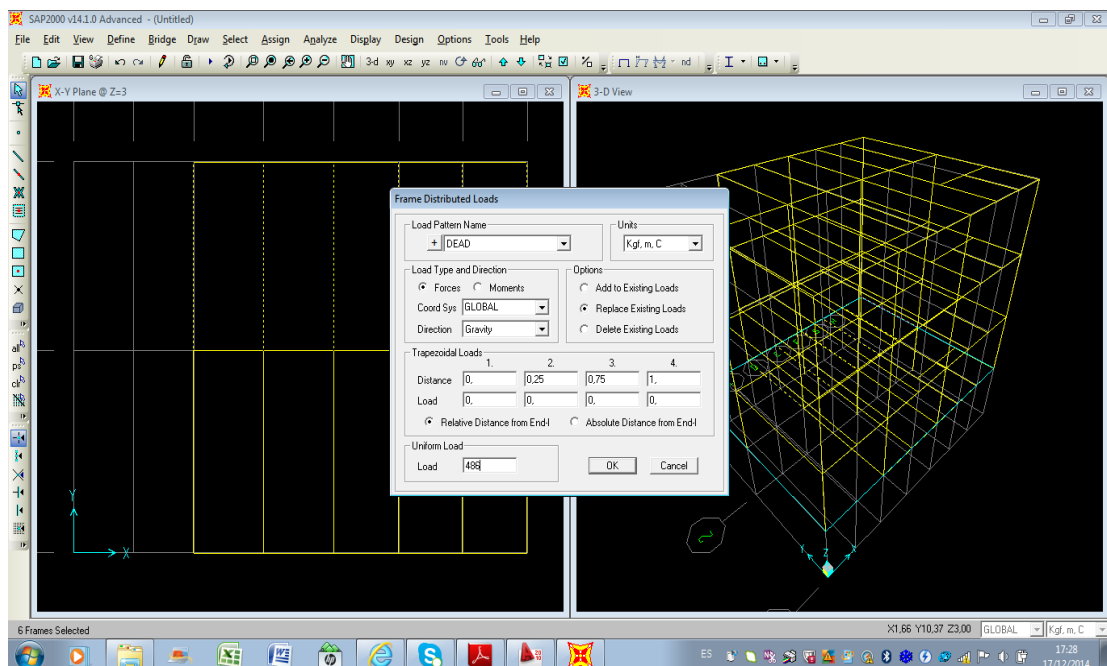
Elaborado por: Juan C. Ruiz

3.5 Asignación de cargas.

Se ingresan los valores de cargas que tiene que soportar cada uno de los miembros, esos valores son tomados de las tablas 8 para cargas muertas de piso y cubierta pero sin considerar la carga generada por el peso propio de la estructura ya que su valor lo contempla automáticamente el programa, de las tabla 2 para las cargas vivas de piso y cubierta.

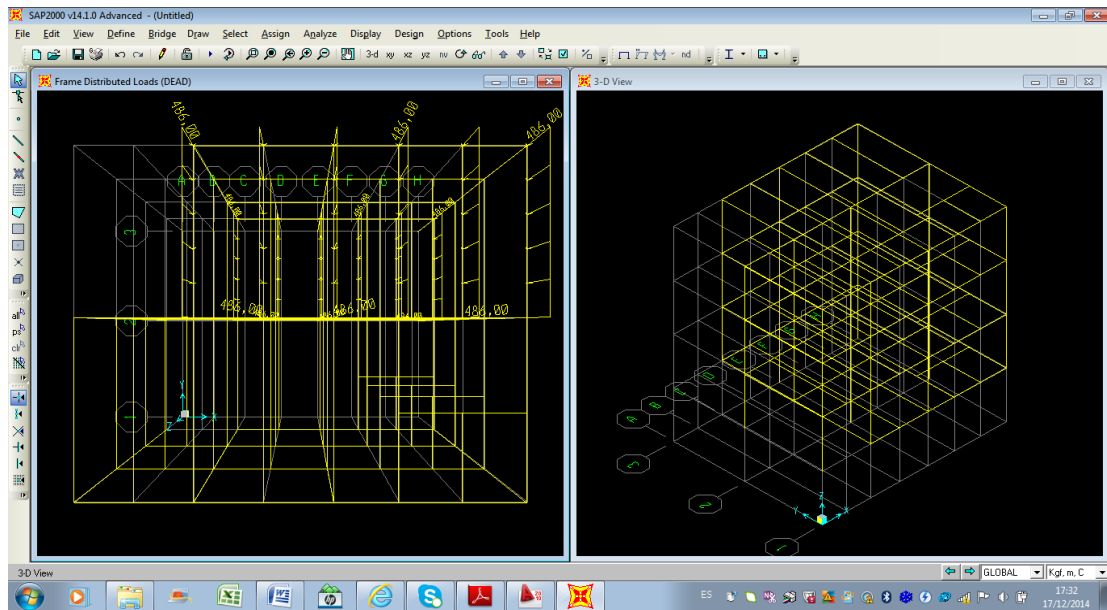
Las cargas laterales de sismo se dividen por el número de nudos que integran el plano perpendicular (marcos laterales) a la acción de cargas conforme al nivel que se considera. Las cargas de sismo se asignan dividiendo entre los nudos, primero en el sentido X y luego las mismas cargas divididas entre los nudos en el sentido Y, acorde a las coordenadas generales del programa.

Gráfico 34. Asignación de cargas.



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Gráfico 35. Cargas asignadas a los miembros de la estructura.

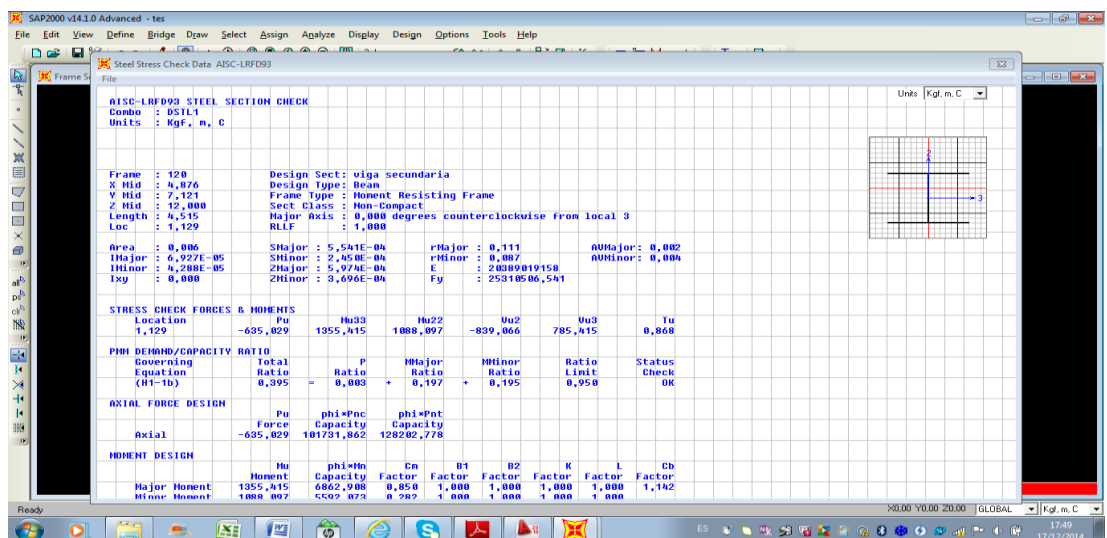


Elaborado por: Juan C. Ruiz

3.6 Ejecución del programa.

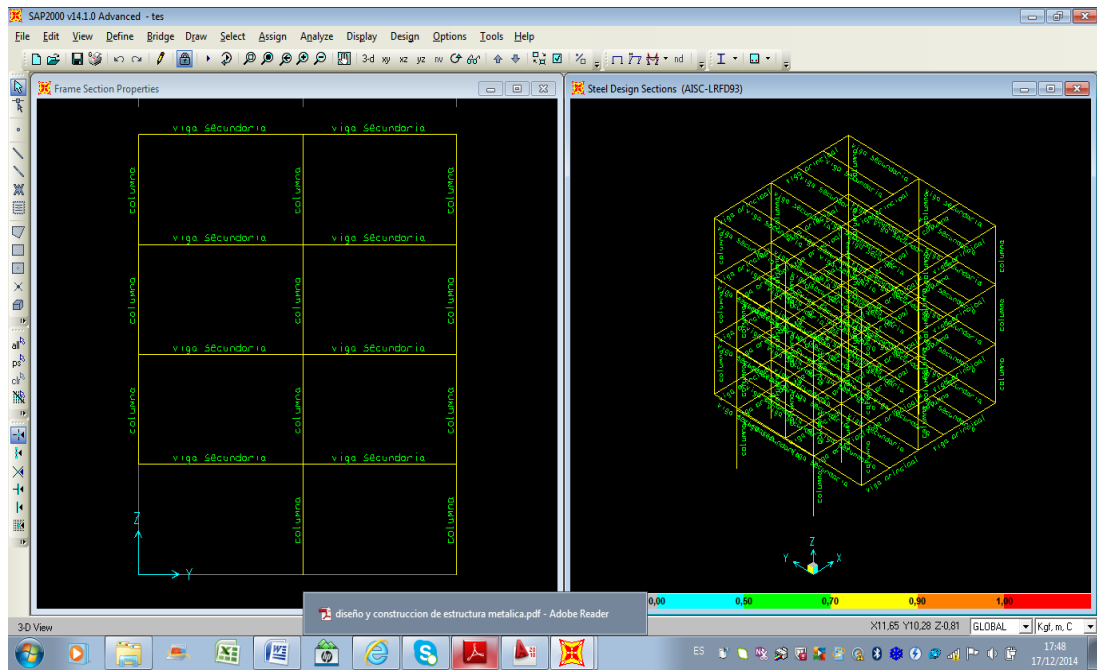
Se selecciona el código que utilizará el programa para analizar los miembros, en este caso se toma las especificaciones AISC-ASD89 y se corre el programa. De acuerdo a un esquema de colores predeterminado por el mismo programa se llega a analizar cada uno de los elementos que conforman la estructura, los colores varían en una escala del 0 al 1, mientras más alejado se encuentra del 1 (color rojo) los elementos se consideran seguros.

Gráfico 36. Datos calculados por el programa.



Elaborado por: Juan C. Ruiz

Gráfico 37. Datos de cada miembro de la estructura.



Elaborado por: Juan C. Ruiz

CAPÍTULO 4

COSTO DE LA ESTRUCTURA

Una vez determinados los perfiles a utilizarse y las dimensiones necesarias, se procede a realizar un análisis de costo que representará la construcción y montaje de la estructura, para esto se debe calcular el peso real de la estructura.

4.1 Peso de la estructura.

4.1.1 Peso de las vigas secundarias.

El peso de las vigas secundarias a utilizarse se obtiene mediante la tabla del manual AISC, teniendo de esta manera lo siguiente:

La viga secundaria a utilizarse es la viga W14x30, esto indica que su peso es de 30 libras por pie, este valor se debe transformar al sistema métrico de unidades. Por lo tanto:

$$30 \frac{lb}{pie} \times \frac{1 Kg.}{2,2 lb} \times \frac{3,28 pie}{1 m} = 44,73 \frac{Kg}{m}$$

Una vez obtenido el peso de la viga secundaria se debe considerar la longitud total de las vigas a utilizarse en la estructura, este valor lo se obtiene de los planos estructurales, y se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 12. Longitud de vigas secundarias en la estructura

	Dimensión en metros.	Cantidad	Longitud total en metros.
Vigas secundarias en subsuelo.	4,53	6	27,18
	4,88	4	19,52
	3,30	1	3,30
	2,21	1	2,21
Subtotal.			52,21m

Vigas secundarias en primer piso.	4,53	6	27,18
	4,88	4	19,52
	3,30	1	3,30
	2,21	1	2,21
Subtotal.			52,21m
Vigas secundarias en segundo piso.	4,53	6	27,18
	4,88	7	34,16
	3,30	1	3,30
	2,21	1	2,21
Subtotal.			66,85 m
Vigas secundarias en tercer piso.	4,53	6	27,18
	4,88	7	34,16
	3,30	1	3,30
	2,21	1	2,21
Subtotal.			66,85 m

Elaborado por: Juan C. Ruiz

Al sumar los subtotales de cada piso, se obtiene la longitud total a utilizarse y esta es:
 $52,21 \text{ m} + 52,21 \text{ m} + 66,85 \text{ m} + 66,85 \text{ m} = 238,12 \text{ m}.$

De esta manera se puede calcular el peso total de las vigas secundarias, multiplicando la longitud por el peso por metro de la viga. Así:

Tabla 13. Peso total de vigas secundarias en la estructura

Longitud total viga secundaria W14x30 en metros.	Peso viga en $\frac{Kg}{m}$	Peso total en kilogramos
238,12	44,73	10.651,11

Elaborado por: Juan C. Ruiz

4.1.2 Peso de las vigas principales.

El peso de las vigas principales a utilizarse se obtiene mediante la tabla del manual AISC, teniendo de esta manera lo siguiente:

La viga principal a utilizarse es la viga W18x40, esto indica que su peso es de 30 libras por pie, este valor se debe transformar al sistema métrico de unidades. Por lo tanto:

$$40 \frac{lb}{pie} \times \frac{1 Kg.}{2,2 lb} \times \frac{3,28 pie}{1 m} = 59,64 \frac{Kg}{m}$$

Una vez obtenido el peso de la viga principal se obtendrá la longitud total de las vigas a utilizarse en la estructura, este valor se determina de los planos estructurales, y se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 14. Longitud de vigas principales en la estructura

	Dimensión en metros.	Cantidad	Longitud total en metros.
Vigas principales en subsuelo.	3,60	3	10,08
	4,95	3	14,85
Subtotal.			24,93m
Vigas principales en primer piso.	3,60	3	10,08
	4,95	3	14,85
Subtotal.			24,93m
Vigas principales en segundo piso.	3,60	3	10,08
	4,95	3	14,85
	3,08	2	6,16
Subtotal.			31,09m
Vigas principales en tercer piso.	3,60	3	10,08
	4,95	3	14,85
	3,08	2	6,16
Subtotal.			31,09 m

Elaborado por: Juan C. Ruiz

Al sumar los subtotales de cada piso, se obtendrá la longitud total a utilizarse y esta es:

$$24,93 \text{ m} + 24,93 \text{ m} + 31,09 \text{ m} + 31,09 \text{ m} = 112,04 \text{ m}.$$

De esta manera se calcula el peso total de las vigas principales, multiplicando la longitud por el peso por metro de la viga. Así:

Tabla 15. Peso total de vigas principales en la estructura

Longitud total viga principal W18x40 en metros.	Peso viga en $\frac{Kg}{m}$	Peso total en kilogramos
112,04	59,64	6.682,07

Elaborado por: Juan C. Ruiz

4.1.3 Peso de las columnas.

El peso de las columnas a utilizarse se obtiene mediante la tabla del manual AISC, teniendo de esta manera lo siguiente:

El perfil a utilizarse como columna es HSS 14x10x3/8, esto indica que su peso es de 58,10 libras por pie, este valor lo se debe transformar al sistema de unidades métrico.

Por lo tanto:

$$58,10 \frac{lb}{pie} \times \frac{1 Kg.}{2,2 lb} \times \frac{3,28 pie}{1 m} = 86,62 \frac{Kg}{m}$$

Una vez obtenido el peso de la columna se debe obtener la longitud total de las columnas a utilizarse en la estructura, este valor se obtiene de los planos estructurales, y se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 16. Longitud de columnas en la estructura

	Dimensión en metros.	Cantidad	Longitud total en metros.
Columnas.	12	9	108
	9	2	18
Total.			126m

Elaborado por: Juan C. Ruiz

De esta manera se calcula el peso total de las columnas, multiplicando la longitud por el peso por metro del perfil. Así:

Tabla 17. Peso total de las columnas en la estructura

Longitud total columna HSS14x10x3/8 en metros.	Peso viga en $\frac{Kg}{m}$	Peso total en kilogramos
126	86,62	10.914,12

Elaborado por: Juan C. Ruiz

En resumen, se tendrá un peso total de la estructura de:

Tabla 18. Peso total de la estructura metálica

Peso vigas secundarias.	10.651,11 Kg.
Peso vigas principales.	6.682,07 Kg.
Peso columnas.	10.914,12 Kg.
Peso total de la estructura.	28.247,30 Kg.

