

## **CAPÍTULO I. ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO**

### **1.1. ANTECEDENTES**

En la actualidad el deporte juega un rol importante en el desarrollo de las sociedades, razón por la cual forma parte de las preocupaciones de las autoridades nacionales, departamentales y municipales. La actual Política Nacional de Deportes plantea como objetivo general “mejorar la calidad de vida de la población mediante el desarrollo del desarrollo de la actividad física y la práctica de deporte, entendidas como formas de actividad humana, la competición, el afán recreativo y el espectáculo como medio formativo integral de los individuos; así como mecanismo de integración social, de desarrollo comunitario, de mejoramiento de la salud de los individuos y de sana utilización del tiempo libre de las personas.

### **1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA**

El Estadio Tabladita de Tarija actualmente presenta una serie de deficiencias en su infraestructura, ya que no cuenta con la cantidad adecuada de graderías para dar la comodidad a los espectadores. Por otra parte, dicho estadio no cuenta con ningún ambiente, por lo que con el proyecto se va a utilizar la parte inferior de las graderías para habilitar una serie de áreas destinadas a la funcionalidad del mencionado estadio, como ser sanitarios para hombres y mujeres, camarines para los jugadores, entre otros.

Por tanto, surge la necesidad de realizar una ampliación al Estadio de Tabladita ya que el mismo va a ser usado a nivel departamental como un estadio únicamente para la práctica del fútbol siendo un estadio alternativo al Estadio IV Centenario, de esta forma se va a mejorar las condiciones de los deportistas Tarijeños y además formar nuevos valores en esta disciplina como es el fútbol.

#### **1.2.1. Planteamiento.**

La ciudad Capital, presenta grandes movimientos poblacionales que se van incrementando debido a las buenas expectativas económicas y sociales que ofrece el

Departamento. Este movimiento ocasiona que se incremente la demanda por servicios los cuales se quiere llegar a satisfacer, en ese sentido a la fecha el estadio de Tabladita solo tiene graderías en la parte central de la zona oeste teniendo una capacidad de mil espectadores. Con el proyecto se prevé tener una capacidad de 5000 espectadores.

Actualmente en el Departamento de Tarija, principalmente en la provincia Cercado no existen muchos campos deportivos, a la fecha para práctica del futbol solo se cuenta con el estadio IV Centenario y con el estadio de la Bombonera, siendo estos campos insuficientes por la innumerable cantidad de deportistas que practican el deporte rey.

Estas dos infraestructuras deportivas son utilizadas principalmente por la Asociación Tarijeña de Futbol para los campeonatos de la primera división, dejando de lado a las otras categorías, teniendo los jóvenes como así personas adultas sin escenarios adecuados para desarrollar sus campeonatos o entrenamientos.

### **1.2.2. Formulación.**

Con la ampliación del “Estadio de Futbol” dotando de graderías, cubierta para graderías y ambientes complementarios debajo de las gradas se dará mejores condiciones tanto a los deportistas como a los espectadores. La ampliación del Estadio de futbol de Tabladita comprenderá lo siguiente:

- Graderías para los espectadores.
- Cubierta metálica para graderías.
- Sala de gimnasio para los deportistas.
- Salas de vestuarios para los equipos.
- Sala de vestuarios para los árbitros.
- Área de servicios higiénicos y duchas para los equipos.
- Baterías de baño para espectadores hombres y mujeres.

### **1.3. OBJETIVOS**

#### **1.3.1. Objetivo general.**

- Realizar el cálculo estructural de la ampliación del estadio de futbol de Tabladita.

#### **1.3.2. Objetivos específicos.**

Entre los objetivos específicos se establecen claramente los siguientes objetivos:

- Realizar el cálculo estructural de las graderías
- Diseñar las fundaciones, columnas y vigas
- Diseñar la cubierta del Estadio.
- Determinar los volúmenes de los diferentes ítems y Presupuesto general de la obra, solo de aquellos que son parte estructural del Estadio.
- Realizar un cronograma de ejecución de la obra.

### **1.4. ALCANCE DEL PROYECTO.**

De acuerdo con la información recopilada en el perfil la propuesta y los planos Arquitectónicos, se considera Proyecto viable en lo social, técnico y económico.

Cabe resaltar que en el proyecto no se realizará el diseño de las instalaciones de agua potable, alcantarillado y de electricidad. Se usarán estimaciones preliminares para realizar el presupuesto general de la obra.

En tal sentido se plantean los resultados que se pretende lograr con el diseño estructural del proyecto en mención.

#### **1.4.1. Resultados a lograr**

- Recopilación y procesamiento de la información técnica disponible en Gobernación y Municipio.
- Levantamiento topográfico.
- Diseño y cálculo estructural de las estructuras de cubierta metálica y estructuras de hormigón armado de la ampliación del Estadio de futbol de Tabladita.

