



UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIOPÁEZ

**PROPUESTA PARA LA REUBICACIÓN Y  
ADECUACIÓN DE UNA ESTRUCTURA.**

**Autores:**

Salas, Jessica  
Villa, Javier

Urb. Yuma II, calle N° 3. Municipio San Diego  
Teléfono: (0241) 8714240 (máster) – Fax: (0241) 8712394



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**PROPUESTA PARA LA REUBICACIÓN Y  
ADECUACIÓN DE UNA ESTRUCTURA.**

Proyecto del Trabajo de Grado para optar al título de  
INGENIERO CIVIL

**Autores:**

Salas, Jessica  
CI: 21.216.225  
Villa, Javier  
C.I: 20.896.216

**Tutor:**  
Ing. Joel Curreri

San Diego, junio de 2015



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**ACEPTACIÓN DEL TUTOR**

Quien suscribe, Ingeniero Joel Curreri portador de la cédula de identidad N° 17.338.221, en mi carácter de tutor del trabajo de grado presentado por los ciudadanos Jessica Andreina Salas, portador de la cédula de identidad N° 21.216.225 y Javier Alonso Villa, portador de la cédula de identidad N° 20.896.216, titulado **PROPUESTA PARA LA REUBICACIÓN Y ADECUACIÓN DE UNA ESTRUCTURA**, presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, considero que dicho trabajo reúne los requisitos y méritos suficientes para ser sometido a la presentación pública y evaluación por parte del jurado examinador que se designe.

En San Diego, a los 8 días del mes de junio del año dos mil quince

---

Ing. Joel Curreri

C.I.:17.338.221

## **DEDICATORIA**

Primeramente dedicamos esta meta cumplida a Dios, por guiarnos y acompañarnos siempre; a nuestras familias y en manera muy especial a nuestros padres, quienes nos han apoyado desde siempre en todos los proyectos y aspectos de nuestras vidas, haciendo de nosotros quienes somos hoy en día, y gracias a ellos aprendimos que las metas se alcanzan con trabajo, constancia, perseverancia y esfuerzo; de igual manera a nuestros hermanos, quienes nos brindaron apoyo en los momentos más difíciles.

## **AGRADECIMIENTOS**

Inicialmente queremos brindarle las gracias a Dios, por darnos la vida, salud y bendición para culminar nuestra meta.

De igual manera a nuestros padres y familiares, quienes con su motivación nos guiaron por el camino indicado para llegar a la excelencia, enseñándonos que durante los momentos difíciles solo hay que tener mente positiva y seguir adelante aplicando constancia, dedicación y esfuerzo para poder superar los obstáculos de la mejor manera posible.

A nuestros cercanos, hermanos, amigos y compañeros de estudio, quienes supieron de igual manera apoyar y brindar siempre ese cariño tan especial que nos impulsa a crecer como personas y nos lleva a este gran momento.

Y finalmente, pero no menos importante, a nuestros profesores, quienes con su dedicación sembraron la ética, valores y conocimientos a lo largo de nuestra vida académica, en especial al Ing. Carlos Aponte y al Ing. Joel Curreri, ambos tutores en esta investigación, los cuales nos transmitieron sus conocimientos y su amor por la ingeniería y la investigación.

## ÍNDICE GENERAL

<b>CONTENIDO</b>	<b>pp.</b>
INDICE DE FIGURAS.....	xi
INDICE DE TABLAS.....	xiv
RESUMEN.....	xvi
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO	
I EL PROBLEMA	
1.1. Planteamiento del problema.....	3
1.2. Formulación del Problema.....	4
1.3. Objetivos de la Investigación.....	5
1.3.1. Objetivo General.....	5
1.3.2. Objetivos Específicos.....	5
1.4. Justificación de la investigación.....	5
1.5. Alcance de la Investigación .....	6
II MARCO TEÓRICO	
2.1. Antecedentes de la Investigación.....	7
2.2. Bases Teóricas.....	9
2.2.1. Sistemas Estructurales.....	9
2.2.2. Elementos Estructurales.....	9
2.2.2.1 Losas.....	10
2.2.2.2 Vigas.....	10
2.2.2.3 Columnas.....	10
2.2.2.4 Fundaciones.....	10
2.2.3 Materiales.....	11

2.2.4	Parámetros de Diseño de la Estructura.....	11
2.2.4.1	Acciones Permanentes.....	12
2.2.4.2	Acciones Variables.....	12
2.2.4.3	Acciones Accidentales.....	12
2.2.5	Sismo.....	12
2.2.5.1	Formas Espectrales Tipificadas de los Terrenos.....	13
2.2.5.2	Nivel de Diseño.....	14
2.2.5.3	Clasificación de edificaciones según el uso y obtención del factor de importancia.....	15
2.2.5.6	Tipo de Sistemas Estructurales Resistentes a Sismos.....	16
2.2.5.7	Factor de Reducción R.....	17
2.2.5.8	Espectro de diseño.....	17
2.2.6	Viento.....	19
2.2.6.1	Clasificación de las construcciones según el uso y las características de respuesta ante la acción del viento.....	19
2.2.6.1.1	Factor de importancia eólica.....	20
2.2.6.2	Clasificación según las características de respuesta.....	21
2.2.6.3	Clasificación según el tipo de exposición.....	21
2.2.6.4	Acciones.....	22
2.2.6.5	Presión dinámica.....	22
2.2.6.5.1	Acciones mínimas.....	23
2.2.6.6	Factores de respuesta ante ráfagas.....	23
2.2.6.6.1	Factores de respuesta ante ráfagas.....	24
2.2.6.7	Coeficientes de empuje o succión.....	24
2.2.7	Especificaciones del diseño de puentes peatonales.....	25
2.2.7.1	Diseño.....	25
2.2.7.1.1	Diseño para material de la pasarela.....	26
2.2.7.1.2	Diseño para seguridad del peatón.....	26

2.2.7.1.3Diseño para escalera.....	26
2.2.8. Método LRFD (Diseño por factores de carga).....	26
2.2.8.1 Factores de cargas.....	27
2.2.8.2 Factores de resistencias.....	28
2.2.9 Clasificación de las secciones según el AISC-LRFD.....	29
2.2.10 Diseño de elementos a compresión axial.....	33
2.2.10.1 Resistencia a compresión por pandeo flexional.....	34
2.2.10.2 Resistencia a compresión por pandeo torsional o pandeo flexo-torsional.....	34
2.2.11 Diseño de placas bases para columnas cargadas axialmente...	35
2.2.12 Soldadura tipo filete.....	38
2.2.13 Anclaje de pernos o espárragos en concreto.....	40
2.2.14 Diseño de miembros a tracción.....	42
2.2.15 Criterios generales para el diseño de una zapata aislada cargada excéntricamente.....	43
2.2.15.1 Requerimientos generales para el diseño estructural de fundaciones superficiales (método rígido).....	44
2.3 Definición de Términos Básicos.....	47
III MARCO METODOLÓGICO	
3.1. Tipo de la Investigación.....	49
3.2. Nivel de la Investigación.....	50
3.3. Diseño de la Investigación.....	50
3.4. Población.....	51
3.5. Muestra.....	51
3.6. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	51
3.7. Fase Metodológica.....	52
IV RESULTADOS	92
CONCLUSIONES.....	103

RECOMENDACIONES.....	105
REFERENCIAS	
Bibliográficas.....	107
Electrónicas.....	107
ANEXOS.....	109

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura		pp.
1	Elementos Estructurales.....	9
2	Ancho y Profundidad de la Fundación.....	10
3	Espectro de Respuesta Elástico.....	18
4	Curvas de Esfuerzo – Deformación para Diferentes Tipos de Acero.....	27
5	Valores de K para columnas aisladas.....	33
6	Dimensiones de la placa base.....	37
7	Disposición de pernos.....	38
8	Factor de mayoración de carga para predimensionado.....	43
9	Secciones críticas para momentos.....	44
10	Disposición de columna y escalera en la estructura existente.....	52
11	Disposición la cercha estructura existente.....	53
12	Datos obtenidos en campo a cerca de la estructura existente.....	53
13	Captura de la pantalla de AUTOCAD.....	54
14	Captura de la pantalla de AUTOCAD. ....	55
15	Captura de la pantalla de AUTOCAD. ....	55
16	Captura de la pantalla de AUTOCAD. ....	56
17	Detallado de los perfiles y tipo de conexión de la estructura existente. ....	57
18	Vista Satelital del Hipermercado y la Av. 73 Huberto Celli. ....	59
19	Captura de la pantalla de AUTOCAD. ....	59
20	Captura de la pantalla de AUTOCAD. ....	60
21	Captura de la pantalla de AUTOCAD. ....	61
22	Captura de la pantalla de AUTOCAD (vista frontal). ....	61

23	Captura de la pantalla de AUTOCAD (vista Planta). .....	62
24	Captura de la pantalla de AUTOCAD.....	62
25	Ordenada del espectro de diseño respecto al periodo.....	64
26	Pantalla inicial SAP2000.....	67
27	Cuadro para la importación. ....	68
28	Captura de pantalla de la estructura importada. ....	68
29	Alineación de ejes. ....	69
30	Cuadro de dialogo view.....	69
31	Creación del Grid. ....	70
32	Modificación del Gid. ....	70
33	Displaygrids as.....	71
34	Dimensión del grid. ....	71
35	Estructura con el Grid creado. ....	71
36	Cuadro menú Define. ....	72
37	Definición de materiales. ....	73
38	Edición de características del material. ....	73
39	Materiales creados. ....	74
40	Definición de elementos. ....	74
41	Selección de Perfiles. ....	75
42	Características del perfil. ....	75
43	Selección de la sección a crear. ....	76
44	Dimensionado del perfil. ....	76
45	Tipo de área a crear. ....	77
46	Definición del nuevo material área. ....	77
47	Selección del área a definir. ....	78
48	Estructura con área definida. ....	78
49	Definición de la masa involucrada en sismo y de la combinación de carga de la misma. ....	79

50	Selección de la normativa. ....	80
51	Definición de parámetros sísmicos. ....	80
52	Definición de parámetros de carga. ....	81
53	Definición de parámetros de carga sísmica estática. ....	81
54	Definición carga sísmica estática. ....	82
55	Definición caso de carga. ....	82
56	Definición caso de carga. ....	83
57	Definición caso de carga. ....	83
58	Definición caso de carga sismo espectral.....	84
59	Definición casos de carga. ....	85
60	Definición combinaciones de carga. ....	85
61	Cargas distribuidas. ....	86
62	Selección de columnas. ....	86
63	Cuadro de dialogo. ....	87
64	Asignación de restricción. ....	87
65	Cuadro de dialogo. ....	88
66	Deformada del programa.....	89
67	Fundación lateral. ....	96
68	Fundación central. ....	97

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla		<b>pp.</b>
1	Propiedades del Acero Estructural.....	11
2	Valores de coeficiente de aceleración vertical $A_o$ .....	13
3	Valores de coeficiente $\phi$ .....	13
4	Parámetros que definen el espectro de respuesta.....	14
5	Niveles de diseño ND.....	15
7	Valores de $T^+(1)$ .....	18
8	Factores de importancia eólica.....	20
9	Constantes para el cálculo de $K_z$ y $K_h$ .....	23
10	Coeficiente de arrastre $k$ sobre una superficie.....	24
11	Tránsito peatonal sin carga.....	25
12	Tránsito peatonal con carga.....	25
13	Factores de resistencias característicos.....	29
14	Relación ancho / espesor para elementos comprimidos no rigidizados.....	31
15	Relación ancho / espesor para elementos comprimidos rigidizados..	32
16	Tamaño mínimo de soldadura de filete.....	39
17	Cóputos de los componentes de la estructura existente.....	58
18	Parámetros sísmicos. ....	64
19	Parámetros del viento. ....	65
20	Parámetros $q_z$ y $G_h$ .....	65
21	Parámetros $C_p$ y fuerza del viento.....	66
22	Datos para diseño de la fundación.....	90
23	Datos para diseño de la soldadura.....	91
24	Chequeo de pandeo local para el cordón inferior.....	92

25	Comparación de magnitudes de momento mediante método tradicional y uso de SAP2000 Software. ....	93
26	Chequeo de compacidad en columna.....	94
27	Comparación de magnitudes de fuerza axial método tradicional y uso de SAP2000 Software. ....	95
28	Chequeo de las fundaciones centrales.....	97
29	Chequeo de las fundaciones laterales.....	98
30	Chequeo a tracción de los perfiles soldados.....	100
31	Resultados de soldaduras por perfil.....	101



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA**  
**UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**  
**CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**PROPONER LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE UN  
PUENTE PEATONAL EXISTENTE CONFORMADO POR  
ESTRUCTURA METÁLICA**

**Autores:** Salas, Jessica  
Villa, Javier  
**Tutor:** Ing. Joel Curreri  
**Fecha:** junio, 2015

**RESUMEN**

Esta investigación tiene como objetivo realizar una propuesta para la reubicación y adecuación de una estructura metálica tipo puente. El problema que se presenta frente al Hipermercado HyperLíder, es el paso de peatones los cuales se encuentran en riesgo, pues la vía es de gran afluencia vehicular y los usuarios no poseen una manera de cruzar la misma. Por esta razón la gerencia del Hyperlíder ha visto la necesidad de colocar un puente peatonal, buscando el menor costo posible, para ello los directivos junto a la alcaldía proponen la adecuación de un puente peatonal existente. ¿De qué forma se podría adecuar la estructura existente para que usuarios del HyperLíder puedan cruzar la vía? Para efecto del presente, los objetos de estudio están constituidos por la población de usuarios del HiperLíder de la Av. 73 Huberto Celli y sus adyacencias. Para la recolección de los datos se empleará la observación directa por las características que posee, ya que la situación que se presenta a la altura del Hipermercado es totalmente descriptible, el investigador logró observar de forma directa el problema de la deficiencia a la prestación de un servicio que garantice la seguridad del peatón al cruzar dicha avenida.

**Palabras Claves:** Puente peatonal, Pasarela, HiperLíder Flor Amarillo, Adecuación.

## INTRODUCCIÓN

Para el ser humano trasladarse es indispensable, más que eso, hoy en día una necesidad, claro está el mismo buscando siempre la manera más eficiente, menos riesgosa y que implique el menor tiempo y esfuerzo posible. Es por ello que surge la necesidad de disponer espacios libres para el desplazamiento de los individuos ya sea en una ciudad, pueblo o cualquiera a fin. Muchas veces estas zonas se obvian por falta de espacio, cuando ocurre esto se busca la forma de incorporar elementos que puedan solucionar o aminorar la inferencia que ocasiona un medio de traslado sobre otro.

Dentro de la perspectiva venezolana el ejemplo más representativo de estos elementos son los reductores de velocidad o semáforos, en parte solucionadores, pero a su vez generadores de problemas, sobre todo en horas donde la luz del sol no está al cien por ciento o cuando las horas de tránsito llegan a su pico, si bien se habla de los reductores se puede hacer énfasis en el riesgo que puede ocasionar si estos no son vistos, pueden haber vuelcos, así como también gran congestionamiento ya que estos entorpecen la fluidez, ahora hablando del segundo término, los semáforos, la cual no aplicaría para todas las zonas, debido a diversas consideraciones, como velocidades y afluencia vehicular. Es por esto que surge la necesidad de buscar una solución más rentable y factible a lo largo del tiempo, pues es de vital importancia que los peatones puedan cruzar las vías, así las mismas sean de alta transitabilidad y gran velocidad.

El peatón siempre ha expresado que lo primordial es su seguridad y su tiempo de viaje, ya que ambos juegan un factor importante en su día a día, es por ello que generalmente se procede a la solución que incorpora un puente peatonal o pasarela, siendo esta la menos entorpecedora, claro está que de esta solución surgen otras necesidades, como lo son el atractivo, la ejecución, la seguridad y funcionalidad.

Así mismo, en el Capítulo I de la presente, se describe cuál es el problema de la investigación, los objetivos que se pretenden alcanzar para solucionar el anteriormente mencionado, junto con las razones.

A su vez, en el Capítulo II: Se estructuran los antecedentes vinculados con el presente estudio, las bases teóricas que soportan la investigación y la definición de los términos básicos que son necesarios para comprender la redacción del trabajo.

De igual forma en el Capítulo III. Se especifica cuál es el tipo y diseño de la investigación y se describe cuál es la metodología para el desarrollo de cada una de las fases a través de las cuales se alcanzará el objetivo general del presente trabajo de grado.

En el Capítulo IV. Se indican los resultados obtenidos aplicando todos los antecedentes teóricos recabados.

# CAPÍTULO I

## EL PROBLEMA

### 1.1 Planteamiento del problema

Caminar es la forma fundamental de desplazarse. No es costosa, no produce emisiones de gases de efecto invernadero, utiliza energía humana en lugar de combustibles fósiles, proporciona beneficios importantes para la salud, es accesible a todos por igual. Es común que el peatón, se encuentre con obstáculos que interfieran en su trayectoria. A través del tiempo ha logrado desarrollos importantes, estos solo se han realizado para mejorar las necesidades del mismo, claro está que en un sentido que otorgue más comodidad y seguridad.

Aunque el día a día del ser humano cada vez sea más agitado y con más necesidades, estas buscan acciones que resuelvan las mismas en el menor tiempo posible. Uno de los inventos que revoluciono totalmente el vivir del hombre fue la invención y desarrollo del vehículo a motor, el mismo se ha convertido en el transporte más usado, es por esto que los ingenieros se han tomado la molestia de desarrollar espacios viales para que el paso de los vehículos sea más fluido y seguro.

A pesar de que estas vías facilitan el paso vehicular, a su vez genera una problemática, ya que muchas de estas no poseen paradas como semáforos que den paso a peatones, se han implementado reductores de velocidad pero debido a ubicaciones incorrectas, dimensiones erróneas, falla de señalización, o inseguridad alrededor de los mismos, se ve perjudicada la seguridad del usuario, tanto peatonal como del conductor. Se debería proporcionar a los peatones una red bien conectada de caminos diseñada para minimizar los efectos de las barreras geográficas, topográficas y físicas sobre la movilidad de los peatones.

Es imprescindible que esa red permita un acceso fácil a los servicios de transporte público. Si se adoptan desde un primer momento decisiones que favorezcan desplazarse a pie, los costos de las infraestructuras disminuirán y serán más asequibles que si se precisa una reestructuración costosa para rectificar problemas fundamentales, ya que puede tardarse un siglo en sustituir aquello que requiere una década para su construcción.

Pero sin embargo, caminar es un medio de transporte al que no se presta atención, pues la posición de los peatones en las políticas urbanas y de transporte no es la que debería ser, debido a que se ha concedido prioridad al tráfico motorizado, lo que deja a los peatones expuestos al riesgo de sufrir accidentes, emisiones de sustancias contaminantes y ruido. Todo debido a que en muchas ocasiones el factor peatonal es olvidado en las planificaciones urbanísticas, no conforme, otro factor influyente, es la formulación de políticas y la organización de las mismas, debido a la insuficiencia de recursos brindados para generar este tipo de obras.

Frente al Hipermercado Hyperlider, ubicado en la Zona Industrial Municipal Sur, Avenida 73 Huberto Celli, se ha observado una gran paso de peatones los cuales se encuentran en riesgo, pues la vía es de gran afluencia vehicular y los usuarios no poseen una manera de cruzar la misma. Por esta razón la gerencia del mismo ha considerado la posibilidad de colocar un puente peatonal, el cual ofrecería una manera menos riesgosa para los usuarios de la zona y clientes del comercio cruzaba la vía, todo esto buscando la manera que involucre el menor costo posible, para ello los directivos junto a la alcaldía de la zona proponen la adecuación de una estructura existente en la Av. Industrial frente al C.C. Paseo Las Industrial en La Isabelica.

## **1.2 Formulación del Problema**

¿De qué forma se podría adecuar la estructuralmente una puente peatonal para que usuarios del Hyperlider puedan cruzar la vía?

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1. Objetivo General**

Realizar una propuesta para la reubicación y adecuación de una estructura metálica tipo puente peatonal

### **1.3.2. Objetivos Específicos**

- ✓ Verificar el levantamiento detallado de la estructura existente proporcionado por la empresa Hyperlider C.A.
- ✓ Confirmar las características geométricas del puente peatonal existente proporcionado por la empresa Hyperlider C.A.
- ✓ Ubicar el puente peatonal de tal manera que el mismo no afecte el tendido eléctrico y las líneas de gas en el levantamiento topográfico proporcionado por la empresa Hyperlider.
- ✓ Adecuar las condiciones del puente peatonal existente para que alcance la longitud necesaria cumpliendo con requerimientos establecidos en norma, mediante un software de cálculo estructural.

## **1.4. Justificación del Problema**

La seguridad vial consiste en la prevención de accidentes de tránsito o la minimización de sus efectos, especialmente para la vida y la salud de las personas, como ingenieros responsables es necesario garantizar la misma, pues la prioridad en cualquier construcción o proyección es la seguridad del usuario.

El Hyperlider como supermercado de alta importancia para la zona debe garantizar seguridad a los usuarios que deseen llegar al mismo, pues si los mismos poseen una manera más cómoda y segura de cruzar la avenida de un lado a otro esto garantizara que los mismos frecuenten más seguido dicho supermercado.

Bajo este criterio surge la necesidad de evaluar la posibilidad de la mudanza de una pasarela nada transitada a la zona en problema, esto evaluando y rediseñando la estructura original de la misma, agregándole parada de autobuses en caso de ser

necesario, todo esto tomando en cuenta las normas venezolanas correspondientes, que garanticen la seguridad y el total funcionamiento de dicha pasarela.

### **1.5 Alcance y limitaciones de la investigación**

La estructura a la cual se le realizara la propuesta de reubicación y adecuación es una tipo puente peatonal, la cual está actualmente ubicada en la Av. Industrial, y se requiere su disposición en la Av. 73 Huberto Celli, específicamente a la altura del Hyperlider, por requerimientos de la misma empresa, el diseño estará basado según las normas venezolana.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO.

#### 2.1. Antecedentes de la investigación

Díaz V. Kimberly, Salazar V. Amineangel, (2010), en su trabajo de grado titulado **“Diseño estructural de una pasarela peatonal atrayente, segura y funcional en la troncal 17 de Venezuela”**, A raíz del exponencial crecimiento poblacional y de la expansiva industrial económica, los espacios físicos para el desarrollo y desplazamiento individual se aminoran sin cesar. Las caminarias y veredas se sustituyen vertiginosamente por canales vehiculares, dejando a los peatones sin zonas seguras para moverse; de esta forma, es necesario recurrir a la implementación de las pasarelas peatonales como alternativa de cruce de vías, sin embargo, su actual concepción y ergonomía deja de resultar la más favorable. Por esta razón, la presente investigación está basada en diseñar un puente peatonal atractivo, seguro y funcional, de forma que con su apariencia, invite a los peatones a utilizarlo. Trabajo especial de grado para la Universidad Rafael Urdaneta, Venezuela. Dicha investigación contiene, en forma detallada el procedimiento para diseñar una pasarela peatonal cumpliendo los requerimientos nacionales, esto colocando varias propuestas de diseño para satisfacer las necesidades que van en cuanto a la estética de la misma.

Así mismo, Simancas H. Mariam, (2009), en su trabajo de grado titulado **“Puente Urbano Peatonal entre las Parroquias San Juan y Urbanización El Paraíso, Caracas Venezuela”**, trabajo final del proyecto de grado para la Universidad Simón Bolívar. Caracas es una ciudad de sectores contrastantes, principal razón de su atractivo, pero todos ellos, en su mayoría, están conectados principalmente por vías vehiculares, entre la cuales destacan los puentes; y carece de zonas de transición, especialmente peatonales.

Por lo tanto, son los peatones, los que experimentan cambios bruscos cuando transitan distintos fragmentos. El mismo contiene la proyección y diseño de un puente peatonal, todo esto con planos y distribución geográfica completa, incluyendo pasos para bicicleta y dimensiones únicas de acuerdo a los requerimientos en las normas venezolanas.

Igualmente, Sánchez V., Jhon, (2012), en su trabajo de grado titulado “**Análisis de la interacción dinámica humano estructura en puentes peatonales de Santiago de Cali**”, trabajo de grado final para la Universidad del Valle, Santiago de Cali, Colombia. En este trabajo se analizan los efectos de las cargas dinámicas producidas por personas sobre puentes peatonales. Para lograr esto se realizó una clasificación de los diferentes sistemas estructurales usados en los cerca de 60 puentes peatonales que actualmente existen en la ciudad. Se realizaron además ensayos de campo sobre 19 estructuras; estos ensayos incluyeron registros de vibración libre y vibración forzada generada por personas en movimiento. Los resultados mostraron que el límite de 5 Hz en cuanto a frecuencias naturales verticales para estructuras sometidas a la acción del público sugerido por la NSR-10, no indica que estructuras con frecuencias naturales verticales inferiores a este límite presenten problemas de vibraciones.

Se realizaron también simulaciones de la respuesta dinámica de puentes peatonales ante las cargas producidas por personas mediante SAP2000® y MATLAB®, observando diferencias con los resultados experimentales que revelaron una sobreestimación en la respuesta dinámica en un 37% en promedio al modelar las cargas generadas por las personas como cargas perfectamente periódicas. Las diferencias observadas se modelaron como amortiguamiento adicional variable en el tiempo. Adicionalmente se determinó una metodología analítica para estimar la respuesta dinámica en un puente peatonal ante la carga producida por el paso de un peatón en perfecta resonancia. Dicho trabajo asocia el factor humano con la estructura y otorga los diferentes comportamientos que la misma puede tener, tanto en picos altos de tránsito peatonal como en picos bajos, da un resultado de los requerimientos para el diseño.

## 2.2. Bases teóricas

Para hacer una breve introducción al lector en el desarrollo del tema en estudio, es importante presentar ciertas definiciones relacionadas con el análisis estructural a fin de poner en práctica los conocimientos teóricos en la aplicación del software de cálculo.

A continuación se muestran las referencias y material bibliográficos que influirán en diversas fases de la investigación. De esta manera se analizan los datos disponibles, generando esquema para el desenvolvimiento de dicha investigación.

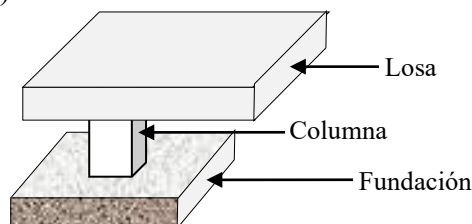
### 2.2.1. Sistemas Estructurales

Las estructuras son sistemas diseñados para soportar cargas y fuerzas, si se habla de comportamiento, se puede decir que este no es más que la conducta o respuesta del sistema ante sollicitaciones.

El análisis completo de una estructura suele requerir un conocimiento del tamaños de sus miembros así como sus características, las mismas determinadas por decisiones de diseño, es de reconocer que estas deben basarse en el conocimiento de las fuerzas que aplican en la estructura partiendo siempre de un análisis con estimaciones iniciales. El diseño preliminar, a menudo, está basado en un análisis más o menos burdo y está muy influenciado por la experiencia y criterio del diseñador.

### 2.2.2. Elementos Estructurales

Para poner en práctica los conocimientos teóricos, modelar cualquier estructura mediante software especializado y aplicar a su vez los códigos de construcción vigente, es necesario tener un conocimiento las partes y componentes de una estructura. (Ver figura 1)



**Figura 1 Elementos Estructurales**  
**Fuente: J. Salas, J. Villa 2015.**

### 2.2.2.1 Losas

Es una placa ancha, generalmente horizontales, con superficie superior aproximadamente paralela. Pueden estar soportadas por vigas de concreto armado, por muros de mampostería o de concreto armado, por una estructura metálica o directamente sobre el terreno.

### 2.2.2.2 Vigas

Miembro estructural, en el cual se consideran las tensiones internas en cualquier sección transversal, dan como resultando una fuerza cortante y un momento flector.

### 2.2.2.3 Columnas

Miembro estructural utilizado principalmente para soportar la carga normal de compresión acompañada de momentos flectores.

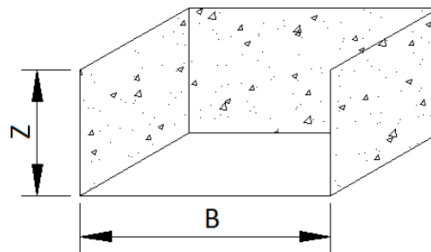
### 2.2.2.4 Fundaciones

Es la parte de la estructural que permite la transmisión de las cargas hacia el suelo. Cuando los suelos reciben las cargas de las estructuras se comprimen en mayor produciendo asentamientos. Las fundaciones según su ancho y profundidad como se muestra en la figura 4 se clasifican en:

Superficiales  $Z/B < 4$ .

Profundas  $Z/B > 10$ .

Semi-profundas  $4 < Z/B < 10$



**Figura2 Ancho y Profundidad de la fundación.**

**Fuente:** Universidad Central de Ecuador. J. Olmendo.

### 2.2.3. Materiales

SAP2000 cuenta con dos materiales predeterminados como lo son concreto armado y acero, con propiedades ya establecidas, que a su vez pueden ser modificadas. Sin embargo, el programa permite crear cualquier tipo de material definiendo propiedades como: masa y peso por unidad de volumen, módulo de elasticidad (E), el coeficiente de Poisson ( $\mu$ ) y el coeficiente de expansión térmica ( $\alpha$ ).

**Tabla 1: Propiedades del Acero Estructural**

<b>Designación ASTM</b>	<b>A36</b>
Forma	Perfiles, barras y placas
Uso	Edificios, puentes y otras estructuras
Módulo de Elasticidad	$E = 2,1 \times 10^6$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]
Módulo de Corte	$G = E/2,6$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Peso Unitario	$\rho = 7850$ [Kg/cm <sup>3</sup> ]
Coeficiente de Dilatación Térmica	$\alpha = 11,7 \times 10^{-6}$ [°C <sup>-1</sup> ]
Esfuerzo mínimo de fluencia	$F_y = 2530$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]
Resistencia específica a la tensión	$F_v = 4080$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]

Fuente: ASTM A36

### 2.2.4 Parámetros de Diseño de la estructura

Toda la edificación deberá tener la resistencia y la rigidez necesaria para comportarse adecuadamente durante su vida útil. Es de gran notoriedad que el proyecto arquitectónico debe permitir una estructuración eficiente capaz de resistir acciones del viento las sísmicas. Las acciones con relación al tiempo que afectan una edificación se pueden clasificar según:

#### **2.2.4.1 Acciones Permanentes**

Son las que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como las cargas debidas al peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.

#### **2.2.4.2 Acciones Variables**

Son aquellas que actúan sobre la edificación con una magnitud variable en el tiempo y que se deben a su ocupación, como las cargas de personas, objetos, vehículos, ascensores, etc.

En el anexo A se muestra un cuadro resumido de las especificaciones de la norma COVENIN acciones mínimas 2002 – 1988 las acciones de carga variable que actúan sobre una estructura, con relación al tipo de uso que se le dará.