Elaborado por: Juan C. Ruiz

4.2 Análisis del costo unitario del kilogramo de estructura metálica.

En el análisis del costo unitario del kilogramo se debe tomar en cuenta los valores que la Cámara de Construcción y la Empresa Metropolitana de Obras Públicas tienen vigentes a la presente fecha, la última revisión ha sido realizada en diciembre del 2014 y es con la cual se realiza el presente análisis del costo unitario.

Tabla 19. Análisis de precio unitario.

RUBRO : ESTRUCTURA METÁLICA			UNIDAD:	kg	0,007143
MATERIALES			FECHA: ENERO 2015		
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO	
SUMINISTRO	Kg	1,000	1,000	1,000	

PINTURA Y TINNER	GALÓN	0,005	27,000	0,124
ELECTRODOS	KG	0,110	5,200	0,572
DISCO DE CORTE Y PULIDO	UNIDAD	0,007	8,000	0,056

SUBTOTAL MATERIALES : 1,752

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL / HORA	COSTO HORA	COSTO
SOLDADOR	2,000	6,025	12,050	0,086
AYUDANTE	6,000	4,225	25,350	0,181

SUBTOTAL MANO DE

OBRA : 0,267

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
SOLDADORA, COMPRESOR		2,000	17,500	0,125
PLUMA		1,000	37,500	0,268
HERRAMIENTAS MANUALES (5% M.O.)	Global	1,000	0,013	0,0001

SUBTOTAL

EQUIPO 0,393

TOTAL COSTOS DIRECTOS (SMAT +SMDO + SEQU)	2,41
COSTOS INDIRECTOS (30% CD)	0,48
COSTO TOTAL DEL RUBRO (CD + CI)	2,89

Elaborado por Ing. Luis Ernesto Ruiz C.

Con este análisis se puede determinar que el costo por kilogramo de estructura metálica en su suministro, fabricación y montaje es de 2,89 USD. Este valor se multiplica por los kilogramos de la estructura y se obtendrá el costo de la estructura metálica para este edificio.

$$COSTO\ TOTAL\ DE\ LA\ ESTRUCTURA = 2,89 \frac{USD}{Kg} \times 28.247,30\ Kg$$

$$COSTO\ TOTAL\ DE\ LA\ ESTRUCTURA = 81.634,69\ USD$$

CONCLUSIONES

- En el presente estudio se empezó diseñando los elementos críticos de la estructura metálica y se realizó el análisis tomando en consideración los requerimientos principales de diseño establecidos por el Código Ecuatoriano de la Construcción y las normas de la AISC con lo cual se aseguró que la estructura fuera sismo resistente.
- Al tener los elementos críticos bien diseñados, y al poner este mismo diseño en el resto de los elementos de la estructura que no son críticos, se logró una estandarización dentro del proyecto y un aseguramiento de la estructura en que fuera sismo resistente.
- La estructura metálica se diseñó bajo todas las normas, referencias técnicas y códigos vigentes en el Ecuador y se tomó en cuenta las nuevas provisiones sísmicas recomendadas por códigos de Estados Unidos.
- Con este estudio realizado de la estructura metálica para edificios, se profundizó el estudio y la confianza en la construcción de edificaciones que utilicen este tipo de estructuras, y se espera que sirva de conocimiento para las futuras construcciones de nuestro país.
- La investigación realizada mostró que en la actualidad, el Código Ecuatoriano de Construcción es deficiente y caduco para las nuevas construcciones de acero en especial el Código de Práctica Ecuatoriano referente a cálculos sismo resistente.
- Para el diseño y construcción de la estructura se tomó en cuenta las recomendaciones para conexiones en marcos rígidos del AISC-ASD siendo estas conexiones las llamadas precalificadas y que sirvieron para minimizar los efectos provocados por un sismo.

- El programa de diseño estructural SAP2000 ayudó a confirmar el cálculo realizado y disminuyó considerablemente los tiempos de diseño de la estructura. Los resultados obtenidos mediante los métodos aproximados de análisis estructural y que fueron utilizados en este proyecto para el diseño de los miembros críticos, se asemejaron considerablemente a los alcanzados por el programa SAP 2000 y se los pudo considerar como válidos.
- Se determinó el costo total de ejecución del proyecto, mediante el cálculo del peso de la estructura y un análisis unitario aprobado por la Cámara de Construcción y de la Empresa Metropolitana de Obras Públicas, concluyendo que es competitivo en la industria nacional, esto se debe a que la fabricación de vigas y columnas según el diseño realizado es totalmente factible, y existe una empresa que entrega las vigas y columnas fabricadas según los requerimientos.

RECOMENDACIONES

- Se debe realizar el diseño empezando por los elementos más críticos de la estructura y de ahí partir y estandarizar todos los elementos, para evitar confusiones en la construcción y en el montaje.
- Se debe poner énfasis al momento de diseñar y construir las juntas o conexiones entre elementos tanto verticales como horizontales, debido a que en la mayoría de estructuras es ahí donde se producen fallos o daños estructurales graves por ser zonas frágiles.
- El Código Ecuatoriano de la Construcción debe ser actualizado y debe tomar en cuenta las provisiones para nuevos edificios dictado por el AISC, para realizar un análisis más seguro y efectivo a las estructuras y edificaciones que se construyan en nuestro país, puesto que el Ecuador se encuentra en una zona de peligro latente de sismos de gran intensidad.
- Las leyes ecuatorianas deben ser claras y totalmente fiscalizadoras al momento de otorgar permisos y al realizar las construcciones, para garantizar que las normas se cumplan y así evitar daños como los ocurridos en países donde su infraestructura era deficiente y sucumbieron ante desastres naturales.
- Al realizar el análisis de costos se debe tomar muy en cuenta el precio de los materiales y el valor por mano de obra establecidos por los entes reguladores, esto aunque sale un poco costoso, garantiza que el trabajo y la estructura son de calidad y efectividad.

LISTA DE REFERENCIAS

AISC. (1994). *Manual of Steel construction*. USA: AISC.

Allestudies.com. (2015). *All Studies.com Arquitectura y Construcción*. Recuperado el 10 de enero de 2015. DOI: <http://allstudies.com/acero-estructural.html>

Bonilla, C. (2010). *Diseño y Construcción de una Estructura Metálica para vivienda*. Ecuador.

Cátedra de Ingeniería Rural, Escuela Universitaria de Ingeniería Técnica Agrícola de Ciudad Real. (2012). *uclm.es*. Recuperado el 10 de enero de 2015. DOI: http://www.uclm.es/area/ing_rural/trans_const/tema16.pdf

Construmática. (2014). *Construmática, Arquitectura, Ingeniería y Construcción*. Recuperado el 10 de enero de 2015. DOI: http://www.construmatica.com/construpedia/Estructuras_Met%C3%A1licas

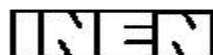
INEN. (2001). *Código Ecuatoriano de la Construcción. Requisitos generales*. Ecuador: INEN.

James, N. (2006). *Análisis de Estructuras. Método clásico y matricial*. México: Alfaomega.

Mc Cormac, J. C. (1999). *Diseño de estructuras metálicas*. México: Alfaomega.

Paredes, P. (1996). *Guía Teórica y Práctica del Curso de Diseño Estructural*. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala.

ANEXOS



INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN

Quito - Ecuador

**CÓDIGO DE PRACTICA ECUATORIANO CPE INEN
5:2001**

PARTE 1.

CAPÍTULO 12

**CÓDIGO ECUATORIANO DE LA
CONSTRUCCIÓN.**

**REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO: PELIGRO
SÍSMICO, ESPECTROS DE DISEÑO Y REQUISITOS
MÍNIMOS DE CÁLCULOS PARA DISEÑO SÍSMO-
RESISTENTE.**

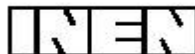
Primera Edición

ECUADOREAN BUILDING CODE. GENERAL DESIGN SPECIFICATION. SEISMIC RISK, SPECTRES OF DESIGN AND MINIMUM SPECIFICATIONS OF CALCULUS FOR EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN.

First Edition

DESCRIPTORES: Materiales de construcción y edificación, tecnología de la construcción, código ecuatoriano de la construcción, requisitos generales de diseño.
CO 01.07-601.10
CDU: 624.012.45
CIIU: 000
ICS: 91.200

ICS: 91.200 CDU:624.012.45 CIIU: 000
CO 01.07-601.10



Código de Práctica Ecuatoriano Obligatorio	CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO: PELIGRO SÍSMICO, ESPECTROS DE DISEÑO Y REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULO PARA DISEÑO SISMO-RESISTENTE.	CPE INEN 5:2001 Parte 1. Cap. 1 2001-08
---	--	--

0. INTRODUCCIÓN

0.1 Las especificaciones de este capítulo deben ser consideradas como requisitos mínimos a aplicarse para el cálculo y diseño de una estructura, con el fin de resistir eventos de origen sísmico. Dichos requisitos se basan principalmente en el comportamiento dinámico de estructuras de edificación. Para el caso de estructuras distintas a las de edificación, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al de las estructuras de edificación, se deben aplicar consideraciones adicionales especiales que complementen los requisitos mínimos que constan en el presente código.

0.2 Es la intención del presente código que, al cumplir con los requisitos aquí detallados, se proporcione a la estructura de un adecuado diseño sismo-resistente que cumpla con la siguiente filosofía:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

0.3 Estos objetivos se consiguen diseñando la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas recomendadas por el código.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes recomendadas por el código.

0.4 La memoria de cálculo incluirá una descripción del sistema estructural, los parámetros utilizados para definir las fuerzas sísmicas de diseño, el espectro de diseño o cualquier otro método de definición de la acción sísmica utilizada, así como también los desplazamientos y derivas máximas que presente la estructura, demostrando el cumplimiento de las especificaciones de este código, debiendo incluir una descripción de la revisión del comportamiento inelástico, acorde con la filosofía descrita.

1. OBJETO

1.1 El objeto de este código es el de establecer un conjunto de especificaciones básicas adecuadas para el diseño de estructuras que están sujetas a los efectos de terremotos que podrían presentarse en algún momento de su vida útil.

2. ALCANCE

2.1 Este código es de aplicación nacional, por lo tanto, todos los profesionales e instituciones públicas y privadas dedicados a tareas de diseño, construcción o fiscalización, tienen la obligación de cumplir y hacer cumplir los requisitos mínimos aquí establecidos.

(Continúa)

DESCRIPTORES: Materiales de construcción y edificación, tecnología de la construcción, código ecuatoriano de la construcción, requisitos generales de diseño.

3. DEFINICIONES

3.1 Para efectos de este código se adoptan las siguientes definiciones:

3.1.1 *Altura de piso:* La distancia entre los diferentes niveles de piso de una estructura.

3.1.2 *Base de la estructura:* Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.

3.1.3 *Cortante basal de diseño:* Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.

3.1.4 *Cortante de piso:* Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

3.1.5 *Deriva de piso:* Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

3.1.6 *Edificaciones esenciales:* Aquellas estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias.

3.1.7 *Efectos P-D:* Son los efectos secundarios que afectan a las fuerzas cortantes y axiales, y a los momentos flectores, cuando se aplican cargas verticales que actúan en pórticos deformados lateralmente.

3.1.8 *Espectro de respuesta para diseño:* Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. Este espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien puede ser un espectro construido según los requerimientos especificados en este código.

3.1.9 *Estructura:* Conjunto de elementos ensamblados para resistir cargas verticales y sísmicas. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación.

3.1.10 *Fuerzas sísmicas de diseño:* Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de este código.

3.1.11 *Muro de cortante (Diafragma):* Pared diseñada para resistir fuerzas sísmicas en su propio plano.

3.1.12 *Muro estructural:* Muro de cortante cuyo diseño proporcionará un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas.

3.1.13 *Muro de mampostería confinada (reforzada o no reforzada):* muro de cortante con o sin varillas de acero de refuerzo, confinado mediante elementos de borde construidos en hormigón armado, fundidos posteriormente a la construcción del muro de mampostería.

3.1.14 *Muro de mampostería reforzada:* Muro de cortante de mampostería, reforzado con varillas de acero, y que no necesita de elementos de borde para su confinamiento.

3.1.15 *Parámetros de respuesta elásticos:* Fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño sin reducción, de acuerdo con las especificaciones del presente código.

(Continúa)

3.1.16 Piso blando: Piso en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior.

3.1.17 Piso débil: Piso en el cual su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia del piso inmediato superior.

3.1.18 Pórtico espacial sismo-resistente: Estructura formada por columnas y vigas descolgadas que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión vigacolumna son capaces de resistir tales fuerzas, y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil.

3.1.19 Pórtico espacial sismo-resistente con diagonales rigidizadoras: Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos espaciales sismo-resistente como por diagonales estructurales adecuadamente dispuestas, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar las diagonales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere pórtico con diagonales se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal.

3.1.20 Pórtico espacial sismo-resistente con muros estructurales (sistemas duales): Sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos espaciales sismo-resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición el ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal.

3.1.21 Pórtico espacial sismo-resistente con vigas banda: Estructura compuesta por columnas y losas con vigas banda (del mismo espesor de la losa) que resisten cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión losa-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñada y detallada para presentar un comportamiento estructural dúctil.

3.1.22 Rigidez lateral de piso: Sumatoria de las rigideces a corte de los elementos verticales estructurales del piso.

3.1.23 Resistencia lateral del piso: Sumatoria de la capacidad a corte de los elementos estructurales verticales del piso.

3.1.24 Sismo de diseño: Terremoto que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura, o a partir de un mapa de peligro sísmico, tal como el proporcionado por este código. Para representar este terremoto, puede utilizarse un grupo de acelerogramas que presenten propiedades dinámicas representativas de las características tectónicas, geológicas y geotécnicas del sitio. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden representarse mediante un espectro de respuesta para diseño.

4. DISPOSICIONES GENERALES

4.1 Generalidades

4.1.1 Como premisa fundamental es necesario contar con un documento actualizado para el cálculo sismo-resistente de estructuras, que refleje lo que se conoce actualmente de la realidad sísmica del Ecuador, y que permita, por un lado, poner al alcance de los calculistas y diseñadores herramientas sencillas de cálculo utilizando conceptos actuales de Ingeniería Sísmica, y por otro, permitiendo que el

(Continúa)

diseñador conozca claramente las hipótesis de cálculo y tome conciencia de la responsabilidad que implica tomar ciertas decisiones a la hora de aceptar tales hipótesis.

(Continúa)

(Continúa)

4.1.2 Consecuentemente, se ha establecido claramente la filosofía de diseño sismorresistente que se persigue mediante el cumplimiento estricto de los requisitos mínimos de cálculo y diseño especificados en este código. Dichos requisitos se aplicarán con base en las hipótesis que el calculista haya decidido adoptar, las cuales deben estar claramente descritas en la memoria de cálculo que debe acompañar a los planos estructurales de detalle.

4.1.3 Debido a que este documento se considera un punto de partida que debe ser modificado y actualizado, conforme los avances de la Ingeniería Sísmica y los nuevos requisitos y tendencias que existen hoy en día y los que vayan apareciendo, se ha considerado mantener la filosofía tradicional de diseño que data de hace ya algunas décadas, que busca el evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de las estructuras. Sin embargo, las actuales tendencias en el mundo se dirigen no sólo a la protección de la vida, sino también a la protección de la propiedad y a la búsqueda del cumplimiento de diversos niveles de desempeño de la estructura, lo que sin duda se reflejará en requisitos de diseño más severos en el futuro, criterios que deben ser incorporados en las futuras versiones del código.

4.2 Definiciones. Es de interés el disminuir incertidumbres en cuanto a la definición de los términos que se refieren a los elementos que forman parte de las estructuras, a los parámetros de respuesta sísmica de las mismas e incluso a los términos de definición de la acción sísmica de diseño. Las definiciones incluidas en este código deben ser utilizadas literalmente durante todo el proceso de cálculo y diseño sismo-resistente, incluyendo la etapa de elaboración de la memoria de cálculo y de los planos estructurales. Otras definiciones de elementos o de conceptos de cálculo y diseño sismorresistente que se utilicen y que no estén incluidas en este apartado, deben aplicar los términos definidos en el presente código.

