ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA MECÁNICA

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 4 PISOS EN ACERO PARA PROYECTO DE VIVIENDA MASIVO

PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO MECÁNICO

PATRICIO VLADIMIR COLIMBA QUIJIA
patrikk_colimba@outlook.com

FRANKLIN IVAN CHOCA SIMBAÑA
ivan.choca@outlook.es

DIRECTOR: Ing. Carlos Baldeón, MDI
carlos.baldeon@epn.edu.ec

Quito, Septiembre 2016

DECLARACIÓN

Nosotros PATRICIO VLADIMIR COLIMBA QUIJIA y FRANKLIN IVAN CHOCA SIMBAÑA declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

Choca Simbaña Franklin Iván

Colimba Quijia Patricio Vladimir

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por CHOCA SIMBAÑA FRANKLIN IVAN y COLIMBA QUIJIA PATRICIO VLADIMIR, bajo mi supervisión.

Ing. Carlos Baldeón, MDI
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A mi madre por apoyarme incondicionalmente ante cualquier adversidad o problema que enfrente en mi vida apoyando mis ideales y motivando mis sueños.
A mi familia, mis abuelos que estuvieron en los primeros logros y mantienen la confianza en mi persona con la cual se pudo alcanzar una nueva meta.
A la universidad, la gloriosa facultad, sus aulas sus tradiciones y compañeros que marcaron una parte importante en el desarrollo y crecimiento personal.
A mi director de tesis Ing. Carlos Baldeón por su acertada colaboración en el desarrollo de este proyecto.
Aquellas y aquellos que hacen de este viaje llamado vida un desafío constante en el día a día y nos hacen conocernos a nosotros mismos con momento únicos e irrepetibles y alimentan el fuego interno en cada alma tan única e infinita.

Patrick Colimba

A mis padres Irma y Segundo por haberme guiado y apoyado durante toda mi vida, en buenos y malos momentos, por sus enseñanzas, consejos, valores los cuales han sido de gran ayuda a lo largo de toda mi etapa estudiantil.
A mi hermana quien ha sido mi confidente, mi apoyo y más que nada mi amiga.
A toda mi familia porque de una u otra forma me brindaron su ayuda para cumplir esta meta.
A Adriana por el apoyo, paciencia y toda la ayuda que de una u otra forma me ha brindado durante este proyecto.
A todos mis amigos por estar siempre en las buenas y en las malas. Gracias por compartir mi vida universitaria, y agradecimiento especial a Patrick mi compañero de tesis que supo entender mi condición y ayudarme en cada momento.
Un agradecimiento especial al Ing. Carlos Baldeón por su ayuda incondicional para la realización de este proyecto

Iván Choca

DEDICATORIA

A mi madre a mis Abuelos y mi hermano que han estado presentes en instancias buenas y malas en el transcurso de mi vida.

Patrikk

El presente proyecto se lo dedico a mis padres Irma y Segundo, quienes han sido mi fuerza e inspiración para seguir adelante.

A mi hermana Vanessa por estar siempre en buenos y malos momentos.

Y especialmente a mi hija Ariana quien es mi motor para seguir adelante y luchar cada día de mi vida Te amo hija mía.

Iván Choca

CONTENIDO

Declaración i
Certificación ii
Agradecimientos iii
Dedicatoria iv
Índice de figuras xii
Índice de tablas xiv
Presentación xvii
Resumen xviii
CAPÍTULO 1 1
1. INTRODUCCIÓN 1
1.1. Edificaciones 1
1.2. Clasificación de las edificaciones 2
1.3. Componentes de edificios de varios pisos 2
1.3.1. Miembros estructurales 3
1.3.2. Conexiones de marcos estructurales 3
1.3.2.1. Conexiones simples 3
1.3.2.2. Conexiones semirigidas 4
1.3.2.3. Conexiones rígidas 5
1.3.3. Diafragmas horizontales 6
1.3.4. Sistemas de cortante resistentes a cargas laterales 7
1.3.4.1. Marcos de cortante con contraventeo concéntrico 8
1.3.4.2. Marcos de cortante con contraventeo excéntrico 8
1.3.4.3. Muros de cortante 9
1.3.4.4. Marcos de cortante resistente a momento 10
1.4. Secciones estructurales 10

1.4.1. Secciones laminadas estándar 10
1.4.2. Secciones armadas 14
1.4.3. Perfiles laminados en frío 15
1.5. Normas y códigos del diseño estructural 16
1.6. Cargas de construcción 17
1.6.1. Cargas muertas 17
1.6.2. Cargas vivas 17
1.6.2.1. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas 17
1.6.3. Cargas de viento 19
1.6.4. Cargas de sismo 19
1.7. Combinaciones de cargas 19
1.8. El acero como material de estructural 21
1.8.1. Ventajas del acero. 21
1.8.2. Desventajas del acero. 22
1.9. Propiedades estructurales del acero 22
1.9.1. Resistencia mecánica del acero 22
1.9.2. Módulo de elasticidad 23
1.9.3. Coeficiente de poisson 24
1.9.4. Módulo de rigidez 24
1.10. Fatiga 24
1.11. Análisis estructural 25
1.12. Métodos de diseño de estructuras de acero. 25
1.12.1. Método de diseño ASD 26
1.12.2. Método de diseño LRFD 27
CAPÍTULO 2 28
2. ANÁLISIS, SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS Y DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS FUNCIONALES. 28

2.1. Prefactibilidad 28
2.1.1. Definición del problema 28
2.2. Análisis y selección de alternativas 29
2.2.1. Selección de material 29
2.2.2. Selección de conexiones 31
2.2.3. Selección del tipo de perfiles 33
2.3. Resumen de selección de alternativas 34
CAPÍTULO 3 35
3. CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 35
3.1. Determinación de cargas de diseño 35
3.1.1. Carga muerta 35
3.1.2. Carga viva 35
3.1.3. Carga de viento 36
3.1.4. Carga de sismo 38
3.2. Realización de modelo estructural y asignación de parámetros en el programa SAP2000 v17 43
3.2.1. Definición del material 43
3.2.2. Definición de perfiles 44
3.2.2.1. Vigas 44
3.2.2.2. Columnas 46
3.2.2.3. Elementos de losa 46
3.2.3. Definición de los casos de carga. 47
3.2.4. Combinaciones de carga 48
3.2.5. Definición de la geometría 48
3.2.6. Asignación de carga muerta 49
3.2.7. Asignación de carga viva 50
3.2.8. Asignación carga de viento 50

3.2.9. Asignación de la carga de sismo 51
3.2.10. Análisis del modelo 52
3.3. Diseño de miembros a tracción 52
3.3.1. Teoría general 52
3.4. Diseño de miembros a compresión 53
3.4.1. Teoría general 53
3.5. Diseño de miembros a flexión 58
3.5.1. Teoría general 58
3.6. Diseño de miembros a corte 59
3.7. Diseño de placa base 60
3.7.1. Teoría general 60
3.8. Diseño pernos de anclaje 61
3.8.1. Teoría general 61
3.9. Memoría de cálculo 62
3.9.1. Diseño de miembros a compresión 62
3.9.2. Diseño de miembros a flexión 68
3.9.2.1. Predimensionamiento de las viguetas 69
3.9.2.2. Diseño de viguetas a corte 73
3.9.2.3. Diseño de vigas principales 74
3.9.2.4. Diseño de vigas principales a corte 76
3.9.3. Diseño de elementos a ténsion 77
3.9.4. Dimensionamiento placa base 78
3.9.5. Pernos de anclaje 83
3.10. Diseño de conexiones 85
3.10.1. Conexiones soldadas 85
3.10.1.1. Conexiones simples 86
3.10.1.2. Conexiones de momento 86

3.10.1.3. Cálculo de conexiones soldadas 86
3.10.2. Cálculo de conexiones 89
3.10.3. Resistencia metal base 89
3.10.4. Cálculo de conexiones estructurales 91
3.10.4.1. Conexión viga IPE 330 - viga VK 330 91
3.10.4.2. Conexión viga IPE 450 – IPE 330 94
3.10.4.3. Conexión viga VK 330- IPE 450-placa respaldo 96
3.10.5. Diseño conexión columna-placa base. 98
3.11. Deflexiones en vigas 100
3.12. Análisis dinámico de la edificación 100
3.13. Estabilidad de la estructura 102
3.14. Resultados de analisis dinámico 103
3.15. Control de derivas entre pisos 104
CAPÍTULO 4 106
4. FABRICACIÓN Y MONTAJE 106
4.1. Fabricación 106
4.1.1. Adquisición de material 107
4.1.2. Transporte de material 107
4.1.3. Almacenamiento 107
4.1.4. Corte y emsable 107
4.1.5. Soldadura 108
4.1.6. Inspección de soldadura 109
4.1.7. Pintura 110
4.1.8. Trasnporte 110
4.2. Montaje 111
4.2.1. Distribución de miembros estructurales 111
4.2.2. Punteado de soldadura 111

4.2.3. Inspección de montaje 112
4.2.4. Soldadura final (remate) 112
4.2.5. Inspección de soladura en campo 112
4.2.6. Pintura final 113
4.3 Cronograma 113
CAPÍTULO 5 115
5. COSTOS 115
5.1. Análisis de costos unitarios 115
5.1.1. Costo de vigas 115
5.1.2. Costos columnas 116
5.1.3. Vigas upn100 116
5.1.4. Fabricación de placa base 117
5.1.5. Pernos de anclaje 117
5.1.6. Placas conectoras 118
5.1.7. Mensulas para columnas 119
5.1.8. Vigas para cubierta 120
5.1.9. Vigas escaleras 120
5.1.10. Losa colaborante (steel deck) 121
5.1.11. Malla electrosoldada 121
5.2. Presupuesto 121
CAPÍTULO 6 126
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 126
6.1. Conclusiones 126
6.2. Recomendaciones 128
7. BIBLIOGRAFÍA 129
ANEXOS 131
Anexo 1 planos arquitectónicos 132

Anexo 2 wps´s 133

Anexo 3 resultados análisis en el programa sap2000 134

Anexo 4 precios unitarios de elementos estructurales. 148

Anexo 5 catálogos y cotizaciones 172

Anexo 6 planos estructurales 183

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Composición típica de un edificio a base de marcos 2
Figura 1.2 Clasificación de miembros estructurales..... 3
Figura 1.3 Conexiones simples..... 4
Figura 1.4 Algunas conexiones semirrígidas..... 5
Figura 1.5 Conexiones resistentes a momentos..... 6
Figura 1.6 Composición típica de un diafragma..... 6
Figura 1.7 Transferencia de cargas laterales a través de la estructura..... 7
Figura 1.8 Disposición estable de un sistema de cortante. 7
Figura 1.9 Configuraciones de marcos de cortante de contraventeo concéntrico 8
Figura 1.10 Marco de cortante de contraventeo excéntrico..... 9
Figura 1.11 Muro de cortante 9
Figura 1.12 Marco de cortante..... 10
Figura 1.13 Secciones armadas por soldadura 15
Figura 1.14 Ejemplos de algunos perfiles laminados en frio 15
Figura 1.15 Diagrama esfuerzo-deformación del acero 23
Figura 2.1 Localización del proyecto 28
Figura 3.1 Espectro elástico de diseño sísmico 39
Figura 3.2 Distribución del cortante basal..... 43
Figura 3.3 Definición de materiales 44
Figura 3.4 Viga principal..... 44
Figura 3.5 Viga secundaria..... 45
Figura 3.6 Viguetas 45
Figura 3.7 Columnas 46
Figura 3.8 Columnas 10x20 46
Figura 3.9 Patrones de carga. 47
Figura 3.10 Combinaciones de carga 48
Figura 3.11 Geometría del edificio..... 49
Figura 3.12 Asignación de carga muerta..... 49
Figura 3.13 Asignación carga viva..... 50
Figura 3.14 Asignación de carga de viento 51
Figura 3.15 Coeficiente de sismo 51
Figura 3.16 Análisis del modelo estructural..... 52

Figura 3.17 Nomogramas para cálculo de longitud efectiva 56
Figura 3.18 Placa base 60
Figura 3.19 Perno de anclaje 62
Figura 3.20 Distribución de áreas 63
Figura 3.21 Distribución de áreas 68
Figura 3.22 Grafica de esfuerzos viga IPE300 72
Figura 3.23 Grafica de esfuerzos viga VK330 74
Figura 3.24 Elementos de placa base 79
Figura 3.25 Distribucion de fuerzas en placa 82
Figura 3.26 Ejemplo de juntas soldadas 85
Figura 3.27 Detalle conexión Viga IPE330-Viga VK330 91
Figura 3.28 Detalle conexión Viga IPE330- Viga IPE300 93
Figura 3.29 Conexión Viga IPE 450 - Viga IPE 330 95
Figura 3.30 Conexión Viga IPE 450 - Viga IPE 330 96
Figura 3.31 Conexión Viga IPE 450 - Viga IPE 330 97
Figura 3.32 Detalle conexión soldada placa base 98
Figura 3.33 Espectro estático de diseño sísmico de la edificación 101
Figura 4.1 Diagrama de flujo del proceso de fabricación de estructuras metálicas 106
Figura 4.2 Viga armada 108
Figura 4.3 Soldadura de una viga 108
Figura 4.4 Formas de medir el camber y sweep en vigas 109
Figura 4.5 Transporte de miembro estructural 110
Figura 4.6 Diagrama de flujo del proceso de montaje 111
Figura 4.7 Conexión viga-columna 112
Figura 4.8 Conexión viga-columna aprobada 113
Figura 4.9 Curva de avance 114
Figura 5.1 Placas de respaldo 118
Figura 5.2 Ménsulas soldadas a columna 119
Figura 5.3 Cronograma Valorado 124

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Descripción de perfiles normalizados 11
Tabla 1.2 Perfil W 11
Tabla 1.3 Perfil S 12
Tabla 1.4 Perfil HP 12
Tabla 1.5 Perfil T 13
Tabla 1.6 Perfil C 13
Tabla 1.7 Perfil L 14
Tabla 1.8Tubos estructurales 14
Tabla 1.9 Códigos y normas 16
Tabla 1.10 Sobre cargas mínimas uniformemente distribuidas 18
Tabla 1.11 Cargas de diseño 19
Tabla 1.12 Combinaciones de cargas LRFD 20
Tabla 1.13 Características de métodos de diseño F = fuerza; M = momento 26
Tabla 2.1 Aceros utilizados en diseño de edificaciones 29
Tabla 2.2 Ventajas para la selección del acero 29
Tabla 2.3 Matriz de comparación entre los criterios de selección y las alternativas 30
Tabla 2.4 Matriz normalizada 30
Tabla 2.5 Evaluación de parámetros 31
Tabla 2.6 Tipo de conexiones 31
Tabla 2.7 Criterios de selección. 31
Tabla 2.8 Matriz de comparación 32
Tabla 2.9 Matriz normalizada 32
Tabla 2.10 Evaluación de parámetros 32
Tabla 2.11 Tipo de secciones 33
Tabla 2.12 Criterios de selección 33
Tabla 2.13 Matriz de comparación 33
Tabla 2.14 Matriz normalizada 34
Tabla 2.15 Evaluación de parámetros 34
Tabla 2.16 Resumen de alternativas 34
Tabla 3.1 Carga muerta 35
Tabla 3.2 Factores de corrección 36
Tabla 3.3 Coeficiente de forma 37

Tabla 3.4 Valores para periodo de vibración 40
Tabla 3.5 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K 56
Tabla 3.6 Esfuerzos obtenidos por accion de la carga de sismo 63
Tabla 3.7 Características vigas IPE 450 64
Tabla 3.8 Limites de esbeltez 64
Tabla 3.9 Características vigas IPE 450 67
Tabla 3.10 Características viga VK330 69
Tabla 3.11 Elementos en compresión de miembros en flexión 70
Tabla 3.12 Características del perfil IPE 330 75
Tabla 3.13 Propiedades de perfil C armado 77
Tabla 3.14 Fuerzas que actuan sobre cimientos de hormigon 79
Tabla 3.15 Material de aporte para miembros estructurales 87
Tabla 3.16 Tamaño recomendado de garganta efectiva 88
Tabla 3.17 Tamaño minimo soldadura de filete 88
Tabla 3.18 Conexiones de soldadura 89
Tabla 3.19 Dimensiones de vigas 90
Tabla 3.20 Resistencia de los perfiles 90
Tabla 3.21 Dimensiones Vigas IPE 91
Tabla 3.22 Valores de fuerzas sísmicas dinámico 103
Tabla 3.23 Valores de fuerzas estáticas 103
Tabla 3.24 Reacciones en base carga última 103
Tabla 3.25 Valores de desplazamientos 104
Tabla 4.1 Elementos Estructurales 114
Tabla 5.1 Peso de vigas IPE330, VK330 115
Tabla 5.2 Peso columna IPE450 116
Tabla 5.3 Peso Viga UPN100 116
Tabla 5.4 Peso de placa base 117
Tabla 5.5 Peso de pernos de anclaje 117
Tabla 5.6 Peso de Placas 118
Tabla 5.7 Peso de mensulas 119
Tabla 5.8 Número Vigas de cubierta 120
Tabla 5.9 Número vigas de cubierta 120
Tabla 5.10 Número de Steel Deck 121

Tabla 5.11 Número de malla electrosoldada 121
Tabla 5.12 Costos de elementos estructurales 122
Tabla 5.13 Costos varios para implementacion del proyecto 123
Tabla 5.14 Valores inversión semanal 125

PRESENTACIÓN

El proyecto de titulación que se realizará, es el diseño estructural de un edificio de 4 pisos para proyecto de vivienda masivo ubicado en el sector de la armenia. El estudio técnico se realizará en 5 capítulos que se resumen a continuación.

En el capítulo uno, se menciona la teoría general del diseño estructural de edificaciones, seguidamente se hablará de los elementos generales que componen una edificación a base de estructura metálica, los códigos y normas con las cuales se diseña.

El segundo capítulo corresponde a la justificación del proyecto, como la selección de las alternativas, mediante ponderaciones técnicas se encontrará soluciones a cada una de estas.

El capítulo tres, contiene el cálculo de diseño estructural, en la primera parte se determinará las cargas fundamentales que está sometida la estructura, para posteriormente mostrar el diseño de los diferentes elementos que conforman la edificación, como también las simulaciones que se obtendrán a partir del programa SAP2000 v17.

El cuarto capítulo corresponde al análisis general de fabricación y montaje de la estructura de la edificación, en el cual se explicará los pasos a seguir para fabricar los elementos de la estructura hasta el paso final en el cual se llega a montar dichos elementos, sus respectivos controles de calidad y precauciones que se debe tener.

El capítulo cinco muestra el análisis de costos de fabricación y montaje de la estructura lo que incluye mano de obra para la fabricación de componentes, costo de elementos normalizados, costo de materiales consumibles, y el costo del material base utilizado en la fabricación de elementos y preparación de terreno para levantar la edificación.

En el sexto y último capítulo se detalla las conclusiones y recomendaciones con respecto al diseño, simulación y fabricación y montaje de la estructura planteada en el presente proyecto.

RESUMEN

Se realizará el diseño estructural de un edificio tipo en acero bajo condiciones y requerimientos específicos de diseños tanto arquitectónicos como estructurales. Se presenta el diseño de un edificio de apartamentos a base de estructura metálica, en el cual se realizará los estudios respectivos para que el proyecto cumpla con las normativas ecuatorianas e internacionales de la construcción, se planteara la análisis de costos para evaluar la inversión necesaria, para la respectiva evaluación del diseño estructural planteado se utilizara como herramienta computacional el software estructural SAP2000 v17 con el cual se verificarán condiciones de carga y sismo resistencia de la estructura para garantizar el diseño y seguridad de la estructura bajo las distintas condiciones de cargas que se puedan presentar en la estructura de la edificación.

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

El diseño de edificaciones sismo resistentes con estructura metálicas son de gran importancia en lugares en los cuales existe alto riesgo sísmico, debido al alto peligro que este tipo de fenómenos naturales causa, la base estructural de la edificación debe ser capaz de soportar los diferentes esfuerzos y cargas de diseño sin comprometer la fiabilidad del edificio.

El aumento demográfico en lugares estratégicos presenta nuevos desafíos para las ingenierías responsables de dar nuevas soluciones inmobiliarias que satisfagan las diferentes demandas de la población, así como las normativas de diseño locales e internacionales de construcción.

La estructura de la cual se compone la edificación debe cumplir con todas las especificaciones requeridas que se indican en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en la cual se realiza un enfoque del método de diseño LRFD (Load Resistence Factor Desing).

El desarrollo siderúrgico para grandes proyectos y construcciones de edificaciones con estructuras metálicas y combinadas presentan ventajas sobre las construcciones tradicionales con base de hormigón en el aspecto estructural en la factibilidad de construcción.

El desarrollo del estudio para condiciones sísmicas es de vital importancia para todo tipo de estructuras, especialmente en un país que constantemente presenta demandas sísmicas relacionados con movimientos telúricos o erupciones volcánicas.

1.1. EDIFICACIONES

Las edificaciones son aquellas construcciones realizadas por la humanidad en algún lugar en el cual se planea desarrollar un proyecto para algún propósito específico o definido. Las edificaciones pueden ser de varios tipos y pueden clasificarse de diferentes formas según sea su aplicación final para la cual fue construida.

1.2. CLASIFICACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

Las edificaciones pueden clasificarse según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural. La estructura de una edificación hace referencia a las vigas y columnas de las cuales está compuesto el edificio. La incorporación de nuevos materiales en el diseño se ha modificado con el tiempo debido a las nuevas demandas y problemas generados por requerimientos específicos de la sociedad.

Para la presente investigación es de gran importancia el diseño de edificaciones con estructura de acero.

1.3. COMPONENTES DE EDIFICIOS DE VARIOS PISOS

Frecuentemente en la construcción de edificios de acero, las estructuras más utilizadas son las formadas por marcos. La Figura 1.1 muestra la estructura a base de marcos de un edificio, en el cual los miembros horizontales llamadas vigas las cuales soportan cargas de gravedad que ejercen las losas de concreto, a su vez las láminas de acero la trasfieren a los miembros horizontales conocidos como trabes o también llamados vigas principales. Los trabes en cambio transfieren las cargas a miembros verticales llamados columnas, estos a su vez transfieren la carga hacia los cimientos, los mismo que soportan en si la estructura del edificio y dirigen la carga al suelo de sustentación.

La distribución de las columnas se la realiza de una manera uniforme con una configuración similar en todos los pisos del edificio, por esta razón las columnas se extienden a lo alto del edificio, por lo cual las cargas se trasmiten desde cada piso hacia la cimentación.

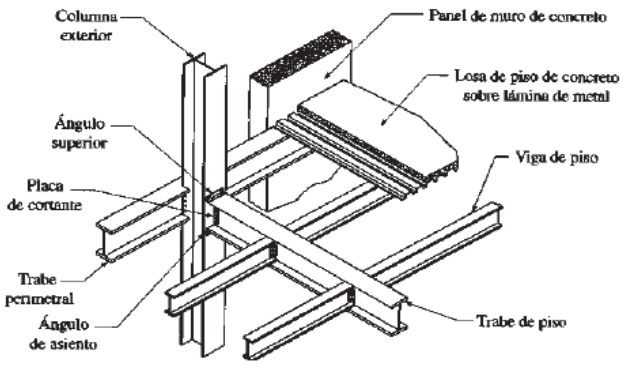


Figura 1.1 Composición típica de un edificio a base de marcos
(Fuente: Vinnakota S., "*Marco de acero típico de un edifico de varios pisos*", 2006)

1.3.1. MIEMBROS ESTRUCTURALES

Según el diseño estructural de edificaciones se sabe que existen cinco tipos de miembros estructurales, los cuales se clasifican en base a la carga principal que soportan. (Ver Figura 1.2)

NOMBRE	DESCRIPCIÓN
Tensores	Soportan tensión axial
Columnas	Sometidas a compresión axial
Vigas	Sometidas a cargas perpendicular
Eje	Sometidos a torsión
Viga - Columnas	Sometidas a compresión axial y a fuerzas o momentos perpendiculares a las mismas

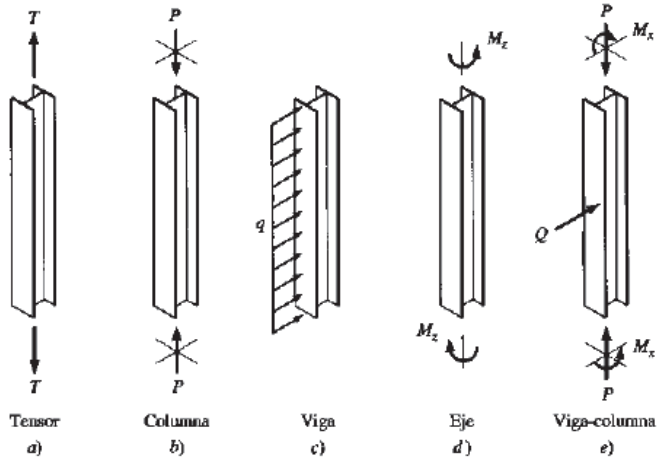


Figura 1.2 Clasificación de miembros estructurales

(Fuente: Vinnakota S., "*Clasificación de miembros para diseño estructural*", 2006)

1.3.2. CONEXIONES DE MARCOS ESTRUCTURALES

Las conexiones de los miembros de marcos estructurales básicamente son de tres tipos, los mismos que se clasifican según la forma de trasferencia de esfuerzos de los miembros conectados. Las conexiones deben ser soldadas, empernadas o a su vez una combinación de estas de acuerdo a la NEC 15.

1.3.2.1. Conexiones simples

Estas conexiones poseen gran flexibilidad la cual permite que los bordes de las vigas puedan girar hacia abajo en el momento en que estos están cargados, es el caso de las vigas simplemente apoyadas. En las conexiones simples existe mínima

resistencia al momento en el extremo, prácticamente es despreciable, se consideran solamente capaces de soportar fuerza cortante. En la Figura 1.3 se observan distintos tipos de conexiones simples.

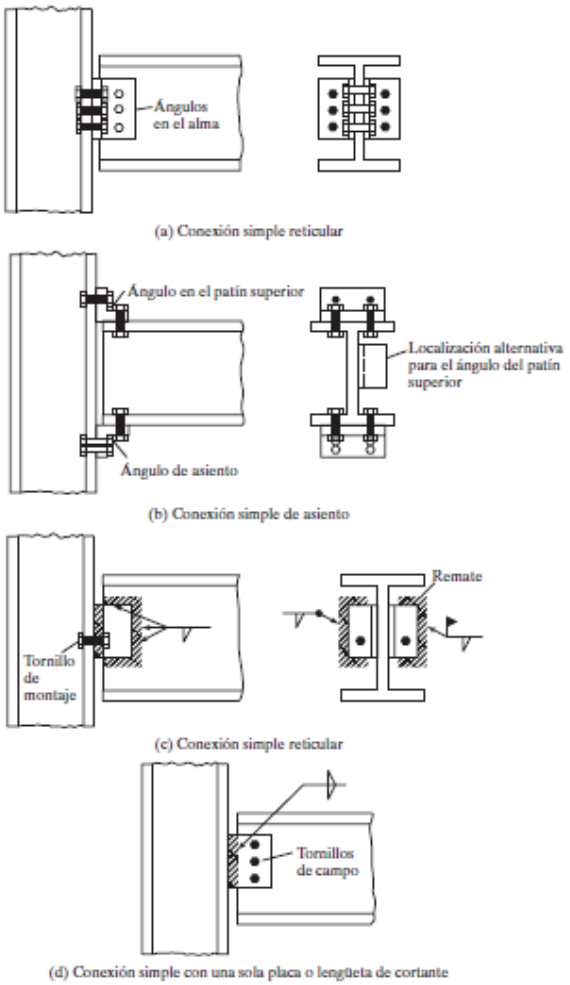


Figura 1.3 Conexiones simples

(Fuente: McCormac J, "*Algunas conexiones simple*", 2013)

1.3.2.2. Conexiones semirrígidas

Este tipo de conexiones poseen una resistencia a la rotación en extremo apreciable, lo cual genera momentos considerables en el extremo. Durante el diseño estructural es común que el ingeniero simplifique el análisis suponiendo este tipo de conexiones son simples o rígidas sin considerar las condiciones intermedias. Estas conexiones son usadas frecuentemente, pero al momento de calcular la reducción de momentos es mínima. El factor más importante que los ingenieros consideran

para no para no utilizar este método, es la falta de especificaciones LRFD, la cual considera conexiones semirrígidas, cuando hay la capacidad de soportar una cantidad considerable del momento en una conexión completamente rígida.

En la Figura 1.4 se muestra conexiones semirrígidas o conexiones capaces de soportar una considerable resistencia al momento.

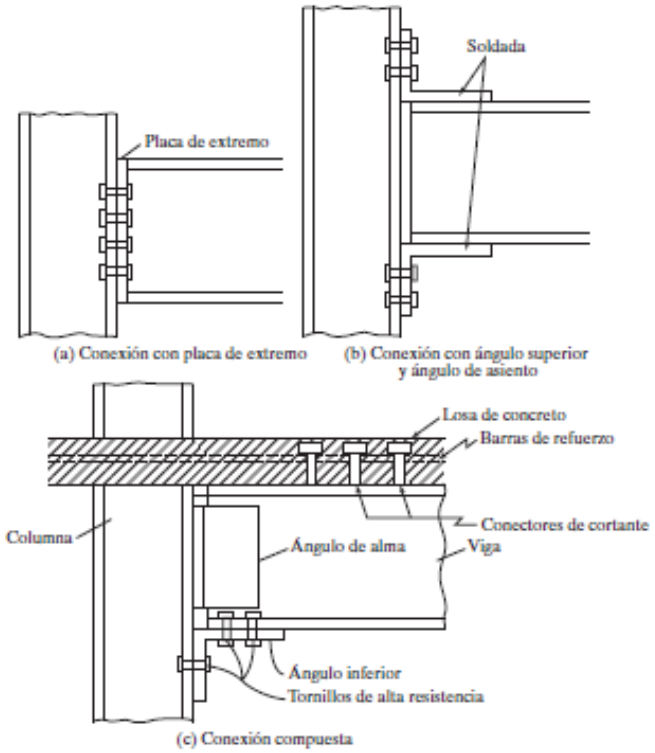


Figura 1.4 Algunas conexiones semirrígidas

(Fuente: McCormac J, "*Algunas conexiones semirrígidas*", 2013)

1.3.2.3. Conexiones Rígidas

Este tipo de conexiones, en teoría no permite la rotación en los bordes de la viga y se trasfiere alrededor del 100% del momento hacia el empotramiento. Frecuentemente las conexiones rígidas se usan en el diseño de edificios de gran tamaño en los cuales existe una resistencia al viento. "Las conexiones proporcionan continuidad entre los miembros de la estructura del edificio". (McCormac J; 2013). En la Figura 1.5 se puede observar algunas conexiones rígidas, que permiten una restricción de alrededor del 100%.

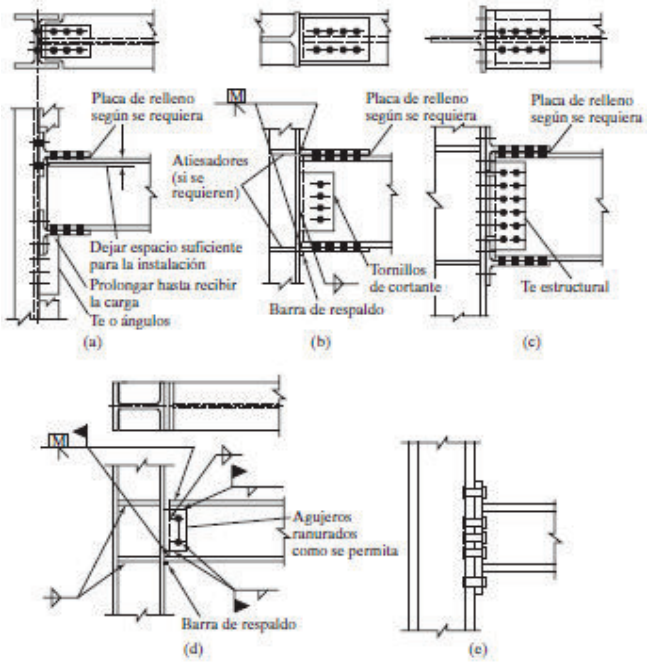


Figura 1.5 Conexiones resistentes a momentos

(Fuente: McCormac J, "*Conexiones resistentes a momento*", 2013)

1.3.3. DIAFRAGMAS HORIZONTALES

Los diafragmas son la combinación de losas de concreto, láminas de metal también conocidas como steel deck y las vigas y trabes que rigidizan el conjunto. (Ver Figura 1.6)

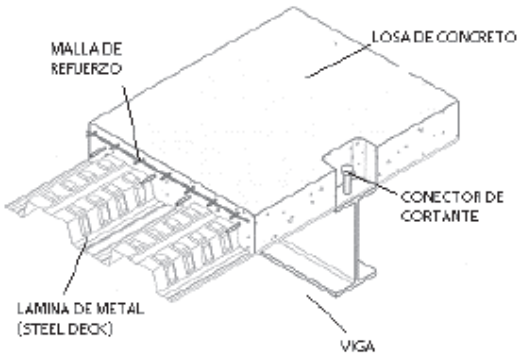


Figura 1.6 Composición típica de un diafragma

(Fuente: J Pillajo, E Sarmiento, "*Composición típica de un diafragma*" 2009)

Los diafragmas horizontales se unen a las columnas de los diferentes pisos, y estos a su vez transmiten las fuerzas laterales producidas por efectos ambientales como

son el viento o sismo; a unos sistemas verticales llamados sistemas de cortante los cuales a su vez trasmiten este tipo de carga hacia los cimientos de la estructura. (Ver Figura 1.7)

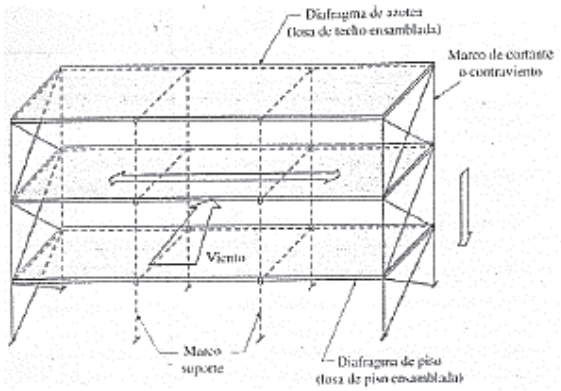


Figura 1.7 Transferencia de cargas laterales a través de la estructura
(Fuente: Vinnakota, S. "*Transferencia de cargas laterales a la cimentación*", 2006)

1.3.4. SISTEMAS DE CORTANTE RESISTENTES A CARGAS LATERALES

"Un sistema de cortante es cualquier sistema estructural plano vertical como (muro, un marco a momento, etc.) capaz de transmitir fuerzas cortantes en el plano de cierto nivel hasta un nivel inferior. Un sistema de cortante tiene resistencia despreciable (cero) ante fuerzas horizontales aplicadas de manera normal a su plano" (Ver Figura 1.8). (Vinnakota S; 2006)

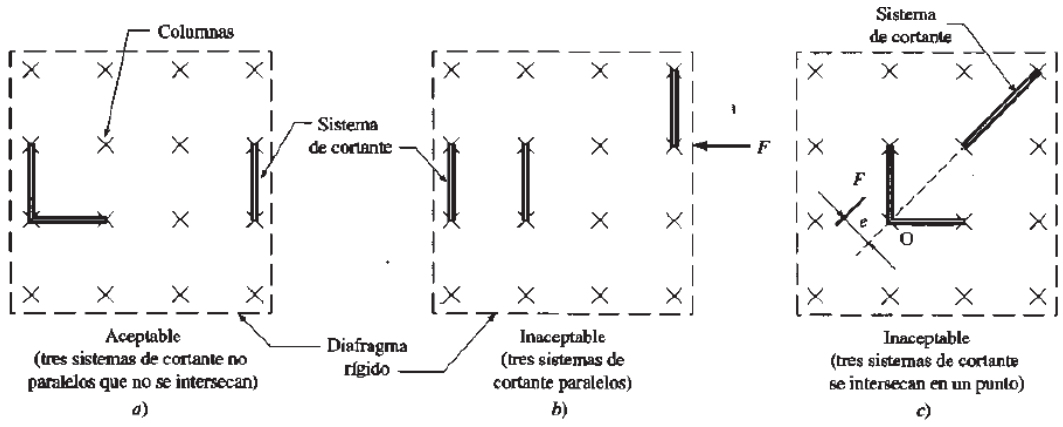


Figura 1.8 Disposición estable de un sistema de cortante.
(Fuente: Vinnakota S. "*Disposición estable, inestable de sistemas cortante*", 2006)

"Una estructura de varios pisos debe tener suficientes sistemas para que soporten cargas laterales bajo diafragma de piso sea estable bajo todas las direcciones de

carga dentro del plano, al menos debe tener tres sistemas de cortante. Debido a que un sistema de cortante sólo es eficaz para resistir cargas en su plano, los tres sistemas no deben ser paralelos.” (Vinnakota S; 2006)

En el diseño estructural de edificios, los sistemas de cortantes normalmente consisten en miembros inclinados los cuales se conectan con dos filas de columnas también llamados contravientos; y a su vez las estructuras tipo marco que utilicen arriostramientos se denominan marco contraventeo.

Existen cuatro tipos de sistemas de cortantes los que se muestran a continuación:

1.3.4.1. Marcos de cortante con contraventeo concéntrico

El funcionamiento de los marcos con contraventeo concéntrico, es parecido al de una armadura en posición vertical, en el cual las columnas realizan las funciones como cuerdas, las vigas y las diagonales trabaja como el alma de la estructura. Estos elementos proporcionan una alta rigidez con una baja ductilidad, este tipo de estructuras se las utilizas en zonas de baja sismicidad, en las cuales no se necesita alta ductilidad. (Ver Figura 1.9)

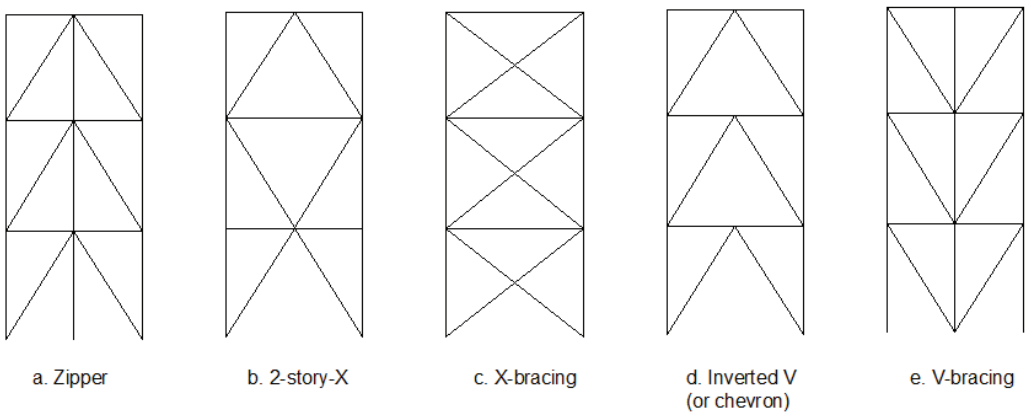


Figura 1.9 Configuraciones de marcos de cortante de contraventeo concéntrico

(Fuente: Vinnakota, S. “*Tipos de marcos de cortante en edificio*”, 2006)

1.3.4.2. Marcos de cortante con contraventeo excéntrico

Las características fundamentales de este tipo de marcos de cortante son que al menos un extremo de las diagonales no se encuentra con la unión viga-columna. Comúnmente la deformación de este tipo de marcos de cortante es por flexión, con

lo cual en la estructura disminuye la rigidez pero a su vez aumenta la ductilidad; su uso es en mayor parte es en zonas de alta actividad sísmica. (Ver Figura 1.10)

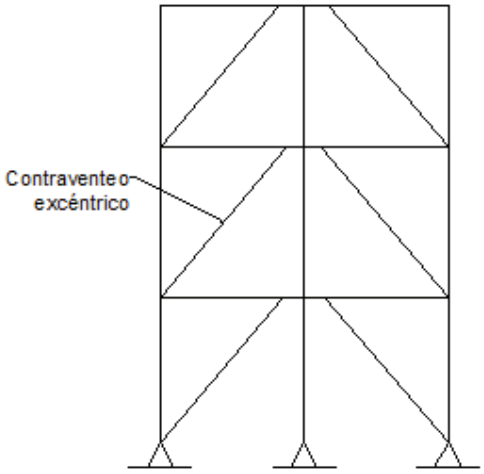


Figura 1.10 Marco de cortante de contraventeo excéntrico
(Fuente: Vinnakota, S. "*Tipos de marcos de cortante en edificio*", 2006))

1.3.4.3. Muros de cortante

Consiste en un muro de concreto o una placa de acero rigidizada que conecta dos columnas, las conexiones adyacentes al muro de cortante son simples para permitir que las columnas y el núcleo se muevan sin inducir esfuerzos. Este tipo de marcos se utilizan para edificios en zonas sísmicas (Ver Figura 1.11).

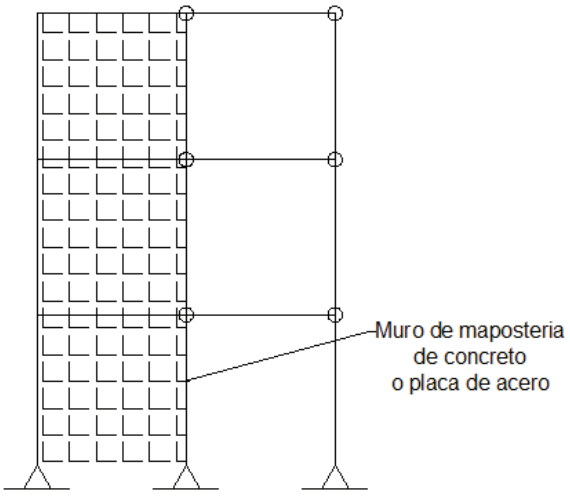


Figura 1.11 Muro de cortante
(Fuente: Vinnakota, S. "*Tipos de marcos de cortante en edificio*", 2006))

1.3.4.4. Marcos de cortante resistente a momento

Se utilizan cuando no hay suficiente espacio para utilizar otro sistema de cortante.

Este tipo de marco obtiene su rigidez de la rigidez de las vigas y columnas y de la rigidez de las conexiones, para esto las conexiones viga-columna deben ser completamente rígidas o semirrígidas (Ver Figura 1.12)

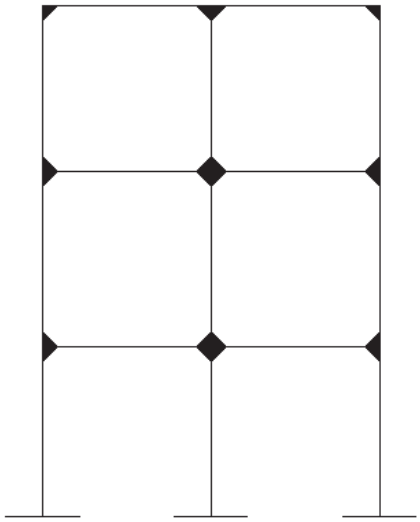


Figura 1.12 Marco de cortante

(Fuente: Vinnakota, S. "*Tipos de marcos de cortante en edificio*", 2006))

1.4. SECCIONES ESTRUCTURALES

Para el diseño estructural de edificios normalmente se utiliza perfiles laminados en caliente, perfiles armados y los perfiles laminados en frío. Los perfiles estándar americanos los cuales constan en el manual del "Instituto Americano de la Construcción de Acero" (AISC), son muy utilizados en la construcción de edificaciones.

1.4.1. SECCIONES LAMINADAS ESTÁNDAR

De acuerdo a la "American Institute of Steel Contruction" (AISC), clasifican a sus perfiles de acuerdo a la sección transversal, por lo cual se tiene perfiles I, L, C, T, también placas, barras circulares y rectangulares y secciones estructurales tipo cajón o llamadas huecas conocidas por sus siglas HSS (hollow structural section).

La Tabla 1.1 muestra la descripción de los perfiles normalizados.

Tabla 1.1 Descripción de perfiles normalizados

DESIGNACIÓN	DESCRIPCIÓN
W	Posee dos patines horizontales paralelos y su respectiva alma
S	Posee patines más reducidos y almas de espesor mayor que los perfiles W
HP	Conocido por que el espesor del patín y alma son iguales, de manera similar el peralte es igual al ancho del patín
M	Son perfiles misceláneos, en general son perfiles I
T	Normalmente son perfiles I tipo W, S, M pero cortados.
C	Consta de un alma y dos patines, posee un solo eje de simetría
L	Poseen dos elementos perpendiculares, conocidos como alas

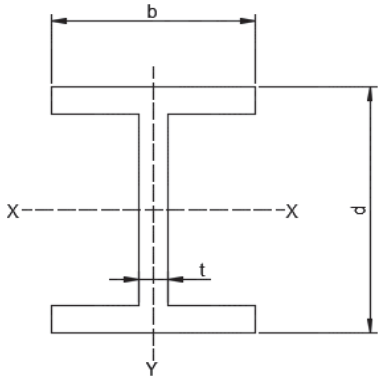
(Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capitulo 2, 2015)
Elaboración: Iván Choca, Patricio Colimba

A continuación, se detallan los perfiles más frecuentemente utilizados en diseño estructural.

Perfil W:

Comúnmente el espesor del alma es menor comparándola con el de los patines. En este tipo de perfiles el tamaño del peralte puede ser mayor o igual al ancho del patín. (Ver tabla 1.2)

Tabla 1.2 Perfil W

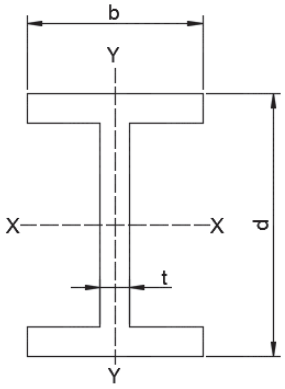
PERFIL W	ESPECIFICACIÓN
	d = altura b = ancho t = espesor Designación: **W** d * P, donde: d = Altura nominal en cm ó plg. P = Peso en kg (lb) por pie lineal

(Fuente: Propia, 2016)

Perfil S

Su característica principal es patines de menor espesor y almas más grandes que los perfiles W.

Tabla 1.3 Perfil S

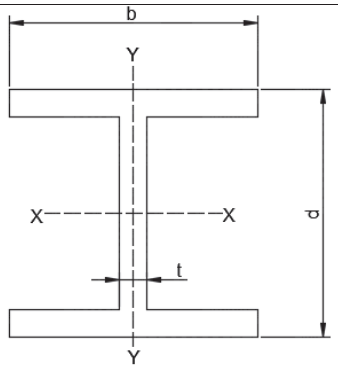
PERFIL S	ESPECIFICACIÓN
	d = altura b = ancho t = espesor Designación: **S** d * P, donde: d = Altura nominal en cm ó plg. P = Peso en kg (lb) por pie lineal

(Fuente: Propia, 2016)

Perfil HP

Este tipo de perfil es similar al W pero el espesor y el alma son iguales, como también el peralte y el ancho de patín es igual. (Ver tabla 1.4)

Tabla 1.4 Perfil HP

PERFIL HP	ESPECIFICACIÓN
	d = altura b = ancho t = espesor Designación: **HP** d * P, donde: d = Altura nominal en cm ó plg. P = Peso en kg (lb) por pie lineal

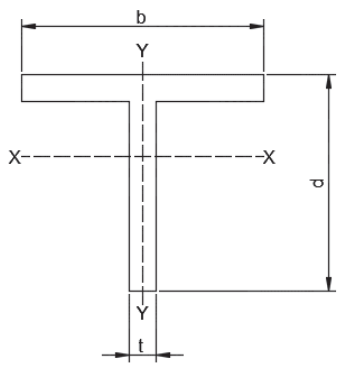
(Fuente: Propia, 2016)

Perfil T:

Normalmente son perfiles I tipo W, S, M los cuales son cortados en la mitad del

alma para formar las T estructurales las cuales son muy utilizados en la construcción. (Ver tabla 1.5)

Tabla 1.5 Perfil T

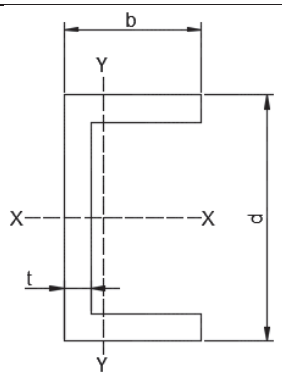
PERFIL T	DESCRIPCIÓN
	d = altura b = ancho t = espesor Designación: **WT** A*P, donde: A = Altura nominal en plg ó cm P = Peso en kg (lb) por pie lineal

(Fuente: Propia, 2016)

Canal C

En los perfiles C el peralte real es igual al nominal. (Ver tabla 1.6)

Tabla 1.6 Perfil C

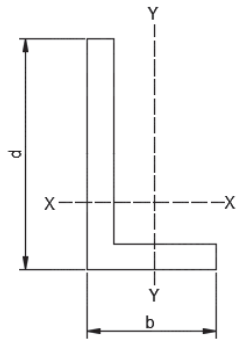
PERFIL C	ESPECIFICACIÓN
	d = altura b = ancho t = espesor Designación: **C** d * P, donde: d = Altura nominal en cm ó plg. P = Peso en kg (lb) por pie lineal

(Fuente: Propia, 2016)

Perfil L:

Las almas de los perfiles en forma general pueden ser del mismo o diferente tamaño. Por lo que se encuentran en el mercado ángulos de alas iguales o ángulos de alas desiguales. (Ver tabla 1.7)

Tabla 1.7 Perfil L

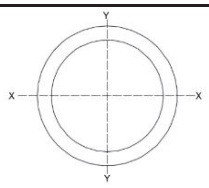
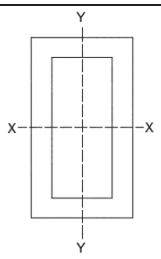
PERFIL L	ESPECIFICACIÓN
	d = altura b = ancho Designación: L d * b * t, donde: d = lado en cm ó plg. b = lado en cm ó plg. t = espesor en cm ó plg.

(Fuente: Propia, 2016)

Tubo Estructural

Conocidas como secciones estructurales huecas (HSS siglas en inglés); Existen miembros cuadrados, rectangulares, y redondos. (Ver tabla 1.8)

Tabla 1.8 Tubos estructurales

TUBO ESTRUCTURAL	ESPECIFICACIÓN
	Se especifica únicamente mediante el diámetro nominal
	Se especifica mediante las dimensiones externas

(Fuente: Propia, 2016)

1.4.2. SECCIONES ARMADAS

Este tipo de secciones se consigue por la unión de dos o más perfiles para formar un solo elemento, es común formar secciones armadas a base de placas.

Se usan cuando el ingeniero estructural necesita perfiles que no se encuentre normalizados.

En el mercado ecuatoriano las secciones armadas comúnmente usadas son las que se encuentran fabricadas a base de soldadura.

En la Figura 1.13 se observa ejemplos de secciones armadas a base de soldadura.