#### **2.2.4.3 Acciones Accidentales**

Son las acciones que en la vida útil de la edificación tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia solo durante lapsos breves de tiempo, como las acciones debidas al sismo, al viento, etc.

#### **2.2.5 Sismo**

Los sismos se consideran fenómenos naturales de alto impacto, esto debido a que su predicción se basa en análisis estadísticos, esto al ser así otorga un porcentaje de incertidumbre. Su origen se debe al desplazamiento de la corteza terrestre en la parte interna del suelo, lo cual trae como consecuencia liberación súbita de energía en forma de fuerzas de choque, estas viajan como ondas hasta la superficie. El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre este.

Para construir una edificación que pueda tener un comportamiento óptimo durante un eventual sismo, la norma COVENIN 1756-2001 ha dividido al país en ocho zonas según las características sísmicas que puedan ocurrir en la zona (ver anexo B).

Los parámetros que caracterizan los movimientos de diseño dependen de las condiciones geotécnicas locales. El coeficiente de aceleración para cada zona se da en la tabla 3.

**Tabla 2: Valores de coeficiente de aceleración vertical  $A_0$**

Zonas Sísmicas	Peligro Sísmico	AO
7	Elevado	0,40
6		0,35
5		0,30
4	Intermedio	0,25
3		0,20
2	Bajo	0,15
1		0,10
0		--

**Fuente:** Norma Venezolana COVENIN 1756 – 2001, Edificaciones Sismoresistentes

### 2.2.5.1 Formas espectrales tipificadas de los terrenos

Esta clasificación toma en cuenta la influencia de la propagación de la onda a través del suelo, afectando la aceleración de diseño. A continuación se muestra en la tabla 4 la clasificación del suelo y el valor de corrección de aceleración.

**Tabla 3: Valores de coeficiente  $\phi$**

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	$\phi$	Forma Espectral	$\phi$
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	$\leq 50$	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	$\leq 15$	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos <sup>(b)</sup> intercalados con suelos más rígidos	-	H <sub>1</sub>	S3 <sup>(c)</sup>	0.65	S2	0.70

**Fuente:** Norma Venezolana COVENIN 1756 – 2001, Edificaciones Sismoresistentes

- $V_{sp}$  = Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico.
- $H$  = Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte,  $V_s$ , es mayor que 500 m/s.
- $\phi$  = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.
- $H_1$  = Profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando.

De igual forma, la norma COVENIN 1756 – 2001 Sismorresistente muestra los parámetros característicos ( $T^*$ ,  $\beta$ ,  $P$ ) del tipo de terreno que definen las expresiones de respuestas mostrada en la tabla 4.

**Tabla 4: Parámetros que definen el espectro de respuesta**

<b>FORMA ESPECTRAL</b>	<b><math>T^*</math> (seg)</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b><math>p</math></b>
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

**Fuente:** Norma Venezolana COVENIN 1756 – 2001

#### 2.2.5.2 Nivel de diseño

El nivel de diseño define las condiciones o requerimientos mínimos asociados a un determinado factor de ductilidad, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismo según lo establecido en la norma COVENIN 1756-2001. En la tabla 6 se muestra diferentes niveles de diseño para cada grupo de edificación y zona sísmica.

- **Nivel de diseño 1:** El diseño en zonas sísmicas no requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.
- **Nivel de diseño 2:** Requiere la aplicación de los requisitos adicionales para este Nivel de Diseño, establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

- **Nivel de diseño 3:** Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

**Tabla 5: Niveles de diseño ND**

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

**Fuente:** Norma Venezolana COVENIN 1756 – 2001

### 2.2.5.3. Clasificación de edificaciones según el uso y obtención del factor de importancia:

**Grupo A:** Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas, tales como, aunque no limitadas a:

- Hospitales: Tipo IV, Tipo III y Tipo II, definidos en la tabla C- 6.1
- Edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional.
- Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas.
- Estaciones de bomberos, de policía o cuarteles.
- Centrales eléctricas, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones. Plantas de bombeo.
- Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos.
- Torres de control; hangares; centros de tráfico aéreo.
- Edificaciones educacionales.
- Edificaciones que puedan poner en peligro alguno de las de este Grupo.

**Grupo B1:** Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas, permanente o temporalmente, tales como:

- Edificios con capacidad de ocupación de más de 3.000 personas o área techada de más de 20.000 m<sup>2</sup>.
- Centros de salud no incluidos en el Grupo A.
- Edificaciones clasificadas en los Grupos B2 o C que puedan poner en peligro las de este Grupo.

**Grupo B2:** Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1, tales como:

- Viviendas.
- Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles.
- Bancos, restaurantes, cines y teatros.
- Almacenes y depósitos.
- Toda edificación clasificada en el Grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo.

**Grupo C:** Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros Grupos.

En las edificaciones del Grupo C, se podrá obviar la aplicación de esta Norma siempre y cuando se adopten disposiciones constructivas que aseguren su estabilidad ante las acciones sísmicas previstas en el Capítulo 4.

#### **2.2.5.6. Tipo de sistemas estructurales resistentes a sismos**

- **Tipo I:** Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.
- **Tipo II:** Estructuras constituidas por combinaciones de los Tipos I y III, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta deber ser

capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.

- **Tipo III:** Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente llamados de muros. Se considerarán igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los Tipos I y III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales, respetando en su diseño, el Nivel de Diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen como Tipo III a los sistemas conformados por muros de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acopladas con eslabones dúctiles.
- **Tipo IV:** Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.

#### **2.2.5.7. Factor de Reducción R**

Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

#### **2.2.5.8. Espectros de diseño**

El diseño o la verificación de las construcciones sismorresistente se realiza a partir de espectros que son suavizados y que consideran una envolvente de los espectros de respuestas de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen mediante procesos estadísticos. De acuerdo a la norma COVENIN 1756-2001 las ordenadas  $A_d$  de los espectros de diseño en función de su período fundamental quedan definida mediante:

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot A_0 \left[ 1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left( \frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (1)$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_0}{R} \quad (2)$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \cdot \varphi \cdot \beta \cdot A_0}{R} \left( \frac{T^*}{T} \right)^p \quad (3)$$

Donde

$$T = Ct \cdot hn^{0,75} \text{ (Tipo I)} \quad (4)$$

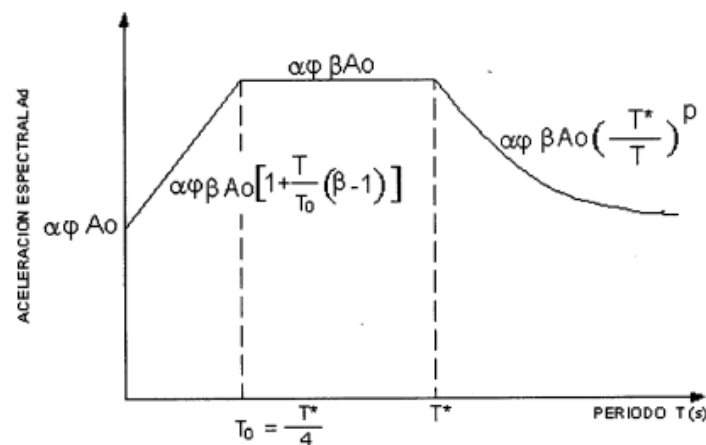
(El valor Ct, dependerá del material, para concreto 0,07, para acero 0,08; hn, será la altura de la edificación desde el último piso hasta el primero a nivel del suelo)

**Tabla 7: Valores de T+ (1)**

CASO	T+ (seg)
R < 5	0.1 (R-1)
R ≥ 5	0.4

(1)  $T_0 \leq T^+$

**Fuente:** Norma Venezolana COVENIN 1756 – 2001, Edificaciones Sismoresistentes



**Figura 3 Espectro de Respuesta Elástico**

**Fuente:** Norma Venezolana COVENIN 1756 – 2001, Edificaciones Sismoresistentes

### **2.2.6. Viento**

El viento es el parámetro climatológico más variable, ya que cambia continuamente su velocidad, dirección y sentido, a pesar de que su comportamiento puede ser registrado y caracterizado según la frecuencia de ocurrencia. Esta situación es aún más imprecisa en las ciudades, porque la morfología urbana introduce nuevas modificaciones en el comportamiento del viento. Es también un agente destructivo importantísimo, en especial en el caso de los tornados y grandes huracanes.

Para construir una edificación que pueda tener un comportamiento óptimo ante el viento, COVENIN (2003-89) “Acciones del viento sobre las construcciones”, ha dispuesto una serie de velocidades básicas del viento según el estado en que se vaya a construir, (ver anexo C).

De acuerdo a la norma las edificaciones por viento poseen una clasificación diferente a las anteriormente expresadas en la parte sísmica.

#### **2.2.6.1. Clasificación de las construcciones según el uso y las características de respuesta ante la acción del viento**

Las acciones consideradas en la Norma son en función del grado de seguridad aconsejable para las construcciones, esta clasificación se expresa a continuación:

**Grupo A:** son aquellas construcciones cuya falla pueda ocasionar grandes pérdidas humanas o económicas, tales como

- Hospitales, puestos de emergencia o centros de salud general.
- Estaciones de bomberos o policía e instalaciones militares.
- Centrales eléctricas y telecomunicaciones.
- Torres de transmisión y antenas.
- Estaciones de bombeo o depósitos de agua.
- Tanques elevados y chimeneas.
- Redes de distribución de agua, gas y electricidad.
- Edificaciones gubernamentales.
- Institutos educacionales.

- Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen material radioactivo
- Edificaciones que contienen objetos de valor excepcional.
- Monumentos y templos de valor histórico.
- (Se incluye en este grupo las construcciones que impliquen aglomeraciones de más de 300 personas con cierta frecuencia, como cines, teatros, estadios, etc.)

**Grupo B:** pertenecen a este grupo las construcciones de uso público y privado tales como, aunque no limitadas a:

- Viviendas unifamiliares y bifamiliares en general.
- Edificios destinados a viviendas, oficinas, comercios y actividades similares.
- Plantas industriales.
- Almacenes y depósitos.
- (También abarca este grupo toda construcción cuyo colapso pueda poner en peligro las de este grupo o las del grupo anterior.)

**Grupo C:** comprende las construcciones no clasificables en los grupos anteriores, cuyo colapso no pueda causar daños a las construcciones de los primeros grupos.

#### 2.2.6.1.1. Factor de importancia eólica

De acuerdo a la clasificación anterior se establece a cada grupo un factor de importancia eólica conforme a la siguiente, (tabla 6).

**Tabla 8: Factores de importancia eólica**

GRUPO	$\alpha$
A	1.15
B	1.00
C	0.90

(Fuente: Norma Venezolana COVENIN (2003-89) “Acciones del viento sobre las construcciones”,)

### **2.2.6.2. Clasificación según las características de respuesta.**

Las construcciones de acuerdo a la naturaleza del viento y la geometría expuesta a la acción del viento se clasifican según:

- **TIPO I:** este tipo comprende las construcciones poco sensibles a ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, y aquellas cerradas en general cuya esbeltez sea menor o igual a 5 y cuyo período natural de vibración sea menor o igual a  $q$  segundo.
- **TIPO II:** se incluyen dentro de este tipo las construcciones abiertas cuya esbeltez sea menor o igual a 5 o que tengan un periodo natural de vibración menor o igual a 1 segundo, tales como las torres o antenas atirantadas y en voladizo, tanques elevados y vallas.
- **TIPO III:** Comprenden las construcciones definidas como TIPO I y TIPO II cuya relación de esbeltez sea mayor de 5 y cuyo periodo natural de vibración sea mayor a 1 segundo, o las que por su geometría sean propensas a fuertes ráfagas.
- **TIPO IV:** se tipifican en este grupo las construcciones que presentan problemas aerodinámicos particulares, tales como las cubiertas colgantes excluidas del TIPO I, las formas aerodinámicas inestables y las construcciones flexibles con varios periodos de vibración.

### **2.2.6.3. Clasificación según el tipo de exposición.**

El tipo de exposición a la que estará expuesta la construcción se seleccionara tomando en cuenta las características de las irregularidades en la superficie del terreno. El tipo de exposición quedara clasificado de acuerdo con las características generales descritas a continuación.

- **TIPO A:** grandes centros urbanos donde un 50% de las construcciones tienen alturas superiores a los 20 metros.
- **TIPO B:** incluye áreas urbanas, saturadas, boscosas u otros terrenos con numerosas obstrucciones que tengan dimensiones similares a las de una vivienda unifamiliar con altura no superior a 10 metros.

- TIPO C: corresponde a planicies, campos abiertos, sabanas y terrenos abiertos con obstrucciones dispersas cuya altura no sobre pasa de 10 metros.
- TIPO D: aquí se clasifican las áreas planas del litoral que no tengan obstrucciones y estén expuestas a vientos que soplan sobre grandes masas de agua.

#### 2.2.6.4. Acciones

Las acciones de servicio por efecto del viento se determinaran de la siguiente manera: (expresión general varía según las consideraciones, ver anexo D):

$$W = q.G.C.A$$

Donde:

- W = magnitud del empuje o succión que el viento produce sobre la superficie A.
- q = Presión dinámica ejercida por el viento de “velocidad básica” sobre la proyección de la superficie en el plano normal a su dirección, donde dicha velocidad se anula.
- G = factor de respuesta ante ráfagas para considerar la naturaleza fluctuante del viento y su interacción.
- C = coeficiente de empuje o succión que depende de la forma de la construcción.
- A = área de la superficie expuesta a la dirección del viento

#### 2.2.6.5 Presión dinámica

Denominada también q, será evaluada en forma diferente para barlovento y a sotavento.

Para fachadas a barlovento:

$$q_z = 0.00485 K_z \alpha V^2 \quad (5)$$

$$K_z = 2.58 \left( \frac{4.50}{z_g} \right)^{2/\beta} \quad \text{para } z \leq 4.50 \text{ m} \quad (5.1)$$

$$K_z = 2.58 \left( \frac{z}{z_g} \right)^{2/\beta} \quad \text{para } z > 4.50 \text{ m} \quad (5.2)$$

Para fachadas a sotavento:

$$q_h = 0.00485 K_h \alpha V^2 \quad (7)$$

$$K_h = 2.58 \left( \frac{4.50}{z_g} \right)^{2/\beta} \quad \text{para } h \leq 4.50 \text{ m} \quad (7.1)$$

$$K_h = 2.58 \left( \frac{h}{z_g} \right)^{2/\beta} \quad \text{para } h > 4.50 \text{ m} \quad (7.2)$$

Donde z será la altura de la superficie que tiene contacto directo con el viento, el h será la altura media con respecto a la cumbrera y las constantes expresadas en las ecuaciones serán obtenidas de la tabla 7.

**Tabla 9: Constantes para el cálculo de Kz y Kh**

TIPO DE EXPOSICION	FACTOR $\beta$	ALTURA * $z_g$ metros
A	3.0	460
B	4.5	370
C	7.0	270
D	10.0	200

**Fuente:** Norma Venezolana COVENIN (2003-89) “Acciones del viento sobre las construcciones”.

**2.2.6.5.1 Acciones mínimas:** La acción del viento en condiciones de servicio para los sistemas resistentes al viento no será menor a 30 kgf/m<sup>2</sup> aplicada al área proyectada de la construcción sobre un plano vertical que sea perpendicular a la dirección del viento

#### 2.2.6.6. Factores de respuesta ante ráfagas

Se definen dos factores de respuesta ante ráfagas, Gh para los sistemas resistentes al viento y Gz para los componentes y cerramiento. Los factores de respuesta ante ráfagas no serán menor a 1.

### 2.2.6.6.1. Factores de respuesta ante ráfagas

Para los sistemas resistentes al viento clasificados en tipo I y tipo II, el factor de respuesta ante ráfagas será  $G_h$  tiene un valor único para fachadas a barlovento y sotavento el cual se calcula de la siguiente manera:

$$G_h = 0.65 + 3.65 \delta_h \quad (8)$$

en donde:

$$\delta_h = \frac{2.35\sqrt{\kappa}}{(h/9.0)^{1/\beta}} \quad (8.1)$$

- $\delta_h$  = factor de exposición que representa la intensidad de la turbulencia a la altura media del techo para construcciones tipo I o la  $z$  en caso de construcciones tipo II.
- $\kappa$  = coeficientes de arrastre sobre una superficie dado en la tabla 8.

**Tabla 10: Coeficiente de arrastre  $\kappa$  sobre una superficie**

TIPO DE EXPOSICION	COEFICIENTE $\kappa$
A	0.025
B	0.010
C	0.005
D	0.003

**Fuente:** Norma Venezolana COVENIN (2003-89) “Acciones del viento sobre las construcciones”.

### 2.2.6.7. Coeficientes de empuje o succión

Los coeficientes de empuje y succión dependen principal, ente de la forma geométrica de la construcción. Su signo (positivo o negativo) representa un efecto de empuje o succión.

Para estructuras tipo I y III (cerradas), los valores de  $C_p$ , se determinaran mediante una serie de tablas, (una para el techo y otra para la fachada). En caso de que la estructura no clasifique en los tipos anteriormente mencionado se determinara el valor  $C_f$  dispuesto para construcciones tipo II y III (abiertas), para efectos de la investigación se empleara un  $C_f$  por condiciones de la estructura, dicho valor tomado del anexo E.

### 2.2.7. Especificaciones del diseño de puentes peatonales

- Dicha estructura no podrá tener apoyos intermedios, ha de ser de una sola luz.
- La altura mínima que debe poseer dicha estructura debe ser de 5,50 m.

#### 2.2.7.1 Diseño

La Norma Venezolana 2245 (1990), para el diseño de Rampas y Pasarelas establece:

Para el ancho mínimo de rampas y pasarelas: estas serán diseñadas de acuerdo al tráfico de usuarios. (Ver tablas 9 y 10).

**Tabla 11 Tránsito peatonal sin carga**

Número de personas	Ancho mínimo (m)
1	0,90
2	1,20
3	1,80
4	2,4
Para más de cuatro personas	Si es par: ancho mínimo anterior x 1,333 Si es impar: ancho mínimo anterior x 1,5

**Fuente:** Norma Venezolana 2245 (1990), para el diseño de Rampas y Pasarelas

**Tabla 12 Tránsito peatonal con carga**

Número de personas	Ancho mínimo (m)
1	1,00
2	2,15

**Fuente:** Norma Venezolana 2245 (1990), para el diseño de Rampas y Pasarelas

### **2.2.7.1.1 Diseño para material de la pasarela**

Los principales materiales que se usan para la edificación de los puentes peatonales y rampas, según la Norma Venezolana 2245, (1990) son madera y metal.

- Metal: Todas las partes metálicas deberán ser de aluminio, acero, hierro u otro material adecuado en dureza y resistencia al uso previsto. No presentaran desgaste, ni corrosión, ni fallas estructurales. Los largueros de las escaleras de metal deben tener una sección que impida flexiones extremas al usarlas.

### **2.2.7.1.2 Diseño para seguridad del peatón**

Toda rampa que supere una altura de 1,5 m, (sobre el nivel del piso), deberá tener pasamanos o enrejado con un mínimo de 0,9 m de alto.

### **2.2.7.1.3. Diseño para escalera**

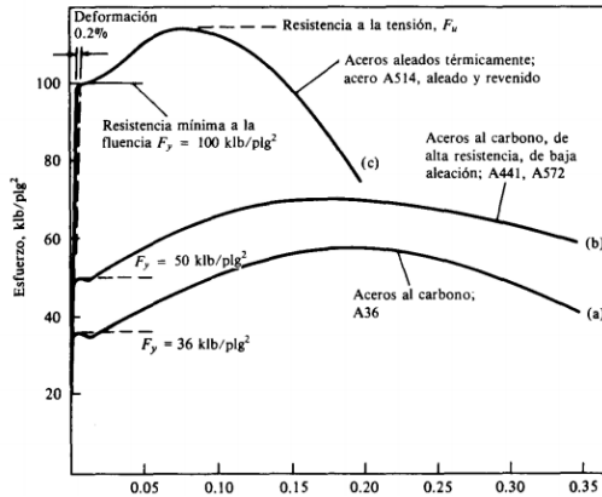
La norma COVENIN 3657, 3658 y 3298 (1990) impone que las escaleras de uso público han de tener un ancho (mínimo) de 1,2m; los bordes deben ser anti resbalantes y deben estar marcados o señalados de manera que se distinga fácilmente; los escalones deben tener de 28cm a 32cm de huella, así como también de 14cm a 18cm de contrahuella, (esto sin salientes).

### **2.2.8. Método LRFD (Diseño por factores de carga)**

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límite. El término de estado límite se utiliza para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función predeterminada. Existen dos tipos de estado límite: los de resistencia y los de servicio. Los primeros se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los segundos se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tiene que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como flechas excesivas, deslizamientos, vibraciones, etc.

**Figura 4 Curvas de esfuerzo-deformación para diferentes tipos de acero**



**Fuente:** V. Escalante Cervera, Diseño de estructuras metálicas, pag8

La estructura no solo debe ser capaz de resistir las cargas de diseño sino también las de servicio en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella. Las especificaciones del LRFD se concentran en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y permiten cierta “libertad” en el área de servicio.

### 2.2.8.1 Factores de cargas

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura. El AISC-LRFD tiene las siguientes combinaciones de carga, donde U representa la carga última:

- $U = 1.4 \text{ CP}$  (9)
- $U = 1.2 \text{ CP} + 1.6 \text{ CV} + 0.5 \text{ CVt}$  (10)
- $U = 1.2 \text{ CP} + 1.6 \text{ CVt} + (0.5 \text{ CV} \text{ ó } \pm 0.8 \text{ W})$  (11)
- $U = 1.2 \text{ CP} \pm 1.3 \text{ W} + 0.5 \text{ CV} + 0.5 \text{ CVt}$  (12)
- $U = 0.9 \text{ CP} \pm 1.3 \text{ W}$  (13)
- $U = 1.2 \text{ CP} + \text{CV} \pm \text{S}$  (14)
- $U = 0.9 \text{ CP} \pm \text{S}$  (15)

### **2.2.8.2 Factores de resistencias**

Para estimar con “precisión” la resistencia última de una estructura, es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones, en la mano de obra, etc. Algunas de las incertidumbres que afectan a estos factores son:

- La resistencia de los materiales puede variar inicialmente en forma considerable respecto a los valores supuestos y la variación será mayor con el paso del tiempo debido al flujo plástico, a la corrosión y a la fatiga.
- Los métodos de análisis están sujetos con frecuencia a errores apreciables o no se tiene un criterio definido para la estructuración.
- Los fenómenos naturales como sismos, huracanes, tornados, etc., causan condiciones difíciles de predecir.
- Las incertidumbres durante el proceso constructivo así como el mal trato que puedan recibir las estructuras durante la fabricación y montaje. Las cargas constructivas pocas veces consideradas en los análisis de cargas, etc.
- Las cargas muertas de una estructura pueden estimarse con bastante exactitud, pero no así las cargas vivas.

**Tabla 13 Factores de resistencias característicos**

Situaciones	Factores de Resistencia $\phi$
Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.	1.00
Vigas sometidas a flexión, corte, filete de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldadura de ranura en el metal base.	0,90
Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.	0,85
Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.	0,80
Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muescas, fractura en la sección neta de miembros a tensión.	0,75
Aplastamiento en tornillos (que no sean del tipo A307)	0,65

**Fuente:** V. Escalante Cervera, Diseño de estructuras metálicas, pag8.

### 2.2.9 Clasificación de las secciones según el AISC-LRFD

El AISC-LRFD proporciona valores límites para la relación ancho espesor de las partes individuales de miembros a compresión. Los miembros de acero estructural se clasificarán en función de su sección transversal y del estado límite de agotamiento resistente correspondiente. Para que una determinada sección de un miembro alcance el estado límite de agotamiento resistente correspondiente, se arriostrarán lateralmente a los intervalos definidos por el Nivel de Diseño.

Las secciones transversales de los miembros de acero se clasificarán en función de las relaciones ancho/espesor de los elementos planos comprimidos que constituyen su sección transversal.

Un elemento no arriostrado es una pieza proyectante con borde libre arriostrado está soportado a lo largo de los bordes de los dos bordes en esa dirección. Dependiendo de la relación ancho – espesor de los elementos y de sí estos están arriostrados o no, los elementos se pandearan bajo diferentes condiciones de esfuerzo. Para establecer estos límites, la AISC-LRFD clasifica a los miembros en secciones en:

▪**Secciones compactas:** Es aquella con un perfil lo suficientemente fuerte para q sea capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse. El término plástico significa que toda la sección tiene presente el esfuerzo de fluencia. Para que un elemento se clasifique como compacto, sus patines deben estar conectados en el alma o almas en forma continua y las relaciones ancho espesor debe cumplir con las ecuaciones de la tabla 14.

▪**Secciones no compactas:** Es aquella en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzar en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión, antes de que ocurra el pandeo; no es capaz de alcanzar una distribución plástica de esfuerzo total

▪**Elementos esbeltos:** Estos elementos se pandearan elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la sección. Para estos elementos es necesario considerar resistencia al pandeo elástico.

**Tabla 14 Relación ancho / espesor para elementos comprimidos no rigidizados**

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		$\lambda_{pd}$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Alas de vigas laminadas en forma de I y canales solicitadas por flexión	b / t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.816 \sqrt{E / (F_y - F_r)}$ (a)
Alas de vigas híbridas en forma de I, o vigas soldadas solicitadas por flexión	b / t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.376 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.937 \sqrt{E / ((F_y - F_r) / k_c)}$ (a), (b), (c)
Alas comprimidas que sobresalgan de los miembros de sección compuesta	b / t			$0.631 \sqrt{E / (F_y / k_c)}$ (b)
Lados principales de ángulos dobles en contacto continuo; alas de canales en compresión axial; ángulos y planchas que sobresalgan de vigas o miembros comprimidos	b / t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Alas de ángulos sencillos a compresión; alas de ángulos dobles a compresión con separadores; elementos no rigidizados, esto es, con soporte lateral a lo largo de un borde	b/t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.44 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de perfiles T	d / t		$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

**Tabla 15 Relación ancho / espesor para elementos comprimidos rigidizados**

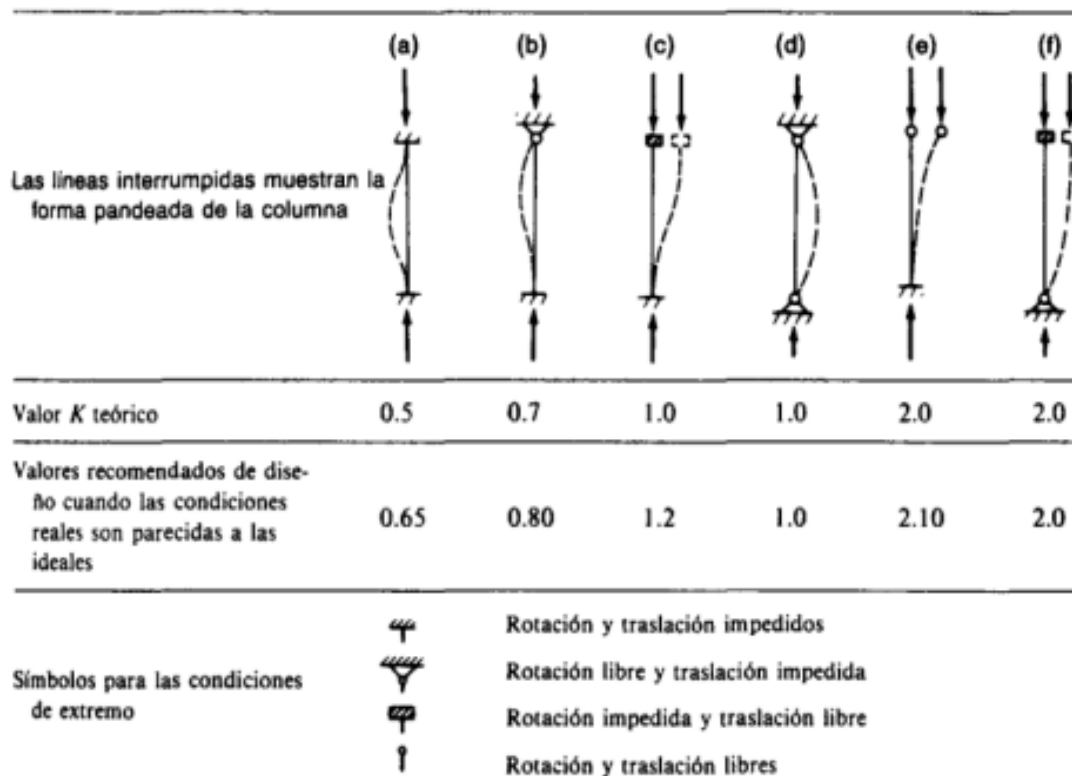
DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		$\lambda_{pd}$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Alas de secciones en cajón, cuadradas o rectangulares y secciones estructurales huecas de espesor uniforme solicitadas por flexión o compresión; planchas de cubierta y planchas de diafragma entre líneas de pernos o soldaduras	b / t		$1.10 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Anchos no arriostrados de platabandas perforadas con una sucesión de huecos de acceso (d)	b / t			$1.83 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas en compresión por flexión (c), (e)	h / t <sub>w</sub>	$3.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.61 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO ESPESOR	VALORES LÍMITES		
		Sección plástica	Sección compacta	Sección no compacta
		$\lambda_{pd}$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Almas solicitadas simultáneamente a compresión y flexión	h / t <sub>w</sub>	Para $N_u / \phi_b N_y \leq 0.125$		
		$3.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[ 1 - \frac{1.54 N_u}{\phi_b N_y} \right]$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[ 1 - \frac{2.75 N_u}{\phi_b N_y} \right]$	$5.61 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[ 1 - \frac{0.74 N_u}{\phi_b N_y} \right]$
		Para $N_u / \phi_b N_y > 0.125$		
		$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{N_u}{\phi_b N_y} \right] \geq 1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Todos los demás elementos rigidizados solicitados por compresión uniforme, esto es, con soporte lateral a lo largo de ambos bordes	b / t  h / t <sub>w</sub>			$1.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

### 2.2.10 Diseño de elementos a compresión axial

Una columna es un miembro que soporta carga de compresión axial. Esta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente aleje del miembro centroidal, pero a cierta distancia del mismo.

En las especificaciones de la AISC-LRFD, la longitud efectiva de una columna se denomina  $KL$ , donde  $K$  es un factor de longitud efectiva que depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna ya su resistencia al movimiento lateral. En caso de las edificaciones de múltiples entre pisos,  $L$  se tomará como la distancia entre el topo de la plancha base al centro de los miembros que restringen a la columna en el nivel inmediatamente superior.