4.3 Zonas sísmicas y factor de zona Z. El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño incluido en el presente código proviene de un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador, así como también ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro de los países vecinos.

4.3.1 El mapa reconoce el hecho de que la subducción de la Placa de Nazca dentro de la Placa Sudamericana es la principal fuente de generación de energía sísmica en el Ecuador. A este hecho se añade un complejo sistema de fallamiento local superficial que produce sismos importantes en gran parte del territorio ecuatoriano.

4.3.2 El estudio de peligro sísmico fue realizado de manera integral para todo el territorio nacional, de acuerdo con las metodologías actuales usadas a nivel mundial y a la disponibilidad de la información a nivel local, incluyendo:

- Un detenido estudio de las principales fuentes sísmicas conocidas en el país y de sus mecanismos focales, que junto con la sismicidad y neotectónica, permitió modelar la geometría de las fuentes sismogénicas (rumbo, buzamiento, profundidad media de actividad sísmica y magnitud máxima)
- La evaluación de los principales eventos históricos y un análisis de la homogeneidad y completitud de los catálogos sísmicos para el Ecuador. Se modelaron 22 000 sismos locales, de los cuales, puliendo las réplicas y los eventos premonitores, se obtuvieron los sismos independientes de magnitud mínima de homogeneidad 3,9 y máxima 8,6 utilizados en el análisis.
- La utilización de la base de datos microsísmicos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional.

(Continúa)



(Continúa)

(Continúa)

- La utilización de las curvas de atenuación de la ley de Young para las fuentes de subducción y la de Katayama /74 para las fuentes de fallamiento continental, ambas con una desviación estándar $\sigma = 0,80$, calibradas con los registros de aceleraciones de la red de acelerógrafos del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional y de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.
- La definición de 53 fuentes sismogénicas contenidas en 10 provincias sismotectónicas, determinándose sus parámetros sismológicos (magnitud mínima de homogeneidad, la tasa media de actividad sísmica y magnitud máxima probable).
- Un estudio sobre las incertidumbres en los distintos parámetros utilizados, particularmente las leyes de atenuación.
- La modelación de la ocurrencia de los sismos como un proceso de Poisson, obteniéndose mapas de iso-aceleraciones para períodos de retorno de 475 años, equivalentes a una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años, de acuerdo con la definición de sismo de diseño.

4.3.3 Se reconoce que los resultados alcanzados hasta el momento en los estudios de peligro sísmico tienen un carácter dinámico, ya que reflejan el estado actual del conocimiento en la sismología y neotectónica del Ecuador. A medida que se tenga mayor información proveniente de las redes de sismógrafos y acelerógrafos que funcionan actualmente en el territorio nacional, del fallamiento activo y de mejores leyes de atenuación, esta información será incluida en estudios posteriores. Se decidió que para esta etapa de revisión del código, no se presenten curvas de isoaceleración sino únicamente la división del país por zonas. Sin embargo, para definir la propuesta de zonificación, se trabajó sobre los mapas de iso-aceleración obtenidos del estudio de peligro sísmico ajustándose los límites y valores de iso-aceleraciones de acuerdo a los criterios expuestos en el inicio del presente numeral.

4.4 Geología local y perfiles de suelo. Coeficiente S y Cm. El factor de suelo S ha sido definido de tal forma de simplificar, desde el punto de vista práctico, los distintos tipos de suelo existentes en el país, reduciéndolos a sólo 4 tipos, cada uno de los cuales se ha descrito de la forma más concisa posible, a través de diversas propiedades físicas. La experiencia y los conocimientos sobre los tipos de suelo existentes en el Ecuador sirvieron como premisas de esta definición.

4.5 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente y. La intención del presente código es el de disponer un mayor nivel de requisitos mínimos de cálculo al diseño de estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia de un sismo severo.

4.6 Selección del procedimiento de cálculo de fuerzas laterales. Por ser el cálculo estático una simplificación del cálculo dinámico, el presente código permite utilizarlo por sí solo únicamente en los casos en que las estructuras presentan regularidad tanto en planta como en elevación. En los casos restantes, la aplicación del cálculo dinámico permitirá detectar problemas de concentraciones de esfuerzos debidos a la presencia de irregularidades, los cuales debe enfrentar el calculista.

4.6.1 El código permite la utilización de otros procedimientos de cálculo sísmico, tales como los análisis no-lineales, estáticos o dinámicos, que requieren de la aplicación de principios avanzados de Dinámica de Estructuras y de Ingeniería Sísmica, que podrán ser aplicados por profesionales altamente calificados y con los suficientes conocimientos de estas disciplinas.

4.7 Bases del diseño, fuerzas laterales de diseño mínimas y efectos relacionados

4.7.1 Requisitos del modelo estructural a utilizarse.

4.7.1.1 El modelo matemático de la estructura debe ser capaz de representar su comportamiento real y por tanto, debe tomar en cuenta la distribución espacial de masas y rigideces de todos los elementos del sistema estructural.

(Continúa)



(Continúa)

(Continúa)

4.7.1.2 En el caso de estructuras de hormigón armado, el modelo debe reconocer el hecho de que las secciones de los elementos se encuentran agrietadas desde el instante mismo de su construcción y, por tanto, el modelo matemático debe reflejar este hecho aplicando los valores de inercias agrietadas. En el caso de las vigas, el valor de I_g debe considerar la contribución de la losa de piso a la rigidez de la misma, siempre que la losa se encuentre monolíticamente unida a la viga. En el caso de losas armadas unidireccionalmente, la participación de la losa se debe considerar únicamente en la dirección de la armadura principal. En el caso de los muros estructurales, los valores de inercia agrietada se aplican únicamente en los pisos en los cuales se esperaría que se forme una rótula plástica por efectos de cargas sísmicas severas.

4.8 Procedimiento de calculo de fuerzas estáticas.-

4.8.1 Cortante Basal de Diseño.

4.8.1.1 Los valores de C_m y de S establecidos en la tabla 3 provienen de los valores de aceleraciones espectrales máximas esperados para valores de Z y de tipo de suelo críticos. Adicionalmente, la intersección entre el valor de C y de su límite superior C_m , define la frecuencia de esquina o de corte que separa la zona de períodos con aceleración constante con la zona de períodos de velocidad constante, dependiendo del tipo de suelo.

4.8.1.2 Si de estudios de microzonificación sísmica realizados para una región determinada del país, se establecen valores de C , C_m y de S diferentes a los establecidos por este código, se podrán utilizar los valores de los mencionados estudios, prevaleciendo los de este código como requisito mínimo.

4.8.2 Coeficiente de configuración estructural en planta F_p .

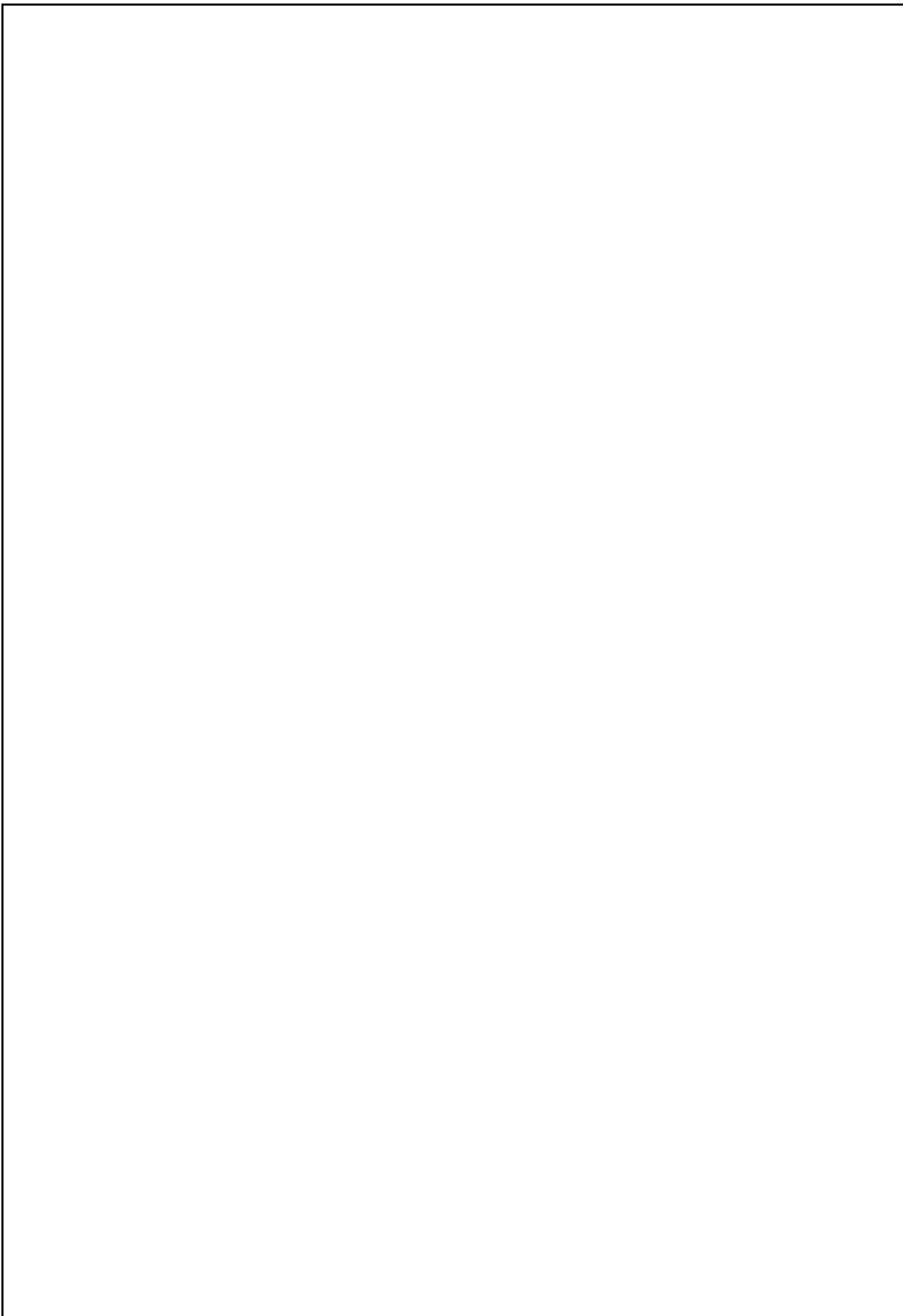
4.8.2.1 El código incorpora factores penalizantes al diseño de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, debido a que la presencia de dichas irregularidades usualmente causan problemas en las estructuras ante la ocurrencia de un sismo. Este código describe las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación, y junto a la descripción se ha incluido una caracterización de la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades. Sin embargo, la descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales. La utilización de los factores penalizantes incrementa el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita los problemas que pudieran presentarse en el comportamiento sísmico de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas.

4.8.3 Coeficiente de configuración estructural en elevación F_E . Los comentarios vertidos en el numeral 4.8.2 son también aplicables a este apartado.

4.8.4 Período de vibración T . La expresión del método 1 de cálculo del período fundamental de vibración proporciona un valor referencial simplificado, útil para aplicar el método de cálculo sísmico estático. El método 2, en cambio, requiere de utilizar una distribución aproximada de fuerzas laterales y el cálculo de las deflexiones elásticas estáticas resultantes de esa distribución de fuerzas en la estructura (incluye por tanto el efecto de la distribuciones de las rigideces laterales de la estructura). Por lo tanto, los resultados del método 2 constituyen una mejor estimación.

4.8.5 Factor de reducción de resistencia sísmica R . Para la definición del factor de reducción de resistencia R , se tomaron como criterios, tanto las recomendaciones de los códigos UBC-94 y UBC97, como otros propios, que incluyen aspectos de agrupamiento de estructuración, diferencias entre realidades constructivas y de calidad entre los materiales y la construcción en los Estados Unidos y el Ecuador, así como penalizaciones dirigidas hacia cierto tipo de estructuras que no permiten disponer de ductilidad apropiada para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño. Si bien se conoce claramente que los factores de reducción de resistencia R dependen

(Continúa)



(Continúa)

(Continúa)

realmente de muchas variables, entre otras, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, se ha simplificado a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural. Sin embargo, conceptualmente es importante su utilización, ya que reemplazando de alguna manera al factor K del CEC-77, permite observar claramente al diseñador una hipótesis fundamental del cálculo sismorresistente, cual es la de disminuir substancialmente la ordenada elástica espectral, exigiendo un diseño eficiente que permita disponer de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, proveyendo así la adecuada ductilidad y disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

4.9 Distribución vertical de fuerzas laterales. Para la distribución del cortante basal en altura, se ha utilizado una distribución triangular asociada con el modo fundamental de vibración, más una fuerza en el tope que toma en cuenta la contribución de modos superiores de vibración.

4.10 Efectos p-D. La consideración de los efectos P- Δ se ha establecido tomando algunos criterios del UBC y de la normativa colombiana, con simplificaciones en cuanto a las expresiones a utilizar. El coeficiente de inestabilidad incorporado es una substancial mejora para la normativa, a fin de tomar en cuenta este efecto poco considerado anteriormente en el país.

4.11 Límites de la deriva de piso. Debido a que en ciertas ocasiones no son las fuerzas sísmicas, sino el control de deformaciones, el parámetro de diseño crítico a ser enfrentado durante la fase de diseño de una estructura, se enfatiza este requisito, estableciendo un cambio conceptual de aquel descrito en el CEC-77, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. Tales derivas son limitadas por valores que se han tomado utilizando criterios de todos los documentos de trabajo y de criterios propios. Este hecho reconoce y enfrenta los problemas que se han observado en sismos pasados, donde las deformaciones excesivas han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. Con este código, el diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Los valores máximos se han establecido considerando que el calculista utilizará secciones agrietadas, de conformidad con el presente código.

4.12 Separación entre estructuras adyacentes

4.12.1 El establecimiento de separaciones máximas entre estructuras desea evitar el golpeteo entre estructuras adyacentes, o entre partes de la estructura intencionalmente separadas, debido a las deformaciones laterales. Este concepto está directamente relacionado con las derivas máximas inelásticas del numeral anterior.

4.12.2 Se considera el efecto desfavorable en que los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas de las estructuras, o de estructuras adyacentes, no coincidan a la misma cota de altura. Para los casos de coincidencia o no coincidencia, se establece la cuantificación de separación máxima. Cabe mencionar que la exigencia impuesta está cerca al 50% del valor de separación máxima que debería estrictamente cumplirse. Esta consideración obedece a criterios de carácter económico.

4.13 Componentes verticales del sismo de diseño.

4.13.1 El código reconoce la necesidad de considerar los efectos de la componente vertical de los sismos, especialmente sobre elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos, como son los voladizos. La expresión toma en cuenta que, al menos en el campo no cercano, la acción máxima

(Continúa)

de la componente vertical se puede estimar como los dos tercios de la acción máxima horizontal, y que la rigidez de los voladizos horizontales requeriría utilizar un espectro de diseño plano establecido por el valor C_m , que a su vez depende del tipo de suelo del emplazamiento.

(Continúa)

(Continúa)

4.14 Procedimiento dinámico de calculo de fuerzas.

4.14.1 Definición de la acción sísmica.

4.14.1.1 Un aporte muy importante, y que guarda mucha relación con las recomendaciones del UBC97, es la adopción de varias definiciones de la acción sísmica, con fines de análisis dinámico. Se establece la posibilidad de utilización de un espectro de diseño tipo código, establecido por la misma normativa, la utilización de un espectro establecido para un caso específico, o la utilización de una familia de acelerogramas reales o simulados artificialmente. Con ello se abre una puerta hacia el diseño de estructuras mediante la aplicación de conceptos de Ingeniería Sísmica más actuales.