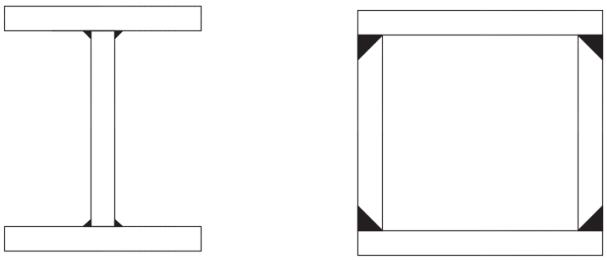


Figura 1.13 Secciones armadas por soldadura
(Fuente: Propia, 2016)

1.4.3. PERFILES LAMINADOS EN FRÍO

Los miembros estructurales de acero conformado en frío son perfiles que se fabrican plegando chapas metálicas, longitudes cortadas de bobinas o planchas, o laminando bobinas o planchas laminadas en frío o laminadas en caliente; siendo ambas operaciones realizadas a temperatura ambiente, es decir, sin agregar calor del modo que sería necesario para un conformado en caliente. Algunos ejemplos de perfiles laminados en frío se muestran en la Figura 1.14

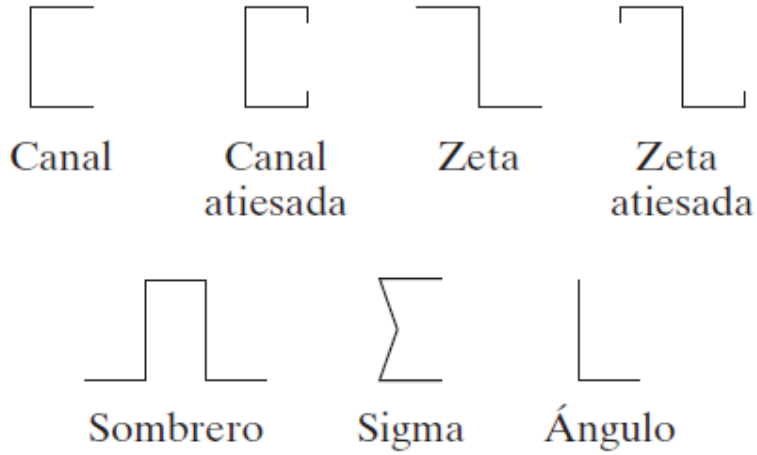


Figura 1.14 Ejemplos de algunos perfiles laminados en frío
(Fuente: McCormac, J. "*Perfiles doblados en frio*", 2013)

Los perfiles laminados en frío presentan la desventaja de que su capacidad de carga es disminuida por un factor propio de su método de obtención.

1.5. NORMAS Y CÓDIGOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Los códigos de diseño estructural son documentos que brindan requerimientos que deben cumplir los diferentes elementos de una estructura para asegurar que estos bajo la acción de diferentes estados de carga no sufran ni produzcan un colapso de la estructura que forman. Estos requerimientos son productos de la experiencia e investigación de ingenieros durante muchos años analizando las diversas fallas a las que son susceptibles los miembros estructurales.

Se decide utilizar el método de diseño LRFD 2005 de la AISC, para el proceso de diseño de la estructura. Además de los antes mencionados se utilizarán códigos y normas de estructuras metálicas y conexiones metálicas.

Las normas y códigos de diseño estructural se encuentran debidamente documentado, los cuales brindan todas las seguridades para la construcción de edificaciones, ya que al momento del diseño y posteriormente del montaje del edificio existen varios tipos de riesgos como por ejemplo citamos las diferentes formas de carga que posteriormente se explicara las cuales pueden provocar el colapso total o parcial de la estructura. Para ello varios expertos en el tema de diseño estructural han desarrollado códigos y normas.

A continuación, en la tabla 1.9 se detalla los códigos y normas más utilizadas en el diseño de estructuras metálicas:

Tabla 1.9 Códigos y normas

Código	Año	Nombre
AISC LRFD	2005	Manual de Proceso para diseño de la estructura
AISC Manual	2005	Manual for structural steel building AISC 360-10 / AISC341-10
NEC INEN	2013	Norma Ecuatoriana de la Construcción
AWS D1.1	2006	Structural Welding Code-Steel
ACI 318	2005	American Concrete Institute

. (Fuente: Propia, 2016)

1.6. CARGAS DE CONSTRUCCIÓN

"Son fuerzas u otras acciones que resulten del peso de todos los materiales de construcción, los ocupantes y sus bienes, efectos ambientales, movimiento diferencial y restringidos cambios dimensionales. Las cargas permanentes son aquellas cargas en el que las variaciones en el tiempo son raras o de pequeña magnitud. Todas las demás cargas son cargas variables". (ASCE/SEI 7-05; 2005)
A continuación, se menciona las principales cargas que actúan en las estructuras metálicas

1.6.1. CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en un mismo lugar. Como son el peso propio de la estructura y otras cargas permanentemente unidas a ella. Para un edificio con estructura de acero, son cargas muertas la estructura en sí, los muros, los pisos, el techo, la plomería y los accesorios.

1.6.2. CARGAS VIVAS

Las cargas vivas son las cuales varían de lugar y magnitud. Se originan cuando una estructura es utilizada por el hombre. Entre los casos más generales están las cargas móviles las cuales se desplazan por si solas como son automóviles, personas y grúas, también están las cargas que necesita de alguien o algo para moverse, también son cargas móviles, como ejemplo tenemos los muebles, materiales en un almacén.

1.6.2.1. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

De acuerdo al tipo o uso de la estructura; las cargas vivas, que se encuentran tabuladas y, se clasifican en:

- Residenciales (casas, apartamentos, hoteles).
- Para oficinas (despachos, bancos).
- Educativas (escuelas, colegios).
- Para concurrencia de público (teatros, auditorios, vestíbulos, restaurantes).
- Institucionales (iglesias, prisiones).
- Para ventas (mercados, centros comerciales).

- Almacenes (bodegas, bibliotecas).
- Industriales (talleres, fábricas).
- Estacionamientos.

Estas tablas proporcionan cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas (Lo), o también llamadas cargas vivas básicas o no reducidas, las cuales se basan en el uso o la ocupación que vaya a tener el edificio lo cual se puede ver en la tabla 1.10.

Tabla 1.10 Sobre cargas mínimas uniformemente distribuidas

OCUPACIÓN O USO	Carga Uniforme KN/m^2	Carga concentrada KN
Edificios de Oficinas		
Salas de archivos y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)		
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4,8	9,0
Oficinas	2,4	9,0
Corredores sobre el primer piso	4,0	9,0
Escaleras fijas	Ver sección 4,5 ASCE/SEI 7-10	
Escaleras y rutas de escape	4,8	
Únicamente residencias unifamiliares y bifamiliares	2,0	
Estadios y coliseos		
Graderíos	4,8	
Asientos fijos	3,0	
Fabricas/Industria/Manufactura		
Livianas	6,0	9,0
Pesadas	12,0	13,4
Garaje (Únicamente vehículos paras pasajeros)	2,0 (a, b)	
Camiones y buses	(a, b)	
Gimnasios	4,8	

(Fuente: Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capitulo 2, 2015)

Elaboración: Iván Choca, Patricio Colimba

1.6.3. CARGAS DE VIENTO

El viento es un fluido en movimiento que ejerce una presión sobre las superficies con las que entra en contacto, la norma ASCE 07 considera a los edificios como estructuras rígidas; las cuales necesitan una enorme cantidad de energía para generar una respuesta dinámica. Por lo que se considera al viento como una carga estática aplicada en la superficie del edificio.

La magnitud de la carga de viento depende de la región geográfica, la altura sobre el suelo, el tipo de terreno que lo rodea, el tamaño y tipo de estructuras cercanas al edificio a diseñar. Para este proyecto se utilizará los capítulos de la NEC en los correspondientes a cargas.

1.6.4. CARGAS DE SISMO

Este tipo de carga es el efecto producido por los movimientos sísmicos en las estructuras depende de la situación de la edificación con respecto a las zonas de actividad sísmica en el lugar en donde se encuentre. Los movimientos del terreno le transmiten a las construcciones aceleraciones, que producen en las estructuras reacciones de inercia, según la masa y su distribución en la estructura. La fuerza total de inercia se considera igual al denominado cortante de base, el cual es un porcentaje del peso total de la construcción.

1.7. COMBINACIONES DE CARGAS

Las cargas nominales están detalladas en la Tabla 1.11

Tabla 1.11 Cargas de diseño

DESIGNACIÓN	CARGA
D	Muerta
L	Viva debida a la ocupación
Lr	Viva en el techo
S	De nieve
R	Debida al efecto del agua o hielo estancados sobre la estructura.
W	De viento
E	Por sismo
F	Debida a fluidos
H	Debida a presión lateral del terreno
T	Fuerza de auto deformación

(Fuente: Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capitulo 2, 2015)

Las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones que se muestran en la tabla 1.12:

Tabla 1.12 Combinaciones de cargas LRFD

No	COMBINACIÓN	CARGA CRÍTICA
LC-1	1,4 D	Carga muerta, D (durante la construcción)
LC-2	1,2D + 1,6L + 0,5(Lr ó S ó R)	Carga viva, L
LC-3	1,2 D +1,6 (Lr ó S ó R) +1,0 L ó 0,5 W)	Carga de techo, Lr o S o R
LC-4	1,2 D +1,0 W + 1,0 L + 0,5 (Lr ó S ó R)	Carga de Viento, W (que actúa en la dirección de la carga muerta, D)
LC-5	1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S	Carga por sismo, E (que actúa en la dirección de la carga muerta, D)
LC-6	0,9 D + 1,0 W	Volteo (W en sentido contrario a la carga muerta, D)
LC-7	0,9 D + 1,0 E	Volteo (E en sentido contrario a la carga muerta, D)

(Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capitulo 2, 2015)

Elaboración: Iván Choca, Patricio Colimba

1. El factor de incremento de carga para L en las combinaciones 3, 4 y 5, puede ser 0.5 para todos los casos en los cuales Lo sea igual o menor que 4.8 kN/m2 en la Tabla 1.2; con excepción de las áreas destinadas a estacionamientos y reuniones públicas.
2. Cuando la carga H este presente, se incluirá como sigue:
   a. 1.6H, cuando el efecto de H contribuye a la acción de otras cargas sobre la estructura.
   b. 0.9H, cuando el efecto de H contrarreste la acción de otras cargas sobre la estructura.
3. El factor de incremento de carga para H, se puede considerar igual a cero, si la acción estructural debido a H contrarresta o neutraliza la acción debida a W o E.

4. La aplicación de la carga S en las combinaciones 2, 4 y 5, será considerada como carga de granizo en cubiertas planas (pf) o en cubiertas con pendiente (ps).
5. Cuando esté presente la carga F, se debe incluir el factor de incremento para la carga permanente, en las combinaciones 1 a 5 y en la 7.
6. Cuando sea aplicable los efectos de la carga T en las estructuras, en la combinación con otras cargas, se debe utilizar un factor de incremento igual o mayor que 1.0.
7. La carga sísmica E, será determinada de acuerdo al capítulo de peligro sísmico y diseño sismo resistente de la NEC_SE_DS.

1.8. EL ACERO COMO MATERIAL DE ESTRUCTURAL

En la industria de la construcción actualmente no existe un material que pueda superar las propiedades que otorga el acero estructural, las características de dureza y alta resistencia lo que benefician a las estructuras que utilizan este material o estructuras mixtas con una combinación con otros materiales.

1.8.1. VENTAJAS DEL ACERO.

- La alta resistencia del acero permite que el peso de las estructuras compuestas de este material sea más bajo; esto es una ventaja para grandes estructuras como edificios de gran altura, puentes, torres, pilares entre otras.
- El acero estructural posee una gran elasticidad, lo que permite a los ingenieros desarrollar proyectos de gran tamaño, esto se debe a que este material cumple casi al cien por ciento la ley de Hooke, el cual permite soportar una gran cantidad de esfuerzos hasta su límite elástico.
- El acero es un material que con un adecuado mantenimiento es capaz de tener un tiempo de vida extenso.
- Es capaz de soportar deformaciones de gran tamaño y a la vez soportar grandes esfuerzos de tensión sin llegar a fallar.
- Poseen una gran capacidad de absorber energía, por lo que resiste fuerzas aun cuando este ya se encuentre deformado, esta propiedad se la conoce como tenacidad, y cuando más tenaz es un material es muy beneficioso para la elaboración y el montaje de estructuras de acero.

- Gracias a las diferentes propiedades que posee el acero, generan un gran beneficio en las construcciones a base de este material, ya que disminuye los tiempos de colocación y construcción.
- Las estructuras de acero pueden ser conectadas de manera fácil y rápida mediante varias formas, por medio de soldadura, pernos, remaches.
- La mayoría de los aceros pueden ser reutilizados, o pueden ser vendidos a fundidoras donde se les dará el tratamiento adecuado para ser utilizado nuevamente.

1.8.2. DESVENTAJAS DEL ACERO.

- A pesar de las ventajas que posee el acero una de las desventajas más considerables es la corrosión que sufre este material debido a agentes ambientales como son el agua y el aire, como también algún tipo de producto químico.
- Durante un incendio las altas temperaturas generan una reducción considerable en las propiedades de rigidez y resistencia, para lo cual es necesario protegerlo contra el fuego.
- A sí mismo, el acero reduce su resistencia al estar sometido a las cargas cíclicas, es decir el material se fatiga.
- Se necesita de personal calificado en el diseño la construcción como también en el montaje y fiscalización de la estructura lo cual requiere de un buen cronograma de trabajo que no genere retrasos y gastos extras que aumentaran el costo del proyecto.
- Se requiere un control de calidad, especialmente de las conexiones tanto soldadas como empernadas, al momento de la fabricación y montaje.

1.9. PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL ACERO

1.9.1. RESISTENCIA MECÁNICA DEL ACERO

La resistencia a la fluencia es la propiedad mecánica de mayor importancia cuando se diseña estructuras a base de acero.

Los productores de acero utilizan la estadística y realizan varias pruebas para obtener un valor mínimo de resistencia a la fluencia, y es este valor el que ellos entregan a los consumidores, así tenemos el acero ASTM-A36, el cual se utilizara en el presente proyecto el cual posee un valor garantizado de $F_y = 36Ksi$ o $250MPa$.

Una forma de entender la resistencia a la fluencia es el grafico de esfuerzo-deformación del acero (Ver figura 1.15), en el cual se puede observar las diferentes zonas que presenta este material antes de fallar, así tenemos la zona elástica en la cual existen deformaciones pequeñas y luego de retirar la carga el material recupera su forma original, seguida de la zona de fluencia, donde se produce la deformación brusca del material sin incremento de la carga aplicada, la siguiente es la zona plástica, en la cual el material recuperara parcialmente su forma y esta queda deformada luego de retirar la carga aplicada, finalmente tenemos la zona estricción o falla, donde el material finalmente no recupera su forma después de aplicar la carga.

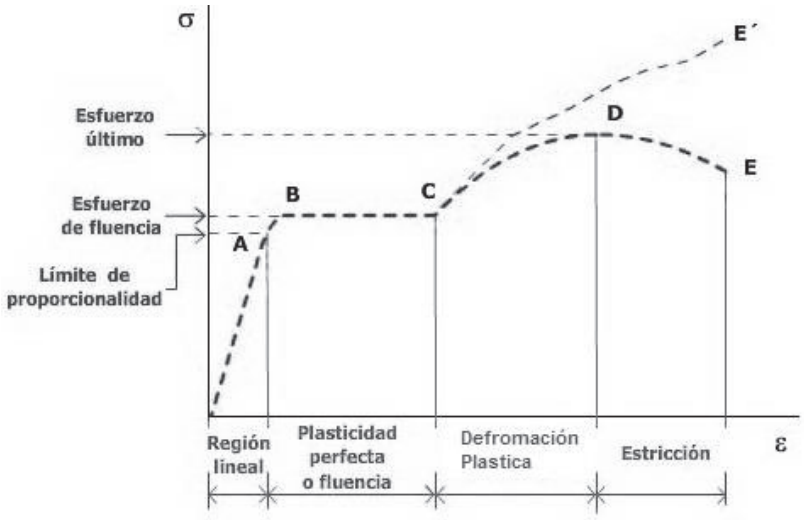


Figura 1.15 Diagrama esfuerzo-deformación del acero

(Fuente: slideplayer, "*Diagrama esfuerzo-deformación*"2014)

1.9.2. MÓDULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad o módulo de Young, es la pendiente del diagrama $esfuerzo - deformación$ de la región elástica (ver ecuación 1.1)

Es también conocido como módulo de Young, el cual es la razón entre el esfuerzo y la deformación, en el diagrama de esfuerzo-deformación se trata de la pendiente en la zona elástica.

$$E = \frac{f}{\varepsilon} = \frac{esfuerzo}{deformación} \qquad [1.1]$$

Donde:

f : el esfuerzo en ksi

ε: la deformación en mm/mm ó (plg/plg)

E: módulo de Young en ksi.

1.9.3. COEFICIENTE DE POISSON

Es la relación de la deformación perpendicular a la axial, cuando está bajo una carga axial. “Normalmente para los aceros se usa μ=0,3”. (B.J. Hamrock; B. Jacobson y S.R. Schmid; 2000)

1.9.4. MÓDULO DE RIGIDEZ

El módulo de rigidez posee las mismas unidades que el módulo de Elasticidad (E). Los módulos de elasticidad y el módulo de rigidez se relacionan entre sí por medio de la ecuación 1.2:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \qquad [1.2]$$

Donde:

E : módulo de elasticidad

μ : coeficiente de poisson del acero.

1.10. FATIGA

La fatiga de materiales es un fenómeno por el cual la rotura de los materiales bajo cargas cíclicas dinámicas se produce ante cargas inferiores a las cargas estáticas que producirían la rotura.

Los materiales al momento de fallar por fatiga presentan características como presentar un aspecto frágil, esto puede suceder incluso en metales dúctiles, debido a la poca deformación plástica que interviene en la rotura. La fatiga presenta un proceso en el cual las microfisuras se propagan, y estas se transforman en fisuras de gran tamaño las cuales provocan el fallo de los materiales estructurales.

En edificios, es poco frecuente que los elementos estructurales se debiliten por vibraciones emitidas por maquinaria o vehículos, las cuales provocan mínimas fluctuaciones en los esfuerzos. Pero si los esfuerzos son frecuentes o presentar inversiones, existe un rango de referencia a los esfuerzos permisibles, según el número de ciclos aproximados, cargas y tipo de miembros, esto se encuentra detallado en el manual AISC (apéndice B).

1.11. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el diseño estructural de edificaciones se utilizan varios métodos, en el manual de la AISC se describen los métodos LRFD y el ASD los cuales son los más utilizados, si se diseña por cualquiera de los dos métodos se debe calcular los esfuerzos internos como externos que soporta la estructura y todos sus elementos respectivamente. Además, las fuerzas externas a las que está sometida la estructura se calculan con la ayuda de la estática, pero siempre considerando todas las cargas presentes.

Actualmente existe software que ayudan en el cálculo estructural basándose en el método de elementos finitos y ayudan a los ingenieros en la optimización del modelo estructural.

En el presente proyecto de titulación se utilizará el software SAP 2000 v17, para la modelación del diseño de la estructura y verificar los parámetros de diseño y seguridad.

1.12. MÉTODOS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.

La selección del método de análisis es de responsabilidad del ingeniero, otras consideraciones en las estructuras, como sus miembros individuales deben revisarse desde el punto de vista de servicio.

A continuación, se especifican los diferentes tipos de diseño que existen (Ver Tabla 1.13).

El diseño de edificaciones en base a estructuras de acero presenta varios métodos, en los cuales se debe considerar los diferentes tipos de cargas como son las vivas, muertas, de sismo, de viento, etc., como también los esfuerzos permisibles.

El ingeniero estructural es el que debe seleccionar el método de análisis, como también evaluar otro tipo de consideraciones como los miembros individuales los cuales se revisa en base al tipo de servicio.

Para la determinación de cargas es de gran importancia seguir las recomendaciones dadas en las normativas y verificar los datos obtenidos para poder optimizar el modelo estructural.

En la Tabla 1.13 se especifican los tipos de diseño que existen.

Tabla 1.13 Características de métodos de diseño F = fuerza; M = momento

Características	**Tipo de diseño :**		
	Esfuerzos Admisible (ASD)	**Diseño Plástico (PD)**	**Factores de carga y resistencia (LRDF)**
Cargas utilizadas en el análisis	De servicio	Factorizadas o cargas ultimas	Factorizadas o cargas ultimas
Método de análisis estructural	Elástico	Plástico	Elástico o Plástico
Criterio de diseño	$\sigma_{\text{Actuante}} < \sigma_{\text{Admisible}}$	F, M Actuante ≤ Capacidades respectivas	F, M Actuante ≤ Capacidades respectivas
Especificaciones de diseño	AISC, ASD	AISC, PD	AISC, LRFD
Aplicación en miembros con	Perfiles laminados o secciones armadas con placas soldadas	Perfiles laminados compactos	Perfiles laminados o secciones armadas con placas soldadas

(Fuente: Pillajo, J y Sarmiento, E, "*Características de método de diseño*", 2009)
Elaboración: Iván Choca, Patricio Colimba

1.12.1. MÉTODO DE DISEÑO ASD

El método ASD (Allowable Stress Design), se diseña de manera tal que las tensiones calculadas por efectos de las cargas de servicio no superen los valores máximos en las especificaciones, es decir que se trabaja en función de las tensiones admisibles, donde estas son una fracción de las tensiones cedentes del material, ya que, por basarse en el análisis elástico de las estructuras, los elementos deben ser diseñados para comportarse elásticamente.

Ecuación básica de diseño:

$$F_{calc} \leq F_{per} \qquad [1.3]$$

Donde:

F_{calc}: esfuerzo calculado en un componente estructural bajo las cargas de servicio o de trabajo, en kg/cm^2.

F_{per}: esfuerzo permisible, en kg/cm^2.

$$F_{per} = \frac{F_n}{F_s} = \frac{Esfuerzo\ de\ Falla}{Factor\ de\ Seguridad} \quad [1.4]$$

1.12.2. MÉTODO DE DISEÑO LRFD

El diseño por factores de resistencia y carga (LRFD por sus siglas en inglés Load and Resistance Factor Design) establece que la resistencia de diseño de cada miembro debe ser igual o superior a la resistencia requerida para el mismo, de acuerdo con las cargas nominales factorizadas a las que está sometido dicho miembro, esta relación básica del método LRFD

$$R_d \geq \sum \gamma_i Q_i \quad [1.5]$$

$$\varphi R_n = R_{req} \quad [1.6]$$

Donde:

$R_d = \varphi R_n$ = resistencia de diseño.

γ_i = factor de carga correspondiente a la carga Q_i

Q_i = Carga nominal (carga muerta, viva, viento, etc.)

Φ = factor de resistencia correspondiente a Rn

R_n = resistencia nominal del elemento estructural.

$R_{req} = \Sigma \gamma_i Q_i$ = resistencia requerida.

El lado derecho de la ecuación 1.6 calculada mediante un análisis de la estructura bajo las cargas factorizadas en las combinaciones de carga consideradas (análisis que puede ser hecho mediante un software adecuado).

CAPÍTULO 2

2. ANÁLISIS, SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS Y DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS FUNCIONALES.

2.1. PREFACTIBILIDAD

2.1.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

El constante crecimiento demográfico centralizado ha desarrollado proyectos en nuevos lugares que cumplan altos niveles de habitabilidad en la zona de los valles en la ciudad de Quito se ha convertido en un lugar apetecido por las personas para hacer sus residencias, pero debido al crecimiento demográfico y al costo elevado de los terrenos, se plantea la construcción de apartamentos para vivienda lo cual ayudara a dar solución para generar las bases técnicas de la estructura metálica en un proyecto de vivienda en el valle de los chillos.

El presente estudio utiliza en el sector de la Armenia, donde se encuentra el terreno con buenas condiciones para la implantación del diseño.

Debido a las condiciones climáticas variables que presenta la cuidad de Quito, como es la alta presencia de lluvias como también el calor que soporta la cuidad, generan que al durante la construcción de estructuras de acero se tenga un cuidado especial al momento de diseñar en este tipo de estructuras por lo que se necesita materiales que soporten las condiciones ambientales de Quito como también que posean una alta resistencia.

La figura 2.1 muestra la localización del proyecto

Figura 2.1 Localización del proyecto
(Fuente: Googlemaps, “Ubicación Sector La Armenia”, 2016)

2.2. ANÁLISIS Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

En el mundo del diseño estructural, como en casi todo el ámbito de la ingeniería el análisis gira alrededor de lo económico, esto quiere decir que se debe establecer un dimensionamiento correcto para evitar el aumento en el costo del proyecto.

Otro punto importante es la selección del correcto material, el cual debe soportar todas las situaciones ambientales a las que se encuentra expuesto el proyecto.

A continuación, se procede a la selección de las mejores alternativas para la mejor optimización del presente proyecto.

2.2.1. SELECCIÓN DE MATERIAL

Cuando se trata de estructuras metálicas para edificaciones existe un mundo entero del tipo de acero que se puede utilizar.

La tabla 2.1 muestra los aceros más utilizados usados en la construcción de edificios a base de estructuras metálicas.

Tabla 2.1 Aceros utilizados en diseño de edificaciones

I	ASTM A36
II	ASTM A53 (GRADO B)
III	ASTM A500 (GRADO B o C)
IV	ASTM A572 (GRADO 50)
V	ASTM A588

(Fuente: Propia, 2016)

La tabla 2.2. Muestra las ventajas para la selección del material.

Tabla 2.2 Ventajas para la selección del acero

A	Resistencia mecánica
B	Costo
C	Deformación inelástica
D	Soldabilidad
E	Fluencia

(Fuente: Propia, 2016)

A continuación, se muestra la matriz de comparación de las alternativas con los criterios de selección. Ver tabla 2.3)

Tabla 2.3 Matriz de comparación entre los criterios de selección y las alternativas

Criterios						
Alternativas	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	Ponderación
A	8	8	8	8	8	10
B	8	8	8	8	8	30
C	7	7	7	7	7	20
D	8	8	8	8	8	20
E	8	8	8	8	8	20
∑	39	23	21	29	28	100

(Fuente: Propia, 2016)

Los valores mostrados en la tabla 2.3 no se encuentran normalizados por lo que es necesario normalizar la tabla. Normalizar consiste en dividir los valores dados anteriormente con la sumatoria de los mismos. La tabla 2.4 muestra los valores normalizados de la selección del área de actividad.

Tabla 2.4 Matriz normalizada

Criterios						
Alternativas	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	Ponderación
A	0,2051	0,3478	0,3810	0,2759	0,2857	0,1
B	0,2051	0,3478	0,3810	0,2759	0,2857	0,3
C	0,1795	0,3043	0,3333	0,2414	0,2500	0,2
D	0,2051	0,3478	0,3810	0,2759	0,2857	0,2
E	0,2051	0,3478	0,3810	0,2759	0,2857	0,2
∑	1	1	1	1	1	1

(Fuente: Propia, 2016)

A continuación, se muestra el cuadro de evaluación Alternativas-Parámetros con ponderación (Ver Tabla 2.5)

Tabla 2.5 Evaluación de parámetros

Alternativas	Ponderación
I	0,313
II	0,548
III	0,274
VI	0,313
V	0,313

(Fuente: Propia, 2016)

Por consiguiente, se muestra que el material seleccionado es el acero ASTM A36.

2.2.2. SELECCIÓN DE CONEXIONES

A continuación, se presenta el análisis del tipo de conexión, a base de criterios de selección con matriz de doble entrada.

La tabla 2.6 muestra los tipos de conexiones más frecuentes en el diseño de edificaciones a base de estructuras metálicas. Se realizará la selección de la conexión tomando en cuenta los métodos que se emplean en la industria local.

Tabla 2.6 Tipo de conexiones

I	Soldadura
II	Empernada
III	Mixta

(Fuente: Propia, 2016)

A continuación, se muestra los criterios para la selección correcta del método. (Ver tabla 2.7.)

Tabla 2.7 Criterios de selección.

A	Mano de obra especializada
B	Costo alto
C	Tiempo de ejecución

(Fuente: Propia, 2016)

La tabla 2.8 muestra la matriz de comparación de las alternativas con los criterios de selección.

Tabla 2.8 Matriz de comparación

Criterios				
Alternativas	**I**	**II**	**III**	Ponderación
A	4	8	9	50
B	7	3	5	25
C	6	2	6	25
∑	17	23	21	100

(Fuente: Propia, 2016)

La tabla 2.8 no se encuentra normalizada, para lo cual se procede a normalizarla, los resultados se muestran en la tabla 2.9

Tabla 2.9 Matriz normalizada

Criterios				
Alternativas	**I**	**II**	**III**	Ponderación
A	0,2353	0,3478	0,4286	0,5
B	0,4118	0,1304	0,2381	0,25
C	0,3529	0,0870	0,2857	0,25
∑	1	1	1	1

(Fuente: Propia, 2016)

A continuación, se muestra el cuadro de evaluación Alternativas-Parámetros con ponderación (Ver Tabla 2.10)

Tabla 2.10 Evaluación de parámetros

Alternativas	Sector de aplicación
I	0,312
II	0,298
III	0,270

(Fuente: Propia, 2016)

Por consiguiente, tenemos que la mejor opción es las conexiones a base de proceso de soldadura.

2.2.3. SELECCIÓN DEL TIPO DE PERFILES

En el mercado ecuatoriano existe una gran una variedad de perfiles normalizados, como también de perfiles armados, es por este motivo que se procede a realizar una comparación y posteriormente a la elección de la mejor opción.

En la tabla 2.11 se puede ver las alternativas de secciones estructurales más utilizadas en el mercado local.

Tabla 2.11 Tipo de secciones

A	Perfiles HEB
B	Perfiles IPE
C	Perfiles IPM
D	Perfil UPN
E	Estructura mixta

(Fuente: Propia, 2016)

En la tabla 2.12 se puede observar los criterios para la selección del perfil adecuado.

Tabla 2.12 Criterios de selección

I	Costo
II	Peso
III	facilidad de compra
IV	Variedad
V	Transporte

(Fuente: Propia, 2016)

La tabla 2.13 muestra la matriz de comparación de las alternativas con los criterios de selección.

Tabla 2.13 Matriz de comparación

Criterios						
Alternativas	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	Ponderación
A	7	7	7	7	6	25
B	6	8	7	7	6	10
C	7	7	6	7	6	20
D	7	8	7	7	6	15
E	7	9	8	9	8	30
∑	34	23	21	29	28	100

(Fuente: Propia, 2016)

La tabla 2.13 no se encuentra normalizada, para lo cual se procede a normalizarla, los resultados se muestran en la tabla 2.14

Tabla 2.14 Matriz normalizada

Criterios						
Alternativas	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**	Ponderación
A	0,2059	0,3043	0,3333	0,2414	0,2143	0,25
B	0,1765	0,3478	0,3333	0,2414	0,2143	0,1
C	0,2059	0,3043	0,2857	0,2414	0,2143	0,2
D	0,2059	0,3478	0,3333	0,2414	0,2143	0,15
E	0,2059	0,3913	0,3810	0,3103	0,2857	0,3
∑	1	1	1	1	1	1

(Fuente: Propia, 2016)

A continuación, se muestra el cuadro de evaluación Alternativas con Parámetros con ponderación (Ver Tabla 2.15)

Tabla 2.15 Evaluación de parámetros

Alternativas	Sector de aplicación
A	0,249
B	0,246
C	0,240
D	0,253
E	0,299

(Fuente: Propia, 2016)

Como se observa la evolución de criterios nos muestra que la alternativa más óptima para el tipo de perfil es una estructura mixta es decir combinación de varios perfiles esto para aligerar el peso como también los costos (opción E)

2.3. RESUMEN DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

La tabla 2.16 muestra un resumen de las alternativas seleccionadas para el posterior diseño del proyecto.

Tabla 2.16 Resumen de alternativas

DESCRIPCIÓN	**ALTERNATIVA SELECCIONADA**
SELECCIÓN DE MATERIAL	Acero ASTM A36
SELECCIÓN DE CONEXIONES	Conexiones Soldadas
SELECCIÓN DE PERFILES	Estructura mixta

(Fuente: Propia, 2016)

CAPÍTULO 3

3. CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Para la determinación de los elementos estructurales de la edificación, debemos proceder a cuantificar las cargas que actuaran en la edificación. Las cargas que se analizarán serán cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales acorde a las solicitaciones mecánicas que se generen en la estructura. Se verificara la resistencia a los diferentes estados de carga que se dan en los diferentes miembros estructurales de la edificación.

3.1. DETERMINACIÓN DE CARGAS DE DISEÑO

3.1.1. CARGA MUERTA

La carga muerta es la carga permanente que se encuentra en la edificación. La tabla siguiente indica el resumen de las cargas permanentes que se aplican en el diseño de la edificación acorde a lo estipulado en el capítulo 2 de cargas no sísmicas de la NEC15. Considerando la configuración arquitectónica de la edificación se obtiene el siguiente valor para la carga muerta (Ver tabla 3.1).

Tabla 3.1 Carga muerta

DETERMINACION DE CARGAS	
Descripción material	**Valor (Kg/m^2)**
Peso propio (Estructura, losas, terraza)	330
Peso paredes	150
Peso Acabados (porcelanato, cañerías)	10
Peso de mobiliario	10
TOTAL	**500**

(Fuente: Propia, 2016)

Por lo tanto, la carga de diseño que se aplicará a los elementos estructurales será la siguiente 500 kg/m^2.

3.1.2. CARGA VIVA

La determinación de la carga viva para el diseño edificios residenciales se basa en la tabla 1.3 tomada del capítulo 2 de cargas no símicas la NEC_SE_CG.

De la tabla 1.3 para residencias se obtiene una carga uniformemente distribuida de $Cv = 200\ Kg/m^2$

3.1.3. CARGA DE VIENTO

La determinación de la carga de viento para el diseño edificios residenciales se basa en la sección 3.2.4 capítulo 2 de cargas no símicas la NEC_SE_CG.

Es la carga que se produce por acción del viento, la cual ejerce una presión sobre las estructuras e intenta moverlas, esto dependiendo del lugar en donde se encuentre.

La velocidad de diseño para viento hasta 10 m de altura, será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s ó 75 km/h.

Ahora se debe corregir la velocidad del viento multiplicándolo por un factor de corrección el cual se muestra en la tabla 3.2. Para esto se utiliza la siguiente fórmula.

$$V_b = V\sigma \qquad [3.1]$$

Donde:

V_b: es la velocidad corregida del viento en *m/s*,

V: la velocidad del viento corregida y

σ: es el coeficiente de corrección

Tabla 3.2 Factores de corrección

Altura [m]	Sin obstrucción [categoría A]	Obstrucción baja [categoría B]	Zona edificada [categoría C]
5	0,91	0,86	0,8
10	1	0,9	0,8
20	1,06	0,97	0,88
40	1,14	1,03	0,96
80	1,21	1,14	1,06
150	1,28	1,22	1,15

Nota:
Categoría A: Edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
Categoría B: Edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, promedio hasta 10m.
Categoría C: Zonas urbanas con edificios de altura.

(Fuente: Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capitulo 2, 2015)
Elaboración; Iván Choca, Patricio Colimba

Se considera que la acción del viento actúa como presión sobre los elementos de fachada. Para determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se establece una presión de cálculo *P*, este valor se lo puede calcular con la ecuación.

$$P = \frac{1}{2}\rho {V_b}^2 c_e c_f \qquad [3.2]$$

Donde; *P* Presión de cálculo expresada en *Pa* (N/m²), ρ es la densidad del aire expresada en kg/m^3, se puede adoptar el valor de 1.25 kg/m^3, *ce* es el coeficiente de entorno/altura y *cf* es el coeficiente de forma.

A continuación, en la tabla 3.3 se muestra los valores para el coeficiente de forma

Tabla 3.3 Coeficiente de forma

CONSTRUCCIÓN	**Barlovento**	**Sotavento**
Superficies verticales de edificios	+0.8	
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento	+1.5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0.7	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular	+2.0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45°	+0.8	-0.5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0.3 a 0	-0.6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0.3 a +0.7	-0.6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0.8	-0.6
El signo positivo (+) indica presión		
El signo negativo (-) indica succión		

(Fuente: Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capitulo 2, 2015)
Elaboración: Iván Choca, Patricio Colimba

Para contener en forma sencilla todas las posibilidades, se propone utilizar los siguientes valores para dicho coeficiente:

- Elementos situados en patios interiores, cuyo ancho es inferior a la altura del edificio y sin conexión con el espacio exterior por su parte inferior, así como

ventanas interiores (en el caso de que se dispongan dobles ventanas): Cf=0.3.

- Elementos en fachadas protegidas en edificios alineados en calles rectas, a una distancia de la esquina, mayor que la altura de la edificación, en bloques exentos en la parte central de una fachada, de longitud mayor que el doble de la altura o en patios abiertos a fachadas o patios de manzana: Cf=0.8.
- Elementos en fachadas expuestas en edificaciones aisladas o fachadas de longitud menor que el doble de la altura: Cf=1.3.
- Elementos en fachadas muy expuestas, situados al borde de la orilla de lagos o del mar, próximos a escarpaduras, laderas de fuerte inclinación, desfiladeros, y otros: Cf=1.5.

En base a lo mencionado se procede al cálculo de la presión de viento. Primero se debe corregir la velocidad del viento (ver ecuación 3.1).

$$V = 21 * 0{,}93$$

$$V = 19{,}53\ m/s$$

Se coloca los resultados y los valores de las tablas anteriores en la (ver ecuación 3.2)

$$P = \frac{1}{2} * \frac{1{,}25Kg}{m^3} * \left(\frac{19{,}53m}{s}\right)^2 * 0{,}8 * 0{,}8$$

$$P = 152{,}56\ Pa$$

$$P = 15{,}56\ Kg/m^2$$

3.1.4. CARGA DE SISMO

Para la obtención de los coeficientes sísmicos estáticos, se ha usado la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15 para verificar la seguridad de la estructura.

Los coeficientes sísmicos se han obtenido a través de un análisis estático donde se ha considerado el periodo natural de la edificación, y se ha estimado una respuesta de sismo. El propósito principal de este diseño se basa en la absorción de las fuerzas sísmicas considerando un porcentaje cercano entre los pórticos exteriores

perimetrales y los interiores ya que la estructura cuenta con vanos de luces medianas.

Para la evaluación de la fuerza sísmica se debe obtener el cortante basal de la estructura según los parámetros de diseño, determinada de la siguiente expresión

$$V = \frac{I\ Sa}{(\Phi p\ \Phi e\ R)} \qquad [3.3]$$

Donde

I : Factor de Importancia de la estructura

Sa : Espectro de diseño en aceleración

Φp: Coeficiente de configuración estructural de regularidad en planta

Φe: Coeficiente de configuración estructural de regularidad en elevación

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

El valor de espectro elástico de diseño de se muestra en la siguiente ilustración

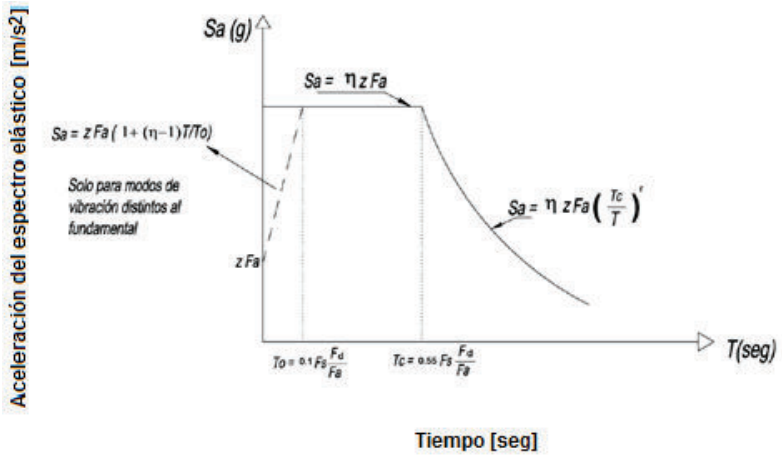


Figura 3.1 Espectro elástico de diseño sísmico

(Fuente: Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, "*Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño*", 2015)

$$Sa = n\ z\ Fa \quad para\ 0 \leq T \leq Tc \qquad [3.4]$$

$$Sa = n\ z\ Fa \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad para\ T > Tc \qquad [3.5]$$

Donde

n : Razón entre la aceleración espectral y para el periodo de retorno

z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño,

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó.

T: Período fundamental de vibración de la estructura

Tc: Período límite de vibración en el espectro sísmico elástica

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico

El período inicial de vibración del edificio se calcula de la siguiente expresión

$$T = Ct\, h^{\alpha} \qquad [3.6]$$

Donde

Ct : Coeficiente que depende del tipo de edificio (Ver tabla 3.4)

h : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

Tabla 3.4 Valores para periodo de vibración

TIPO DE ESTRUCTURA	**Ct**	α
Estructura de acero		
Sin arrostramientos	0,072	0,8
Con Arrostramientos	0,073	0,75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin Muros Estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,055	0,9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadas y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0,055	0,75

(Fuente: Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capitulo 4, 2015)
Elaboración: Iván Choca, Patricio Colimba

Los parámetros que sea han utilizado para el cálculo de la fuerza de cortante basal según el NEC-15 son los siguientes, para el factor de zona sísmica Z para la ciudad de Quito

$$Z = 0{,}40$$

Debido a que la edificación se destinara a departamentos residenciales el factor de importancia tiene un valor $I = 1{,}00$. (NEC, 2015)

$$Ct = 0{,}073$$

$$\alpha = 0{,}75$$

$$h = 12\ metros$$

Determinamos el período de vibración de la edificación (ver ecuación 3,6)

$$T = Ct\ h^{\alpha}$$

$$T = 0{,}073 * 12{,}24^{0{,}75}$$

$$T = 0{,}4706\ seg$$

Los factores de suelo y de sitio según la tabla 2.5, 2.6 y 2.7 del NEC-15 para un suelo tipo D que se encuentra en la ciudad de Quito.

$$Fa = 1{,}2 \qquad [3.7]$$

$$Fd = 1{,}19 \qquad [3.8]$$

$$Fs = 1{,}28 \qquad [3.9]$$

Con estos valores se obtiene los siguientes resultados para determinar la aceleración espectral elástica (NEC, 2015)

$$To = 0{,}10 * Fs * \frac{Fd}{Fa} \qquad [3.10]$$

$$To = 0{,}10 * 1{,}28 * \frac{1{,}19}{1{,}2} = 0{,}127$$

$$Tc = 0{,}55 * Fs * \frac{Fd}{Fa} \qquad [3.11]$$

$$Tc = 0{,}55 * 1{,}5 * \frac{1{,}19}{1{,}2} = 0{,}698$$

Para estos valores se determina la aceleración espectral a partir de la ecuación 3.12

$$Sa = n * z * Fa \quad [3.12]$$

Si el valor n = 2,48 para las provincias de la sierra, Esmeraldas y Galápagos (NEC, 2015)

$$Sa = 2{,}48 * 0{,}4 * 1{,}2$$

$$\boldsymbol{Sa = 1{,}19}$$

Considerando un sistema de pórticos no arriostrados con una estructura regular de planta y regular en elevación los valores. (NEC, 2015), factor de regularidad torsional

$$\Phi p = 1 \quad [3.13]$$

$$\Phi e = 1 \quad [3.14]$$

El coeficiente de reducción de respuesta estructural R (NEC, 2015)

$$R = 8$$

Con todos estos datos se obtiene la siguiente conclusión (Ver ecuación 3.15)

$$V = \frac{I\,Sa}{(\Phi p\ \Phi e\ R)}\mathrm{W} \quad [3.15]$$

$$V = \frac{1 * 1{,}19}{(1 * 1 * 6)} W = 0{,}198$$

$$V = 0{,}2388\mathrm{W}$$

De la recomendación de la NEC 15 se obtiene la carga reactiva para lo cual se toma el peso del edificio considerando el 100% de la carga muerta y el 25 % de la carga viva al multiplicarla por el área total, nos da la carga reactiva total.

$$Ar = b * h \quad [3.16]$$

$$Ar = 24m * 11{,}70m = 280{,}80m^2$$

$$W = 280{,}80\ m^2 * (510kg + 0{,}25 * 200) * 4 = 463320\ kg$$

$$W = 463{,}32\ t$$

Cortante basal resulta:

$$V = 0{,}238 * 463{,}32\ t$$

$$V = 110{,}64\ t$$

Obtenido el cortante basal al cual estará sometido la edificación, se obtendrá la distribución de fuerzas que se aplica sobre cada piso.

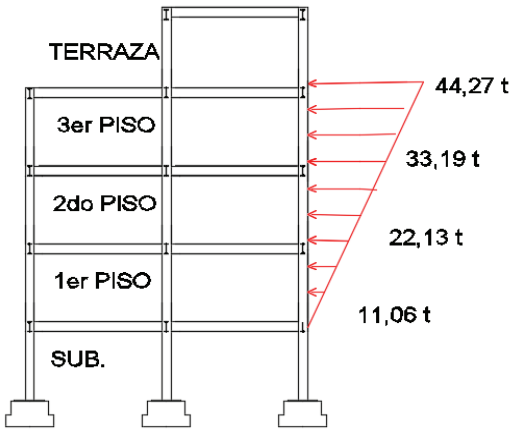


Figura 3.2 Distribución del cortante basal
(Fuente: Propia, 2016)

3.2. REALIZACIÓN DE MODELO ESTRUCTURAL Y ASIGNACIÓN DE PARÁMETROS EN EL PROGRAMA SAP2000 V17

Para empezar la realización del modelo estructural, es importante la lectura e interpretación de los planos arquitectónicos (Ver Anexo 1), los cuales permiten distribuir los miembros estructurales de manera talque el diseño estructural y arquitectónico tengan concordancia.

3.2.1. DEFINICIÓN DEL MATERIAL

Como primer paso se debe seleccionar el tipo de material que se va a utilizar, anteriormente en el capítulo 2 se seleccionó el acero A36 el cual cumple con todas las propiedades necesarias para el diseño del edifico.

Es necesario seleccionarlo debido a que el programa Sap2000 no reconoce este tipo de acero por defecto. En la figura 3.3 se observa la interfaz de selección del material.

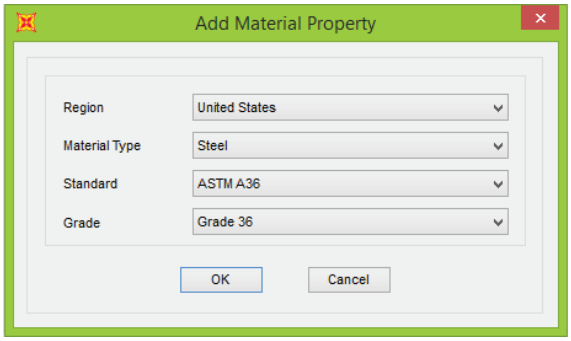


Figura 3.3 Definición de materiales
(Fuente: Propia, 2016)

3.2.2. DEFINICIÓN DE PERFILES

El software Sap2000 v-17 permite la selección de diferentes perfiles, ya sean normalizados o crear perfiles en base a un diseño personalizado.

Para el caso del presente proyecto se utiliza los perfiles I o W.

3.2.2.1. Vigas

Viga Principal IPE 330

En base al diseño para estructura óptima los resultados nos entregan una viga principal de estas dimensiones. La figura 3.4 presenta las propiedades de esta sección.

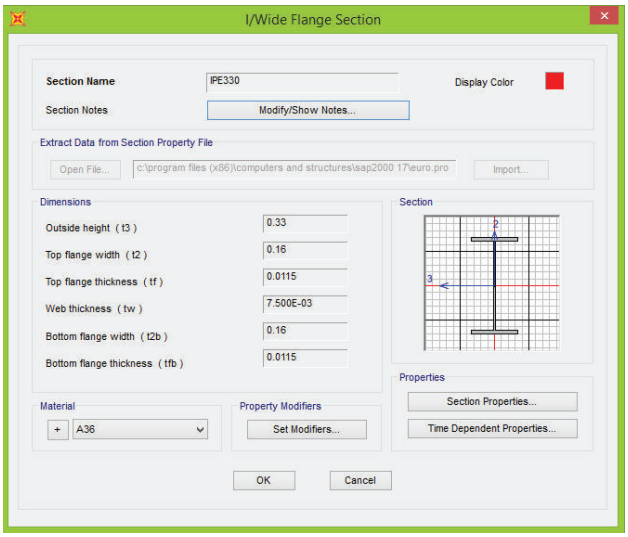


Figura 3.4 Viga principal
(Fuente: Propia, 2016)

Viga secundaria VK 330

Las vigas secundarias poseen una carga menor que las principales, por lo cual son de menor tamaño a continuación se puede observar las características principales de esta sección. (Ver figura 3.5)

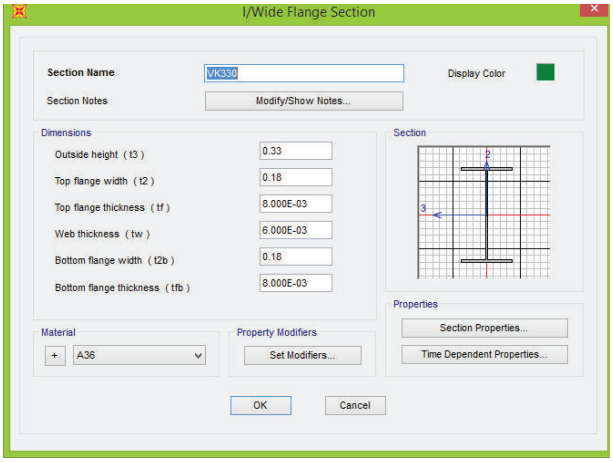


Figura 3.5 Viga secundaria

Viguetas UPN 100

Las viguetas son miembros entre las vigas principales y las secundarias estas también sirven de apoyo para la colocación de la placa de acero colaborante (SteelDeck). La figura 3.6 muestra las características de estas viguetas.

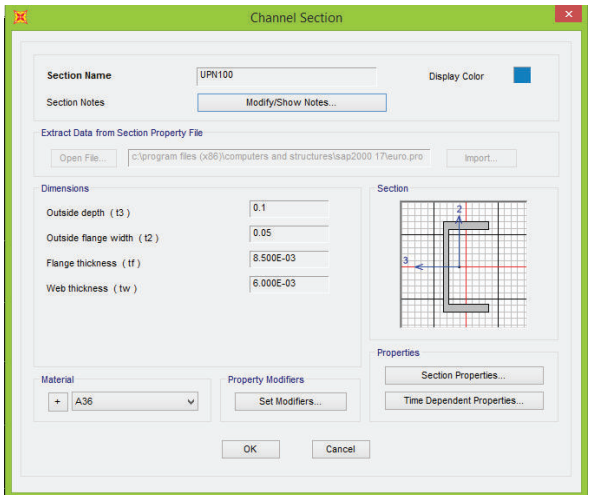


Figura 3.6 Viguetas

(Fuente: Propia, 2016)

3.2.2.2. Columnas

IPE 450

Para un diseño correcto se utiliza unas columnas tipo I con atiezadores en el primer piso, los cuales genera un miembro tipo I. Las características se muestran en la figura 3.7

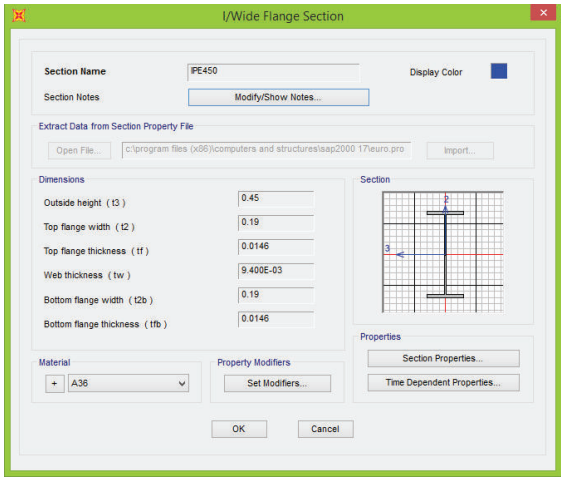


Figura 3.7 Columnas

(Fuente: Propia, 2016)

3.2.2.3. Elementos de Losa

C10x20

Los elementos de losas son perfiles en forma tubo los cuales se utilizan en parte superior de la estructura, se las usa como estructura de cuarto de máquinas y losa del ascensor. (Ver Figura 3.8)

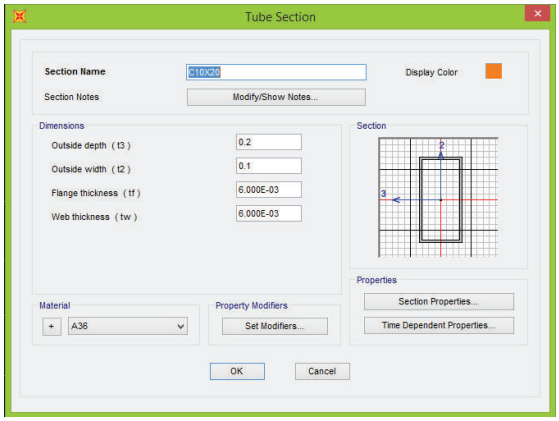


Figura 3.8 Columnas 10x20

(Fuente: Propia, 2016)

3.2.3. DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA.

El software sap2000 v17 genera automáticamente las diferentes situaciones de carga entre ellos tenemos la carga muerta (Dead Load), carga viva (Live Load), carga de viento (Wind Load), ya la carga de sismo (Quake Load).