**Figura 5 Valores de  $K$  para columnas aisladas**

**Fuente:** Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Sep 1, 1986 (Chicago: AISC, 1986); paginas 6-151 en el manual LRFD

**2.2.10.1 Resistencia a compresión por pandeo flexional** La resistencia minorada por pandeo flexional de los miembros comprimidos será  $\phi_c N_c$  donde  $\phi_c = 0,85$

a) Cuando  $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1,5$

$$F_{cr} = \phi_{as} (0,658 \phi_{as} \lambda_c^2) F_y \quad (16)$$

b) Cuando  $\lambda_c \sqrt{\phi_{as}} > 1,5$

$$F_{cr} = \left( \frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (17)$$

Siendo  $\lambda_c$ :

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (18)$$

Donde:

- L=Distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro.
- r = Radio de giro que controla el diseño tomado con respecto al plano de pandeo
- $\phi_{as}$ = Coeficiente de reducción por efecto de pandeo local.

**2.2.10.2 Resistencia a compresión por pandeo torsional o pandeo flexo-torsional**

La resistencia minorada de los miembros comprimidos determinada por los modos de pandeo torsional y flexo-torsional vendrá dada por la ecuación  $\phi_c N_c$  donde  $\phi_c = 0,85$ .

La tensión crítica teórica se determinara de la siguiente manera:

Cuando:

$$\lambda_e \sqrt{\phi_{as}} \leq 1,5 \quad (19)$$

$$F_{cr} = \phi_{as} (0,658 \phi_{as} \lambda_e^2) F_y \quad (20)$$

$$b) \lambda_e \sqrt{\phi_{as}} \geq 1,5$$

$$F_{cr} = \left( \frac{0,877}{\lambda_e^2} \right) F_y \quad (21)$$

Siendo

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (22)$$

La tensión  $F_e$ , se calculara de acuerdo con la simetría de la sección transversal del miembro comprimido, como se indica a continuación:

Para perfiles doblemente simétricos o de simetría puntual  $F_e$  es igual a la tensión crítica de pandeo elástico por torsión,  $F_e = F_{ez}$

$$F_{ez} = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(k_z L_t)^2} + GJ \right] \frac{1}{A r_0^2} \quad (23)$$

Por otra parte, para perfiles con un solo eje de simetría o perfiles asimétricos, la Norma COVENIN1618-1998 en su artículo 15.5.3, define el valor a usar para  $F_e$ .

### **2.2.11 Diseño de placas bases para columnas cargadas axialmente**

El esfuerzo de diseño por compresión en el área de apoyo de un cimiento de concreto o mampostería, es mucho menor que el correspondiente a la base de acero de una columna. Cuando una columna de acero es apoyada sobre un cimiento, es necesario que la carga de la misma se distribuya en un área suficiente para evitar sobreesfuerzos.

Estas placas suelen ser soldadas de manera directa al a la columna, dependiendo de la dimensión y el destino de la columna la placa se debe ensamblar en sitio.

Una columna puede transferir su carga a la fundación de soporte a través de la placa base, solo si el área de concreto, ( $A_2$ ), es mayor que el área de la placa, ( $A_1$ ), en

caso de que esto se garantice el área de contacto suministrará un soporte lateral apreciable en consecuencia el concreto podrá soportar más carga.

Las especificaciones LRFD no mencionan un método específico para el diseño de las placas bases, mas sin embargo, el manual LRFD sugiere para el cálculo de la misma que los momentos máximos sean tomados a la distancia  $0,80 bf$  y  $0,95 d$ . Este método es una aproximación de las verdaderas condiciones, ya que los esfuerzos reales en la placa son resultado de la flexión en dos direcciones.

**Área de la placa:** la resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base cubra el área total de soporte de concreto la resistencia será  $\phi_c$  (0,65 por aplastamiento), multiplicada por la resistencia nominal del concreto, ( $0,85 f'c A1$ ), en caso de que el área de concreto no sea recubierta de manera total se permite que la resistencia de diseño sea incrementada, multiplicando la misma por  $\sqrt{A2/A1} \leq 2$ .

Quedando así el área del pedestal como:

$$A1 = \frac{Pu}{\phi_c (0,85 \cdot f'c) \sqrt{A2/A1}} > bf \cdot d \quad (24)$$

A continuación se procede a definir las dimensiones largo B y ancho N a través del área obtenida, para poder tener los valores de m y de n. Para que la condición  $m=n$ , se puede aproximar si se satisface lo siguiente:

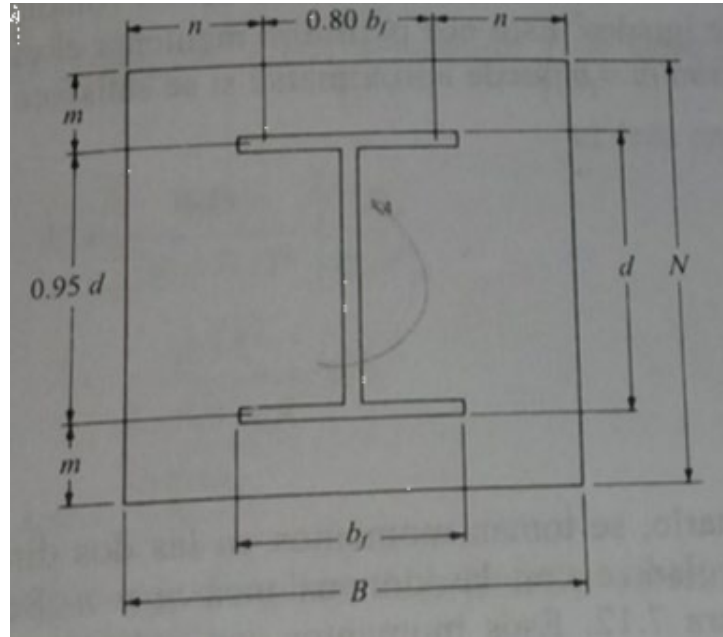
$$N \approx \sqrt{A1} + \Delta \quad (25)$$

Donde

$$\Delta = 0,5 (0,95 d - 0,8 bf) \quad (26)$$

$$B \approx A1/N \quad (27)$$

**Espesor de la placa a compresión:** para calcular es mismo se han de tomar los momentos en las dos direcciones como si la placa estuviera en voladizo con las dimensiones m y n.



**Figura 6 Dimensiones de la placa base**

**Fuente:** Diseño de estructuras de ACERO (método LRFD), Mc. Cormac

Estos momentos son:

$$M1 = \frac{Pu \cdot m^2}{2 \cdot B \cdot N} \quad (28)$$

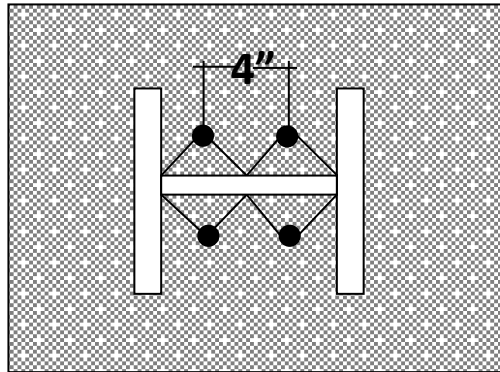
$$M2 = \frac{Pu \cdot n^2}{2 \cdot B \cdot N} \quad (29)$$

Para el espesor se despejan las formulas de momento, iguales con la resistencia de la placa ( $\phi F_y t^2/4$ ), quedando la siguiente ecuación:

$$t = m \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot Pu}{0,90 \cdot F_y \cdot B \cdot N}} \quad \text{ó} \quad n \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot Pu}{0,90 \cdot F_y \cdot B \cdot N}} \quad (30)$$

**Espesor de la placa a tracción:** para el criterio de diseño en este caso en particular, es necesario verificar la resistencia del perno a tracción, pues este será el que anclara la placa base al concreto.

Para ello es necesario definir el diámetro del perno y cuantos se colocaran, como la placa estará sometida a esfuerzos de tracción los pernos deberán ir entre las alas, con una separación como se muestra a continuación:



**Figura 7 Disposición de pernos**

**Fuente:** J. Salas, J. Villa.

Obteniendo la disposición y distancia de los pernos, es necesario entonces verificar la resistencia última del perno multiplicando esfuerzo último resistente de acuerdo al material, en este caso 4080kg/cm<sup>2</sup>, por el área del perno, todo esto finalmente se multiplica por el  $\phi$ , el cual será 0,75. La fuerza obtenida debe ser mayor al esfuerzo a tracción entre la cantidad de pernos.

$$\phi R_n = 0,75 \cdot A_b \cdot F_y > \frac{P_u}{n} \quad (31)$$

Una vez verificado que  $\phi R_n > P_u/n$ , se proceden a calcular el momento al cual estará sometida la plancha base, el mismo será:

$$M_u = \frac{P_u}{n} \cdot \left( beff - \frac{tw}{2} \right) \quad (32)$$

Donde:

- beff, es la distancia desde el eje del alma al centro del perno.

Finalmente el espesor de la placa será determinado mediante la siguiente ecuación:

$$t_{req.t.} = \sqrt{\frac{M_u \cdot n}{beff \cdot tw \cdot \phi F_y}} \quad (33)$$

### 2.2.12 Soldadura tipo filete:

**Área efectiva:** El área efectiva de las soldaduras de filete será la definida en la Norma AWS D1.1. El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de filete será

la distancia desde la raíz del cordón a la hipotenusa del mayor triángulo rectángulo inscrito en la sección transversal de la soldadura.

El área efectiva de las soldaduras de filete depositadas en agujeros o canales se calculará como se ha especificado antes para las soldaduras de filete, empleando como longitud efectiva la longitud de la línea central de la soldadura a través del centro del plano que pasa por la garganta. Sin embargo, cuando los filetes se solapan, el área efectiva no excederá el área nominal de la sección transversal del agujero o canal en el plano de la superficie en contacto.

**Longitudes mínimas:** La longitud mínima efectiva de una soldadura resistente de filete no será menor de 4 veces su tamaño nominal. Si esto no se cumple, se considerará que el tamaño nominal no excede de una cuarta parte de la longitud efectiva.

**Tabla 16 Tamaño mínimo de soldadura de filete**

Esesor del material De la parte más gruesa a unir mm (plg.)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete <sup>±</sup> d mm
Hasta 6.4 (¼") inclusive	3
De 6.4 a 12.7 (1/4" - ½")	5
De 12.7 a 19 (1/2" - ¾")	6
Mayor de 19 (3/4")	8

Notas: Dimensión del lado de soldaduras de filete, D.  
Se debe usar soldadura en un solo pase.  
El tamaño máximo de la soldadura de filete se especifica en la Subsección 23.9.2.2

**Fuente:** COVENIN 1918 - 98. Estructuras de acero. Métodos de los estados límites.

Se calculara el espesor requerido de la soldadura, asumiendo que todo el elemento estructural estará conectado a la placa base, la ecuación será la siguiente:

$$d = 0,707 \cdot D [mm] \quad (34)$$

Donde:

D: es el cateto de la soldadura

$$D = \frac{Pu}{\phi \cdot p \cdot Fw \cdot 0,707} \cdot 10 [mm] \quad (35)$$

Fw: esfuerzo de la soldadura [kg/cm<sup>2</sup>]

$$Fw = \phi \cdot 0,6 \cdot Fexx \quad (36)$$

Los tamaños de soldadura expuestos en la tabla 16, se deben ser menores que el calculado con la ec. 36, en caso de no ser así, el tamaño de la soldadura serán el mínimo.

### 2.2.13. Anclaje de pernos o espárragos en concreto.

La resistencia de los anclajes embebidos en el concreto será la menor entre la resistencia asociada a la falla del acero del anclaje y la falla del concreto donde se encuentra embebido. El mecanismo de falla preferentemente se iniciará por la falla del anclaje y no la del concreto, especialmente cuando está sometido a acciones dinámicas o sísmicas.

Los anclajes y conjuntos de anclajes se diseñarán para los efectos críticos producidos por las sollicitaciones mayoradas obtenidas

**Diseño de anclajes:** los mismos se diseñaran de manera tal que:

$$\phi Nt \geq Nu \quad (37)$$

**Diseño por tracción** El diseño por tracción estará controlado por la menor entre los anclajes y el concreto en que están embebidos. La resistencia de los anclajes estará determinada por su resistencia a la tracción o por la resistencia al deslizamiento sin rotura sustancial en el concreto que lo rodea.

#### Resistencia teórica de los anclajes

La resistencia teórica a la tracción de los anclajes individuales, o de conjuntos adecuadamente conectados, Ns, no excederá de:

$$Ns = n Ase Fut \quad (38)$$

Donde:

$$Fut \leq 1,9 fy \quad Fut \leq 8800 \text{ kgf/cm}^2$$

### **Resistencia teórica al deslizamiento del anclaje**

La resistencia teórica al deslizamiento de los anclajes a tracción, colocados antes del vaciado de concreto,  $N_p$ , no excederá de:

$$N_p = \psi_4 N_p \quad (39)$$

### **Resistencia teórica del concreto a la fractura por tracción en los anclajes**

La resistencia teórica del concreto a la fractura causada por un anclaje individual o un conjunto de anclajes traccionados,  $N_{cb}$  o  $N_{cbg}$ , con diámetros no mayor de 5 cm (2 plg) y longitud de anclaje no mayor de 0,65 m, no excederá de :

Para el anclaje individual

$$N_{cb} = (A_N / A_{No}) \psi_2 \psi_3 \psi_8 N_b \quad (40)$$

Para el conjunto de anclajes

$$N_{cbg} = (A_N / A_{No}) \psi_1 \psi_2 \psi_3 \psi_8 N_b \quad (41)$$

Donde

$A_N$  = área proyectada de la superficie de falla del anclaje o del conjunto de anclajes, delimitada por líneas rectas trazadas a  $1,5h_{ef}$  medido desde el centro del anclaje o en el caso de conjuntos, por la línea que pasa a través de la fila de anclajes adyacentes.  $A_N$  no debe exceder a  $n$

$A_{No}$  = donde  $n$  es el número de anclajes traccionados del conjunto.

$A_{No}$  = área proyectada de la superficie de falla de un anclaje individual alejado de los bordes de la sección concreto.

$$A_{No} = 9 h_{ef}$$

$\psi_1$  = Coeficiente de modificación por excentricidad de la carga que solicita al conjunto de anclajes.

$\psi_2$  = Coeficiente de modificación por proximidad a los bordes de concreto.

$\psi_3$  = Coeficiente de modificación por agrietamiento del concreto.

### **Resistencia teórica al desprendimiento del concreto de los bordes**

Cuando la cabeza del anclaje está profundamente anclada pero cercana a un borde de concreto,  $c < 0,4h_{ef}$ , la resistencia teórica al desprendimiento del concreto,  $N_{sb}$ , no excederá de:

Para anclajes individuales:

$$Nsb = 42,5 \cdot c \cdot \sqrt{A_{br}} \sqrt{f'c} \quad (42)$$

Cuando el anclaje individual está localizado a una distancia perpendicular,  $c_2$ , menor que  $3c$  medida desde el borde de concreto, se multiplicará por  $0,25 (1 + c_2/c)$ , cuando  $1 \leq c_2/c \leq 3$ .

Para el conjunto de anclajes con cabeza, cuando  $c < 0,4h_{ef}$  y estén separados entre sí menos que  $6c$ :

$$Nsb_g = \left(1 + \frac{S_o}{6 \cdot c}\right) \cdot Nsb \quad (43)$$

Donde:

$S_o$ : separación de perno más externo del grupo al borde de concreto

$Nsb$ : se obtiene con la fórmula (42) pero sin la modificación por la distancia perpendicular al borde.

#### **2.2.14 Diseño de miembros a tracción.**

Para la resistencia de los miembros sometidos a tracción,  $\phi_t N_t$ , será el menor valor que se obtenga de considerar los estados límites de cedencia en la sección del área total y de fractura en la sección del área neta efectiva.

Cedencia en la sección del área total:

$$N_t = F_y \cdot A \quad \phi_t = 0,90 \quad (44)$$

Fractura en la sección del área neta efectiva:

$$N_t = F_u \cdot A_e \quad \phi_t = 0,75 \quad (45)$$

Donde:

$A$  = área total de la sección transversal del miembro.

$A_e$  = área efectiva del miembro.

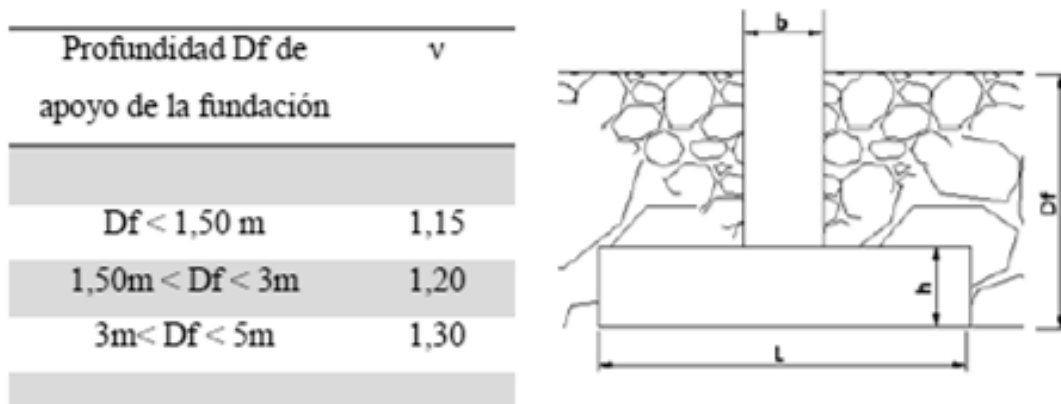
$N_t$  = resistencia teórica a tracción normal.

$\phi_t$  = factor de minoración de la resistencia teórica.

### 2.2.15 Criterios generales para el diseño de una zapata aislada cargada excéntricamente.

Cuando una columna transmite a la base sólo cargas centradas, coincidentes con el centro de presiones, y cuando el área en planta lo permita, se deben diseñar bases aisladas, que son las que ofrecen mejor comportamiento estructural y la mayor economía.

La totalidad de las cargas que transmite la columna correspondiente a: cargas gravitacionales de la superestructura en régimen de servicio, peso propio, etc. Se designa por **P**. Por el contrario, el peso propio de la base y de la tierra de relleno es desconocido, por ello para un predimensionado, se puede asumir que la carga total **P** se ve afectada por el factor de mayoración y de acuerdo a la profundidad de la fundación como se muestra en la figura 12.



**Figura 8 Factor de mayoración de carga para predimensionado**

**Fuente:** J. Salas, J. Villa.

Una vez conocido el factor de mayoración, acorde a la profundidad, se procede a calcular el área requerida:

$$A_{req} = v P / \sigma_{adm} \quad (46)$$

A partir de esta se pueden sacar las dimensiones  $B_x$  y  $B_y$ , las cuales darán el área real dispuesta, la cual es necesaria para el cálculo de lo que es la presión ficticia

del suelo, esta depende de la carga más desfavorable, el área real y las excentricidades que se hallan dentro del núcleo de presiones.

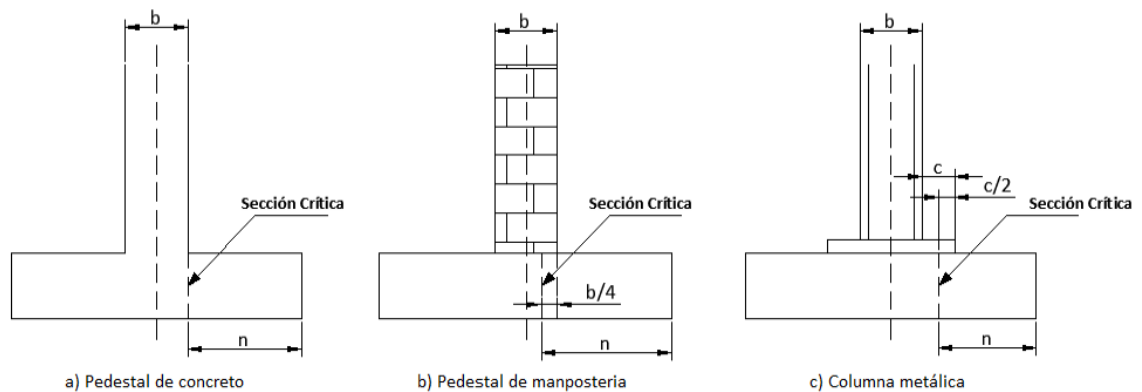
$$\sigma_u = \frac{P_u}{A_{real}} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{B_x} \pm \frac{6 \cdot e_y}{B_y} \right) \quad (47)$$

Este arrojará varios resultados, donde el máximo deberá ser menor al admisible y el mínimo mayor que cero.

### 2.2.15.1 Requerimientos generales para el diseño estructural de fundaciones superficiales (método rígido)

El diseño de una fundación, una vez predimensionado y obtenido los esfuerzos últimos, se debe garantizar las exigencias a la que se somete la misma, es decir a flexión, a corte (punzonado y viga ancha) y aplastamiento

**Diseño por flexión:** El momento mayorado máximo, para una zapata o cabezal aislado se calculara según las secciones críticas mostradas en la figura 7.



**Figura 9 Secciones críticas para momentos**

**Fuente:** Fratelli, suelos fundaciones y muros

Según el tipo de columna el momento último para la sección crítica viene dado por:

$$M_u = \frac{q_u \cdot n^2}{2} \quad (48)$$

Donde el acero requerido en la sección vendrá dado por:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y j u d} \geq A_{smin} = 0,0018 B d \quad (49)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{\mu f_c B}} \quad (50)$$

Para la longitud de desarrollo en una armadura en compresión se toma:

$$20 \text{ cm} \leq L_d = 0,08 \cdot \phi b \cdot \frac{F_y}{\sqrt{f_c}} \geq 0,004 \cdot \phi b \cdot F_y \quad (51)$$

**Diseño por Punzonado:** Los esfuerzos cortantes en el concreto que falla por Punzonado se pueden tomar como equivalente al producido en planos verticales a través de la zapata, a una distancia igual a  $d/2$ . En la figura 15 se muestra la sección crítica para el chequeo del corte por Punzonado y por viga ancha.

La resistencia del concreto al Punzonado, viene dada por:

$$v_c = 1,06 \sqrt{f_c} \quad (52)$$

Donde

$V_c$ : resistencia del concreto al punzonado alrededor de la columna

$\phi$ : Factor de minoración = 0,75

$f_c$ : resistencia del concreto

Para el caso de columnas rectangulares el corte por punzonado se calcula de la siguiente manera:

$$V_u = P_u - \sigma_u(bx + d)(by + d) \quad (53)$$

Donde:

$V_u$ : Cortante ultimo en los planos verticales ubicados en la sección crítica

$P_u$ : Carga ultima transmitida por la columna a la zapata.

$\sigma_u$ : Esfuerzo último de la reacción del suelo.

$b_x, b_y$ : Dimensiones del pedestal.

$d$ : Altura útil.

De esta manera, queda definido la resistencia última por Punzonado según:

$$v_u = \frac{V_u}{2 \cdot \phi \cdot d \cdot [(b_x + d) + (b_y + d)]} \leq v_c \quad (54)$$

**Diseño por corte de viga ancha:** La sección crítica en este caso, se ubica a una distancia  $d$  de la cara de la columna, y se analiza en cualquiera de los volados de la fundación.

La resistencia del concreto, viene dada por:

$$v_c = 0,53 \sqrt{f'_c} \quad (55)$$

Donde

$V_c$ : resistencia del concreto al punzonado alrededor de la columna

$\phi$ : Factor de minoración = 0,75

$f'_c$ : resistencia del concreto

En este caso el cortante último será:

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot \left( \frac{L - bx}{2} - d \right) \quad (56)$$

$$v_u = \frac{V_u}{B \cdot d} \leq v_c \quad (57)$$

**Aplastamiento:** De igual forma se debe verificar la transferencia de esfuerzos en el plano de contacto entre la columna y la zapata. En la Figura 13 se observa como la carga última se va distribuyendo en áreas mayores.

La carga máxima que puede soportar la columna viene dada por:

$$P_{max} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \quad (58)$$

Donde:

$A_1$  = área del pedestal

$\phi$ : Factor de minoración = 0,65

$f'_c$ : resistencia del concreto

La teoría de resistencia última permite aumentar el  $P_{max}$  en el factor:

$$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2 \quad (59)$$

Donde  $A_2$  es el área máxima de la porción de la superficie de apoyo que es geoméricamente similar al área cargada del pedestal o columna, y concéntrica en ella. De esta manera se debe cumplir las siguientes condiciones:

Si  $P_u > P_{max}$  el acero de transferencia viene dado por:

$$A_s = \frac{P_u - \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{A_2/A_1}}{\phi \cdot F_y} \quad (60)$$

Si  $P_u < P_{max}$ , se debe colocar acero mínimo, para asegurar la integridad de la unión pedestal fundación, los códigos de diseño en concreto exigen que el área mínima de refuerzos que atraviesa la superficie contacto sea igual a:

$$A_{smin} = 0,005 \cdot (\text{área de pedestal}) \quad (61)$$

### 2.3. Definición de Términos Básicos

- **Accesibilidad:** es el grado en el que todas las personas pueden utilizar un objeto, visitar un lugar o acceder a un servicio, independientemente de sus capacidades técnicas, cognitivas o físicas
- **Acero:** mezcla de hierro con una cantidad de carbono variable entre el 0,03 % y el 2,14 %.
- **Acero de refuerzo:** Conjunto de barras, mallas o alambres que se colocan dentro del concreto para resistir tensiones conjuntamente con éste.
- **Avenida:** vía importante de comunicación dentro de una ciudad o asentamiento urbano. Generalmente una avenida tiene dos sentidos de circulación, lo que lo diferencia de la calle de sentido único.
- **Columna:** Miembro estructural utilizado principalmente para soportar cargas axiales, acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su menor dimensión transversal.
- **Elementos Estructurales:** elementos que soportan los esfuerzos y deformaciones que tiene una determinada estructura.
- **Estructura:** conjunto de sólidos resistentes vinculados entre sí, diseñado para resistir combinaciones de fuerzas con un fin determinado.
- **Puente:** es una construcción que permite salvar un accidente geográfico como un río, un cañón, un valle, una carretera, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo físico. El diseño de cada puente varía

dependiendo de su función y de la naturaleza del terreno sobre el que se construye debido a que por lo general es una construcción artificial.

- **Puente peatonal:** es aquel que permite el paso de peatones sobre cuerpos de agua, vías de tráfico o valles en las montañas. Se pueden construir en diferentes tipos de materiales. Los hay estáticos y móviles. Los tamaños son muy diversos desde unos pocos metros hasta cientos de metros. Debido a la poca carga para la que están concebidos y a la limitada longitud que han de atravesar, el diseño de los mismos puede ser muy diverso.

- **SAP2000:** Programa de análisis y diseño estructural basado en el método de elementos finitos.

- **Transeúnte – Peatón:** es el individuo que transita a pie por espacios públicos.

- **Viga:** En ingeniería se denomina viga a un elemento estructural lineal que trabaja principalmente a flexión, encargado de recibir las cargas de las losas transmitiéndolas a las columnas y/o muros.

- **Zapata:** es un tipo de cimentación superficial (normalmente aislada), que puede ser empleada en terrenos razonablemente homogéneos y de resistencias a compresión medias o altas. Consisten en un ancho prisma de concreto situado bajo los pilares de la estructura. Su función es transmitir al terreno las tensiones a que está sometida el resto de la estructura y anclarla.

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO.**

Para que la realización del presente sea posible, es importante conocer la metodología a aplicar, ya que la misma da credibilidad y garantiza resultados más exactos. Arias (2006) explica el marco metodológico como “Conjunto de pasos, técnicas y procedimientos empleados para formular y resolver problemas” (p.16).

Una vez comprendido, se procede a lograr el desarrollo, el cual se encarga de definir los pasos a seguir para dar a conocer las variables de estudio, así como también el área en que se desarrollan.

#### **3.1. Tipo de investigación**

El presente se considera una investigación de un proyecto tipo factible, debido a que este no es más que una propuesta viable, destinada atender necesidades específicas a partir de un diagnóstico.

El Manual de Tesis de Grado, (2003), plantea: “Consiste en la investigación, elaboración y desarrollo de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos necesidades de organizaciones o grupos sociales que pueden referirse a la formulación de políticas, programas, tecnologías, métodos, o procesos. El proyecto debe tener el apoyo de una investigación de tipo documental, y de campo, o un diseño que incluya ambas modalidades”

Del mismo modo, Arias, (2006), señala: “Que se trata de una propuesta de acción para resolver un problema práctico o satisfacer una necesidad. Es indispensable que dicha propuesta se acompañe de una investigación, que demuestre su factibilidad o posibilidad de realización”.

Todas las anteriores coinciden en que los proyectos factibles consisten en buscar facilitar o dar solución a un problema puntual que ocasiona una incomodidad por así decirlo.

### **3.2. Nivel de la investigación**

De acuerdo al método y fines que sigue la presente, se cataloga en una investigación del tipo descriptivo. Según Sabino (1986) “La investigación de tipo descriptiva trabaja sobre realidades de hechos, y su característica fundamental es la de presentar una interpretación correcta. Para la investigación descriptiva, su preocupación primordial radica en descubrir algunas características fundamentales de conjuntos homogéneos de fenómenos, utilizando criterios sistemáticos que permitan poner de manifiesto su estructura o comportamiento. De esta forma se pueden obtener las notas que caracterizan a la realidad estudiada”. (Pág. 51)

Se puede decir que la presente es de tipo descriptiva, ya que se ocupa de una investigación detallada. En relación con los objetivos específicos es un proceso sistemático de análisis, cálculo e interpretación de resultados que deben alcanzar los fines correspondientes.

### **3.3. Diseño de la investigación**

Arias (1999), define el diseño de la investigación como “la estrategia que adopta el investigador para responder al problema planteado” (p.30). Al respecto, la Universidad Pedagógica Libertador (2.003) expresa:

“Se entiende por investigación de campo, el análisis sistemático de problemas en la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos, entender su naturaleza y factores constituyentes, explicar sus causas y efectos, o predecir su ocurrencia, haciendo uso de métodos característicos de cualquiera de los paradigmas o enfoques de investigación conocidos o en desarrollo. Los datos de interés son recogidos en forma directa de la realidad; en este sentido se trata de investigaciones a partir de datos originales”. Según Arias (2004), la investigación de campo “consiste en la recolección de datos directamente de la realidad donde ocurren los hechos, sin manipular o controlar variables alguna”. (p. 94). Una vez comprendido lo siguiente se reconoce finalmente que esta investigación cumple con los parámetros de diseño de campo.

### **3.4. Población**

La población es un conjunto de individuos de la misma clase, limitada por el estudio. Según Tamayo y Tamayo, (1997), "La población se define como la totalidad del fenómeno a estudiar donde las unidades de población poseen una característica común la cual se estudia y da origen a los datos de la investigación"(P.114). Para efecto del presente, los objetos de estudio están constituidos por la población de usuarios del Hiper Líder de la Av. Bolívar de flor Amarillo y sus adyacencias.

### **3.5. Muestra**

Balestrini (2006), señala que: "una muestra es una parte representativa de una población, cuyas características deben producirse en ella, lo más exactamente posible. (p.141)".

Para esta investigación, el muestreo fue no Probabilístico causal, ya que la selección de la muestra coincide con la población.