4.14.1.2 A diferencia de la versión del CEC-77, en esta versión se especifica claramente la forma del espectro de diseño elástico, que se puede utilizar indistintamente para el cálculo estático como para el dinámico. Para el establecimiento del espectro mencionado y de sus límites, se consideraron los siguientes criterios:

- a) Estudio de las formas espectrales elásticas de los sismos ecuatorianos registrados en la Red Nacional de Acelerógrafos: A través de la recopilación de los registros de aceleración disponibles de sismos ecuatorianos, especialmente en roca y suelo firme, se estudiaron las formas espectrales de los mismos aplicando técnicas de promediado espectral.
- b) Simulación estocástica de acelerogramas artificiales y estudio de formas espectrales: A partir de los registros de aceleración reales disponibles, y de la información sismológica del sismo real y del sismo mayor a simular (caída de esfuerzos, momento sísmico), se simularon registros artificiales mediante procesos estocásticos y funciones de Green. La simulación de varias familias de registros permitió estudiar la forma espectral de sismos mayores.
- c) Estudio de las formas espectrales elásticas de las normativas del UBC 94 y 97, de Colombia 1998 y del Perú 1997: Se estudiaron las formas espectrales, las frecuencias de corte, la plataforma superior máxima, la ecuación de la curva de caída y los valores mínimos de las ordenadas espectrales, según el tipo de suelo. Se consideraron los nuevos criterios incorporados en la normativa del UBC-97, que establece la variabilidad de la plataforma máxima del espectro como dependiente, entre otros factores, del tipo de suelo y del valor de la aceleración máxima, así como la tendencia de los códigos a utilizar las curvas de caída del espectro con una relación $1/T$ (T periodo de vibración), en lugar del \sqrt{T} del CEC-77.
- d) Revisión de los estudios clásicos de Seed & Idris y de Seed, Ugas y Lysmer, que han servido para la definición de buena parte de los espectros de los códigos en el mundo, estudiándose las frecuencias de corte del espectro y los valores máximos de la meseta dependiendo del tipo de suelo.

4.14.1.3 A partir de toda esta información, se estableció la forma espectral. El término S^s , aunque no ha sido utilizado por código alguno anteriormente sino únicamente por éste, se estableció a partir del ajuste matemático a la envolvente de todos los criterios analizados en los literales anteriores. Tanto S como su exponente tienen el mismo valor. Por otro lado el valor de los límites superior C_m e inferior se establecieron de similar manera, considerando los valores respectivos del UBC-97 para todos los tipos de suelo similares a los del presente código, y para aceleraciones en roca o suelo firme de entre 0,3 g y 0,4 g. Igualmente, debido a la imposibilidad de utilizar la ductilidad para disminuir la ordenada espectral elástica para periodos cortos con fines de diseño, y por criterios de practicidad, se eliminó el ramal izquierdo de ascenso de los espectros elásticos de respuesta típicos y se estableció que la meseta máxima llegue hasta valores de periodos de vibración cercanos a cero.

(Continúa)

4.14.2 *Descripción de los Procedimientos de Análisis.* Puesto que existe la posibilidad de utilizar diferentes definiciones de la acción sísmica de diseño, desde espectros hasta registros de aceleración reales o simulados artificialmente, se incrementan las posibilidades de métodos de análisis dinámico, sean estos espectrales o paso a paso en el tiempo, y dentro de los rangos elástico o inelástico. Para regular la utilización de estos métodos, se ha adoptado las recomendaciones del UBC-97.

(Continúa)

4.15 Otras estructuras diferentes a las de edificación

4.15.1 Es la intención del presente código proporcionar algunos requisitos mínimos que deben aplicarse para el cálculo sísmico de estructuras diferentes a las de edificación. A más de estos requisitos mínimos, deben considerarse aquellos estipulados por códigos y normativas especiales de reconocimiento internacional, aplicables al tipo de estructura en cuestión.

4.15.2 Período: Puesto que el comportamiento sísmico de estas estructuras puede ser diferente al de las estructuras de edificación, se requiere utilizar métodos apropiados de la dinámica de estructuras para la estimación del período fundamental de vibración. El método 1 del numeral 6.2.4.1 no es aplicable, debido a que ha sido establecido únicamente para estructuras de edificación. No así el método 2 del numeral 6.2.4.2, el cual considera la distribución de rigideces en la altura de la edificación al ser necesario establecer las deformaciones laterales debidas a la aplicación de las fuerzas laterales de diseño.

5. DISPOSICIONES ESPECIFICAS

5.1 Bases del diseño. Los procedimientos y requisitos descritos en este código se determinarán considerando la zona sísmica del Ecuador donde se va a construir la estructura, las características del suelo del sitio de emplazamiento, el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, y el tipo de sistema y configuración estructural a utilizarse. Las estructuras deben diseñarse para una resistencia tal que puedan soportar los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño, considerando la respuesta inelástica, la redundancia y sobre-resistencia estructural inherente, y la ductilidad de la estructura. La resistencia mínima de diseño debe basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en este código.

5.2 Zonas sísmicas y factor de zona Z. El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las cuatro zonas sísmicas del Ecuador, de acuerdo con la definición de zonas de la Figura 1. Una vez identificada la zona sísmica correspondiente, se adoptará el valor del factor de zona Z, según la tabla 1. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

5.2.1 Para mayor exactitud al escoger el valor de Z, se incluye en la tabla 2 un listado de algunas poblaciones con el valor correspondiente. Si se ha de diseñar una estructura en una zona que no consta en la lista, debe escogerse el valor de la población más cercana.

5.3 Geología local y perfiles de suelo. Coeficiente S y C_m

5.3.1 Los requisitos establecidos en este código que tienen como finalidad tomar en cuenta la geología local para propósitos de diseño, son requisitos mínimos y no substituyen los estudios de geología de detalle, los cuales son necesarios para el caso de proyectos de infraestructura y otros proyectos distintos a los de edificación.

5.3.1.1 Las condiciones geotécnicas de los sitios o perfiles de suelo se las clasifica de acuerdo con las propiedades mecánicas del sitio, los espesores de los estratos y la velocidad de propagación de las ondas de corte. Este último parámetro puede ser

(Continúa)

correlacionado con otros parámetros del suelo, como por ejemplo el número de golpes del SPT, para algunos tipos de suelo en sitios donde se disponga de las correlaciones correspondientes.

5.3.2 Los tipos de perfiles de suelo se clasifican de la siguiente manera:

5.3.2.1 perfil tipo S1: Roca o suelo firme. A este grupo corresponden las rocas y los suelos endurecidos con velocidades de ondas de corte similares a las de una roca (mayores a 750 m/s), con períodos fundamentales de vibración menores a 0,20 s . Se incluyen los siguientes tipos de suelo:

(Continúa)

- a) Roca sana o parcialmente alterada, con resistencia a la compresión no confinada mayor o igual a 500 kPa (5 kg/cm²).
- b) Gravas arenosas, limosas o arcillosas, densas y secas
- c) Suelos cohesivos duros, con resistencia al corte en condiciones no drenadas mayores a 100 kPa (1 kg/cm²), con espesores menores a 20 m y sobre yacentes a roca u otro material endurecido, con velocidad de onda de corte superior a 75 m/s.
- d) Arenas densas, con número de golpes del SPT: N > 50, con espesores menores a 20 m sobreyacentes a roca u otro material endurecido con velocidad de onda de corte superior a 750 m/s.
- e) Suelos y depósitos de origen volcánico firmemente cementados, tobas y conglomerados con número de golpes del SPT: N > 50.

5.3.2.2 Perfil tipo S2: Suelos intermedios. Suelos con características intermedias o que no se ajustan a los perfiles de suelos tipo S1 y S3.

5.3.3 Perfil tipo S3: Suelos blandos o estratos profundos. En este grupo se incluyen los perfiles de suelos blandos o estratos de gran espesor, en los que los períodos fundamentales de vibración son mayores a 0,6 s , incluyéndose los siguientes casos:

Suelos cohesivos	Velocidad de ondas de corte, Vs (m/s)	Resistencia al corte No drenada, Su (kPa)	Espesor del estrato (m)
Blandos	< 200	< 25	> 20
Semiblandos	200 – 400	25 – 50	> 25
Duros	400 – 750	50 – 100	> 40
Muy duros	> 750	100 – 200	> 60

Suelos granulares	Velocidad de ondas de corte, Vs (m/s)	Valores N del SPT	Espesor del estrato (m)
Sueltos	< 200	4-10	> 40
Semidensos	200-750	10-30	> 45
Densos	> 750	> 30	>100

FIGURA 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño

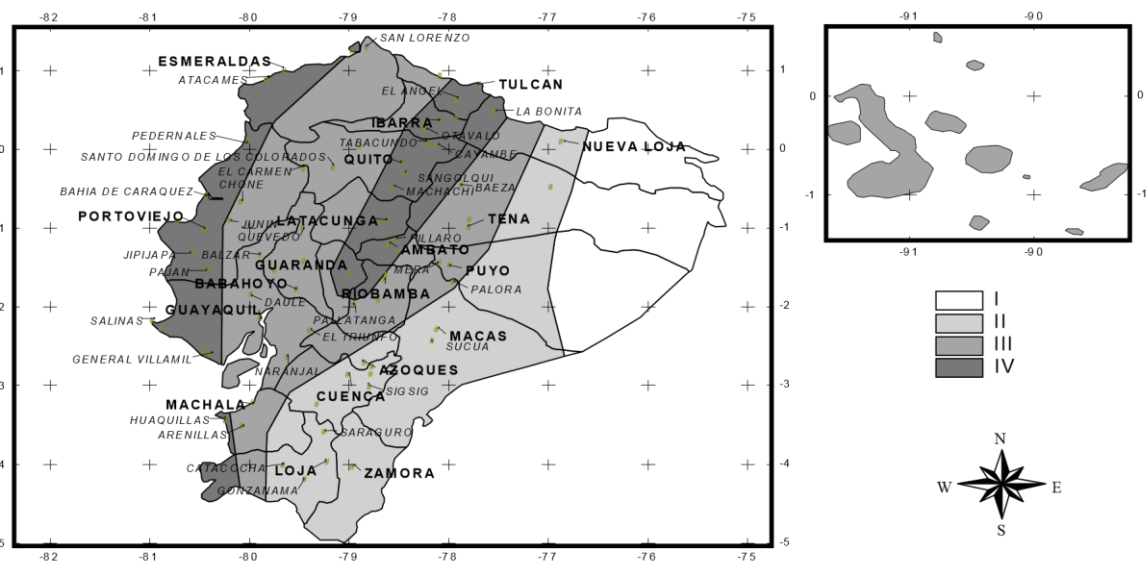


TABLA 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0,15	0,25 - 1,20	0,30	0,40

(Continúa)

(Continúa)

TABLA 2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
CHORDELEG	AZUAY	CHORDELEG	CHORDELEG	II
CUENCA	AZUAY	CUENCA	CUENCA	II
EL GIRON	AZUAY	GIRON	GIRON	II
EL PAN	AZUAY	EL PAN	EL PAN	II
GUACHAPALA	AZUAY	GUACHAPALA	GUACHAPALA	II
GUALACEO	AZUAY	GUALACEO	GUALACEO	II
NABON	AZUAY	NABON	NABON	II
OÑA	AZUAY	OÑA	OÑA	II
PAUTE	AZUAY	PAUTE	PAUTE	II
PUCARA	AZUAY	PUCARA	PUCARA	II
SAN FERNANDO	AZUAY	SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	II
SANTA ISABEL	AZUAY	SANTA ISABEL	SANTA ISABEL (CHAGUARURCO)	II
SEVILLA DE ORO	AZUAY	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	II
SIGSIG	AZUAY	SIGSIG	SIGSIG	II
CALUMA	BOLÍVAR	CALUMA	CALUMA	III
ECHANDIA	BOLÍVAR	ECHEANDIA	ECHEANDIA	III
LAS NAVES	BOLÍVAR	LAS NAVES	LAS NAVES	III
CHILLANES	BOLÍVAR	CHILLANES	CHILLANES	IV
GUARANDA	BOLÍVAR	GUARANDA	GUARANDA	IV
SAN JOSÉ DE CHIMBO	BOLÍVAR	CHIMBO	SAN JOSÉ DE CHIMBO	IV
SAN MIGUEL	BOLÍVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	IV
AZOGUES	CAÑAR	AZOGUES	AZOGUES	II
BIBLIAN	CAÑAR	BIBLIAN	NAZON (PAMPA DE DOMINGUEZ)	II
DELEG	CAÑAR	DELEG	DELEG	II
CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	III
EL TAMBO	CAÑAR	EL TAMBO	EL TAMBO	III
LA TRONCAL	CAÑAR	LA TRONCAL	LA TRONCAL	III
BOLÍVAR	CARCHI			IV
EL ÁNGEL	CARCHI	ESPEJO	EL ÁNGEL	IV
HUACA	CARCHI	SAN PEDRO DE HUACA	HUACA	IV
MIRA	CARCHI			IV
SAN GABRIEL	CARCHI			IV
TULCAN	CARCHI	TULCAN	TULCAN	IV
ALAUSI	CHIMBORAZO	ALAUSI	ALAUSI	III
CHUNCHI	CHIMBORAZO	CHUNCHI	CHUNCHI	III
CUMANDA	CHIMBORAZO	CUMANDA	CUMANDA	III
CHAMBO	CHIMBORAZO	CHAMBO	CHAMBO	IV
GUAMOTE	CHIMBORAZO	GUAMOTE	GUAMOTE	IV
GUANO	CHIMBORAZO	GUANO	GUANO	IV
LA UNIÓN	CHIMBORAZO	COLTA	CAJABAMBA	IV
PALLATANGA	CHIMBORAZO	PALLATANGA	PALLATANGA	IV
PENIPE	CHIMBORAZO	PENIPE	PENIPE	IV
RIOBAMBA	CHIMBORAZO	RIOBAMBA	RIOBAMBA	IV

(Continúa)

EL CORAZON	COTOPAXI	PANGUA	EL CORAZON	III
LA MANA	COTOPAXI	LA MANA	LA_MANA	III
SIGCHOS	COTOPAXI	SIGCHOS	SIGCHOS	III
LATACUNGA	COTOPAXI	LATACUNGA	LATACUNGA	IV
PUJILI	COTOPAXI	PUJILI	PUJILI	IV
SAN MIGUEL	COTOPAXI	SALCEDO	SAN MIGUEL	IV
SAQUISILI	COTOPAXI	SAQUISILI	SAQUISILI	IV

(Continúa)

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
CHILLA	EL ORO	CHILLA	CHILLA	II
PACCHA	EL ORO	ATAHUALPA	PACCHA	II
PIÑAS	EL ORO	PIÑAS	PIÑAS	II
PORTOVELO	EL ORO	PORTOVELO	PORTOVELO	II
ZARUMA	EL ORO	ZARUMA	SALVIAS	II
ARENILLAS	EL ORO	ARENILLAS	ARENILLAS	III
BALSAS	EL ORO	BALSAS	BALSAS	III
EL GUABO	EL ORO	EL GUABO	EL GUABO	III
LA VICTORIA	EL ORO	LAS LAJAS	LA VICTORIA	III
MACHALA	EL ORO	MACHALA	MACHALA	III
MARCABELI	EL ORO	MARCABELI	MARCABELI	III
PASAJE	EL ORO	PASAJE	PASAJE	III
SANTA ROSA	EL ORO	SANTA ROSA	SANTA ROSA	III
HUAQUILLAS	EL ORO	HUAQUILLAS	HUAQUILLAS	IV
LA UNIÓN	ESMERALDAS	QUININDE	LA UNIÓN	III
ROSA ZARATE (QUININDE)	ESMERALDAS	QUININDE	ROSA ZARATE (QUININDE)	III
SAN LORENZO	ESMERALDAS	SAN LORENZO	SAN LORENZO	III
ATACAMES	ESMERALDAS	ATACAMES	ATACAMES	IV
ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	ESMERALDAS	IV
MUISNE	ESMERALDAS	MUISNE	MUISNE	IV
VALDEZ (LIMONES)	ESMERALDAS	ELOY ALFARO	VALDEZ (LIMONES)	IV
ALFREDO BAQUERIZO	GUAYAS	ALF. BAQUE. MORENO (JUAN)	ALF. BAQUE. MORENO (JUAN)	III
BALAO	GUAYAS	BALAO	BALAO	III
BALZAR	GUAYAS	BALZAR	BALZAR	III
COLIMES	GUAYAS	COLIMES	COLIMES	III
CRNL MARCELINO (NN)	GUAYAS	CRNL MARCELINO MARIDUEÑA	CRNL MARCELINO MARIDUEÑA	III
DAULE	GUAYAS	DAULE	DAULE	III
EL SALITRE	GUAYAS	URBINA JADO	EL SALITRE (LAS RAMAS)	III
EL TRIUNFO	GUAYAS	EL TRIUNFO	EL TRIUNFO	III
ELOY ALFARO	GUAYAS	DURAN	ELOY ALFARO(DURAN)	III
GRAL ANTONIO ELIZALDE	GUAYAS	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	GENERAL ANTONIO ELIZALDE	III
GENERAL VILLAMIL	GUAYAS	PLAYAS	GENERAL VILLAMIL (PLAYAS)	III
GUAYAQUIL	GUAYAS	GUAYAQUIL	CHONGON	III
LOMAS DE SARGENTILLO	GUAYAS	LOMAS DE SARGENTILLO	LOMAS DE SARGENTILLO	III
MILAGRO	GUAYAS	MILAGRO	MILAGRO	III
NARANJAL	GUAYAS	NARANJAL	NARANJAL	III
NARANJITO	GUAYAS	NARANJITO	NARANJITO	III
NARCISA DE JESÚS (NOBOL)	GUAYAS	NOBOL	NARCISA DE JESÚS	III
PALESTINA	GUAYAS	PALESTINA	PALESTINA	III
PEDRO CARBO	GUAYAS	PEDRO CARBO	SALINAS	III
SAN BORONDON	GUAYAS	SAMBORONDON	SAMBORONDON	III
SANTA LUCIA	GUAYAS	SANTA LUCIA	SANTA LUCIA	III
SIMON BOLÍVAR	GUAYAS	SIMON BOLÍVAR	SIMON BOLÍVAR	III