- Elaborar un informe final detallando el diseño estructural de la ampliación del Estadio de futbol de Tabladita sustentado en normas, métodos y tablas vigentes en el país, tanto en estructuras metálicas y estructuras de hormigón armado.
- Elaboración de planos estructurales a detalle de los elementos estructurales de estructuras metálicas y de hormigón.
- Proceso constructivo, especificaciones constructivas, volúmenes de obra, precios unitarios y presupuesto final estructural.

### 1.5. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra localizado en el Departamento de Tarija, provincia Cercado, en el Distrito 13 de la ciudad de Tarija, específicamente en el Barrio Tabladita.

La obra se encuentra emplazada en las siguientes coordenadas: 21° 32` 1.23” latitud Sud y 64° 45` 21.31” latitud Oeste

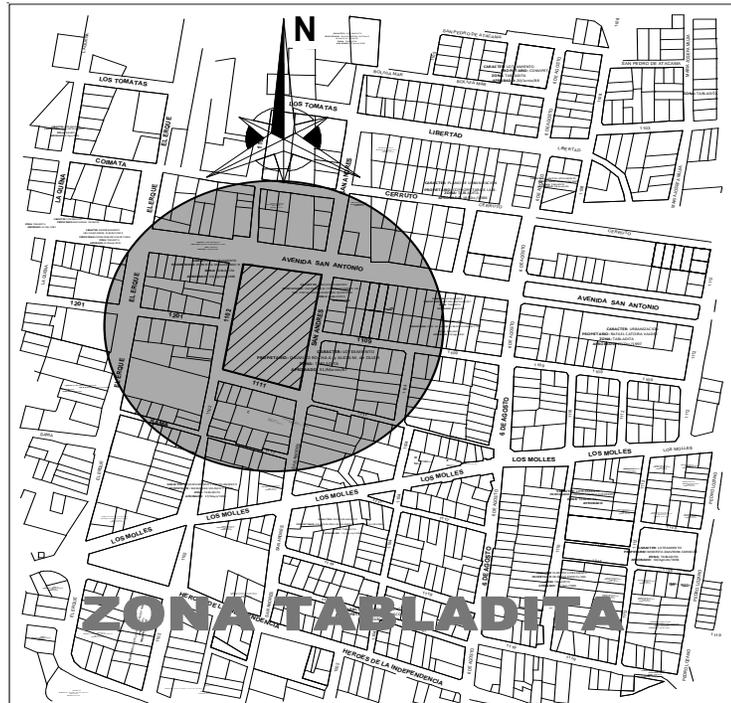
El predio tiene los siguientes límites colindantes son:

- *Norte:* Av. San Antonio.
- *Sud* Calle S/N.
- *Este* Av. San Andrés
- *Oeste* Calle S/N



**Figura 1.1. Lugar de proyecto (imagen satelital)**

## CROQUIS DE UBICACIÓN:



*Figura 1.2. Croquis de la ubicación del proyecto*

### 1.6. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.

El departamento de Tarija, se encuentra ubicado en Sudamérica, entre los paralelos 21° 00' y 22° 50' de latitud sur y los meridianos 62° 15' y 65° 20' de longitud Oeste de la Línea de Greenwich. Limita internacionalmente con la República Argentina al Sud y al Este con la República del Paraguay, al Oeste con los Departamentos de Chuquisaca y Potosí, y al Norte con el Departamento de Chuquisaca.

Con una superficie de 37.623 km<sup>2</sup>, cubre el 3,42% del territorio nacional, con características geográficas variadas, todo tipo de relieves que va desde los 4.000 msnm hasta los 300 msnm lo que determina la variabilidad de su clima, frío y seco en la zona alta, templado y temporalmente húmedo en los valles sub andinos y cálido seco y cálido húmedo en la llanura chaqueña.

Hidrográficamente, el departamento es tributario de la Cuenca del Plata por el curso de los ríos Pilcomayo y Bermejo, y cuenta con una cuenca serrada, las lagunas de Taxara.

El Departamento, presenta paisajes bien definidos y diferentes, en su constitución geológica, tectónica y en su aspecto morfológico, así como por su flora, fauna, sus características climáticas y variedad de suelos. Por sus características fisiográficas se dividen en cuatro grandes unidades: El altiplano tarijeño, que forma parte de la Cordillera Occidental o Volcánica, Los valles interandinos, El Valle Central y El Chaco Tarijeño.

## 1.7. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

### 1.7.1. Población

Según el censo de población y vivienda del año 2012, se pudo establecer que la Provincia Cercado tiene un crecimiento poblacional de 2.26 por ciento, con una población de 205346 habitantes.