### **3.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

Rojas Soriano, (1996-197) señala al referirse a las técnicas e instrumentos para recopilar información como la de campo, lo siguiente:

Que el volumen y el tipo de información-cualitativa y cuantitativa- que se recaben en el trabajo de campo deben estar plenamente justificados por los objetivos e hipótesis de la investigación, o de lo contrario se corre el riesgo de recopilar datos de poca o ninguna utilidad para efectuar un análisis adecuado del problema.

**Observación directa:** Morán (2008) define como observación "la facultad de orientar los sentidos para captar información del medio externo". En este sentido Wilson (2000), menciona que la observación directa "Es una técnica que consiste en observar atentamente el fenómeno, hecho o caso, tomar información y registrarla para su posterior análisis. La observación es un elemento fundamental de todo proceso investigativo; en ella se apoya el investigador para obtener el mayor número de datos". Esta es empleada en el presente por las características que la componen, debido a que el diagnóstico de la situación que presenta la avenida Bolívar a la altura del Hiper Líder de Flor Amarillo es notable, debido a que el investigador logró

observar de forma directa el problema de la deficiencia a la prestación de un servicio que garantice la seguridad del peatón al cruzar dicha avenida.

### 3.7. Fases metodológicas

Para que la investigación pueda desarrollarse es importante planificar la misma en una manera secuencial, en este caso se tomaron 5 fases, las cuales están constituidas de la siguiente manera.

**Fase I:** “Verificar el levantamiento detallado de la estructura existente proporcionado por la empresa Hyperlider C.A.” En esta fase se ha de realizar un estudio fotográfico el cual debe capturar todas las características correspondientes a la estructura existente.



**Figura 10 Disposición de columna y escalera en la estructura existente**

**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).



**Figura 11 Disposición la cercha estructura existente**

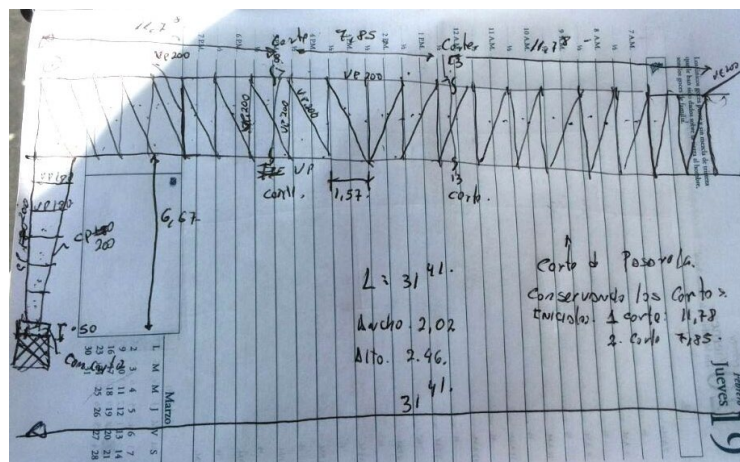
**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).

Así mismo se deben tomar en campo las medidas de los elementos que la componen, en este caso los mismos serán de acero.

Para poder cumplir esto, es necesario emplear la cinta métrica, la cual no es más que una tira larga y estrecha elaborada de un material flexible, que tiene marcada la longitud de metro y sus divisiones en centímetros y milímetros

Al emplear la misma es importante situar el inicio de esta (ubicando el extremo cero), en el inicio del elemento a medir, se procede a alinear la cinta a lo largo del mismo y se lee el metraje coincidente con el fin de la pieza.

A través de este método de medición se verificaron los datos expresados en la siguiente imagen suministrada por la junta directiva de Hyperlider.




**Figura 12 Datos obtenidos en campo a cerca de la estructura existente.**

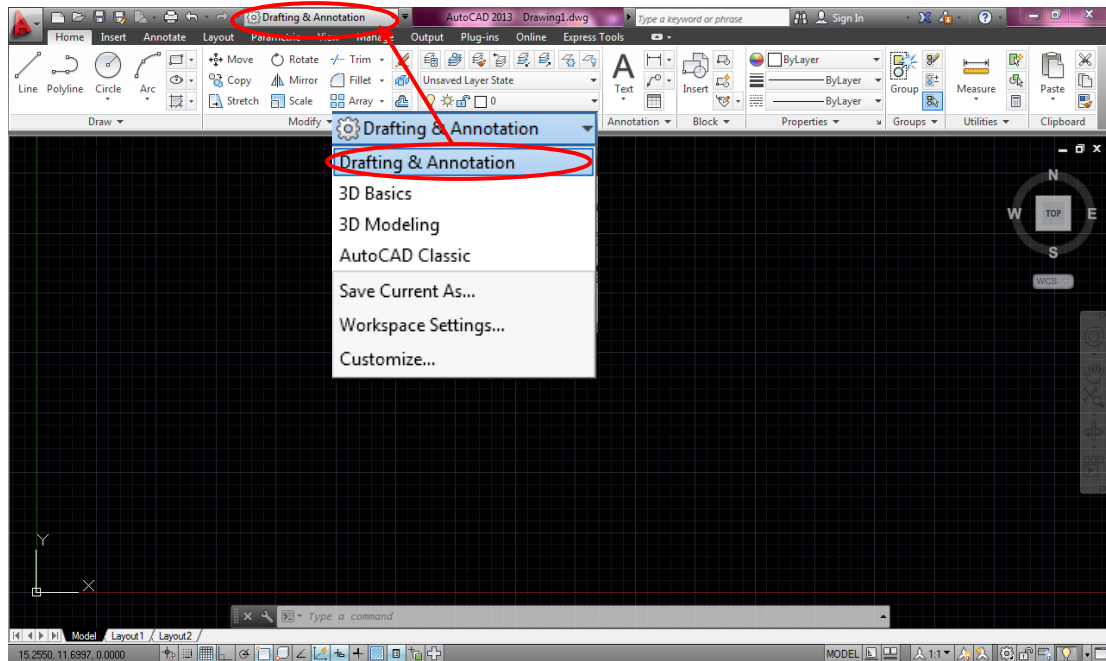
**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).

Una vez verificados los resultados de la observación directa y documentación del trabajo en campo se ha de realizar el trazado de dicha estructura en el software dibujo en 2D y modelado en 3D AUTOCAD. Obteniendo así los planos estructurales de la estructura a reubicar y adecuar.

Procedimiento a seguir para realizar el levantamiento desde el software de dibujo AUTOCAD 2013:

Se inicia el programa ubicando el icono de AUTOCAD 2013 .


Una vez iniciado el programa se ha de chequear que se encuentre el mismo en Drafting&Annotation.

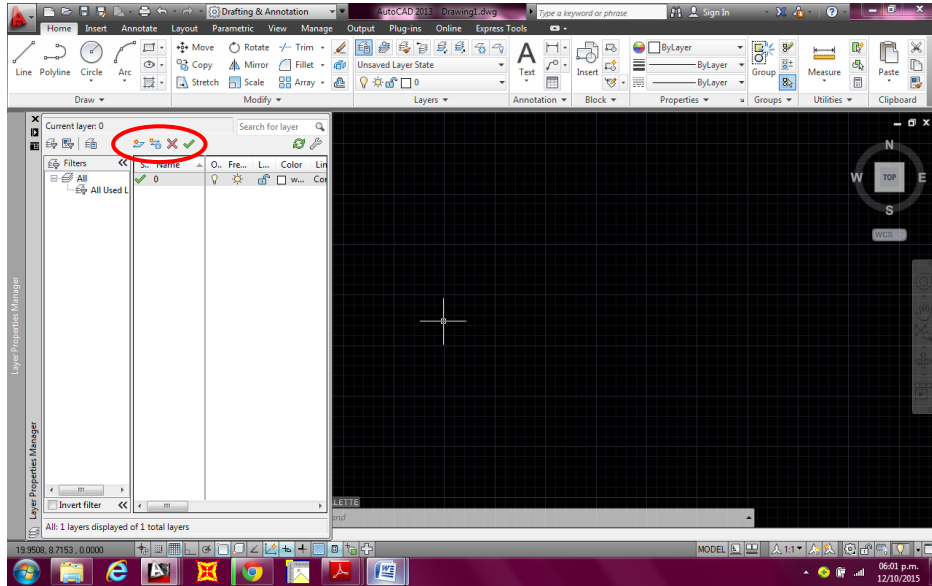


**Figura 13** Captura de la pantalla de AUTOCAD.

**Fuente:** Software de dibujo y modelado AUTOCAD 2013.


Una vez verificado el paso anterior se procede a trazar la vista paralela a la vía, primeramente se ha de crear un layer que contenga cada elemento de la pasarela, el mismo se ha de crear escribiendo LAYERPALETTE, a continuación saldrá una paleta de herramientas, en la cual seleccionando

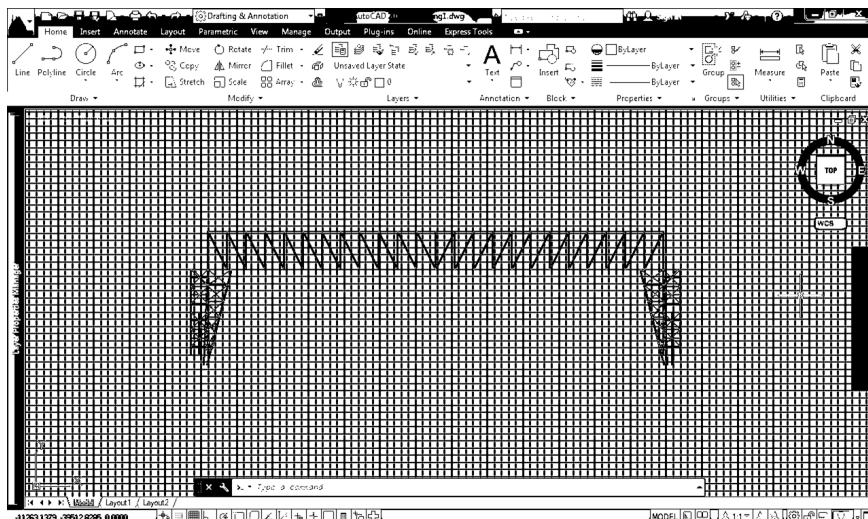
el botón NEW LAYER  se configura el color y el nombre del mismo.



**Figura 14** Captura de la pantalla de AUTOCAD.


**Fuente:** Software de dibujo y modelado AUTOCAD 2013.

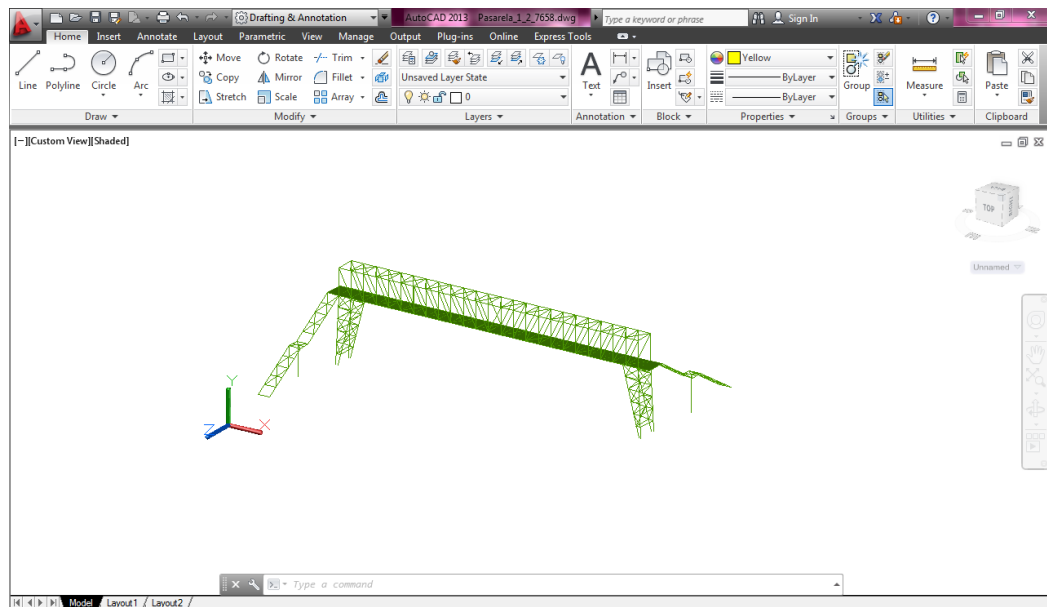
Finalmente seleccionando el comando LINE  en la parte superior izquierda se traza la geometría obtenida en campo, obteniendo lo siguiente:



**Figura 15** Captura de la pantalla de AUTOCAD.

**Fuente:** Software de dibujo y modelado AUTOCAD 2013.

Al obtener el mismo, se debe seleccionar en la barra de herramientas ubicada del lado derecho en el centro el siguiente botón , el cual hace girar el plano, para que así siguiendo el mismo procedimiento se proceda a terminar el modelado en 3D de la estructura, obteniendo el plano final del puente peatonal existente.



**Figura 16 Captura de la pantalla de AUTOCAD.**

**Fuente:** Software de dibujo y modelado AUTOCAD 2013.

El resultado de esto será el siguiente:

Obtenida la vista frontal/trasera es necesario proceder a modelar laterales y escaleras dispuestas, esto de manera compuesta, es decir con vista en tercera dimensión, con profundidad, obteniendo el modelo total de la estructura existente:

**Fase II:** “Confirmar las características geométricas del puente peatonal existente proporcionado por la empresa Hyperlider C.A.”

La estructura es de tipo puente peatonal, para poder verificar las características de la misma fue necesario implementar el uso de un instrumento de medición llamado vernier, el cual es un aparato destinado a la medida de pequeñas longitudes, espesores y profundidades, suele medir en centímetros y milímetros.

El procedimiento de medición del mismo consiste en mover la corredera a través del soporte, de tal manera que ambos sujeten bien el objeto, una vez hecho esto se procede a medir, en este caso en cm, los espesores de los perfiles, dicho valor será el que muestre el vernier cuando ambas partes coincidan en las rayas divisorias.

Los datos suministrados por Hyperlider dictan que los listones superiores e inferiores de la cercha son CP200, de igual manera que los arriostramientos ubicados en la cercha son VP200, la estructura posee perfiles del tipo L y T, y la misma está totalmente conectada mediante uniones de tipo soldadas como se muestra en la siguiente figura obtenida en campo.



**Figura 17 Detallado de los perfiles y tipo de conexión de la estructura existente.**

**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).

Todas estas características se plasmaron en una especie de inventario el cual arroja los cálculos de cada elemento correspondiente a la estructura,

sus características fueron buscadas en los catálogos que contienen el peso por metro, área de la sección entre otras características.

Inventario de la Pasarela Existente

Cercha			
Perfil	Peso (kg/m)	Longitud Acumulada (m)	Peso (kg)
CP 200	50,1	112	5611,20
VP200	24,1	345,62	8329,44
L 90x90	12,18	99,12	1207,28
baranda	20	56	1120,00
	Kg/m <sup>2</sup>	Area	
Lamina estriada	25	56,56	1414
Columnas			
Perfil	Peso (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)
CP 200	50,1	111,84	5603,18
T 90x90x7	24,36	73,8	1797,77
Escaleras			
Perfil	Peso (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)
CP 200	50,1	52,64	2637,26
VP180	17,7	21,6	382,32
T 90x90x7	24,36	42,72	1040,66
baranda	20	47,84	956,80
	Kg/m <sup>2</sup>	Area	
Lamina estriada	25	15,25	381,25

**Tabla 17 “Cómputos de los componentes de la estructura existente”.**

**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).

**Fase III** “Ubicar el puente peatonal de tal manera que el mismo no afecte el tendido eléctrico y las líneas de gas en el levantamiento topográfico proporcionado por la empresa Hyperlider.”. Para la siguiente fase se ubico la estructura según los requerimientos expuestos por la directiva de SuperLíder, además de esto se realizo

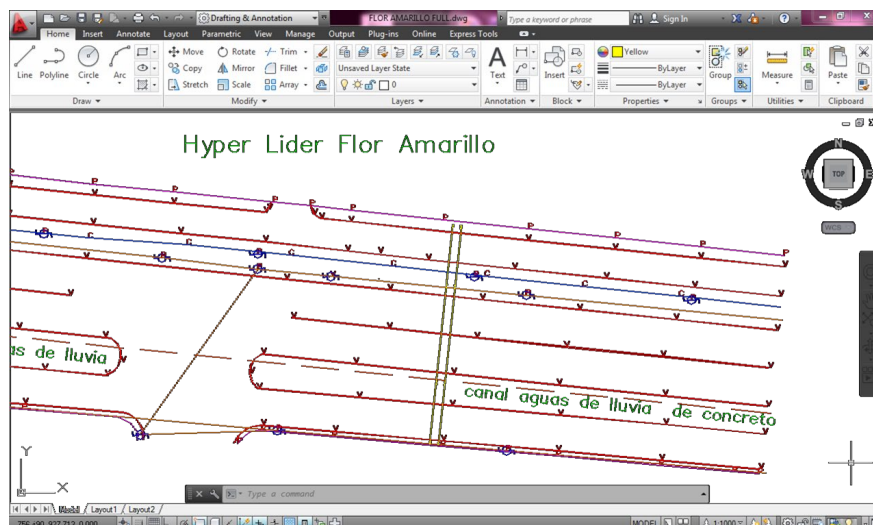
un estudio fotográfico, de mapas satelitales y de medición a través de un plano que fue suministrado por dicha gerencia.



**Figura 18 Vista Satelital del Hipermercado y la Av. 73 Huberto Celli.**

**Fuente:** Google Maps.

La altura de la estructura no debe perjudicar el tendido eléctrico ni las líneas de gas que ya está dispuestas en la Av. 73 Huberto Celli, mediante el plano se pudo obtener la longitud total a requerir la estructura a adecuar. Quedando una disposición, (donde la línea amarilla será la estructura adecuada):

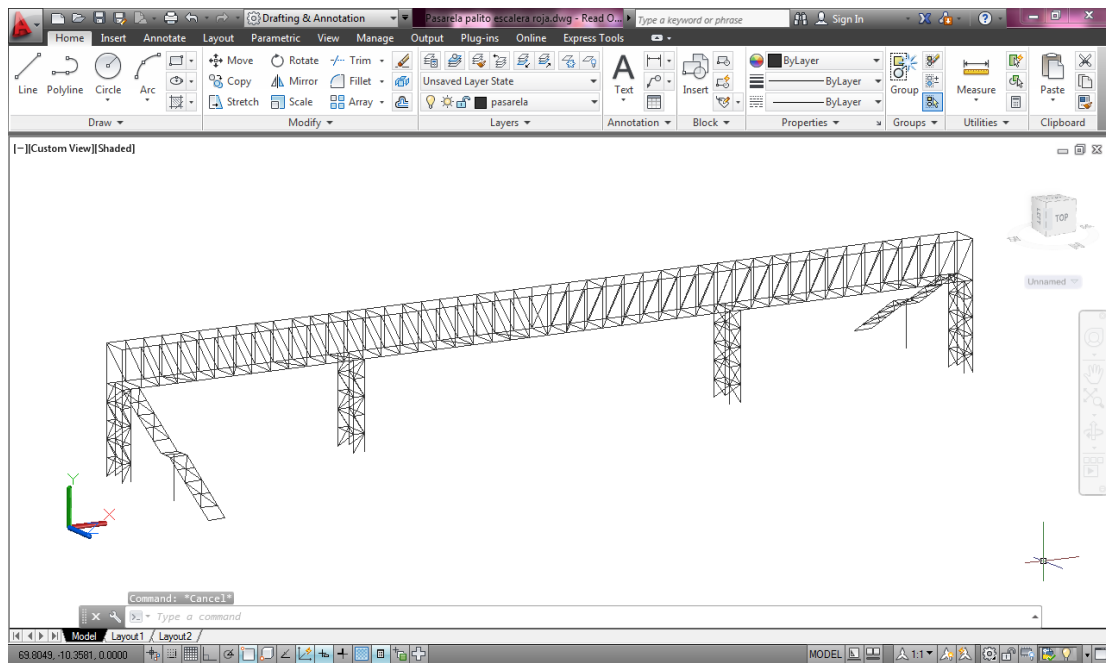


**Figura 19 Captura de la pantalla de AUTOCAD.**

**Fuente:** Software de dibujo y modelado AUTOCAD 2013.

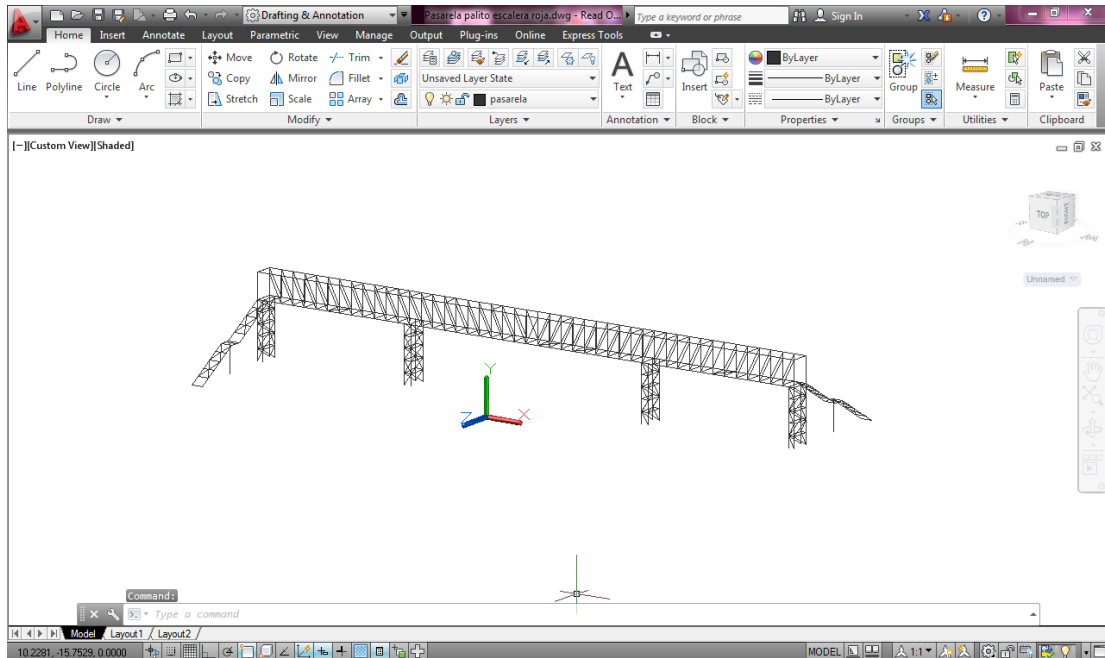
**Fase IV** “Adecuar las condiciones del puente peatonal existente para que alcance la longitud necesaria cumpliendo con requerimientos establecidos en norma, mediante un software de cálculo estructural”.

Se ha de seguir el mismo proceso expresado en la fase I para el modelado de la estructura adecuada, siguiendo la misma geometría existente, con la longitud requerida obtenida en la fase III, mediante la disposición del plano recibido por la directiva del Hipermercado SuperLíder, trayendo como resultado el siguiente plano.



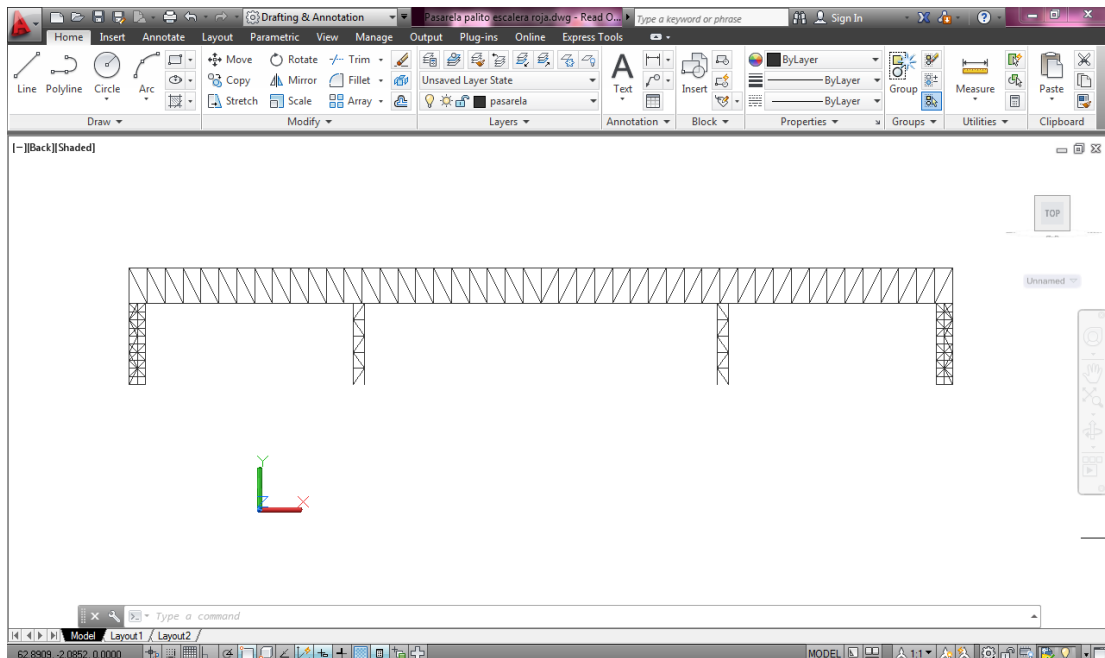
**Figura 20** Captura de la pantalla de AUTOCAD.

**Fuente:** Software de dibujo y modelado AUTOCAD 2013.



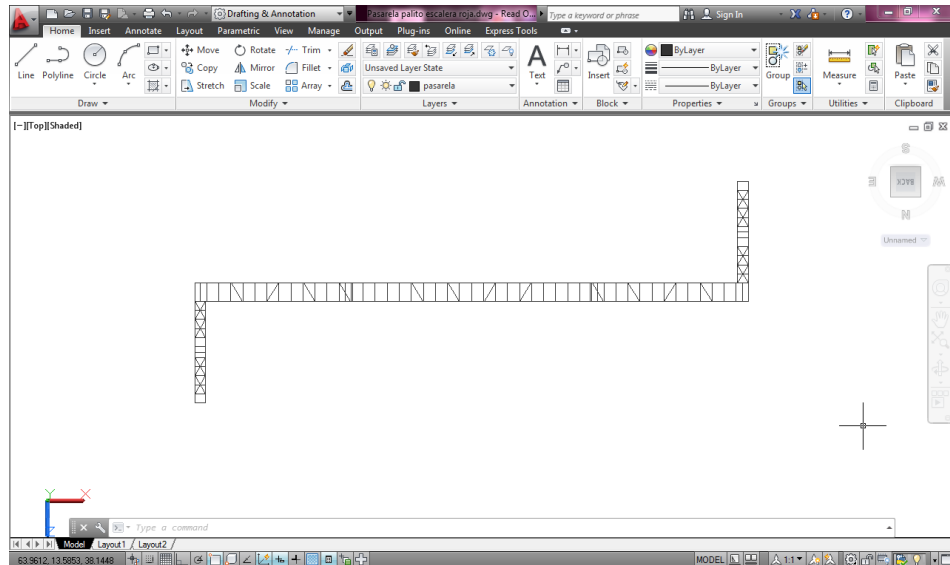
**Figura 21** Captura de la pantalla de AUTOCAD.

Fuente: Software de dibujo y modelado AUTOCAD 2013.



**Figura 22** Captura de la pantalla de AUTOCAD (vista frontal).

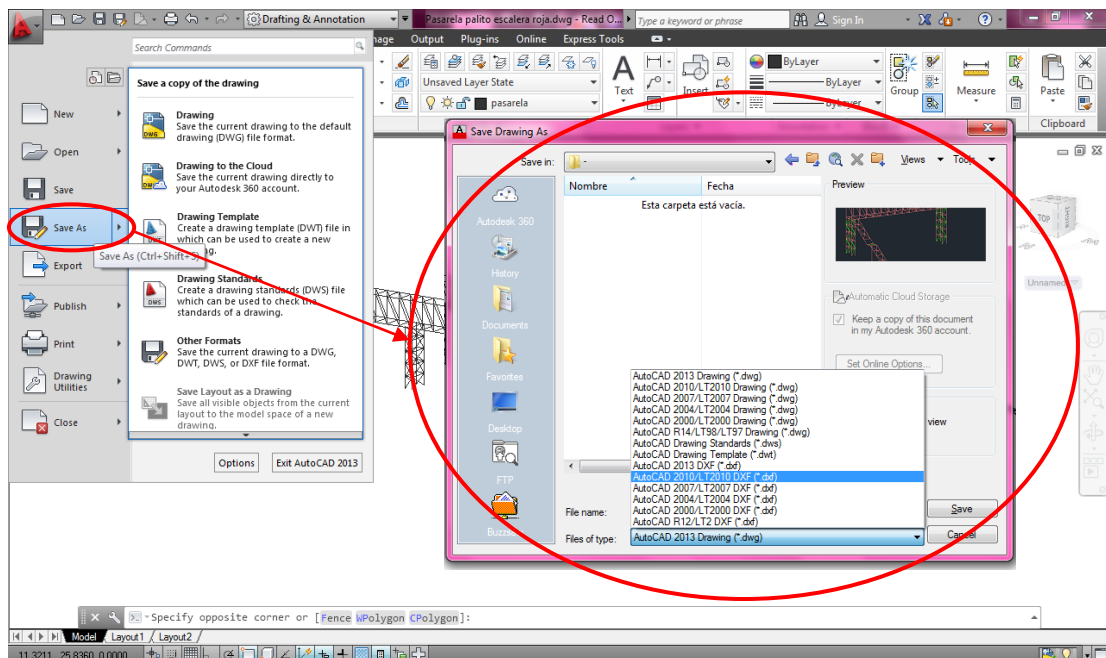
Fuente: Software de dibujo y modelado AUTOCAD 2013.



**Figura 23** Captura de la pantalla de AUTOCAD (vista Planta).

**Fuente:** Software de dibujo y modelado AUTOCAD 2013.

A continuación se procede a guardar el modelo en un formato .dxf.



**Figura 24** Captura de la pantalla de AUTOCAD

**Fuente:** Software de dibujo y modelado AUTOCAD 2013.

Al seleccionar el tipo de archivo finalmente se pulsa save, de esta manera quedara el plano guardado, listo para ser importado al software de cálculo SAP2000.

Para continuar con el desarrollo de la fase se realizaran los siguientes pasos:

- Se determinan las cargas que actúan por metro en la estructura, según lo establece en la norma COVENIN acciones mínimas 2002 – 1998, a las mismas se les denominara como se explica a continuación, para ser cargadas en el software de cálculo.

**Carga Permanente (CP)**, esta viene definida a partir de los materiales que componen la estructura como tal, es decir el peso propio de los perfiles. SAP2000 determina esta de manera automática, a partir del peso específico del material, (Ver Tabla 1, Propiedades del acero estructural), estas cargas se denominaran “DEAD” en dicho software. Otros elementos secundarios que se consideran sobrecarga permanente (SCP), serán determinadas “SUPER DEAD” en el mismo.