(Continúa)

VELASCO IBARRA	GUAYAS	EL EMPALME	VELASCO IBARRA(EL EMPALME)	III
YAGUACHI NUEVO	GUAYAS	YAGUACHI	YAGUACHI NUEVO	III
LA LIBERTAD	GUAYAS	LA LIBERTAD	LA LIBERTAD	IV
SALINAS	GUAYAS	SALINAS	SALINAS	IV
SANTA ELENA	GUAYAS	SANTA ELENA	SANTA ELENA	IV
ATUNTAQUI	IMBABURA	ANTONIO ANTE	ATUNTAQUI	IV

(Continúa)

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
COTACACHI	IMBABURA	COTACACHI	COTACACHI	IV
IBARRA	IMBABURA	IBARRA	IBARRA	IV
OTAVALO	IMBABURA	OTAVALO	OTAVALO	IV
PIMAMPIRO	IMBABURA	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	IV
URCUQUI	IMBABURA	URCUQUI	URCUQUI	IV
AMALUZA	LOJA	ESPINDOLA	AMALUZA	II
CARIAMANGA	LOJA	CALVAS	CARIAMANGA	II
CATACOCCHA	LOJA	PALTAS	CATACOCCHA	II
CATAMAYO	LOJA	CATAMAYO	CATAMAYO (LA TOMA)	II
GONZANAMA	LOJA	GONZANAMA	GONZANAMA	II
GUAGUARPAMBA	LOJA	CHAGUARPAMBA	CHAGUARPAMBA	II
LOJA	LOJA	LOJA	LOJA	II
QUILANGA	LOJA	QUILANGA	QUILANGA	II
SARAGURO	LOJA	SARAGURO	SAN ANTONIO DE CUMBE	II
SOZORANGA	LOJA	SOZORANGA	SOZORANGA	II
ALAMOR	LOJA	PUYANGO	ALAMOR	III
CELICA	LOJA	CELICA	CELICA	III
MACARA	LOJA	MACARA	MACARA	III
PINDAL	LOJA	PINDAL	PINDAL	III
ZAPOTILLO	LOJA	ZAPOTILLO	ZAPOTILLO	IV
BABA	LOS RÍOS	BABA	BABA	III
BABAHOYO	LOS RÍOS	BABAHOYO	PIMOCHA	III
CATARAMA	LOS RÍOS	URDANETA	CATARAMA	III
MONTALVO	LOS RÍOS	MONTALVO	MONTALVO	III
PALENQUE	LOS RÍOS	PALENQUE	PALENQUE	III
PUEBLO VIEJO	LOS RÍOS	PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	III
QUEVEDO	LOS RÍOS	QUEVEDO	QUEVEDO	III
SAN JACINTO DE BUENA FE	LOS RÍOS	BUENA FE	SAN JACINTO DE BUENA FE	III
VALENCIA	LOS RÍOS	VALENCIA	VALENCIA	III
VENTANAS	LOS RÍOS	VENTANAS	VENTANAS	III
VINCES	LOS RÍOS	VINCES	VINCES	III
EL CARMEN	MANABI	EL CARMEN	EL CARMEN	III
OLMEDO	MANABI	OLMEDO	OLMEDO	III
PICHINCHA	MANABI	PICHINCHA	PICHINCHA	III
BAHIA DE CARAQUEZ	MANABI	SUCRE	BAHIA DE CARAQUEZ	IV
CALCETA	MANABI	BOLÍVAR	CALCETA	IV
CHONE	MANABI	CHONE	CHONE	IV
FLAVIO ALFARO	MANABI	FLAVIO ALFARO	FLAVIO ALFARO	IV
JIPIJAPA	MANABI	JIPIJAPA	JIPIJAPA	IV
JUNIN	MANABI	JUNIN	JUNIN	IV
MANTA	MANABI	MANTA	MANTA	IV
MONTECRISTI	MANABI	MONTECRISTI	MONTECRISTI	IV
PAJAN	MANABI	PAJAN	PAJAN	IV
PEDERNALES	MANABI	PEDERNALES	PEDERNALES	IV
PORTOVIEJO	MANABI	PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	IV

(Continúa)

PUERTO LÓPEZ	MANABI	PUERTO LÓPEZ	PUERTO LÓPEZ	IV
ROCAFUERTE	MANABI	ROCAFUERTE	ROCAFUERTE	IV
SANTA ANA	MANABI	SANTA ANA	SANTA ANA	IV
SUCRE	MANABI	24 DE MAYO	SUCRE	IV
TOSAGUA	MANABI	TOSAGUA	TOSAGUA	IV
GRAL LEONIDAS P. GUITIERREZ	MORONA SANTIAGO	LIMÓN INDANZA	GRAL LEONIDAS P. GUTIÉRREZ	II

(Continúa)

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
GUALAQUIZA	MORONA SANTIAGO	GUALAQUIZA	GUALAQUIZA	II
MACAS	MORONA SANTIAGO	MORONA	GENERAL PROAÑO	II
PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	HUAMBOYA	HUAMBOYA	II
SAN JUAN BOSCO	MORONA SANTIAGO	SAN JUAN BOSCO	SAN JUAN BOSCO	II
SANTIAGO DE MÉNDEZ	MORONA SANTIAGO	SANTIAGO	SANTIAGO DE MÉNDEZ	II
SUCUA	MORONA SANTIAGO	SUCUA	SANTA MARIANITA DE JESÚS	II
PALORA	MORONA SANTIAGO	PALORA	PALORA (METZERA)	III
ARCHIDONA	NAPO	ARCHIDONA	ARCHIDONA	III
NUEVO ROCAFUERTE	NAPO	AGUARICO	NUEVO ROCAFUERTE	III
TENA	NAPO	TENA	TENA	III
BAEZA	NAPO	QUIJOS	BAEZA	IV
EL CHACO	NAPO	EL CHACO	EL CHACO	IV
LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	II
LORETO	ORELLANA	LORETO	AVILA (CAB. EN HUIRUNO)	II
FRANCISCO ORELLANA (COCA)	ORELLANA	ORELLANA	FRANCISCO DE ORELLANA (COCA)	II
MERA	PASTAZA	MERA	MERA	III
PUYO	PASTAZA	PASTAZA	VERACRUZ (INDILLAMA)	III
SANTA CLARA	PASTAZA			III
PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	III
PUERTO QUITO	PICHINCHA	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	III
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	III
STO DOMINGO DE COLORADOS	PICHINCHA	SANTO DOMINGO	ZARACAY	III
CAYAMBE	PICHINCHA	CAYAMBE	CAYAMBE	IV
MACHACHI	PICHINCHA	MEJÍA	MACHACHI	IV
QUITO	PICHINCHA	QUITO	QUITO	IV
SANGOLQUI	PICHINCHA	RUMIÑAHUI	RUMIPAMBA	IV
TABACUNDO	PICHINCHA	PEDRO MONCAYO	TABACUNDO	IV
EL CARMEN DEL PUTUMAYO	SUCUMBIOS	PUTUMAYO	EL CARMEN DEL PUTUMAYO	I
SHUSHUFINDI	SUCUMBIOS	SHUSHUFINDI	SHUSHUFINDI	I
NUEVA LOJA	SUCUMBIOS	LAGO AGRIO	NUEVA LOJA	II
EL DORADO DE CASCALES	SUCUMBIOS	CASCALES	EL DORADO DE CASCALES	III
LUMBAQUI	SUCUMBIOS	PIZARRO	LUMBAQUI	III
LA BONITA	SUCUMBIOS	SUCUMBIOS	LA BONITA	IV
AMBATO	TUNGURAHUA	AMBATO	AMBATO	IV
BAÑOS	TUNGURAHUA	BAÑOS	BAÑOS	IV
CEVALLOS	TUNGURAHUA	CEVALLOS	CEVALLOS	IV
MOCHA	TUNGURAHUA	MOCHA	MOCHA	IV
PATATE	TUNGURAHUA	PATATE	PATATE	IV
PELILEO	TUNGURAHUA	PELILEO	PELILEO	IV
PILLARO	TUNGURAHUA	PILLARO	PILLARO	IV
QUERO	TUNGURAHUA	QUERO	QUERO	IV
TISALEO	TUNGURAHUA	TISALEO	TISALEO	IV
28 DE MAYO	ZAMORA CHINCHIPE	YACUAMBI	28 DE MAYO (SN JOSÉ DE YACUAM)	II

EL PANGUI	ZAMORA CHINCHIPE	EL PANGUI	EL PANGUI	II
GUAYZIMI	ZAMORA CHINCHIPE	NANGARITZA	GUAYZIMI	II
YANTZAZA	ZAMORA CHINCHIPE	YANTZAZA	YANTZAZA	II
ZAMORA	ZAMORA CHINCHIPE	ZAMORA	ZAMORA	II
ZUMBA	ZAMORA CHINCHIPE	CHINCHIPE	ZUMBA	II

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
ZUMBI	ZAMORA CHINCHIPE	CENTINELA DEL CÓNDROR	ZUMBI	II
EL PIEDRERO	Zona No Delimitada			III
LAS GOLONDRINAS	Zona No Delimitada			III
MANGA DE CURA	Zona No Delimitada			III

5.3.3.1 Los valores de N , V_s y S_u son valores promedio del sitio y serán determinados según las siguientes expresiones:

$$V_s = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / V_{si}) \quad (1)$$

$$N = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / N_i) \quad (2)$$

$$S_u = \Sigma (h_i) / \Sigma (h_i / S_{ui}) \quad (3)$$

En donde:

h_i = Espesor del estrato i ,

V_{si} = Velocidad de las ondas de corte en el estrato i ,

S_{ui} = Resistencia al corte no drenada promedio del estrato i .

5.3.4 Perfil tipo S4: Condiciones especiales de evaluación del suelo. En este grupo se incluyen los siguientes tipos:

- Suelos con alto potencial de licuefacción, colapsibles y sensitivos.
- Turbas, lodos y suelos orgánicos.
- Rellenos colocados sin control ingenieril.
- Arcillas y limos de alta plasticidad ($IP > 75$).
- Arcillas suaves y medio duras con espesor mayor a 30 m.

5.3.4.1 Los perfiles de este grupo incluyen los suelos altamente compresibles y donde las condiciones geológicas y/o topográficas sean especialmente desfavorables, que requieran estudios geotécnicos no rutinarios para determinar sus características mecánicas.

5.3.4.2 El tipo de suelo existente en el sitio de construcción de la estructura, y por ende, el coeficiente de suelo S , se establecerán de acuerdo con lo especificado en la tabla 3. El coeficiente S se establecerá analizando el perfil que mejor se ajuste a las características locales. En los sitios donde las propiedades del suelo sean poco conocidas, se podrán utilizar los valores del perfil de suelo tipo S3. Adicionalmente se encuentra tabulado el coeficiente C_m , relacionado con la definición del espectro del sismo de diseño establecido más adelante en este código, y que depende del perfil de suelo a utilizar.

TABLA 3. Coeficiente de suelo S y Coeficiente C_m

Perfil tipo	Descripción	S	C_m
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

(*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

(Continúa)

5.4 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. Coeficiente I.

5.4.1 La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la tabla 4, y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

TABLA 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor I
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio . Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1,0

5.5 Estructuras regulares e irregulares

5.5.1 Estructuras regulares en planta: Una estructura se considera como regular en planta, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad en planta descritas en el numeral 6.2.2.

5.5.2 Estructuras regulares en elevación: Una estructura se considera como regular en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad en elevación descritas en el numeral 6.2.3.

5.6 Selección del procedimiento de cálculo de fuerzas laterales

5.6.1 En general, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de cálculo de fuerzas laterales estáticos o dinámicos. El procedimiento escogido dependerá de la configuración estructural, tanto en planta como en elevación.

5.6.2 Para el cálculo de estructuras regulares tanto en planta como en elevación es suficiente la aplicación de procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales. Para el caso de estructuras irregulares se utilizará el procedimiento de cálculo dinámico. También pueden utilizarse procedimientos alternativos de cálculo sísmico que tengan un adecuado fundamento basado en los principios establecidos por la dinámica de estructuras, llevados a cabo por un profesional especializado. Sin embargo para todas las estructuras la aplicación del método estático, propuesto por éste código, se considerará como requisito mínimo.

6. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS LATERALES DE DISEÑO MÍNIMAS Y EFECTOS RELACIONADOS

6.1 Generalidades: Las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

(Continúa)

6.1.1 La carga sísmica reactiva W para fines de este código, representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, W se calcula como la carga muerta más un 25% de la carga viva de piso.

6.1.2 El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como su distribución espacial de masas y rigideces en la estructura.

6.1.2.1 Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas I_{cr} de los elementos estructurales, de la siguiente manera: 0,5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0,8 I_g para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento considerado. Para el caso de muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de 0,6 I_g y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos). Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

6.1.2.2 Para el caso de estructuras de mampostería, el valor de la inercia agrietada a utilizar para los muros será de 0,5 I_g .

6.2 Procedimiento de cálculo de fuerzas estáticas.

6.2.1 *Cortante Basal de Diseño*: El cortante basal total de diseño V , que será aplicado a una estructura en una dirección dada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_P\Phi_E} \cdot W \quad (4)$$

$$C = \frac{1,25S^s}{T} \quad (5)$$

En donde:

- C = No debe exceder del valor de C_m establecido en la tabla 3, no debe ser menor a 0,5 y puede utilizarse para cualquier estructura,
- S = Su valor y el de su exponente se obtienen de la tabla 3,
- R = Factor de reducción de respuesta estructural,
- Φ_P, Φ_E = Factores de configuración estructural en planta y en elevación.

6.2.2 *Coficiente de configuración estructural en planta F_P .*

6.2.2.1 El coeficiente Φ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad de las plantas en la estructura, descritas en la tabla 5 y en la Figura 2. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB} \quad (6)$$

En donde:

Φ_{PA} = El mínimo valor Φ_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 5, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (Φ_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades), Φ_{PB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 4 y/o 5 en la estructura.

6.2.2.2 Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la tabla 5, en ninguno de sus pisos, Φ tomará el valor de 1.

(Continúa)

6.2.3 Coeficiente de configuración estructural en elevación Φ_E .

6.2.3.1 El coeficiente Φ_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la tabla 6 y en la Figura 3. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_E = \Phi_{EA} \cdot \Phi_{EB} \cdot \Phi_{EC} \quad (7)$$

En donde:

Φ_{EA} = El mínimo valor Φ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 6; para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 y/o 5 (Φ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las dos irregularidades),

Φ_{EB} = Se establece de manera análoga, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura,

Φ_{EC} = Se establece para cuando se encuentre presente la irregularidad tipo 4 en la estructura.

6.2.3.2 Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en la tabla 6, en ninguno de sus niveles, Φ_E tomará el valor de 1.