DEPARTAMENTO, PROVINCIAS Y SECCIONES	Censo 2001	TASA ANUAL DE CRECIMIENTO INTERCENSAL 1992-2001 (%)	Censo 2012	TASA ANUAL DE CRECIMIENTO INTERCENSAL 2001-2012 (%)
DEPARTAMENTO TARIJA	391,226	3.18	482,196	1.69
Provincia Cercado	153,457	3.77	205,346	2.26
Primera Sección - Tarija	153,457	3.77	205,346	2.26

**Tabla 1.1: Población y tasa de crecimiento de Cercado-Tarija**  
**Fuente: INE 2012**

El siguiente cuadro presenta la distribución de la población por sexos, según grupos quinquenales de edad, donde se observa que la población de la Ciudad de Tarija es mayoritariamente joven (menor a 30 años) según pirámide poblacional. A partir de esta edad la población en los siguientes grupos de edades declina persistentemente, hasta alcanzar a los 49 años la mitad de los que se tiene a los 30 años de edad, esto al parecer esta explicado por la migración por razones laborales.

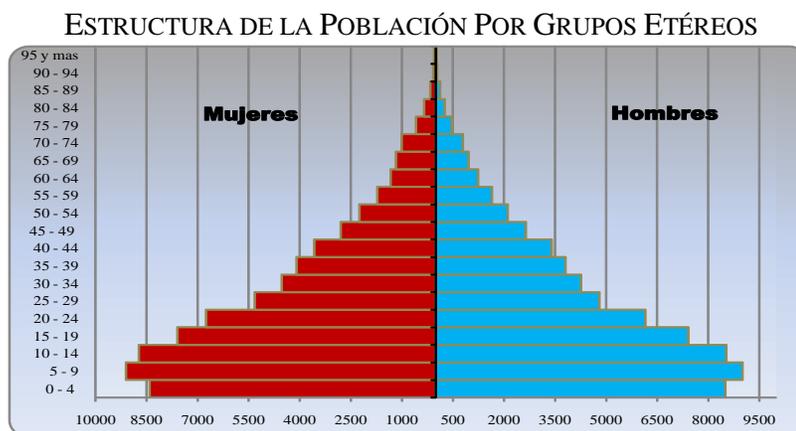
En la composición de la población según sexo, se tiene que el 48% (66.218 hombres) corresponde a la población masculina y el 52% (69.565 mujeres) está representado por la población femenina.

## Estructura de la Población por Sexo y Edad

Categoría Edad	Hombres	Mujeres	Total
0 - 4	8.507	8.409	16.916
5 - 9	9.012	9.104	18.116
10 - 14	8.529	8.724	17.253
15 - 19	7.416	7.590	15.006
20 - 24	6.151	6.753	12.904
25 - 29	4.809	5.318	10.127
30 - 34	4.266	4.525	8.791
35 - 39	3.810	4.091	7.901
40 - 44	3.400	3.571	6.971
45 - 49	2.646	2.795	5.441
50 - 54	2.112	2.244	4.356
55 - 59	1.646	1.722	3.368
60 - 64	1.240	1.327	2.567
65 - 69	962	1.173	2.135
70 - 74	792	1.003	1.795
75 - 79	469	582	1.051
80 - 84	257	346	603
85 - 89	123	159	282
90 - 94	44	78	122
95 y mas	27	51	78
<b>Total</b>	<b>66.218</b>	<b>69.565</b>	<b>135.783</b>

*Tabla 1.2: Población de Tarija por sexo y edad*  
Fuente: INE 2001

La distribución de la población por grupos etéreos nos muestra una población expansiva, la cohorte correspondiente a las edades entre 0 a 4 años tiende a reducirse, lo que implica que entre 1.996 y 2.001 los nacimientos se redujeron. (Ver gráfico siguiente).

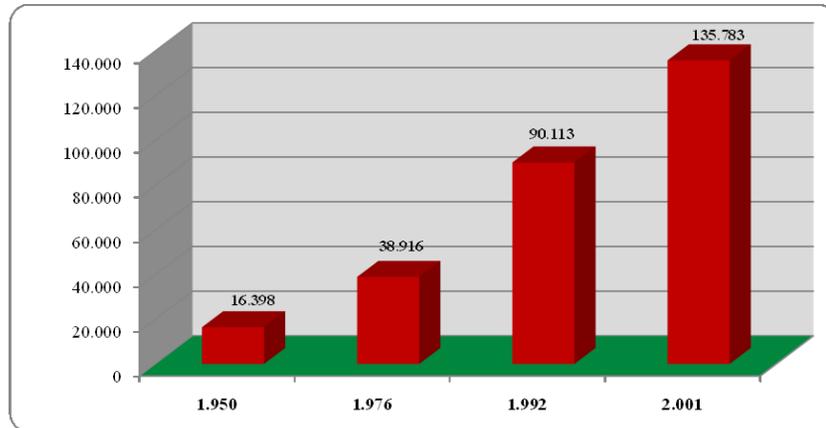


*Figura 1.3: Población por grupos etéreos*  
Fuente: INE 2001

La serie histórica, que se presenta a continuación de los Censos Poblacionales realizado en Bolivia, muestra un constante crecimiento de la población de la ciudad de Tarija. Si bien en términos absolutos la cifra fue en aumento, el grado o la tasa entre los periodos

censales han variado entre uno y otro, mostrando que el ritmo de crecimiento de la ciudad de Tarija, presentó un máximo en el censo de 1.976, para luego ir disminuyendo en el año 1.992 y más aún según los datos del censo del 2.001.