**Cargas Variables (CV)**, de igual manera viene determinadas bajo el mismo criterio estadístico de la COVENIN acciones mínimas 2002 – 1998, (Ver Anexo A), el mismo establece para áreas públicas, (Puentes Peatonales), una carga variable de 500 Kgf/m<sup>2</sup>, estas cargas se denominaran “LIVE”.

**Carga Sísmica (S)**, Para la consideración de la carga sísmica se realizaron dos hipótesis diferentes, las mismas basadas en la norma COVENIN 1756 – 2001, verificando el comportamiento del sismo estático introduciendo una aceleración de diseño estática, y otro mediante la grafica de la onda espectral construida por el software.

El estudio de suelos arrojó una serie de especificaciones sísmicas, basadas en la misma norma, este expuso la zona sísmica 5 (anexo B), con un coeficiente de aceleración  $A_0$  igual a 0,30, (tabla 2), con una forma espectral S2, un factor de corrección  $\phi = 0,95$  (tabla 3), y un factor de importancia de grupo B2 y un  $\alpha = 1$ .

Para el método estático se calculo la  $A_d$  mediante la ecuación 2, donde  $T^+ \leq T \leq T^*$ , (valores dados por la tabla 4 y la ecuación 4).

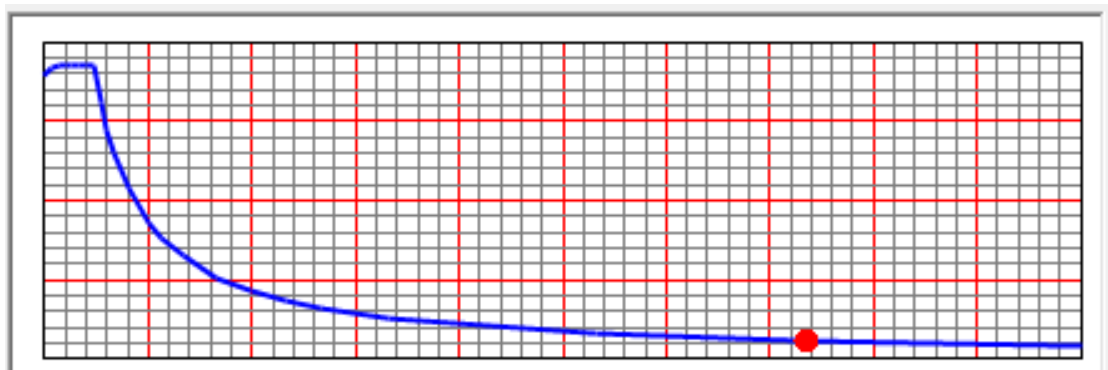
**Tabla 18: Parámetros sísmicos.**

$T^+$	0
T	0,42
$T^*$	0,7
$\alpha$	1
$\varphi$	0,95
$\beta$	2,6
Ao	0,3
R	2,5
Ad	0,2964

**Fuente:** J. Salas, J. Villa.

El valor de la fuerza sísmica estará definido mediante este método, se denominara como “SHE”.

Para el otro método se calcula la grafica de aceleración espectral / periodo según los datos obtenidos en el cuadro anterior según las ecuaciones (1), (2) y (3), obteniendo la figura 20.



**Figura 25 Ordenada del espectro de diseño respecto al periodo**

**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).

El valor de la fuerza sísmica estará definida calculada mediante este método se denominara “SH”.

**Carga Viento (W)**, la fuerza ejercida por el viento se calculará según lo mencionado en el capítulo dos, sección 2.6 Viento, según esto la estructura posee las siguientes características:

**Tabla 19: Parámetros del viento.**

Grupo	B
$\alpha$	1
Tipo de estructura	II
Tipo de exposición	B
Vel. Básica del viento	70 km/h

**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).

Para poder conocer la fuerza se debe aplicar la ecuación correspondiente al caso, (ver anexo D), para el cálculo se ha de aplicar la fórmula (5), (5.2), (8), (8.1), tabla 9, 10; estas arrojan los siguientes resultados:














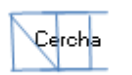
**Tabla 20: Parámetros qz y Gh**

qz	$12,32 \text{ kgf/m}^2 = 30 \text{ kgf/m}^2$
Gh	1,488

**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).

Para cálculo de los coeficientes de empuje y las fuerzas actuantes se tomaron tres casos diferentes, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 21: Parámetros Cp y fuerza del viento**

Viento Paralelo a la Via								
		Perfil	Longitud	Ancho	Relacion	Condicion	Cp	Carga Kg.f/m <sup>2</sup>
 Cercha		CP200	61	0,2	305	>=80	2	89,27
		VP200	2,66	0,2	13,3	16	1,4	62,49
		VP200	2,95	0,2	14,75	16	1,4	62,49
 Columna		CP200	0,6	0,2	3	<=6	1,2	53,56
		CP200	6	0,2	30	40	1,75	78,11
Viento Perpendicular a la Via								
		Perfil	Longitud	Ancho	Relacion	Condicion	Cp	Carga Kg.f/m <sup>2</sup>
 Cercha		CP200	2,02	0,2	10,1	10	1,3	58,03
		VP200	2,66	0,2	13,3	16	1,4	62,49
 Columna		CP200	2,02	0,2	10,1	10	1,3	58,03
		CP200	6	0,2	30	40	1,75	78,11
Caso Valla								
 Cercha	area	Relacion	Condicion	Cp	Carga Kg.f/m <sup>2</sup>			
	162,26	23	40	1,75	78,1147708			

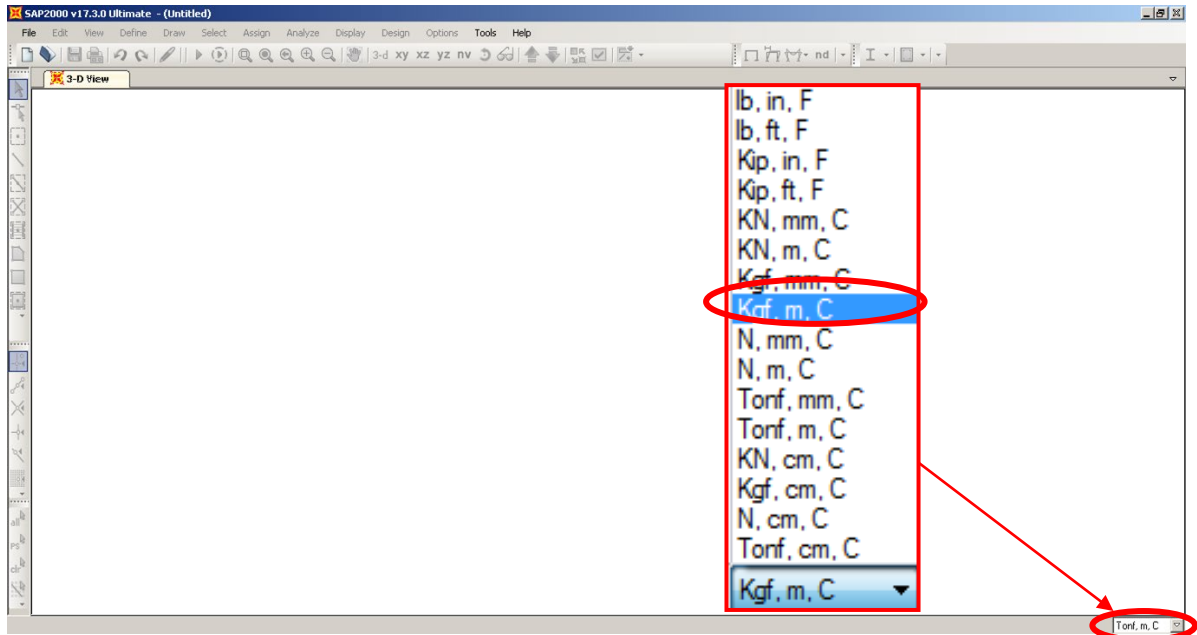
**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).

Modelado, análisis y chequeo de la estructura en SAP2000

Se inicia el programa ubicando el icono de SAP2000



Una vez iniciado el mismo se debe verificar que las unidades que están colocadas sean las correspondientes, en este caso se trabajara en kg - m - C.

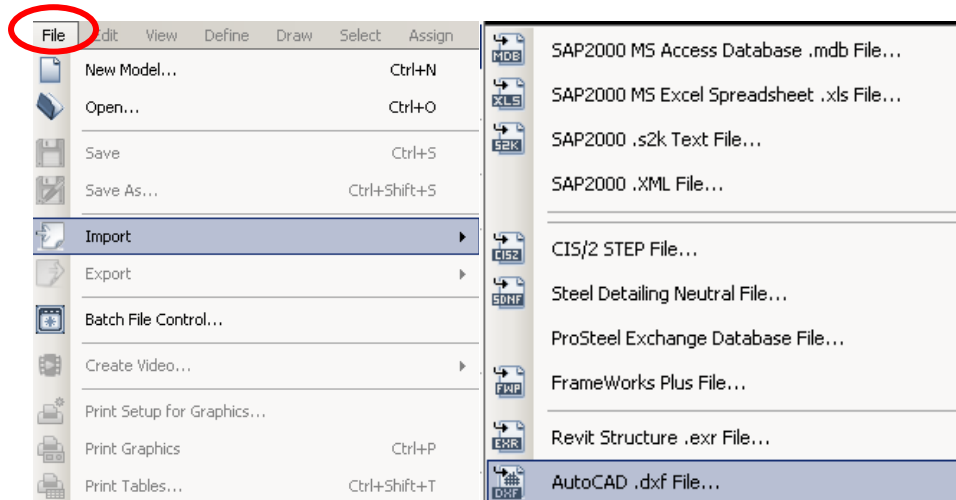


**Figura 26 Pantalla inicial SAP2000**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

### Creación del Modelo.

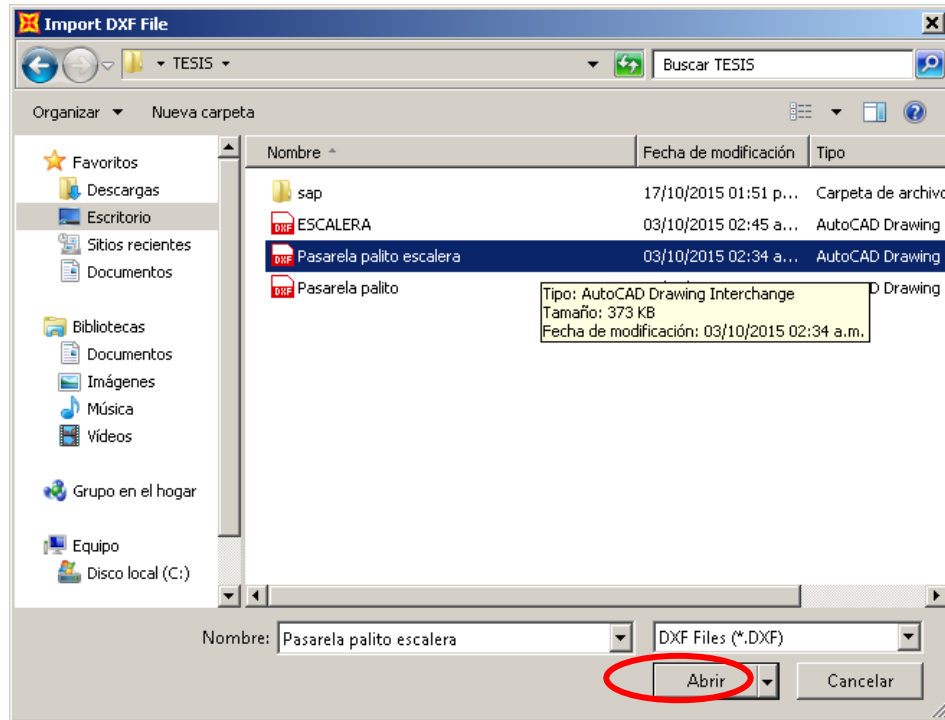
Se pasa a crear el nuevo modelo importando desde el archivo de AUTOCAD guardado en .dxf, para lograr esto se debe hacer lo siguiente: File >Import>AUTOCAD.dxf File.



**Figura 22 Cuadro de dialogo de inicio**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

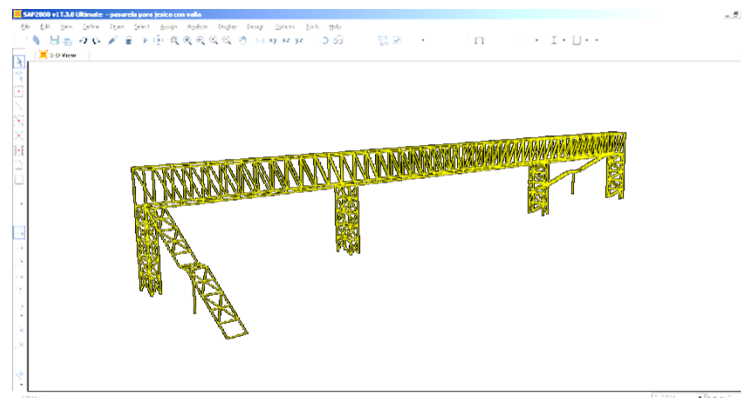
Luego de esto aparecerá el siguiente cuadro en el cual se ha de seleccionar el archivo correspondiente a la importación, una vez seleccionado se hace clic en abrir como se muestra a continuación.



**Figura 27 Cuadro para la importación.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

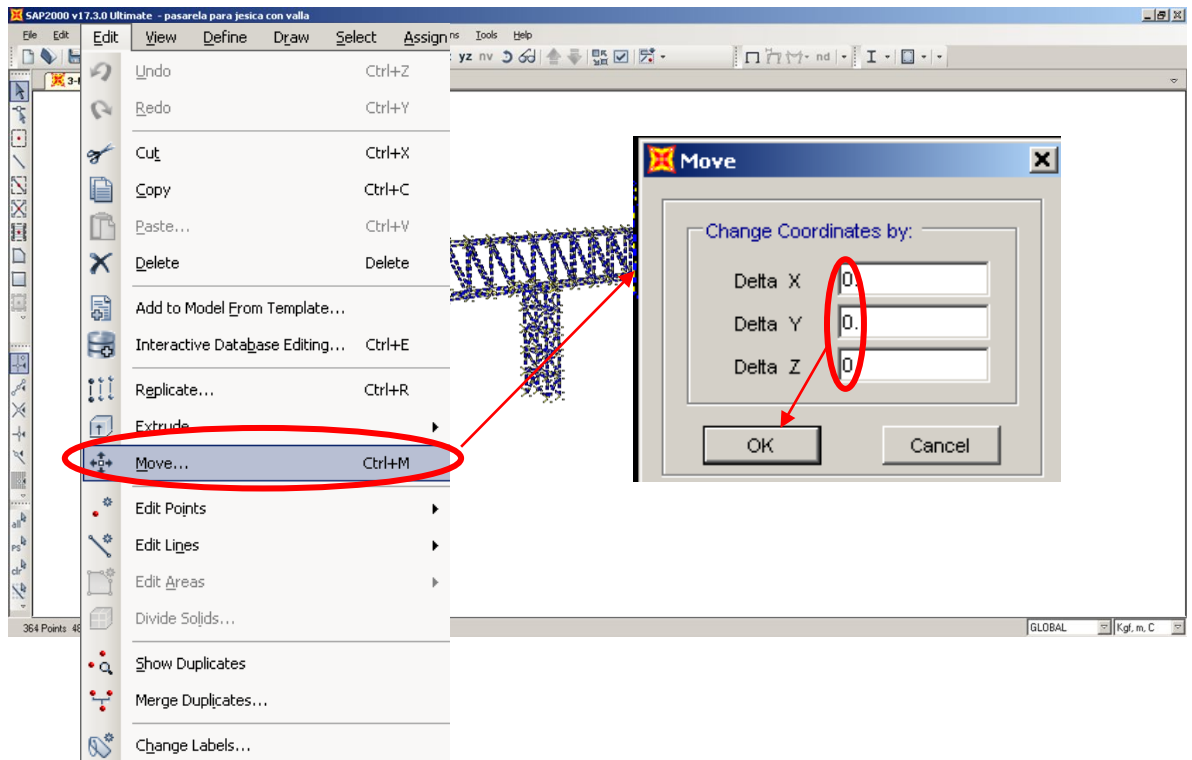
Luego de realizar esto el resultado será el siguiente:



**Figura 28 Captura de pantalla de la estructura importada.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Se debe verificar que la estructura este alineada con el eje global del software, siguiendo esta secuencia: se selecciona la estructura >Edit>Move> colocar las coordenadas (0, 0, 0) > ok.



**Figura 29 Alineación de ejes.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

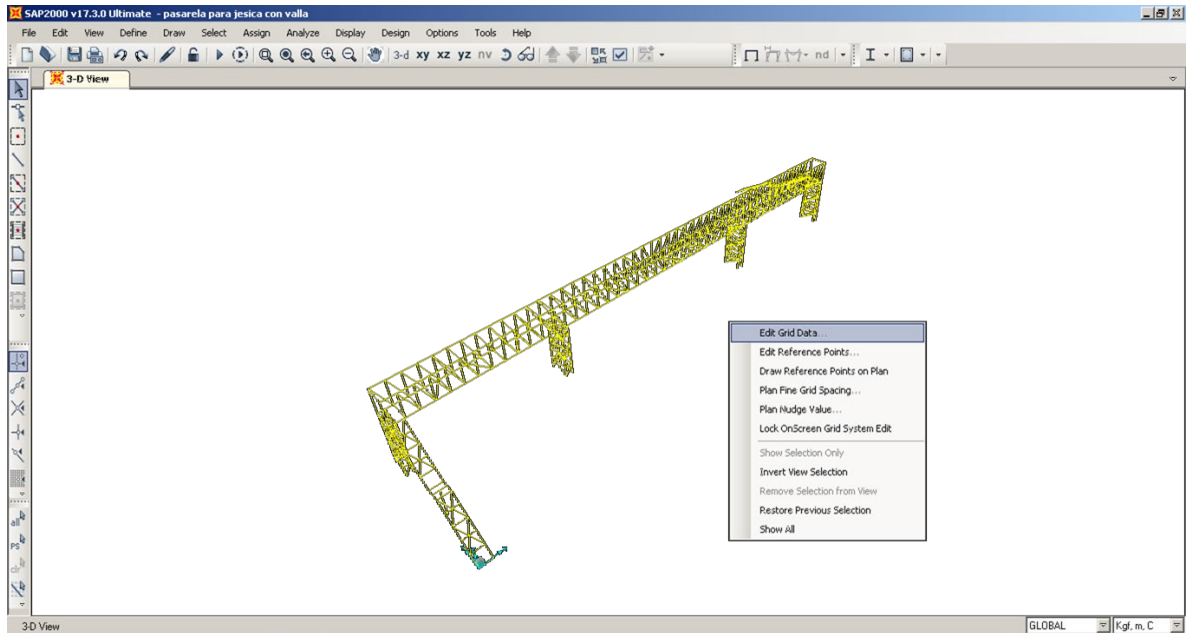
Luego de pulsar ok se procede a verificar que se realizó correctamente el desplazamiento de la estructura, pidiéndole al software que muestre la posición actual del eje, siguiendo el siguiente esquema: View > Show Axes



**Figura 30 Cuadro de dialogo view.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

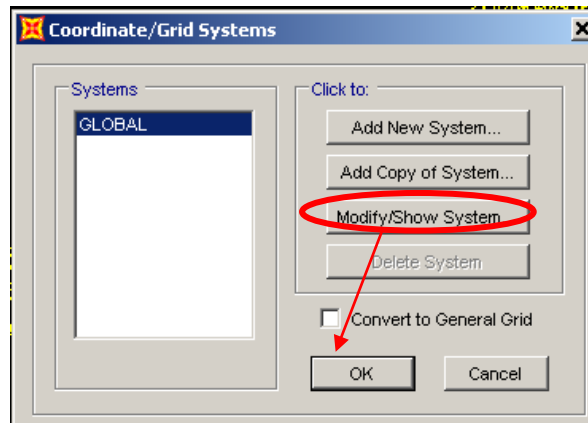
Al desplazar los ejes será más fácil crear el grid, para el mismo se debe hacer clic derecho y seleccionar la opción EditGrid Data.



**Figura 31 Creación del Grid.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Aparecerá un recuadro el cual mostrara el eje a modificar, se procede a seleccionar el mismo y luego dar clic en Modifi Show System.



**Figura 32 Modificación del Gid.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

A continuación se mostrara en pantalla una ventana en la cual se procede a dar dimensiones al grid de la siguiente manera: en la opción de DisplayGrids as >Spacing, donde se introducirán las distancias entre líneas.



**Figura 33 Displaygrids as.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

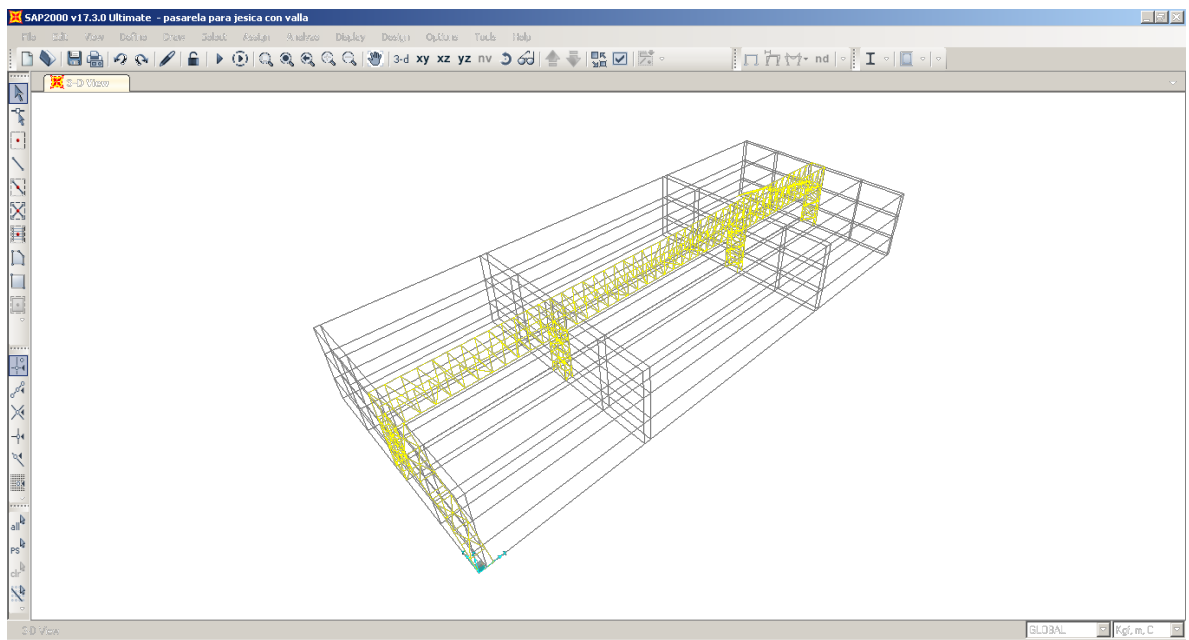
Se cambian los valores de las distancias entre las líneas de grid tal como se conocen en el plano.

X Grid Data						
	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		0.6	Primary	Show	End	
2		15.9998	Primary	Show	End	
3		0.8002	Primary	Show	End	
4		26.2	Primary	Show	End	
5		19999999999	Primary	Show	Start	
6		16	Primary	Show	Start	
7		10000000000	Primary	Show	Start	
8		n	Primary	Show	Start	

**Figura 34 Dimensión del grid.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Se le pide al software que muestre el Grid, haciendo clic en View > Show Grid



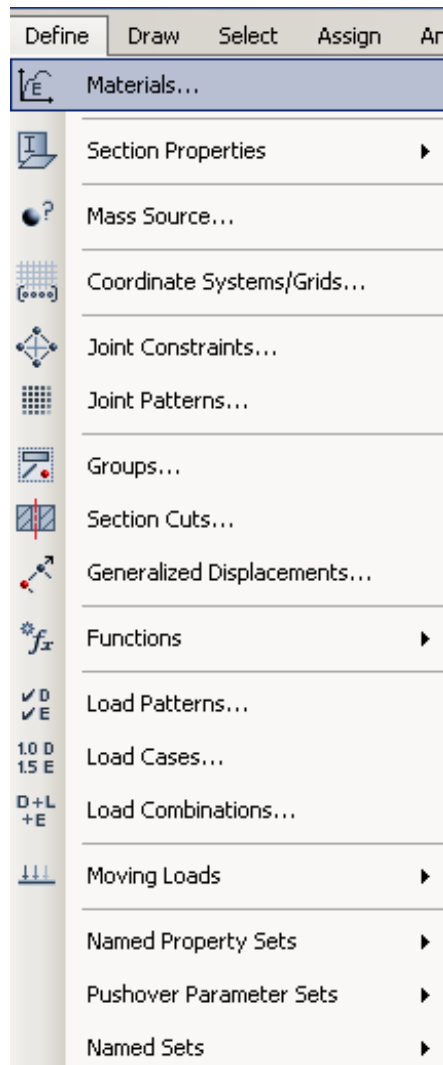
**Figura 35 Estructura con el Grid creado.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Se guarda el modelo para continuar con el desarrollo, seleccionando File > Save As... > dirección deseada > clic en guardar.

### **Definición del Material.**

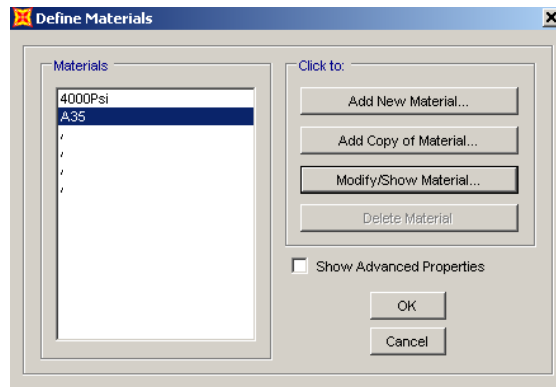
En esta parte del programa se define el tipo de material a utilizar, así como sus propiedades. Para definir el material se accede por la barra de menú, Define > Material Properties.



**Figura 36 Cuadro menú Define.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

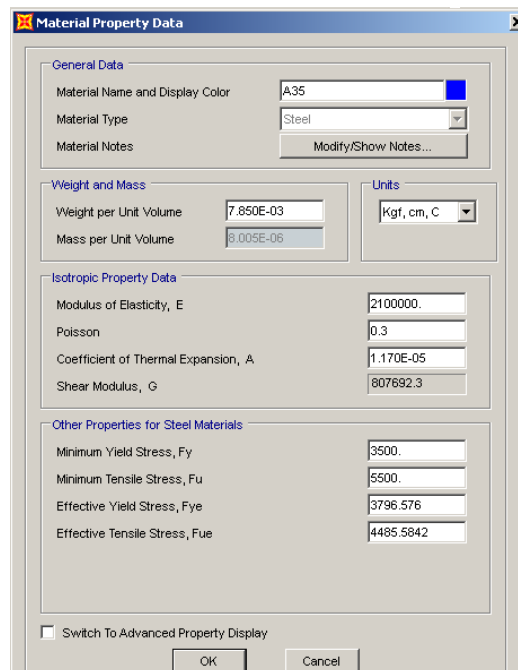
En el cuadro “Define Material”, estas propiedades serán modificadas según las características específicas del material elegido.



**Figura 37 Definición de materiales.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

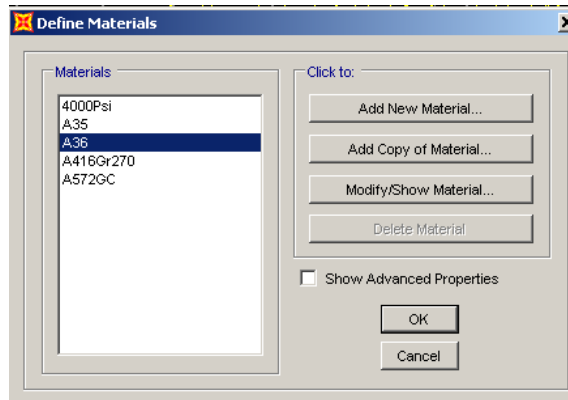
Se puede agregar un nuevo material en “add copy of material” o modificar definidos en “modifi/show material”.En este caso se seleccionara la opción“add copy of material”, y se procederá a colocar las diferentes características de dicho material.



**Figura 38 Edición de características del material.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.


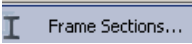
Se crean de igual manera todos los materiales a utilizar .