6.2.3.3 Adicionalmente, se debe tomar en cuenta que, cuando la deriva máxima de cualquier piso es menor de 1,3 veces la deriva del piso inmediato superior, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1, 2, ó 3.

6.2.4 Período de vibración T : El valor de T será determinado a partir de uno de los métodos descritos a continuación:

6.2.4.1 Método 1: Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (8)$$

En donde:

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

C_t = 0,09 para pórticos de acero

C_t = 0,08 para pórticos espaciales de hormigón armado

C_t = 0,06 para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o con diagonales y para otras estructuras

6.2.4.2 Método 2: El período fundamental T puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_{i2}}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (9)$$

En donde:

f_i = Representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales, de acuerdo con los principios descritos más adelante, o cualquiera otra distribución racional. δ_i = Deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

6.2.4.3 El valor de T calculado según el método 2, no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

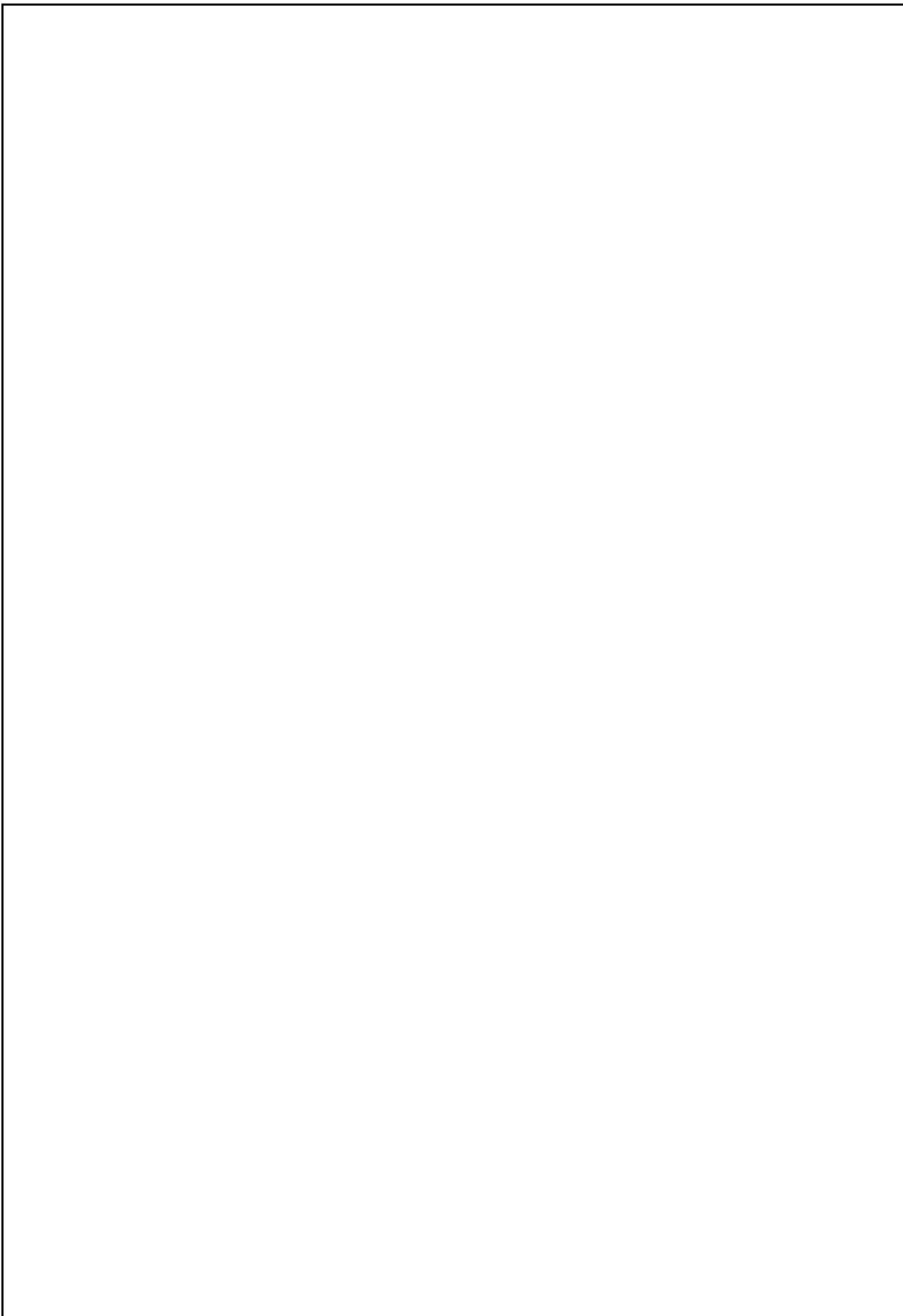
(Continúa)

(Continúa)

TABLA 5. Coeficientes de configuración en planta.

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	F _{pi}
1	<p>Irregularidad torsional Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	0,9
2	<p>Entrantes excesivos en las esquinas La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	0,9
3	<p>Discontinuidad en el sistema de piso La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	0,9
4	<p>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0,8
5	<p>Ejes estructurales no paralelos La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	0,9
6	<p>Sistema de piso flexible Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se debe revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural.</p>	-

(Continúa)



(Continúa)

(Continúa)

TABLA 6. Coeficientes de configuración en elevación

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda $F E_i$	Sistemas duales o con diagonales $F E_i$
1	Piso blando (irregularidad en rigidez) La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	0,9	1,0
2	Irregularidad en la distribución de las masas La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	0,9	1,0
3	Irregularidad geométrica La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	0,9	1,0
4	Desalineamiento de ejes verticales La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	Piso débil-Discontinuidad en la resistencia La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	Columnas cortas Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

6.2.5 Factor de reducción de resistencia sísmica R.

6.2.5.1 El factor R a utilizarse en el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura de edificación, en cualquiera de las direcciones de cálculo adoptadas, se escogerá de la tabla 7, tomándose el menor de los valores para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la tabla. Para otro tipo de estructuras diferentes a las de edificación, se deberá cumplir con los requisitos establecidos en la sección 7 de este código. El valor de R podrá aplicarse en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada

(Continúa)

cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente acordes con la filosofía de diseño del presente código.

(Continúa)

(Continúa)

(Continúa)

TABLA 7. Coeficientes de reducción de respuesta estructural R

Sistema estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras.*	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

* Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.

6.3 Distribución vertical de fuerzas laterales.

6.3.1 En ausencia de un procedimiento más riguroso, basado en los principios de la dinámica, las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i \quad (10)$$

$$F_t = 0,07 TV \quad (11)$$

En donde:

F_t = La fuerza concentrada que se aplicará en la parte más alta de la estructura, constituyéndose una fuerza adicional a la fuerza en el último piso.

n = Número de pisos de la estructura

T = El período utilizado para el cálculo del cortante basal total V .

6.3.1.1 Sin embargo, F_t no necesita exceder el valor de $0,25 V$, y puede considerarse nulo cuando T es menor o igual a $0,7$ s. La parte restante del cortante basal debe ser distribuido sobre la altura de la estructura, incluyendo el nivel n , de acuerdo con la expresión:

$$F_x = \frac{(V - F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i} \quad (12)$$

$$\sum_{i=1}^n F_i w_i h_i$$

(Continúa)

En donde:

F_x = La fuerza en el nivel x de la estructura que debe aplicarse sobre toda el área del edificio en ese nivel, de acuerdo a su distribución de masa en cada nivel.

w_i = Es el peso asignado a cada nivel de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W .

(Continúa)

(Continúa)

(Continúa)

6.3.1.2 Las acciones y deformaciones en cada elemento estructural deben calcularse como resultado del efecto de las fuerzas F_x y F_t , aplicadas en los niveles apropiados de la estructura sobre su base.

6.4 Distribución horizontal del cortante.

6.4.1 El cortante de piso V_x , en cualquier piso x , es la suma de las fuerzas F_t y F_x sobre ese piso. V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso.

6.4.2 La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada una distancia igual al 5 por ciento de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, para tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

6.4.3 En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición.

6.5 Momentos torsionales horizontales.

6.5.1 El momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental (asumiendo el centro de masas desplazado, como se describe en el numeral 6.4.2).

6.5.2 Cuando existe irregularidad torsional, como se definió en el numeral correspondiente a irregularidad en planta, los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado con la expresión:

$$A_x = \frac{\delta}{1,2\delta_{prom}} \leq 2 \quad (13)$$

En donde:

δ_{prom} = Promedio de los desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x .
 $\delta_{máx}$ = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x .

6.5.2.1 El valor de A_x no necesita ser mayor que 3,0.

6.6 Volcamiento

6.6.1 Toda estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volcamiento causados por las fuerzas sísmicas especificadas en este código. En cualquier nivel, los momentos de volcamiento a ser resistidos deben determinarse utilizando las fuerzas sísmicas (F_t y F_x), las cuales actúan en los niveles sobre el piso considerado. En cualquier nivel, los cambios incrementales de los momentos de volcamiento de diseño deben ser distribuidos hacia los diferentes elementos resistentes. Los efectos de volcamiento en cada elemento deben transmitirse hacia la cimentación.

(Continúa)



(Continúa)

(Continúa)

6.7 Efectos P-D

6.7.1 Corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura, y que deben considerarse en la evaluación de la estabilidad estructural global. Los efectos P- Δ no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad Q_i , es menor a 0,10.

6.7.2 El índice de estabilidad, para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (14)$$

En donde:

Q_i = Índice de estabilidad del piso i , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

P_i = Es la suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos

localizados sobre el piso i Δ_i = Es la deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i = El cortante sísmico del piso . h_i = La altura del piso considerado.

6.7.3 El índice de estabilidad de cualquier piso, Q_i , no debe exceder el valor de 0,30. Cuando Q_i es mayor que 0,30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismorresistente establecidos en las normativas de diseño en hormigón armado, estructuras metálicas, madera o mampostería, acordes con la filosofía de diseño del presente código.

6.7.4 Para considerar el efecto P- Δ en la dirección bajo estudio, y cuando se cumple que $0,1 < Q_i < 0,3$, tanto las derivas de piso calculadas, Δ_{Ei} , como las fuerzas internas y los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño, se multiplicarán por un factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ determinado por:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad (15)$$

6.8 Límites de la deriva de piso.-

6.8.1 Generalidades: Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas (Δ_E), para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico estático de la estructura. Pueden también calcularse mediante un análisis dinámico, como se especifica en la sección correspondiente de este código. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P- Δ .

(Continúa)

Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

6.8.2 Límites de la deriva.

6.8.2.1 El valor de Δ_M debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = R \Delta_E \quad (16)$$

(Continúa)

(Continúa)

6.8.2.2 Δ_M no puede superar los valores establecidos en la tabla 8.

TABLA 8. Valores de D_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de	D_M máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

6.8.3 Las fuerzas laterales utilizadas para el cálculo de las derivas de piso deben obtenerse a partir del coeficiente C de la expresión del cortante basal, calculado sin tomar en cuenta el límite inferior del valor de C, ni las limitantes del Método 2 de determinación del valor de T.

6.9 Separación entre estructuras adyacentes.

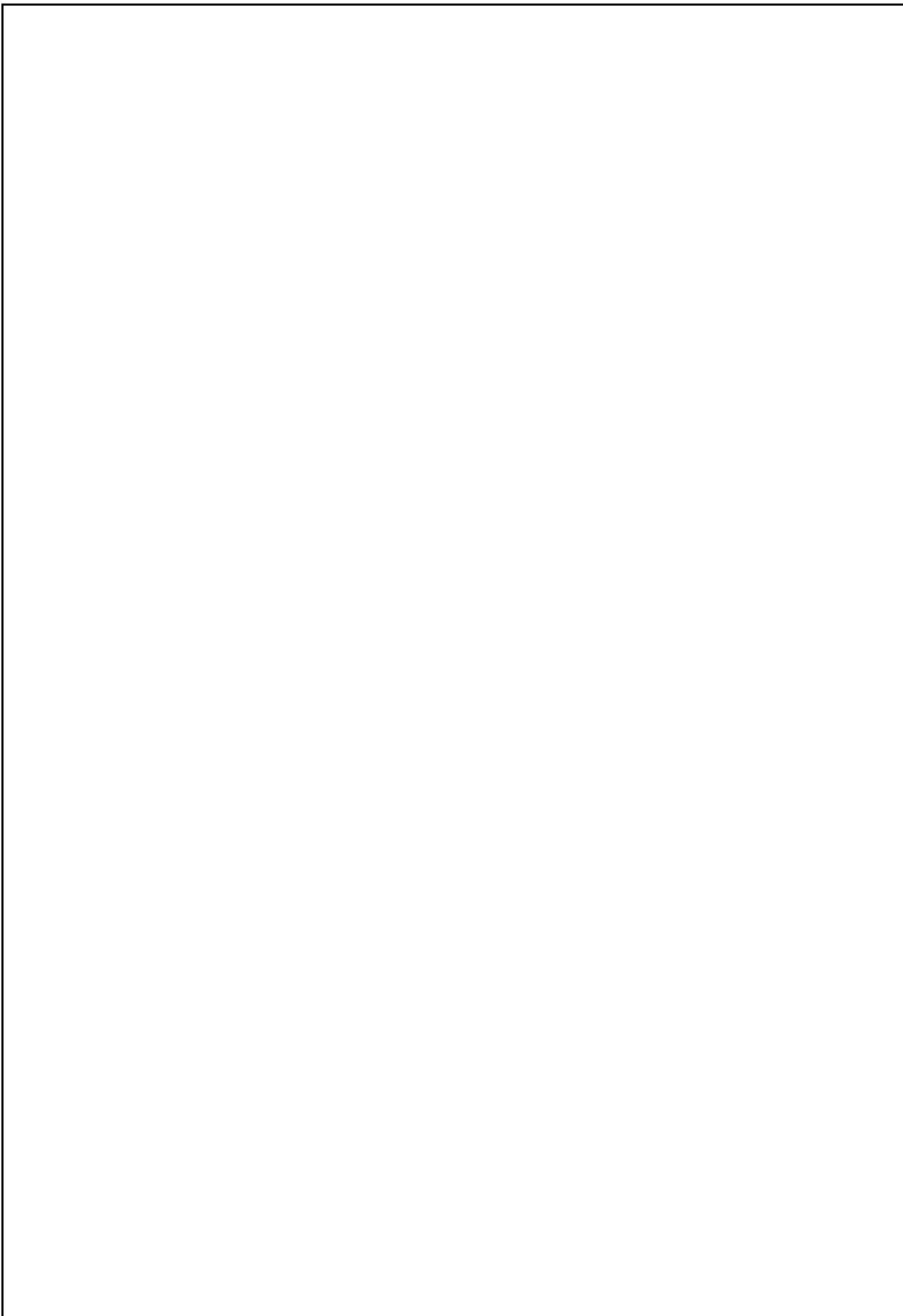
6.9.1 Dentro de la misma estructura: Todos los elementos de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como un solo esquema estructural a efectos de resistir el sismo de diseño, a menos que intencionalmente se separen unos elementos de otros una distancia suficiente para evitar problemas de colisión entre ellos. Para determinar la distancia mínima de separación entre los elementos estructurales, se debe verificar si los sistemas de entrepiso de cada una de las partes intencionalmente separadas coinciden a la misma cota en altura. De no coincidir, la distancia mínima de separación será el promedio de los valores absolutos de los desplazamientos máximos horizontales Δ_M , obtenidos según lo especificado en este código, para cada una de las partes de la estructura que se desee actúen separadamente. Por el contrario, si las cotas de los entrepisos coinciden, la separación mínima será la mitad del valor absoluto del desplazamiento máximo horizontal Δ_M de una de las partes, el más desfavorable. Dichos valores deben medirse en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se produzcan daños a los elementos estructurales al utilizar una distancia menor.

6.9.2 *Entre estructuras adyacentes.* Una de las responsabilidades de la reglamentación urbana de las ciudades será la de fijar la separación mínima que debe existir entre estructuras colindantes que no formen parte de la misma unidad estructural. En ausencia de una reglamentación de este tipo, pueden utilizarse las siguientes recomendaciones:

6.9.2.1 Cuando ya exista una estructura vecina en la cual previamente se haya dejado una separación con respecto al lindero del terreno, y cuyas cotas de los diferentes entrepisos coincidan con las cotas de los entrepisos de la estructura por diseñarse, la nueva estructura debe separarse de la existente una distancia igual a la cuarta parte del desplazamiento máximo horizontal Δ_M del último piso, más 0,005 veces la altura de la estructura vecina, menos la separación previamente existente entre la estructura vecina y la nueva por diseñarse. Sin embargo, en el caso de que las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coincidan con las cotas de entrepisos de la estructura por diseñarse, la distancia mínima de separación debe ser la mitad del desplazamiento máximo horizontal del último piso, más el uno por ciento de la altura de la estructura vecina, menos la separación previamente existente entre ambas estructuras.