#### CRECIMIENTO POBLACIONAL DE LA CIUDAD DE TARIJA



*Figura 1.4: Crecimiento de la ciudad de Tarija*  
Fuente: INE 2001

Según los registros del Censo Nacional de Población en 1.950, la ciudad de Tarija contaba con 16.398 habitantes, luego de 26 años en 1.976 alcanza a 38.916 habitantes. El periodo siguiente presenta el mayor incremento de 51.197 habitantes, sumando una población de 90.113. Posteriormente, el censo 2.001 registra una población de 135.783, lo que significa un incremento neto de 45.670 efectivos.

De esta manera, la población de la capital Tarija creció en 8,28 veces en los cincuenta años transcurridos entre 1.950 hasta el 2.001. En cuanto a la evolución demográfica, la ciudad de Tarija demuestra un crecimiento anual de 4,43 por ciento.

#### **1.7.2. Movimientos migratorios en la ciudad de Tarija**

En este punto se expone la investigación realizada por CeydricMártin en el año 2005, trabajo de investigación efectuado para una tesis con el fin de obtener el grado de doctor en la Universidad de Paris titulada: “Complejo migratorio y distribución espacial de la población en el sur de Bolivia” Para lo cual se realizaron encuestas en el área rural y urbana dentro el Departamento de Tarija.

A continuación, se resume una traducción de este esclarecedor trabajo para la ciudad de Tarija y se transcribe los principales resultados de la encuesta realizada.

El estudio de la ciudad de Tarija ha mostrado evidente la importancia acerca de las diferentes formas de migración hasta y desde la ciudad capital. Desde la segunda mitad del siglo XX la ciudad es principalmente atractiva para los habitantes del occidente del país, sobre todo del sur del país (Potosí, Sucre), mostrando así una relación de proximidad. Se puede distinguir claramente dos grandes flujos migratorios, que han contribuido al crecimiento de la ciudad: El primero es desde el campo cerca de la ciudad, que posiblemente muestra un éxodo rural de regiones agrícolas con dificultades sobre todo desde los valles andinos, pero también del altiplano, y el segundo es desde las regiones mineras que han sufrido una larga crisis del sector, a partir de los años 80's. Además, se ha subrayado el intercambio con las ciudades en el sur del país, principalmente con las ciudades de la frontera. En este caso la función de la capital es doble: Atracción por individuos que quieren seguir su formación en un nivel de *Educación Superior*, pero también como alternativa profesional, después la crisis en el comercio en la frontera a fines de los años 90's. A estos grandes flujos se puede aumentar flujos de menor importancia de migración hacia la ciudad de Tarija, desde las grandes ciudades bolivianas (principalmente La Paz y Santa Cruz), pero también de la Argentina y otros países.

Después de todo, si Tarija es un polo de recepción activa, la ciudad parece tener dificultades de controlar su población, sean nacidos en Tarija o no, lo que se puede explicar sin duda por la deficiencia de empleo (calificado o no) y por otros polos de atracción. Porque las salidas también son importantes. Después de la llegada de migrantes desde las ciudades fronterizas, ahora de nuevo estas ciudades han generado una migración desde la capital hasta estas ciudades. Otro movimiento, hacia la Argentina, es el resultado de una fuerte demanda en mano de obra agrícola (u otras que no necesitan calificación) y de empleos relativamente bien pagados. Otro aspecto del análisis, son las ciudades bolivianas grandes, que siguen siendo un destino mayor: Migración para la educación o individuos calificados hacia las ciudades del occidente,

mientras Santa Cruz se posiciona como un polo de minoría de elite que va al exterior para seguir allí un curso dentro la educación superior.

Estos grandes flujos desde y hacia la ciudad de Tarija muestran la importancia de la ciudad capital, como plataforma de recepción y redistribución de la población. La ciudad es un centro regional dentro la escala, donde ella constituye un polo de atracción por las regiones en crisis del sur de Bolivia (rurales, mineros o fronteras) y por los pequeños centros urbanos próximos (notablemente gracias a su función *universitaria*). También, en la escala nacional, la ciudad participa en movimientos entre capitales departamentales, estos incluyen también flujos de individuos con poca formación. Si vemos a escala internacional, parece que se limita a la emigración, la extensión y la diversión hacia la Argentina (y muy poco a otros países) se remarca la dimensión de salidas de Bolivia, desde Tarija hasta la Argentina. Todos estos elementos hacen relacionar la idea de una alteración de la población boliviana, porque no corresponde a las tendencias que resultan de la investigación y además no parece muy probable. En efecto, al nivel inter-departamental parece claro que Santa Cruz es más una ciudad de destino que una ciudad de procedencia, pero las amplitudes de estos movimientos son moderados, igual de importancia tienen los flujos hasta la ciudad de La Paz. Además, otros polos de atracción en el oriente hoy en día son raros, mientras en el occidente hay varios: Sucre, Cochabamba y Potosí. En fin, si vemos las pequeñas ciudades chaqueñas en el departamento de Tarija (sobre todo Yacuiba y Bermejo), hemos podido mostrar su poca atracción por los habitantes de la capital del departamento, aunque contrariamente ellos mismos son proveedores de migrantes hacia Tarija. Así, la imagen de Tarija como atracción permanecerá por un tiempo.