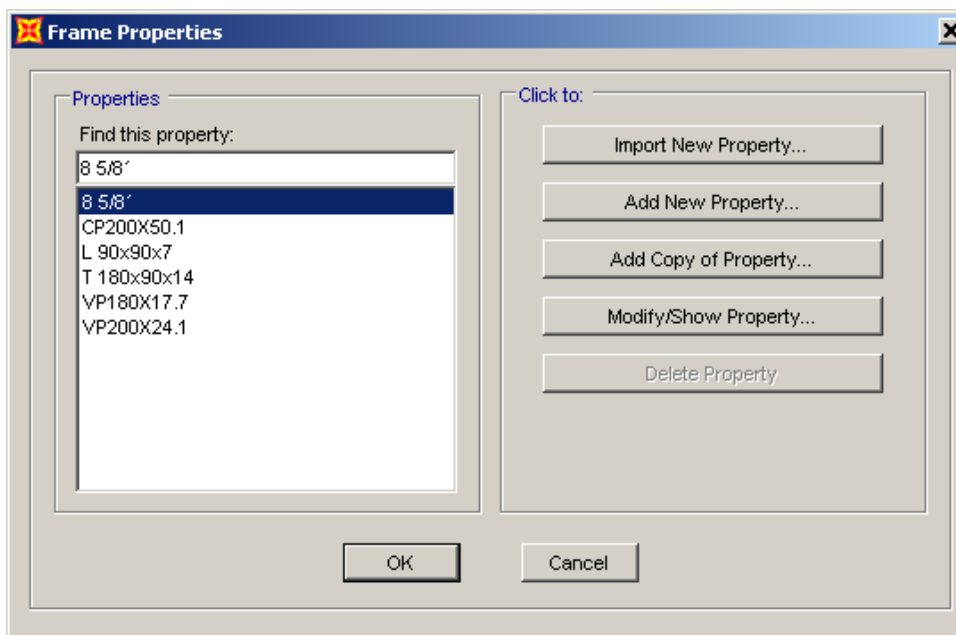


**Figura 39 Materiales creados.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

### Definición de Secciones

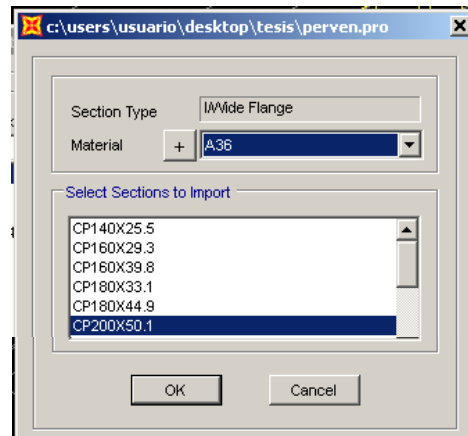
Se procede a seleccionar el menú > Define >  Section Properties >  Frame Sections..., seguidamente se despliega un cuadro de dialogo en el cual se han de definir las secciones a utilizar para la definición de elementos en la estructura



**Figura 40 Definición de elementos.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

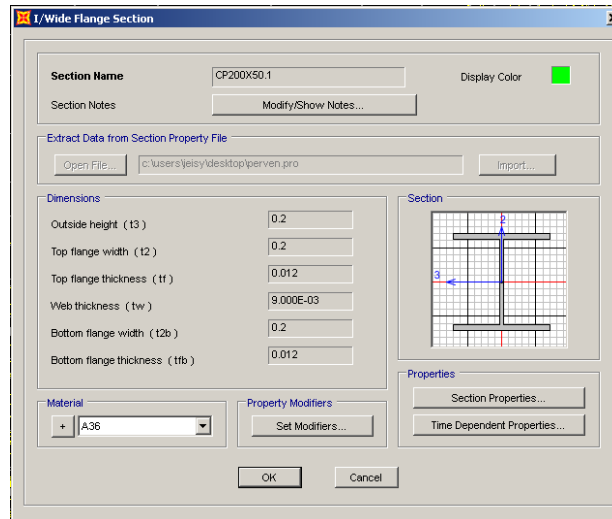
Se da clic en import new property, se selecciona el archivo a importar, este abrirá una lista de perfiles de acero, en ella se debe seleccionar los perfiles requeridos como se muestra:



**Figura 41 Selección de Perfiles.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

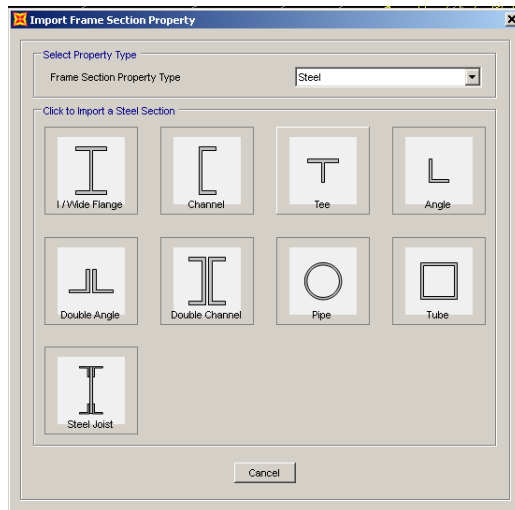
Este mostrara sus características, las cuales deben ser chequeadas, para corroborar que no se tome el perfil mal definido o equivocado.



**Figura 42 Características del perfil.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

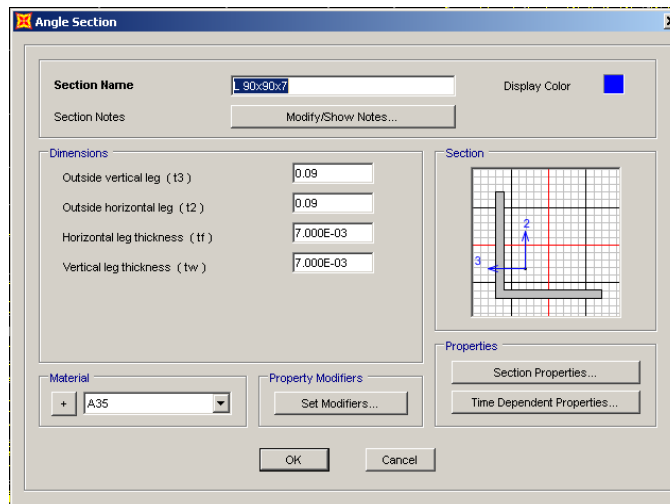
De igual manera se pueden crear perfiles que no estén contemplados en dicha lista de importación, para ello en la figura 36 se debe seleccionar la opción Add New Property, al realizar esto, aparecerá un cuadro donde se debe seleccionar el perfil a crear.



**Figura 43 Selección de la sección a crear.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Una vez elegida la forma del perfil, se procede a dimensionar como se muestra en la siguiente figura.



**Figura 44 Dimensionado del perfil.**

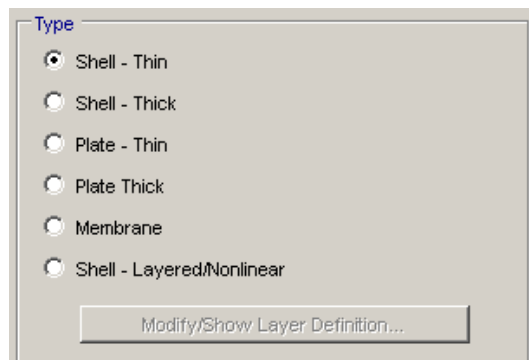
**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

### Definición de un Elemento Área

Para el caso en el que la fuerza del viento es tomada como proyección en elementos de propaganda que pueden ser añadidos luego de la disposición de la pasarela, hace falta definir un elemento tipo área, realizando el siguiente esquema:

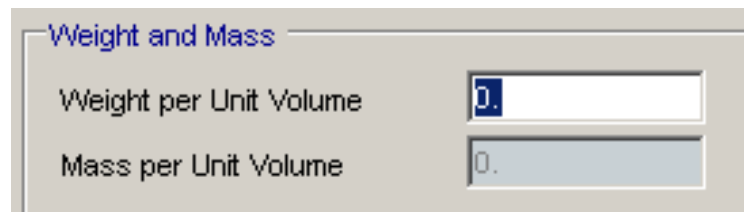
Define >  Section Properties >  Area Sections...

Al aparecer el cuadro de dialogo se debe seleccionar **Add Copy of Section...**, en el cuadro de dialogo emergente se debe colocar que el tipo de área es Shell – thin (figura 41), y se debe definir un material nuevo sin peso unitario (figura 42).




**Figura 45 Tipo de área a crear.**

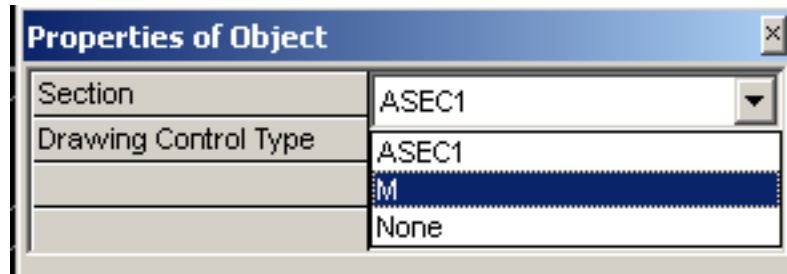
**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.



**Figura 46 Definición del nuevo material área.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

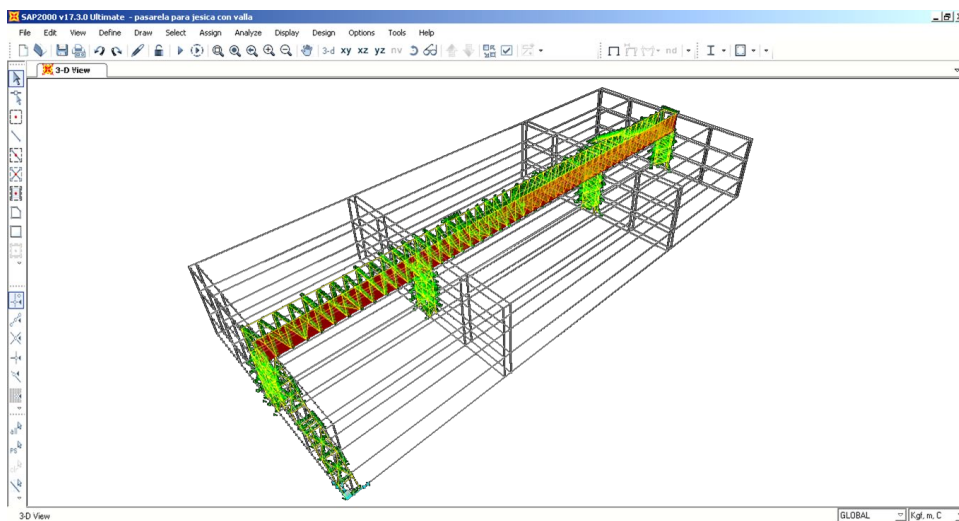
Se define donde va el elemento área en el menú >draw>  Draw Poly Area, al salir el cuadro de dialogo se debe seleccionar el elemento área a definir.



**Figura 47 Selección del área a definir.**

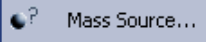

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

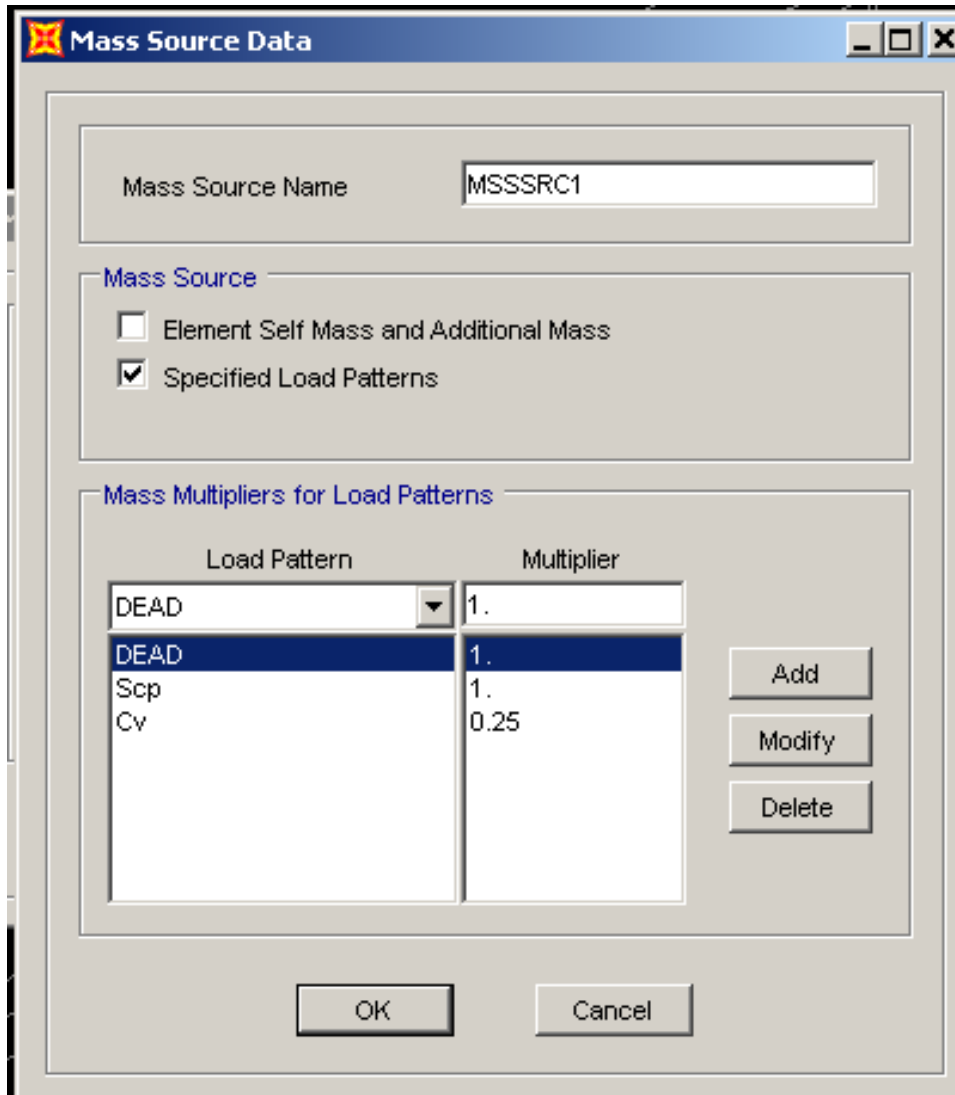
Obteniendo el elemento área ubicado en la parte superior de la estructura.



**Figura 48 Estructura con área definida.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.



Se define la masa involucrada en el sismo, en el menú > define > , una vez emergente el cuadro de dialogo se hace clic en , donde se procede a crear una combinación de carga.

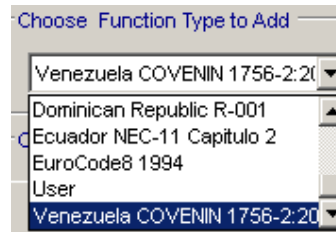


**Figura 49 Definición de la masa involucrada en sismo y de la combinación de carga de la misma.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

### **Definición del Espectro**

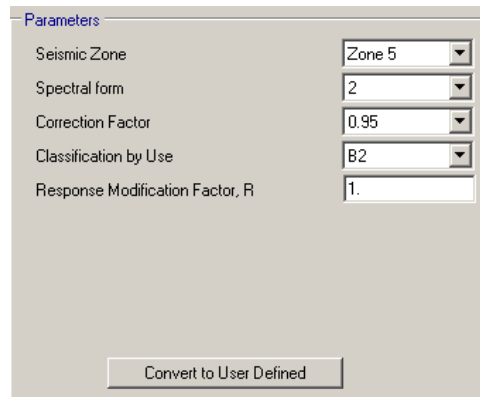
Para poder definir el mismo para el caso de sismo dos, se procede al menú > Define >  Functions >  Response Spectrum..., y en cuadro de dialogo se debe seleccionar la norma a utilizar como se muestra a continuación.



**Figura 50 Selección de la normativa.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.


Se colocan los parámetros correspondientes para que el software muestre el espectro con factor de reducción  $R = 2,5$ .

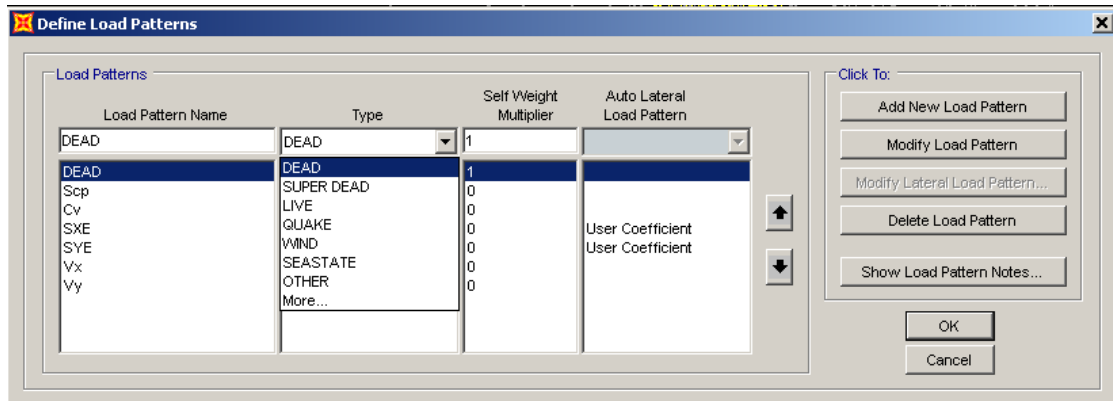


**Figura 51 Definición de parámetros sísmicos.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

### **Definición de Carga**

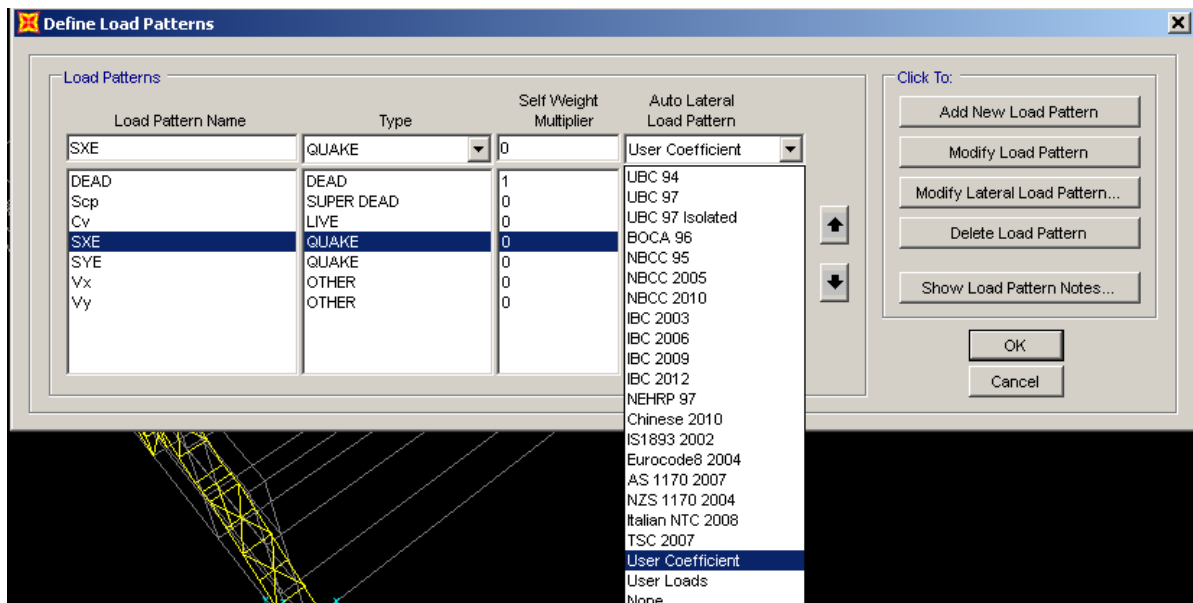
Para la definición de cargas se procede a ir al menú , se definen los patrones uno por uno definiendo: el nombre de la carga > tipo de Carga > se selecciona si se introducirá el valor manualmente > finalmente se hace clic en add new load patterns, como se muestra a continuación:



**Figura 52** Definición de parámetros de carga.

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Para el caso de carga de los sismos estáticos, los mismos están identificados con el nombre SXE y SYE, este al ser una carga del tipo quake, el software se le especifica que el sismo será cargado como coeficiente.

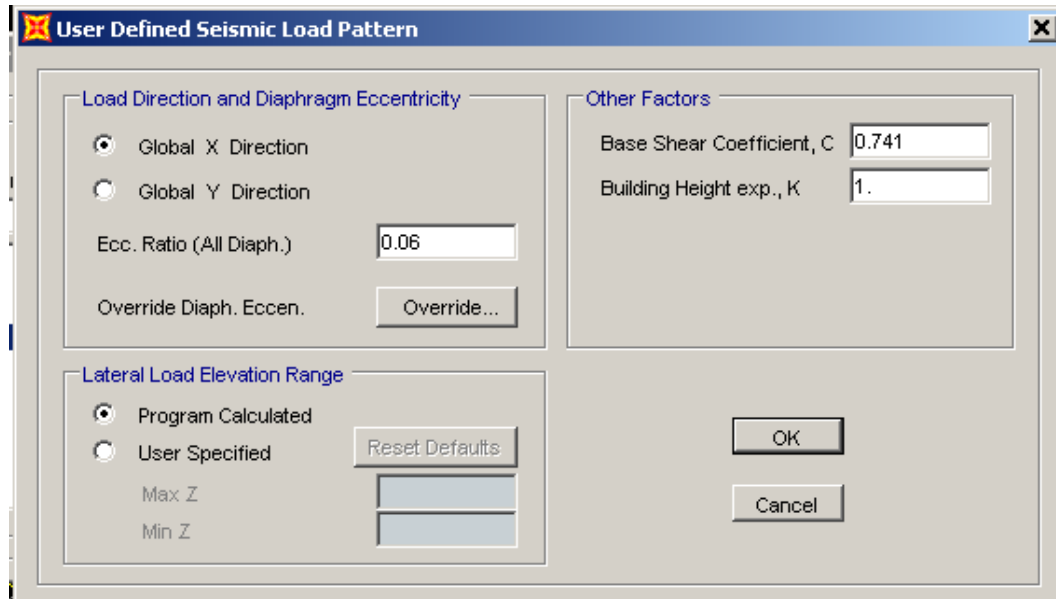


**Figura 53** Definición de parámetros de carga sísmica estática.

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Se define la dirección global, (si es el caso de SXE, el eje global es x, en el caso de SYE será el contrario), además de esto se agregara una excentricidad accidental, para

la definición del coeficiente C, se tomo la  $(Ad.\mu)/R$ , o lo que es lo mismo  $Vo/W$ , como se muestra:

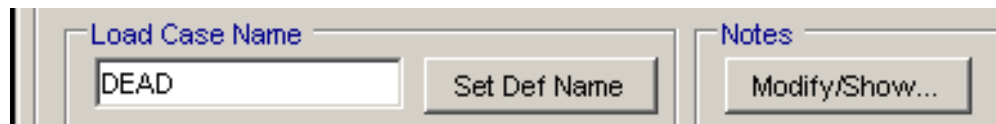


**Figura 54 Definición carga sísmica estática.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

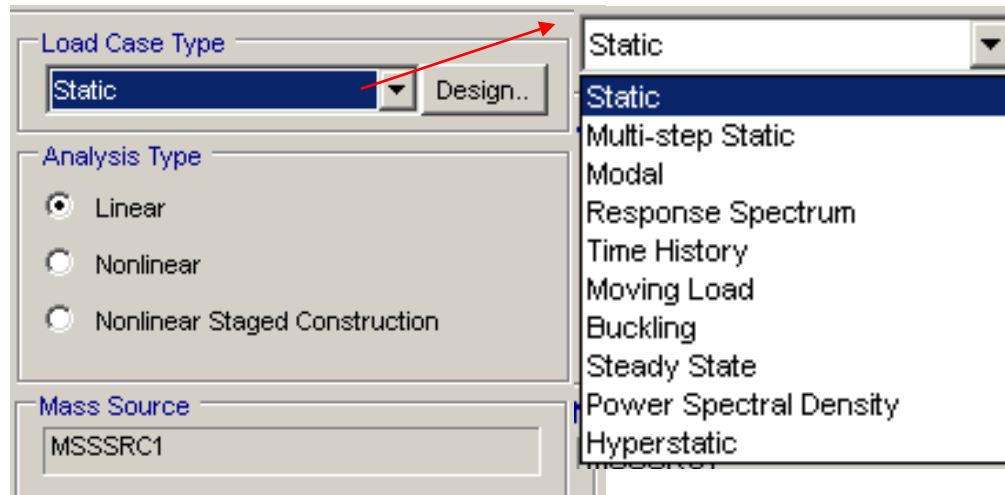
### Crear casos de Carga

Se selecciona el menú > define >  $\begin{matrix} 1.0 D \\ 1.5 E \end{matrix}$  Load Cases... >Add New Load Case... al aparecer el cuadro de dialogo se debe llenar el nombre del caso de la carga, se especifica si la carga es del tipo estática y lineal.



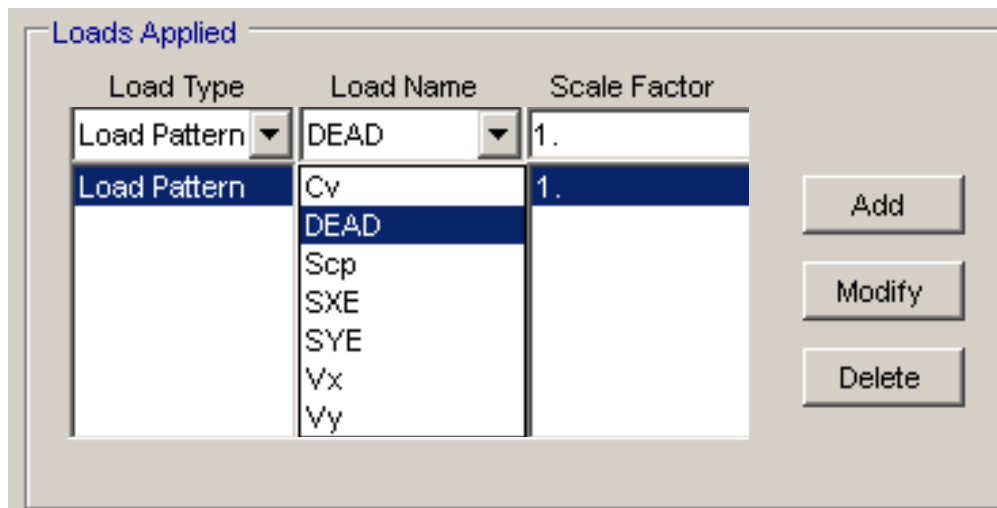
**Figura 55 Definición caso de carga.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.



**Figura 56 Definición caso de carga.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.



**Figura 57 Definición caso de carga.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Para el caso donde se tomara como carga el espectro la configuración del cuadro de dialogo sería la siguiente:

**Load Case Data - Response Spectrum**

Load Case Name: SH Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination:

- CQC GMC f1: 1.0
- SRSS GMC f2: 0.0
- Absolute
- GMC Periodic + Rigid Type: SRSS
- NRC 10 Percent
- Double Sum

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	EZ5S2B2R1	9.81
Accel	U1	EZ5S2B2R1	9.81
Accel	U2	EZ5S2B2R1	9.81

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

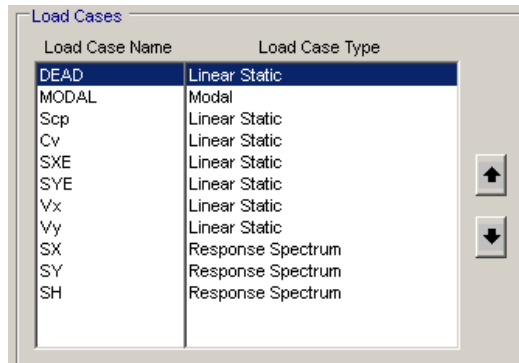
Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

**Figura 58 Definición caso de carga sismo espectral.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Quedando SH será el resultante de SX y SY.

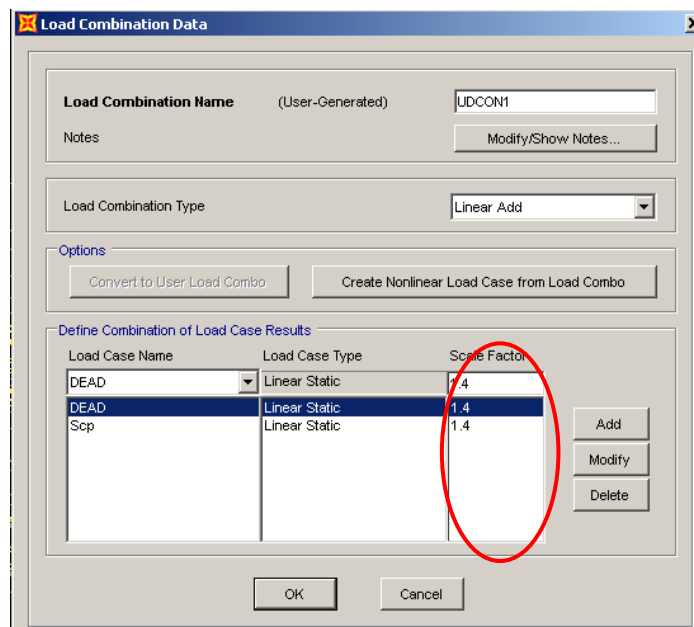


**Figura 59 Definición casos de carga.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

### Crear Combinaciones de Cargas



Haciendo clic en menú > Define > D+L  
+E Load Combinations... >add New Combo... en el recuadro emergente se debe colocar el nombre que identifique los casos, estos estarán dados por las ecuaciones 9, 10, 11, 12, 13, 14 y 15 expresadas en el capítulo II, donde los factores de mayoración serán introducidos en scale factor, luego de realizar esto de hace clic en Add y luego en ok.

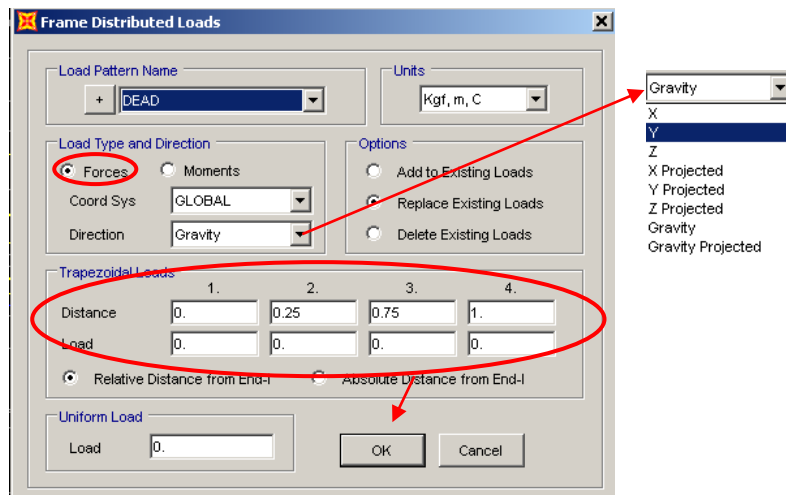


**Figura 60 Definición combinaciones de carga.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

## Asignar Cargas

Se va al menú Assing>  Frame Loads > , se selecciona la carga que se desea cargar, (ejemplo la denominada DEAD), se indica que la carga será programada por el eje global y la dirección donde trabajara la fuerza, así se procede a colocar la distancia a la que será distribuida y finalmente se pulsa ok.

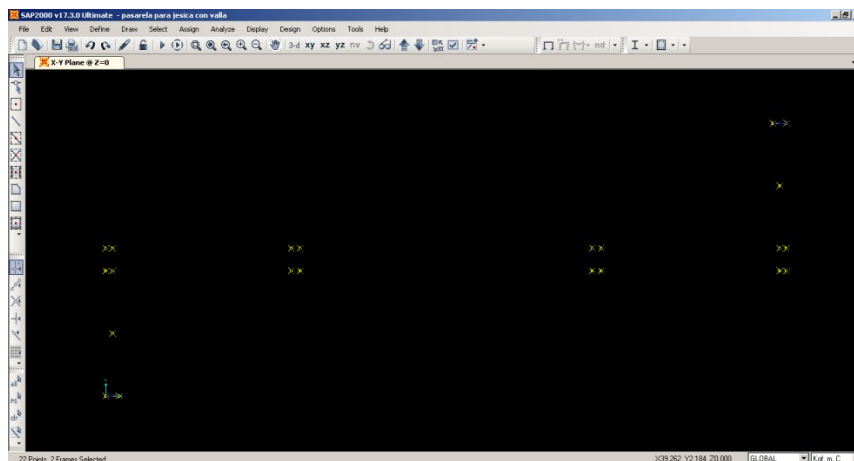


**Figura 61 Cargas distribuidas.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

## Colocar Restricciones

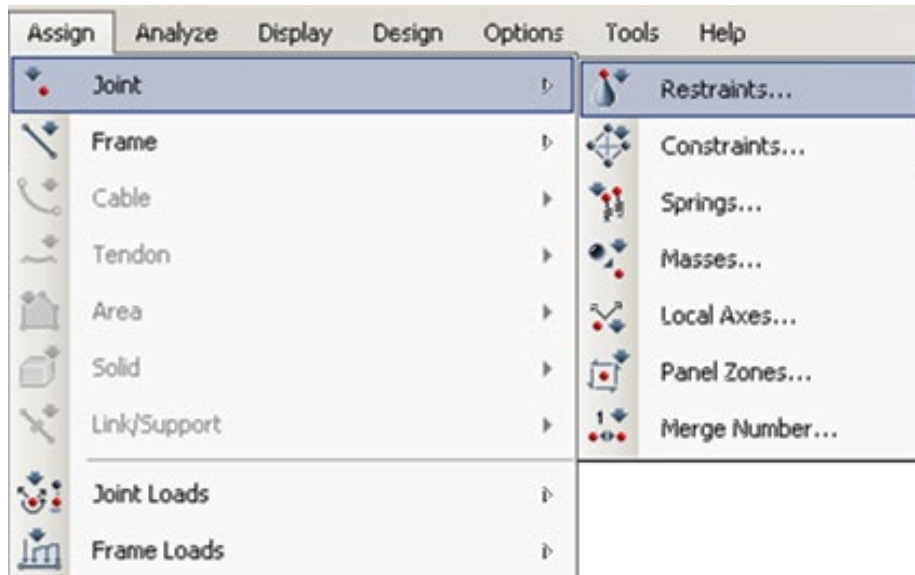
Se seleccionan los puntos de la planta.