Todos estos valores calculados anteriormente son ingresados en el programa.

A continuación, se muestra un ejemplo de ingreso de las diferentes situaciones de carga. (Ver Figura 3.9)

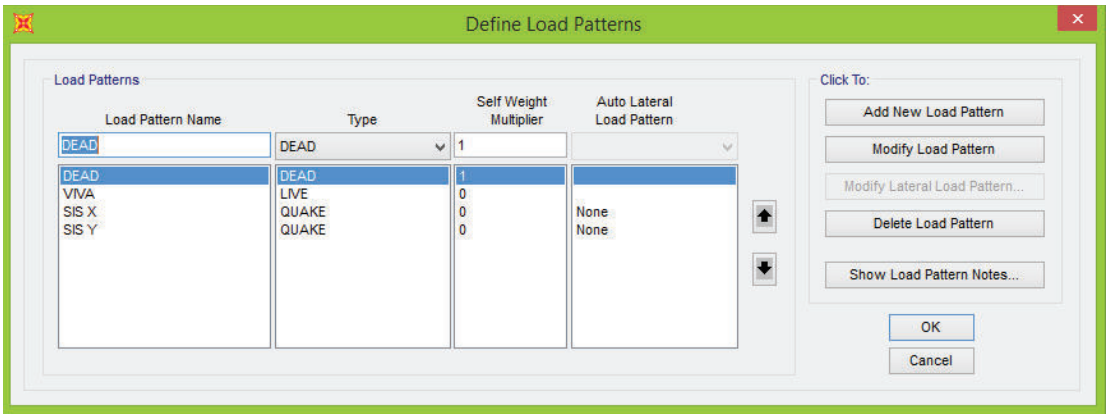


Figura 3.9 Patrones de carga.
(Fuente: Propia, 2016)

- Dead Load: La carga muerta se define con un factor multiplicador de peso 1, esto debido a que la NEC define un análisis estructural del tipo lineal, y esto considera el peso propio de la estructura.
- Live Load: Es similar a la carga muerta, pero con un factor 0, ya que en esta carga no se considera el peso propio de la estructura.
- Wind Load: El Patron de carga de viento no se considera a base de los códigos que posee el programa, ya que es más conveniente calcular la presión de viento como se indica en la Norma ecuatoriana de la Construcción y con este valor se obtendrá un valor más apegado a la realidad.
- Quake Load: La carga de sismo se define con el espectro de Quito el cual ya se encuentra ingresado la versión del software.

3.2.4. COMBINACIONES DE CARGA

Como se mencionó en el capítulo 1 existen 7 combinaciones de carga para el método de diseño LRFD, pero por diseño se utiliza el caso más crítico como es la combinación de carga ultima, la cual se puede observar en la figura 3.10

La cual es la combinación de la carga muerta multiplicada por un valor de 1,2, y la carga viva multiplicada por un factor de 1,6.

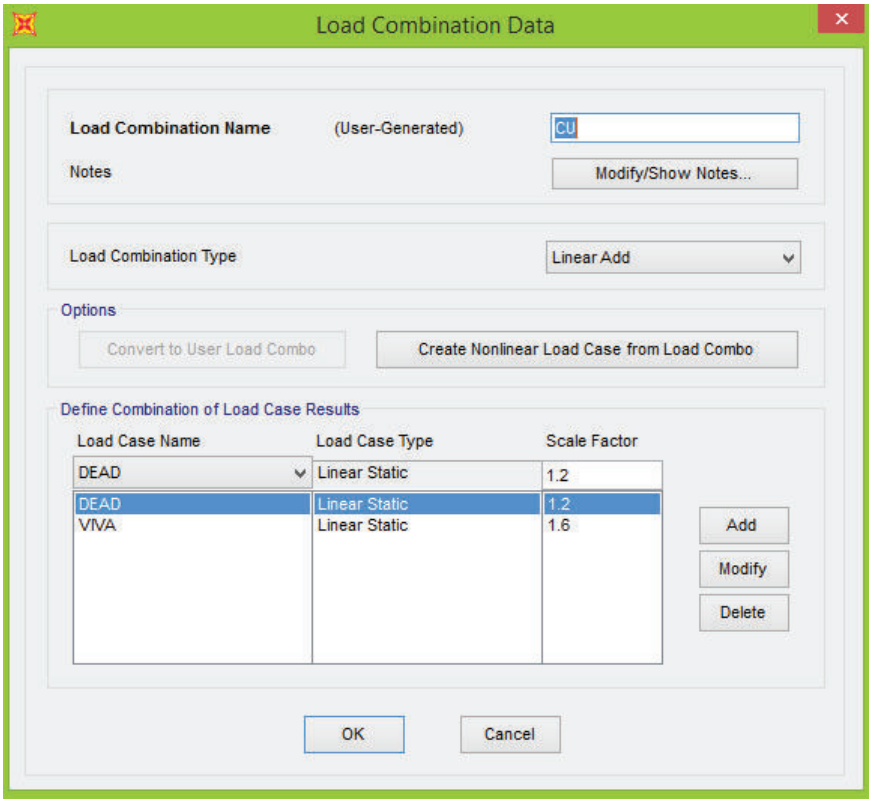


Figura 3.10 Combinaciones de carga

(Fuente: Propia, 2016)

3.2.5. DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA

En este punto se ingresa todos los miembros estructurales previamente calculados, se controla las direcciones, posiciones y restricciones respectivas de cada elemento.

A continuación, se muestra la geometría final del diseño utilizando todos los miembros estructurales calculados, utilizando diferentes colores para mejor apreciación. (Ver figura 3.11)

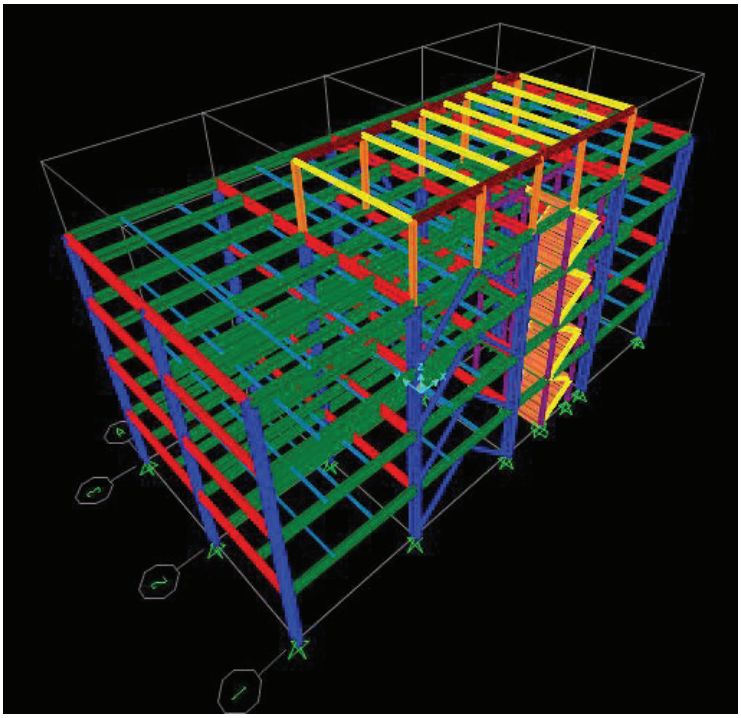


Figura 3.11 Geometría del edificio

(Fuente: Propia, 2016)

3.2.6. ASIGNACIÓN DE CARGA MUERTA

La carga muerta consiste en el peso propio de la estructura más el peso de las losas, a este peso se aumenta el valor de carga muerta calculada anteriormente (sección 3.1.1). Esta carga se la asigna directamente a las losas (ver figura 3.12)

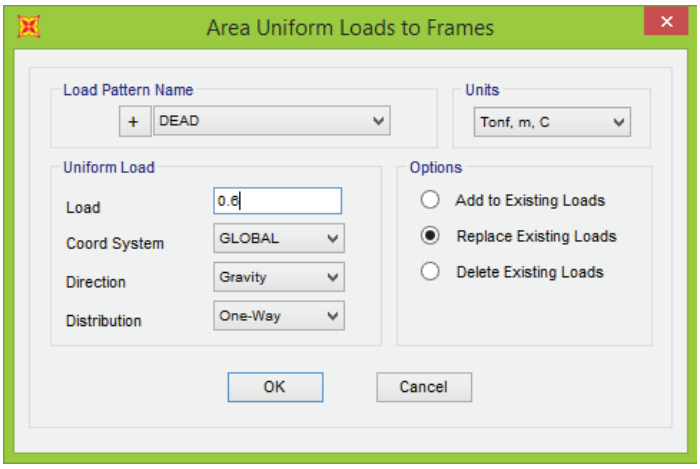


Figura 3.12 Asignación de carga muerta

(Fuente: Propia, 2016)

3.2.7. ASIGNACIÓN DE CARGA VIVA

Al igual que la carga muerta, esta se le asigna directamente a las losas de acuerdo a la tabla 1.3 “Carga mínima uniformemente distribuidas L_o”.

Para el presente proyecto se utiliza un factor de carga viva igual a 200 kgf o 0,2 Ton.

En la figura 3.13 se puede observar las diferentes variables que se puede utilizar para colocar la carga viva.

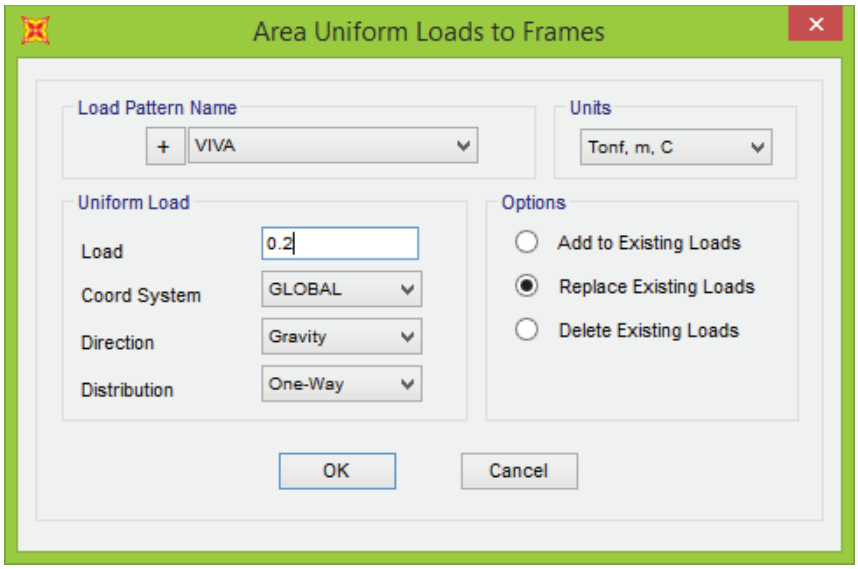


Figura 3.13 Asignación carga viva
(Fuente: Propia, 2016)

3.2.8. ASIGNACIÓN CARGA DE VIENTO

Para la distribución de la carga de viento se selecciona la parte más crítica del edificio, cabe señalar que la carga actuante de viento es mínima con relación a las otras cargas actuantes en el diseño.

La carga de viento calculada en la sección 3.1.2 se la aplica directamente y perpendicularmente a la sección crítica, y de esta manera se produce las condiciones más críticas y por lo cual el programa diseña las condiciones más cruciales.

En la figura 3.14 se muestra la asignación de la carga de viento.

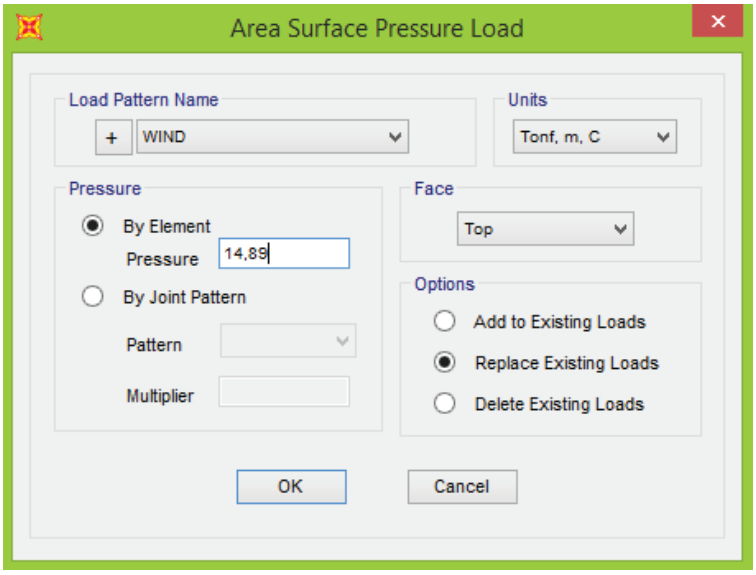


Figura 3.14 Asignación de carga de viento

(Fuente: Propia, 2016)

3.2.9. ASIGNACIÓN DE LA CARGA DE SISMO

La carga de sismo para el análisis estático se la asignara automáticamente, ya que se definió un parámetro que contenía todas las características necesarias para el diseño de la edificación en un período de sismo acorde a los códigos del programa SAP 2000. En la figura 3.15 se muestra la asignación de la carga de sismo

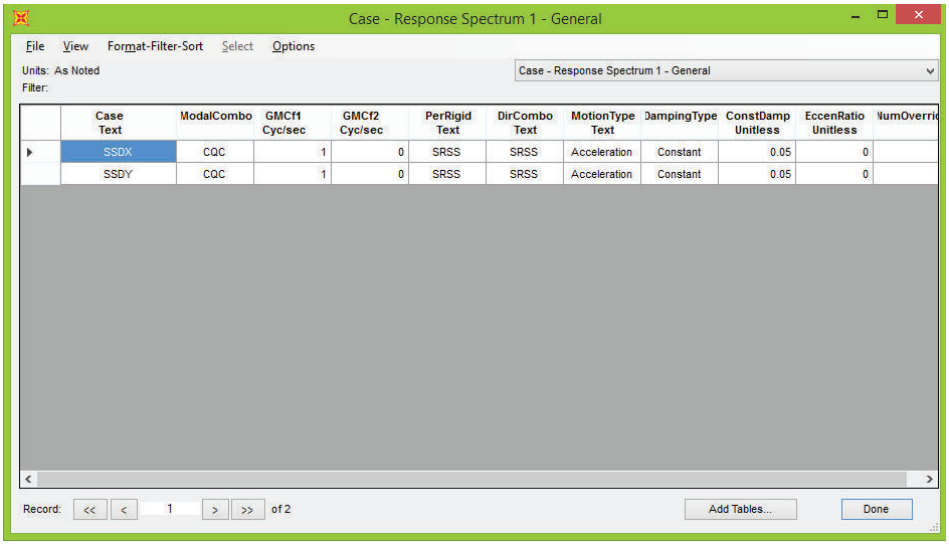


Figura 3.15 Coeficiente de sismo

(Fuente: Propia, 2016)

3.2.10. ANÁLISIS DEL MODELO

Posteriormente de haber colocado correctamente todas las secciones y cargas de diseño se procede al análisis del modelo para su verificación de los elementos que pueden llegar a fallar. En la figura 3.16 se muestra el análisis del modelo estructural.

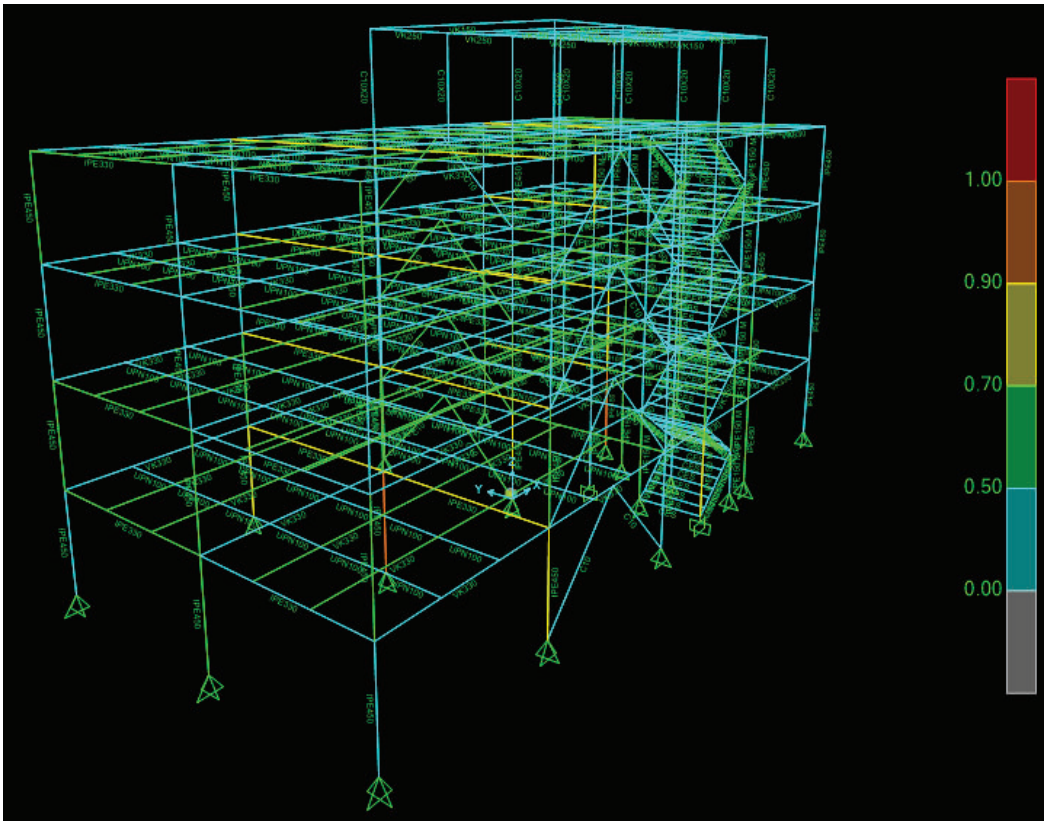


Figura 3.16 Análisis del modelo estructural
(Fuente: Propia, 2016)

Como se puede ver en la figura 3.16 el diseño es correcto y se puede ver que las vigas en su gran parte están trabajando a un cincuenta por ciento, y las columnas más críticas están trabajando en un rango de setenta a noventa por ciento.

3.3. DISEÑO DE MIEMBROS A TRACCIÓN

3.3.1. TEORÍA GENERAL

La resistencia de diseño en tracción, $\phi_1 P_n$, de miembros solicitados a tracción debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de fluencia en la sección bruta y fractura en tracción en la sección neta.

Para fluencia en tracción en la sección bruta, con $\phi_t = 0.90$ para LRFD:

$$P_n = F_y A_g \quad [3.17]$$

Para fractura en tracción en la sección neta, con $\phi_t = 0.75$ para LRFD:

$$P_n = F_u A_c \quad [3.18]$$

Donde:

A_e: es el área neta efectiva en mm^2

A_e: es el área bruta del miembro en mm^2

F_y: la resistencia a la fluencia del acero utilizado

F_u: la resistencia última del acero utilizado (AISC, 2005).

Para dimensionar los elementos de la celosía se debe considerar, que los componentes individuales de miembros en compresión compuestos de dos o más secciones deben ser conectados uno al otro a intervalos, *a*, de manera que la esbeltez efectiva $\frac{Ka}{r_i}$de cada sección no debe exceder ¾ por la razón de esbeltez que controla el diseño del miembro armado. El radio de giro menor, r_i debe ser usado en el cálculo de la razón de esbeltez de cada parte componente.

Enlaces mediante barras planas, ángulos, canales u otro perfil, deben dar resistencia al corte normal al eje del miembro igual al 2% de la resistencia a compresión disponible del miembro. La razón L/r no debe exceder 140. Se recomiendo que la inclinación de barras de enlace al eje del miembro debe preferiblemente no ser inferior a 60° para enlaces simples y 45° para enlaces dobles (AISC, 2005).

3.4. DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN

3.4.1. TEORÍA GENERAL

El diseño a compresión abarca principalmente a columnas, las cuales son elementos verticales rectos los cuales soporta una carga a compresión.

Existen tres modos generales por los cuales puede llegar a fallar una columna estos son: Pandeo flexionante, pandeo torsionante y pandeo local.

Pandeo flexionante es el tipo de pandeo por el cual se diseña las columnas, generalmente están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables.

El pandeo torsionante flexionante puede ocurrir en columnas que tienen ciertas configuraciones en su sección transversal. Esas columnas fallan por torsión o por una combinación de pandeo torsional y flexionante.

El pandeo local ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir

La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez, la cual se ha definido previamente como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo. La tendencia al pandeo depende también de los siguientes factores: tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la aplicación de la carga, imperfecciones en el material de la columna, torceduras iniciales en la columna y esfuerzos residuales de fabricación.

El esfuerzo bajo el cual una columna se pandea, obviamente decrece conforme la columna se hace más larga. Después de que ésta alcanza una cierta longitud, ese esfuerzo se habrá reducido al límite proporcional del acero. Para esa longitud y longitudes mayores, el esfuerzo de pandeo será elástico.

Para que una columna se pandee elásticamente, deberá ser larga y esbelta. Su carga de pandeo P se puede calcular con la fórmula de Euler. Ver ecuación 3.19

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \qquad [3.19]$$

Donde:

I: es el momento de inercia de la columna

L: la longitud de la columna y

E: es el módulo de elasticidad del acero.

El radio de giro se calcula con la ecuación 3.20

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad [3.20]$$

Entonces

$$I = Ar^2 \qquad [3.21]$$

Sustituyendo la ecuación este valor en la ecuación 3.22, obtenemos el esfuerzo de pandeo de Euler o crítico. En el manual AISC se lo llama **F_e**.

$$\frac{P}{A} = \frac{\pi^2 EI}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \qquad [3.22]$$

Los resultados que se obtienen por la aplicación de la fórmula en ejemplos específicos son bastante parecidos con los obtenidos con pruebas de columnas esbeltas, largas y cargadas axialmente con extremos articulados.

Pero realmente no se encontrará columnas ideales de este tipo. Para los casos reales que existen en la práctica, donde los extremos no tienen libertad de rotación, pueden usarse en la fórmula diferentes valores para la longitud, obteniendo esfuerzos de pandeo más realistas. Para usar la ecuación de Euler con buen resultado en las columnas prácticas, el valor de *L* se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica pandeada. Esta distancia se considera como la longitud efectiva de la columna.

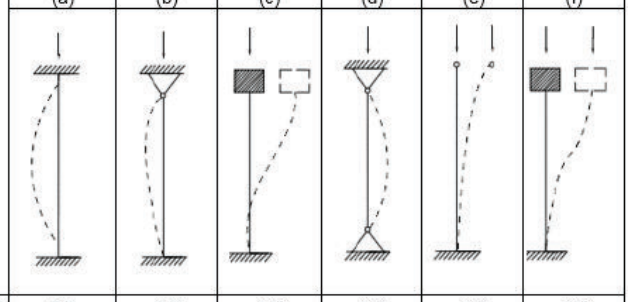
La restricción en los extremos y el efecto en la capacidad de carga de una columna es un concepto muy importarte.

Las columnas con restricciones pueden soportar cargas mucho mayores que aquellas con poca restricción.

La longitud efectiva de una columna se denomina *KL* en donde *K* es el factor de longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral que tiene la columna. Se puede decir que el peligro a pandearse es menor y la carga de capacidad mayor cuando menor sea la longitud efectiva de una columna.

El factor K se determina encontrando la columna articulada con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico. (Ver tabla 3.5)

Tabla 3.5 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K

Geometría de deformación se muestra en línea entrecortada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor Teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Condiciones de extremo	Restricción a la rotación y desplazamiento Rotación libre - restricción al desplazamiento Restricción a rotación – desplazamiento libre Rotación y traslación libres					

(Fuente: American Institute of Steel Construction, Capítulo C, 2005)

En base a los datos de la Tabla 3.5 se puede obtener resultados preliminares o aproximados, para obtener resultados con mayor exactitud se recurre al uso de nomogramas, cabe señalar que estos se los usa para los diseños finales de columnas. (AISC, 2005).

La figura 3.17 muestra unos nomogramas para cálculo de longitud efectiva

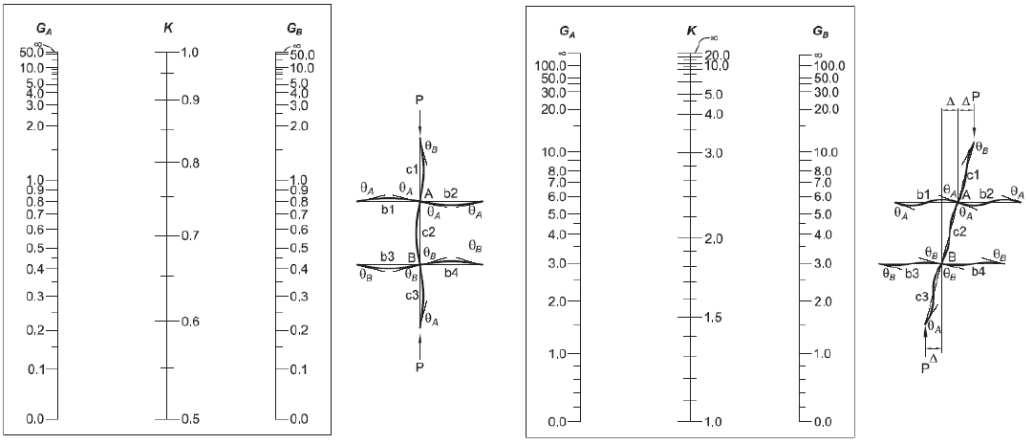


Figura 3.17 Nomogramas para cálculo de longitud efectiva

(Fuente: American Institute of Steel Construction, Capítulo C, 2005)

Las especificaciones del manual AISC para el método LRFD proporcionan la fórmula de Euler para columnas largas con pandeo elástico y una ecuación parabólica para las columnas cortas e intermedias. Con esas ecuaciones se determina un esfuerzo crítico, F_{cr} para un elemento a compresión. La resistencia de diseño del elemento puede entonces determinarse con la fórmula 3.23:

$$P_U = A_g F_{cr} \quad [3.23]$$

Donde la tensión de pandeo por flexión, se determina a continuación (Ver ecuación 3,24):

$$\frac{KL}{r} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } \frac{F_y}{F_e} \leq 2{,}25 \quad [3.24]$$

Si se cumple la condición, entonces el valor F_{cr} se lo obtiene de la ecuación 3.25

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \quad [3.25]$$

Donde:

Fe: es la tensión de pandeo por flexión en kgf/cm^2 (MPa)

El valor de Fe, la tensión crítica de pandeo elástico se calcula en la ecuación [3.26].

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad [3.26]$$

Donde:

$\frac{KL}{r}$: es la esbeltez de columna

E: es el módulo de elasticidad del acero

Se debe verificar las diferentes condiciones de carga de los elementos estructurales, para elementos compactos con simetría doble la comprobación a pandeo torsional y flexotorsional está determinada por la ecuación 3.27.

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \, EC_w}{(K_2 L)^2} + GL\right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad [3.27]$$

Donde:

C_w: constante de alabeo,

G: módulo elástico de corte del acero =790.000 kgf/cm^2

I_x: momento de inercia en torno del eje x,

I_y: momento de inercia en torno del eje y

Para secciones I de doble simetría la constante de alabeo C_w puede obtenerse por la ecuación 3.28. (AISC; 2005; pág. 96-110)

$$C_w = \frac{I_y {h_0}^2}{4} \quad [3.28]$$

Donde:

h_o: distancia entre centroides de alas

3.5. DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN

3.5.1. TEORÍA GENERAL

Una viga se define como un miembro estructural que generalmente se usa en posición horizontal la cual soporta cargas transversales, generalmente la carga muerta y la carga viva.

La resistencia de diseño en flexión, ΦbMn debe ser determinada, con Φb=0,90 para LRFD.

Para los estados límite de fluencia se obtiene la ecuación 3.29

$$M_n = M_p = F_y Z \quad [3.29]$$

Donde,

M_n = es la resistencia de flexión nominal

M_p = es el momento plástico

F_y = el límite de fluencia del acero

Z = es el módulo de sección plástico en torno al eje de flexión, en mm^3.

La longitud límite $Lp\ y\ Lr$ se obtiene con la ecuación 3.30 y 3.31

$$L_p = 1{,}76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad [3.30]$$

Donde,

r_y: es el radio de giro en el eje *y*,

E: es el módulo de elasticidad de material y,

F_y: el límite de fluencia del acero.

$$L_r = \sqrt{1{,}95 r_{ts} \frac{E}{0{,}7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x} + 6{,}76\left(\frac{0{,}7F_y}{E}\right)^2}} \quad [3.31]$$

Donde,

$r_{ts} = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$

Y el coeficiente c se determina como sigue a continuación:

C_w: 1, para secciones I con simetría doble

3.6. DISEÑO DE MIEMBROS A CORTE

La resistencia nominal de corte para miembros estructurales de simetría simple y doble se la obtiene de la ecuación

$$V_n = 0{,}6\, F_y A_w C_v \quad [3.32]$$

Para almas de miembros laminados de Sección H con $h/t_w \leq 2{,}24\sqrt{E/F_y}$

$$\phi_b = 1 \quad [3.33]$$

$$C_v = 1 \quad [3.34]$$

El coeficiente de pandeo por corte del alma, ky, se determina como se indica a continuación:

Para almas sin atiesadores transversales (AISC; 2005; pág. 138).

$$h/t_w \leq 260 \quad [3.35]$$

$$k_y = 5 \quad [3.36]$$

3.7. DISEÑO DE PLACA BASE

3.7.1. TEORÍA GENERAL

Cuando una columna de acero se apoya sobre un cimiento (zapata), es necesario que la carga de la columna se distribuya en un área suficiente para evitar que exista una sobre carga en el cimiento. Las cargas de las columnas de acero se transmiten a través de una placa base de acero a un área razonablemente grande del cimiento, que se localiza abajo de la placa.

La AISC no estipula un método específico para diseñar placas base de columnas.

Para analizar la placa base mostrada en la Figura 3.18, observe que se supone que la columna transmite a la placa base una carga total igual a *Pu*

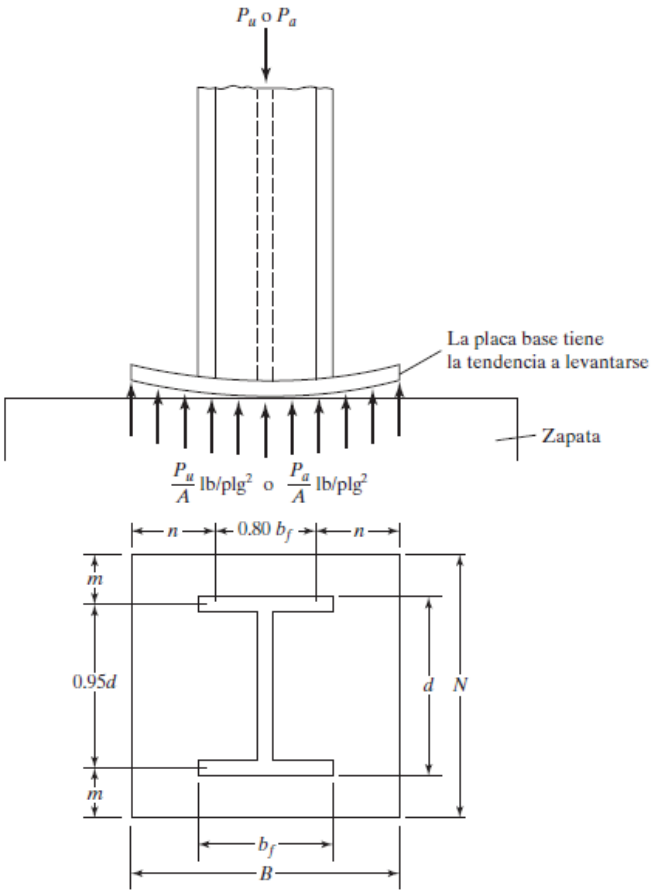


Figura 3.18 Placa base

(Fuente: McCormac, J, "*Placa base*", 2013)

Entonces se supone que la carga Pu se transmite uniformemente a través de la placa a la cimentación, con una presión igual a Pu/A1 donde A1 es el área de la placa base.

La cimentación reaccionará a su vez con una presión igual y tenderá a flexionar las partes de la placa base que quedan en voladizo, fuera de la columna, como se muestra en la figura. Esta presión también tiende a empujar hacia arriba la parte de la placa base comprendida entre los patines de la columna.

La resistencia de diseño de compresión del concreto debajo de la placa base debe mayor a la carga soportada. Para columnas de edificios con varios pisos y con cargas muy altas una placa base individual podría presentar fallas por lo cual se realiza un emparrillado conjuntamente con los pernos de anclaje y la placa base.

La resistencia de aplastamiento, en el área total de apoyo de concreto. (AISC, 2005)

$$P_p = 0{,}85\, f'_c A_1 \qquad [3.37]$$

En un área menor a la total del apoyo de concreto

$$P_p = 0{,}85\, f'_c A_1 \sqrt{A_1/A_2} \qquad [3.38]$$

Donde

A_1: área de apoyo concéntrico de acero en un soporte de concreto, cm^2

A_2: máxima área de la porción de la superficie de apoyo que es geométricamente similar y concéntrica con el área de carga, cm^2

f'_c: resistencia a compresión especificada del concreto kg/cm^2

3.8. DISEÑO PERNOS DE ANCLAJE

3.8.1. TEORÍA GENERAL

Los pernos de anclaje deben ser diseñados para soportar cargas de tracción que se producen del resultado de la reacción entre la zapata de concreto a la fuerza transmitida a la placa base.

$$R_n = \varphi F_n A_b \qquad [3.39]$$

Donde:

F_n : Tensión de tracción nominal, ($igual\ a\ 0{,}9\ F_u$)

F_u : Esfuerzo a la ruptura para varillas de acero

A_b : Área bruta del perno

φ : 0,75 factor de diseño

Para la determinación de la longitud del perno se utilizará la siguiente expresión dada por ACI 12.2.1 (American Concrete Institute) lo que se expresa en la ecuación 3.40.

$$L_d = \frac{0{,}0632\ A_b\ F_y}{\sqrt{f'_c}} \qquad [3.40]$$

Además de la longitud de diseño del perno de anclaje se debe considerar un incremento dado por el espesor de placa base y ubicación de tuercas. La longitud del gancho L_g se recomienda no ser menor a $L_d\ /25$

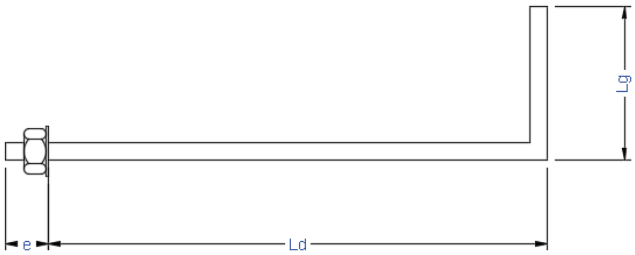


Figura 3.19 Perno de anclaje
(Fuente: Propia, 2016)

3.9. MEMORÍA DE CÁLCULO

3.9.1. DISEÑO DE MIEMBROS A COMPRESIÓN

Los miembros a compresión en nuestro caso las columnas son aquellos que se encuentran cargados axialmente sobre su eje centroidal longitudinal. La fuerza que soporta cada columna estará determinada por su ubicación en la estructura de la edificación y la relación con la cantidad de área tributaria que soporta además de

la carga de diseño la cual la encontramos en la tabla y corresponde una carga de 1020,8 kg/m^2.

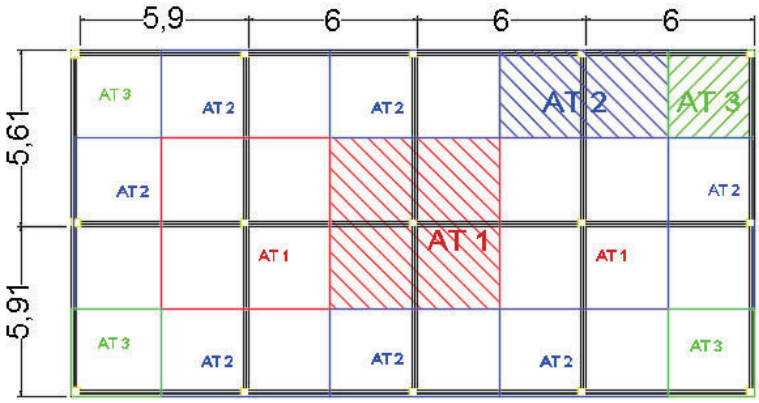


Figura 3.20 Distribución de áreas

(Fuente: Propia, 2016)

Se seleccionará la columna crítica, determinamos la carga máxima que actúa sobre el elemento y verificamos la capacidad de resistencia. Para la columna seleccionada C1 tenemos un área tributaria de 36m^2 con cuatro pisos de la estructura.

$$A_T = \left(\frac{6}{2}+\frac{6}{2}\right) * \left(\frac{5{,}61}{2}+\frac{5{,}91}{2}\right) = 35{,}16\ m^2$$

$$P_U = C_U * A_T * N_{pisos}$$

$$P_U = 920\ \frac{kg}{m^2} * 35{,}16\ m^2 * 4$$

$$P_U = 129388\ kg = 129{,}38\ t$$

Se obtiene la carga última de diseño para la columna equivalente a 129388kg, considerando las cargas producidas por la acción de sismo se obtienen los siguientes esfuerzos.

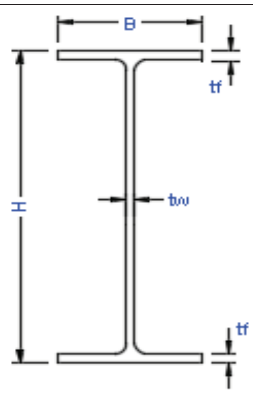
Tabla 3.6 Esfuerzos obtenidos por accion de la carga de sismo

TIPO	PLANO	
	X-Z	Y-Z
V (t)	1,2382	0,2505
M $(t*m)$	0,76647	3,788

(Fuente: Propia, 2016)

Para el pre dimensionamiento de la columna se selecciona una viga IPE 450 con las siguientes características (Ver tabla 3.6):

Tabla 3.7 Características vigas IPE 450

	$h = 45\ cm$ $b = 19\ cm$ $t_w = 1{,}46\ cm$ $t_f = 0{,}94\ cm$ $A = 98{,}80 cm^2$	$I_{xx} = 27092 cm^4$ $I_{yy} = 1085{,}7\ cm^4$ $S_{xx} = 1204{,}1 cm^3$ $S_{yy} = 114{,}3 cm^3$ $Z_{xx} = 1465{,}6 cm^3$ $Z_{yy} = 192{,}65\ cm^3$

(Fuente: Propia, 2016)

Se verifica que la columna cumpla las condiciones de alma compacta establecida por las siguientes relaciones (ver tabla 3.7) de la tabla B4.1 del manual AISC 2005.

Tabla 3.8 Limites de esbeltez

Relación ancho espesor para perfiles armados	λ_p compacta	No compacta
$\frac{b}{t}$	$\lambda_p = 1{,}4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda = 4{,}71\sqrt{\frac{k_c\ E}{F_y}}$

(Fuente: Propia, 2016)

$$\frac{b}{t} \leq 1{,}4\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad [3.41]$$

$$\frac{19}{2 * 0{,}94} \leq 1{,}4\sqrt{\frac{21000000}{2530\ \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$15{,}42 \leq 40{,}62$$

Determinamos la resistencia nominal a compresión dada por el estado límite de pandeo por flexo-torsión de la columna seleccionada. De la ecuación [3.23]

$$P_U = F_{cr}\ A_g$$

Obtenemos el valor de F_{cr} acorde a la restricción dada por el radio de giro. Se verifica la relación en los sentidos $r_{xx} = 16{,}56$, $r_{yy} = 3{,}32$. A partir de la ecuación [3.24]

$$\frac{KL}{r} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{1\,(310)}{3{,}32} \leq 4{,}71\sqrt{\frac{21000000}{2530\,\frac{kg}{cm^2}}}$$

$$108{,}5 \leq 135{,}7$$

Dada que se cumple la relación anterior se utilizará un valor de F_{cr} estará determinado por la ecuación [3.25]. (AISC, 2005)

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2\, E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2\, 21000000}{\left(\frac{1 * 306cm}{3{,}32}\right)^2} = 2370\ kg$$

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{2530}{2371}}\right] 2530\,\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = 1619\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_n = F_{cr}\, A_g$$

$$P_n = 1619\ \frac{kg}{cm^2} * 98{,}80cm^2 = 159781\ kg$$

$$\varphi\ P_n = 0{,}85 * 159781kg = 129388\ kg$$

Se obtiene el factor de seguridad (ecuación 3.41), el cual nos indica la capacidad a la cual se encuentra el elemento seleccionado.

$$\frac{P_U}{\varphi\ P_n} > 0{,}4 \qquad [3.42]$$

$$\frac{139796\ kg}{129388\ kg} > 0{,}4$$

$$0{,}92 > 0{,}4$$

Se comprueba la resistencia a compresión de la viga columna IPE 450. Se procede a la verificación de las fuerzas combinadas

Verificación de la resistencia al pandeo torsional y flexo torsional (ver ecuación 3.18)

$$P_n = F_{cr}\, A_g$$

De la ecuación anterior el factor F_{cr} para miembros con simetría doble se obtiene de la ecuación 3.27

$$F_e = \left[\frac{\pi^2\, E C_w}{(K_2 L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y}$$

Para el perfil seleccionado IPE450 la constante de alabeo C_w,

$$C_w = \frac{I_y\, {h_o}^2}{4} = \frac{1085{,}7cm * (43{,}54cm)^2}{4} = 514577$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 * \ 21000 * 514577}{(1 * 310\ )^2} + 72000 * 94{,}2\right]\frac{1}{27092 + \ 1086}$$

$$F_e = 5542{,}2\ kg$$

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{2530}{5542}}\right]\ 2530\frac{kg}{cm^2}$$

$$F_{cr} = \ 2089{,}9\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$P_n = F_{cr}\, A_g = \ \ 2089{,}9\ \frac{kg}{cm^2} * 134\ cm = 206219\ kg$$

$$P_n = 0{,}85 * 206424\ kg = 175461kg = 175{,}46\ t$$

Se verifica la capacidad de la columna

$$F_s = \ \frac{P_n}{P_u} = \frac{175{,}46\ t}{129{,}38\ \ t} = 1{,}35$$

Verificación de fluencia:

$$\emptyset\ M_n = F_y\, Z_y = \ 0{,}9 * 2530\frac{kg}{cm^2} * 192{,}64\ cm^3 = \ 0{,}9 * \ 487375kg - cm = 4438637kg - cm$$

$$\emptyset\ M_n = 4{,}43\ t * m$$

$$M_u \leq \emptyset\ M_n$$

$$0{,}76ton - m \leq 4{,}43\ t * m$$

Verificación de elemento a fuerzas combinadas

$$\frac{P_U}{\varphi\, P_n} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b\, M_{ny}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b\, M_{ny}} < 1$$

$$\frac{129{,}388}{1397{,}96} + \frac{0{,}764}{4{,}78} + \frac{3{,}78}{60{,}85} < 1$$

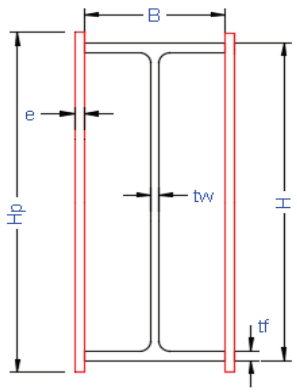
$$0{,}92 + 0{,}15 + 0{,}07 < 1$$

$$1{,}14 < 1$$

Se verifica que la capacidad de la viga-columna IPE450 es menor que los esfuerzo combinados para las columnas centrales del primer nivel, razón por la cual se aumentara la capacidad de la columna al colocar apoyos laterales a la columna y hacerla trabajar como columna compuesta.

Se evalúan las propiedades de la sección compuesta por la viga columna IPE 450 y las placas apoyo soldadas.

Tabla 3.9 Características vigas IPE 450

	$H = 45\ cm$ $B = 19\ cm$ $t_w = 1{,}46\ cm$ $t_f = 0{,}94\ cm$ $Hp = 47\ cm$ $e = 1\ cm$	$I_{XX} = 44396 cm^4$ $I_{yy} = 1094\ cm^4$ $S_{xx} = 1973 cm^3$ $S_{yy} = 115 cm^3$ $Z_{xx} = 2406 cm^3$ $Z_{yy} = 1132\ cm^3$ $A = 192{,}8 cm^2$

(Fuente: Propia, 2016)

Se determina el valor de resistencia de la columna compuesta. (Ver ecuación 3.18)

$$P_n = F_{cr}\, A_g$$

$$P_n = 1125\ \frac{kg}{cm^2} * 192{,}8\ cm^2 = 216842\ kg$$

$$\varphi\, P_n = 0{,}85 * 216842 kg = 184316\ kg$$

$$\emptyset\, M_n = F_y\, Z_y = 4{,}43\ t * m$$

$$\frac{P_U}{\varphi\, P_n} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b\, M_{ny}} + \frac{M_{uy}}{\emptyset_b\, M_{ny}} < 1$$

$$\frac{129{,}388}{184{,}316} + \frac{0{,}764}{4{,}43} + \frac{3{,}78}{60{,}85} < 1$$

$$0{,}702 + 0{,}15 + 0{,}06 < 1$$

$$0{,}912 < 1$$

Se comprueba la resistencia a flexo compresión de la viga-columna IPE 450 que trabaja como columna crítica. Para las columnas en los extremos de la estructura se puede verificar que los esfuerzos producidos son menores por soportar menores cargas, por lo cual se puede utilizar la viga columna IPE450.

3.9.2. DISEÑO DE MIEMBROS A FLEXIÓN

El diseño de los miembros estructurales estará definida por la carga última de diseño, resultado de las diferentes combinaciones de carga establecidas en la NEC15, se utiliza la combinación que produzca los mayores esfuerzos.

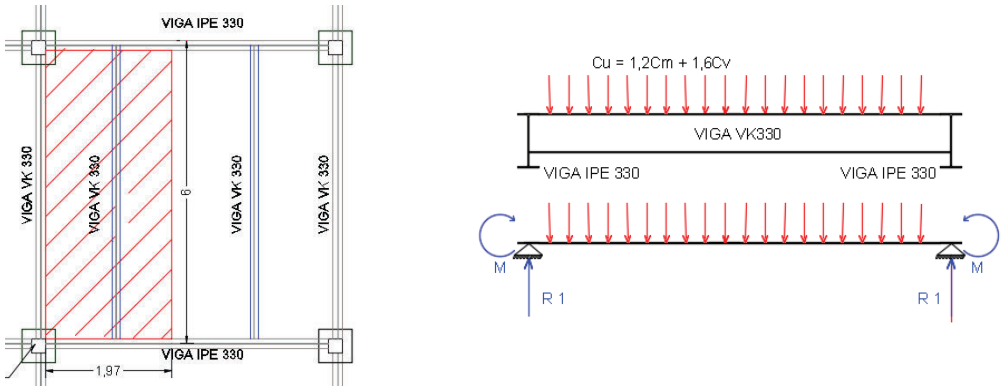


Figura 3.21 Distribución de áreas

(Fuente: Propia, 2016)

De las diferentes combinaciones de carga se obtiene el siguiente resultado:

$$C_{Última} = 1{,}2\, C_M + 1{,}6\, C_V$$

$$C_{Última} = 1{,}2 \left(500 \frac{Kg}{m^2}\right) + 1{,}6 \left(200 \frac{Kg}{m^2}\right)$$

$$C_{Última} = 920 \frac{Kg}{m^2}$$

Se procede a determinar los valores de cargas que soportaran las viguetas a dimensionar. Se obtiene la carga distribuida sobre el elemento seleccionado.

$$W = Area_{Tributaria} * Carga_{Ultima}$$

$$W = 6m * 1{,}97\ m\ * 920\frac{kg}{m^2}$$

$$W = 10874{,}4\ \ kg$$

Se determina el momento máximo que actúa en las viguetas

$$M_u = \frac{W_{Distribuida} * l^2}{8}$$

$$W_{Distribuida} = \frac{w}{6}$$

$$W_{Distribuida} = \frac{10874\ kg}{6m}$$

$$W_{Distribuida} = 1812{,}4\ \frac{kg}{m}$$

$$M_u = \frac{1812{,}4\ \frac{kg}{cm} * (600cm)^2}{8} = 815580kg * cm$$

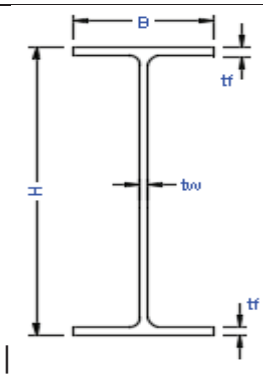
$$M_u = 8{,}15\ t * m$$

Se establece la carga máxima a la cual estará trabajando las viguetas de la estructura bajo las condiciones de servicio establecidas.

3.9.2.1. Predimensionamiento de las viguetas

Se selecciona una viga VK330 del catálogo anexo para perfilería local con las siguientes propiedades ANEXO 5.

Tabla 3.10 Características viga VK330

	$h = 33\ cm$ $b = 18\ cm$ $t_w = 0{,}6cm$ $t_f = 0{,}8\ cm$ $A = 47{,}64cm^2$	$I_{XX} = 9014{,}74cm^4$ $I_{yy} = 778{,}17\ cm^4$ $S_{xx} = 546{,}35cm^3$ $S_{yy} = 86{,}46cm^3$ $Z_{xx} = 611{,}57cm^3$ $Z_{yy} = 132{,}43cm^3$

(Fuente: Propia, 2016)

Para propósitos de diseño se verificará que las viguetas, así como los demás elementos a dimensionar sean compactos en sus dimensiones de alma y patín.

Ver tabla 3.11 se utilizan las razones ancho espesor límite para verificar el estado del perfil seleccionado, (AISC, 2005).

Tabla 3.11 Relación ancho-espesor para elementos en flexión

Relación Ancho-Espesor	λ_p Compacta	λ_T Esbelto- No esbelto
Alma de viga $\frac{b}{t}$	$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_T = 0{,}95\sqrt{\frac{k_c\,E}{F_y}}$
Ala de viga $\frac{h}{t}$	$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_T = 5{,}7\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

(Fuente: Propia, 2016)

Se verifica que el patín y el alma de la viga seleccionada sean compactos:

$$\frac{b}{2t_f} \leq 0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{18}{2 * 0{,}8} \leq 0{,}38\sqrt{\frac{21000000}{2530}}$$

$$11{,}25 \leq 10{,}95$$

Al no cumplirse la condición la viga es no compacta en el patín, se verifica la compacidad en el alma.

$$\frac{h}{t_w} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{33}{0{,}6} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{21000000}{2530}}$$

$$55 \leq 108{,}33$$

De la tabla F1.1 del manual AISC se determina los estados límite que rigen el diseño de la viga seleccionada. Para la sección de viga se debe verificar fluencia y pandeo torsional local. Se verifica la resistencia nominal a la flexión que soportara la viga compacta para el control de la fluencia.

$$M_n = M_p = F_y\,Z_x$$

$$M_p = 2530\,\frac{kg}{cm^2} * 611{,}57\,cm^3$$

$$M_p = 1547272\,kg - cm = 15{,}4\,t * m$$

De la tabla F1.1 del manual AISC se determina los estados límite que rigen el diseño de la viga seleccionada. Para la sección de viga se debe verificar fluencia y pandeo torsional local. Se verifica la resistencia nominal a la flexión que soportara la viga compacta.