Sin embargo, no es fácil hacer un pronóstico de evoluciones futuras de la ciudad, especialmente si hablamos de su capacidad de imponerse como un polo sólido de atracción en el sur de Bolivia. Por una parte, se puede estimar una cierta continuidad de la población, la inmigración desde el área rural va a seguir sin dudas (y una parte de ellos van a continuar emigrando a Argentina o Santa Cruz), la inmigración de funcionarios profesionales y la de estudiantes no va parar, también los habitantes de

pequeñas comunidades del sureste de Bolivia quienes eligen Tarija por su comodidad (proximidad, presencia de un miembro de la familia) y no tanto por su reputación. También debemos mencionar que existen características potenciales que tal vez hay que tomarse en cuenta: Su relativa tranquilidad y su clima agradable, Tarija podría recibir jubilados, organizar congresos y seminarios; también podría aprovechar bien las regalías del gas invirtiéndolas en su sistemas productivos (apertura zona franca, desarrollar una industria agroalimentaria) y tiene buena mano de obra calificada; finalmente, en el corto plazo la ciudad estará mejor conectada con otras ciudades en Bolivia (la ruta hasta Potosí está casi lista, la ruta al Chaco está planificada).

Empero, visto la importancia de las migraciones hacia y desde Tarija, su futuro también depende de otros polos de atracciones: Argentina y otras ciudades bolivianas, estas últimas son importantes si queremos entender relaciones inter urbanas. Dentro del departamento de Tarija, las ciudades del chaco (Yacuiba, Bermejo, Villa montes) han tenido y van a tener un impacto sobre el crecimiento de la ciudad de Tarija.

### **1.7.3. Densidad demográfica**

La densidad de la población o densidad demográfica es un indicador estadístico que nos muestra como está distribuida la población en el espacio, y es la relación entre la población y la superficie. En el presente diagnóstico la superficie territorial básica para el análisis de la densidad en la ciudad de Tarija será la hectárea.

$$\text{Densidad Demográfica} = \text{Población} / \text{Superficie en Ha}$$

La densidad promedio estimada para la ciudad de Tarija es de 63 habitantes por hectárea; un análisis histórico de la densidad en la ciudad, está señalando que la máxima densidad alcanzada fue la de la década de los 60 y 70 cuando el cálculo mostraba una densidad de 123 y 248 habitantes por hectárea, respectivamente, mientras que el mismo cálculo realizado el año 1.997, muestra una disminución a 73 habitantes por hectárea, a partir de este año, la densidad va disminuyendo gradualmente, año 2.002 se alcanzó 59 hab./ha., y el año 2.006 se incrementa a 63 hab./ha., esta baja densidad no refleja una mejora en la calidad de vida, al contrario, la incorporación de una mayor

cantidad de terreno a la mancha urbana ha presionado hacia un deterioro de la calidad de los servicios básicos, costo del transporte y cobertura de los servicios de educación y salud.

En cuanto a la densidad por distrito, se tiene que la máxima densidad que se presenta corresponde con el distrito 5 (virgen de Fátima) que alcanzó a 122 hab./ha., en tanto que el de menor densidad es el 12 (margen derecha del río Guadalquivir) que tan solo tiene 8 hab./ha. En el cuadro que sigue se muestra la relación población – superficie para cada distrito, notándose que los distritos más antiguos han alcanzado una mayor densidad que los de reciente formación.

### Densidad poblacional de la ciudad de Tarija

Distritos	Población	Vivienda	Nro. Familias Estimadas	Área (has)	Densidad Hab/Ha
1	3.804	1.072	761	46	83
2	7.074	2.017	1.415	37	191
3	6.083	1.726	1.217	53	115
4	6.441	1.829	1.288	56	115
5	8.086	2.392	1.617	66	123
6	17.612	3.956	3.522	414	43
7	18.432	4.207	3.686	341	54
8	24.713	5.542	4.943	248	100
9	24.596	5.589	4.919	392	63
10	20.114	5.038	4.023	688	29
11	10.543	2.307	2.109	558	19
12	4.871	1.297	974	612	8
13	19.120	3.957	3.824	591	32
<b>Total</b>	<b>171.489</b>	<b>40.929</b>	<b>34.298</b>	<b>4.102</b>	<b>42</b>

*Tabla 1.3: Densidad Poblacional de la ciudad de Tarija*

Fuente: Datos INE, 2001

#### 1.7.4. Base cultural de la población

Tarija tiene una población con características culturales propias. En la época pre-colonial se encontraban varios grupos étnicos, cuando llegaron los españoles prevaleció el pueblo “tomatas”. Tempranamente, gracias a su clima templado, prosperaron las producciones agrícolas y ganaderas de origen europeo, como por ejemplo vid, trigo, naranjo y ganadería de vacunos, porcinos, ovinos favoreciendo una radicación importante de la población española, de orígenes principalmente andaluces y vascos. De esto creció el tipo de cultura típica tarijeña.