**Figura 62 Selección de columnas.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Posteriormente se va al menú >Joint >Restrains.



**Figura 63 Cuadro de dialogo.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Se elige para el caso, restricción articulación.



**Figura 64 Asignación de restricción.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

## Configuraciones

Para que el software se ejecute de una manera optima y basada en la norma venezolana hay que seguir una serie de procedimientos, como lo es en el menú seleccionar Desing> View/Revise Preferences... donde aparecerá un cuadro de dialogo donde se debe variar lo siguiente:

Framing type = OMF


Analysis Method = Effective length

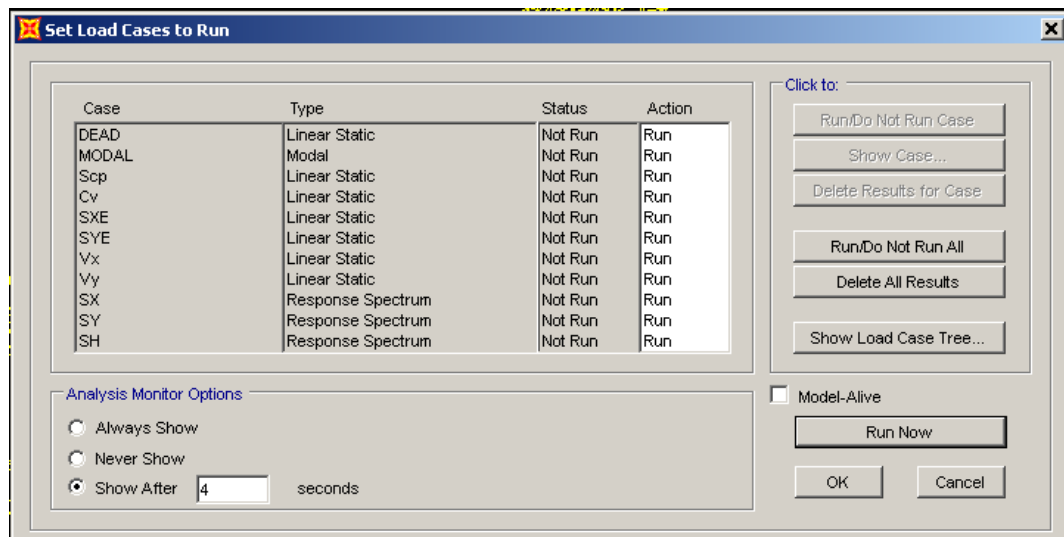
Demand/Capacity Radio Limit = 1

De igual manera haciendo clic en el menú >Desing>View/ Overwrites se procede con un procedimiento similar, cambiando esta vez:

Consider Deflection? = No

Reduce HSS thickness? = No

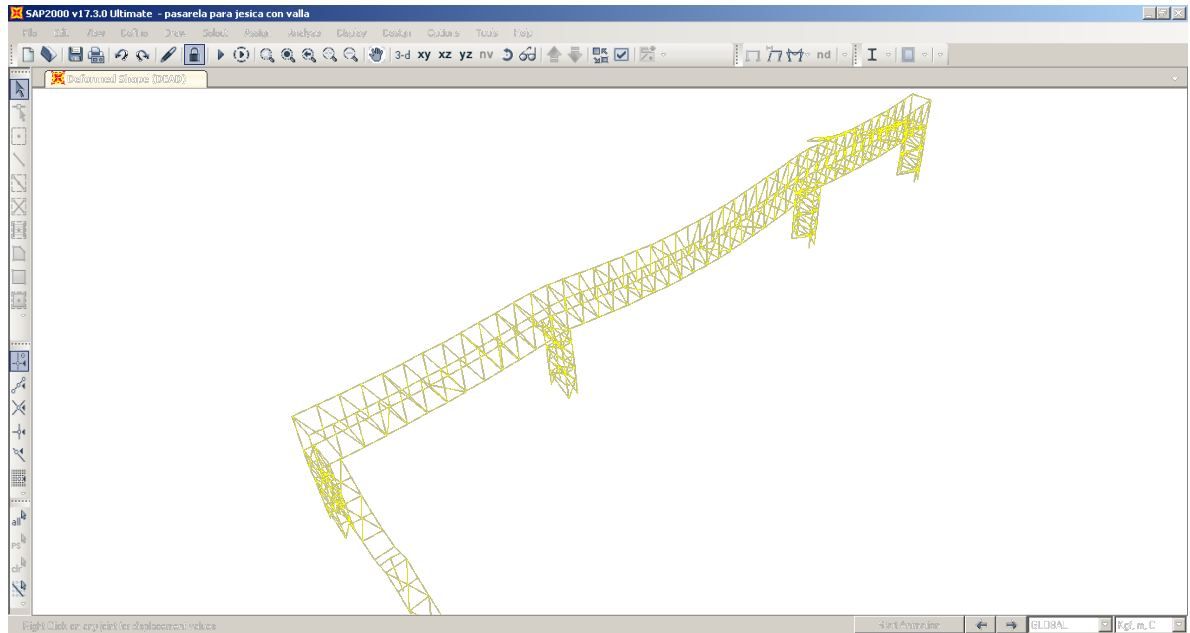
Finalmente se procede a correr el software para que realice el análisis, haciendo clic en el botón , colocado en la barra de menú. A continuación aparecerá el siguiente cuadro de dialogo donde se debe seleccionar run now:



**Figura 65 Cuadro de dialogo.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Una vez seleccionado este botón, el programa analizará la estructura y arrojará en su pantalla algo como la siguiente figura:



**Figura 66 Deformada del programa.**

**Fuente:** impresión de pantalla Sap2000 software.

Una vez obtenidas las solicitaciones en los apoyos de la estructura se procede a calcular la placa base, que no es más que la conexión de la pasarela al pedestal, esta se diseñara siguiendo lo señalado en el capítulo II, (2.2.11 Diseño de placas bases para columnas cargadas axialmente), donde se obtendrá el espesor requerido para la carga de cada columna, en este caso se diseña la columna más desfavorable, cabe destacar que para este cálculo, es necesario haber definido las dimensiones del pedestal.

Definido lo anterior, se procede a realizar el cálculo de fundaciones, para ello se tomaran las resultantes de las fuerzas en cada columna (una central y una lateral por ser simétrica la disposición).

Los datos necesarios para realizar y aplicar las ecuaciones dispuestas en el capítulo II (44 – 59), serán dispuestos por los proyectistas, eso considerando los requerimientos mínimos para la disposición y dimensionamiento de la fundación.

La fundación será del tipo aislada con excentricidad en dos direcciones, para el cálculo de la excentricidad se debe tomar en cuenta la fuerza estabilizadoras, como lo son el peso del suelo dispuesto sobre la fundación, el peso propio del pedestal y la zapata, a su vez se consideran las fuerzas resultantes de cada elemento que compone la columna.

Para el diseño de la fundación se requieren los siguientes datos:

**Tabla 22: Datos para diseño de la fundación**

	Fundación Central	Fundación Lateral
$f'c$	250 kg/cm <sup>2</sup>	250 kg/cm <sup>2</sup>
$Fy$	4200 kg/cm <sup>2</sup>	4200 kg/cm <sup>2</sup>
H	2 m	2 m
$\gamma$	1,2 (figura 7)	1,2 (figura 7)
$b_x$	1,30 m	1,1 m
$b_y$	2,50 m	2,5 m
$B_x$	3,20 m	2,50 m
$B_y$	6,0 m	5,0 m
$\sigma_{adm}$	1,5 kg/cm <sup>2</sup>	1,5 kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_{suelo}$	2000 kg/cm <sup>2</sup>	2000 kg/cm <sup>2</sup>
$\Sigma P_{columna}$	41T	60,3T
$\Sigma P_{estabilizadora}$	103,31T	55,5 T

**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).

Para completar esta fase es necesario diseñar y verificar las soldaduras de los elementos estructurales, siguiendo el establecido en el numeral 2.2.12 soldaduras de filete, se procede a determinar el espesor mínimo de soldadura asumiendo que el elemento estructural estará conectado en su totalidad a la placa base, siendo esto así los datos necesarios los siguientes:

**Tabla 23: Datos para diseño de la soldadura**

Perímetro w	Especificado por perfil
F <sub>exx</sub>	4920 kg /cm <sup>2</sup>
F <sub>y</sub>	Especificado por perfil

**Fuente:** J. Salas, J. Villa (2015).

Una vez calculado y verificado eso, es necesario pasar al chequeo por tracción, a través de las formulas 44 y 45, que dan el valor del miembro con respecto a la resistencia teórica a tracción, si dichos chequeos cumplen en su totalidad, se procede a calcular el anclaje de los pernos o espárragos que sujetarán la estructura metálica al concreto siguiendo las formulas expresadas para el diseño de anclajes de pernos o espárragos en concreto.

Habiendo obtenido todos estos datos, dimensiones y chequeos, finalmente se procede a dibujar los planos finales (constructivos).

## CAPÍTULO IV RESULTADOS.

En esta última sección de la investigación, se presentan a continuación los resultados obtenidos mediante el uso del software de diseño SAP2000, así como también los diseños de los demás elementos de la estructura, y la verificación de los mismos tomando como fundamento teórico lo expuesto en el Capítulo II y como secuencia de diseño lo establecido en el Capítulo III.

Para verificar el estado límite de agotamiento de resistencia de los miembros en acero estructural, se verifica si el listón inferior, arriostramientos y la columna es compacto, no compacto o esbelto de acuerdo a lo expuesto en la sección 2.2.9, considerando las ecuaciones mostrada en la tabla 14 y 15.

El análisis mediante SAP2000 fue en base a la norma AISC-LRFD99. Para un listón tipo. A continuación se muestra el cálculo de esbeltez para el ala y el alma del perfil CP 200. Las dimensiones del elemento puede ser consultado en el anexo F.

**Tabla 24: Chequeo de pandeo local para el cordón inferior**

<b>ALA (no arriostrado)</b>	<b>ALMA (arriostrado)</b>
<p style="text-align: center;">Calculo de esbeltez</p> $\lambda = \frac{100}{12} = 8,33$ <p style="text-align: center;">Sección compacta</p> $\lambda_p = 0,376 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}} = 10,83$ <p style="text-align: center;"><math>\lambda &lt; \lambda_p</math> ✓</p> <p style="text-align: center;"><math>M_t = Z_x F_y</math></p> <p style="text-align: center;"><math>M_t = 521 \times 2530 = 1.318.130 \text{ kg.cm}</math></p>	<p style="text-align: center;">Calculo de esbeltez</p> $\lambda = \frac{176}{9} = 19,56$ <p style="text-align: center;">Sección compacta</p> $\lambda_p = 3,7 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}} = 106,6$ <p style="text-align: center;"><math>\lambda &lt; \lambda_p</math> ✓</p> <p style="text-align: center;"><math>M_t = Z_x F_y</math></p> <p style="text-align: center;"><math>M_t = 521 \times 2530 = 1.318.130 \text{ kg.cm}</math></p>

En el chequeo local, el momento teórico es el producto del módulo de sección plástica  $Z_x$  y el esfuerzo  $F_y$ . Así mismo se ha de chequear la longitud libre de arriostramiento ( $L_b$ ), para que esta sea menor que la longitud de pandeo libre sin arriostrar ( $L_p$ ):

$$L_p = 1,74 \times r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,74 \times 5,01 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}} = 251,15 \text{ cm}$$

$L_p > L_b$ , por lo tanto  $M_t = Z_x F_y$ , siendo finalmente el momento teórico minorado el siguiente:

$$\phi M_t = 0,9 \times 1318130 = 1186317$$

$$M_u < \phi M_t$$

Comparando el resultado teórico y el momento último real de la sección obtenido en SAP2000 tenemos que:

**Tabla 25: Comparación de magnitudes de momento mediante método tradicional y uso de SAP2000 Software.**

Momento teórico minorado (método tradicional)	Momento teórico minorado (Sap2000 software)	Momento ultimo (Sap2000 software)
$\phi M_t = 0,9 \times 1318130$ $= 1186317$	$\phi M_n$ Capacity 1186317,021 546479,990	$M_u$ Moment -212016,677 -194,564

El chequeo del momento teórico minorado correspondiente a la Norma COVENIN 1618 – 1998 Estructuras de Acero para Edificaciones, coincide con el valor teórico minorado obtenido mediante SAP2000.

La columna es un miembro principalmente a compresión, la resistencia minorada a compresión  $\phi_c N_t$ , será el menor valor que se obtenga de analizar la

teoría de pandeo flexional, torsional y flexotorsional de la sección comprimida, en este caso un CP200.

Se calcula la resistencia a compresión, pandeo flexional y por pandeo torsional, de esa forma se verifican los valores obtenidos mediante el predimensionado. Se analiza primeramente que cumpla con las condiciones fundamentales de esbeltez calculando el coeficiente de reducción por efecto de pandeo local  $\phi_{as}$ .

**Tabla 26: Chequeo de compacidad en columna**

<b>ALA (no arriostrado)</b>	<b>ALMA (arriostrado)</b>
Calculo de esbeltez $\lambda = \frac{100}{12} = 8,33$ Sección no compacta $\lambda r = 0,816 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530 - 1160}} = 31,95$ $\lambda < \lambda r \quad \checkmark$ $\phi_{as} = 1$	Calculo de esbeltez $\lambda = \frac{176}{9} = 19,56$ Sección compacta $\lambda p = 1,46 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{2530}} = 42,06$ $\lambda < \lambda p \quad \checkmark$ $\phi_{as} = 1$

Siguiendo con el chequeo se debe calcular el valor del parámetro de esbeltez de la columna, a ver en que rango trabajara la misma.

$$\lambda c = \frac{KL}{rx \pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}} = \frac{1,2(120)}{8,54 \pi} \sqrt{\frac{2530}{2.1 \times 10^6}} = 0,186$$

Como  $\lambda c \sqrt{\phi_{as}} \leq 1,5$ ;  $Fcr = \phi_{as} (0,658 \phi_{as}^{\lambda c^2}) Fy$

$$Fcr = 1(0,658^{0,186^2}) 2530 = 2493,51$$

Al ser multiplicado el mismo por el área transversal de dicho perfil, se obtendrá la resistencia minorada a compresión por pandeo flexional, quedando:

$$\phi Nt = \phi A Fcr = 0,85 \times 63,8 \times 2493,51 = 135223,25$$

**Tabla 27: Comparación de magnitudes de fuerza axial método tradicional y uso de SAP2000 Software.**

Momento teórico minorado (método tradicional)	Momento teórico minorado (Sap2000 software)
$\phi Nt = 0,85 \times 63,8 \times 2493,51$ $= 135223,25$	<p style="text-align: center; color: blue;">phi*Pnt Capacity 145272,603</p>

Para el chequeo torsional o flexotorsional, se calcula la magnitud del parámetro de esbeltez equivalente:

$$\lambda e = \sqrt{\frac{Fy}{Fe}} = \sqrt{\frac{2530}{Fe}} = 0,08$$

$$Fe = Fez = \left[ \frac{\pi^2 E Cw}{(KzLt)^2} + GJ \right] \frac{1}{A ro^2}$$

$$Fez = \left[ \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \times 10^6 \cdot 141000}{(600)^2} + \frac{2,1 \times 10^6}{2,6} \cdot 27 \right] \frac{1}{63,8} = 382314,30$$

Como  $\lambda e \sqrt{\phi_{as}} \leq 1,5$ ;  $Fcr = \phi_{as} (0,658 \phi_{as} \lambda e^2) Fy$

$$Fcr = 1(0,658^{0,08^2}) 2530 = 2523$$

$$\phi Nt = \phi A Fcr = 0,85 \times 63,8 \times 2523 = 136822,29 \text{ cumple}$$

### Para el diseño de fundaciones.

Los datos requeridos para el diseño de fundaciones, se muestran en la tabla 22 dispuesta en el capítulo 3.

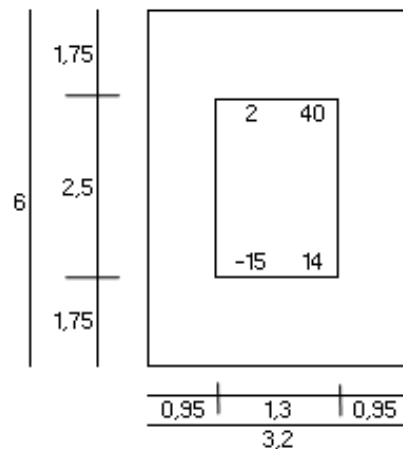
#### Diseño de la fundación lateral

Mediante el software SAP2000 se obtuvieron las solicitaciones resultantes de las columnas, las cuales se utilizaran para el diseño de la fundación, además de esto en la tabla 22 (contenida en el capítulo III), se encuentran los datos requeridos para el

diseño, la fundación contendrá excentricidades, las cuales se calcularon haciendo momento y tomando en cuenta los momentos estabilizadores, el resultado fue:

$$e_x = 0,30 \text{ m} \quad e_y = 0,37 \text{ m}$$

El área requerida para soportar los esfuerzos expuestos es muy pequeña para la geometría de la columna, por lo tanto se asumió un área real mayor que la requerida.



**Figura 67 fundación lateral.**

Estas son las dimensiones empleadas para el análisis, la fundación será aislada, del tipo cargada excéntrica, el  $\sigma_{max}$  aplicando la ecuación 47 será igual a 14,57, lo cual indica, que es menor al admisible, por lo tanto se puede continuar con los chequeos de la misma.

El cálculo de la altura útil de la fundación se realizó con la ecuación 50, lo cual arrojó un valor de

$$d \cong 24,82 \text{ cm}$$

El valor requerido es menor a el valor mínimo permitido para el espesor de una zapata, según la Norma COVENIN Acciones Mínimas, se elige  $d=40\text{cm}$  con un recubrimiento de 10cm.

Al ser rectangular la fundación deberá contener dos tipos de acero, uno en el sentido de las ordenadas y otro en el sentido de las abscisas, calculados con sus respectivos momentos, esto aplicando la ecuación 49.

$$Mux = 39,44 T.m \quad Asx = 29 cm^2 \quad 23\phi 1/2$$

$$Muy = 71,39 T.m \quad Asy = 52,5 cm^2 \quad 43\phi 1/2$$

**Tabla 28 Chequeo de las fundaciones centrales**

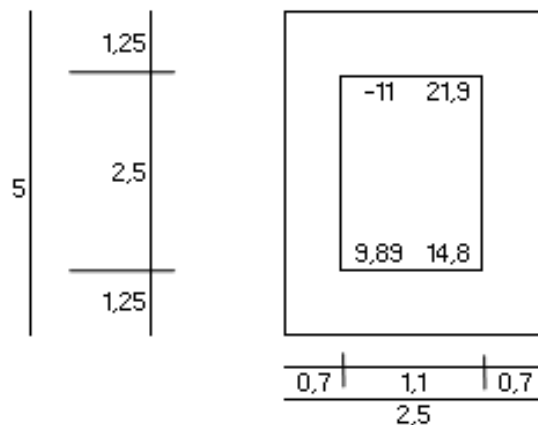
Chequeo a flexión	Chequeo por corte punzonado	Chequeo por corte viga ancha	Chequeo por aplastamiento
$Mux = 39,44 T.m$ $Muy = 71,39 T.m$ $d > \sqrt{\frac{71,39 \times 10^5}{\mu \cdot Bi \cdot f'c}} =$ $25 cm$	$vc = 16,76 kg/cm^2$ (ecuación 52) $vu = 2,86 kg/cm^2$ (ecuación 54) $vu < vc$	$vc = 8,38 kg/cm^2$ (ecuación 55) $vu = 6,56 kg/cm^2$ (ecuación 57) $vu < vc$	$Pu = 144312,5 kg$ $Pmax$ $= 4489062,5 kg$ (ecuación 58) $Pu < Pmax$ Solo requiere Asmin

Diseño de la fundación central

El diseño de esta se baso en la hipótesis anterior, en este caso la fundación posee otras dimensiones debido a su disposición y su requerimiento por solicitaciones, como consecuencia las excentricidades fueron:

$$ex = 0,23 m \quad ey = 0,19 m$$

El área requerida para soportar los esfuerzos expuestos es muy pequeña para la geometría de la columna, por lo tanto se asumió un área real mayor que la requerida.



**Figura 68 fundación central.**

La fundación será aislada, el  $\sigma_{max}$  aplicando la ecuación 47 será igual a 12,93, lo cual indica, que es menor al admisible, por lo tanto se puede continuar con los chequeos de la misma.

El cálculo de la altura útil de la fundación se realizo con la ecuación 50, lo cual arrojo un valor de

$$d \cong 16,7 \text{ cm}$$

El valor requerido es menor a el valor mínimo permitido para el espesor de una zapata, según la Norma COVENIN Acciones Mínimas, se elige  $d=40\text{cm}$  con un recubrimiento de 1cm.

Al ser rectangular la fundación deberá contener dos tipos de acero, uno en el sentido de las ordenadas y otro en el sentido de las abscisas, calculados con sus respectivos momentos, esto aplicando la ecuación 49.

$$M_{ux} = 15,84 \text{ T.m} \quad A_{sx} = 12 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 18 \text{ cm}^2 \quad 15 \phi 1/2$$

$$M_{uy} = 25,25 \text{ T.m} \quad A_{sy} = 19 \text{ cm}^2 \quad A_{smin} = 36 \text{ cm}^2 \quad 29 \phi 1/2$$

**Tabla 29 Chequeo de las fundaciones laterales**

Chequeo a flexión	Chequeo por corte punzonado	Chequeo por corte viga ancha	Chequeo por aplastamiento
$M_{ux} = 15,84 \text{ T.m}$ $M_{uy} = 25,25 \text{ T.m}$ $d > \sqrt{\frac{25,25 \times 10^5}{\mu \cdot B_i \cdot f'c}} =$ $17 \text{ cm}$	$vc = 16,76 \text{ kg/cm}^2$ (ecuación 52) $vu = 1,53 \text{ kg/cm}^2$ (ecuación 54) $vu < vc$	$vc = 8,38 \text{ kg/cm}^2$ (ecuación 55) $vu = 3,663 \text{ kg/cm}^2$ (ecuación 57) $vu < vc$	$P_u = 91020 \text{ kg}$ $P_{max}$ $= 3798437,5 \text{ kg}$ (ecuación 58) $P_u < P_{max}$ Solo requiere $A_{smin}$

**Para el diseño de placas bases para columnas cargadas axialmente**

Este se realizo mediante el método LRFD, siguiendo las ecuaciones planteadas en la sección 2.2.11., debido a que la estructura lo requiere, la dimensión de la placa

base será definida, para poder diseñar el espesor de la placa, (tanto a compresión como a tracción).

Espesor de la placa a compresión: para poder diseñar la placa en este caso, es importante tener la mayor sollicitación a compresión aplicada en la columna por individual. Para ello se requiere la dimensión m y n, como se muestra en la figura 6. En este caso:

$$m = 5,50cm \quad n = 7 cm$$

Con estas distancias se procede a calcular los momentos que se aplican en los extremos de la placa de 300x300mm, para ello se analizaran como si fueran voladizos, aplicando las ecuaciones 28 y 29.

$$M1 = 689,03 kgcm \quad M2 = 1116,11 kgcm$$

Con el mayor momento se procede a aplicar la ecuación 30, que dará como resultado el espesor t.

$$tc = 14 mm$$

Espesor de la placa a tracción: en este caso se busca la mayor sollicitación a tracción de las columnas, se define un numero de pernos, y dicha sollicitación se divide entre el numero de pernos que deberán resistir la totalidad de la fuerza, (en este caso  $4 \phi 1 \frac{1}{4}$ ), a través de esta división de fuerzas por pernos se verifica si el esfuerzo último del perno minorado es mayor a la sollicitación, quedando:

$$\phi Rn = 18170,21 > 6000$$

Se calcula la separación entre pernos como se indica en la figura 7, con 4" de separación entre ellos, una vez realizado esto se continúa con el cálculo del momento (ecuación 32).

$$Mu = \frac{24000}{4} \cdot \left(5,08 - \frac{0,9}{2}\right) = 27780 kgcm$$

El cual será utilizado para calcular el espesor a tracción obteniendo:

$$t_t = 23 \approx 25 mm$$

### Para el diseño de soldadura tipo filete

Para el diseño y chequeo de la misma se requiere la información expuesta en la tabla 23, así como las ecuaciones planteadas en la sección 2.2.12 y en la sección 2.2.14.

#### Soldadura CP200

Para el diseño de la misma es necesario conocer la carga final aplicada a la soldadura, la misma será la combinación del área y el esfuerzo cedente de la sección multiplicado por un factor de minoración:

$$Pu = 0,9 \times 2530 \times 63,84 = 145363,68 \text{ kg}$$

Asumiendo el perímetro de la soldadura como el del perfil, (debido a que este estará totalmente soldado), además de esto, se calcula el esfuerzo de la soldadura (ecuación 36):

$$Fw = 0,7 \times 0,6 \times Fexx = 2214 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando la ecuación 35 se obtiene el cateto:

$$D = 10,48 \text{ mm}$$

Y finalmente para obtener el espesor del filete se multiplica por el factor de la garganta del cordón de soldadura:

$$d = 0,707 \times D = 7,4 \text{ mm}$$

Este se debe chequear con los valores expresados en la tabla 16, donde d debe ser mayor al de la tabla.

$$7,4 > 5$$

Cumpléndose esto se procede a chequear el elemento soldado a tracción:

**Tabla 30 Chequeo a tracción de los perfiles soldados**

<b>Cedencia del área gruesa</b>	<b>Fractura del área efectiva</b>
$\phi Nt = 145363,68 \text{ kg}$ (ecuación 44) $\phi Nt > Nu$	$\phi Nt = 195350,5 \text{ kg}$ (ecuación 45) $\phi Nt > Nu$

Para los demás perfiles se realizo de la misma manera el chequeo, a continuación se presenta una tabla de resultados:

**Tabla 31 Resultados de soldaduras por perfil**

<b>Perfil VP180</b>	
$P_u = 51369,12 \text{ kg}$	$d = 4 \text{ mm}$
$\phi N_t = 51369,12 \text{ kg}$	$\phi N_t = 69033,6 \text{ kg}$
<b>Perfil VP200</b>	
$P_u = 69881,13 \text{ kg}$	$d = 5 \text{ mm}$
$\phi N_t = 69881,13 \text{ kg}$	$\phi N_t = 93911,4 \text{ kg}$
<b>Perfil L</b>	
$P_u = 38146,5 \text{ kg}$	$d = 7 \text{ mm}$
$\phi N_t = 38146,5 \text{ kg}$	$\phi N_t = 49953,75 \text{ kg}$
<b>Perfil T</b>	
$P_u = 76293 \text{ kg}$	$d = 9 \text{ mm}$
$\phi N_t = 76293 \text{ kg}$	$\phi N_t = 99907,5 \text{ kg}$

**Para el diseño de anclaje de pernos o espárragos en concreto.**

Definiendo un perno con una característica mecánica similar al de acero A-36, se procede al chequeo del anclaje de pernos en concreto según lo establecido en la norma COVENIN 1753 – 06.

Resistencia a teórica de los anclajes: dependerá del diámetro del perno y la cantidad que se colocaran del mismo, en este caso se dispondrán de 4 pernos con un diámetro de  $1 \frac{1}{4}$ , para verificar la resistencia a tracción se debe aplicar la ecuación 38

$$\phi N_s = 96907,81$$

Resistencia teórica al deslizamiento del anclaje: La resistencia teórica al deslizamiento de los anclajes a tracción, colocados antes del vaciado de concreto,  $N_p$ , no excederá lo expuesto en la ecuación 39:

$$\phi N_p = \phi \psi_4 N_p = 0,7 \times 1 \times 10206,63 > N_u$$

Resistencia teórica del concreto a la fractura por tracción en los anclajes: antes de aplicar alguna ecuación, es importante conocer si los anclajes se calcularan de manera individual o en grupos, esto lo define la separación entre pernos y la longitud del gancho, para efectos de esta investigación la profundidad del anclaje es de 60 cm, los gancho de 15 cm y la separación es de 10 cm. Por lo tanto, los anclajes se definen como un grupo.

Aplicando la ecuación 41, para conjunto de anclajes se tiene:

$$\phi N_{cbg} = 25039,23 > N_u$$

Resistencia teórica al desprendimiento del concreto de los bordes: como  $c < 0,4h_{ef}$ , se procede a chequear la ecuación 43 para conjuntos de anclajes:

$$N_{sbg} = 47270,22 > N_u$$

## CONCLUSIONES

Debido a los requerimientos de la directiva del Hipermercado Hyperlider se realizó la adecuación y reubicación de una estructura tipo puente peatonal, esto para beneficio de los usuarios del mismo y sus alrededores. Una vez entendido esto, se elaboro el diseño estructural con mayores dimensiones de un puente peatonal utilizando perfilera de una pasarela que se encontraba en desuso, con el fin de disminuir costos a la hora de la ejecución de dicho proyecto.

Para ello las actividades y procesos realizados sobre el tema nos permiten concluir:

- La superestructura propuesta conformada por perfiles metálicos electrosoldados "PROPERCA" fue diseñada y verificada para los cumplimientos de criterio de resistencia, (las solicitaciones mayores no sobrepasan su resistencia minorada), y el criterio de rigidez, (las deformaciones y desplazamientos no sobrepasaran los permitidos), todo esto según los lineamientos normativos venezolanos.

- La infraestructura propuesta para el apoyo del puente peatonal es de tipo superficial, a la misma se le fijaron las dimensiones en planta para garantizar que la presión de contacto no sobrepase el esfuerzo admisible del suelo, el cual es de  $1,5\text{Kg.f/cm}^2$ , (valor suministrado por la empresa HyperLider), para ello se verificó la resistencia por flexión, corte de viga ancha y punzonado.