Verificación de fluencia:

$$M_n = M_p = F_y\, Z_x$$

$$M_p = 2530\ \frac{kg}{cm^2} * 611{,}57\ cm^3$$

$$M_p = 1547272\ kg * cm = 15{,}4\ t * m$$

$$\emptyset\, M_u = 0{,}85 * 15{,}42 = 13{,}15\ t * m$$

$$M_u \leq \emptyset\, M_n$$

$$8{,}15\ t * m \leq 13{,}15\ t * m$$

Se determina la longitud a la cual se debe colocar apoyos para el control del pandeo torsional local y que este fenómeno no afecte a la viga ni su capacidad de soportar esfuerzos.

$$L_p = 1{,}76\, r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1{,}76\ (4{,}04) \sqrt{\frac{2100000}{2530}}$$

$$L_p = 204{,}94\ cm$$

$$L_r = \sqrt{1{,}95 r_u \frac{E}{0{,}7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x} + 6{,}76 \left(\frac{0{,}7F_y}{E}\right)^2}}$$

$$L_r = 579{,}94 cm$$

Se debe ocupar un $L_p < 204{,}94\ cm$ para el control del pandeo lateral torsional. Por lo cual se ubicará apoyos laterales a la viga a una distancia $L_p = 200\ cm$.

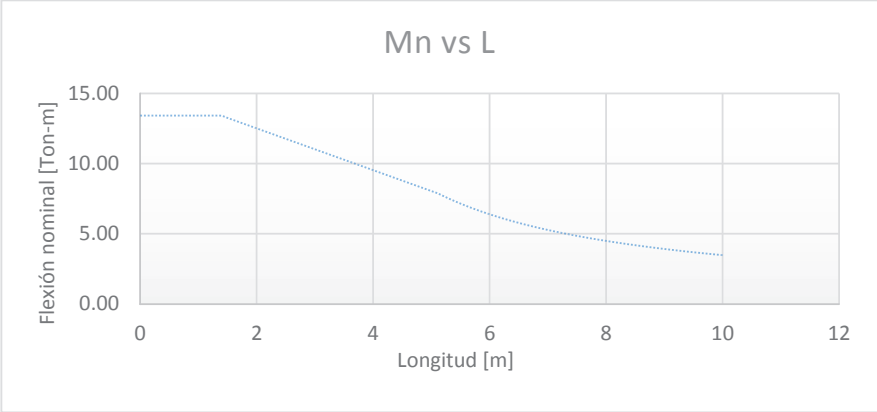


Figura 3.22 Gráfica de esfuerzos viga IPE300
(Fuente: Propia, 2016)

Se verifica que la viga sea capaz de resistir las condiciones establecidas de diseño al verificar el pandeo local del ala en compresión para secciones con alas no compactas,

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0{,}7\ F_y\ Z_x\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right) \qquad [3.43]$$

Al evaluar los valores propios de la viga,

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 11{,}25$$

$$\lambda_{pf} = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_Y}} = 10{,}95$$

$$\lambda_{rf} = 0{,}95\sqrt{\frac{k_c E}{F_Y}} = 21{,}60$$

$$M_n = 1547200 - (1547200 - 0{,}7 * 2530 * 611{,}57)\left(\frac{11{,}25 - 10{,}95}{21{,}95 - 10{,}95}\right)$$

$$M_n = 1534543\ kg * cm = 15{,}43\ t * m$$

Verificación de fluencia

$$M_u \leq \emptyset\ M_n$$

$$8{,}15\ t * m \leq 15{,}34\ t * m$$

Se verifica que la viga VK330 es capaz de resistir las solicitaciones mecánicas de trabajo de la estructura para las cargas aplicadas al elemento.

3.9.2.2. DISEÑO DE VIGUETAS A CORTE

La capacidad de diseño por cortante que debe soportar una viga con simetría en sus ejes se encuentra determinada por la ecuación 3.31 , donde $\phi = 0{,}9$.

$$V_n = 0{,}6\, F_y\, A_w\, C_v$$

El coeficiente C_v se encuentra en función de las dimensiones de cada viga, para lo cual procedemos a determinar el tramo en el que se encuentra la viga seleccionada. Debido a que la relación $\frac{h}{t_w} < 260$ el valor k_v es igual a 5, se comprueba la restricción dada por la esbeltez del elemento.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}10\sqrt{\frac{k_v\, E}{F_y}} \qquad [3.44]$$

$$\frac{33}{0{,}6} \leq 1{,}10\sqrt{\frac{5 * 2100000}{2530}}$$

$$55 \leq 70{,}86$$

Al comprobar la relación se utilizará un valor $C_v = 1$ acorde a las especificaciones del manual AISC por lo cual la capacidad mínima que deberá resistir las viguetas al corte será:

$$V_n = 0{,}6\, F_y\, A_w\, C_v$$

$$V_n = 0{,}6 * 2530\frac{kg}{cm^2} * 47{,}6cm^2 * 1$$

$$V_n = 30054{,}8\ kg$$

$$\phi\, V_n = 0{,}9 * 30054{,}8kg = 27049\ kg$$

$$\phi\, V_n = 27{,}05\ t$$

$$V_u < \phi\, V_n$$

$$10{,}87\ t < 27{,}05\ t$$

Se puede verificar la vigueta VK330 soporta las solicitaciones por lo cual RESISTENTE A CORTE.

3.9.2.3. DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES

Se debe obtener las cargas que actúan sobre las diferentes vigas que forman los pórticos principales de la edificación.

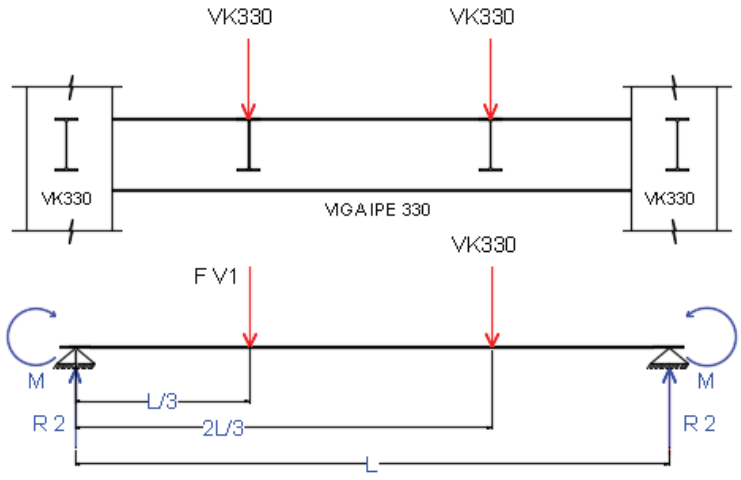


Figura 3.23 Grafica de esfuerzos viga VK330
(Fuente: Propia, 2016)

El gráfico nos indica las cargas que se encuentran actuando sobre las vigas. A diferencia de las viguetas que soportan las cargas ultimas de diseño, las vigas principales soportan los esfuerzos de las viguetas que forman los pórticos de la estructura y transmitan las cargas a las columnas.

Se conoce que la carga que soporta cada vigueta es $W = 10495\ kg$, que es la fuerza que transmitirá la vigueta a la viga principal. Del análisis de fuerzas y momentos las reacciones máximas resultantes para el cual deberá diseñarse la viga serán las siguientes,

$$V_u = R_1 = R_2 = 10874\ kg$$

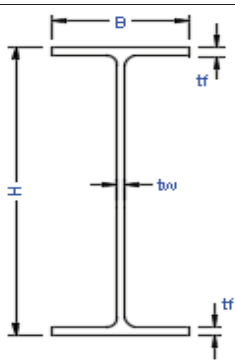
$$M_{n1} = \frac{2 * R_2 L}{3} = \frac{2 * FV1 * L}{3} = \frac{2 * 10874\ kg * 200cm}{3} = 14498kg$$

$$M_{n1} = 14498\ kg * cm = 14{,}49\ t * m$$

Por lo cual el momento máximo que deberá soportar el elemento a diseñar será $M_{n2} = 14{,}49\ t * m$.

Para el dimensionamiento de la viga se selecciona un perfil IPE 330 con las siguientes propiedades.

Tabla 3.12 Características del perfil IPE 330

	$H = 33\ cm$ $B = 17\ cm$ $t_w = 1{,}27\ cm$ $t_f = 0{,}8\ cm$ $A = 72{,}70 cm^2$	$I_{XX} = 12735 cm^4$ $I_{yy} = 661\ cm^4$ $S_{xx} = 707{,}5 cm^3$ $S_{yy} = 77{,}76 cm^3$ $Z_{xx} = 854{,}44 cm^3$ $Z_{yy} = 129{,}5 cm^3$

(Fuente: Propia, 2016)

Si las vigas son compactas en la sección de patín y alma se las considera vigas con secciones totalmente plastificadas y de esta manera aumenten su capacidad de resistencia al soportar mayores momentos. De la tabla B4.1b del manual AISC se utilizan las razones ancho espesor límite para la verificación de elementos compactos:

$$\frac{b}{2t_f} \leq 0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad [3.45]$$

$$\frac{17}{2 * 0{,}8} \leq 0{,}38\sqrt{\frac{21000000}{2530}}$$

$$10{,}62 \leq 10{,}95$$

La viga es compacta en el patín, se verifica la compacidad en el alma.

$$\frac{h}{t_w} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad [3.46]$$

$$\frac{36}{1{,}27} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{21000000}{2530}}$$

$$28{,}34 \leq 108{,}33$$

Del análisis la viga crítica en los marcos cumple con la condición de viga compacta en sus dimensiones del alma y patín. Se verifica la resistencia nominal a la flexión que soportara la viga acorde a la ecuación 3.29

$$M_n = M_p = F_y\, Z_x$$

$$M_p = 2530\ \frac{kg}{cm^2} * 854{,}44\ cm^3 = 2161611\ kg * cm$$

$$M_p = 21{,}61\ t * m$$

$$\emptyset\, M_u = 0{,}85 * 21{,}61 = 18{,}37\ t * m$$

$$M_u \leq \emptyset\, M_n$$

$$15\ t * m \leq 18{,}37\ \ t * m$$

Se comprueba que la viga seleccionada sea capaz de resistir los esfuerzos transmitidos al obtener la capacidad a la que se encuentra trabajando la viga IPE 330.

Las vigas VK330 que se ubicaran en las losas, se las ubicara a una distancia de 2 metros por lo que pueden ser utilizadas como soportes laterales para la viga IPE330 diseñada impidiendo el pandeo lateral.

3.9.2.4. Diseño de vigas principales a corte

La capacidad de los miembros a cargas de corte está determinada por la ecuación 3.31

$$V_n = 0{,}6\, F_y\, A_w\, C_v$$

El coeficiente C_v se encuentra en función de las dimensiones de cada viga, para lo cual se procede a determinar el tramo en el que se encuentra la viga seleccionada. Se comprueba la relación $\frac{h}{t_w} < 260$ para obtener el valor k_v.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1{,}10\sqrt{\frac{k_v\, E}{F_y}}$$

$$\frac{33}{1{,}27} \leq 1{,}10\sqrt{\frac{5 * 2100000}{2530}}$$

$$28{,}34 \leq 70{,}86$$

Al comprobar la relación se utilizará un valor $C_v = 1$ acorde a las especificaciones del manual AISC por lo cual la capacidad mínima que deberá resistir las viguetas al corte será:

$$V_n = 0{,}6\, F_y\, A_w\, C_v$$

$$V_n = 0{,}6 * 2530 \frac{kg}{cm^2} * \ 72{,}70\ cm^2 * \ 1 = 110358 kg$$

$$\phi\, V_n = 0{,}9 * 110358\ kg = 99323\ kg$$

$$V_u \ < \phi\, V_n$$

$$17{,}84\ t < 99{,}32\ t$$

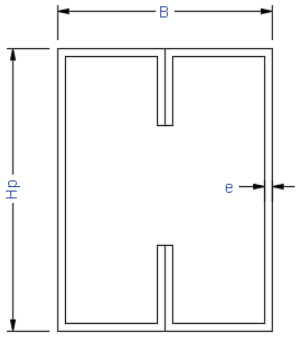
Se verifica la capacidad de las vigas principales a los diferentes esfuerzos.

3.9.3. DISEÑO DE ELEMENTOS A TÉNSION

Los elementos que se encuentran a tracción son los que se encuentran arriostrados en los diferentes niveles de los pisos como se indica en la configuración estructural.

La carga que soportan estos elementos es la carga producida por la transmisión de las fuerzas de las vigas secundarias VK330 a la viga IPE330. La fuerza que se transmite a las vigas tiene una magnitud $W = 10874{,}4\ kg$. La componente que actúa en el elemento seleccionado resulta igual a $W = 3784{,}5\ kg$.

Tabla 3.13 Propiedades de perfil C armado

	$h = 10\ cm$ $b = 10\ cm$ $e_p = 0{,}8\ cm$ $A = 65{,}28 cm^2$	$I_{XX} = 4065 cm^4$ $I_{yy} = 3782\ cm^4$ $S_{xx} = 406{,}6 cm^3$ $S_{yy} = 378{,}2 cm^3$ $r_{xx} = 7{,}89 cm^3$ $r_{yy} = 7{,}61 cm^3$

(Fuente: Propia, 2016)

Para los elementos que dan rigidez a la estructura se debe verificar la esbeltez y capacidad del elemento. Se verifica que el elemento seleccionado sea compacto.

$$\frac{b}{2t_f} \leq 1{,}4\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{10}{2 * 0{,}6} \leq 0{,}38\sqrt{\frac{21000000}{2530}}$$

$$8{,}33 \leq 40{,}3$$

La resistencia del elemento estará determinada por

$$P_n = F_y A_g$$

$$P_n = 2530\ \frac{kg}{cm^2} * 65{,}28 cm^2 = 165158\ kg$$

$$\varphi\ P_n = 0{,}85 * 165158 kg = 140384\ kg$$

Se verifica la resistencia del elemento a las fuerzas de tensión producidas por las cargas presentes en la estructura.

$$P_u \leq \emptyset\ P_n$$

$$3{,}78\ Ton \leq 14{,}04\ Ton$$

3.9.4. DIMENSIONAMIENTO PLACA BASE

La placa base es la que transmite las cargas verticales de la edificación a sus cimientos. El dimensionamiento de la placa base se encuentra en función de las solicitaciones mecánicas que soporta la columna y debe ser diseñada de tal manera que la distribución de carga se dé dentro de la capacidad nominal del concreto al aplastamiento.

De la gráfica podemos observar los elementos que intervienen conjuntamente en el trabajo de la placa base.

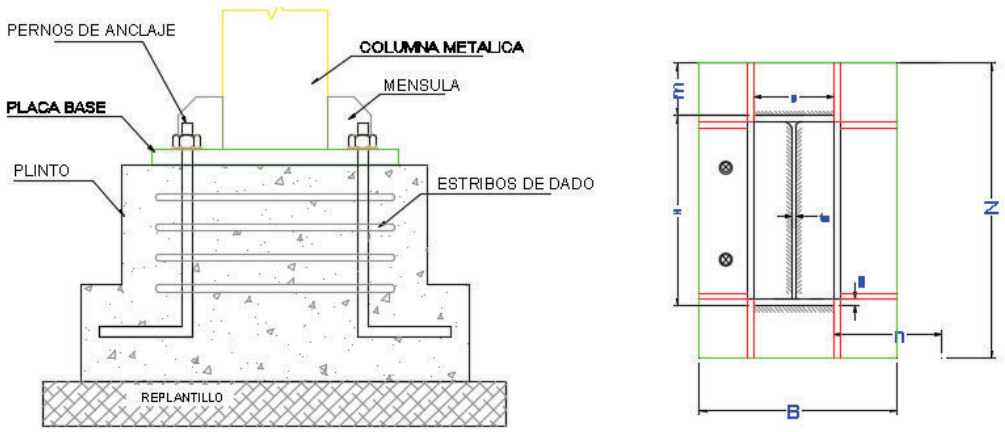


Figura 3.24 Elementos de placa base

(Fuente: Propia, 2016)

Para el dimensionamiento de la placa se considera las fuerzas que actúan sobre los cimientos de hormigón que se encuentran relacionado con la fuerza que se transmite y el área mínima que requiere la placa.

Tabla 3.14 Fuerzas que actuan sobre cimientos de hormigon

TIPO	PLANO	
	X-Z	Y-Z
$P_u\ (kg)$	129,38	
M $(kg - cm^2)$	17511	18159

(Fuente: Propia, 2016)

De la ecuación 3.36 y 3.37

$$P_u = \phi_c P_p = \phi_c (0{,}85\ f'_c\ A_1\ )$$

$$A_1 = \frac{P_u}{(f_c\ 0{,}85\ f'_c\ )}$$

Del análisis estático para determinar las cargas que soportaran los elementos a compresión, se obtiene una fuerza vertical equivalente $129388\ kg$ y el valor de resistencia mínima del hormigón igual a $210\ \frac{kg}{cm^2}$

$$A_1 = \frac{P_u}{(0{,}6 * \ 0{,}85\ f'_c\ )}$$

$$A_1 = \frac{129388\ kg}{(0{,}6 * 0{,}85 * 210\ \frac{kg}{cm^2})}$$

$$A_1 = 1208\ cm^2$$

Se puede observar que el área mínima requerida es $A_1 = 1208 cm^2$ lo que nos da un resultado estimado de la utilización de una placa de lado $l = 34{,}75\ cm$. Si se considera el área de la placa como $A_1 = B * N$ las dimensiones de la placa base se determinaran de la siguiente expresión. (McCormac J; 2002; pág. 206)

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta \qquad [3.47]$$

$$\Delta = \frac{0{,}95d\ -\ 0{,}8b_f}{2}$$

$$\Delta = \frac{0{,}95 * 45cm\ -\ 0{,}8 * 19\ cm}{2}$$

$$\Delta = 13{,}77\ cm$$

$$N = \sqrt{1208\ cm^2} + 13{,}77\ cm$$

$$N\ = 37{,}1\ cm + 13{,}77cm$$

$$N\ = 48{,}53\ cm$$

$$N\ \approx 49\ cm$$

Se dimensionan los lados de la placa,

$$B\ \approx \frac{A_1}{N} \qquad [3.48]$$

$$B = \frac{1208cm}{49\ cm}$$

$$B = 24{,}89\ cm$$

Se verifica que los valores calculados para placa base faciliten las actividades de soldado y manipulación de pernos de anclaje durante el montaje de los elementos por lo cual se considera una distancia mínima de 5 cm entre la parte más externa del perfil de la columna y la placa. Se utilizara una placa de 57 x 35 cm por las consideraciones anteriores.

La determinación del espesor de placa base estará determinada por:

$$t_{req} = l_{max}\sqrt{\frac{2\,P_u}{0{,}9\,F_y\,BN}} \qquad [3.49]$$

Para el cálculo del valor l_{max} se deber escoger el valor más alto de m, n, λ_n, al optimizar los valores de la placa base se obtiene los siguientes resultados:

$$m = \frac{N - 0{,}95d}{2} = \frac{57\,cm - 0{,}95(45)cm}{2} = 7{,}12cm$$

$$n = \frac{B - 0{,}8b}{2} = \frac{35cm - 0{,}8(19)cm}{2} = 9{,}1\,cm$$

El valor λ_n se encuentra en función de los valores que se determinan a continuación.

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)}\right]\frac{P_u}{\phi_b P_p} \qquad [3.50]$$

$$X = \left[\frac{4 * 45cm * 19cm}{(45cm + 19cm)^2}\right]\frac{129388\,kg}{0{,}6 * 0{,}85 * 210\frac{kg}{cm^2} * 57cm * 35cm}$$

$$X = 0{,}525$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \qquad [3.51]$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0{,}52}}{1 + \sqrt{1 - 0{,}52}}$$

$$\lambda = 0{,}858$$

El valor de $\lambda = 0{,}99$ por lo cual se utiliza un valor

$$\lambda_{n'} = \frac{\lambda\sqrt{db_f}}{4} \qquad [3.52]$$

$$\lambda_{n'} = \frac{0{,}858\sqrt{45cm * 19cm}}{4}$$

$$\lambda_{n'} = 6{,}6\,cm$$

Al obtener el valor de l_{max} que corresponde al valor máximo de los índices $\lambda_{n'}, m, n$ se procede a calcular el espesor de la placa

$$t_{req} = l_{max}\sqrt{\frac{2\,P_u}{0{,}9\,F_y\,BN}} \qquad [3.53]$$

$$t_{req} = 9{,}1\ cm\sqrt{\frac{2 * 129388kg}{0{,}9 * 2530\frac{kg}{cm^2} * 55cm * 30cm}}$$

$$t_{req} = 2{,}17\ cm \approx 2{,}2\ cm$$

El valor para el espesor de placa base será de 2,54 cm (1 pul) con lo cual se garantiza la resistencia de la placa a los esfuerzos mecánicos. Para la verificación de la placa base resistente a momento, se determinan las fuerzas que actúan mediante la ecuación

$$f = \frac{P_u}{A} \pm \frac{P_u ec}{I} \qquad [3.54]$$

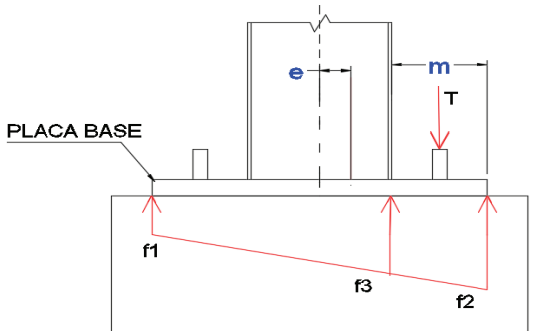


Figura 3.25 Distribución de fuerzas en placa
(Fuente: Propia, 2016)

El momento máximo se obtiene de la resultante de la distribución de fuerzas que se genera en la placa base. Se determina la excentricidad producida:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{18159kg - cm}{129389\ kg} = 0{,}14\ cm$$

$$f = \frac{P_u}{A} \pm \frac{P_u ec}{I} = \frac{129389}{57 * 35} \pm \frac{129389 * 0{,}5 * 22{,}5cm}{\frac{1}{12} * 35 * 57^3}$$

$$f_1 = 62{,}12kg$$

$$f_2 = 67{,}06\ kg$$

$$f_3 = 67{,}16\ kg$$

Se obtiene el momento que se genera en la placa entre los extremos externos de la viga producido por la fuerza de aplastamiento de la columna en la placa base

$$M = 7 * 62{,}12 * \frac{7}{2} + (67{,}16 - 62{,}12) * 7 * \frac{2}{3} * 7 = 405{,}30 kg * cm$$

Con los valores calculados se obtiene el momento que actúa

$$t_{req} = \sqrt{\frac{6\ M_u}{0{,}9\ F_y}} = \sqrt{\frac{6 * 405{,}30 kg - cm}{0{,}9 * 2530\ kg/cm^2}}$$

$$t_{req} = 1{,}64\ cm$$

El espesor mínimo para que la placa resista los momentos es 2,54 cm (1 pulgada), con dimensiones finales de 57cm por 35 cm.

3.9.5. PERNOS DE ANCLAJE

En el dimensionamiento de los pernos de anclaje interviene elementos ya seleccionados anteriormente, especialmente se consideran dimensiones de placa base y zapatas que son componentes de la estructura que trabajan conjuntamente. Para el diseño de los pernos de anclaje se utiliza un valor $\phi = 0{,}75$ dado por la recomendación de la normativa AISC. (Ver ecuación 3.38)

$$R_p = \ \phi\ F_u\, A_b$$

Si se colocara 4 pernos por lado con una separación de 8 cm entre perno, se calcula el diámetro mínimo necesario para soportar el momento que se aplica sobre la placa y deben resistir los pernos. (Ver ecuación 3.39)

$$L_d = \frac{0{,}0632\ A_b\, F_y}{\sqrt{f'_c}}$$

Considerado las reacciones que se generan en la placa,

$$T_p = \left(\frac{P_u}{BN}\right)\left(\frac{m}{2}\right)\ m$$

$$T_p = \left(\frac{128840\ kg}{55\ cm * 29cm}\right)\left(\frac{5cm}{2}\right)\ \ 5cm = 52172\ kg$$

$$T_p = \frac{52172\ kg}{4} = 13619{,}8\ kg$$

Si se considera que la fuerza que deben resistir los pernos es igual a la fuerza resultante que actúa en la placa, el diámetro mínimo requerido será

$$R_p = 13619kg = 0{,}75 * 4200\ \frac{kg}{cm^2}\ \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$d\ = 2{,}34cm$$

Se establece el resultado anterior como el diámetro mínimo que deberán poseer los pernos de anclaje. Para la optimización del elemento se seleccionará pernos de 1 pulgadas de diámetro con lo cual se garantiza la resistencia del perno a los esfuerzos de diseño. Para la determinación de la longitud se utilizará el diámetro modificado con lo cual se obtiene los resultados siguientes:

$$A_b = \frac{\pi * d^2}{4} = \frac{\pi * \left(1plg * \frac{1plg}{2{,}54cm}\right)^2}{4}$$

$$A_b = 5{,}07\ cm^2$$

$$R_p = 0{,}75 * 4200\ \frac{kg}{cm^2} * 5{,}07cm^2 = 15961\ kg$$

Se aplican 4 pernos por lado de placa en el eje más débil por lo cual la resistencia de los pernos será

$$4 *\ R_p = 4 * 15961\ kg = 63845kg$$

$$4\ R_p\ >\ T_p$$

$$63845kg\ >\ 54479\ kg$$

Se verifica la resistencia de los pernos de anclaje a los esfuerzos producidos. Después de verificar la resistencia de los pernos de anclaje se determinará la longitud mínima que se encontrara empotrada en la zapata de cimentación.

$$L_d = \frac{0{,}0632\ A_b\ F_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$L_d = \frac{0{,}0632 * 5{,}07\ cm^2 *\ 4200\ kg}{\sqrt{210}}$$

$$L_d = 55{,}74\ cm$$

A la longitud final de $L_d = 55{,}74\ cm$ se debe aumentar una sobre medida del gancho de anclaje y el espacio mínimo para la colocación de la tuerca razón por la cual se selecciona longitudes de 60 y 70cm.

Por lo tanto, se utilizará 10 pernos por placa de 1 de pulgada de diámetro con longitudes de 70 cm y una separación de 8cm, para colocación en placa base, la longitud garantiza la sobre medida para la implementación y manipulación de tuercas durante el montaje.

3.10. DISEÑO DE CONEXIONES

El diseño de conexiones es un término crítico en la construcción de estructuras metálicas, se debe seleccionar el método que ofrezca las mayores ventajas y garantice la fiabilidad de la estructura. Del capítulo 2 se evaluó y determino los tipos de conexiones, obteniendo como mejor alternativa las conexiones soldadas. Es de gran importancia determinar los parámetros con los cuales se diseñará las conexiones.

3.10.1. CONEXIONES SOLDADAS

Las soldaduras estructurales utilizan métodos como soldadura manual por arco eléctrico o arco sumergido para la fabricación de los diferentes miembros estructurales. Dentro del campo estructural la soldadura por filete de tapón y soldadura de ranura son los tipos más comunes utilizados en la industria estructural.

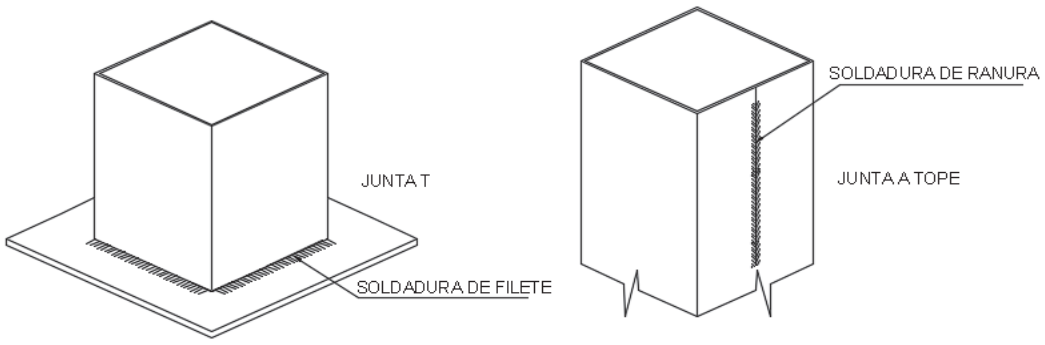


Figura 3.26 Ejemplo de juntas soldadas
(Fuente: Propia, 2016)

Las conexiones soldadas poseen ventajas con respecto a los métodos de conexiones empernadas o remachadas.

- Reduce el peso de la estructura al disminuir el número de elementos conectores.
- Reduce el tiempo de fabricación y costos al eliminar procesos de maquinado como corte o punzonados en los perfiles.
- Capacidad de corregir fallas en estructuras de manera rápida.

3.10.1.1. Conexiones simples

Las conexiones simples son aquellas que son diseñadas como flexibles y se las dimensiona para reacciones de corte.

3.10.1.2. Conexiones de Momento

Las conexiones a momento son aquellas que deben ser diseñadas a fuerzas combinadas de momento y corte.

3.10.1.3. Cálculo de conexiones soldadas

Se debe calcular la resistencia que soportan las secciones con las que se conectaran los diferentes elementos considerando las recomendaciones dada en la normativa AWS D1.1 para conexiones soldadas, las longitudes de las soldaduras deberán estar acorde a las dimensiones de los perfiles que se utilicen y respetando los criterios establecidos en el manual AISC. La resistencia admisible de las conexiones soldadas está determinada de los estados límite de ruptura en tracción y corte de las juntas soldadas

Uno de los parámetros que determina la resistencia de la soldadura es el proceso por el cual se obtienen los cordones.

La resistencia de un determinado filete de soldadura está determinada por el área de la garganta efectiva y la longitud de la soldadura, así como el material de aporte y la posición de soldadura.

Para conexiones soldadas la resistencia nominal $\phi\, R_n$, donde $\phi = 0{,}75$. Para el metal base. (AISC, 2005)

$$\phi\, R_n = \; F_{nBM} A_{BM} \qquad [3.55]$$

Para el metal de soldadura

$$\phi\, R_n = \; F_{nw} A_{we} \qquad [3.56]$$

Donde:

F_{nBM}: tensión nominal del metal base

A_{BM}: área de la sección transversal del metal base

F_{nw}: tensión nominal del metal de soldadura

A_{we}: área efectiva de la soldadura

Para el cálculo de la resistencia de la soldadura en la estructura se deberá utilizar un metal de aporte compatible con el material de los miembros estructurales de la tabla 3.15.

Tabla 3.15 Material de aporte para miembros estructurales

Metal Base	Metal de Aporte Compatible
A36,espesor ≤ 19mm	Electrodos E60 & E70
A36,espesor ≤ 19mm A572(Gr.50&55) A588 A913(Gr.50) A1011 A992 A1018	SMAW:E7016, E7016,E7018,E7028 Otros procesos: Electrodos E 70
A913(Gr.60&65)	Electrodos E 80

(Fuente: Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capitulo 1, 2015)
Elaboración: Iván Choca, Patricio Colimba

Para el material A36 con espesores menores a19 mm se empleará electrodos E7018 con una resistencia de 70 psi/pulg^2 y una sección transversal área efectiva acorde a la tabla 3.15. Para el cálculo de la resistencia de soldadura se debe determinar la cantidad necesaria de soldadura para lo cual se procede a obtener el espesor de garganta efectiva. El proceso para la realización de la soldadura se detalla en la tabla 3.16.

Además del proceso de soldado el valor de tamaño de la garganta que se utilizará en las juntas a soldar dependerá del ancho de la placa a utilizar, la recomendación dada en la tabla 3.17. (AISC, 2005)

Tabla 3.16 Tamaño recomendado de garganta efectiva

Garganta efectiva de soldaduras de tope con Junta de penetración parcial	
Espesor de materia de parte unida más delgada mm	Espesor de material de parte unida más delgada mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 1 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor a 15	16

(Fuente: Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capitulo 1, 2015)
Elaboración: Iván Choca, Patricio Colimba

Tabla 3.17 Tamaño mínimo soldadura de filete

Tamaño mínimo de soldadura de filete	
Espesor de parte unida más delgada mm	**Tamaño de Soldadura de Filete mm**
Hasta 6 inclusive	3
Por lo cual el área efectiva de la garganta estará dada por el valor mínimo de filete de soldadura de 3mm. Entre 6 y 13	5
Entre 1 y 19	6
Entre 19 y 38	8

(Fuente: Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, Capitulo 1, 2015)
Elaboración: Iván Choca, Patricio Colimba

La tensión nominal del metal de soldadura estar determinada por $F_{nw} = 0{,}6\, F_{Exx}$. Para soldaduras cargas a través de centro de gravedad con un ángulo de desfase aplicado la carga se utilizará la ecuación3.56

$$F_{nw} = 0{,}6\, F_{Exx}(1{,}0 + 0{,}5\, sin^{1{,}5}\, \theta) \qquad [3.57]$$

Donde:

F_{Exx}= Resistencia de clasificación del metal de aporte

θ =ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura

Para obtener la longitud de soldadura que cumpla con las solicitaciones mecánicas comparamos el valor de resistencia de la soldadura con el esfuerzo máximo de

diseño que actúa en cada elemento de esta manera se cuantifica el tamaño de soldadura.

$$L = \frac{V_u}{R_n} \qquad [3.58]$$

Los parámetros técnicos para la fabricación y montaje deben especificarse mediante la correspondiente información en los WPS y planos estructurales. (AISC 2005)

3.10.2. CÁLCULO DE CONEXIONES

Se analiza los tipos de conexiones soldadas que se utilizara en el montaje de los diferentes miembros estructurales. Los tipos de conexiones que se dan en la estructura se detallan en la tabla 3.18. Para las conexiones se utilizara conexiones precalificadas con dimensiones de garganta específicos para garantizar la resistencia de la conexión.

Tabla 3.18 Conexiones de soldadura

NIVEL	Miembro 1	Miembro 2	Tipo de conexión
Nivel 0, 1,2,3	IPE 330	VK 330	Semirrígida
Nivel 0, 1,2,3	IPE 450	IPE 330	Resistente a momento
Nivel 0, 1,2,3	IPE 450	VK 330	Resistente a momento
Nivel 0, 1,2,3	IPE 450	PLACAS	Resistente a momento

(Fuente: Propia, 2016)

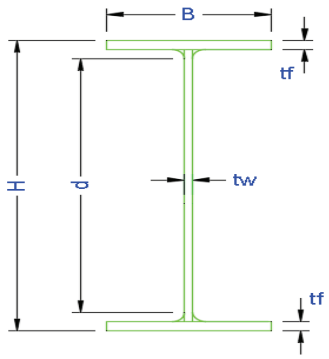
3.10.3. RESISTENCIA METAL BASE

Se debe verificar que la resistencia del metal base a la ruptura por corte, la resistencia estará determinada por la sección del patín y la sección del alma de cada viga.

$$\phi\, R_n = \; F_{nBM} A_{BM} \qquad [3.59]$$

Para el valor del área A_{BM} se calculara de manera individual para las dimensiones de patín y alma.

Tabla 3.19 Dimensiones de vigas



VIGAS	H	B	tw	tf	d
IPE 450	450	190	9,4	14,6	379
IPE 330	330	160	7,5	11,5	280
VK 330	330	180	6	8	280

(Fuente: Propia, 2016)

Para la sección del alma de la viga IPE450

$$A_{BM} = \left(H - 2t_f\right) * t_w = (45 - 2 * 1{,}46) * 0{,}94 = 39{,}55cm^2$$

$$R_n = \ F_{nBM}A_{BM} = 2530\frac{kg}{cm^2} * 39{,}55cm^2 = 100074kg$$

$$\phi\ R_n = 0{,}9 * 100074kg = 90067kg = 90{,}07t$$

Para la sección del patín de la viga IPE450

$$A_{BM} = B * t_f = 19 * 1{,}46 = 27{,}74cm^2$$

$$R_n = \ F_{nBM}A_{BM} = 2530\frac{kg}{cm^2} * 27{,}74cm^2 = 70182kg$$

$$\phi\ R_n = 0{,}9 * 70182kg = 63163kg = 63{,}13t$$

En el siguiente cuadro se indican los resultados de la resistencia a corte para las secciones de las vigas principales utilizadas en los pisos de la estructura.

Tabla 3.20 Resistencia de los perfiles

VIGA	A_{PATIN} (cm^2)	A_{ALMA} (cm^2)	$\phi\ R_{n_{PATIN}}$ (Ton)	$\phi\ R_{n_{ALMA}}$ (Ton)
IPE 450	27,74	39,5552	63,16	90,07
IPE330	18,4	23,025	41,90	52,43
VK330	14,4	18,84	32,79	42,90

(Fuente: Propia, 2016)

3.10.4. CÁLCULO DE CONEXIONES ESTRUCTURALES

3.10.4.1. Conexión VIGA IPE 330 - VIGA VK 330

La conexión entre la viga IPE330 – viga IPE300 es una conexión semirrígida. Para que los perfiles encajen se debe realizar un pequeño corte en uno de los patines como se indica en la figura.

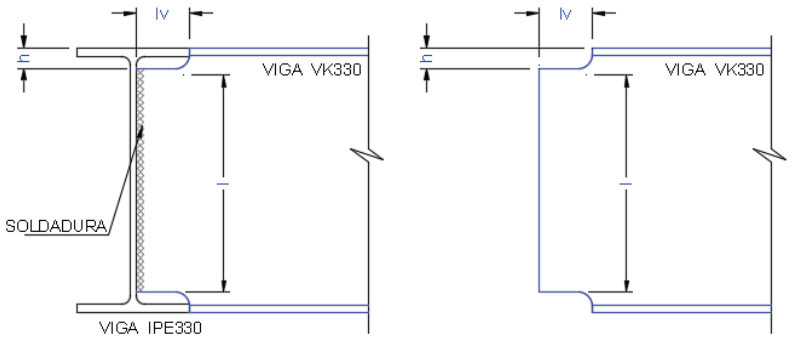
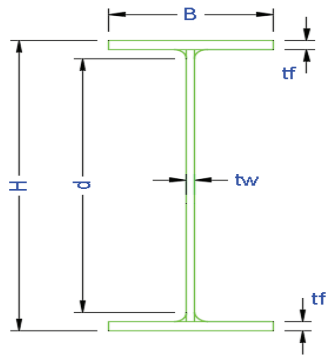


Figura 3.27 Detalle conexión Viga IPE330-Viga VK330
(Fuente: Propia, 2016)

Se utilizara juntas CJP para las conexiones a realizarse. Las dimensiones del perfil de recorte en la conexión IPE 330 – IPE 300 se las determina de la siguiente manera.

Las dimensiones del perfil de recorte en la conexión IPE 330 – IPE 300 se las determina de la siguiente manera.

Tabla 3.21 Dimensiones Vigas IPE



VIGAS IPE	H	B	tw	tf	d
450	450	190	9,4	14,6	379
330	330	160	7,5	11,5	277
300	300	150	7,1	10,7	249

(Fuente: Propia, 2016)

$$h_{corte} = \frac{h - d}{2} = \frac{300mm - 249mm}{2}$$

$$h_{corte} = 25{,}5\ mm$$

$$l_{oorte} = \frac{1}{2}\ B + \frac{1}{2}\ t_w$$

Donde:

b_{fg}: Ancho del patín de la viga trabe

t_{wg}: Espesor del alma de la viga trabe

El diseño de esta conexión se la realiza a corte con una presión de corte para la viga VK330, se debe determinar un espacio adecuado para la ubicación de las vigas, de la ecuación 3.55

$$R_n = \ F_{nw} A_{we}$$

Si se utiliza un electrodo E7018, $F_{nw} = \ 70000 lb/pulg$ de resistencia nominal del metal de soldadura. Para la unión entre las Viga VK330 y la viga IPE 330, se selecciona un tamaño de garganta de 3mm por tener un espesor de 6mm (Viga VK330).

$$A_{we} = Espesor\ Garganta * sen\ 45 * 1cm$$

$$Espesor\ Garganta = \sin 45 * 0{,}3\ cm = 0{,}707 * 0{,}3\ cm = 0{,}2121\ cm$$

Se obtiene la resistencia de soldadura unitaria,

$$R_n = 0{,}75 * 0{,}6 * 70000 \frac{kg}{14{,}23\ cm^2} * 0{,}2121\ cm * (1\ cm)$$

$$R_n = 469{,}51\ kg$$

$$L = \frac{V_u}{R_n}$$

$$L = \frac{10874\ kg}{469{,}51\ kg * cm}$$

$$L = 23\ cm$$

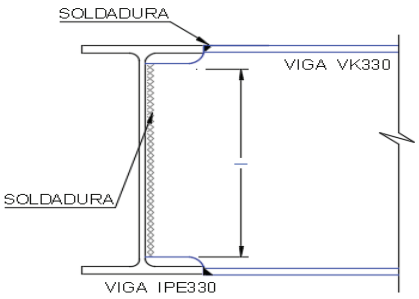


Figura 3.28 Detalle conexión Viga IPE330- Viga IPE300
(Fuente: Propia, 2016)

Por lo tanto, la longitud de soldadura requerida para soportar el esfuerzo entre la viga IPE 330 y la viga VK330 es de 23cm. Si se considera que la viga VK330 se soldara a la viga IPE330 mediante soldadura continua de filete con penetración parcial en el alma y junta CJP en la soldadura del patín, con una longitud de soldadura equivalente a la longitud del alma del patín en el sentido transversal y una soldadura en sentido longitudinal de las dimensiones del ala de la viga, la resistencia de la conexión soldada resulta igual,

$$\phi R_n = R_{nt} + R_{nw}$$

$$A_{we} = Espesor\ Garganta * sen\ 45 * 0{,}6\ F_{Exx}$$

$$Espesor\ Garganta = \sin 45 * 0{,}5\ cm = 0{,}707 * 0{,}3\ cm = 0{,}2121\ cm$$

$$\phi R_{nw} = 0{,}75 * 0{,}6 * 70000 \frac{kg}{14{,}23 cm^2} * 0{,}3535\ cm * 2 * 27m$$

$$\phi\ R_n = 25353\ kg$$

$$\phi\ R_{nt} = F_{nw}\ A_{we} = 0{,}75 * 0{,}60 F_{EXX}(1{,}0 + 0{,}50\ sen^{1{,}5} 90) * 0{,}3535 * 2 * 14cm$$

$$\phi\ R_n = 19719\ kg$$

La resistencia de la conexión está determinada por la sumatoria de resistencia de soldadura longitudinal y transversal

$$\phi\ R_n = R_{nt} + R_{nw} = 25353\ kg + 19719\ kg = 45073\ kg$$

Se verifica la resistencia de la conexión a los esfuerzos producidos por las cargas presentes en la edificación. (NEC, 2015)

$$0{,}8Mn \qquad [3.60]$$

$$0{,}8Mn = 0{,}8 * 15{,}47\ t * m = 15472kg * m$$

$$V_E = \frac{2\left(1{,}1\ R_y\ M_p\right)}{L_h} \qquad [3.61]$$

$$V_E = \frac{2(1{,}1 * 1{,}15 *\ 8262kg * m)}{6m}$$

$$V_E = 3484kg$$

$$V_u = 10874kg$$

Con los valores máximos de cortante y momento obtenido por las combinaciones de carga evaluamos la resistencia de la conexión.

$$V_u = 10874\ \ kg \qquad\qquad M_n = 15{,}47\ t * m$$

$$45073\ kg > 10874\ kg$$

$$\phi\ R_n > \ V_u$$

$$\phi\ R_n > \ V_E$$

Se verifica que la resistencia del filete de soldadura es mayor a la fuerza cortante aplicada sobre la conexión por lo cual resiste los esfuerzos producidos en la estructura.

3.10.4.2. Conexión VIGA IPE 450 – IPE 330

De manera análoga para determinar la conexión que se da entre las vigas perimetrales con las columnas se determinan las solicitaciones mecánicas que debe soportar la soldadura. Se emplean los parámetros establecidos anteriormente para el proceso de soldadura. Las conexiones que se dan en los pórticos exteriores deben ser diseñadas como conexiones a momento para garantizar que los pórticos son resistentes a momentos.

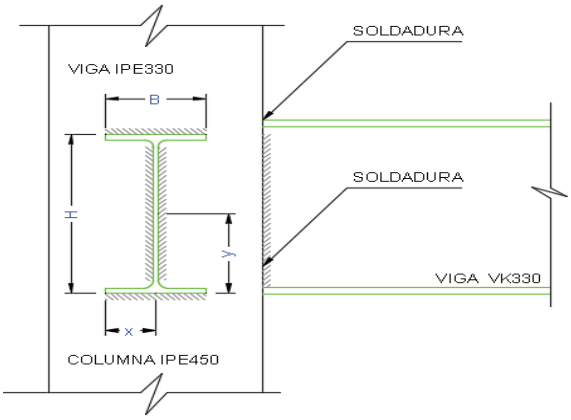


Figura 3.29 Conexión Viga IPE 450 - Viga IPE 330
(Fuente: Propia, 2016)

La resistencia de la conexión está determinada por la combinación entre soldadura vertical y horizontal. Para la soldadura transversal y longitudinal se utilizará un cordón de soldadura continua con penetración completa CJP.

$$R_n = F_{nw}A_{we}$$

$$A_{we} = Espesor\ Garganta * sen\ 45 * 0{,}6\ F_{Exx}$$

$$Espesor\ Garganta = \sin 45 * 0{,}5\ cm = 0{,}707 * 0{,}5\ cm = 0{,}3535\ cm$$

$$\phi R_{nw} = 0{,}75 * 0{,}6 * 70000 \frac{kg}{14{,}23cm^2} * 0{,}3535\ cm * 2 * 27cm$$

$$\phi\ R_n = 42256\ kg$$

$$\phi\ R_{nt} = F_{nt}\ A_{we} = 0{,}75 * 0{,}60F_{EXX}(1{,}0 + 0{,}50\ sen^{1{,}5}90) * A_{we}$$

$$R_{nt} = 0{,}75 * 0{,}6 * 70000 \frac{kg}{14{,}23cm^2} * (1{,}0 + 0{,}50\ sen^{1{,}5}90) * 0{,}3535 * 2 * 14cm$$

$$\phi\ R_n = 32865\ kg$$

Se puede observar en la tabla 3.31 la viga puede ser fijada a la columna mediante soldadura de filete horizontal o vertical. Se obtiene la resistencia total de las soldaduras que se realizaran.

$$\phi\ R_n = R_{nt} + R_{nw} = 42256\ kg + 32865\ kg$$

$$\phi\ R_n = 75121\ kg$$

Evaluando los valores máximos para los esfuerzos resultantes a la combinación de carga se obtiene el valor de resistencia que soportara la soldadura.

Se verifica la resistencia de la conexión a los esfuerzos producidos por las cargas presentes en la edificación. (NEC, 2015)

$$0{,}8Mn = 0{,}8 * 15{,}47\ T - m = 15472kg - m$$

$$V_E = \frac{2(1{,}1\ R_y\ M_p)}{L_h} = \frac{2(1{,}1 * 1{,}15 *\ 8262kg - m)}{6m}$$

$$V_E = 3484kg$$

$$Vu = 10784kg \qquad Mu = 17{,}84\ T - m$$

$$\phi\ R_n = 75121\ kg$$

$$75121\ kg > 10784\ kg$$

$$\phi\ R_n >\ V_E >\ V_u$$

Se comprueba la resistencia de la conexión soldada a los esfuerzos máximos de corte producidos en la conexión.

3.10.4.3. Conexión VIGA VK 330- IPE 450-PLACA RESPALDO

Para la conexión entre la columna IPE450 y la viga perimetral VK330 se utilizará una placa de respaldo para conectar los elementos estructurales. Se emplean los parámetros establecidos anteriormente para la conexión entre la viga y la columna, esta conexión se la debe diseñar como conexión resistente a momento.

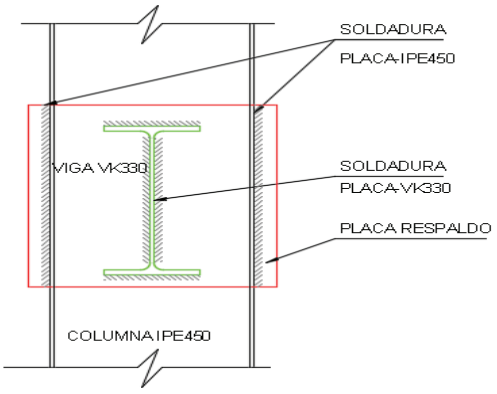


Figura 3.30 Conexión Viga IPE 450 - Viga IPE 330
(Fuente: Propia, 2016)

La soldadura de esta conexión será de penetración completa CJP y deberá ser diseñada como conexiones a momento. La resistencia de la conexión soldada será el valor mínimo de las soldaduras con las cuales cada perfil se conecta a la placa. La resistencia de los cordones de soldadura será:

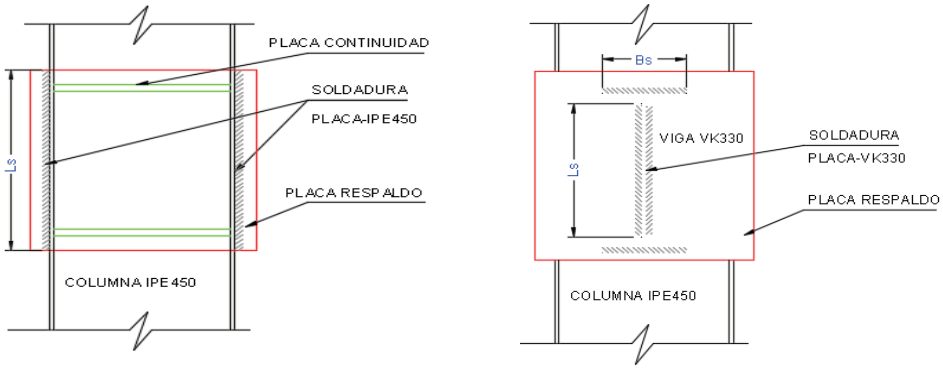


Figura 3.31 Conexión Viga IPE 450 - Viga IPE 330
(Fuente: Propia, 2016)

Soldadura Placa-IPE450

$$\phi R_{nw} = 0{,}75 * 0{,}6 * 70000 \frac{kg}{14{,}23 cm^2} * 0{,}3535\ cm * 2 * 45 cm$$

$$\phi\ R_n = 70426\ kg$$

Soldadura Placa-IPE330

La viga IPE330 se soldará a la placa mediante soldaduras en el patín y ala del perfil

$$R_n = \ F_{nw} A_{we}$$

$$\phi R_{nw} = 0{,}75 * 0{,}6 * 70000 \frac{kg}{14{,}23 cm^2} * 0{,}3535\ cm * 2 * 27 cm$$

$$\phi\ R_n = 42256\ kg$$

$$\phi\ R_{nt} = \ F_{nt}\ A_{we} = 0{,}75 * 0{,}60 F_{EXX} (1{,}0 + 0{,}50\ sen^{1{,}5} 90) * A_{we}$$

$$R_{nt} = 0{,}75 * 0{,}6 * 70000 \frac{kg}{14{,}23 cm^2} * (1{,}0 + 0{,}50\ sen^{1{,}5} 90) * 0{,}3535 * 2 * 14\ cm$$

$$\phi\ R_n = 32865\ kg$$

$$\phi\ R_n = \ R_{nt} + \ R_{nw} = 42256\ kg + \ 32865\ kg$$

$$\phi\, R_n = 75121\ kg$$

Por lo cual el valor de resistencia de la conexión soldada es $75121\ kg$, se verifica la resistencia en flexión y cortante mínimo que debe poseer la conexión. (NEC, 2015)

$$Vu = 10784kg \qquad Mp = 21{,}6t * m$$

$$0{,}8Mn = 0{,}8 * 21{,}6\ T - m = 17292kg * m$$

$$V_E = \frac{2(1{,}1\ R_y\ M_p)}{L_h} = \frac{2(1{,}1 * 1{,}15 *\ 21616kg * m)}{6m}$$

$$V_E = 9115kg$$

$$70426\ kg > 10784\ kg > 9115kg$$

$$\phi\, R_n >\ V_u$$

$$\phi\, R_n >\ V_E$$

La conexión entre las vigas y la placa resiste los esfuerzos producidos por las cargas de la estructura.