La gente que vive hoy en día en el valle de Tarija se conoce como “chapacos”. En la actualidad la región ha tenido fuertes saldos positivos de migración, la población de la ciudad de Tarija en términos generales tiene dentro de sus habitantes a familias de diferente procedencia.

De acuerdo a los datos del Censo Nacional de Población y Vivienda del INE realizado el año 2001, un 60 por ciento de las habitantes nació en el municipio de Cercado, en tanto que el 38 por ciento nació en el interior del país y un 2 por ciento en el exterior del país. Los inmigrantes vienen principalmente de los departamentos de Potosí y Chuquisaca, 36 y 24 por ciento respectivamente.

#### SALDO MIGRATORIO DEL MUNICIPIO

Año	Población	Inmigrantes	Emigrantes	Tasa de migración neta (%)
1.992	283.799	57.493	33.474	8,46
2.001	375.626	91.146	43.874	12,58

Tabla 1.4: Saldo migratorio del Municipio de Cercado (Fuente: INE 2001)

#### 1.7.5. Origen étnico

Un grupo étnico un grupo con una tradición cultural común y un sentido de identidad, que puede tener su propia lengua, religión y costumbres distintivas. Pero lo más importante es probablemente su sentido de identificación como un grupo tradicionalmente distinto. En la ciudad Tarija, es posible distinguir dos grupos sociales diferenciados: la población mestiza y la indígena o criolla.

En el cuadro siguiente se puede ver en qué grado la población de 15 años o más de la ciudad de Tarija, se auto identifica con pueblos originarios o indígenas. La mayoría de la población no se identifica con ninguno, 79 por ciento, y la identificación con la nacionalidad quechua representa el 15 por ciento y como se puede apreciar se auto identifican como mojeños 71 personas mayores de 15 años que es el 0,08 por ciento.

## AUTO IDENTIFICACIÓN CON PUEBLOS ORIGINARIOS O INDÍGENAS DE LA POBLACIÓN DE 15 AÑOS O MÁS DE EDAD (2.001)

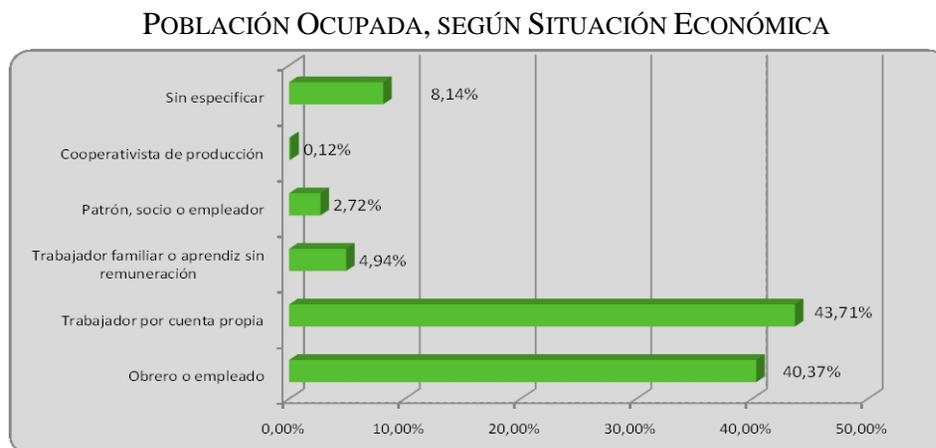
Auto Identificación	Habitantes	%
Ninguno	70.962	79,2%
Quechua	13.252	14,8%
Aymara	2.852	3,2%
Guaraní	1.340	1,5%
Chiquitano	182	0,2%
Mojeño	71	0,1%
Otro Nativo	887	1,0%
<b>Total</b>	<b>89.546</b>	<b>100%</b>

*Tabla 1.5: Origen étnico de hab. del Dpto. de Tarija*  
Fuente: INE, 2001

### 1.8. ASPECTOS ECONÓMICOS

#### 1.8.1. Principales actividades económicas.

Según los datos obtenidos en el Censo Nacional de Población y Vivienda 2.001, muestran que, en la ciudad de Tarija, de la población ocupada clasificada, según situación de empleo, 43,71% trabajaba por cuenta propia, 40,37% trabajaba como obrero o empleado, 8,14% no especificó su actividad, 4,94% era trabajador familiar o aprendiz sin remuneración, 2,72% era patrón o empleador y 0,12% trabajaba como cooperativista de la producción, el mismo se muestra en el gráfico que sigue.