6.9.2.2 Cuando ya exista una estructura vecina en la cual no existe una separación con respecto al lindero del terreno, y no se conozcan sus desplazamientos máximos, la nueva estructura debe separarse de la existente una distancia igual a la cuarta parte del desplazamiento máximo horizontal Δ_M del último piso, más una distancia igual a 0,005 veces la altura de la estructura vecina, para el caso en el que las cotas de los entrepisos de la estructura vecina coincidan con las cotas de la estructura por diseñarse. Si por el contrario, las cotas de los entrepisos de la estructura vecina no coinciden con las cotas de entrepisos de la estructura nueva, la distancia mínima de separación requerida será el doble del valor descrito en este numeral, para el caso de coincidencia de cotas de entrepisos.

(Continúa)



(Continúa)

(Continúa)

6.9.2.3 Cuando no se haya construido aún en el terreno colindante, y la reglamentación urbana permita construir estructuras adosadas, en aquellos pisos en los cuales no se requiere adosamiento, la estructura debe separarse del lindero del terreno una distancia igual a la mitad del desplazamiento máximo horizontal Δ_M del último piso.

6.10 Componentes verticales del sismo de diseño

6.10.1 De existir voladizos horizontales en las estructuras, éstos se diseñarán para una fuerza neta vertical reversible F_v expresada por

$$F_v = \frac{2}{3} Z I C_m W_p \quad (17)$$

En donde:

W_p = El peso que actúa en el voladizo.

6.11 Procedimiento dinámico de calculo de fuerzas.

6.11.1 Generalidades: Cuando se utilicen procedimientos de cálculo dinámico, éstos deben cumplir con los criterios establecidos en este código. La base del análisis constituirá una representación apropiada de la acción sísmica, de conformidad con los principios de la dinámica estructural, tal como se describe en el presente código.

6.11.2 La acción sísmica utilizada debe representar, como mínimo, a un sismo con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, sin la aplicación del factor de reducción de respuesta R , y puede ser una de las siguientes:

6.11.2.1 El espectro de respuesta elástico normalizado proporcionado en la Figura 4, consistente con el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de la tabla 3.

6.11.2.2 Un espectro de respuesta elástico obtenido para un sitio específico, basado en la geología, tectónica, sismología y características del suelo local. El espectro debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0,05, a menos que la utilización de otros valores sea consistente con el comportamiento estructural previsto y con la intensidad del sismo establecida para el sitio.

6.11.2.3 Acelerogramas desarrollados para el sitio específico que sean representativos de los terremotos reales esperados en la zona. Los espectros de respuesta de tales acelerogramas, tanto individualmente como su combinación, deben aproximarse al espectro de respuesta descrito en el numeral 6.11.2.1.

6.11.2.4 Para estructuras localizadas en el perfil de suelo tipo S4, se debe tomar en cuenta la posible amplificación de la respuesta de la estructura, debido a los efectos de interacción sueloestructura.

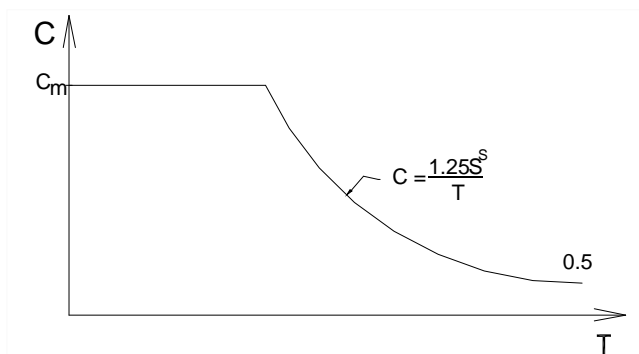
6.11.2.5 La componente vertical del sismo puede definirse mediante el escalamiento de la componente horizontal de la aceleración por un factor de 2/3.

(Continúa)



(Continúa)

(Continúa)

FIGURA 4. Espectro sísmico elástico, que representa el sismo de diseño.

6.11.3 Modelo Matemático: El modelo matemático de la estructura incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como también la distribución espacial de las masas y rigideces en la estructura, con una aproximación tal que sea capaz de capturar las características más significativas del comportamiento dinámico. Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional. Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez se deben utilizar los valores de las inercias agrietadas I_{cr} de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

6.11.4 Descripción de los Procedimientos de Análisis.

6.11.4.1 Análisis dinámico espectral: Constituye un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la máxima respuesta de todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura. Las respuestas modales máximas son calculadas utilizando las ordenadas de un espectro de respuesta apropiado, que corresponden a los períodos de los modos de vibración. Las contribuciones modales máximas son combinadas de una forma estadística para obtener una aproximación de la respuesta estructural total.

6.11.4.2 Análisis paso a paso en el tiempo: Constituye un análisis de la respuesta dinámica de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un acelerograma específico.

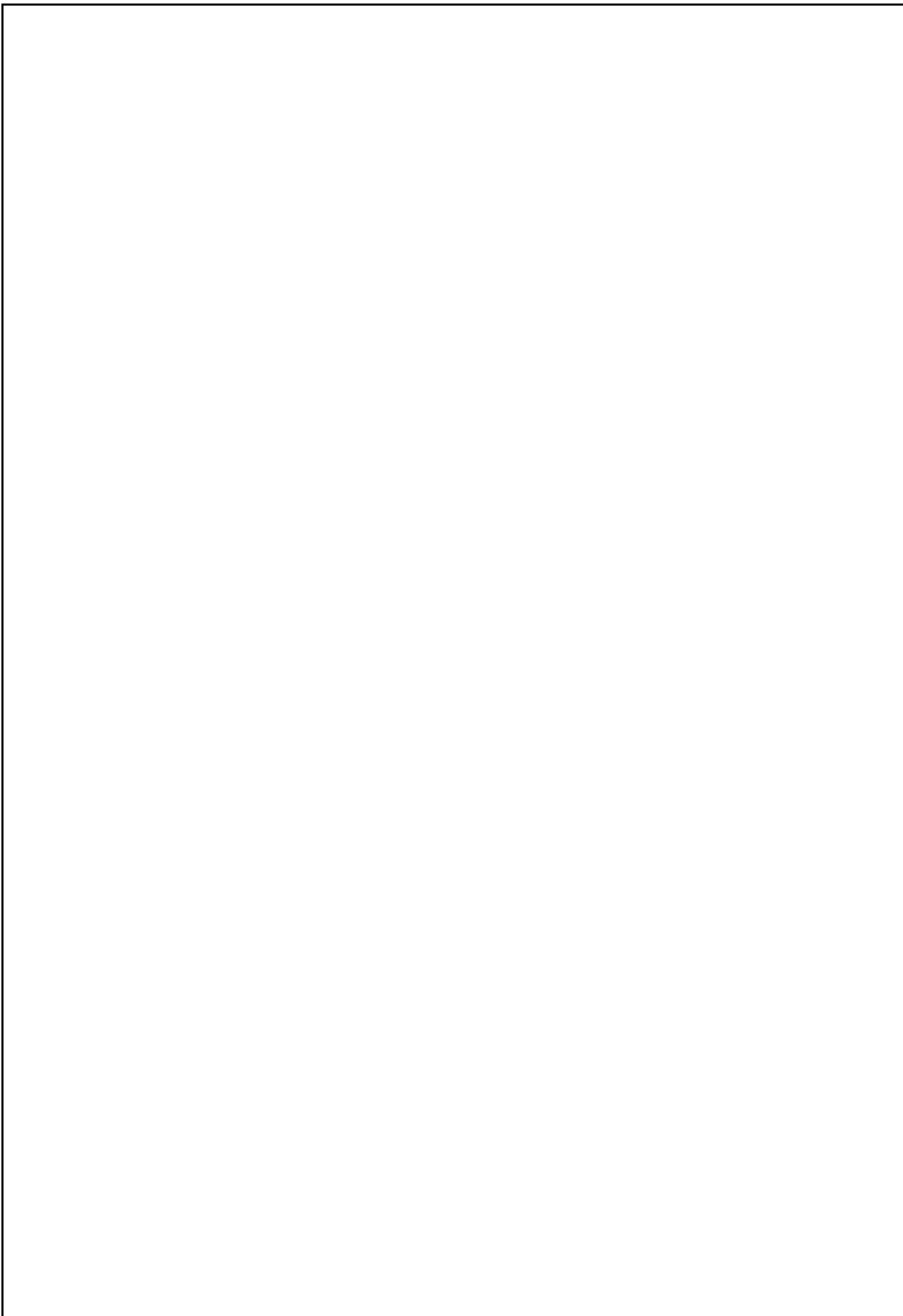
6.11.5 Análisis dinámico espectral.

6.11.5.1 Representación del espectro de respuesta e interpretación de resultados: Los parámetros de respuesta, incluyendo fuerzas, momentos y desplazamientos, obtenidos mediante la utilización de un espectro de respuesta elástico que cumple con los requisitos descritos en el numeral correspondiente a la definición de la acción sísmica, se describirán como parámetros de respuesta elástica. Los parámetros de respuesta elástica pueden ser reducidos de acuerdo con 6.11.5.4.

6.11.5.2 Número de modos: El requerimiento de que se utilicen en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

6.11.5.3 Combinación de modos: Las fuerzas máximas en elementos, los desplazamientos, cortantes de piso, fuerzas cortantes y reacciones máximas para cada modo, se combinarán utilizando métodos reconocidos por la dinámica estructural. Cuando se utilicen modelos tridimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

(Continúa)



(Continúa)

(Continúa)

6.11.5.4 Reducción de los parámetros de respuesta elástica para diseño: Los parámetros de respuesta elástica pueden ser reducidos para propósitos de diseño, con el limitante de que en ningún caso podrán reducirse los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño correspondiente sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por R. El valor de R debe obtenerse de la tabla 7 y podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismorresistente acordes con la filosofía de diseño del presente código.

6.11.5.5 Efectos direccionales: Los efectos direccionales de las componentes horizontales de los sismos se deben tomar en cuenta de igual forma a la descrita para el método estático. Cuando existe la presencia de voladizos horizontales, los efectos de la componente vertical de los sismos deben considerarse de similar manera a la descrita en el método estático. Alternativamente, la respuesta dinámica vertical puede calcularse utilizando métodos dinámicos; sin embargo, en ningún caso la respuesta utilizada para diseño será menor que la obtenida aplicando el método estático.

6.11.5.6 Torsión: El análisis debe considerar los efectos torsionales, incluyendo los efectos debidos a la torsión accidental especificados para el caso del análisis estático. Cuando se utilizan modelos tridimensionales en el análisis, los efectos de la torsión accidental deben considerarse, mediante una apropiada re-localización de las masas, o mediante la aplicación de los procedimientos estáticos equivalentes descritos en la sección correspondiente al análisis estático de este código.

6.11.6 Análisis paso a paso en el tiempo.

6.11.6.1 Registros de aceleración: Los análisis paso a paso en el tiempo deben realizarse utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos de 3 eventos sísmicos. Estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño. Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, pueden utilizarse acelerogramas apropiadamente simulados para generar el número de registros y de componentes requeridos. Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0,05. Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre $0,2 T$ y $1,5 T$, siendo T el período fundamental de la estructura, medido en segundos. Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato. Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés. Si se realizan 7 o más análisis paso a paso en el tiempo, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés.

6.11.6.2 Análisis elásticos paso a paso en el tiempo: Los análisis elásticos paso a paso en el tiempo deben cumplir con los requisitos especificados en este código para realizar análisis dinámicos, construir modelos matemáticos de las estructuras, definir la acción sísmica, el número de modos, la reducción de los parámetros elásticos de respuesta a efectos de diseño, los efectos direccionales, de torsión y de registros de aceleración. Los parámetros de respuesta obtenidos a partir de análisis elásticos paso a paso se denominarán parámetros de respuesta elástica, y pueden reducirse de conformidad con lo dispuesto en este código para el caso de análisis dinámicos.

6.11.6.3 Análisis no-lineales paso a paso en el tiempo: Los análisis no-lineales paso a paso en el tiempo deben cumplir con los principios establecidos por la dinámica estructural, y los acelerogramas a utilizar deberán cumplir con los mismos requisitos especificados en 6.11.6.1. Las capacidades y las características de los elementos estructurales no-lineales deben modelarse de manera consistente

(Continúa)



(Continúa)

(Continúa)

con datos experimentales o mediante análisis adecuadamente sustentados. La respuesta máxima inelástica en desplazamientos no debe ser reducida y cumplirá con los límites establecidos anteriormente en este código.

6.11.6.4 Revisión del diseño cuando se utilice análisis no-lineal paso a paso en el tiempo: Si se realiza un análisis no lineal paso a paso con el fin de justificar un diseño estructural, se deberá efectuar una revisión del diseño de la estructura por parte de un equipo independiente de ingenieros que incluyan a personas ampliamente reconocidas y experimentadas en métodos de análisis sísmicos. La revisión del diseño de la estructura deberá incluir, pero no limitarse a lo siguiente:

- Revisión de los criterios aplicados para la obtención de un espectro para el sitio de emplazamiento
- y/o para la generación de acelerogramas.
- Revisión del diseño preliminar de la estructura (previo a la aplicación del análisis no-lineal) – Revisión del diseño final de la estructura y de todos los criterios de análisis empleados.

La memoria de cálculo incluirá, a más de los cálculos y los planos de detalle, un escrito firmado por todos los miembros del equipo independiente de ingenieros que realizó la revisión, en el que se certifique que todas las revisiones descritas se han realizado.

7. OTRAS ESTRUCTURAS DIFERENTES A LAS DE EDIFICACIÓN.

7.1 Generalidades. Las estructuras distintas a las de edificación incluyen todas las estructuras autoportantes que no son edificios, las cuales soportan cargas verticales y deben resistir los efectos sísmicos, tales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, presas, tuberías, etc., cuyo comportamiento dinámico es distinto al comportamiento de las estructuras de edificación. Este tipo de estructuras se diseñarán para resistir las fuerzas laterales mínimas especificadas en este numeral, complementadas mediante consideraciones adicionales especiales aplicables a cada tipo de estructura. El diseño se realizará de conformidad con los requisitos aplicables de las secciones anteriores de este código, modificadas con los requisitos que se describen en los siguientes numerales.

7.2 Criterios. Las fuerzas sísmicas mínimas de diseño descritas en esta sección se han establecido a un nivel tal, necesario para producir desplazamientos sobre modelos elásticos de estructuras empotradas en su base, comparables con los desplazamientos esperados en estructuras reales sometidas al sismo de diseño. Se permite una reducción de estas fuerzas mediante el factor R (tabla 9) cuando el diseño de este tipo de estructuras provea de suficiente resistencia y ductilidad a las mismas, de manera consistente con la filosofía de diseño y las especificaciones del presente código.

TABLA 9. Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación.

Tipos de estructuras	R
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas, soportadas mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	3
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación.	5
Estructuras tipo cantiliver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes.	4
Torres en celosía (autoportantes o atirantadas)	4
Estructuras en forma de péndulo invertido	3
Torres de enfriamiento	5
Depósitos elevados soportados por un pila o por apoyos no arriostrados	4

(Continúa)

Letreros y carteleras	5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	3
Otras estructuras no descritas en este código	3

(Continúa)

(Continúa)

7.3 Peso W. El peso de las estructuras incluirá todas las cargas muertas definidas anteriormente para el caso de edificios. Para propósitos de cálculo de fuerzas laterales de diseño, W debe incluir todos los pesos presentes debidos a los contenidos de dichas estructuras, en condiciones de operación normal.

7.4 Período. El período fundamental de la estructura se calculará utilizando métodos reconocidos de la dinámica estructural, tales como el Método 2 descrito anteriormente en este código para el caso de estructuras de edificación.