3.10.5. DISEÑO CONEXIÓN COLUMNA-PLACA BASE.

Al obtener las fuerzas que actúan sobre los elementos, resultado de la simulación de cargas dinámicas en la estructura se evaluara la conexión que se realiza entre la placa base y las columnas de la estructura metálica. La conexión a realizarse deberá ser de penetración completa además se deberá verificar las conexiones entre la columna y las ménsulas.

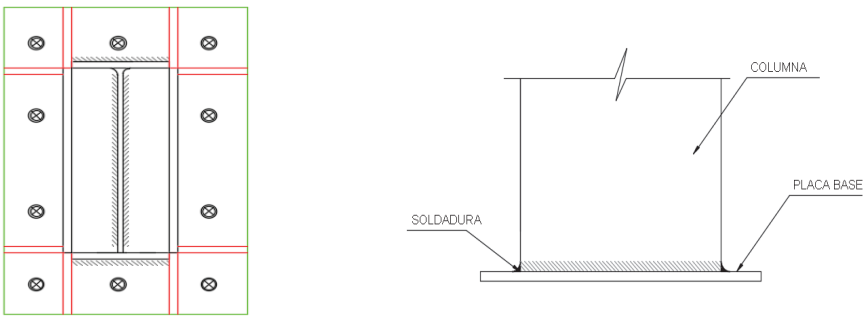


Figura 3.32 Detalle conexión soldada placa base
(Fuente: Propia, 2016)

Se determina la resistencia de la soldadura de las columnas y la placa base, se considera que la soldadura se realizara como soldadura intermitente con los parámetros establecidos anteriormente

$$F_{nw} = 0{,}60 F_{EXX} A_{wp}$$

Del gráfico se puede obtener las dimensiones y los valores correspondientes de los filetes de soldadura que se realizan en la conexión columna – placa base, con estos valores se obtiene la resistencia de la conexión soldada.

$$R_n = \ F_{nw} A_{we}$$

$$\phi R_{nw} = 0{,}75 * 0{,}6 * 70000 \frac{kg}{14{,}23 cm^2} * 0{,}3535\ cm * 2 * 45 cm$$

$$\phi\ R_n = 70426\ kg$$

$$\phi\ R_{nt} = \ F_{nt}\ A_{we} = 0{,}75 * 0{,}60 F_{EXX} (1{,}0 + 0{,}50\ sen^{\,1{,}5} 90) * A_{we}$$

$$R_{nt} = 0{,}75 * 0{,}6 * 70000 \frac{kg}{14{,}23 cm^2} * (1{,}0 + 0{,}50\ sen^{\,1{,}5} 90) * 0{,}3535 * 2 * 20\ cm$$

$$\phi\ R_n = 44503\ kg$$

$$\phi\ R_n = \ R_{nt} + \ R_{nw} = 42256\ kg + \ 32865\ kg$$

$$\phi\ R_n = 115030\ kg$$

Además, se debe adicionar la resistencia de la soldadura de las ménsulas a la columna-placa base. Se obtiene la resistencia de las ménsulas asumiendo que se colocara 8 ménsulas por placa como se indica en la figura 3.34.

$$R_n = \ F_{nw} A_{we} = 0{,}75 * 0{,}6 * 70000 \frac{kg}{14{,}23 cm^2} * 0{,}3535\ cm * 4 cm$$

$$\phi\ R_{nt} = 6260\ kg$$

$$4\ \phi\ R_{nw} = 25040\ kg$$

$$4\ \phi\ R_n = 37560 kg$$

La resistencia adicional de la soldadura dada por las ménsulas tiene un valor 62601 kg por lo que la resistencia total de la conexión columna placa base es igual

$$\phi\ R_n = 177631\ kg$$

3.11. DEFLEXIONES EN VIGAS

Se analiza las deflexiones producidas por los diferentes estados de carga, para verificar si los resultados obtenidos son menores que la deflexión máxima permisible.

$$\Delta_L = \frac{L}{360} = \frac{6\ m}{360} = 0{,}019m = 19mm$$

Se determina el valor máximo permisible para las deflexiones en las vigas para los diferentes estados de carga. Se evaluara los valores para las vigas principales y las viguetas ambas con longitudes de 6 metros.

$$\Delta_L = \frac{5w_L L^4}{384EI}$$

Se evalúa las deflexiones producidas por la carga muerta, carga viva y carga ultima. De los cual resulta el desplazamiento máximo producido.

$$\Delta_{L1} = \frac{5w_L L^4}{384EI} = \frac{5 * 0{,}05\frac{kg}{cm^2} * (600cm)^4}{384 * 2100000\frac{kg}{cm^2} * 778cm^4} = 0{,}051cm = 5{,}1mm$$

$$\Delta_{L2} = \frac{5w_L L^4}{384EI} = \frac{5 * 0{,}02\frac{kg}{cm^2} * (600cm)^4}{384 * 2100000\frac{kg}{cm^2} * 778cm^4} = 0{,}0206cm = 2{,}0mm$$

$$\Delta_{L3} = \frac{5w_L L^4}{384EI} = \frac{5 * 0{,}092\frac{kg}{cm^2} * (600cm)^4}{384 * 2100000\frac{kg}{cm^2} * 778cm^4} = 0{,}095cm = 9{,}5mm$$

Se verifica que las deflexiones producías por los diferentes estados de carga no sobrepasan el valor límite. Para el presente diseño no es necesario la construcción de contra flechas en las vigas debido a que las deflexiones producidas no son muy grandes.

3.12. ANÁLISIS DINÁMICO DE LA EDIFICACIÓN

Con los elementos estructurales ya dimensionados, se realiza la verificación de resistencia de las cargas que soporta el diseño de la estructura bajo condiciones estándar. Para el análisis dinámico de la edificación se considerará las cargas

sísmicas que se pueden producir mediante la determinación del espectro de respuesta sísmico.

Se procede a obtener el espectro de respuesta sísmica con los valores calculados en la sección 3.1.3

$$Sa = n * z * Fa$$

$$Sa = n * z * Fa \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Se determina los valores límite para el espectro y su período de vibración

$$To = 0{,}10 * Fs * \frac{Fd}{Fa} = 0{,}175$$

$$T_c = 0{,}55\, F_s \frac{F_d}{F_a} = 0{,}963$$

$$T_L = 2{,}4\, F_d = 3{,}36$$

Determinados los valores, Se obtiene la curva de espectro sísmico para la cual estará sometida la edificación en la ciudad de Quito en el barrio la Armenia. En el programa SAP 2000 se evaluará la curva obtenida. Para el espectro dinámico y estático de la estructura.

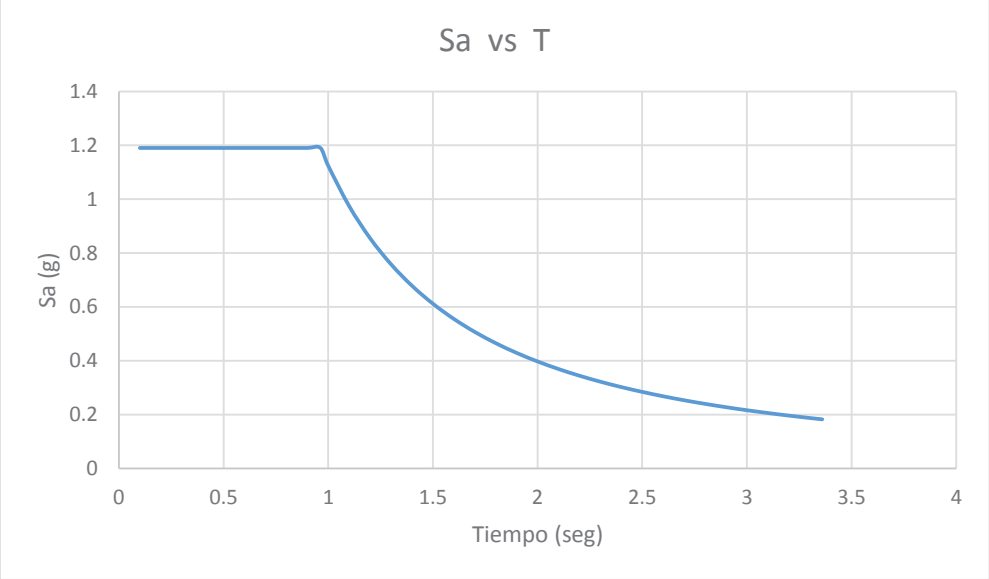


Figura 3.33 Espectro estático de diseño sísmico de la edificación
(Fuente: Propia, 2016)

Determinada la curva de diseño se ingresa los valores de aceleración y período en el software estructural para generar la gráfica de espectro sísmico y evaluar las condiciones de cargas sísmicas.

Se obtienen los siguientes resultados del análisis dinámico en la estructura, se verifica que los perfiles seleccionados en la estructura cumplan con las solicitaciones de diseño sísmico.

3.13. ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA

Para verificar la estabilidad de la estructura es necesario evaluar los efectos de segundo orden que se producen por la acción de las cargas de diseño, los cuales generan fuerza y momentos internos además de las derivas en cada piso. Para el control de la estabilidad se utiliza la siguiente expresión. (NEC, 2015)

$$Q_i = \frac{P_i \, \Delta_i}{V_i \, h_i} \qquad [3.62]$$

Donde:

Q_i : índice de estabilidad del piso *i*

P_i: suma de la carga vertical sin aumentar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga viva del piso *i*

V_i : cortante sísmico del piso *i*

h_i : altura del piso i considerado

Se evalúan los valores para el tercer nivel $h_i = 9{,}18\, m$. Obteniendo los valores de desplazamientos de los puntos externos de los pórticos de la estructura podemos obtener la deriva de piso correspondiente al tercer nivel de la edificación.

$$\Delta_3 = \frac{\delta_3 - \delta_2}{h_3} = \frac{0{,}00571m - 0{,}00447m}{3{,}06\, m} = 0{,}000405$$

El peso para el tercer niel considerando la carga reactiva y el área del nivel seleccionado se obtiene

$$P_i = 288m^2 * 670\frac{kg}{m^2} = 192960kg$$

$$Q_i = \frac{P_i\,\Delta_i}{V_i\,h_i} = \frac{385{,}92\,T * \ 0{,}000405}{44{,}70T * 9{,}18m} = 0{,}0012$$

$$Q_i < Q_{max}$$

$$0{,}0012 < 0{,}3$$

Al verificar que el valor de estabilidad es menor que el permitido se concluye que la estructura cumple con la condición de estabilidad.

3.14. RESULTADOS DE ANALISIS DINÁMICO

Se obtiene los valores de las fuerzas resultantes en las bases producidas por la acción de la fuerza de sísmica. Se evalúa la acción del espectro sísmico de diseño correspondiente a la figura 3.35 en la estructura. Los valores del análisis se muestran a continuación:

Tabla 3.22 Valores de fuerzas sísmicas dinámicas

TABLE: Base Reactions ESPECTRO SISMICO								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
SSX	LinRespSpec	Max	52,936	1,02E-12	-2,5E-13	-3,1E-12	-365,56	6,777
SSY	LinRespSpec	Max	-4,01E-12	-57,47	6,7E-14	394,83	-4.4E-11	-25,12

(Fuente: Propia, 2016)

Tabla 3.23 Valores de fuerzas estáticas

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
SSDX	LinRespSpec	Max	40,076	35,535	0,148	326,84	352,20	231,46
SSDY	LinRespSpec	Max	35,535	43,742	0,158	393,53	322,54	215,59

(Fuente: Propia, 2016)

Tabla 3.24 Reacciones en base carga última

TABLE: Base Reactions							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
		Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
CU	Combination	1,73E-12	-1,74E-13	1127,08	249,76	145,66	-6,04E-13

(Fuente: Propia, 2016)

De la tala 3.23 y 3.24 se observa la variación en los resultados para las condiciones de carga para los casos analizados en los cuales los valores más altos se encuentran en el análisis dinámico para el espectro sísmico creado para el análisis.

El mayor valor es $M_z = 52{,}93$ t, para el análisis sísmico en la dirección "y", el cual presenta un valor considerable de variación de aumento de esfuerzos para el caso analizado. Lo cual indica que el espectro diseñado genera altos esfuerzos en la edificación, y el diseño propuesto resiste a las solicitaciones mecánicas del diseño dinámico.

3.15. CONTROL DE DERIVAS ENTRE PISOS

Para el control de las derivas la normativa NEC establece que el valor de la deriva no debe exceder un máximo valor porcentual relacionado con la altura del piso considerado en la estructura, para estructuras de acero el valor es de 2%.

$$U_{Max} = 0{,}02 * h = 0{,}02 * 1206\ cm = 24{,}12\ cm$$

$$U_{Max} = 0{,}02 * h = 0{,}02 * 306\ cm = 6{,}12\ cm$$

Del anexo 4, en el cual se especifican las deformaciones producidas por la combinación de cargas críticas nos entrega resultados de deflexiones para las columnas en la cual verificamos los desplazamientos producidos por la acción del espectro de sísmico en la edificación.

Tabla 3.25 Valores de desplazamientos

Punto	Tipo de Análisis	X	y	Z
		m	m	m
5	Espectro sísmico SSDX	0,008248	0,030876	0,00268
10	Espectro sísmico SSDX	0,01413	0,030876	2,10E-05
15	Espectro sísmico SSDX	0,02329	0,03087	0,000198
20	Espectro sísmico SSDX	0,00824	0,02083	0,00073
25	Espectro sísmico SSDX	0,01413	0,02083	2,108E-06
30	Espectro sísmico SSDX	0,006438	0,002919	0,000023
35	Espectro sísmico SSDX	0,001734	0,000067	0,000054
40	Espectro sísmico SSDX	0,003751	0,000067	2,726E-06
45	Espectro sísmico SSDX	0,006438	0,000067	4,115E-06
50	Espectro sísmico SSDX	0,001734	0,002847	0,000057
55	Espectro sísmico SSDX	0,003751	0,002847	8,683E-06
60	Espectro sísmico SSDX	0,006438	0,002847	0,000023
65	Espectro sísmico SSDX	0,001734	0,005681	0,000034
70	Espectro sísmico SSDX	0,014136	0,01294	3,165E-06
75	Espectro sísmico SSDX	0,02329	0,01294	6,10E-05

(Fuente: Propia, 2016)

El control de las derivas de piso está dado

$$\Delta_M = 0{,}75\ R\ \Delta_E \qquad [3.63]$$

Donde

Δ_M: Deriva máxima inelástica

R: Factor de reducción de Resistencia R=8

Δ_E: Desplazamiento obtenido en aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas.

$$\Delta_E = 0{,}5\ \Delta_{Mup} \qquad [3.64]$$

$\Delta_{Mup:}$ Desplazamientos máximos producidos en el último nivel

$$\Delta_E = 0{,}5\ \Delta_{Mup} = 0{,}5 * 0{,}006438 = 0{,}003219$$

Se determina el valor máximo de desplazamiento para los pórticos y el valor máximo de desplazamiento en la estructura. Evaluando los valores de desplazamiento para los puntos externos de los pórticos en el último nivel se obtiene las derivas siguientes:

$$\Delta_{M1} = 0{,}75\ R\ \Delta_E = 0{,}75 * 8 * 0{,}00321 = 0{,}0192m$$

$$\Delta_{M2} = 0{,}75\ R\ \Delta_E = 0{,}75 * 8 * 0{,}5 * 0{,}001724 = 0{,}0052m$$

$$\Delta_{M3} = 0{,}75\ R\ \Delta_E = 0{,}75 * 8 * 0{,}5 * 0{,}003751 = 0{,}0112m$$

Se comprueba que los valores de las derivas máximas producidas en la estructura por acción de las fuerzas sísmicas son menores que la deriva máxima permisible para la estructura.

$$\Delta_{M1}, \Delta_{M2}, \Delta_{M3} < U_{Max}$$
$$19{,}2\text{mm} < 24{,}12\text{mm}$$

Se verifica las condiciones de derivas máximas para la estructura diseñada al evaluarla bajo los requisitos sísmicos que se pueden producir en el sitio de la estructura. (NEC, 2015)

CAPÍTULO 4

4. FABRICACIÓN Y MONTAJE

4.1. FABRICACIÓN

Hasta el momento en el presente proyecto de titulación se ha realizado el diseño de todas partes que contemplan la estructura metálica para los edificios tipo del sector de la Armenia.

El objetivo de este capítulo es mostrar los procesos posteriores al diseño, los cuales se detallan en el presente capitulo. A continuación, en la Figura 5.1 se muestra un diagrama de flujo de como normalmente se realiza el proceso de fabricación y el posterior montaje.

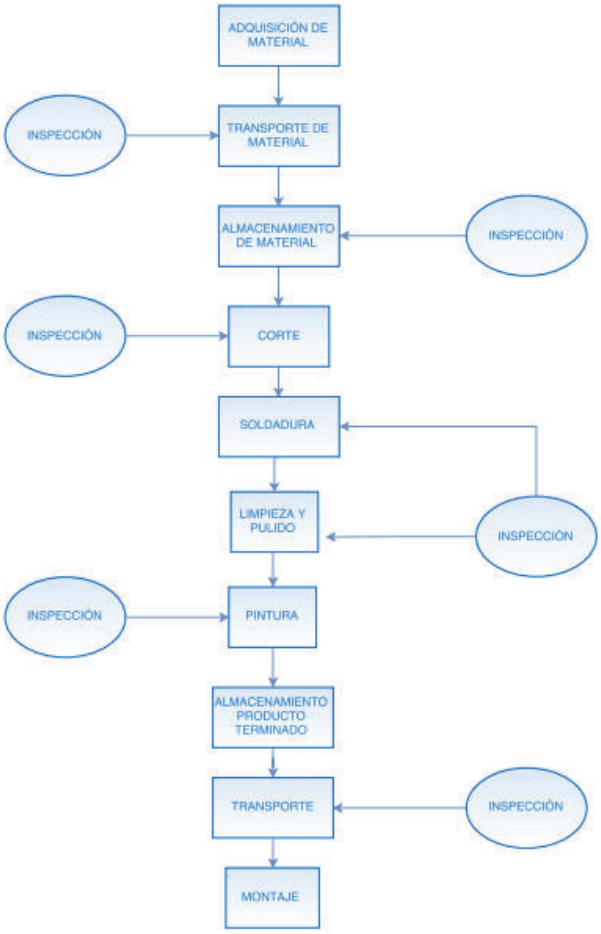


Figura 4.1 Diagrama de flujo del proceso de fabricación de estructuras metálicas

(Fuente: Propia, 2016)

4.1.1. ADQUISICIÓN DE MATERIAL

Previamente se realizó la selección del tipo de perfil como también de material que se va utilizar siguiendo normas y detalles de diseño. Con estos parámetros claramente identificados se procede a adquirir los materiales seleccionados, este paso es considerado como como el más importante debido a que del tipo de materiales que se utiliza está relacionado directamente con la eficiencia del diseño como de los costos.

4.1.2. TRANSPORTE DE MATERIAL

El tema del transporte puede ser tratado de una madera directa con el proveedor o de una manera personal, esto depende básicamente del tamaño del proyecto como del tipo de proveedor. Es importante mencionar que al finalizar este proceso debe haber siempre una persona calificada para la inspección, esto es para evitar material deficiente o erróneo.

El transporte del material debe realizarse acorde al cronograma establecido en el diseño del proyecto para no sufrir inconvenientes e imprevistos y conlleve a pérdidas económicas.

4.1.3. ALMACENAMIENTO

Los materiales luego de ser transportados llegan al lugar que se seleccionó para preparar los diferentes perfiles que se necesitan en el presente proyecto.

Estos materiales no se los utilizan todos al mismo tiempo por lo cual es necesario de un lugar que cumpla con las mejores condiciones para que el material no sufra deterioros. El uso de galpones provisionales es muy utilizado dentro de la industria ecuatoriana, debido a su calidad y costos bajos.

4.1.4. CORTE Y EMSABLE

Es una parte importante y necesita mayor experiencia y dedicación, ya que en este punto se da forma a los perfiles estructurales que intervienen en el proyecto como son vigas y columnas, los cuales se fabrican a partir de láminas de diferentes espesores.

Es común que para este proceso los trabajadores utilicen maquinaria como es la amoladora con su respectivo disco de corte.

En la figura 4.2 se muestra el proceso de corte y ensamble de una viga

Figura 4.2 Viga armada
(Fuente: Propia, 2016)

4.1.5. SOLDADURA

La soldadura es uno de los detalles más importantes al momento de construir estructuras metálicas, esta debe ser controlada a base de los diferentes códigos internacionales (AWS), como también las personas que la ejecutan deben estar debidamente capacitados y poseer la necesaria experiencia, es por eso que se debe seguir los respectivos WPS.

En la figura 4.3 se pude observar la soldadura de una viga

Figura 4.3 Soldadura de una viga
(Fuente: Propia, 2016)

4.1.6. INSPECCIÓN DE SOLDADURA

Una vez terminado el proceso de soldadura y la respectiva limpieza, esta debe ser sometida a una inspección por un personal calificado (CWI).

Esta inspección se la puede realizar por diferentes tipos de ensayos no destructivos como son la inspección visual, tintas penetrantes, radiografía industrial entre otros.

Los miembros estructurales que fueron fabricado a base del proceso de soldadura deben cumplir ciertas tolerancias geométrica las cuales se establecen en el código AWS D1.1, en la cual se puede determinar cuál es la deviación máxima que pueden llegar a tener los miembros estructurales. Entre otros aspectos que se deben tomar en cuenta los cuales se mencionan a continuación:

- Rectitud de columnas y vigas.
- Camber o Curvamiento alrededor del eje mayor en vigas.
- Sweep o Curvamiento alrededor del eje menor en vigas.
- Variación de la planeidad de las almas de vigas, y placas de columnas.

La forma de medir el camber y el sweep en las vigas se muestra en la Figura 4.4

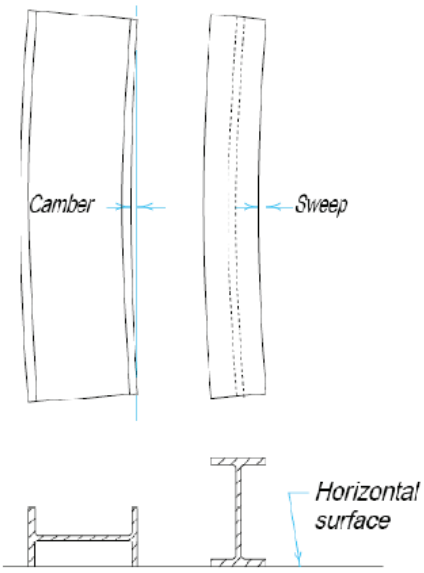


Figura 4.4 Formas de medir el camber y sweep en vigas
(Fuente: Pillajo, J. y Sarmiento, E. "*camber y sweep*" 2009)

4.1.7. PINTURA

Posteriormente a la soldadura y con una correcta inspección se procede al proceso de pintura, la cual tiene por objetivo cuidar el miembro estructural como a la soldadura de las condiciones externas a las que va estar sometida.

Se recomienda que se evite la colocación de pintura en las partes en las cuales va a existir unión con otros miembros por medio de soldadura.

4.1.8. TRASNPORTE

Una vez fabricados los miembros estructurales necesarios, se procede al envió de estos, hacia el lugar donde se van a implementar, para esto se necesita dependiendo del tamaño del proyecto uno transporte adecuado como son tráileres de carga.

Cabe mencionar que una vez más se debe inspeccionar la salida y la llegada de los elementos estructurales.

En la figura 4.5 se puede observar el trasporte de elementos estructurales.

Figura 4.5 Transporte de miembro estructural
(Fuente: Pillajo, J. y Sarmiento, E. "*Transporte de miembro estructural*" 2009)

4.2. MONTAJE

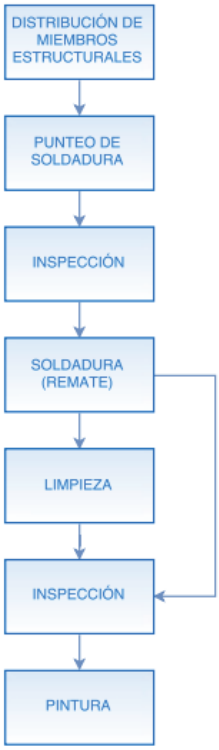


Figura 4.6 Diagrama de flujo del proceso de montaje
(Fuente: Propia, 2016)

4.2.1. DISTRIBUCIÓN DE MIEMBROS ESTRUCTURALES

La distribución de los elementos estructurales depende básicamente del tamaño del proyecto, para lo cual se utiliza maquinaria especializada como son grúas, tecles, etc. los mismos que dependen del tamaño de la estructura.

Es necesario que el trabajo de distribución se lo realice fuera del horario de trabajo de los soldadores para evitar tiempo perdido o tiempo muerto.

4.2.2. PUNTEADO DE SOLDADURA

El proceso conocido como punteado, es colocar los elementos estructurales en la posición final esto con la ayudad de maquinaria especializada (tecles, grúas), seguido de cordones de soldadura pequeños e intercalados. Esto se lo hace para poder cuadrar y alinear todos los elementos estructurales en la posición final de la estructura completa, y proceder al proceso de soldadura final.

4.2.3. INSPECCIÓN DE MONTAJE

Concluido con la ubicación de las columnas y vigas se procede a la respectiva inspección, en la cual se verifica las tolerancias generales como es la verticalidad en las columnas, horizontalidad en vigas principales y secundarias, para finalmente realizar la soldadura final, la cual se conoce como remate en el mundo de las estructuras metálicas.

4.2.4. SOLDADURA FINAL (REMATE)

La soldadura final es el proceso más importante de todos los anteriormente ya mencionados. Es aquí donde se acopla definitivamente los diferentes miembros estructurales como viga-columna, viga-viga.

Este proceso al igual que el proceso de punteo de soldadura es realizado por personal calificado, y siguiendo los respectivos documentos técnicos (WPS, EPQ), los mismo que se rigen bajo la norma de soldadura.

En la figura 4.7 se puede observar la conexión viga-columna

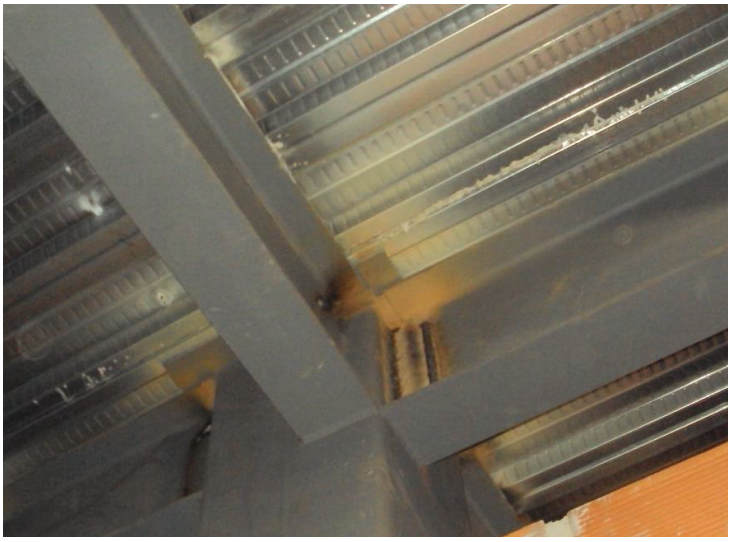


Figura 4.7 Conexión viga-columna
(Fuente: Propia, 2016)

4.2.5. INSPECCIÓN DE SOLADURA EN CAMPO

Una vez terminado la soldadura final cumpliendo con todas las normas y siguiendo los respectivos WPS, el siguiente paso es la inspección y calificación de la soldadura final con los diferentes ensayos destructivos como es la inspección visual

y en la mayoría de casos la tintas penetrantes y la radiografía industrial, aplicando los criterios de aceptación del código de la AWS D1.1.

En la figura 4.8 se puede observar una conexión viga columna aprobada.

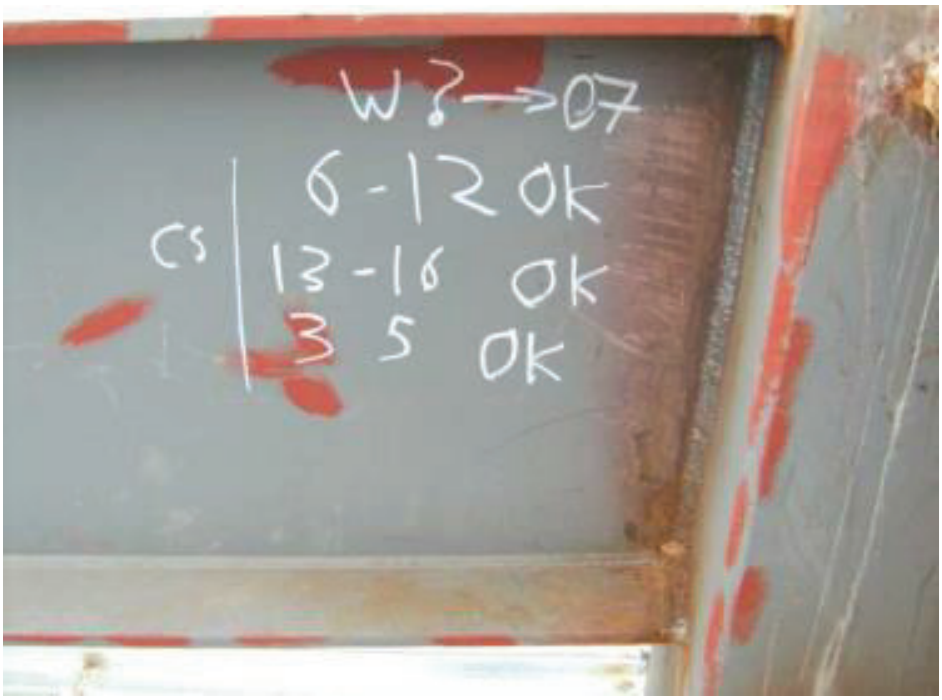


Figura 4.8 Conexión viga-columna aprobada
(Fuente: Pillajo, J. y Sarmiento, E. "*Conexión viga-columna aprobada*", 2009)

4.2.6. PINTURA FINAL

Terminando los procesos anteriores, se procede finalmente a la pintura final de los diferentes miembros estructurales y la soldadura, esto para protegerlos de los agentes del medio ambiente que provocan el deterioro de las mismas, para prolongar la vida útil de los miembros estructurales.

4.3 CRONOGRAMA

El proceso detallado anteriormente se realizará acorde al cronograma valorado y a la programación propuesta para la implementación de la estructura. Se presenta el cronograma valorado propuesto para el montaje de la estructura acorde al diseño planteado, para el montaje se emplea un tiempo de 12 semanas. Se detallan las cantidades totales para cada elemento estructural que se utilizara.

Tabla 4.1 Elementos Estructurales

RUBRO	RUBRO ESTRUCTURAL	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
R1	VIGA VK330	kg	22,589.60	3.84	86,744.06
R2	VIGA IPE330	kg	10,389.56	3.28	34,077.76
R3	COLUMNA IPE450	kg	14,055.93	3.44	48,352.40
R4	VIGA UPN100	kg	3,650.64	4.33	15,807.27
R5	PLACA BASE PLB1	kg	352.35	4.8	1,691.28
R6	PERNOS DE ANCLAJE PA1	kg	417.65	2.91	1,215.36
R7	PLACA CONTINUIDAD PLC1	kg	427.20	3.07	1,311.50
R8	PLACA SOLDADURA	kg	1,606.08	2.73	4,384.60
R9	MENSULAS MN1	kg	39.56	3.46	136.88
R10	MENSULAS MN2	kg	39.56	3.46	136.88
R11	VIGA VK150	kg	6,811.79	4.76	32,424.12
R12	VIGAVK250	kg	527.55	4.34	2,289.57
R13	COLUMNA C100X200	kg	712.10	4.91	3,496.41
R14	PLACA TERRZA TBT	kg	58.90	4.09	240.90
R15	PERFIL RIOSTA200X100X6	kg	890.43	4.91	4,372.01
R16	PLACA BASE PLB2	kg	78.56	5.45	428.15
R17	PERNOS DE ANCLAJE PA2	kg	42.96	2.91	125.01
R18	PLACA REFUERZO PR1	kg	264.90	3.41	903.31
R19	PLACA REFUERZO PR2	kg	47.08	3.46	162.90
R20	CANALES U 50	kg	785.12	4.72	3,705.77
R21	MENSULA MN3	kg	15.07	3.46	52.14

(Fuente: Propia, 2016)

Con los elementos estructurales cuantificados se obtiene la gráfica de avance para la implementación de la estructura tipo en el tiempo establecido

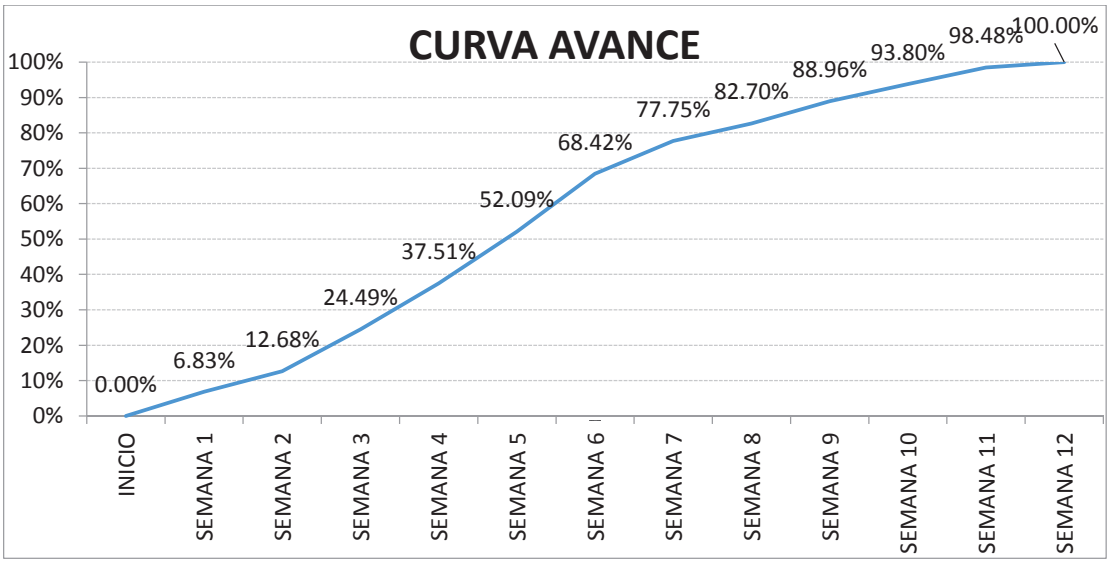


Figura 4.9 Curva de avance

(Fuente: Propia, 2016)

CAPÍTULO 5

5. COSTOS

El capítulo siguiente detalla los costos que intervienen para poder plasmar la estructura metálica durante los procesos de armado transporte y montaje de los miembros que componen la estructura.

Considerando los procesos necesarios para la fabricación de la estructura metálica acorde al diseño establecido, la evaluación de los costos considera los distintos procesos y recursos humanos y materiales necesarios para que la estructura cumpla con las condiciones establecidas. A continuación, se detalla los costos para la implementación de la estructura de la edificación.

5.1. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

Se evalúa los costos unitarios de cada rubro que compone la estructura. El detalle del peso total de cada rubro estructural está determinado por el volumen total del elemento presente en la estructura que se detallan en los planos estructurales. Se detallan las características principales de elemento estructural.

5.1.1. COSTO DE VIGAS

Las vigas serán proporcionadas por los proveedores correspondientes en las dimensiones de catálogos. Para la implementación en las vigas acorde al diseño estructural se las debe realizar trabajos de mecanizado.

Tabla 5.1 Peso de vigas IPE330, VK330

VIGA	p/m	Peso
	kg/m	kg
IPE330	49,1	10389,56
VK330	35,04	22589,60

(Fuente: Propia, 2016)

En las conexiones se detallan los cortes que se debe realizar en cada perfil para su montaje en la estructura. Para una viga de 6 metros.

Viga VK330:

$$Rendimiento = \frac{6\,m}{4\,h} * 35{,}04\ \frac{kg}{m} = 52{,}56\frac{kg}{h}$$

Viga IPE330:

$$Rendimiento = \frac{6\,m}{4\,h} * 49{,}01\ \frac{kg}{m} = 73{,}65\frac{kg}{h}$$

5.1.2. COSTOS COLUMNAS

Las columnas se las obtendrá en las dimensiones de los catálogos a las cuales se las deberá preparar las conexiones correspondientes y las placas de continuidad en los elementos que los requieran. Las columnas no requieren mecanizados adicionales además de los procesos de soldadura para su montaje en la estructura.

Tabla 5.2 Peso columna IPE450

COLUMNA	L	Cantidad	p/m	Peso
	m		kg/m	kg
IPE450	3,06	60	77,7	14055,93
			TOTAL	14055,93

(Fuente: Propia, 2016)

Viga-Columna IPE450:

$$Rendimiento = \frac{3{,}1\,m}{5\,h} * 77{,}7\ \frac{kg}{m} = 48{,}17\frac{kg}{h}$$

5.1.3. VIGAS UPN100

Para la ubicación el control del pandeo local producido en las vigas VK300 producto de la aplicación de cargas se debe colocar vigas UPN100 a una distancia adecuada. Estas vigas serán preparadas para su montaje en la estructura.

Viga UPN100:

Tabla 5.3 Peso Viga UPN100

VIGA	L	Cantidad	p/m	Peso
	m		kg/m	Kg
UPN100	6,00	14	10,6	3650,64
			TOTAL	3650,64

(Fuente: Propia, 2016)

$$Rendimiento = \frac{6\,m}{3\,h} * 10{,}6\ \frac{kg}{m} = 21{,}2\frac{kg}{h}$$

5.1.4. FABRICACIÓN DE PLACA BASE

La placa base se la construirá acorde al diseño planteado, por cada columna se deberá colocar su respectiva placa razón por lo cual son 15 placas. Las placas deberán ser trabajadas en taller para realizar las perforaciones correspondientes para los pernos de encaje, se estima que el tiempo de maquinado de cada placa es de 2 horas.

Tabla 5.4 Peso de placa base

PLACA	b	h	e	Cantidad	p/m	Peso
	cm	cm	cm		kg/m	kg
PL1	57	35	2,5	15	39,77	596,67
					TOTAL	501,91

(Fuente: Propia, 2016)

$$Rendimiento = \frac{1\,placa}{3\,h} * 39{,}78\ \frac{kg}{placa} = 13{,}26\frac{kg}{h}$$

5.1.5. PERNOS DE ANCLAJE

Para cada placa se deberá colocar 10 pernos por placa distribuidos como se indica en los planos. Se utilizará pernos de grado 42 de dureza dado por la recomendación de diseño.

Tabla 5.5 Peso de pernos de anclaje

PERNO	d	A	L	Cantidad	W/perno	Peso
	plg	cm2	cm		kg	kg
Pr 1	1	5,07	80,00	150	2,38	214,79
					TOTAL	214,79

(Fuente: Propia, 2016)

Se considera que la varilla corrugada con la que se fabricaran los pernos deben ser maquinados para realizar la rosca y el doblado para el gancho, se considera un tiempo de 72 horas en el maquinado.

$$Rendimiento = \frac{120\,perno}{72\,h} * 2{,}38\ \frac{kg}{perno} = 4{,}97\ \frac{kg}{h}$$

5.1.6. PLACAS CONECTORAS

Para la soldadura de conexiones entre los diferentes miembros estructurales se utiliza placas de apoyo entre los perfiles para la realización de la soldadura.

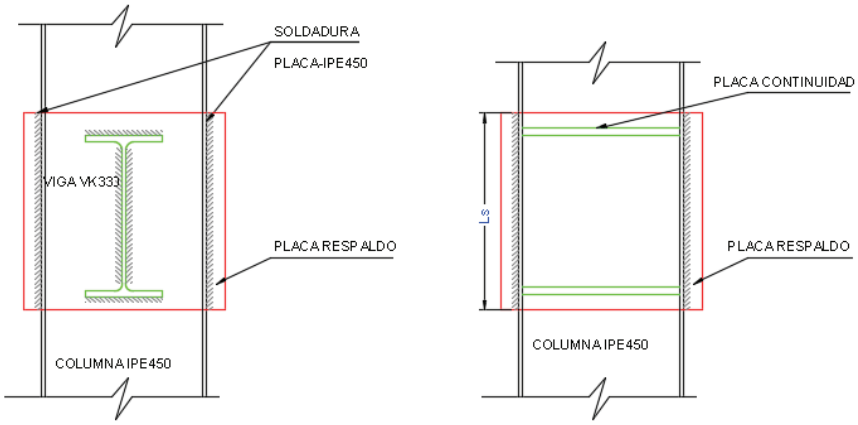


Figura 5.1 Placas de respaldo

(Fuente: Propia, 2016)

Se selecciona las placas metálicas que ayudan a las conexiones que se encuentran en la estructura.

Tabla 5.6 Peso de Placas

PLACA	b	h	e	Cantidad	p/u	Peso
	cm	cm	cm		kg/u	kg
PLC1	42	10	1,2	26	3,956	102,87
PLS2	48	40	1,2	96	18,086	1736,3
					TOTAL	1839,16

(Fuente: Propia, 2016)

Se calcula el rendimiento de material para la fabricación y montaje de placas conectoras a la estructura.

Placa respaldo 1

$$Rendimiento = \frac{1\ placas}{0{,}5\ h} * 3{,}95\ \frac{kg}{placa} = 7{,}91\frac{kg}{h}$$

Placa respaldo 2

$$Rendimiento = \frac{1placas}{1{,}5h} * 18{,}06\ \frac{kg}{placa} = 12{,}06\frac{kg}{h}$$

5.1.7. MENSULAS PARA COLUMNAS

Se colocarán ménsulas laterales en las columnas se colocarán 4 ménsulas por columna lo que nos da un total de 60 ménsulas.

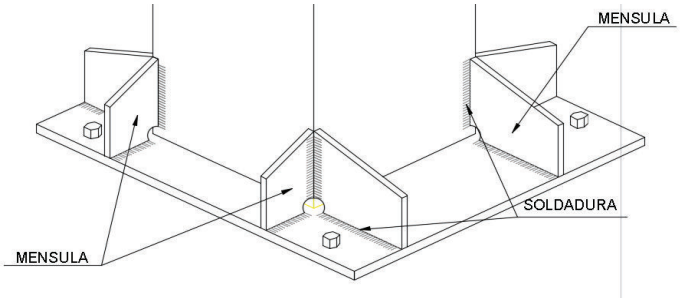


Figura 5.2 Ménsulas soldadas a columna
(Fuente: Propia, 2016)

Se puede observar el lugar en el cual se ubicarán las ménsulas

Tabla 5.7 Peso de ménsulas

ELEMENTO	b	h	e	Núm.	W	Peso
	cm	cm	cm	u	kg/u	kg
MN1	7	15	1	60	0,8243	49,458
MN2	8	15	1	60	0,942	56,52
MN3	5	12	1	32	0,471	15,072

Se determina el rendimiento del material

$$Rendimiento = \frac{1\ placas}{0{,}2\ h} * 0{,}8243 \frac{kg}{placa} = 4{,}71 \frac{kg}{h}$$

$$Rendimiento = \frac{1\ placas}{0{,}2\ h} * 0{,}942\ \frac{kg}{placa} = 4{,}22 \frac{kg}{h}$$

$$Rendimiento = \frac{1\ placas}{0{,}1\ h} * 0{,}471\ \frac{kg}{placa} = 4{,}71 \frac{kg}{h}$$

El resumen de los costos de fabricación y montaje para los elementos estructurales de la edificación se detallan en la siguiente tabla.

5.1.8. VIGAS PARA CUBIERTA

Se determina el costo de la fabricación de la estructura de un nivel en la terraza de la edificación. Las dimensiones y cantidad de perfiles utilizados en la cubierta se detallan en los planos estructurales.

Tabla 5.8 Número Vigas de cubierta

VIGA	L	Cantidad	p/m	Peso
	m		kg/m	kg
VK150	6,00	8	10,74	515,52
VK250	6,00	4	23,68	568,32
C100x200	3,10	10	23,91	741,21

(Fuente: Propia, 2016)

Viga VK150:

$$Rendimiento = \frac{6\ m}{4\ h} * 10{,}74\ \frac{kg}{m} = 21{,}48 \frac{kg}{h}$$

Viga VK250:

$$Rendimiento = \frac{6\ m}{4\ h} * 23{,}68\ \frac{kg}{m} = 35{,}52 \frac{kg}{h}$$

COLUMNA C100x200:

$$Rendimiento = \frac{3{,}06\ m}{5\ h} * 23{,}91\ \frac{kg}{m} = 14{,}82 \frac{kg}{h}$$

5.1.9. VIGAS ESCALERAS

Para la construcción de las escaleras y el ducto del ascensor se utilizará perfiles VK150 en toda su estructura. Para una viga típica de 6 metros.

Tabla 5.9 Número vigas de cubierta

VIGA	p/m	Peso
	kg/m	kg
VK150	10,74	6811,79
	TOTAL	6811,79

(Fuente: Propia, 2016)

Viga VK150:

$$Rendimiento = \frac{6\,m}{4\,h} * 10{,}74\ \frac{kg}{m} = 21{,}48 \frac{kg}{h}$$

5.1.10. LOSA COLABORANTE (STEEL DECK)

Para la construcción de la losa colaborante se emplea la Steel deck (Novalosa 55)

Tabla 5.10 Número de Steel Deck

LOSA	A		Cantidad	p/m²	Peso
	m²			kg/m²	kg
Steel deck	1		105	6,38	669,9
				TOTAL	669,9

(Fuente: Propia, 2016)

$$Rendimiento = \frac{1\,m^2}{4\,h} * 6{,}38\ \frac{kg}{m^2} = 1{,}6 \frac{kg}{h}$$

5.1.11. MALLA ELECTROSOLDADA

Se colocara mallas electro soldada de diámetro 5 mm con separaciones de 15cm por 15 cm de longitud.

Tabla 5.11 Número de malla electrosoldada

MALLA	A	Cantidad	p/m²	Peso
	m²		kg/m²	kg
Malla R-84	15	65	1,32	1101,75
			TOTAL	1101,75

(Fuente: Propia, 2016)

$$Rendimiento = \frac{15\,m^2}{3\,h} * 1{,}32\ \frac{kg}{m^2} = 6{,}6 \frac{kg}{h}$$

5.2. PRESUPUESTO

Con los valores del rendimiento para cada material se calcula los precios unitarios para cada elemento estructural y se obtiene el costo total. En la siguiente tabla se indican los costos para los elementos estructurales de la edificación, se determinan

los valores para los elementos estructurales de cada nivel, elementos de las escaleras y ascensor y la cubierta del último nivel.

Tabla 5.12 Costos de elementos estructurales

RUBRO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
R1	VIGA VK330	kg	22,589.60	3.84	86,744.06
R2	VIGA IPE330	kg	10,389.56	3.28	34,077.76
R3	COLUMNA IPE450	kg	14,055.93	3.44	48,352.40
R4	VIGA UPN100	kg	3,650.64	4.33	15,807.27
R5	PLACA BASE PLB1	kg	352.35	4.8	1,691.28
R6	PERNOS DE ANCLAJE PA1	kg	417.65	2.91	1,215.36
R7	PLACA CONTINUIDAD PLC1	kg	427.20	3.07	1,311.50
R8	PLACA SOLDADURA	kg	1,606.08	2.73	4,384.60
R9	MENSULAS MN1	kg	39.56	3.46	136.88
R10	MENSULAS MN2	kg	39.56	3.46	136.88
R11	VIGA VK150	kg	6,811.79	4.76	32,424.12
R12	VIGAVK250	kg	527.55	4.34	2,289.57
R13	COLUMNA C100X200	kg	712.10	4.91	3,496.41
R14	PLACA TERRZA TBT	kg	58.90	4.09	240.90
R15	PERFIL RIOSTA200X100X6	kg	890.43	4.91	4,372.01
R16	PLACA BASE PLB2	kg	78.56	5.45	428.15
R17	PERNOS DE ANCLAJE PA2	kg	42.96	2.91	125.01
R18	PLACA REFUERZO PR1	kg	264.90	3.41	903.31
R19	PLACA REFUERZO PR2	kg	47.08	3.46	162.90
R20	CANALES U 50	kg	785.12	4.72	3,705.77
R21	MENSULA MN3	kg	15.07	3.46	52.14
					242,058.28

(Fuente: Propia, 2016)

Para el montaje de la estructura metálica según el diseño planteado en los planos del anexo 6 se debe considerar los costos adicionales producidos por procesos premontaje como:

-Preparación del Terreno

-Construcción de cimentaciones

Procesos durante el montaje

-Fundición de niveles

-Alzado de mampostería

-Creación de muros de cimentaciones y ascensor

-Relleno de columnas (OPCIONAL: Criterio del Diseñador Estructural)

Por lo cual el valor de los elementos estructurales para el transporte y montaje de la estructura es 228856,22USD. Al valor anterior se adicionara el valor por los procesos complementarios para la implementación de la estructura.