*Figura 1.5: Población ocupada, según situación económica*

Fuente: INE CNPV-2001

## 1.9. SERVICIOS BÁSICOS

El saneamiento básico hace referencia al abastecimiento de agua potable, alcantarillado y evacuación de aguas servidas y tratamiento de residuos. En Tarija la Cooperativa de Agua Potable y Alcantarillado COSAALT, es la encargada de brindar el servicio. En tanto que la recolección de los residuos sólidos se encuentra a cargo de la Empresa Municipal de Aseo EMAT.

### 1.9.1. Agua potable

De acuerdo a la información obtenida del PMOT de la Provincia Cercado, en los diferentes barrios de la ciudad, se puede deducir que el servicio que tiene mayor cobertura en la ciudad es el agua potable, con porcentajes aceptables del 83 por ciento, por el contrario, el servicio de alcantarillado sanitario, tiene un porcentaje de 63 por ciento. La recolección de basura indica mejores coberturas que el alcantarillado sanitario; finalmente, lo que preocupa es la ausencia en gran parte de la ciudad del sistema de alcantarillado pluvial.

LONGITUD DE LAS REDES Y COBERTURA DE SERVICIOS BÁSICOS

Tipo de Servicio	Longitud de Red (Km.)	Cobertura (%)
Alumbrado Público Red	408	75%
Alcantarillado Sanitario	322	63%
Gas Domiciliario	390	76%
Telefonía Fija	317	69%
Agua Potable	387	83%

*Tabla 1.6: Cobertura de servicios Básicos*  
**Fuente: PMOT-TARIJA**

Respecto al servicio de agua potable en la ciudad de Tarija tiene una cobertura de 83%, igualmente en el cuadro siguiente se puede apreciar que los distritos que cuentan con total cobertura son los comprendidos del 1 al 5, ubicados al centro de la ciudad. El distrito que menor cobertura tiene de agua potable es el 12, que solo alcanza al 59%, debido a que algunos de sus barrios se encuentran en proceso de consolidación.

### 1.9.2. Alcantarillado sanitario.

Por otra, la ciudad de Tarija cuenta con una red de Alcantarillado Sanitario que cubre los 13 distritos urbanos, la Cooperativa de Agua y Alcantarillado COSAALT, encargada de prestar este servicio, cubre a gran parte de la ciudad mediante una red de recolección de aguas servidas, las que tienen un tratamiento final en las lagunas de oxidación ubicadas en el barrio de San Luís, el resto de la ciudad es atendida mediante subsistemas, ubicados sobre todo en los distritos que se encuentran en la banda del Guadalquivir, el distrito 13 tiene 6 subsistemas y el distrito 12 cuenta con uno, al margen del subsistema ubicado en el Hotel Los Parrales, el distrito 10 cuenta con 2 y finalmente el distrito 11 tiene 4, estos subsistemas funcionan con cámaras sépticas, cuyas descargas líquidas, son drenadas en los cause de las quebradas Sagredo, Sossa y el Guadalquivir.

#### COBERTURA DE AGUA POTABLE POR DISTRITOS

Distritos	Longitud de Red Agua Potable (Km.)	Cobertura	Longitud de Red Alcantarillado Sanitario (Km.)	Cobertura
1	10	100%	10	100%
2	8	100%	8	100%
3	12	100%	12	100%
4	10	100%	11	100%
5	15	100%	15	100%
6	33	82%	30	70%
7	40	94%	34	60%
8	38	92%	34	87%
9	56	86%	46	64%
10	70	96%	53	67%
11	30	71%	23	51%
12	18	59%	8	23%
13	47	104%	38	91%
<b>Total</b>	<b>387</b>	<b>83%</b>	<b>322</b>	<b>63%</b>

*Tabla 1.7: Cobertura de agua potable de Tarija por distritos*

**Fuente: PMOT - TARIJA**

### 1.9.3. Recolección y tratamiento de residuos sólidos

El recojo y posterior disposición de los desechos sólidos que produce diariamente la ciudad de Tarija es realizada por la Entidad Municipal de Aseo EMAT. Siendo esta una entidad descentralizada del Gobierno Municipal, sin fines de lucro legalmente constituida mediante Ordenanza Municipal.

En relación al volumen de los residuos sólidos se tiene registros a partir de 1.996, en los 11 años de la serie estudiada (hasta el 2006), la generación de residuos sólidos se triplicó, pasando de 12,7 mil ton/año en 1.996 a 34 ton/año en el 2.006, este efecto está explicado por dos motivos: primero por el incremento de la población que aumentó en un 70 por ciento y segundo por el incremento en la generación de desechos per-cápita, que pasó de 0,297 a 0,467 Kg/hab/día, un aumento del 57 por ciento.

La serie histórica es errática y muestra saltos de incremento anuales muy fuertes en los años 1.998 y 2.003, esto parece estar explicado por un incremento de la cobertura y mejoras en la eficiencia del servicio. El cuadro que sigue se muestra los registros históricos de la serie estudiada.