- Se logró que los perfiles de la pasarela existente se utilizaran en su totalidad en la nueva propuesta de puente peatonal, que servirá de paso o cruce para los usuarios. De igual forma, se deben incorporar nuevos perfiles de mismas propiedades geométricas y mecánicas para completar la geometría final propuesta.

- Se cumplió con la finalidad de la investigación, la cual era proponer la ubicación y adecuación estructural de un puente peatonal para los usuarios de HypeLider, la cual permita a los mismos cruzar la vía sin ningún tipo de inconveniente.

## RECOMENDACIONES

A la hora de realizar el proyecto que fue calculado mediante este trabajo de investigación es importante que se tomen ciertas consideraciones para lograr la mayor optimización y el mejor resultado, mediante las siguientes recomendaciones:

- Se deben verificar los resultados obtenidos en el estudio de suelo suministrado por la empresa Hyperlider, para ello se ha de realizar un estudio de suelo a mayor profundidad, a fin de comprobar el perfil litográfico y las características del suelo, como su resistencia, capacidad de compresibilidad, esfuerzos admisible, entre otros.

- Se debe de tener conocimiento previo de los parámetros de diseño a ser chequeados en el software de cálculo, ya que el software asume por defecto algunos valores que no suelen coincidir con las condiciones en la que se desea diseñar la estructura, estos deben de ser sobre escritos en el programa para poder los verdaderos valores de diseño.

- A la hora de definir los parámetros sísmicos, es necesario asignar un factor de reducción de respuesta inferior a tres, debido a que las características de los perfiles empleados no cumplen con compacto sísmico, por lo tanto deben tener poca incursión en el rango elástico.

- Generar una combinación de cargas especial para el diseño de las fundaciones, esta deberá arrojar las resultantes de cargas actuantes en las mismas, a través de estos se procederá a calcular la fundación tipo rígida.

- Con los resultados obtenidos se debe verificar uno o dos elementos para verificar que el software trabaje con las hipótesis correctas.

- Tener toda la información necesaria para el desarrollo del diseño estructural, tanto en software como a mano, esto debe incluir conocimientos de la Norma de acero, la Norma sismoresistente, acciones mínimas y método LRFD.

- Calcular la placa base a tracción y a compresión, debido a que las respuestas ante las solicitaciones aplicadas pueden variar en cada caso.

- Verificar el diámetro de los pernos escogidos para el anclaje a tracción y deslizamiento del mismo.

- Calcular el cordón de soldadura de tipo filete con todos los tipos de perfiles que irán conectados bajo este criterio, debido a que el resultado mas favorable podría encontrarse en cualquier elemento estructural, esto suele depender mayormente de esfuerzo último del material.

## REFERENCIAS

### **Bibliográficas**

- COVENIN (1756 - 01). Edificaciones Sismoresistentes.
- COVENIN (1618 – 98). Estructuras de acero para edificaciones, método de los estados límites.
- COVENIN - MINDUR (2002 – 88). Criterio y acciones mínimas para proyecto de edificaciones.
- COVENIN (2003 – 89). Acciones del viento sobre las construcciones.
- Diseño de estructuras de Acero, Método LRFD, enero 2002, Mc Cormac, Editorial: alfaomega, universidad autónoma metropolitana de mexico
- Norma venezolana entorno urbano y edificaciones accesibilidad para personas.
- Norma Venezolana (1753 – 06). Proyecto y construcción de obras en concreto estructural

### **Electrónicas**

- Díaz (2010). Diseño estructural de una pasarela peatonal atrayente, segura y funcional en la troncal 17 de Venezuela. Trabajo especial de grado, Universidad Rafael Urdaneta. Maracaibo, Venezuela. Documento en línea disponible en: <http://200.35.84.131/portal/bases/marc/texto/2301-10-03875.pdf>.
- Manual de Especificaciones Técnicas Generales para la Construcción de Carreteras y puentes (mop). En Especificaciones de pasos elevados, (en línea).2010. Documento en línea disponible en: [Www.mop.gob.pa/especificaciones/edicion/pasoselevadospeatonalescajonesypuentes.pdf+altura+minima+para+pasos+elevados](http://www.mop.gob.pa/especificaciones/edicion/pasoselevadospeatonalescajonesypuentes.pdf+altura+minima+para+pasos+elevados)>.

- Peña (2010). Glosario de Términos. Documento en línea disponible en:<http://normasvialandresbello.blogspot.com/2010/07/glosario-terminos.html>.
- Rojas (2010). Metodología de la investigación. Normas APA – UPEL. Documento en línea disponible en:  
<http://metodologiamecanica.blogspot.com/2010/04/normas-apa-upel.html>.
- Simancas (2009). Puente urbano peatonal entre parroquia San Juan y urb. El Paraíso, Caracas – Venezuela. Informe final de proyecto de grado, Universidad Simón Bolívar. Documento en línea disponible en:  
<http://159.90.80.55/tesis/000145602.pdf>. Consulta: 12 mayo

# **ANEXOS**

## Anexo A

### Cargas variables por unidad de área para entresijos

**TABLA 5.1 MÍNIMAS CARGAS DISTRIBUIDAS VARIABLES SOBRE ENTREPISOS kgf/m<sup>2</sup>**

USOS DE LA EDIFICACION	AMBIENTES													TECHOS			
	A. AREAS PUBLICAS <small>pasillos, comedores, vestidores, sala de estar</small>	B. AREAS PRIVADAS <small>oficinas, aulas, quirófanos, cocinas, lavanderías, servicios y mantenimiento (1)</small>	C. AREAS CON ASIENTOS FIJOS	D. AREAS CON ASIENTOS MOVILES, SALONES DE FIESTA	E. AZOTEAS O TERRAZAS (2) y (3)	F. BALCONES con L > 1.20 (3) y (4)	G. BIBLIOTECAS, ARCHIVOS Y SIMILARES	H. ESCALERAS Y ESCALERAS DE ESCAPE (3)	I. ESCENARIOS PLATAFORMAS Y ZONAS DE EXPOSICIONES	J. ESTACIONAMIENTOS	K. HABITACIONES: PASILLO INTERNO, CAMERINOS, VESTUARIOS, ESTUDIOS DE RADIO Y TV, CELLDAS	L. AREAS CON CARGAS LIVIANAS DE MAQUINAS	M. AREAS CON CARGAS MEDIANAS DE MAQUINAS	N. DEPOSITOS EN GENERAL	O. TECHOS	CP ≤ 50 kgf/m <sup>2</sup>	CP > 50 kgf/m <sup>2</sup>
1. VIVIENDAS UNIFAMILIARES Y MULTIFAMILIARES	300			500	100	300		300		(6)	175						
HOTELERIAS, MOTELERIAS, CLUBES	300	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)			
2. EDIFICACIONES EDUCACIONALES <small>ESCUELAS, LICEOS, UNIVERSIDADES, INSTITUTOS TECNICOS Y SIMILARES</small>	400	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8)			
3. LUGARES DE CONCENTRACION PUBLICA: <small>TEATROS, CINES, RESTAURANTES, LUGARES DE CULTO, MUSEOS, BIBLIOTECAS, ESTUDIOS, TRIBUNAS, GIMNASIO, ETC</small>	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600		(8y9)			
4. EDIFICACIONES INSTITUCIONALES: <small>MEDICO ASISTENCIALES, CUARTELES CARCELES, CONVENTOS Y MONASTE- RIOS, MINISTERIOS</small>	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)			
5. EDIFICACIONES COMERCIALES: <small>ALMACENES COMERCIALES, TIENDAS, SUPERMERCADOS, LOCALES, OFICINAS Y BANCOS</small>	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8y9)			
6. EDIFICACIONES PARA TRANSPORTE Y DEPOSITOS <small>ESTACIONAMIENTOS, DEPOSITOS DE MERCANCIA LIVIANA, FRIGORIFICOS, MORGUE</small>	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8y9)			
7. EDIFICACIONES INDUSTRIALES: <small>TALLERES, IMPRENTAS ESTUDIOS DE RADIO, CINE Y TV</small>	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600	1200	(8)			
8. CONSTRUCCIONES VARIAS: <small>HELIPUERTOS (11), PUENTES PEATONALES, TERMINALES DE PASAJEROS</small>	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8)			

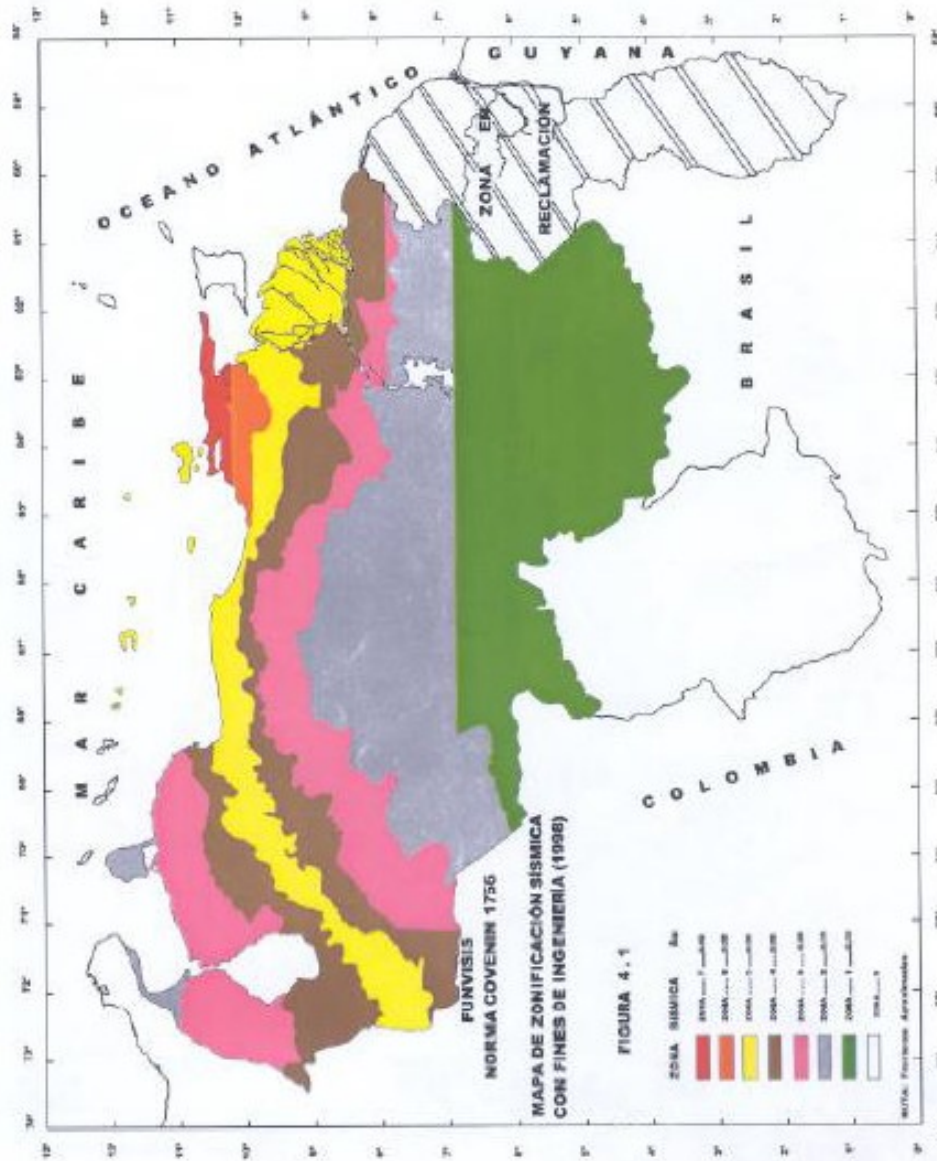
**NOTAS:**

**GENERAL:** Aquellos renglones que no tengan valores establecidos, podrán asimilarse a casos semejantes.

1. Oficinas: 250 kgf/m<sup>2</sup>. Aulas, Quirófanos y Laboratorios: 300 kgf/m<sup>2</sup>. Cocinas, Servicios, etc.: 400 kgf/m<sup>2</sup>.
2. La que corresponda a su uso, pero no menor de 100 kgf/m<sup>2</sup>.
3. Para barandas, pasamanos y antepechos, véase la sección 5.3.4.
4. Para balcones con l ≤ 1.20 m. se aplica la nota (2). Independientemente del valor de l, se aplicará en el extremo del volado una carga lineal de 150 kgf/m.
5. Salas de lectura: 300 kgf/m<sup>2</sup>. Salas de archivo: Según ocupación y equipos, pero no menor de 500 kgf/m<sup>2</sup>. Zona de estanterías con libros: 250 kgf/m<sup>2</sup> por cada m. de altura, pero no menor de 700 kgf/m<sup>2</sup>. Depósitos de libros, véase nota 8.
6. Para vehículos de pasajeros: 250 kgf/m<sup>2</sup> y además se verificará para una carga concentrada de 900 kgf distribuida sobre un cuadrado de 15 cm de lado y colocada en el punto más desfavorable. Para autobuses y camiones: 1000 kgf/m<sup>2</sup> y además se verificará para una carga concentrada igual a la carga máxima por rueda distribuida en un cuadrado de 15 cm de lado. Véase la Sección 5.2.5.
7. Según especificaciones particulares. Para piso de sala de máquinas de ascensores: 2000 kgf/m<sup>2</sup>, incluyendo el impacto.
8. Según especificaciones particulares, pero no menor de 250 kgf/m<sup>2</sup> por metro de altura del depósito; véase Tabla 4.2. Depósito de libros apilados y estanterías sobre rieles: 1100 kgf/m<sup>2</sup> por cada m de altura.
9. Frigoríficos: según especificaciones particulares, pero no menor de 1500 kgf/m<sup>2</sup>. Morgue: 600 kgf/m<sup>2</sup>.
10. Las correas deberán verificarse también para una carga concentrada de 80 kgf/m<sup>2</sup> ubicada en la posición más desfavorable.
11. Según las características de los equipos.

## Anexo B

### Mapa de Zonificaciones Sísmicas



ESTADO	
AMAZONAS	<b>Zona 1:</b> Municipio Atures <b>Zona 0:</b> Municipios: Autana, Manapiare, Atabapo, Alto Orinoco, Guaimia, Río Negro.
ANZOATEGUI	<b>Zona 6:</b> Municipios: Guanta, Juan Antonio Sotillo, Turístico Diego Bautista Urbaneja. <b>Zona 5:</b> Municipios: Piritu, Libertad, Fernando de Peñalver, San Juan de Capistrano, Simón Bolívar y Área del Municipio Pedro María Freites al Norte de la Carretera La Encrucijada-La Ceiba-El Tejero. <b>Zona 4:</b> Municipios: San José de Guanipa, Simón Rodríguez, Aragua, Santa Ana, Anaco, Juan Manuel Cajigal, Francisco del Carmen Carvajal, Manuel Ezequiel Bruzual, Área del Municipio Pedro María Freites, al Sur de la Carretera La Encrucijada-La Ceiba-El Tejero. <b>Zona 3:</b> Municipios: Sir Arthur Mc Gregor, Francisco de Miranda, Independencia. <b>Zona 2:</b> Municipio José Gregorio Monagas.
APURE	<b>Zona 4:</b> Área del Municipio Páez, al Oeste del meridiano 71°W. <b>Zona 3:</b> Municipio Páez, excluida el área al Oeste del meridiano 71°W. <b>Zona 2:</b> Municipios: Rómulo Gallegos, Muñoz, Achaguas, Biruaca, San Fernando, y Área del Municipio Pedro Camejo ubicada al Norte del paralelo 7° N <b>Zona 1:</b> Área del Municipio Pedro Camejo ubicada al Sur del paralelo 7° N.
ARAGUA	<b>Zona 5:</b> Municipios: Tovar, Santiago Mariño, Mario Briceño Iragorry, Girardot, Francisco Linares Alcántara. <b>Zona 4:</b> Municipios: Santos Michelena, Bolívar, Sucre, Rivas, Zamora, San Sebastián, San Casimiro, Libertador, José Angel Lamas, José Rafael Revenga. <b>Zona 3:</b> Municipios: Camatagua, Urdaneta.

ESTADO	
BARINAS	<b>Zona 4:</b> Municipios: Alberto Arvelo Torrealba, Municipio Cruz Paredes, Bolívar, y Áreas al Noroeste de los Municipios Ezequiel Zamora, Antonio José de Sucre, Peraza, Barinas y Obispos, limitadas por una línea paralela a la carretera Santa Bárbara-Boconito, unos 10 km. al sureste de ésta. <b>Zona 3:</b> Resto del Estado, excluidas las áreas en Zona 4 y el Municipio Arismendi. <b>Zona 2:</b> Municipio Arismendi.
BOLÍVAR	<b>Zona 3:</b> Municipios: Caroní, Padre Pedro Chien, y Área del Municipio Piar al Norte del paralelo 8° N. <b>Zona 2:</b> Municipio Heres, Áreas de los Municipios Cedeño, Sucre, Raúl Leoni, Sifontes, Roscio y El Callao, ubicadas al Norte del paralelo 7° N, y Área del Municipio Piar al Norte de paralelo 7° N y al Sur del paralelo 8° N. <b>Zona 1:</b> Municipio Gran Sabana, y Áreas de los Municipios Cedeño, Sucre, Raúl Leoni, Sifontes, José Tadeo Monagas, Piar y El Callao ubicadas al Sur del paralelo 7° N. <b>Zona 0:</b> Resto del Estado
CARABOBO	<b>Zona 5:</b> Municipios: Guacara, San Diego, Naguanagua, Montalbán, Miranda, Los Guayos, Juan José Mora, Puerto Cabello, Bejuma, San Joaquín, Diego Ibarra, Lago de Valencia, y Áreas de los Municipios Valencia y Libertador al Norte del paralelo 10° N. <b>Zona 4:</b> Municipio Carlos Arvelo, y Áreas de los Municipios, Valencia y Libertador al Sur del paralelo 10° N.
COJEDES	<b>Zona 4:</b> Municipios: Anzoategui, San Carlos, Lima Blanco, Falcón. <b>Zona 3:</b> Municipios: Girardot, Ricaurte, Rómulo Gallegos, Tinaco, Pao de San Juan Bautista.
DELTA AMACURO	<b>Zona 5:</b> Municipios: Pedernales, Tucupita, y Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas en el Delta al Norte del Río Orinoco. <b>Zona 4:</b> Municipio Casacoima, y Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas Sur del Río Orinoco. <b>Zona 3:</b> Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas Sur del paralelo 8° N.
DTO. FEDERAL	<b>Zona 5:</b> Todo el Distrito.

ESTADO	
FALCÓN	<p><b>Zona 4:</b> Municipios: Monseñor Iturriza, Silva.</p> <p><b>Zona 3:</b> Resto del Estado.</p> <p><b>Zona 2:</b> Municipios: Falcón, Carirubana, Los Taques.</p>
GUARICO	<p><b>Zona 3:</b> Municipios: Ortíz, Juan Germán Roscio, Julián Mellado, Chaguaramas, José Tadeo Monagas, San José de Guaribe, José Félix Ribas, Pedro Zaraza, y Área del Municipio Leonardo Infante al Norte del paralelo 9° N.</p> <p><b>Zona 2:</b> Municipios: Camaguan, San Gerónimo de Guayabal, Francisco de Miranda, El Socorro, Santa María de Ipire, Las Mercedes, y Área del Municipio Leonardo Infante al Sur del paralelo 9° N.</p>
LARA	<p><b>Zona 5:</b> Municipios: Morán, Andrés Eloy Blanco, Jiménez, Iribarren, Palavecino, Simón Planas, Crespo.</p> <p><b>Zona 4:</b> Municipios: Torres y Urdaneta.</p>
MÉRIDA	<p><b>Zona 5:</b> Municipios: Tovar, Antonio Pinto Salinas, Guaraque, Sucre, Andrés Bello, Caracciolo Parra Olmedo, Justo Briceño, Miranda, Rangel, Libertador, Campo Elías, Arzobispo Chacón, Aricagua, Zea, Rivas Dávila, Julio Cesar Salas, Pueblo Llano, Cardenal Quintero, Santos Marquina y Padre Noguera.</p> <p><b>Zona 4:</b> Municipios: Alberto Adriani, Obispo Ramos de Lora, Tulio Febres Codero y Julio César Salas.</p>
MIRANDA	<p><b>Zona 5:</b> Municipios: Andrés Bello, Buroz, Brión, Zamora, Plaza, Sucre, Chacao, Guaicaipuro, El Hatillo, Baruta, Los Salias, Carrizal, y Áreas de los Municipios Páez y Pedro Gual al Norte de la Autopista de Oriente.</p> <p><b>Zona 4:</b> Municipios: Urdaneta, Paz Castillo, Lander, Acevedo, Cristóbal Rojas, Simón Bolívar, Independencia, y Áreas de los Municipios Páez y Pedro Gual al Sur de la Autopista de Oriente.</p>
MONAGAS	<p><b>Zona 6:</b> Municipios: Acosta, Piar, Caripe, Bolívar, Punceres</p> <p><b>Zona 5:</b> Municipios: Cedeño, Ezequiel Zamora, Santa Bárbara, y Área del Municipio Maturín al Norte del paralelo 9° N.</p> <p><b>Zona 4:</b> Municipios: Aguasay, Libertador, Uracoa, Sotillo, y Área del Municipio Maturín al Sur del paralelo 9° N.</p>
NUEVA ESPARTA	<p><b>Zona 5:</b> Todo el Estado</p>

ESTADO	
PORTUGUESA	<p><b>Zona 4:</b> Municipios: San Jenaro de Boconoito, Sucre, Guanare, Monseñor José Vicente de Unda, Ospino, Esteller, Araure, Páez, Agua Blanca, San Rafael de Onoto.</p> <p><b>Zona 3:</b> Municipios: Guanarito, Papelón, Santa Rosalía, Turén.</p>
SUCRE	<p><b>Zona 7:</b> Municipios y Areas situados al Norte del paralelo que pasa por la costa Norte del Golfo de Santa Fe (aproximadamente a 10° 20' N).</p> <p><b>Zona 6:</b> Resto del Estado.</p>
TACHIRA	<p><b>Zona 5:</b> Municipios: Simón Rodríguez, Antonio Rómulo Costa, Seboruco, José María Vargas, Michelena, Andrés Bello, Guasimos, Independencia, Lobatera, Pedro María Ureña, Libertad, Bolívar, Rafael Urdaneta, Junin, Torbes, San Cristóbal, Cadenas, Sucre, Francisco de Miranda, Córdoba, Fernández Feo, Libertador, Ayacucho, Jauregui, Uribante y Samuel Darío Maldonado.</p> <p><b>Zona 4:</b> Municipios: García de Hevia, Panamericano.</p>
TRUJILLO	<p><b>Zona 5:</b> Municipios: Valera, Urdaneta, Boconó, Carache, Trujillo, Pampan, Candelaria, Pampanito, San Rafael de Carvajal, Juan Vicente Campo Elías.</p> <p><b>Zona 4:</b> Municipios: La Ceiba, Monte Carmelo, Bolívar, Sucre, Miranda, Andrés Bello, José Felipe Marquez Cañizales, Motatán, Rafael Rangel, Escuque.</p>
YARACUY	<p><b>Zona 4:</b> Municipios: Bolívar, Manuel Monge.</p> <p><b>Zona 5:</b> Municipios: Veroes, San Felipe, Bruzual, Peña, Nirgua, Independencia, Cocorote, Sucre, Aristides Bastidas, La Trinidad, Urachiche, José Antonio Páez.</p>
VARGAS	<p><b>Zona 5:</b> Todo el Estado.</p>
ZULIA	<p><b>Zona 4:</b> Municipios: Jesús María Semprún, Catatumbo, Colón, Francisco Javier Pulgar, Sucre.</p> <p><b>Zona 3:</b> Municipios: Mara, Jesús Enrique Lossada, Maracaibo, San Francisco, La Cañada de Urdaneta, Rosario de Perijá, Machiques de Perijá, Baralt, Valmore Rodríguez, Lagunillas, Cabimas, Santa Rita, Miranda, Simón Bolívar.</p> <p><b>Zona 2:</b> Municipios: Páez, Almirante Padilla</p>
ISLAS DEL CARIBE	<p><b>Zona 5:</b> Todas las islas de la región del Caribe</p>

## Anexo C

### Velocidad básica del viento

Velocidad Básica del Viento, V, en km/h

<u>LOCALIDAD</u>	<u>V</u>	<u>LOCALIDAD</u>	<u>V</u>
ANZOATEGUI		LARA	
Barcelona	95	Barquisimeto	100
APURE		MÉRIDA	
Guasdalito	37	Mérida	70
San Fernando	85		
ARAGUA		MONAGAS	
Colonia Tovar	70	Maturín	102
Maracay	72	NUEVA ESPARTA	
		Porlamar	70
BOLIVAR		PORTUGUESA	
Ciudad Bolívar	77	Acarigua	70
Sta. Elena de Uairén	74	Guanare	70
Tumeremo	80		
CARABOBO		SUCRE	
Morón	70	Cumaná	79
Puerto Cabello	70	Güiria	83
DISTRITO FEDERAL		TACHIRA	
Caracas	78	Colón	70
La Orchila	76	La Grita	70
Maiquetía	93	San Antonio	83
FALCON		TERRITORIO FEDERAL AMAZONAS	
Coro	75	Puerto Ayacucho	83
GUARICO		ZULIA	
Carrizal	73	La Cañada	103
		Maracaibo	96
		Mene Grande	81

## Anexo D

### Acciones resistentes al viento

#### ACCIONES EN SISTEMAS RESISTENTES AL VIENTO

Tipo de Construcción		Presiones o Fuerzas
I	Cerrada	Barlovento: $P_z = q_z G_h C_p \quad (6.2a)$
		Sotavento: $P_h = q_h G_h C_p \quad (6.2b)$ <p>En el caso de estructuras de un solo piso y similares se incluirá el efecto de las acciones internas y se verificarán las siguientes fórmulas:</p>
		Barlovento: $P_z = q_z G_h C_p - q_h GC_{pi} \quad (6.2c)$
		Sotavento: $P_h = q_h G_h C_p - q_h GC_{pi} \quad (6.2d)$
II	Abierta	$F = q_z G_h C_f A_f \quad (6.3)$
III	Cerrada	Barlovento: $P_z = q_z G_h C_p \quad (6.2a)$
		Sotavento: $P_h = q_h G_h C_p \quad (6.2b)$
	Abierta	$F = q_z G_h C_f A_f \quad (6.3)$
IV	Cerrada o Abierta	Requiere estudios especiales, pero las acciones no serán menores que las correspondientes al Tipo III

Anexo E

Coefficiente  $C_f$  para el cálculo de las acciones sobre vallas sin aperturas

PARA VALLAS COLOCADAS A NIVEL DEL TERRENO		PARA VALLAS COLOCADAS SOBRE EL TERRENO	
Relación Altura/Ancho	$C_f$	Relación entre Dimensiones Mayor/Menor	$C_f$
$\leq$ 3	1.20	$\leq$ 6	1.20
5	1.30	10	1.30
8	1.40	16	1.40
10	1.50	20	1.50
20	1.75	40	1.75
30	1.85	60	1.85
$\geq$ 40	2.00	$\geq$ 80	2.00

Anexo F

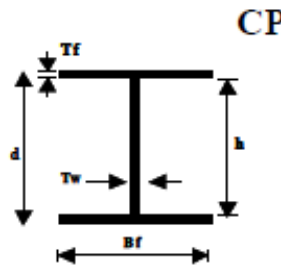
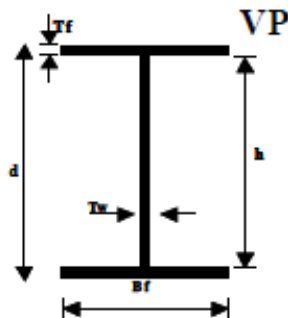
Propiedades de los perfiles electrosoldados

HIERROBECO, C.A. CATALOGO DE PRODUCTOS  
**PERFILES ELECTROSOLDADOS**



PROPIEDADES PARA EL DISEÑO

**Serie Estándar**



Tf = Espesor de las alas.  
 d = Altura total del perfil  
 h = Altura interior del perfil  
 Tw = Espesor del alma.  
 Bf = Ancho del perfil o del ala

Fy = 2530 kgf/cm<sup>2</sup>

Fu = 4080 kgf/cm<sup>2</sup>

Designación	Dimensiones			Sección Total								Torsión		
	Alma	Alas		Area	Eje X-X				Eje Y-Y				J	Cw
Serie d x Peso	t w	bf	tf	A	Ix	Sx	rx	Zx	Iy	Sy	ry	Zy	J	Cw
mm x kgf/m	mm			cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>6</sup>
Vp 120 x 9.70	3.0	100	4.5	12.3	335	55.7	5.21	61.2	75	15.0	2.47	22.7	0.700	2500
Vp 140 x 12.4	3.0	100	6.0	15.8	592	84.5	6.11	92.7	100	20.0	2.51	30.3	1.52	4490
Vp 160 x 16.4	6.0	100	6.0	20.9	874	109	6.47	125	100	20.0	2.19	31.3	2.52	5930
Vp 180 x 17.7	4.5	125	6.0	22.6	1310	146	7.43	162	195	31.3	2.94	47.7	2.29	14800
Vp 200 x 24.1	4.5	125	9.0	30.7	2280	228	8.62	252	293	46.9	3.09	71.2	6.44	26700
Vp 250 x 29.4	4.5	150	9.0	37.4	4390	351	10.8	386	506	67.5	3.68	102	7.80	73500
Vp 300 x 41.3	6.0	150	12.0	52.6	8520	568	12.7	633	676	90.1	3.58	138	18.7	140000
Vp 350 x 48.3	6.0	175	12.0	61.6	13700	785	14.9	869	1070	123	4.17	187	21.9	306000
Vp 400 x 55.4	6.0	200	12.0	70.6	20700	1040	17.1	1140	1600	160	4.76	243	25.1	602000
Vp 420 x 65.7	9.0	200	12.0	83.6	24600	1170	17.2	1330	1600	160	4.38	248	32.4	666000
Cp 140 x 25.5	6.0	140	9.0	32.5	1170	168	6.00	187	412	58.8	3.56	89.3	7.55	17700
Cp 160 x 29.3	6.0	160	9.0	37.3	1790	223	6.92	248	615	76.8	4.06	117	8.67	35000
Cp 180 x 33.1	6.0	180	9.0	42.1	2580	287	7.83	316	875	97.2	4.56	147	9.78	64000
Cp 200 x 50.1	9.0	200	12.0	63.8	4660	466	8.54	521	1600	160	5.01	244	27.0	141000
Cp 220 x 55.3	9.0	220	12.0	70.4	6280	571	9.44	636	2130	194	5.50	294	29.8	230000
Cp 240 x 60.4	9.0	240	12.0	77.0	8250	687	10.4	762	2770	231	6.00	350	32.6	359000
Cp 260 x 65.7	9.0	260	12.0	83.6	10600	815	11.3	900	3520	271	6.48	410	35.4	540000