Tabla 5.13 Costos varios para implementacion del proyecto

RUBRO	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
R1	PREPARACIÓN Y EXCABACIÓN DE TERRENO	m3	52.00	52.85	2,748.20
R2	SUMINISTRO DE PERILERIA METALICA	kg	63,802.59	3.794	242,067.03
R3	SUMINISTRO DE DECK METALICO	m2	1,188.00	11.33	13,460.04
R4	SUMINISTRO DE MALLA ELECTROSOLDADA	m2	1,188.00	14.81	17,594.28
R5	CONCRETO fc 210 PARA LOSA	m3	159.12	25.81	4,106.89
R6	SUMINISTRO PINTADO	Gal	150.00	21.24	3,186.00
	INVERSIÓN TOTAL				**283,162.43**

(Fuente: Propia, 2016)

El flujo de desembolso de efectivo para la implementación del proyecto se encuentra en la curva que resulta del cronograma valorado Se evalúa el flujo de efectivo para cada semana según la programación del cronograma, con valores se indican a continuación para un periodo de 16 semanas

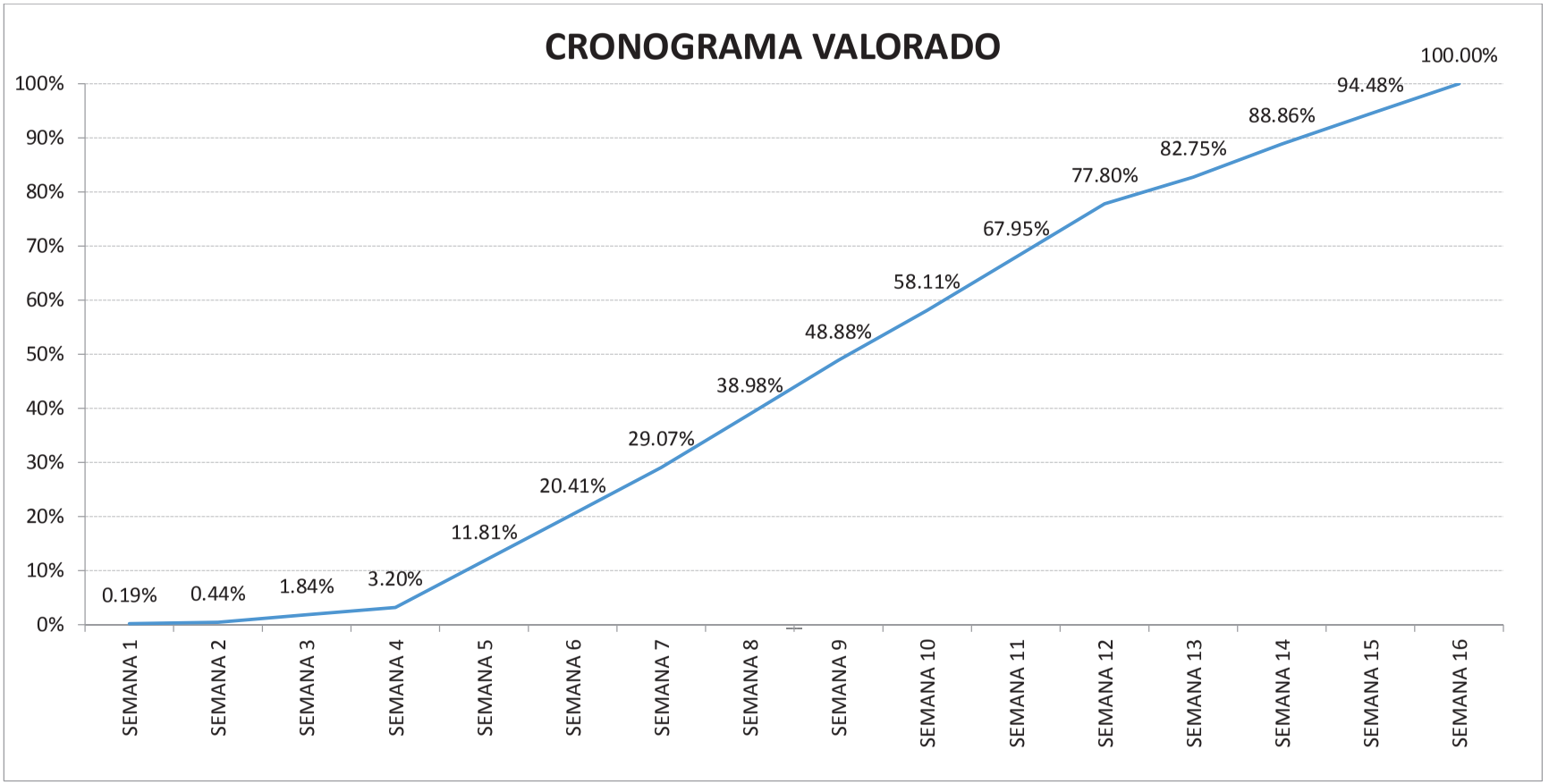


Figura 5.3 Cronograma Valorado

(Fuente: Propia, 2016)

Tabla 5.14 Valores inversión semanal

RUBRO	ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL	PORCEN.	SEMANA 1	SEMANA 2	SEMANA 3	SEMANA 4	SEMANA 5	SEMANA 6	SEMANA 7	SEMANA 8	SEMANA 9	SEMANA 10	SEMANA 11	SEMANA 12
R1	VIGA VK330	kg	22,589.60	3.84	86,744.06	35.84%	0.00	0.00	13,011.61	13,011.61	13,011.61	13,011.61	17,348.81	8,674.41	8,674.41	0.00	0.00	0.00
R2	VIGA IPE330	kg	10,389.56	3.28	34,077.76	14.08%	3,407.78	3,407.78	5,111.66	5,111.66	6,815.55	8,519.44	1,703.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R3	COLUMNA IPE450	kg	14,055.93	3.44	48,352.40	19.98%	9,670.48	4,835.24	4,835.24	7,252.86	12,088.10	9,670.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R4	VIGA UPN100	kg	3,650.64	4.33	15,807.27	6.53%	0.00	1,580.73	1,580.73	1,580.73	1,580.73	3,161.45	1,580.73	1,580.73	1,580.73	1,580.73	0.00	0.00
R5	PLACA BASE PLB1	kg	352.35	4.8	1,691.28	0.70%	1,691.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R6	PERNOS DE ANCLAJE PA1	kg	417.65	2.91	1,215.36	0.50%	1,215.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R7	PLACA CONTINUIDAD PLC1	kg	427.20	3.07	1,311.50	0.54%	65.58	131.15	131.15	262.30	0.00	131.15	262.30	0.00	131.15	196.73	0.00	0.00
R8	PLACA SOLDADURA	kg	1,606.08	2.73	4,384.60	1.81%	0.00	219.23	219.23	438.46	438.46	438.46	438.46	438.46	438.46	438.46	438.46	438.46
R9	MENSULAS MN1	kg	39.56	3.46	136.88	0.06%	68.44	13.69	0.00	54.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R10	MENSULAS MN2	kg	39.56	3.46	136.88	0.06%	0.00	68.44	13.69	13.69	13.69	27.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R11	VIGA VK150	kg	6,811.79	4.76	32,424.12	13.40%	0.00	3,242.41	3,242.41	3,242.41	0.00	3,242.41	0.00	0.00	0.00	6,484.82	9,727.24	3,242.41
R12	VIGAVK250	kg	527.55	4.34	2,289.57	0.95%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,144.78	1,144.78	0.00	0.00
R13	COLUMNA C100X200	kg	712.10	4.91	3,496.41	1.44%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1,398.56	1,398.56	699.28	0.00
R14	PLACA TERRZA TBT	kg	58.90	4.09	240.90	0.10%	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	120.45	120.45	0.00	0.00	0.00	0.00
R15	PERFIL RIOSTA200X100X6	kg	890.43	4.91	4,372.01	1.81%	0.00	0.00	0.00	0.00	874.40	874.40	655.80	655.80	1,311.60	0.00	0.00	0.00
R16	PLACA BASE PLB2	kg	78.56	5.45	428.15	0.18%	256.89	171.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R17	PERNOS DE ANCLAJE PA2	kg	42.96	2.91	125.01	0.05%	125.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R18	PLACA REFUERZO PR1	kg	264.90	3.41	903.31	0.37%	0.00	90.33	90.33	90.33	90.33	90.33	90.33	90.33	90.33	90.33	90.33	0.00
R19	PLACA REFUERZO PR2	kg	47.08	3.46	162.90	0.07%	0.00	0.00	0.00	81.45	0.00	0.00	0.00	48.87	32.58	0.00	0.00	0.00
R20	CANALES U 50	kg	785.12	4.72	3,705.77	1.53%	0.00	370.58	370.58	370.58	370.58	370.58	370.58	370.58	370.58	370.58	370.58	0.00
R21	MENSULA MN3	kg	15.07	3.46	52.14	0.02%	26.07	26.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			63,802.59				16,526.89	14,156.90	28,606.63	31,510.83	35,283.45	39,537.69	22,571.35	11,979.62	15,173.18	11,704.99	11,325.89	3,680.87

(Fuente: Propia, 2016)

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Se realizó el diseño de un edificio tipo para proyectos de construcción masiva, se seleccionó el sector de la armenia del cual se obtuvo información para determinar el volumen de la edificación, se usaron los principios de diseño especificados en las normativas AISC 360-10, AISC 341-10 con el método de resolución LRFD, se usó como material base el acero ASTM A36 para la perfilería metálica, el cual resulto el más óptimo evaluando los parámetros de diseño.

Se usaron perfiles armados y laminados en caliente que se detallan en los planos estructurales, utilizando dimensiones de perfiles de proveedores locales, como sistema de conexión estructural durante el montaje se seleccionó las conexiones soldadas con soldaduras en taller y campo con material de aporte E7018 en las conexiones a realizar.

El diseño seleccionado cumple con los requisitos estipulados en la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015 y en normas internacionales de diseño de estructuras de acero, al igual que las normativas de seguridad que protege a los usuarios contra percances.

Se obtuvo una simulación con la ayuda del software estructural SAP2000 v17, el cual permite analizar el modelo estructural planteado al ingresar los diferentes estados de cargas que soporta la estructura. Esto para comprobar el correcto dimensionamiento de los elementos estructurales.

Se evaluó el espectro sísmico local obtenido para las características del lugar planteado (Barrio Armenia) en el cual se implementara la estructura, obteniendo resultados de esfuerzos críticos producidos por fuerzas de sismo.

Una edificación en la cual el diseño de los niveles y sus respectivas vigas se las realice como miembros estructurales que trabajen conjuntamente para soportar cargas (Sistema Losa Colaborante) ofrece una estructura más liviana al reducir las dimensiones de las vigas.

Se comprueba que el diseño y construcción de edificios a base de estructura metálica es un método seguro eficiente y sobretodo rápido al momento de su construcción, gracias a esto existe mayor plaza de trabajo, y por ende el ingeniero mecánico cada vez más gana espacio en este tipo de proyectos.

Los costos de los materiales varían acorde a la fluctuación del mercado local, por lo cual es importante obtener diferentes proformas para evaluar diferentes costos de diferentes proveedores para poder realizar una análisis de valores unitarios y totales con el fin de obtener el menor costo.

Se cumplió con lograr un diseño óptimo y seguro de una edificación tipo con un precio competitivo en el mercado que cumpla con las condiciones de diseño de la NEC 15 y normativas internacionales.

Se establece que la estructura diseñada se puede implementar en diferentes lugares del país como estructura tipo, siempre y cuando se cumpla las condiciones de diseño y los factores externos no varíen en proporciones considerables (Condiciones sísmicas y condiciones de suelo).

Durante la realización del presente documento técnico se produjo un terremoto en el país con fecha de 16 de abril del 2016 con una magnitud de 7,8 M_w, uno de los terremotos más fuertes producidos en el país produciendo graves daños y cuantiosas pérdidas humanas y materiales, razón por lo cual es de vital importancia realizar las verificaciones de sismo resistencia en el diseño de edificaciones para evitar la falla estructural de las edificaciones durante eventos sísmicos.

El diseño estructural de la edificación fue evaluado para condiciones sísmicas que puedan presentarse en el barrio la Armenia al obtener el espectro sísmico local, como resultado se obtienen desplazamientos y rotaciones en la estructura que deben ser reducidas y controladas en los valores límites de diseño mediante la configuración estructural de los elementos que componen la estructura.

Durante la implementación del proyecto se debe realizar controles periódicos del presupuesto mediante una adecuada fiscalización y control del capital invertido para evitar problemas económicos que pueden perjudicar al proyecto.

6.2. RECOMENDACIONES

Es de importancia durante el diseño estructuras metálicas que el ingeniero posea los conocimientos necesarios del manejos de normas, metodologías de diseño, implementación de códigos, etc.

El proceso de soldadura es un proceso rápido en el montaje de estructuras metálicas, pero se debe tener en cuenta que es necesario un control y una fiscalización adecuada. Esto para evitar un arreglo improvisado lo cual incurre en un gasto adicional y que puede afectar al diseño original.

Durante la simulación en el software de estructuras es muy importante establecer los parámetros necesarios que rigen el diseño que se esté realizando para evitar errores durante la evaluación de resultados.

Se debe verificar los resultados obtenidos con cada simulación de la estructura y obtener el diseño más óptimo acorde a las especificaciones y requerimientos de diseño generales.

Es de gran importancia verificar que las dimensiones en planos de los elementos estructurales se encuentren acorde al diseño realizado.

Durante el montaje de la estructura se debe manejar adecuadamente los tiempos de cada etapa, esto para evitar tiempos muertos, para lo cual se debe planificar correctamente la llegada de materiales para evitar tiempos de espera innecesarios y demoras en la planificación general.

El proyecto propone el levantamiento de una estructura de altura, para el trabajo de fabricación y montaje, se debe proporcionar a los trabajadores los respectivos elementos de protección personal (EPP).

7. BIBLIOGRAFÍA

American Institute of Steel Construction, ANSI / AISC 360-05, Specification for Structural Steel Buildings", Estados Unidos, 2005.

American Institute of Steel Construction ANSI/ AISC 341-05 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Estados Unidos, 2005.

AISC, Steel construction manual 13th edition, Estados Unidos, 2005.

AISC; Column Base Plates; Design of Base Plates; John DeWolf, 2005

American Welding Society; AWS D1.8/D1.8M:2005 Structural Welding Code Seismic Suplement

GERE, J; Mecánica de Materiales; Ed. Thomson; Sexta Edición; México; 2006

Diseño Sismorerresistente de Construcciones de Acero; Francisco Crisafulli; Alacero; Santiago de Chile; 2013.

MCORMAC; Diseño de Estructuras de Acero; Editorial Alfa y Omega; México; 2002.

Norma Ecuatoriana de la Construcción; NEC_SE_CG; Cargas no sísmicas; Capitulo 3; 2015.

Norma Ecuatoriana de la Construcción; NEC_SE_AC; Estructuras de acero; Capitulo 2; 2015.

Norma Ecuatoriana de la Construcción; NEC_SE_AC; Peligro Sísmico; Capitulo5 ; 2015.

VINNAKOTA S, Estructuras de acero: comportamiento y LRFD, 1ra edición, Editorial McGraw-Hill, México, 2006.

Baldeón D., Análisis de Costos en la Fabricación y Montaje de la Superestructura de Puentes Metálicos, Proyecto de Titulación previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico, EPN, Quito, Ecuador; 2003.

ANEXOS

ANEXO 1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS

ANEXO 2 WPS´s

REGISTRO

WPS - ESPECIFICACIÓN DEL PROCESO DE SOLDADURA

1. IDENTIFICACIÓN

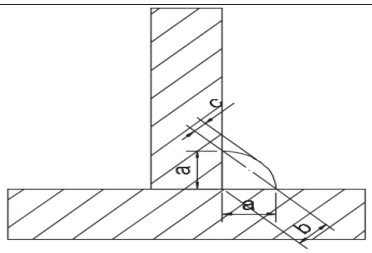
No. PQR		Cliente	
No. WPS	WPS.01	Proyecto	
Norma de Referencia	AWS D1.1: 2010	Realizado por	Iván Choca - Patricio Colimba
	"Structural Welding Code - Steel"	Revisado por	
Proceso de soldadura	SMAW	Revisión	

2. VARIABLES DE SOLDADURA

DISEÑO DE JUNTA			**GAS DE PROTECCIÓN**		
Tipo:	En T		Tipo	n/a	
Preparar Junta:	SI	NO X	Caudal	n/a	
Soldadura a:	Un Lado	Dos Lados X	**CARACTERÍSTICAS ELÉCTRICAS**		
Placa de respaldo:	n/a		Corriente	DC+	DC-
Abertura de raíz:	n/a			AC X	Pulsado
Angulo de ranura:	n/a		Fuente de poder	CC	CV X
MATERIAL BASE			**TÉCNICA**		
Especificación	ASTM - A36		Técnica	Recto	Oscilado X
Espesor (T)	8 a 15 mm		Pase (por lado)	Simple X	Múltiple
			Angulo de torca	n/a	
MATERIAL DE APORTE FUNDENTE			**POST – CALENTAMIENTO**		
SMAW			Temperatura (min)	n/a	
Clasificación	AWS: E-7018		Tiempo (mn)	n/a	
Especificación:	AWS: A5.1/A5.1M-04		**LIMPIEZA**		
Marca Comercial	AGA/LINDE		Entre pases	Grata y cepillo de acero	
Diámetro	4,8mm		Backgouging	n/a	
Fundente	De bajo hidrógeno con hierro en polvo.		**NOTAS GENERALES**		
Tipo y fabricante	AGA E-7018		No usar electrodos mojados o con señales de picadura u oxidación. Condiciones ambientales: No soldar si: superficies están mojadas o existen velocidades de viento mayores a 5 km/h. FUNDENTE. El fundente debe ser almacenado en un recipiente con calentamiento para asegurar que se mantengan seco. Fundentes con evidencia de humead debe ser resecado antes de su uso.		
POSICIÓN DE SOLADURA					
Posición	3F				
Progresión	Ascendente y descendente				
Precalentamiento					
T° Precalentamiento	n/a				
T° Interpase (min)	n/a				
T° Interpase(max)	n/a				
Post Calentamiento					
Temperatura (min)	n/a				

3. DETALLES DE JUNTA

a: pierna = 6mm
b: garganta= 8,4
c: convexidad=3mm max



T1 y T2 de 8 y 10mm
T1 > T2

4. PARÁMETROS DE SOLDADURA

No de Pases	Proceso	Material de Aporte		Corriente		Voltaje (V)	Velocidad de Avance min - max
		Clase	Diámetro	Tipo y Polaridad	Amperaje		(cm/min)
1-n	SMAW	E7018	4,8	DC+	190ª280	220	15

REGISTRO

WPS - ESPECIFICACIÓN DEL PROCESO DE SOLDADURA

1. IDENTIFICACIÓN

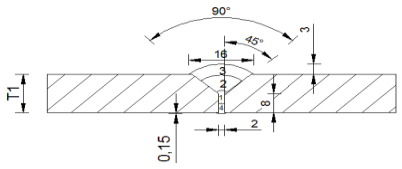
No. PQR		Cliente	
No. WPS	WPS.01	Proyecto	
Norma de Referencia	AWS D1.1: 2010	Realizado por	Iván Choca - Patricio Colimba
	"Structural Welding Code - Steel"	Revisado por	
Proceso de soldadura	SMAW	Revisión	

2. VARIABLES DE SOLDADURA

DISEÑO DE JUNTA			**GAS DE PROTECCIÓN**		
Tipo:	A tope		Tipo	n/a	
Preparar Junta:	SI	NO X	Caudal	n/a	
Soldadura a:	Un Lado	Dos Lados X	**CARACTERÍSTICAS ELÉCTRICAS**		
Placa de respaldo:	n/a		Corriente	DC+	DC-
Abertura de raíz:	n/a			AC X	Pulsado
Angulo de ranura:	n/a		Fuente de poder	CC	CV X
MATERIAL BASE			**TÉCNICA**		
Especificación	ASTM - A36		Técnica	Recto	Oscilado X
Espesor (T)	8 a 15 mm		Pase (por lado)	Simple X	Múltiple
			Angulo de torca	n/a	
MATERIAL DE APORTE FUNDENTE			**POST - CALENTAMIENTO**		
SMAW			Temperatura (min)	n/a	
Clasificación	AWS: E-7018 / E-4918		Tiempo (mn)	n/a	
Especificación:	AWS: A5.1/A5.1M-04		**LIMPIEZA**		
Marca Comercial	AGA		Entre pases	Grata y cepillo de acero	
Diámetro	4,8mm		Backgouging	n/a	
Fundente	De bajo hidrógeno con hierro en polvo.		**NOTAS GENERALES**		
Tipo y fabricante	AGA E-7018		No usar electrodos mojados o con señales de picadura u oxidación. Condiciones ambientales: No soldar si: superficies están mojadas o existen velocidades de viento mayores a 5 km/h. FUNDENTE. El fundente debe ser almacenado en un recipiente con calentamiento para asegurar que se mantengan seco. Fundentes con evidencia de humead debe ser resecado antes de su uso.		
POSICIÓN DE SOLADURA					
Posición	3F				
Progresión	Ascendente y descendente				
Precalentamiento					
T° Precalentamiento	n/a				
T°Interpase (mi)	n/a				
T°Interpase(Max)	n/a				
Post Calentamiento					
Temperatura (min)	n/a				
Tiempo (min)	n/a				

3. DETALLES DE JUNTA

sobremonta: 3mm max
apertura de raiz: 2mm max



T1 de 10mm

4. PARÁMETROS DE SOLDADURA

No de Pases	Proceso	Material de Aporte		Corriente		Voltaje (V)	Velocidad de Avance min - max
		Clase	Diámetro	Tipo y Polaridad	Amperaje		(cm/min)
1	SMAW	E-7018	4mm	AC	120 a 160	110 - 220	8

REGISTRO

WPS - ESPECIFICACIÓN DEL PROCESO DE SOLDADURA

1. IDENTIFICACIÓN

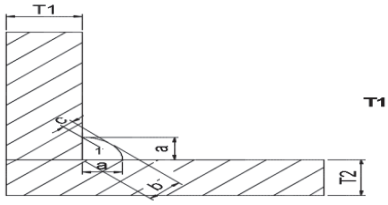
No. PQR		Cliente	
No. WPS	WPS.02	Proyecto	
Norma de Referencia	AWS D1.1: 2010	Realizado por	Iván Choca - Patricio Colimba
	"Structural Welding Code - Steel"	Revisado por	
Proceso de soldadura	SMAW	Revisión	

2. VARIABLES DE SOLDADURA

DISEÑO DE JUNTA			**GAS DE PROTECCIÓN**		
Tipo:	Esquina		Tipo	n/a	
Preparar Junta:	SI	NO X	Caudal	n/a	
Soldadura a:	Un Lado	Dos Lados X	**CARACTERÍSTICAS ELÉCTRICAS**		
Placa de respaldo:	n/a		Corriente	DC+	DC-
Abertura de raíz:	n/a			AC X	Pulsado
Angulo de ranura:	n/a		Fuente de poder	CC	CV X
MATERIAL BASE			**TÉCNICA**		
Especificación	ASTM - A36		Técnica	Recto	Oscilado X
Espesor (T)	8 a 15 mm		Pase (por lado)	Simple X	Múltiple
			Angulo de torca	n/a	
MATERIAL DE APORTE FUNDENTE			**POST - CALENTAMIENTO**		
SMAW			Temperatura (min)	n/a	
Clasificación	AWS: E-7018		Tiempo (mn)	n/a	
Especificación:	AWS: A5.1/A5.1M-04		**LIMPIEZA**		
Marca Comercial	AGA		Entre pases	Grata y cepillo de acero	
Diámetro	4,8mm		Backgouging	n/a	
Funde dente	De bajo hidrógeno con hierro en polvo.		**NOTAS GENERALES**		
Tipo y fabricante	AGA E-7018		¡No usar electrodos mojados o con señales de picadura u oxidación. Condiciones ambientales: No soldar si: superficies están mojadas o existen velocidades de viento mayores a 5 km/h. FUNDENTE. El fundente debe ser almacenado en un recipiente con calentamiento para asegurar que se mantengan seco. Fundentes con evidencia de humead debe ser resecado antes de su uso.		
POSICIÓN DE SOLADURA					
Posición	2F				
Progresión	Ascendente y descendente				
Precalentamiento					
T° Precalentamiento	n/a				
T°Interpase (mi)	n/a				
T°Interpase(Max)	n/a				
Post Calentamiento					
Temperatura (min)	n/a				
Tiempo (min)	n/a				

3. DETALLES DE JUNTA

a: pierna = 2mm
b: garganta= 5mm
c: convexidad=3mm max



T1 y T2 10mm
T1 = T2

4. PARÁMETROS DE SOLDADURA

No de Pases	Proceso	Material de Aporte		Corriente		Voltaje (V)	Velocidad de Avance min - max
		Clase	Diámetro	Tipo y Polaridad	Amperaje		(cm/min)
1-n	SMAW	E-7018	4mm	AC	120a160	110-220	8

REGISTRO

WPS - ESPECIFICACIÓN DEL PROCESO DE SOLDADURA

1. IDENTIFICACIÓN

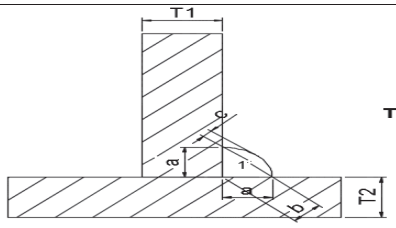
No. PQR		Cliente	
No. WPS	WPS.01	Proyecto	
Norma de Referencia	AWS D1.1: 2010	Realizado por	Iván Choca - Patricio Colimba
	"Structural Welding Code - Steel"	Revisado por	
Proceso de soldadura	SMAW	Revisión	

2. VARIABLES DE SOLDADURA

DISEÑO DE JUNTA			**GAS DE PROTECCIÓN**		
Tipo:	En T		Tipo	n/a	
Preparar Junta:	SI	NO X	Caudal	n/a	
Soldadura a:	Un Lado	Dos Lados X	**CARACTERÍSTICAS ELÉCTRICAS**		
Placa de respaldo:	n/a		Corriente	DC+	DC-
Abertura de raíz:	n/a			AC X	Pulsado
Angulo de ranura:	n/a		Fuente de poder	CC	CV X
MATERIAL BASE			**TÉCNICA**		
Especificación	ASTM - A36		Técnica	Recto	Oscilado X
Espesor (T)	8 a 15 mm		Pase (por lado)	Simple X	Múltiple
			Angulo de torca	n/a	
MATERIAL DE APORTE FUNDENTE			**POST - CALENTAMIENTO**		
SMAW			Temperatura (min)	n/a	
Clasificación	AWS: E-7018 / E-4918		Tiempo (mn)	n/a	
Especificación:	AWS: A5.1/A5.1M-04		**LIMPIEZA**		
Marca Comercial	AGA		Entre pases	Grata y cepillo de acero	
Diámetro	4,8mm		Backgouging	n/a	
Fundente	De bajo hidrógeno con hierro en polvo.		**NOTAS GENERALES**		
Tipo y fabricante	AGA E-7018		¡No usar electrodos mojados o con señales de picadura u oxidación. Condiciones ambientales: No soldar si: superficies están mojadas o existen velocidades de viento mayores a 5 km/h. FUNDENTE. El fundente debe ser almacenado en un recipiente con calentamiento para asegurar que se mantengan seco. Fundentes con evidencia de humead debe ser resecado antes de su uso.		
POSICIÓN DE SOLADURA					
Posición	3F				
Progresión	Ascendente y descendente				
Precalentamiento					
T° Precalentamiento	n/a				
T°Interpase (mi)	n/a				
T°Interpase(Max)	n/a				
Post Calentamiento					
Temperatura (min)	n/a				
Tiempo (min)	n/a				

3. DETALLES DE JUNTA

a: pierna = 2mm
b: garganta= 5mm
c: convexidad=3mm max



T1 y T2 10mm
T1 = T2

4. PARÁMETROS DE SOLDADURA

No de Pases	Proceso	Material de Aporte		Corriente		Voltaje (V)	Velocidad de Avance min - max
		Clase	Diámetro	Tipo y Polaridad	Amperaje		(cm/min)
1-n	SMAW	E-7018	4mm	AC	120ª160	110-220	8

ANEXO 3 RESULTADOS ANÁLISIS EN EL PROGRAMA SAP2000

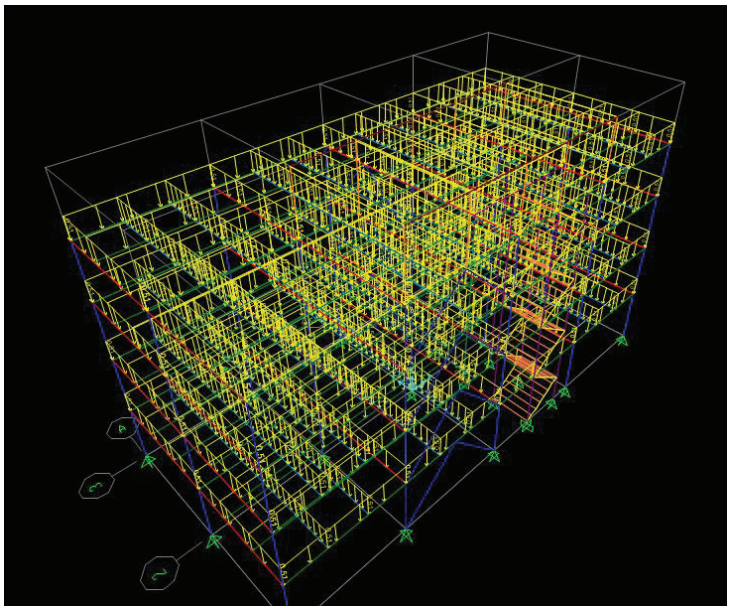


Figura A3.1 Asignación carga muerta

(Fuente: Propia, 2016)

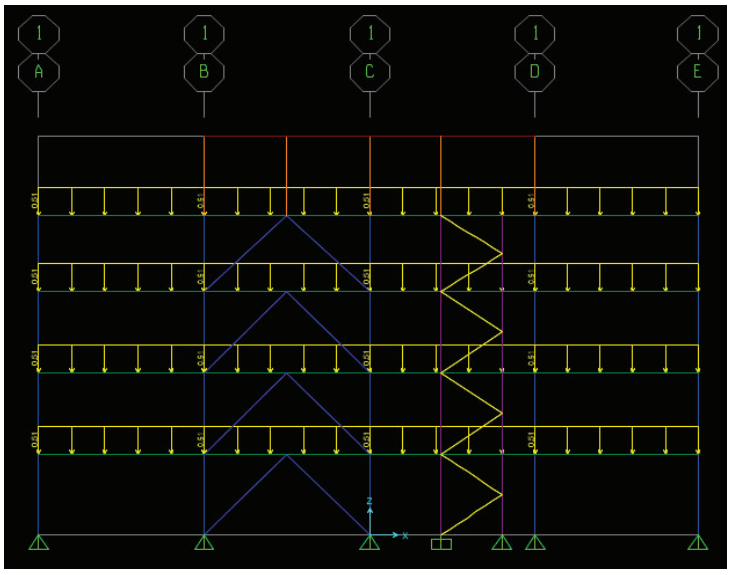


Figura A3.2 Asignación de carga muerta vista lateral

(Fuente: Propia, 2016)

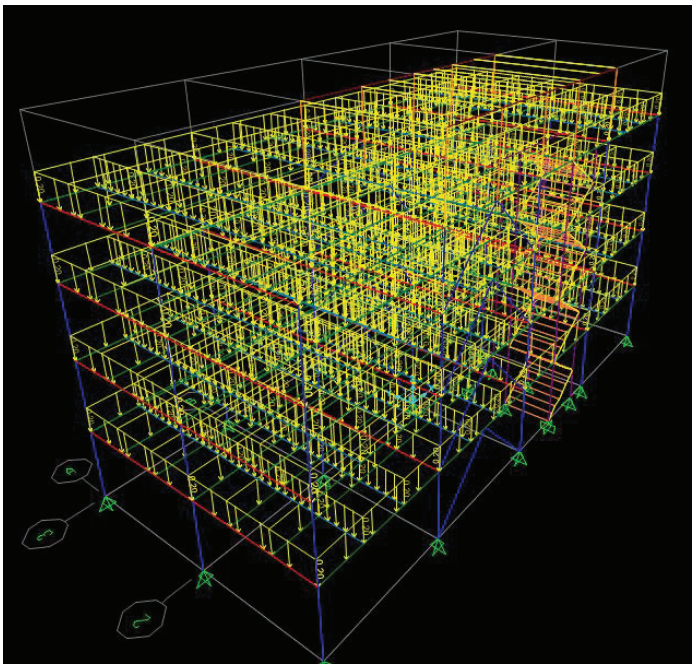


Figura A3.3 Asignación de carga viva

(Fuente: Propia, 2016)

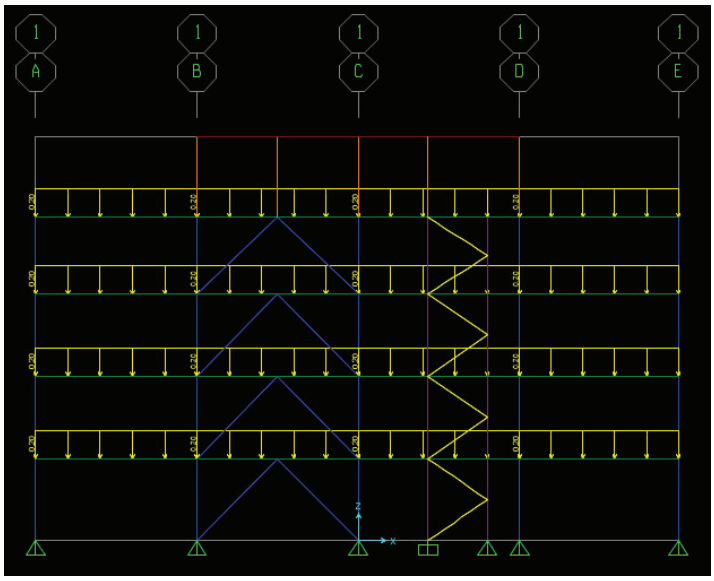


Figura A3.4 Asignación de carga viva vista lateral

(Fuente: Propia, 2016)

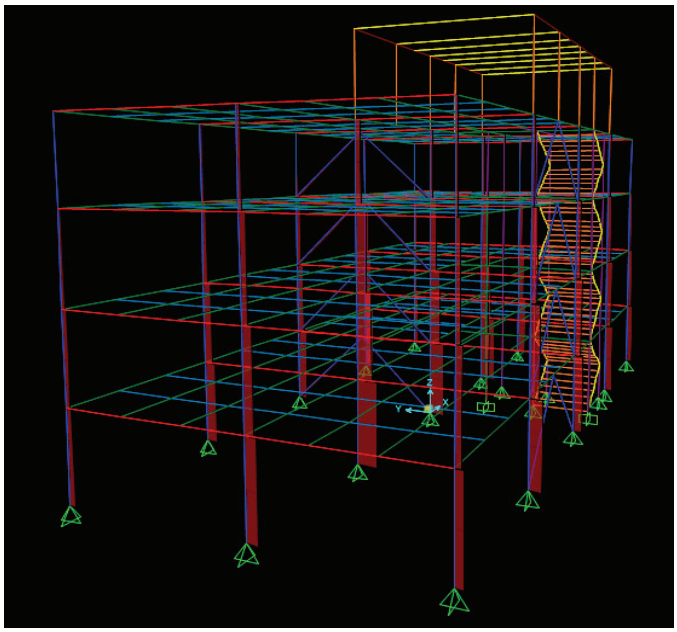


Figura A3.5 Diagrama de fuerza

(Fuente: Propia, 2016)

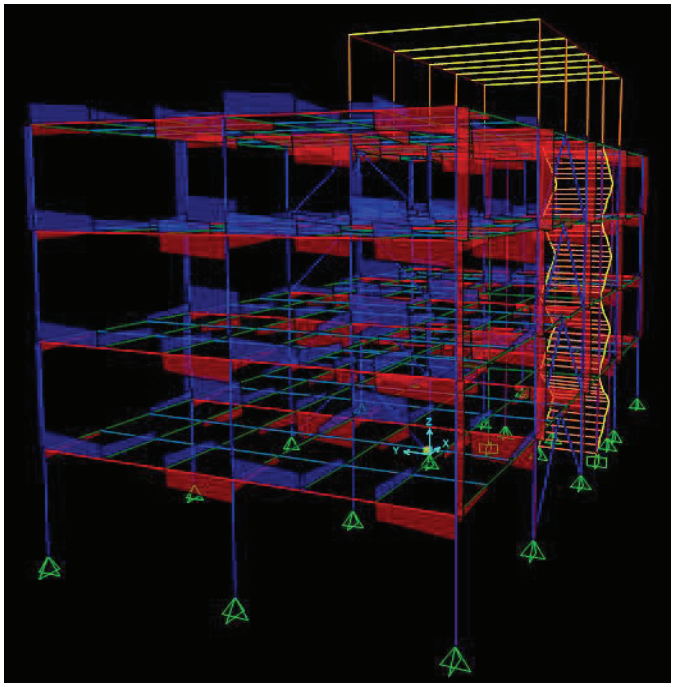


Figura A3.6 Momento cortante

(Fuente: Propia, 2016)

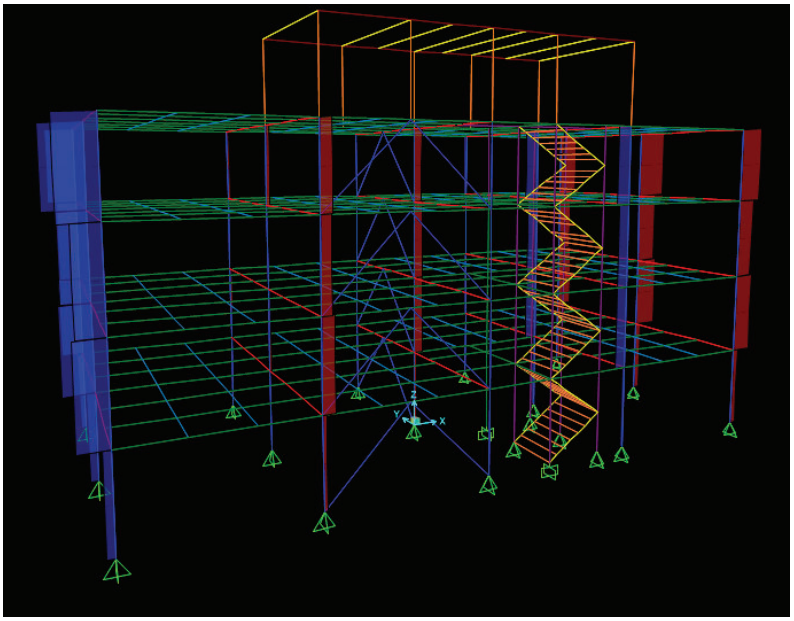


Figura A3.7 Diagrama de momento

(Fuente: Propia, 2016)

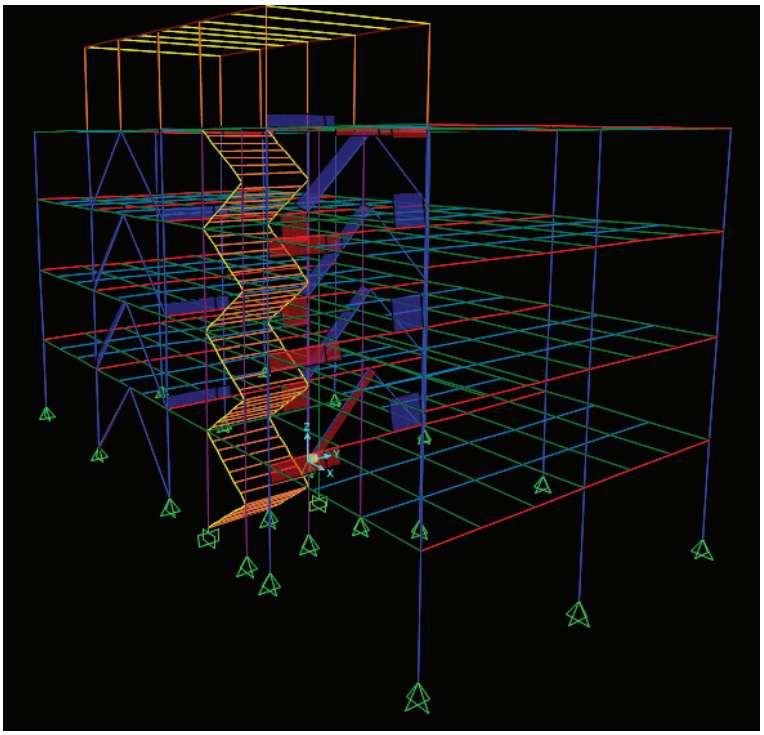


Figura A3.8 Diagrama de torsión

(Fuente: Propia, 2016)

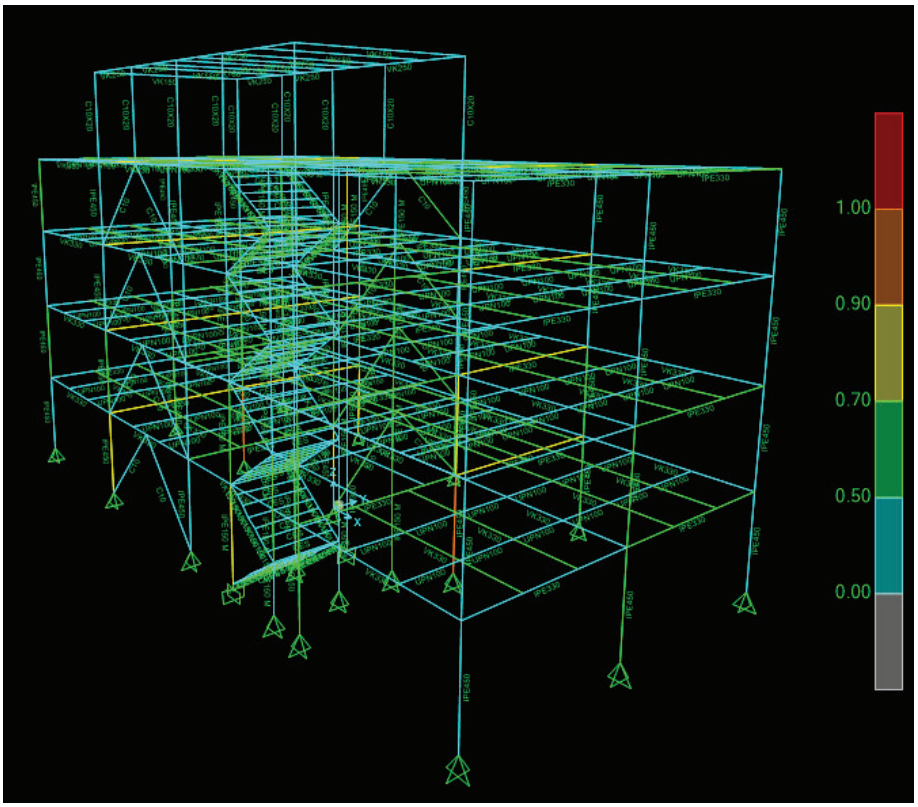


Figura A3.9 Resultados de sumulación estructural

(Fuente: Propia, 2016)

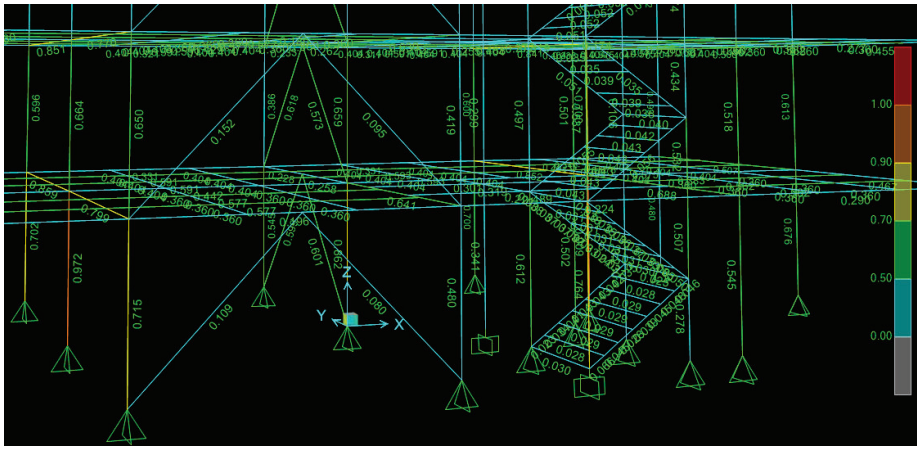


Figura A3.10 Vigas críticas

(Fuente: Propia, 2016)

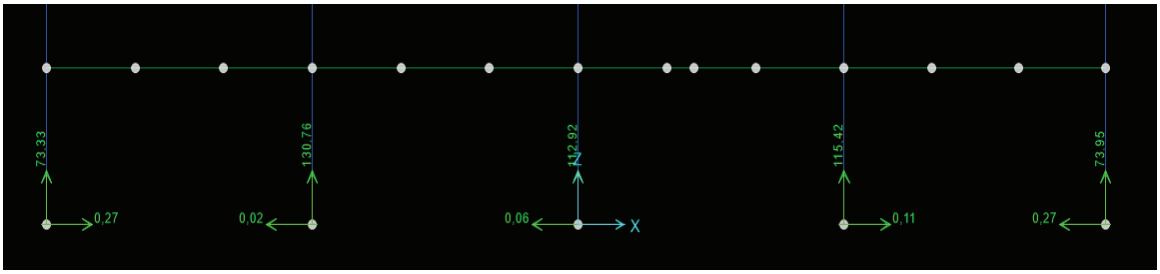


Figura A3.11 Portico central

(Fuente: Propia, 2016)

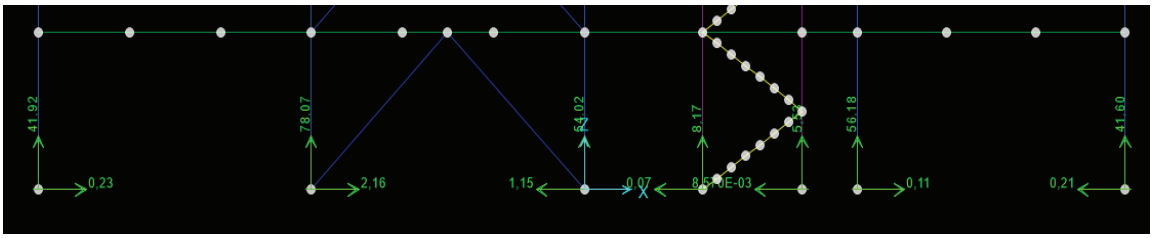


Figura A3.12 Portico frontal

(Fuente: Propia, 2016)

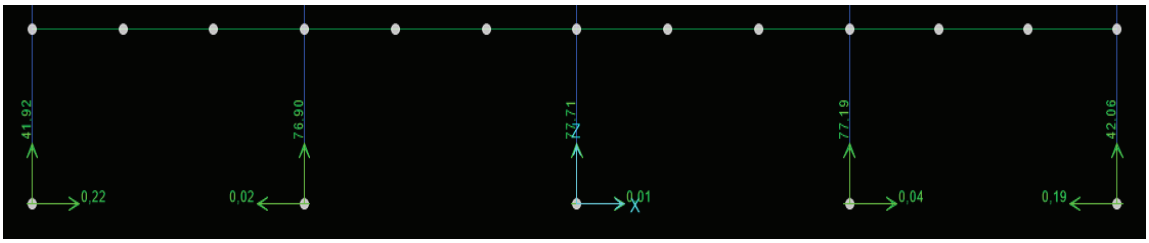


Figura A3.13 Portico postrerior

(Fuente: Propia, 2016)

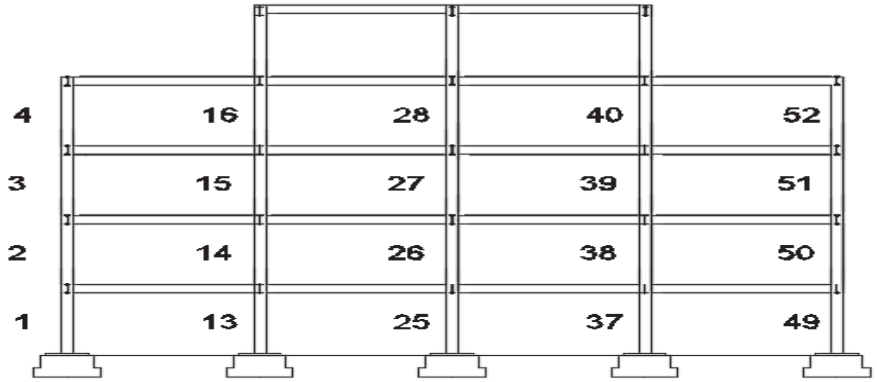
Tabla A3.1 Reacciones en bases obtenidas en el SAP2000

Joint	OutputCase	CaseType	FX	FY	FZ	MX	MY
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
E1	CU	Combination	0,2341	0,9282	41,9229	-0,71643	2,84033
E2	CU	Combination	0,275	0,1162	73,3296	-0,84142	0,35558
E3	CU	Combination	0,2192	-0,9651	41,9216	-0,67069	-2,95313
D1	CU	Combination	2,1625	1,5285	78,0663	0,35693	4,67664
D2	CU	Combination	-0,0225	0,1284	130,765	0,06898	0,39277
D3	CU	Combination	-0,0215	-1,6676	76,9031	0,06575	-5,10279
C1	CU	Combination	-1,146	1,2408	54,0233	-0,0061	3,79721
C2	CU	Combination	-0,0639	6,152	112,9194	0,1944	-2,5937
C3	CU	Combination	0,012	-7,2736	77,7061	-0,0361	-1,32973
B1	CU	Combination	0,1068	1,1663	56,1793	-0,32693	3,56902
B2	CU	Combination	0,1113	0,2672	115,4215	-0,34049	0,81768
B3	CU	Combination	0,0396	-1,708	77,1854	-0,12126	-5,22636
A1	CU	Combination	-0,2128	0,821	41,5951	0,6513	2,51236
A2	CU	Combination	-0,2727	-0,0141	73,9467	0,83432	-0,04321
A3	CU	Combination	-0,1943	-1,0569	42,0584	0,59465	-3,23416

(Fuente: Propia, 2016)

Se determina los desplazamientos, el valor máximo es 31,7mm

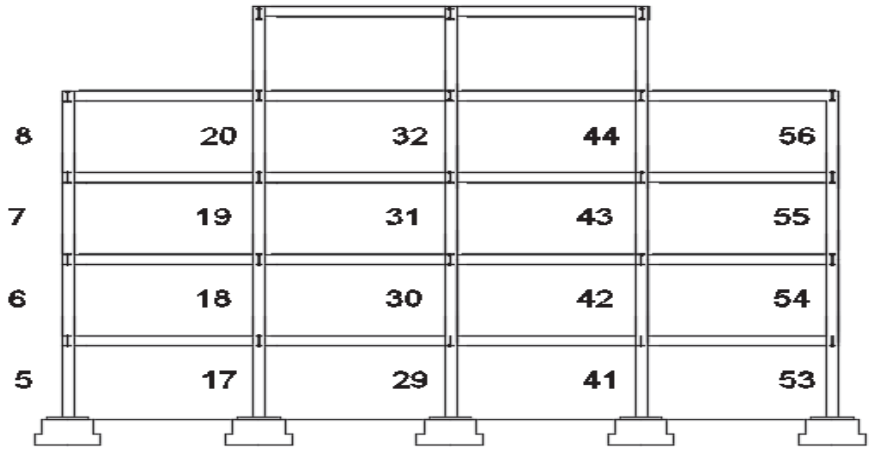
Tabla A3.2 Resumen de resultados portico frontal



Elemento	A tributaria m^2	Pu Carga Ton.	Pn Capacidad Ton.	Fs
1	9	44,4	140	3,2
2	9	33,3	140	4,2
3	9	22,1	140	6,3
4	9	10,7	140	13,1
13	18	80	140	1,8
14	18	59,5	140	2,4
15	18	39	140	3,6
16	18	18,6	140	7,5
25	18	56,7	140	2,5
26	18	42,3	140	3,3
27	18	27,5	140	5,1
28	18	12,4	140	11,3
37	18	59,7	140	2,3
38	18	43,6	140	3,2
39	18	28,1	140	5,0
40	18	12,7	140	11,0
49	9	43,8	140	3,2
50	9	32,9	140	4,3
51	9	21,8	140	6,4
52	9	10,5	140	13,3

(Fuente: Propia, 2016)

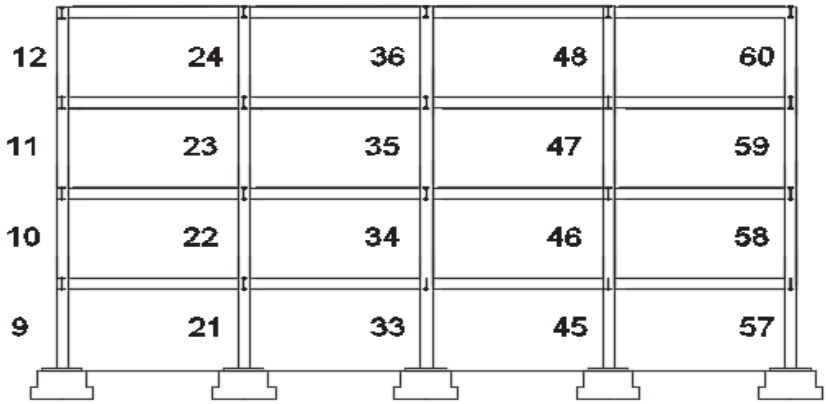
Tabla A3.3 Resumen de resultados portico central



Elemento	A tributaria m^2	Pu Carga Ton.	Pn Capacidad Ton.	Fs
5	9	78,2	140	1,8
6	9	58,5	140	2,4
7	9	38,9	140	3,6
8	9	19,4	140	7,2
17	18	139	140	1,0
18	18	104	140	1,3
19	18	69,6	140	2,0
20	18	35,2	140	4,0
29	18	129	140	1,1
30	18	83,3	140	1,7
31	18	52,9	140	2,6
32	18	22,9	140	6,1
41	18	129	140	1,1
42	18	90,8	140	1,5
43	18	58,5	140	2,4
44	18	26,5	140	5,3
53	9	77,8	140	1,8
54	9	58,2	140	2,4
55	9	38,7	140	3,6
56	9	19,3	140	7,3