7.5 Deriva. Los límites de deriva establecidos para estructuras de edificios no necesitan ser aplicados para este tipo de estructuras. Los límites de deriva deben establecerse para los elementos estructurales y no estructurales cuya falla podría ocasionar peligro para la vida y la seguridad. Sin embargo, los efectos P-Δ deben calcularse para estructuras cuyas derivas excedan los límites establecidos en el presente código para el caso de estructuras de edificación.

7.6 Efectos de Interacción: Las estructuras que soporten elementos no-estructurales flexibles cuyo peso combinado exceda en un 25% al peso de la estructura, deben diseñarse considerando los efectos de interacción entre la estructura y dichos elementos.

7.7 Fuerzas laterales: Los procedimientos de cálculo de fuerzas laterales para sistemas estructurales similares a los utilizados para el caso de edificaciones, deben diseñarse como tales. Para el caso de estructuras rígidas (con períodos menores a 0,6 s), éstas se deben diseñar (incluidos sus anclajes) aplicando la fuerza lateral obtenida mediante la ecuación.

$$V = 0,6 Z I W \quad (18)$$

7.7.1 La fuerza V debe distribuirse de acuerdo con la distribución de masas y debe aplicarse en cualquier dirección horizontal.

7.8 Tanques con fondo apoyado: Los tanques cuyo fondo se encuentra apoyado directamente sobre la superficie del suelo o bajo ella, y los tanques cuyo fondo se encuentra apoyado sobre otros elementos estructurales, se diseñarán para resistir las fuerzas laterales calculadas utilizando el procedimiento descrito para estructuras rígidas en el numeral anterior, incluyendo todo el peso del tanque y el de su contenido. Alternativamente, estos tanques pueden diseñarse siguiendo uno de los dos siguientes procedimientos:

7.8.1 Un análisis espectral, el cual incluya las consideraciones de un sismo esperado en el sitio y los efectos de la inercia de los fluidos contenidos en el tanque.

7.8.2 Un procedimiento prescrito por códigos y normativas internacionales de reconocido valor, aplicables al caso de estructuras de tanques.

7.9 Otras estructuras diferentes a las estructuras de edificación: Otras estructuras que no sean de edificación y que no estén cubiertas por los numerales anteriores, se diseñarán para resistir fuerzas laterales mínimas no menores a las determinadas para estructuras de edificación especificadas anteriormente en este código, con los siguientes requisitos y excepciones adicionales:

7.9.1 El factor R se determinará según la tabla 9, considerando que el cortante basal de diseño no debe ser menor que

$$V = 0,48 Z I W \quad (19)$$

ni tampoco menor que

$$1,14 Z I$$

(Continúa)

$$V = \frac{\rho \omega^2 R^2}{2} W (20)$$

R

(Continúa)

(Continúa)

(Continúa)

7.9.2 Debe tomarse en cuenta que la utilización del factor de reducción de respuesta R puede utilizarse únicamente cuando las estructuras se diseñen conforme lo establecen las especificaciones de diseño sismo-resistente de estructuras de hormigón armado, mampostería, metálicas, madera u otros consistentes con la filosofía de diseño del presente código.

7.9.3 La distribución vertical de las fuerzas sísmicas de diseño se determinará mediante los requisitos de distribución vertical de fuerzas laterales aplicables a estructuras de edificación, o mediante procedimientos de análisis dinámico.

(Continúa)

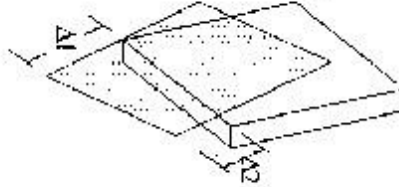
(Continúa)

(Continúa)

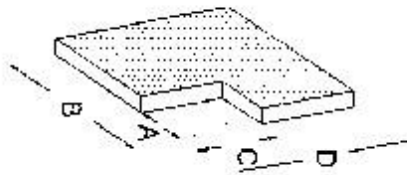
FIGURA 2. Irregularidades en planta

Tipo 1- Irregularidad torsional- $\phi_{P_i} = 0.9$

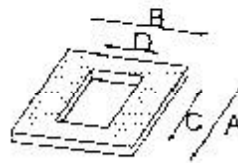
$$\Delta > 1,2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$$



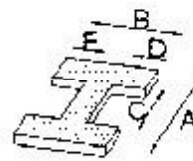
Tipo 2- Retrocesos excesivos en las esquinas - $\phi_{P_i} = 0.9$
 $A > 0,15B$ y $C > 0,15D$



Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso - $\phi_{P_i} = 0.9$



1) $C \times D > 0,5 A \times B$

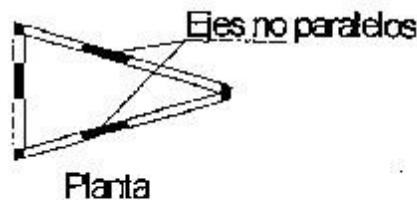


2) $(C \times D + C \times E) > 0,5 A \times B$

Tipo 4 - Desplazamiento de los planos de Acción - de elementos verticales $\phi_{P_i} = 0.8$



Tipo 5 - Ejes estructurales no paralelos - $\phi_{P_i} = 0.9$



NOTA: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales. (Continúa) la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

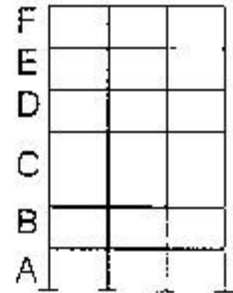
FIGURA 3. Irregularidades en elevación

Tipo 1 - Piso flexible - $\phi_{E_i} = 0,9$

Rigidez $K_C < 0,70$ Rigidez K_D

ó

Rigidez $K_C < 0,80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$

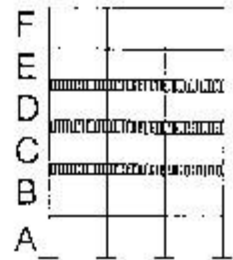


Tipo 2 - Distribución de masas - $\phi_{E_i} = 0,9$

$m_D > 1,50 m_E$

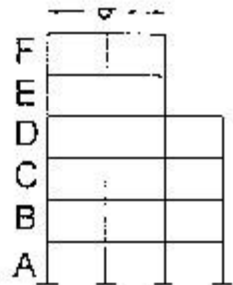
ó

$m_D > 1,50 m_C$



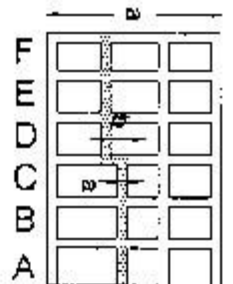
Tipo 3 - Irregularidad Geométrica - $\phi_{E_i} = 0,9$

$a > 1,30 b$



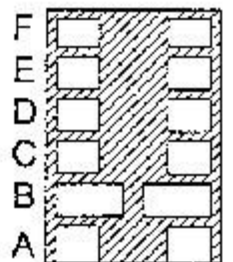
Tipo 4 - Desalineamientos en ejes verticales - $\phi_{E_i} = 0,8$

$b > a$



Tipo 5 - Piso débil - $\phi_{E_i} = 0,8$

Resistencia Piso B $< 0,70$ Resistencia Piso C



NOTA: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local (Columna) de la edificación.

APÉNDICE Z

Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Esta parte del código no requiere de otros para su aplicación.

Z.2 BASES DE ESTUDIO

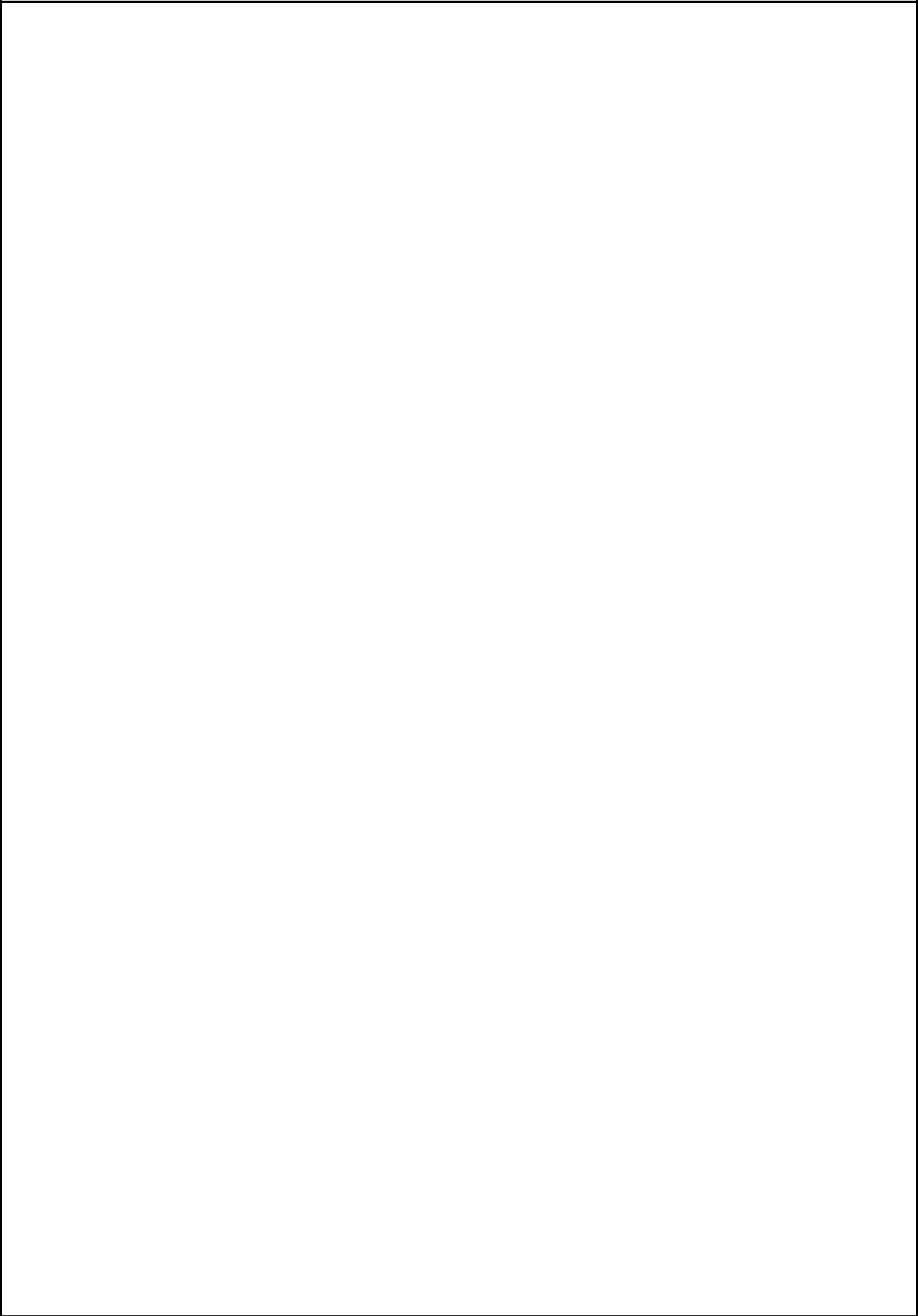
NSR-98. Tomo 1. Norma Colombiana de *Diseño y Construcción Sismo Resistente*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica A15. Bogotá, 1998.

UBC Uniform Building Code. 1997. International Conference of Building Officials, ICBO. California, 1997.

Reglamento Nacional de Construcciones del Perú, Norma Técnica de Edificación E. 030. Diseño Sismorresistente. Lima, 1997.

Yépez F., J. Fernández S. Días y H. Yepes, 2000. “*Criterios utilizados para la definición del capítulo 1 del nuevo Código Ecuatoriano de la Construcción*” CEC-2000. Memorias de las XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito, 2000.

Yépez F. J. Fernández, S. Díaz, H. Yepes J. Valverde, E. García, M Mera, A. Villacrés y F. Torres, 2000. “*Código Ecuatoriano de la Construcción CEC – 2000, Capítulo 1: Peligro Sísmico, Espectros de Diseño y Fuerzas Sísmicas de Diseño*”, Memorias de las XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural. Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito, 2000.



INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

Documento: TITULO: CÓDIGO ECUATORIANO DE LA **Código:**
 CPE INEN 5 Parte CONSTRUCCIÓN REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO. CO 01.07-
 601.10
 1 Capítulo 12 **PELIGRO SÍSMICO, ESPECTROS DE DISEÑO Y**
REQUISITOS MÍNIMOS DE CÁLCULOS PARA DISEÑO
SÍSMICO RESISTENTE

ORIGINAL: Fecha de iniciación del estudio:	REVISIÓN: Fecha de aprobación anterior por Consejo Directivo Oficialización con el Carácter de Obligatorio por Acuerdo No. 1053 de 1979-10-30 publicado en el Registro Oficial No. 50 de 1979- 10-23 Fecha de iniciación del estudio: 2000-07-15
--	---

Fechas de consulta pública: de _____ a _____

Subcomité Técnico: **Código de Estructuras**

Fecha de iniciación: 2000-09-19

Fecha de aprobación: 2000-10-13

Integrantes del Subcomité Técnico:

NOMBRES:

Ing. Jennette Fernández (Presidente)

 Ing.- Fabricio Yépez Ing.
 Fabián Torres T.
 Ing. Jorge Valverde B. Ing.
 Patricio Placencia
 Ing. Hugo Yépez
 Ing. Sigifredo Díaz M.
 Ing. Fernando Zurita Ing.
 Mario Morán P-
 Ing. Luis Clavijo
 Arq. Octavio Villacreses P. Ing.
 Pablo Caiza S.
 Ing. Fausto Mejía
 Ing. Walter Mera
 Ing. Carlos García O. (Secretario Técnico)

INSTITUCIÓN REPRESENTADA:

COMITÉ DEL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA
 CONSTRUCCIÓN
 IT CONSULT CONSULTORA CIA. LTDA.
 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
 ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 INSTITUTO GEOFÍSICO DE LA E.P.N.
 ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
 DEFENSA CIVIL
 CÁMARA DE LA CONSTRUCCIÓN DE QUITO
 ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL EJERCITO
 COLEGIO DE ARQUITECTOS DEL GUAYAS
 ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL EJERCITO
 COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE PICHINCHA
 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTIAGO DE GUAYAQUIL
 INEN

Otros trámites: Como el Artículo 1 del Acuerdo 1053 Publicado en el Registro Oficial No. 50 de 1979-10-23 oficializa las dos partes de CEC en su primera revisión, el Consejo Directivo del INEN resolvió que se oficialice esta parte del Código Ecuatoriano de la Construcción (CPE INEN 5: Parte 1. Capítulo 12) y se ponga en Consulta Pública por un año a partir de la firma del respectivo Acuerdo.

CARÁCTER: Se recomienda su aprobación como: OBLIGATORIO

Aprobación por Consejo Directivo en sesión Oficializada como: Obligatorio

de 2001-03-28 como: Obligatorio

Por Acuerdo Ministerial No. 01243 de 2001-07-13
Registro Oficial No. 382 de 2001-08-02

Instituto Ecuatoriano de Normalización, INEN - Baquerizo Moreno E8-29 y Av. 6 de Diciembre
Casilla 17-01-3999 - Telfs: (593 2)2 501885 al 2 501891 - Fax: (593 2) 2 567815
Dirección General: [E-Mail:furresta@inen.gov.ec](mailto:furresta@inen.gov.ec)
Área Técnica de Normalización: [E-Mail:normalizacion@inen.gov.ec](mailto:normalizacion@inen.gov.ec)
Área Técnica de de Certificación: [E-Mail:certificacion@inen.gov.ec](mailto:certificacion@inen.gov.ec)
Área Técnica de de Verificación: [E-Mail:verificacion@inen.gov.ec](mailto:verificacion@inen.gov.ec)
Área Técnica de Servicios Tecnológicos: [E-Mail:inencati@inen.gov.ec](mailto:inencati@inen.gov.ec)
Regional Guayas: [E-Mail:inenguayas@inen.gov.ec](mailto:inenguayas@inen.gov.ec)
Regional Azuay: [E-Mail:inencuenca@inen.gov.ec](mailto:inencuenca@inen.gov.ec)
Regional Chimborazo: [E-Mail:inenriobamba@inen.gov.ec](mailto:inenriobamba@inen.gov.ec)
URL:www.inen.gov.ec