(Fuente: Propia, 2016)

Tabla A3.4 Resumen de resultados portico posterior



Elemento	A tributaria m^2	Pu Carga Ton.	Pn Capacidad Ton.	Fs
9	9	44,6	140	3,1
10	9	33,4	140	4,2
11	9	22,1	140	6,3
12	9	10,8	140	13,0
21	18	82,1	140	1,7
22	18	61,5	140	2,3
23	18	40,9	140	3,4
24	18	20,3	140	6,9
33	18	75,2	140	1,9
34	18	54,9	140	2,6
35	18	34,1	140	4,1
36	18	12,7	140	11,0
45	18	81,8	140	1,7
46	18	61,3	140	2,3
47	18	40,8	140	3,4
48	18	20,4	140	6,9
57	9	44	140	3,2
58	9	33	140	4,2
59	9	21,8	140	6,4
60	9	10,6	140	13,2

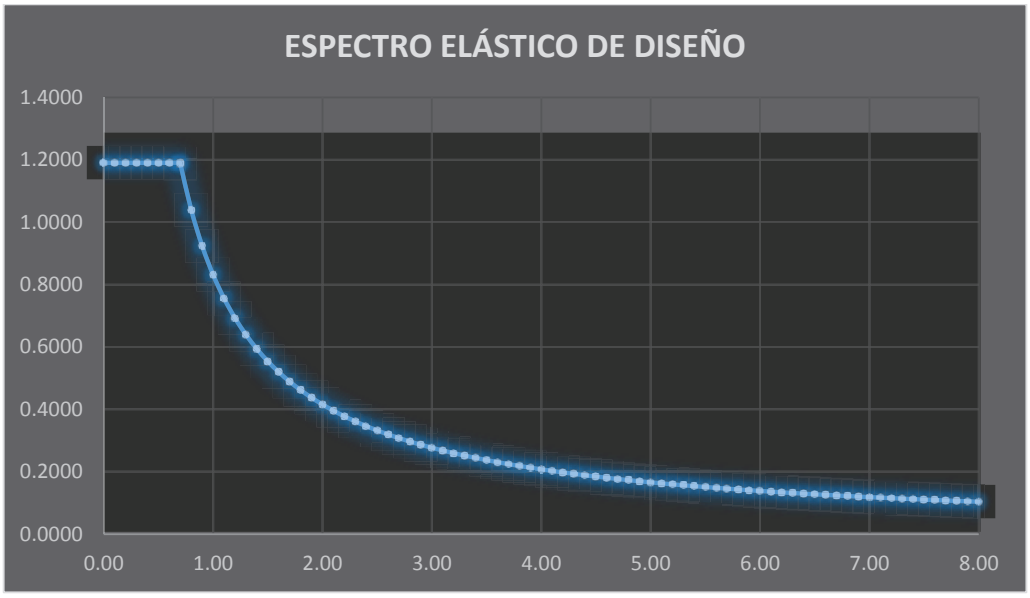
(Fuente: Propia, 2016)

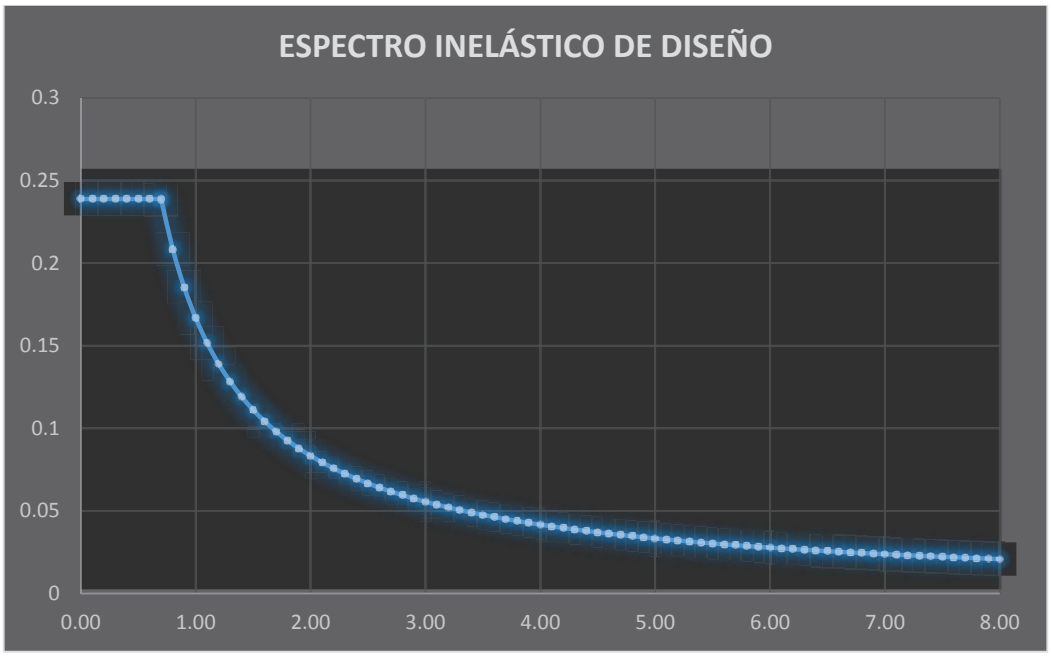
CÁLCULO DE FUERZAS LATERALES ESTÁTICAS

CORTANTE BASAL

Zonificación Sísmica:	V
Z =	0.4
Caracterización Peligro =	Alta
Perfil del Suelo:	D
Fa =	1.20
Fd =	1.19
Fs =	1.28
Provincia:	Sierra, Esmeraldas y Galápagos
η=	2.48
Períodos de Control	
To =	0.1269 s
Tc =	0.6981 s
C_t =	0.073
α =	0.75
h_n =	12.06 m
T =	0.4707 s
Espectro Elástico $S_a = \eta \cdot Z \cdot Fa$ para 0≤ T ≤ Tc	
S_a =	1.1904
$S_a = \eta \cdot Z \cdot Fa \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$ para T > Tc	
r =	1.00
Regularidad en Planta	
A) Irregularidad torsional	

SI	ØPA = 1
B) Retrocesos excesivos	
NO	ØPA = 1
C) Discontinuidades en el sistema de piso	
NO	ØPA = 1.0
D) Ejes estructurales no paralelos	
NO	ØPB = 1.0
Regularidad en Elevación	
A) Piso Flexible	
NO	ØEA = 1.0
B) Distribución de masa	
NO	ØEB = 1.0
C) Irregularidad geométrica	
NO	ØEB = 1.0
φE =	1.00
Factor de Importancia = I =	1
Factor de Reducción = R =	8
COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL	
V =	***0.238 W***


ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO
1.4000
1.2000
1.0000
0.8000
0.6000
0.4000
0.2000
0.0000
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00


ESPECTRO INELÁSTICO DE DISEÑO
0.3
0.25
0.2
0.15
0.1
0.05
0
0.00
1.00
2.00
3.00
4.00
5.00
6.00
7.00
8.00

ANEXO 4 PRECIOS UNITARIOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Tabla A4.1 Precios unitarios viga VK330

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 52,56

DETALLE: VIGAS VK330 — K: 0,019025875

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Grúa 10 ton	1	1,75	1,75	0,033295282	0,058266743
Equipo Soldadura	1	3,5	3,5	0,066590563	0,233066971
Equipo Oxicorte	2	1,75	3,5	0,066590563	0,233066971
Andamios Metálicos	4	0,6	2,4	0,0456621	0,109589041
			0		0
				SUBTOTAL:	0,633989726
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3,57	3,57	0,067922374	0,242482877
Ayudante Soldador	1	3,15	3,15	0,059931507	0,188784247
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	0,431267123
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Viga VK330		kg	1,02	1,06	1,0812
Pintura Anticorrosiva		gal	0,01	18,5	0,185
Electrodos		kg	0,166	3,5	0,581
				SUBTOTAL:	1,8472
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0
		TOTAL, COSTOS DIRECTOS			2,912
		C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%			0,932
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			3,844
		VALOR PROPUESTO			3,84

Tabla A4.2 Precio unitario Viga IPE330

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 73.65

DETALLE: VIGAS IPE330 — K: 0.013577733

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Grúa 10 ton	1	1.75	1.75	0.023761032	0.041581806
Equipo Soldadura	1	3.5	3.5	0.047522064	0.166327223
Equipo Oxicorte	1	1.75	1.75	0.023761032	0.041581806
Andamios Metálicos	4	0.6	2.4	0.032586558	0.078207739
			0		0
				SUBTOTAL:	0.327698574
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3.57	3.57	0.048472505	0.173046843
Ayudante Soldador	1	3.18	3.18	0.043177189	0.137303462
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	0.310350305
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Viga IPE330	kg	1.02	1.06	1.0812	
Pintura Anticorrosiva	gal	0.01	18.5	0.185	
Electrodos	kg	0.166	3.5	0.581	
				SUBTOTAL:	1.8472
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	2.485
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	0.795
COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.281
VALOR PROPUESTO	3.28

Tabla A4.3 Precio unitario cololumna IPE450

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 48,17

DETALLE: COLUMNAS IPE450 — K: 0,020759809

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Grúa 10 ton	1	1,75	1,75	0,036329666	0,063576915
Equipo Soldadura	1	3,5	3,5	0,072659332	0,25430766
Equipo Oxicorte	1	1,75	1,75	0,036329666	0,063576915
Andamios Metálicos	3	0,6	1,8	0,037367656	0,067261781
			0		0
				SUBTOTAL:	0,448723272
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3,57	3,57	0,074112518	0,26458169
Ayudante Soldador	1	3,15	3,15	0,065393398	0,205989205
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	0,470570895
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Columna C1		kg	1,02	1,06	1,0812
Pintura Anticorrosiva		gal	0,01	18,5	0,185
Electrodos		kg	0,12	3,5	0,42
				SUBTOTAL:	1,6862
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0
		TOTAL COSTOS DIRECTOS			2,605
		C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%			0,834
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			3,439
		VALOR PROPUESTO			3,44

Tabla A4.4 Precio unitario Viga UPN100

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 21,2

DETALLE: UPN100 — K: 0,047169811

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Grúa 10 ton	1	1,75	1,75	0,08254717	0,144457547
Equipo Soldadura	1	3,5	3,5	0,16509434	0,577830189
Equipo Oxicorte	1	1,75	1,75	0,08254717	0,144457547
Andamios Metálicos	3	0,6	1,8	0,08490566	0,152830189
			0		0
				SUBTOTAL:	1,019575472
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3,57	3,57	0,074112518	0,26458169
Ayudante Soldador	1	3,15	3,15	0,065393398	0,205989205
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	0,470570895
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Viga V1		kg	1,02	1,06	1,0812
Pintura Anticorrosiva		gal	0,01	18,5	0,185
Electrodos		kg	0,15	3,5	0,525
				SUBTOTAL:	1,7912
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	3,281
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	1,050
COSTO TOTAL DEL RUBRO	4,331
VALOR PROPUESTO	4,33

Tabla A4.5 Precio unitario columna C100x200

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 14.82

DETALLE: COLUMNAS C100X200 — K: 0.067476383

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Grúa 10 ton	1	1.75	1.75	0.118083671	0.206646424
Equipo Soldadura	1	3.5	3.5	0.236167341	0.826585695
Equipo Oxicorte	1	1.75	1.75	0.118083671	0.206646424
Andamios Metálicos	3	0.6	1.8	0.12145749	0.218623482
			0		0
				SUBTOTAL:	1.458502024
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3.57	3.57	0.074112518	0.26458169
Ayudante Soldador	1	3.15	3.15	0.065393398	0.205989205
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	0.470570895
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
COLUMNA100X200		kg	1.02	1.06	1.0812
Pintura Anticorrosiva		gal	0.01	18.5	0.185
Electrodos		kg	0.15	3.5	0.525
				SUBTOTAL:	1.7912
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	3.720
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	1.190
COSTO TOTAL DEL RUBRO	4.911
VALOR PROPUESTO	4.91

Tabla A4.6 Precio unitario Viga VK250

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 35.52

DETALLE: VIGAS VK250 — K: 0.028153153

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Grúa 10 ton	1	1.75	1.75	0.049268018	0.086219032
Equipo Soldadura	1	3.5	3.5	0.098536036	0.344876126
Equipo Oxicorte	2	1.75	1.75	0.049268018	0.086219032
Andamios Metálicos	4	0.6	2.4	0.067567568	0.162162162
			0		0
				SUBTOTAL:	0.679476351
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3.57	3.57	0.100506757	0.358809122
Ayudante Soldador	1	3.18	3.18	0.089527027	0.284695946
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	0.643505068
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Viga VK250		kg	1.02	1.06	1.0812
Pintura Anticorrosiva		gal	0.01	18.5	0.185
Electrodos		kg	0.2	3.5	0.7
				SUBTOTAL:	1.9662
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	3.289
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	1.053
COSTO TOTAL DEL RUBRO	4.342
VALOR PROPUESTO	4.34

Tabla A4.7 Precio unitario Viga VK150

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 16.11

DETALLE: VIGAS VK150 — K: 0.062073246

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Grúa 10 ton	1	1.75	1.75	0.108628181	0.190099317
Equipo Soldadura	1	3.5	3.5	0.217256363	0.760397269
Equipo Oxicorte	2	1.75	1.75	0.108628181	0.190099317
Andamios Metálicos	4	0.6	2.4	0.148975791	0.357541899
			0		0
				SUBTOTAL:	1.498137803
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3.57	3.57	0.22160149	0.791117318
Ayudante Soldador	1	3.18	3.18	0.197392924	0.627709497
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	1.418826816
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Viga VK150		kg	1.02	1.06	1.0812
Pintura Anticorrosiva		gal	0.01	18.5	0.185
Electrodos		kg	0.16	3.5	0.56
				SUBTOTAL:	1.8262
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	4.743
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	1.518
COSTO TOTAL DEL RUBRO	6.261
VALOR PROPUESTO	6.26

Tabla A4.8 Precio unitario Placa Base

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 13.26

DETALLE: PLACA BASE — K: 0.07541478

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Equipo Soldadura	1	3.5	3.5	0.26395173	0.92383107
Equipo Oxicorte	1	1.75	1.75	0.13197587	0.23095777
			0		0
				SUBTOTAL:	1.15478884
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3.57	3.57	0.26923077	0.96115385
Ayudante Soldador	0.5	3.18	1.59	0.1199095	0.19065611
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	1.15180995
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Placa base		u	1.02	1.06	1.0812
Electrodos		kg	0.033	3.5	0.1155
Pintura Anticorrosiva		gal	0.007	18.5	0.1295
				SUBTOTAL:	1.3262
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	3.633
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	1.162
COSTO TOTAL DEL RUBRO	4.795
VALOR PROPUESTO	4.80

Tabla A4.9 Precio unitario Placa Terraza

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 14.13

DETALLE: PLACA TERRAZA — K: 0.07077141

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Equipo Soldadura	1	3.5	3.5	0.24769993	0.86694975
				SUBTOTAL:	0.86694975
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3.57	3.57	0.25265393	0.90197452
				SUBTOTAL:	0.90197452
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Placa base		u	1.02	1.06	1.0812
Electrodos		kg	0.033	3.5	0.1155
Pintura Anticorrosiva		gal	0.007	18.5	0.1295
				SUBTOTAL:	1.3262
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	3.095
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	0.990
COSTO TOTAL DEL RUBRO	4.086
VALOR PROPUESTO	4.09

Tabla A4.10 Precio Unitario Placa Ascensor

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 9.81

DETALLE: PLACA ASCENSOR — K: 0.1019368

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Equipo Soldadura	1	3.5	3.5	0.3567788	1.24872579
			0		0
				SUBTOTAL:	1.24872579
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3.57	3.57	0.36391437	1.29917431
Ayudante Soldador	0.5	3.18	1.59	0.16207951	0.25770642
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	1.55688073
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Placa base		u	1.02	1.06	1.0812
Electrodos		kg	0.033	3.5	0.1155
Pintura Anticorrosiva		gal	0.007	18.5	0.1295
				SUBTOTAL:	1.3262
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	4.132
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	1.322
COSTO TOTAL DEL RUBRO	5.454
VALOR PROPUESTO	5.45

Tabla A4.11 Precio Unitario Pernos de Anclaje 1

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 9.78

DETALLE:PERNOS ANCLAJE 1 — K: 0.102249489

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Torno	1	1.85	1.85	0.189161554	0.349948875
				SUBTOTAL:	0.349948875
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Tornero	1	3.5	3.5	0.357873211	1.252556237
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	1.252556237
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Varilla Corrugada 3/4		kg	1.01	1.01	1.0201
Pintura Anticorrosiva		gal	0.005	18.5	0.0925
				SUBTOTAL:	1.1126
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	2.715
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	0.869
COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.584
VALOR PROPUESTO	3.58

Tabla A4.12 Precio Unitario Pernos de anclaje 2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 2.08

DETALLE:PERNOS ANCLAJE 2 — K: 0.480769231

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Torno	1	1.85	1.85	0.889423077	1.645432692
				SUBTOTAL:	1.645432692
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Tornero	1	3.5	3.5	1.682692308	5.889423077
			0		0
			0		0
				SUBTOTAL:	5.889423077
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Varilla Corrugada 3/4		kg	1.01	1.01	1.0201
Pintura Anticorrosiva		gal	0.005	18.5	0.0925
				SUBTOTAL:	1.1126
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	8.647
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	2.767
COSTO TOTAL DEL RUBRO	11.415
VALOR PROPUESTO	11.41

Tabla A4.13 Precio Unitario Placa de Refuerzo 1

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 19.89

DETALLE: PLACA DE REFUERZO 1 — K: 0.050276521

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Equipo Soldadura	1	3.5	3.5	0.175967823	0.615887381
			0		0
				SUBTOTAL:	0.615887381
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3.57	3.57	0.179487179	0.640769231
				SUBTOTAL:	0.640769231
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Placa base		u	1.02	1.06	1.0812
Electrodos		kg	0.033	3.5	0.1155
Pintura Anticorrosiva		gal	0.007	18.5	0.1295
				SUBTOTAL:	1.3262
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	2.583
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	0.827
COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.409
VALOR PROPUESTO	3.41

Tabla A4.14 Precio Unitario placa de Refuerzo 2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 11.78

DETALLE: PLACA DE REFUERZO 2 — K: 0.084889643

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Equipo Soldadura	1	3.5	3.5	0.297113752	1.039898132
			0		0
				SUBTOTAL:	1.039898132
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3.57	3.57	0.303056027	1.081910017
				SUBTOTAL:	1.081910017
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Placa base		u	1.02	1.06	1.0812
Electrodos		kg	0.033	3.5	0.1155
Pintura Anticorrosiva		gal	0.007	18.5	0.1295
				SUBTOTAL:	1.3262
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	3.448
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	1.103
COSTO TOTAL DEL RUBRO	4.551
VALOR PROPUESTO	4.55

Tabla A4.15 Precio Unitario Placa de Refuerzo 3

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 10.75

DETALLE: PLACA DE REFUERZO 3 — K: 0.093023256

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Equipo Soldadura	1	3.5	3.5	0.325581395	1.139534884
				SUBTOTAL:	1.139534884
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Soldador Especializado	1	3.57	3.57	0.332093023	1.185572093
				SUBTOTAL:	1.185572093
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Placa base		u	1.02	1.06	1.0812
Electrodos		kg	0.033	3.5	0.1155
Pintura Anticorrosiva		gal	0.007	18.5	0.1295
				SUBTOTAL:	1.3262
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	3.651
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	1.168
COSTO TOTAL DEL RUBRO	4.820
VALOR PROPUESTO	4.82

Tabla A4.16 Precio unitario placa de Continuidad 1

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 7.91

DETALLE:PLACA CONTINUIDAD PLC1 — K: 0.12642225

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Moladora	1	1.2	1.2	0.1517067	0.18204804
				SUBTOTAL:	0.18204804
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Ayudante mecanico	1	1.8	1.8	0.227560051	0.409608091
				SUBTOTAL:	0.409608091
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Placa respaldo		u	1.02	1.06	1.0812
Pintura Anticorrosiva		gal	0.007	18.5	0.1295
Electrodos		kg	0.15	3.5	0.525
				SUBTOTAL:	1.7357
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	2.327
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	0.745
COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.072
VALOR PROPUESTO	3.07

Tabla A4.17 Precio Unitario placa de Soldadura PL2

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 14.13

DETALLE:PLACA SOLDADURA PL2 — K: 0.070771408

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Moladora	1	1.2	1.2	0.08492569	0.101910828
				SUBTOTAL:	0.101910828
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Ayudante mecanico	1	1.8	1.8	0.127388535	0.229299363
				SUBTOTAL:	0.229299363
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Placa respaldo	u	1.02	1.06	1.0812	
Pintura Anticorrosiva	gal	0.007	18.5	0.1295	
Electrodos	kg	0.15	3.5	0.525	
			SUBTOTAL:	1.7357	
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
			SUBTOTAL:	0	

TOTAL COSTOS DIRECTOS	2.067
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	0.661
COSTO TOTAL DEL RUBRO	2.728
VALOR PROPUESTO	2.73

Tabla A4.18 Precio Unitario Mensula

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 4.71

DETALLE:MENSULA — K: 0.212314225

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Moladora	1	1.2	1.2	0.25477707	0.305732484
				SUBTOTAL:	0.305732484
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Ayudante mecanico	1	1.8	1.8	0.382165605	0.687898089
				SUBTOTAL:	0.687898089
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Placa respaldo	u	1.02	1.06	1.0812	
Pintura Anticorrosiva	gal	0.007	18.5	0.1295	
Electrodos	kg	0.12	3.5	0.42	
			SUBTOTAL:	1.6307	
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
			SUBTOTAL:	0	

TOTAL COSTOS DIRECTOS	2.624
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	0.840
COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.464
VALOR PROPUESTO	3.46

Tabla A4.19 Precio Unitario Mensula

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 4.22

DETALLE:MENSULA — K: 0.236966825

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Moladora	1	1.2	1.2	0.25477707	0.305732484
				SUBTOTAL:	0.305732484
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Ayudante mecánico	1	1.8	1.8	0.382165605	0.687898089
				SUBTOTAL:	0.687898089
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Placa respaldo		u	1.02	1.06	1.0812
Pintura Anticorrosiva		gal	0.007	18.5	0.1295
Electrodos		kg	0.12	3.5	0.42
				SUBTOTAL:	1.6307
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	2.624
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	0.840
COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.464
VALOR PROPUESTO	3.46

Tabla A4.20 Precio Unitario Ménsula

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: ESTRUCTURA METÁLICA — RENDIMIENTO: 4.71

DETALLE:MENSULA — K: 0.212314225

A. EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Moladora	1	1.2	1.2	0.25477707	0.305732484
				SUBTOTAL:	0.305732484
B. MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JONAL/HR	COSTO HORA	REND. H/U	COSTO
Ayudante mecánico	1	1.8	1.8	0.382165605	0.687898089
				SUBTOTAL:	0.687898089
C. MATERIALES					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
Placa respaldo		u	1.02	1.06	1.0812
Pintura Anticorrosiva		gal	0.007	18.5	0.1295
Electrodos		kg	0.12	3.5	0.42
				SUBTOTAL:	1.6307
D. TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO
				SUBTOTAL:	0

TOTAL COSTOS DIRECTOS	2.624
C. INDIRECTOS Y UTILIDADES 32%	0.840
COSTO TOTAL DEL RUBRO	3.464
VALOR PROPUESTO	3.46

ANEXO 5 CATÁLOGOS Y COTIZACIONES

PERFILES LAMINADOS HEB

Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A 36
Otras calidades	Previa Consulta
Largo normal	6.00m y 12.00m
Otros largos	Previa Consulta
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa Consulta

DENOMINACION	DIMENSIONES h	b	s	t	r	SECCION	PESOS	TIPOS Ix	Iy	Wx	Wy
	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	Kg/mt	cm4	cm4	cm3	cm3
HEB 100	100	100	6.00	10.00	12	26.00	20.40	450	167	89	33.50
HEB 120	120	120	6.50	11.00	12	34.00	26.70	864	318	144	52.90
HEB 140	140	140	7.00	12.00	12	43.00	33.70	1510	550	216	78.50
HEB 160	160	160	8.00	13.00	15	54.30	42.60	2490	889	311	111.00
HEB 180	180	180	8.50	14.00	15	65.30	51.20	3830	1360	426	151.00
HEB 200	200	200	9.00	15.00	18	78.10	61.30	5700	2000	570	200.00
HEB 220	220	220	9.50	16.00	18	91.00	71.50	8090	2840	736	258.00
HEB 240	240	240	10.00	17.00	21	106.00	83.20	11260	3920	938	327.00
HEB 260	260	260	10.00	17.50	24	118.00	93.00	14920	5130	1150	395.00
HEB 280	280	280	10.50	18.00	24	131.00	103.00	19270	6590	1380	471.00
HEB 300	300	300	11.00	19.00	27	149.00	117.00	25170	8560	1680	571.00
HEB 320	320	300	11.50	20.50	27	161.00	127.00	30820	9240	1930	616.00

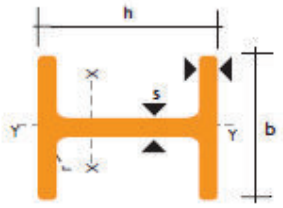


Figura A5.1 Catálogo DIPAC Perfiles HEB

(Fuente: DIPAC, 2016)

PERFILES LAMINADOS
IPE

Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A 36
Otras calidades	Previa Consulta
Largo normal	6,00m y 12,00m
Otros largos	Previa Consulta
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa Consulta

DENOMINACION	DIMENSIONES					SECCION	PESOS	TIPOS			
	h	s	g	t	R	cm2	kg/mt	Ix	Iy	Wx	Wy
	mm	mm	mm	mm	mm			cm4	cm4	cm3	cm3
IPE 80	80	46	3.80	5.20	5	7.64	6.00	80	8.49	20.00	3.69
IPE 100	100	55	4.10	5.70	5	10.30	8.10	171	15.90	34.20	5.79
IPE 120	120	64	4.40	6.30	5	13.20	10.40	318	27.70	53.00	8.65
IPE 140	140	73	4.70	6.90	7	16.40	12.90	541	44.90	77.30	12.30
IPE 160	160	82	5.00	7.40	7	20.10	15.80	869	68.30	109.00	16.70
IPE 180	180	91	5.30	8.00	7	23.90	18.80	1320	101.00	140.00	22.20
IPE 200	200	100	5.60	8.50	9	28.50	22.40	1940	142.00	194.00	28.50
IPE 220	220	110	5.90	9.20	9	33.40	26.20	2770	205.00	252.00	37.30
IPE 240	240	120	6.20	9.80	12	39.10	30.70	3890	284.00	324.00	47.30
IPE 270	270	135	6.60	10.20	12	45.90	36.10	5790	420.00	429.00	62.20
IPE 300	300	150	7.10	10.70	15	53.80	42.20	8360	604.00	557.00	80.50
IPE 330	330	160	7.50	11.50	15	62.60	49.10	11770	788.00	713.00	98.50
IPE 360	360	170	8.00	12.70	118	72.70	57.10	16270	1040.00	904.00	123.00
IPE 400	400	180	8.60	13.50	118	84.50	63.30	23130	1320.00	1160.00	146.00
IPE 450	450	190	9.40	14.60	21	98.80	77.70	33740	1680.00	1500.00	176.00
IPE 500	500	200	10.20	16.00	21	116.00	90.70	48200	2140.00	1930.00	214.00
IPE 550	550	210	11.10	17.20	24	134.00	106.00	67120	2670.00	2440.00	254.00

Figura A5.2 Catálogo DIPAC perfiles IPE

(Fuente: DIPAC, 2016)

PERFILES LAMINADOS
IPN

Especificaciones Generales

Calidad	ASTM A 36
Otras calidades	Previa Consulta
Largo normal	6,00m y 12,00m
Otros largos	Previa Consulta
Acabado	Natural
Otro acabado	Previa Consulta

DENOMINACION	DIMENSIONES						SECCION	PESOS	PROPIEDADES			
	h	s	g	t	R	R1			Ix	Iy	Wx	Wy
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	Kg/m	cm4	cm4	cm3	cm3
IPN 80	80	42	3.90	5.90	30.90	2.30	7.58	5.95	77	6.29	19.50	3.00
IPN 100	100	50	4.50	6.80	4.50	2.70	10.60	8.32	171	12.20	34.20	4.88
IPN 120	120	58	5.10	7.70	5.10	3.10	14.20	11.20	328	21.50	54.70	7.41
IPN 140	140	66	5.70	8.60	5.70	3.40	18.30	14.40	573	35.20	81.90	10.70
IPN 160	160	74	6.30	9.50	6.30	3.80	22.80	17.90	935	54.70	117.00	14.80
IPN 180	180	82	6.90	10.40	6.90	4.10	27.90	21.90	1450	81.30	161.00	19.80
IPN 200	200	90	7.50	11.30	7.50	4.50	33.50	26.30	2140	117.00	214.00	26.00
IPN 220	220	98	8.10	12.20	8.10	4.90	39.60	31.10	3060	162.00	278.00	33.10
IPN 240	240	106	8.70	13.10	8.70	5.20	46.10	36.20	4250	221.00	354.00	41.70
IPN 260	260	113	9.40	14.10	9.40	5.60	53.40	41.90	5740	288.00	442.00	51.00
IPN 300	300	125	10.80	16.20	10.80	6.50	69.10	54.20	9800	451.00	653.00	72.20
IPN 340	340	137	12.20	18.30	12.20	7.30	86.80	68.10	15700	647.00	923.00	98.40
IPN 360	360	143	13.00	19.50	13.00	7.80	97.10	76.20	19610	818.00	1090.00	114.00
IPN 400	400	155	14.40	21.60	14.40	8.60	118.00	92.60	29210	1160.00	1460.00	149.00
IPN 450	450	170	16.20	24.30	16.20	9.70	147.00	115.00	45850	1730.00	2040.00	203.00
IPN 500	500	185	18.00	27.00	18.00	10.80	180.00	141.00	68740	2480.00	2750.00	268.00
IPN 550	550	200	19.00	30.00	19.00	11.90	213.00	167.00	99180	3490.00	3610.00	349.00

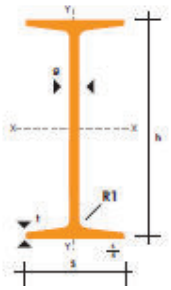
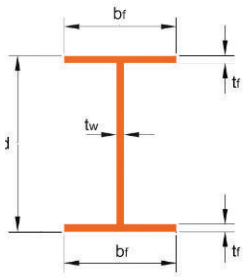


Figura A5.3 Catálogo DIPAC perfiles IPN

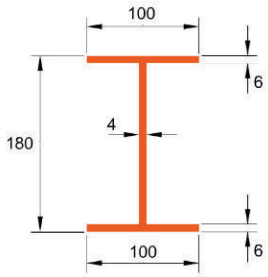
(Fuente: DIPAC, 2016)

Nomenclatura



VK d x bf x tw x tf

Ejemplo:



VK180x100x4x6

Sección	Dimensiones				Propiedades de Sección										
	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm^2)	I_x $1x10^5$ (mm^4)	S_x $1x10^3$ (mm^3)	r_x (mm)	Z_x $1x10^3$ (mm^3)	I_y $1x10^5$ (mm^4)	S_y $1x10^3$ (mm^3)	r_y (mm)	Z_y $1x10^3$ (mm^3)	J (mm^4)	P (kg/m)
VK150x100x4x4	150	100	4	4	1368	52,2	69,6	61,76	78,6	6,7	13,3	22,09	20,0	7296	10,74
VK180x100x4x6	180	100	4	6	1872	106,7	118,5	75,49	132,6	10,0	20,0	23,12	30,0	17984	14,70
VK200x100x4x8	200	100	4	8	2336	168,3	168,3	84,88	187,5	13,3	26,7	23,90	40,0	38059	18,34
VK250x130x4x8	250	130	4	8	3016	347,4	277,9	107,32	306,4	29,3	45,1	31,17	67,6	49365	23,68
VK330x150x4x8	330	150	4	8	3656	725,4	439,7	140,86	485,0	45,0	60,0	35,09	90,0	57899	28,70
VK330x150x4x10	330	150	4	10	4240	867,6	525,8	143,04	576,1	56,3	75,0	36,43	112,5	106613	33,28
VK330x180x6x8	330	180	6	8	4764	901,5	546,3	137,56	611,6	77,8	86,5	40,42	129,6	84048	37,40
VK400x180x6x8	400	180	6	8	5184	1389,6	694,8	163,73	785,7	77,8	86,5	38,75	129,6	89088	40,69
VK400x180x6x10	400	180	6	10	5880	1643,6	821,8	167,19	918,6	97,3	108,1	40,67	162,0	147360	46,16
VK480x180x6x10	480	180	6	10	6360	2475,1	1031,3	197,27	1163,4	97,3	108,1	39,11	162,0	153120	49,93

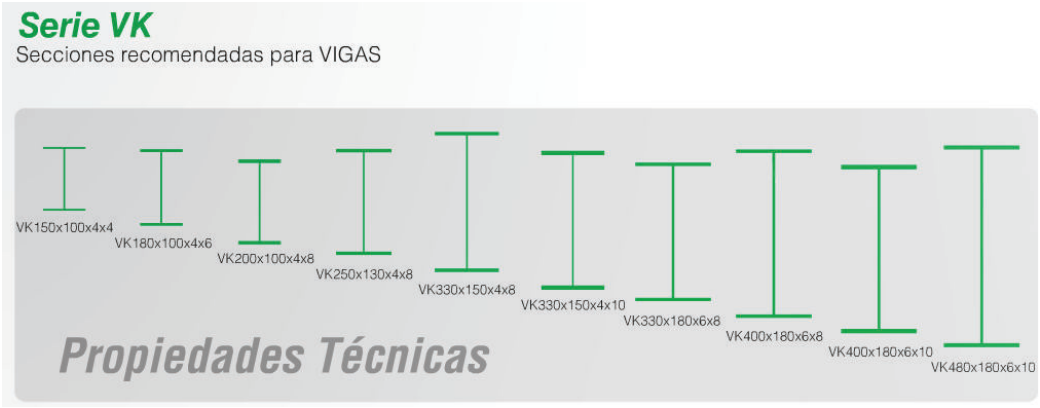


Figura A5.4 Catálogo Kubiec vigas VK

(Fuente: Kubiec, 2016)

TRECX Cía. Ltda. Pintulac
CONTRIBUYENTE ESPECIAL
Resolución 9170104 PCGR - 0590 S.R.I. 08-Nov-2004
RUC: 1791812484001

Para más información llamenos al teléfono:
(02) 2530 912 Ext. 12

PROFORMA
Cliente: IVAN CHOCA
RUC / Ced. Id.1723656250
Dirección: Av. Mariscal Sucre y Gral Julio Andrade
Teléfono: 3682871
Asesor: www.pintulac.com.ec
Fecha: 6/06/2016
Validez: 24 horas

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Total
W8502-GL	DESOXIDANTE WESCO	1	$9.00	$9.00

Subtotal	$9.00
IVA	$1.26
A Pagar	$10.26

PROFORMA

Figura A5.5 Proforma Desoxidante

(Fuente: Pintulac, 2016)

TRECX Cía. Ltda. Pintulac

CONTRIBUYENTE ESPECIAL
Resolución 9170104 PCGR - 0590 S.R.I. 08-Nov-2004
RUC: 1791812484001

Para más información llamenos al teléfono:
(02) 2530 912 Ext. 12

PROFORMA
Cliente: IVAN CHOCA
RUC / Ced. Id.1723656250
Dirección: Av. Mariscal Sucre y Gral Julio Andrade
Teléfono: 3682871
Asesor: www.pintulac.com.ec
Fecha: 6/06/2016
Validez: 24 horas

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Total
W457-GL	STOP ANTICORROSIVO	1	$18.63	$18.63

Subtotal	$18.63
IVA	$2.61
A Pagar	$21.24

PROFORMA

Figura A5.6 Proforma Anticorrosivo
(Fuente: Pintulac, 2016)

TRECX Cía. Ltda. Pintulac
CONTRIBUYENTE ESPECIAL
Resolución 9170104 PCGR - 0590 S.R.I. 08-Nov-2004
RUC: 1791812484001

Para más información llamenos al teléfono:
(02) 2530 912 Ext. 12

PROFORMA
Cliente: IVAN CHOCA
RUC / Ced. Id.1723656250
Dirección: Av. Mariscal Sucre y Gral Julio Andrade
Teléfono: 3682871
Asesor: www.pintulac.com.ec
Fecha: 6/06/2016
Validez: 24 horas

Código	Descripción	Cantidad	Precio	Total
M2046001-GL	FERRORITE ESMALTE MARTILLADO	1	$47.80	$47.80

Subtotal	$47.80
IVA	$6.69
A Pagar	$54.49

PROFORMA

Figura A5.7 Proforma Esmalte
(Fuente: Pintulac, 2016)

DISOLOXI
Gases & Soldadura
www.disoloxi.com
RUC: 1706848080001

*SOLDADORAS MIG-MAG, TIG
*GASES INDUSTRIALES Y MEDICINALES
*EQUIPOS DE OXICORTE
*SEGURIDAD INDUSTRIAL
*HERRAMIENTAS ELÉCTRICAS
*EXTINTORES, VENTA Y RECARGA
*ASESORAMIENTO Y SERVICIO TÉCNICO

Proforma
N.005604

NOMBRE: IVAN CHOCA
RUC/CC 1723856250
DIRECCION: Av. Mariscal Sucre y Gral. Julio Andrade
FORMA DE PAGO:EFECTIVO

FECHA: 06/06/2016
VENDEDOR:
TIEMPO DE ENTREGA: INMEDIATO
VALIDEZ: 15 DIAS

Por medio de la presente y en atención a su pedido se detalla la siguiente proforma,

CANTIDAD	DESCRIPCION	PRECIO UNITARIO	TOTAL
1,00	E 7018 1/8 LINCOLN KG	3,456	3,46

SUBTOTAL 3,46
DESCUENTO
BASE IMPONIBLE 3,45
IVA 12% 0,48
TOTAL 3,94

Sin otro detalle le estendemos nuestro afán de servirle.

FIRMA AUTORIZADA

SUR: Av. Pedro Castillón Lote 55 y José Rodriguez, Teléfono: 023698605
Av. Ajavi Oe5-141 y Zaporanga Telefax. 022962678
PEDIDOS AL: 3690-622 3 690605 Cel. 09 85 85 86 77 E-mail: ventas@disoloxi.com

Figura A5.8 Proforma Electrodos

(Fuente: Disoloxi, 2016)

TODO EN MATERIAL PARA LA INDUSTRIA Y LA CONSTRUCCIÓN

ACERO

ACERO COMERCIAL ECUATORIANO S.A.

www.acerocomercial.com

MATRIZ: Av. De la Prensa N45-14 y Calle Telégrafo 1
PBX: (593-2) 245 4333/245 4334. FAX: (593-2) 245 4455
SUCURSAL: Gualberto Pérez E1-88 y Av. Napo
TELF: (593) 261 3120/261 3220. FAX: (593-2) 261 2704
e-mail: infouio@acerocomercial.com
QUITO-ECUADOR
CONTRIBUYENTE ESPECIAL 5368 02-VI-96
RUC: 1790008959001

PROFORMA No. CTZ-00040801

NOMBRE:	CHOCA IVAN		
RUC/CÉDULA:		VENDEDOR:	CARRASCO CANDO STALIN
DIRECCIÓN:	Voz Andes y san francisco Sector la Y	FECHA DE EMISIÓN:	22/07/2016
TELÉFONO:	3682871	FECHA VENCIMINETO:	06/08/2016
CÓDIGO DE CLIENTE:		FORMA DE PAGO:	

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	UNI.	MARCA	CANT.	P. UNITARIO	% DTO.	SUBTOTAL
0010230052	ARMEX 6.25 x 2.40 MTS. R-84 150 x 150 x 4 x 4mm	UND	IDEAL	1.00	20.10		20.10

Proforma sujeta a fecha de vencimieto y disponibilidad de stock

Subtotal	20.10
Descuento	
Subtotal 0%	
Subtotal 14%	20.10
14% I.V.A.	2.81
TOTAL	22.91

Figura A5.9 Proforma Malla electrosoldada

(Fuente: Novacero, 2016)

ANEXO 6 PLANOS ESTRUCTURALES

SAP2000 Analysis Report

Prepared by

Colimba Patricio/ Choca Ivan

Model Name: TESIS-PROYECTO ARMENIA

31 agosto 2016

List of Tables

Table: Auto Combination Option Data 01 - General ..... **¡Error! Marcador no definido.**
Table: Material List 1 - By Object Type 3
Table: Combination Definitions, Part 1 of 3 3
Table: Combination Definitions, Part 2 of 3 4
Table: Combination Definitions, Part 3 of 3 4
Table: Joint Reactions, Part 1 of 2 4
Table: Joint Reactions, Part 2 of 2 ..... **¡Error! Marcador no definido.**
Table: Load Case Definitions, Part 1 of 3 7
Table: Load Case Definitions, Part 2 of 3 7
Table: Load Case Definitions, Part 3 of 3 ..... **¡Error! Marcador no definido.**
Table: Case - Modal 1 - General 7
Table: Joint Displacements - Absolute, Part 1 of 2 8
Table: Joint Displacements - Absolute, Part 2 of 2 ..... **¡Error! Marcador no definido.**
Table: Material List 2 - By Section Property 17
Table: Material Properties 03a - Steel Data, Part 1 of 2 17
Table: Material Properties 03a - Steel Data, Part 2 of 2 17
Table: Modal Load Participation Ratios 17

1. Model geometry

This section provides model geometry information, including items such as joint coordinates, joint restraints, and element connectivity.

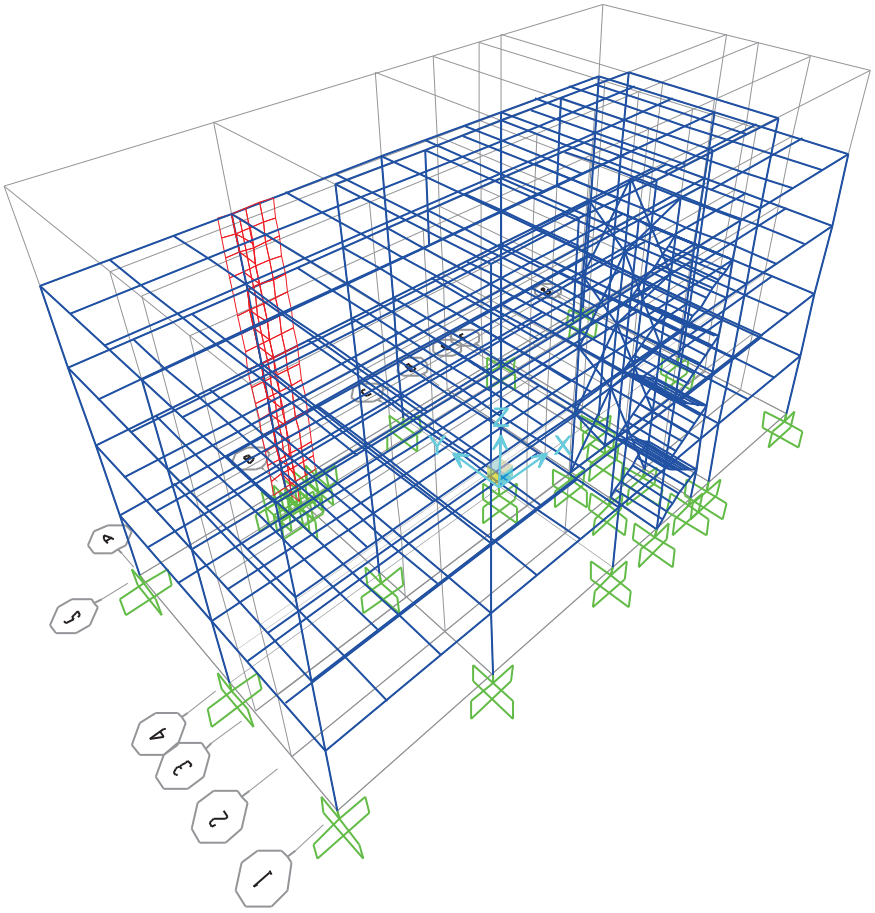


Figure 1: Finite element model

Table: Material List 1 - By Object Type

Table: Material List 1 - By Object Type			
ObjectType	**Material**	**TotalWeight**	**NumPieces**
		Tonf	
Frame	A36	59.693	590
Area	4000Psi	8.6354	

Table: Combination Definitions, Part 1 of 3

Table: Combination Definitions, Part 1 of 3						
ComboName	**ComboType**	**AutoDesign**	**CaseType**	**CaseName**	**ScaleFactor**	**SteelDesign**
CU	Linear Add	No	Linear Static	DEAD	1.2	Strength
CU			Linear Static	VIVA	1.6	

Table: Combination Definitions, Part 2 of 3

Table: Combination Definitions, Part 2 of 3				
ComboName	**CaseName**	**ConcDesign**	**AlumDesign**	**ColdDesign**
CU	DEAD	None	None	None
CU	VIVA			

Table: Joint Reactions, Part 1 of 2

Table: Joint Reactions, Part 1 of 2								
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**F1**	**F2**	**F3**	**M1**	**M2**
				Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m
1	DEAD	LinStatic		0.2162	0.8722	22.7896	-1.07669	0.2206
1	SIS X	LinStatic		-0.7742	0.9046	-0.5333	-2.15545	-0.74895
1	SIS Y	LinStatic		-0.0175	-1.7646	-3.0552	4.70914	-0.0286
1	SSDX	LinRespSpec	Max	0.3973	1.5764	1.5363	4.41077	0.71434
1	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0762	1.9091	5.389	6.33289	0.13603
1	CU	Combination		0.3994	1.5983	41.9209	-1.95712	0.40889
6	DEAD	LinStatic		0.2769	0.1737	40.0855	-0.43994	0.28525
6	SIS X	LinStatic		-0.7333	1.0535	-0.948	-2.2912	-0.67761
6	SIS Y	LinStatic		0.004	-1.9176	0.3081	4.9475	0.00718
6	SSDX	LinRespSpec	Max	0.3256	1.9348	1.7898	4.73914	0.58701
6	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0575	2.4966	0.5357	6.8698	0.10363
6	CU	Combination		0.5109	0.3107	73.7696	-0.7834	0.52754
11	DEAD	LinStatic		0.185	-0.8074	21.7608	0.45438	0.19519
11	SIS X	LinStatic		-0.7479	0.8963	-2.2969	-2.14787	-0.66105
11	SIS Y	LinStatic		0.0346	-1.7456	2.9079	4.69184	0.05283
11	SSDX	LinRespSpec	Max	0.3364	1.5577	4.9772	4.39362	0.54255
11	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0602	1.8799	4.8776	6.30614	0.09573
11	CU	Combination		0.3423	-1.4921	40.0844	0.85994	0.3621
16	DEAD	LinStatic		-0.0185	1.4013	42.1957	-1.49352	-0.01769
16	SIS X	LinStatic		-0.3359	0.4415	0.9046	-1.0911	-0.55286
16	SIS Y	LinStatic		-0.0178	-1.9802	-3.0457	5.20449	-0.02891
16	SSDX	LinRespSpec	Max	0.4823	0.8835	2.6549	2.60368	0.80062
16	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0911	2.1046	5.1804	6.77405	0.1511
16	CU	Combination		-0.0318	2.5724	77.6292	-2.72773	-0.02883
21	DEAD	LinStatic		-0.0293	-0.2572	67.6973	-0.08975	-0.02353
21	SIS X	LinStatic		-0.4203	0.7351	0.174	-1.70299	-0.6998
21	SIS Y	LinStatic		-0.0044	-3.257	-1.4285	8.21638	0.0001
21	SSDX	LinRespSpec	Max	0.5812	1.6425	0.8288	4.19736	0.97471
21	SSDY	LinRespSpec	Max	0.1055	4.1817	2.4896	11.09841	0.17468
21	CU	Combination		-0.0508	-0.4854	124.5696	-0.1318	-0.03821
26	DEAD	LinStatic		0.0975	-1.7322	20.9643	0.111	0.02895
26	SIS X	LinStatic		-2.9867	2.1614	-58.0695	-1.11209	-0.81908
26	SIS Y	LinStatic		0.2316	-4.2552	38.6446	5.23727	0.08621
26	SSDX	LinRespSpec	Max	2.3864	3.534	82.5228	2.65847	0.94629
26	SSDY	LinRespSpec	Max	0.3953	4.4596	48.5924	6.83094	0.16349
26	CU	Combination		0.1774	-3.2106	39.0936	0.22491	0.05724
31	DEAD	LinStatic		-0.0848	0.8138	27.5366	-0.89257	-0.08493
31	SIS X	LinStatic		-0.4186	-0.0603	-6.0968	0.00856	-0.63683
31	SIS Y	LinStatic		-0.0287	-2.1889	-3.7091	5.69353	-0.03989
31	SSDX	LinRespSpec	Max	0.6218	0.3543	11.1775	1.17449	0.94222

31	SSDY	LinRespSpec	Max	0.1216	2.3092	6.8849	7.23547	0.18191
31	CU	Combination		-0.1547	1.4945	50.6409	-1.62771	-0.15351
36	DEAD	LinStatic		-0.0767	0.7345	57.2014	-0.82026	-0.07369
36	SIS X	LinStatic		-0.3099	0.0437	-2.6728	-0.08623	-0.49669
36	SIS Y	LinStatic		0.0503	-2.4094	1.9719	5.9934	0.05415
36	SSDX	LinRespSpec	Max	0.4339	0.5028	4.9358	1.323	0.69688
36	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0916	2.9519	3.0493	7.8226	0.13065
36	CU	Combination		-0.1408	1.3394	105.2476	-1.48634	-0.13398
41	DEAD	LinStatic		0.0746	-1.4495	38.684	1.17062	0.08314
41	SIS X	LinStatic		-0.2981	-0.0208	2.3812	-0.02742	-0.45328
41	SIS Y	LinStatic		0.0333	-2.1708	2.8634	5.67699	0.05154
41	SSDX	LinRespSpec	Max	0.3976	0.3569	3.8212	1.18749	0.60469
41	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0681	2.279	5.0876	7.20799	0.10386
41	CU	Combination		0.1395	-2.6721	71.1605	2.17039	0.15632
46	DEAD	LinStatic		0.1028	0.7399	27.6195	-0.75974	0.10544
46	SIS X	LinStatic		-0.4267	-0.4326	10.3029	0.99014	-0.64501
46	SIS Y	LinStatic		-0.0091	-2.4195	-4.9365	6.20247	-0.02005
46	SSDX	LinRespSpec	Max	0.6253	0.6572	18.8203	1.77467	0.94575
46	SSDY	LinRespSpec	Max	0.1132	2.5392	8.2738	7.7307	0.173
46	CU	Combination		0.1969	1.3592	50.0049	-1.38707	0.20338
51	DEAD	LinStatic		0.1239	0.7958	56.1154	-0.81069	0.12994
51	SIS X	LinStatic		-0.2778	-0.648	2.5892	1.18646	-0.46406
51	SIS Y	LinStatic		-0.0344	-2.673	2.5073	6.53251	-0.03185
51	SSDX	LinRespSpec	Max	0.3793	1.0061	4.9398	2.07952	0.64146
51	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0895	3.2266	4.5048	8.35814	0.13059
51	CU	Combination		0.2312	1.4506	103.1049	-1.47033	0.24361
56	DEAD	LinStatic		0.0283	-1.4545	42.6827	1.2406	0.03606
56	SIS X	LinStatic		-0.2337	-0.4841	-0.5649	1.03705	-0.38785
56	SIS Y	LinStatic		0.0284	-2.3824	3.0219	6.16871	0.04654
56	SSDX	LinRespSpec	Max	0.3054	0.7248	1.1931	1.83026	0.51115
56	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0532	2.4936	4.8502	7.68889	0.08878
56	CU	Combination		0.0537	-2.6802	78.5533	2.29518	0.06913
61	DEAD	LinStatic		-0.2213	0.814	22.2212	-0.76289	-0.22346
61	SIS X	LinStatic		-0.7569	-0.9432	0.5649	2.08706	-0.73137
61	SIS Y	LinStatic		-0.0189	-2.6146	-3.2854	6.67415	-0.03
61	SSDX	LinRespSpec	Max	0.3713	1.3983	1.1732	3.52328	0.68791
61	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0726	2.7404	5.211	8.20321	0.13223
61	CU	Combination		-0.4066	1.4938	40.8981	-1.39425	-0.40921
66	DEAD	LinStatic		-0.2875	0.0855	40.0998	-0.09882	-0.28765
66	SIS X	LinStatic		-0.7356	-1.073	1.0201	2.20536	-0.67996
66	SIS Y	LinStatic		0.0118	-2.8978	0.1597	7.03118	0.01504
66	SSDX	LinRespSpec	Max	0.3309	1.6574	1.9058	3.76129	0.59233
66	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0581	3.4467	0.4869	8.84847	0.10386
66	CU	Combination		-0.5278	0.1527	73.7797	-0.17175	-0.5268
71	DEAD	LinStatic		-0.2022	-0.8522	22.5067	0.75591	-0.19784
71	SIS X	LinStatic		-0.6868	-0.9371	1.0767	2.08155	-0.59896
71	SIS Y	LinStatic		0.0238	-2.589	3.0024	6.6508	0.04186
71	SSDX	LinRespSpec	Max	0.2487	1.3871	2.4048	3.51295	0.4536
71	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0434	2.7062	4.9361	8.17198	0.07883
71	CU	Combination		-0.3707	-1.5719	41.407	1.40029	-0.36159
161	DEAD	LinStatic		-1.232	-1.4742	9.8738	0.05143	0.03147
161	SIS X	LinStatic		-3.6471	-2.5738	21.1012	0.05617	-0.20437
161	SIS Y	LinStatic		-0.3567	-3.4255	16.0608	0.59441	-0.00198
161	SSDX	LinRespSpec	Max	5.0275	4.3998	34.1579	0.1455	0.31247
161	SSDY	LinRespSpec	Max	1.1212	3.9383	22.7556	0.73586	0.05584

161	CU	Combination		-2.0863	-2.2838	15.7787	0.05795	0.05605
166	DEAD	LinStatic		0.9857	0.1477	10.4086	-0.17656	0.03715
166	SIS X	LinStatic		-4.1664	0.0955	-21.0657	-0.10454	-0.20483
166	SIS Y	LinStatic		1.9303	-0.839	6.8197	1.45357	-0.03696
166	SSDX	LinRespSpec	Max	5.9193	0.2125	33.9657	0.29043	0.31298
166	SSDY	LinRespSpec	Max	2.7387	0.7571	10.9159	1.37905	0.08078
166	CU	Combination		1.5908	0.2715	17.6646	-0.32151	0.07272
276	DEAD	LinStatic		-0.0039	1.3584	6.0512	-0.02489	-0.00352
276	SIS X	LinStatic		-0.0119	2.0868	11.9501	0.00124	-0.01781
276	SIS Y	LinStatic		8.238E-04	-5.2029	-15.1069	0.3061	0.00044
276	SSDX	LinRespSpec	Max	0.0123	3.6149	19.3759	0.03411	0.02294
276	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0028	6.0097	19.319	0.22834	0.00413
276	CU	Combination		-0.0064	2.2065	9.8024	-0.03662	-0.00582
281	DEAD	LinStatic		0.1248	0.0209	4.2611	-0.01294	-0.02348
281	SIS X	LinStatic		-4.7687	0.0135	-12.4509	-0.00901	-0.03359
281	SIS Y	LinStatic		-1.8365	-0.4665	-5.579	0.31607	0.0256
281	SSDX	LinRespSpec	Max	6.4088	0.0588	20.3209	0.04888	0.0452
281	SSDY	LinRespSpec	Max	2.9369	0.3475	9.4105	0.29511	0.03555
281	CU	Combination		0.1447	0.0324	7.2215	-0.02119	-0.03931
291	DEAD	LinStatic		-0.0067	0.0068	3.2092	-0.01571	-0.00493
291	SIS X	LinStatic		-0.0187	-0.0023	8.3511	0.00073	-0.02252
291	SIS Y	LinStatic		0.0021	-0.4142	-1.4491	0.33432	0.00125
291	SSDX	LinRespSpec	Max	0.023	0.0255	12.5078	0.03373	0.03
291	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0056	0.17	3.1071	0.22535	0.00579
291	CU	Combination		-0.0117	0.0131	5.4097	-0.02559	-0.00853
441	DEAD	LinStatic		-0.0652	0.0316	3.6929	-0.02375	-0.02006
441	SIS X	LinStatic		-5.6376	0.0085	-12.7154	-0.00404	-0.04033
441	SIS Y	LinStatic		-0.4411	-0.7538	-2.37	0.4509	0.00811
441	SSDX	LinRespSpec	Max	7.7268	0.0565	20.4834	0.04737	0.05356
441	SSDY	LinRespSpec	Max	1.4964	0.3616	5.46	0.30936	0.01715
441	CU	Combination		-0.1236	0.0517	6.533	-0.04061	-0.0345
582	DEAD	LinStatic		1.819E-04	0.873	4.9604	-0.01467	0.0025
582	SIS X	LinStatic		-0.023	-0.5283	-1.8657	-0.01281	-0.05712
582	SIS Y	LinStatic		-0.0275	-7.4446	-31.635	0.21893	-0.00249
582	SSDX	LinRespSpec	Max	0.0786	2.4099	10.6363	0.07766	0.07029
582	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0215	9.8486	43.4972	0.27388	0.0113
582	CU	Combination		1.757E-04	1.5936	9.0649	-0.02646	0.00486
586	DEAD	LinStatic		0.008	-0.8087	8.7742	0.06138	0.00555
586	SIS X	LinStatic		-0.1059	-0.7374	-9.8391	-0.03655	-0.11682
586	SIS Y	LinStatic		-0.0076	-1.5075	-26.8467	0.50663	0.0028
586	SSDX	LinRespSpec	Max	0.1193	0.8916	14.0733	0.1851	0.1403
586	SSDY	LinRespSpec	Max	0.0212	1.1636	38.4023	0.62209	0.0228
586	CU	Combination		0.015	-1.4829	16.1528	0.11427	0.01081
647	DEAD	LinStatic		-0.2306	-0.0147	5.3567	0.00483	8.973E-05
647	SIS X	LinStatic		-3.9985	-9.942E-04	10.7161	-0.01522	-0.5792
647	SIS Y	LinStatic		-0.8741	-0.0768	9.414	0.12847	-0.01232
647	SSDX	LinRespSpec	Max	3.2276	0.0445	13.8756	0.05412	0.62165
647	SSDY	LinRespSpec	Max	1.4606	0.0906	14.755	0.15787	0.11985
647	CU	Combination		-0.4277	-0.0273	9.802	0.00931	0.00222
651	DEAD	LinStatic		-0.3753	-0.0058	3.6742	0.0018	-0.00242
651	SIS X	LinStatic		-3.9288	-0.0118	45.5576	-0.00436	-0.57154
651	SIS Y	LinStatic		-0.7992	-0.0797	4.0364	0.13167	0.00361
651	SSDX	LinRespSpec	Max	3.5664	0.0442	60.0776	0.04764	0.6546
651	SSDY	LinRespSpec	Max	1.5109	0.0875	14.9821	0.15289	0.11982
651	CU	Combination		-0.6875	-0.0108	6.4468	0.00367	-0.00183

655	DEAD	LinStatic		-0.4819	-5.020E-04	1.5532	0.00033	-0.01254
655	SIS X	LinStatic		-9.7326	-0.0283	39.9077	0.00145	-0.26252
655	SIS Y	LinStatic		-0.3362	-0.0259	0.6053	0.06702	-0.00293
655	SSDX	LinRespSpec	Max	12.1259	0.0493	51.9742	0.02207	0.30689
655	SSDY	LinRespSpec	Max	2.5431	0.0315	10.2623	0.07278	0.05938
655	CU	Combination		-0.8287	-7.152E-04	2.5879	0.00075	-0.02179
961	DEAD	LinStatic		1.0919	-0.0121	4.6439	0.00427	0.02765
961	SIS X	LinStatic		-6.7554	0.0415	-27.4785	-0.01929	-0.22686
961	SIS Y	LinStatic		2.4588	0.0238	10.1236	0.05202	0.06421
961	SSDX	LinRespSpec	Max	8.5004	0.0719	36.5112	0.03598	0.2674
961	SSDY	LinRespSpec	Max	3.0481	0.0274	12.7663	0.06791	0.07713
961	CU	Combination		2.0531	-0.0223	8.7514	0.00809	0.05208

Table: Load Case Definitions, Part 1 of 3

Table: Load Case Definitions, Part 1 of 3					
Case	**Type**	**InitialCond**	**ModalCase**	**DesTypeOpt**	**DesignType**
DEAD	LinStatic	Zero		Prog Det	DEAD
MODAL	LinModal	Zero		Prog Det	OTHER
VIVA	LinStatic	Zero		Prog Det	LIVE
SIS X	LinStatic	Zero		Prog Det	QUAKE
SIS Y	LinStatic	Zero		Prog Det	QUAKE
SSDX	LinRespSpec		MODAL	Prog Det	QUAKE
SSDY	LinRespSpec		MODAL	Prog Det	QUAKE

Table: Load Case Definitions, Part 2 of 3

Table: Load Case Definitions, Part 2 of 3						
Case	**DesActOpt**	**DesignAct**	**AutoType**	**RunCase**	**CaseStatus**	**GUID**
DEAD	Prog Det	Non-Compo site	None	Yes	Finished	
MODAL	Prog Det	Other	None	Yes	Finished	
VIVA	Prog Det	Short-Term Composite	None	Yes	Finished	
SIS X	Prog Det	Short-Term Composite	None	Yes	Finished	
SIS Y	Prog Det	Short-Term Composite	None	Yes	Finished	
SSDX	Prog Det	Short-Term Composite	None	Yes	Finished	
SSDY	Prog Det	Short-Term Composite	None	Yes	Finished	

Table: Case - Modal 1 - General

Table: Case - Modal 1 - General							
Case	**ModeType**	**MaxNumModes**	**MinNumModes**	**EigenShift**	**EigenCutoff**	**EigenTol**	**AutoShift**
				Cyc/sec	Cyc/sec		
MODAL	Eigen	12	1	0.0000E+00	0.0000E+00	1.0000E-09	Yes

Structure results

This section provides structure results, including items such as structural periods and base reactions.

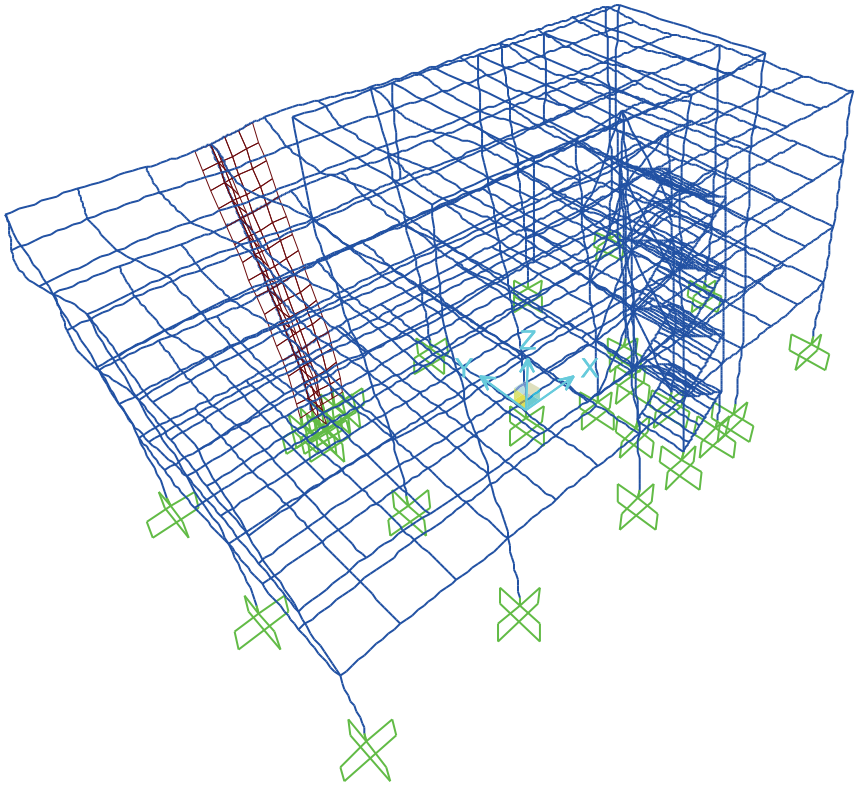


Figure 2: Deformed shape

Table: Joint Displacements - Absolute, Part 1 of 2

Table: Joint Displacements - Absolute, Part 1 of 2								
Joint	**OutputCase**	**CaseType**	**StepType**	**U1**	**U2**	**U3**	**R1**	**R2**
				m	m	m	Radians	Radians
1	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
1	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
1	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
1	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
1	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
1	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
2	DEAD	LinStatic		-0.000019	-0.00024	-0.000433	-0.000143	0.001234
2	SIS X	LinStatic		0.003629	-0.001132	0.00001	0.000429	0.00075
2	SIS Y	LinStatic		0.000185	0.002722	0.000058	-0.001257	0.00002
2	SSDX	LinRespSpec	Max	0.005327	0.002534	0.000029	0.001118	0.001193
2	SSDY	LinRespSpec	Max	0.001005	0.00391	0.000102	0.001902	0.000219
2	CU	Combination		-0.00006	-0.000426	-0.000796	-0.000271	0.002263
3	DEAD	LinStatic		-0.000052	-0.000854	-0.000759	-0.000022	0.001141
3	SIS X	LinStatic		0.009166	-0.002359	0.00002	0.00026	0.000811
3	SIS Y	LinStatic		0.000234	0.007512	0.0001	-0.001419	-4.167E-06

3	SSDX	LinRespSpec	Max	0.014762	0.006588	0.000052	0.001167	0.001474
3	SSDY	LinRespSpec	Max	0.00271	0.011611	0.000181	0.002422	0.000265
3	CU	Combination		-0.000178	-0.001525	-0.001397	-0.000051	0.002089
4	DEAD	LinStatic		-0.000091	-0.001694	-0.000977	0.000095	0.001065
4	SIS X	LinStatic		0.014196	-0.002828	0.000028	0.000021	0.000712
4	SIS Y	LinStatic		0.000169	0.011946	0.000124	-0.001161	-0.000022
4	SSDX	LinRespSpec	Max	0.024443	0.010057	0.000066	0.000867	0.001429
4	SSDY	LinRespSpec	Max	0.00444	0.019615	0.000229	0.002215	0.000254
4	CU	Combination		-0.000322	-0.003034	-0.001797	0.000165	0.001947
5	DEAD	LinStatic		-0.000151	-0.002579	-0.001077	-0.000269	0.001721
5	SIS X	LinStatic		0.017917	-0.002651	0.000031	-0.000075	0.000221
5	SIS Y	LinStatic		0.000017	0.015089	0.000133	-0.000828	-0.000021
5	SSDX	LinRespSpec	Max	0.032138	0.012168	0.000072	0.000587	0.000823
5	SSDY	LinRespSpec	Max	0.005788	0.02584	0.000247	0.001705	0.000145
5	CU	Combination		-0.000497	-0.004634	-0.00198	-0.000503	0.003159
6	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
6	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
6	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
6	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
6	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
6	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
7	DEAD	LinStatic		-0.000071	-0.00024	-0.000761	0.000097	0.001549
7	SIS X	LinStatic		0.003119	-0.001132	0.000018	0.000378	0.000651
7	SIS Y	LinStatic		-0.000053	0.002722	-5.850E-06	-0.00112	-0.000011
7	SSDX	LinRespSpec	Max	0.004392	0.002534	0.000034	0.000994	0.000995
7	SSDY	LinRespSpec	Max	0.000776	0.00391	0.00001	0.0017	0.000176
7	CU	Combination		-0.000153	-0.000426	-0.001401	0.000171	0.002845
8	DEAD	LinStatic		-0.000248	-0.000854	-0.001332	0.000178	0.001423
8	SIS X	LinStatic		0.008165	-0.002359	0.000031	0.000236	0.00078
8	SIS Y	LinStatic		-0.000239	0.007512	-0.00001	-0.001278	-0.000025
8	SSDX	LinRespSpec	Max	0.012554	0.006588	0.00006	0.001051	0.00134
8	SSDY	LinRespSpec	Max	0.002207	0.011611	0.000018	0.002178	0.000235
8	CU	Combination		-0.000529	-0.001525	-0.00245	0.000317	0.002608
9	DEAD	LinStatic		-0.000494	-0.001694	-0.001712	0.000238	0.001322
9	SIS X	LinStatic		0.013056	-0.002828	0.000038	0.00002	0.000726
9	SIS Y	LinStatic		-0.000383	0.011946	-0.000012	-0.001067	-0.000018
9	SSDX	LinRespSpec	Max	0.021365	0.010057	0.000075	0.000798	0.001363
9	SSDY	LinRespSpec	Max	0.003753	0.019615	0.000022	0.002038	0.000239
9	CU	Combination		-0.001048	-0.003034	-0.003151	0.000428	0.002421
10	DEAD	LinStatic		-0.000772	-0.002579	-0.001891	0.000164	0.002165
10	SIS X	LinStatic		0.016919	-0.002651	0.000039	-0.000056	0.000246
10	SIS Y	LinStatic		-0.000461	0.015089	-0.000013	-0.000692	-0.000015
10	SSDX	LinRespSpec	Max	0.028773	0.012168	0.00008	0.000483	0.000816
10	SSDY	LinRespSpec	Max	0.005052	0.02584	0.000024	0.00139	0.000142
10	CU	Combination		-0.001621	-0.004634	-0.00348	0.000296	0.003977
11	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
11	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
11	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
11	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
11	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
11	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
12	DEAD	LinStatic		-0.000126	-0.00024	-0.000413	0.000434	0.000984
12	SIS X	LinStatic		0.00258	-0.001132	0.000044	0.000432	0.000215
12	SIS Y	LinStatic		-0.000303	0.002722	-0.000055	-0.001263	1.375E-06
12	SSDX	LinRespSpec	Max	0.003445	0.002534	0.000095	0.001125	0.000313

12	SSDY	LinRespSpec	Max	0.000596	0.00391	0.000093	0.001912	0.000058
12	CU	Combination		-0.000251	-0.000426	-0.000761	0.000791	0.001808
13	DEAD	LinStatic		-0.000454	-0.000854	-0.000723	0.000482	0.000849
13	SIS X	LinStatic		0.007111	-0.002359	0.000074	0.000262	0.000302
13	SIS Y	LinStatic		-0.000737	0.007512	-0.000095	-0.001426	-2.165E-06
13	SSDX	LinRespSpec	Max	0.010336	0.006588	0.000165	0.001173	0.000473
13	SSDY	LinRespSpec	Max	0.001754	0.011611	0.000163	0.002433	0.000087
13	CU	Combination		-0.000899	-0.001525	-0.001332	0.000877	0.001559
14	DEAD	LinStatic		-0.000919	-0.001694	-0.000929	0.000469	0.000764
14	SIS X	LinStatic		0.011856	-0.002828	0.00009	0.000021	0.000374
14	SIS Y	LinStatic		-0.000964	0.011946	-0.000118	-0.001165	1.237E-06
14	SSDX	LinRespSpec	Max	0.018301	0.010057	0.000207	0.00087	0.000642
14	SSDY	LinRespSpec	Max	0.003069	0.019615	0.000205	0.002223	0.000118
14	CU	Combination		-0.001814	-0.003034	-0.00171	0.000853	0.0014
15	DEAD	LinStatic		-0.001427	-0.002579	-0.001023	0.000829	0.001231
15	SIS X	LinStatic		0.015867	-0.002651	0.000095	-0.000074	-0.000232
15	SIS Y	LinStatic		-0.000963	0.015089	-0.000126	-0.000834	3.757E-06
15	SSDX	LinRespSpec	Max	0.025453	0.012168	0.000223	0.000593	0.000148
15	SSDY	LinRespSpec	Max	0.004281	0.02584	0.000222	0.001719	0.000025
15	CU	Combination		-0.002805	-0.004634	-0.001885	0.001517	0.002266
16	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
16	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
16	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
16	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
16	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
16	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
17	DEAD	LinStatic		-0.000019	-0.000184	-0.000801	-0.000362	-0.000119
17	SIS X	LinStatic		0.003629	-0.000586	-0.000017	0.000231	0.000436
17	SIS Y	LinStatic		0.000185	0.002976	0.000058	-0.001349	0.000018
17	SSDX	LinRespSpec	Max	0.005327	0.001532	0.00005	0.000699	0.000703
17	SSDY	LinRespSpec	Max	0.001005	0.004134	0.000098	0.001981	0.000132
17	CU	Combination		-0.00006	-0.000326	-0.001474	-0.000672	-0.000222
18	DEAD	LinStatic		-0.000052	-0.000645	-0.001403	-0.000242	-0.000094
18	SIS X	LinStatic		0.009166	-0.001289	-0.000028	0.000159	0.000501
18	SIS Y	LinStatic		0.000234	0.008018	0.000099	-0.001472	0.00001
18	SSDX	LinRespSpec	Max	0.014762	0.004166	0.000087	0.00078	0.000907
18	SSDY	LinRespSpec	Max	0.00271	0.012027	0.000173	0.002455	0.000167
18	CU	Combination		-0.000178	-0.001149	-0.002581	-0.000453	-0.000176
19	DEAD	LinStatic		-0.000091	-0.001263	-0.001804	-0.000096	-0.000053
19	SIS X	LinStatic		0.014196	-0.00161	-0.000033	0.000033	0.000438
19	SIS Y	LinStatic		0.000169	0.012536	0.000122	-0.001156	8.520E-07
19	SSDX	LinRespSpec	Max	0.024443	0.006563	0.000109	0.000618	0.000876
19	SSDY	LinRespSpec	Max	0.00444	0.020025	0.000217	0.002171	0.000159
19	CU	Combination		-0.000322	-0.002257	-0.003319	-0.000184	-0.000101
20	DEAD	LinStatic		-0.000151	-0.001914	-0.00199	-0.000692	-0.000369
20	SIS X	LinStatic		0.017917	-0.001584	-0.000034	-0.000021	0.000224
20	SIS Y	LinStatic		0.000017	0.015599	0.000131	-0.000797	4.766E-06
20	SSDX	LinRespSpec	Max	0.032138	0.008158	0.000117	0.000438	0.000409
20	SSDY	LinRespSpec	Max	0.005788	0.026027	0.000235	0.001637	0.000077
20	CU	Combination		-0.000497	-0.003432	-0.003662	-0.00128	-0.000679
21	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
21	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
21	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
21	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
21	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.

21	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
22	DEAD	LinStatic		-0.000071	-0.000184	-0.000857	0.000179	-0.000159
22	SIS X	LinStatic		0.003119	-0.000586	-2.202E-06	0.000214	0.000423
22	SIS Y	LinStatic		-0.000053	0.002976	0.000018	-0.001198	-0.000052
22	SSDX	LinRespSpec	Max	0.004392	0.001532	0.00001	0.000625	0.000638
22	SSDY	LinRespSpec	Max	0.000776	0.004134	0.000032	0.001744	0.00012
22	CU	Combination		-0.000153	-0.000326	-0.001577	0.000324	-0.000295
23	DEAD	LinStatic		-0.000248	-0.000645	-0.001817	0.000253	-0.000121
23	SIS X	LinStatic		0.008165	-0.001289	-3.382E-06	0.000145	0.000404
23	SIS Y	LinStatic		-0.000239	0.008018	0.000038	-0.001273	-0.000047
23	SSDX	LinRespSpec	Max	0.012554	0.004166	0.000021	0.000684	0.00069
23	SSDY	LinRespSpec	Max	0.002207	0.012027	0.000067	0.002123	0.000128
23	CU	Combination		-0.000529	-0.001149	-0.003344	0.000458	-0.000225
24	DEAD	LinStatic		-0.000494	-0.001263	-0.002458	0.000267	-0.000075
24	SIS X	LinStatic		0.013056	-0.00161	-2.962E-06	0.000037	0.000385
24	SIS Y	LinStatic		-0.000383	0.012536	0.000049	-0.001036	-0.000038
24	SSDX	LinRespSpec	Max	0.021365	0.006563	0.000027	0.000561	0.000718
24	SSDY	LinRespSpec	Max	0.003753	0.020025	0.000089	0.001946	0.000128
24	CU	Combination		-0.001048	-0.002257	-0.004522	0.000484	-0.000141
25	DEAD	LinStatic		-0.000772	-0.001914	-0.00276	0.000369	-0.000455
25	SIS X	LinStatic		0.016919	-0.001584	-1.837E-06	2.439E-06	0.000195
25	SIS Y	LinStatic		-0.000461	0.015599	0.000054	-0.000617	-0.000017
25	SSDX	LinRespSpec	Max	0.028773	0.008158	0.000029	0.000345	0.000325
25	SSDY	LinRespSpec	Max	0.005052	0.026027	0.000099	0.001235	0.000059
25	CU	Combination		-0.001621	-0.003432	-0.00508	0.000674	-0.000838
26	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
26	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
26	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
26	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
26	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
26	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
27	DEAD	LinStatic		-0.000126	-0.000184	-0.000157	0.000137	-0.00008
27	SIS X	LinStatic		0.00258	-0.000586	0.000368	0.000273	0.00126
27	SIS Y	LinStatic		-0.000303	0.002976	-0.000252	-0.001487	-0.000152
27	SSDX	LinRespSpec	Max	0.003445	0.001532	0.000567	0.000785	0.001807
27	SSDY	LinRespSpec	Max	0.000596	0.004134	0.000347	0.002183	0.000312
27	CU	Combination		-0.000251	-0.000326	-0.000294	0.000245	-0.000159
28	DEAD	LinStatic		-0.000454	-0.000645	-0.00029	0.000193	-0.000136
28	SIS X	LinStatic		0.007111	-0.001289	0.000453	0.00018	0.001559
28	SIS Y	LinStatic		-0.000737	0.008018	-0.000275	-0.001632	-0.00012
28	SSDX	LinRespSpec	Max	0.010336	0.004166	0.000774	0.00087	0.002499
28	SSDY	LinRespSpec	Max	0.001754	0.012027	0.000426	0.002719	0.000419
28	CU	Combination		-0.000899	-0.001149	-0.00054	0.000345	-0.000268
29	DEAD	LinStatic		-0.000919	-0.001263	-0.00038	0.000216	-0.000173
29	SIS X	LinStatic		0.011856	-0.00161	0.000424	0.000038	0.001482
29	SIS Y	LinStatic		-0.000964	0.012536	-0.000207	-0.001255	-0.000032
29	SSDX	LinRespSpec	Max	0.018301	0.006563	0.000781	0.000675	0.002578
29	SSDY	LinRespSpec	Max	0.003069	0.020025	0.000362	0.00236	0.000446
29	CU	Combination		-0.001814	-0.002257	-0.000706	0.000389	-0.000338
30	DEAD	LinStatic		-0.001427	-0.001914	-0.000402	0.000285	-0.000241
30	SIS X	LinStatic		0.015867	-0.001584	0.000395	-0.000028	0.001361
30	SIS Y	LinStatic		-0.000963	0.015599	-0.000162	-0.000996	0.000014
30	SSDX	LinRespSpec	Max	0.025453	0.008158	0.000747	0.000533	0.002438
30	SSDY	LinRespSpec	Max	0.004281	0.026027	0.000303	0.001998	0.000443
30	CU	Combination		-0.002805	-0.003432	-0.000746	0.000516	-0.000464

31	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
31	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
31	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
31	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
31	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
31	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
32	DEAD	LinStatic		-0.000019	-0.000128	-0.000523	-0.000196	-0.000501
32	SIS X	LinStatic		0.003629	-0.000039	0.000116	0.000047	-0.000041
32	SIS Y	LinStatic		0.000185	0.00323	0.00007	-0.001443	-0.000044
32	SSDX	LinRespSpec	Max	0.005327	0.000736	0.000212	0.000369	0.000104
32	SSDY	LinRespSpec	Max	0.001005	0.004368	0.000131	0.002063	0.000077
32	CU	Combination		-0.00006	-0.000226	-0.000962	-0.000366	-0.00093
33	DEAD	LinStatic		-0.000052	-0.000436	-0.000919	-0.000135	-0.000496
33	SIS X	LinStatic		0.009166	-0.000219	0.000207	0.000072	-0.00013
33	SIS Y	LinStatic		0.000234	0.008524	0.000121	-0.001524	-0.000076
33	SSDX	LinRespSpec	Max	0.014762	0.002192	0.000384	0.00047	0.000248
33	SSDY	LinRespSpec	Max	0.00271	0.012464	0.000231	0.002487	0.000139
33	CU	Combination		-0.000178	-0.000773	-0.00169	-0.000255	-0.000928
34	DEAD	LinStatic		-0.000091	-0.000832	-0.001186	-0.000037	-0.000517
34	SIS X	LinStatic		0.014196	-0.000392	0.000265	0.000057	-0.000147
34	SIS Y	LinStatic		0.000169	0.013125	0.00015	-0.001154	-0.000091
34	SSDX	LinRespSpec	Max	0.024443	0.003679	0.000497	0.000418	0.000274
34	SSDY	LinRespSpec	Max	0.00444	0.020459	0.000294	0.002132	0.000169
34	CU	Combination		-0.000322	-0.001481	-0.002181	-0.000076	-0.00097
35	DEAD	LinStatic		-0.000151	-0.001249	-0.001313	-0.000472	-0.000384
35	SIS X	LinStatic		0.017917	-0.000516	0.000291	0.000056	-0.000264
35	SIS Y	LinStatic		0.000017	0.016109	0.000162	-0.000772	-0.000091
35	SSDX	LinRespSpec	Max	0.032138	0.004805	0.000549	0.000335	0.000507
35	SSDY	LinRespSpec	Max	0.005788	0.026237	0.000321	0.001567	0.0002
35	CU	Combination		-0.000497	-0.00223	-0.002414	-0.000873	-0.000726
36	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
36	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
36	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
36	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
36	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
36	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
37	DEAD	LinStatic		-0.000071	-0.000128	-0.001086	-0.000169	-0.000489
37	SIS X	LinStatic		0.003119	-0.000039	0.000051	0.000011	0.000252
37	SIS Y	LinStatic		-0.000053	0.00323	-0.000037	-0.001283	0.000256
37	SSDX	LinRespSpec	Max	0.004392	0.000736	0.000094	0.000309	0.000374
37	SSDY	LinRespSpec	Max	0.000776	0.004368	0.000058	0.001842	0.000363
37	CU	Combination		-0.000153	-0.000226	-0.001998	-0.000313	-0.000911
38	DEAD	LinStatic		-0.000248	-0.000436	-0.001903	-0.000102	-0.000524
38	SIS X	LinStatic		0.008165	-0.000219	0.000092	0.000023	0.000303
38	SIS Y	LinStatic		-0.000239	0.008524	-0.000064	-0.001373	0.000229
38	SSDX	LinRespSpec	Max	0.012554	0.002192	0.000171	0.000389	0.000525
38	SSDY	LinRespSpec	Max	0.002207	0.012464	0.000102	0.00224	0.000405
38	CU	Combination		-0.000529	-0.000773	-0.003501	-0.000191	-0.000982
39	DEAD	LinStatic		-0.000494	-0.000832	-0.002454	-0.00005	-0.000499
39	SIS X	LinStatic		0.013056	-0.000392	0.00012	0.000026	0.000275
39	SIS Y	LinStatic		-0.000383	0.013125	-0.000082	-0.001058	0.000207
39	SSDX	LinRespSpec	Max	0.021365	0.003679	0.000225	0.000359	0.000522
39	SSDY	LinRespSpec	Max	0.003753	0.020459	0.000131	0.00196	0.000385
39	CU	Combination		-0.001048	-0.001481	-0.004514	-0.000095	-0.000944
40	DEAD	LinStatic		-0.000772	-0.001249	-0.002719	-0.000237	-0.000339

40	SIS X	LinStatic		0.016919	-0.000516	0.000135	-0.000047	0.00011
40	SIS Y	LinStatic		-0.000461	0.016109	-0.00009	-0.000645	0.000158
40	SSDX	LinRespSpec	Max	0.028773	0.004805	0.000254	0.000215	0.000233
40	SSDY	LinRespSpec	Max	0.005052	0.026237	0.000145	0.001287	0.000296
40	CU	Combination		-0.001621	-0.00223	-0.005002	-0.000441	-0.000644
41	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
41	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
41	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
41	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
41	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
41	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
42	DEAD	LinStatic		-0.000126	-0.000128	-0.000735	0.000582	0.000348
42	SIS X	LinStatic		0.00258	-0.000039	-0.000045	0.000033	-0.000032
42	SIS Y	LinStatic		-0.000303	0.00323	-0.000054	-0.00145	-5.932E-06
42	SSDX	LinRespSpec	Max	0.003445	0.000736	0.000073	0.000361	0.000041
42	SSDY	LinRespSpec	Max	0.000596	0.004368	0.000097	0.002074	0.000015
42	CU	Combination		-0.000251	-0.000226	-0.001351	0.001066	0.00064
43	DEAD	LinStatic		-0.000454	-0.000436	-0.001284	0.000548	0.000396
43	SIS X	LinStatic		0.007111	-0.000219	-0.00008	0.000055	-0.00002
43	SIS Y	LinStatic		-0.000737	0.008524	-0.000093	-0.001528	-0.000013
43	SSDX	LinRespSpec	Max	0.010336	0.002192	0.000131	0.000456	0.000035
43	SSDY	LinRespSpec	Max	0.001754	0.012464	0.00017	0.002497	0.000024
43	CU	Combination		-0.000899	-0.000773	-0.002362	0.001003	0.000728
44	DEAD	LinStatic		-0.000919	-0.000832	-0.001649	0.000451	0.000425
44	SIS X	LinStatic		0.011856	-0.000392	-0.000102	0.000042	0.000023
44	SIS Y	LinStatic		-0.000964	0.013125	-0.000115	-0.001155	-0.000011
44	SSDX	LinRespSpec	Max	0.018301	0.003679	0.000169	0.000404	0.000036
44	SSDY	LinRespSpec	Max	0.003069	0.020459	0.000215	0.002138	0.000019
44	CU	Combination		-0.001814	-0.001481	-0.003034	0.000824	0.000782
45	DEAD	LinStatic		-0.001427	-0.001249	-0.001819	0.001091	0.000533
45	SIS X	LinStatic		0.015867	-0.000516	-0.000112	0.000031	-0.000244
45	SIS Y	LinStatic		-0.000963	0.016109	-0.000123	-0.000772	-0.000011
45	SSDX	LinRespSpec	Max	0.025453	0.004805	0.000187	0.000308	0.000427
45	SSDY	LinRespSpec	Max	0.004281	0.026237	0.000232	0.001567	0.000086
45	CU	Combination		-0.002805	-0.00223	-0.003345	0.002001	0.000984
46	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
46	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
46	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
46	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
46	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
46	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
47	DEAD	LinStatic		-0.000019	-0.000073	-0.000524	-0.000207	0.00058
47	SIS X	LinStatic		0.003629	0.000507	-0.000196	-0.000183	-0.000087
47	SIS Y	LinStatic		0.000185	0.003484	0.000094	-0.00153	0.000068
47	SSDX	LinRespSpec	Max	0.005327	0.001004	0.000357	0.000434	0.000123
47	SSDY	LinRespSpec	Max	0.001005	0.004611	0.000157	0.002143	0.000111
47	CU	Combination		-0.00006	-0.000126	-0.000949	-0.000385	0.001096
48	DEAD	LinStatic		-0.000052	-0.000227	-0.000916	-0.000169	0.000564
48	SIS X	LinStatic		0.009166	0.000851	-0.000341	-0.000071	-0.000047
48	SIS Y	LinStatic		0.000234	0.00903	0.000164	-0.00157	0.000118
48	SSDX	LinRespSpec	Max	0.014762	0.0024	0.000633	0.000422	0.000074
48	SSDY	LinRespSpec	Max	0.00271	0.01292	0.000279	0.002519	0.000198
48	CU	Combination		-0.000178	-0.000398	-0.001656	-0.000314	0.001083
49	DEAD	LinStatic		-0.000091	-0.000401	-0.001177	-0.000113	0.000562
49	SIS X	LinStatic		0.014196	0.000827	-0.000424	0.000046	0.000065

49	SIS Y	LinStatic		0.000169	0.013715	0.000205	-0.001136	0.000138
49	SSDX	LinRespSpec	Max	0.024443	0.003539	0.000798	0.00031	0.000117
49	SSDY	LinRespSpec	Max	0.00444	0.020916	0.000355	0.002072	0.000246
49	CU	Combination		-0.000322	-0.000704	-0.002127	-0.000213	0.001086
50	DEAD	LinStatic		-0.000151	-0.000585	-0.001299	-0.000408	0.000663
50	SIS X	LinStatic		0.017917	0.000551	-0.000454	0.000014	0.000051
50	SIS Y	LinStatic		0.000017	0.01662	0.000221	-0.000763	0.000137
50	SSDX	LinRespSpec	Max	0.032138	0.004202	0.000858	0.000235	0.000051
50	SSDY	LinRespSpec	Max	0.005788	0.02647	0.000383	0.001541	0.000246
50	CU	Combination		-0.000497	-0.001028	-0.002348	-0.000746	0.001279
51	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
51	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
51	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
51	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
51	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
51	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
52	DEAD	LinStatic		-0.000071	-0.000073	-0.001066	-0.000226	0.000668
52	SIS X	LinStatic		0.003119	0.000507	-0.000049	-0.000108	0.000437
52	SIS Y	LinStatic		-0.000053	0.003484	-0.000048	-0.001358	-0.000233
52	SSDX	LinRespSpec	Max	0.004392	0.001004	0.000094	0.000334	0.000687
52	SSDY	LinRespSpec	Max	0.000776	0.004611	0.000086	0.001907	0.000308
52	CU	Combination		-0.000153	-0.000126	-0.001958	-0.000416	0.001233
53	DEAD	LinStatic		-0.000248	-0.000227	-0.00186	-0.000183	0.00061
53	SIS X	LinStatic		0.008165	0.000851	-0.000092	8.675E-06	0.000537
53	SIS Y	LinStatic		-0.000239	0.00903	-0.000084	-0.001412	-0.000214
53	SSDX	LinRespSpec	Max	0.012554	0.0024	0.000177	0.00034	0.000917
53	SSDY	LinRespSpec	Max	0.002207	0.01292	0.000155	0.002253	0.000341
53	CU	Combination		-0.000529	-0.000398	-0.003417	-0.00034	0.001128
54	DEAD	LinStatic		-0.000494	-0.000401	-0.002389	-0.000115	0.000516
54	SIS X	LinStatic		0.013056	0.000827	-0.000127	0.000074	0.000516
54	SIS Y	LinStatic		-0.000383	0.013715	-0.000108	-0.001061	-0.000187
54	SSDX	LinRespSpec	Max	0.021365	0.003539	0.000244	0.000297	0.000962
54	SSDY	LinRespSpec	Max	0.003753	0.020916	0.000205	0.001934	0.000316
54	CU	Combination		-0.001048	-0.000704	-0.004385	-0.000212	0.000959
55	DEAD	LinStatic		-0.000772	-0.000585	-0.002635	-0.000484	0.000739
55	SIS X	LinStatic		0.016919	0.000551	-0.000151	0.000245	0.000285
55	SIS Y	LinStatic		-0.000461	0.01662	-0.000123	-0.000572	-0.000126
55	SSDX	LinRespSpec	Max	0.028773	0.004202	0.00029	0.000447	0.000497
55	SSDY	LinRespSpec	Max	0.005052	0.02647	0.000236	0.001106	0.000217
55	CU	Combination		-0.001621	-0.001028	-0.004835	-0.000913	0.001369
56	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
56	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
56	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
56	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
56	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
56	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
57	DEAD	LinStatic		-0.000126	-0.000073	-0.00081	0.000548	0.00008
57	SIS X	LinStatic		0.00258	0.000507	0.000011	-0.000165	0.00034
57	SIS Y	LinStatic		-0.000303	0.003484	-0.000057	-0.001543	-0.000034
57	SSDX	LinRespSpec	Max	0.003445	0.001004	0.000023	0.000417	0.000491
57	SSDY	LinRespSpec	Max	0.000596	0.004611	0.000092	0.002159	0.000083
57	CU	Combination		-0.000251	-0.000126	-0.001492	0.001004	0.000145
58	DEAD	LinStatic		-0.000454	-0.000227	-0.001419	0.000489	0.000014
58	SIS X	LinStatic		0.007111	0.000851	0.000021	-0.000045	0.000431
58	SIS Y	LinStatic		-0.000737	0.00903	-0.000097	-0.00158	-0.000029

58	SSDX	LinRespSpec	Max	0.010336	0.0024	0.000042	0.000405	0.000693
58	SSDY	LinRespSpec	Max	0.001754	0.01292	0.00016	0.002533	0.000116
58	CU	Combination		-0.000899	-0.000398	-0.002611	0.000895	0.00002
59	DEAD	LinStatic		-0.000919	-0.000401	-0.001824	0.000371	-0.000032
59	SIS X	LinStatic		0.011856	0.000827	0.000028	0.000062	0.000419
59	SIS Y	LinStatic		-0.000964	0.013715	-0.000118	-0.001148	-8.236E-06
59	SSDX	LinRespSpec	Max	0.018301	0.003539	0.000056	0.000315	0.000736
59	SSDY	LinRespSpec	Max	0.003069	0.020916	0.000199	0.002092	0.000128
59	CU	Combination		-0.001814	-0.000704	-0.003358	0.000677	-0.000065
60	DEAD	LinStatic		-0.001427	-0.000585	-0.002015	0.001026	0.000087
60	SIS X	LinStatic		0.015867	0.000551	0.000031	0.000081	0.000305
60	SIS Y	LinStatic		-0.000963	0.01662	-0.000126	-0.000746	2.757E-06
60	SSDX	LinRespSpec	Max	0.025453	0.004202	0.000063	0.000239	0.000484
60	SSDY	LinRespSpec	Max	0.004281	0.02647	0.000213	0.0015	0.000088
60	CU	Combination		-0.002805	-0.001028	-0.003708	0.001884	0.000156
61	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
61	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
61	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
61	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
61	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
61	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
62	DEAD	LinStatic		-0.000019	-0.000018	-0.000422	-0.000268	-0.001288
62	SIS X	LinStatic		0.003629	0.001044	-0.000011	-0.000358	0.000849
62	SIS Y	LinStatic		0.000185	0.003734	0.000062	-0.001626	0.000012
62	SSDX	LinRespSpec	Max	0.005327	0.001918	0.000022	0.000779	0.001343
62	SSDY	LinRespSpec	Max	0.001005	0.004857	0.000099	0.002236	0.000243
62	CU	Combination		-0.00006	-0.000028	-0.000777	-0.000496	-0.002382
63	DEAD	LinStatic		-0.000052	-0.000021	-0.000739	-0.000246	-0.001168
63	SIS X	LinStatic		0.009166	0.001903	-0.000022	-0.000145	0.00089
63	SIS Y	LinStatic		0.000234	0.009528	0.000105	-0.001625	-0.000023
63	SSDX	LinRespSpec	Max	0.014762	0.004457	0.000042	0.000682	0.001612
63	SSDY	LinRespSpec	Max	0.00271	0.013384	0.000171	0.002559	0.000288
63	CU	Combination		-0.000178	-0.000028	-0.00136	-0.000454	-0.002168
64	DEAD	LinStatic		-0.000091	0.000023	-0.000949	-0.000194	-0.001105
64	SIS X	LinStatic		0.014196	0.002025	-0.000031	0.000069	0.000738
64	SIS Y	LinStatic		0.000169	0.014295	0.000127	-0.001142	-0.000044
64	SSDX	LinRespSpec	Max	0.024443	0.006274	0.000056	0.000426	0.001494
64	SSDY	LinRespSpec	Max	0.00444	0.021387	0.000212	0.00205	0.000266
64	CU	Combination		-0.000322	0.00006	-0.001747	-0.00036	-0.002053
65	DEAD	LinStatic		-0.000151	0.000069	-0.001046	-0.000532	-0.00166
65	SIS X	LinStatic		0.017917	0.001601	-0.000034	0.000141	0.000187
65	SIS Y	LinStatic		0.000017	0.017122	0.000135	-0.000712	-0.000049
65	SSDX	LinRespSpec	Max	0.032138	0.007028	0.000062	0.000285	0.000765
65	SSDY	LinRespSpec	Max	0.005788	0.02672	0.000226	0.001416	0.000146
65	CU	Combination		-0.000497	0.000154	-0.001925	-0.000982	-0.003073
66	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
66	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
66	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
66	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
66	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
66	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
67	DEAD	LinStatic		-0.000071	-0.000018	-0.000761	-0.000018	-0.001704
67	SIS X	LinStatic		0.003119	0.001044	-0.000019	-0.000313	0.000638
67	SIS Y	LinStatic		-0.000053	0.003734	-3.032E-06	-0.001444	0.000033
67	SSDX	LinRespSpec	Max	0.004392	0.001918	0.000036	0.000689	0.000964

67	SSDY	LinRespSpec	Max	0.000776	0.004857	9.245E-06	0.001992	0.000188
67	CU	Combination		-0.000153	-0.000028	-0.001401	-0.000034	-0.003142
68	DEAD	LinStatic		-0.000248	-0.000021	-0.001332	-0.000026	-0.00157
68	SIS X	LinStatic		0.008165	0.001903	-0.000033	-0.000133	0.000727
68	SIS Y	LinStatic		-0.000239	0.009528	-5.054E-06	-0.001465	0.00001
68	SSDX	LinRespSpec	Max	0.012554	0.004457	0.000064	0.000615	0.001245
68	SSDY	LinRespSpec	Max	0.002207	0.013384	0.000016	0.002303	0.000231
68	CU	Combination		-0.000529	-0.000028	-0.00245	-0.000048	-0.002899
69	DEAD	LinStatic		-0.000494	0.000023	-0.001711	-0.00003	-0.001477
69	SIS X	LinStatic		0.013056	0.002025	-0.000041	0.000064	0.000675
69	SIS Y	LinStatic		-0.000383	0.014295	-6.043E-06	-0.001048	0.000012
69	SSDX	LinRespSpec	Max	0.021365	0.006274	0.000081	0.000392	0.001264
69	SSDY	LinRespSpec	Max	0.003753	0.021387	0.00002	0.001885	0.000234
69	CU	Combination		-0.001048	0.00006	-0.003149	-0.000057	-0.002731
70	DEAD	LinStatic		-0.000772	0.000069	-0.00189	-0.000051	-0.002233
70	SIS X	LinStatic		0.016919	0.001601	-0.000043	0.000111	0.000191
70	SIS Y	LinStatic		-0.000461	0.017122	-6.378E-06	-0.000601	0.00001
70	SSDX	LinRespSpec	Max	0.028773	0.007028	0.000086	0.000233	0.000702
70	SSDY	LinRespSpec	Max	0.005052	0.02672	0.000022	0.001161	0.000132
70	CU	Combination		-0.001621	0.000154	-0.003477	-0.000097	-0.004117
71	DEAD	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
71	SIS X	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
71	SIS Y	LinStatic		0.	0.	0.	0.	0.
71	SSDX	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
71	SSDY	LinRespSpec	Max	0.	0.	0.	0.	0.
71	CU	Combination		0.	0.	0.	0.	0.
72	DEAD	LinStatic		-0.000126	-0.000018	-0.000427	0.000305	-0.001248
72	SIS X	LinStatic		0.00258	0.001044	-0.00002	-0.00036	0.000568
72	SIS Y	LinStatic		-0.000303	0.003734	-0.000057	-0.001635	-0.000061
72	SSDX	LinRespSpec	Max	0.003445	0.001918	0.000046	0.000783	0.000819
72	SSDY	LinRespSpec	Max	0.000596	0.004857	0.000094	0.002247	0.00014
72	CU	Combination		-0.000251	-0.000028	-0.000786	0.000559	-0.002301
73	DEAD	LinStatic		-0.000454	-0.000021	-0.000748	0.000254	-0.001179
73	SIS X	LinStatic		0.007111	0.001903	-0.000033	-0.000145	0.000707
73	SIS Y	LinStatic		-0.000737	0.009528	-0.000096	-0.001632	-0.000052
73	SSDX	LinRespSpec	Max	0.010336	0.004457	0.000077	0.000685	0.001137
73	SSDY	LinRespSpec	Max	0.001754	0.013384	0.000162	0.002571	0.000191
73	CU	Combination		-0.000899	-0.000028	-0.001377	0.000465	-0.002177
74	DEAD	LinStatic		-0.000919	0.000023	-0.000962	0.000176	-0.001144
74	SIS X	LinStatic		0.011856	0.002025	-0.000038	0.00007	0.000724
74	SIS Y	LinStatic		-0.000964	0.014295	-0.000117	-0.001146	-0.000016
74	SSDX	LinRespSpec	Max	0.018301	0.006274	0.000094	0.000428	0.001261
74	SSDY	LinRespSpec	Max	0.003069	0.021387	0.000202	0.002058	0.000218
74	CU	Combination		-0.001814	0.00006	-0.00177	0.000322	-0.002114
75	DEAD	LinStatic		-0.001427	0.000069	-0.00106	0.000556	-0.001669
75	SIS X	LinStatic		0.015867	0.001601	-0.000039	0.000143	0.000231
75	SIS Y	LinStatic		-0.000963	0.017122	-0.000124	-0.000717	9.450E-07
75	SSDX	LinRespSpec	Max	0.025453	0.007028	0.0001	0.000287	0.000733
75	SSDY	LinRespSpec	Max	0.004281	0.02672	0.000216	0.001427	0.000131
75	CU	Combination		-0.002805	0.000154	-0.00195	0.00102	-0.003077

Table: Material List 2 - By Section Property

Table: Material List 2 - By Section Property				
Section	**ObjectType**	**NumPieces**	**TotalLength**	**TotalWeight**
			m	Tonf
IPE330	Frame	44	230.4	11.3207
IPE450	Frame	59	177.54	13.768
UPN100	Frame	168	323.76	3.4205
VK330	Frame	121	672.44	25.1445
IPE150 M	Frame	48	128.92913	1.3844
C10X20	Frame	10	30.	0.8138
VK150	Frame	80	116.44589	1.2503
VK250	Frame	9	33.18	0.7855
CES	Frame	50	110.5	1.5681
IPE450-A	Frame	1	3.06	0.2373
MURO 10	Area			8.6354

Table: Material Properties 03a - Steel Data, Part 1 of 2

Table: Material Properties 03a - Steel Data, Part 1 of 2								
Material	**Fy**	**Fu**	**EffFy**	**EffFu**	**SSCurveOpt**	**SSHysType**	**SHard**	**SMax**
	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2				
A36	25310.51	40778.04	37965.76	44855.84	Simple	Kinematic	0.02	0.14
A992Fy50	35153.48	45699.53	38668.83	50269.48	Simple	Kinematic	0.015	0.11

Table: Material Properties 03a - Steel Data, Part 2 of 2

Table: Material Properties 03a - Steel Data, Part 2 of 2		
Material	**SRup**	**FinalSlope**
A36	0.2	-0.1
A992Fy50	0.17	-0.1

Table: Modal Load Participation Ratios

Table: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	**ItemType**	**Item**	**Static**	**Dynamic**
			Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99.206	84.8689
MODAL	Acceleration	UY	99.0709	88.6391
MODAL	Acceleration	UZ	0.1202	0.0059