#### EVOLUCIÓN DEL RECOJO DE DESECHOS SÓLIDOS

Año	Población	Producción (ton/día)	Producción (ton/año)	Tasa Interanual
1.996	101.579	35,1	12.793	1
1.997	105.338	36,5	13.330	4,2%
1.998	128.401	52,8	19.287	44,7%
1.999	134.898	54,8	20.002	3,7%
2.000	141.395	57,6	21.009	5,0%
2.001	143.093	59,5	21.718	3,4%
2.002	147.629	63,2	23.075	6,2%
2.003	152.308	71,6	26.116	13,2%
2.004	156.987	74,9	27.342	4,7%
2.005	168.685	72,6	26.514	-3,0%
2.006	172.584	95,8	34.982	31,9%

*Tabla 1.8: Evolución del recojo de desechos sólidos*

**Fuente: PMOT-TARIJA**

Realizando las proyecciones con las tasas promedio de crecimiento del periodo 1996-2005, podemos indicar que para el año 2.011 la ciudad de Tarija tendrá una población de 232.434 habitantes, que generarán cada uno de ellos diariamente 0,609 Kg. de desechos, con una producción diaria de 141,5 toneladas, depositando en el relleno sanitario 60.024 toneladas.

#### **1.10. FUENTES Y USO DE ENERGÍA**

En Tarija las principales fuentes de energía utilizadas en las viviendas son: Energía Eléctrica, Gas Licuado y Gas Domiciliario.

### 1.10.1. Energía eléctrica

La institución encargada de la distribución, conexión y comercialización de Energía Eléctrica es SETAR S.A. (Servicios Eléctricos Tarija), Para la cobertura de este servicio se tienen tres plantas de generación, ubicadas en San Jacinto, La Tablada y barrio Abaroa.

#### Energía Eléctrica Domiciliaria y Alumbrado Público

La empresa que genera y distribuye energía eléctrica en el municipio es SETAR S.A., que abarca la ciudad de Tarija y todo el Valle Central denominado Sistema Central.

La dotación de energía eléctrica en la ciudad de Tarija se constituye en uno de los problemas más serios y complicados en su solución; actualmente se cuenta con el 77 por ciento de cobertura del servicio, la cobertura urbana llega a un total de 36.902 usuarios aproximadamente, el uso que se le da a la misma es para la iluminación de las viviendas y la utilización de artefactos eléctricos, es decir el mayor consumo eléctrico de energía es por el sector doméstico, mientras que el uso industrial y comercial es menor. SETAR para la cobertura de energía tiene instalada una red de aproximadamente 408,9 Km. de tendido eléctrico.

En el cuadro siguiente se muestra que a excepción de los distritos 11, 12 y 13 el alumbrado público supera el 80 por ciento de cobertura en la totalidad de los distritos.

#### COBERTURA DE ALUMBRADO PÚBLICO

Distritos	Longitud de Red de Alumbrado Público (Km.)	Cobertura
1	10	100%
2	8	100%
3	12	100%
4	11	100%
5	15	100%
6	37	82%
7	43	94%
8	38	92%
9	58	86%
10	78	96%
11	32	71%
12	21	65%
13	45	79%
<b>Total</b>	<b>408</b>	<b>75%</b>

*Tabla 1.9: Cobertura de alumbrado Público*  
Fuente: PMOT - TARIJA

### **1.10.2. Gas natural y gas licuado**

La empresa encargada de proporcionar este servicio nace el 16 de julio del año 1.988 cuando se firma el acta constitutiva de EMTAGAS entre la ex CODETAR, YPFB y la alcaldía Municipal de Tarija (Cercado), y es el 14 de Octubre del año 1.988, cuando el poder ejecutivo mediante D.S. N° 22048 aprueba la creación de la Empresa Tarijeña del Gas (EMTAGAS), como entidad descentralizada, autonomía de gestión técnica administrativa y económica, para la distribución, suministro y provisión de gas natural por redes en el departamento de Tarija.

A partir del año 2.003 se tienen tendidos 500.500 metros de red secundaria y 25.000 instalaciones domiciliarias. Los usuarios en la ciudad de Tarija en la actualidad, alcanzan los 14.240, cobertura que se va ampliando a consecuencia del plan de instalación de gas domiciliario gratuito, el mismo que origina algunos problemas a esta empresa, sobre todo los referidos al excesivo número de empresas instaladoras, inexistencia de planos que les permita coordinar con otras instituciones de servicio como COSAALT, con el propósito de no perfora tuberías, movimiento de suelos en las distintas calles y barrios y sobre todo la fuerte presión ejercida por grupos sociales, que buscan contar con este servicio.

Otras fuentes de energía la constituyen el gas licuado distribuido por camiones en los diferentes barrios de la ciudad, distribuyéndose alrededor de 12.000 garrafas diarias, sin embargo, no se tiene una estimación de la cantidad de garrafas que son utilizadas en las viviendas para la cocción de alimentos y que porcentaje de garrafas son utilizadas como combustible para el transporte local.

## **CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. GENERALIDADES**

El logro del objetivo general requiere tener fundamentos básicos en el que se basara la metodología de cálculo y diseño de los elementos estructurales y la caracterización de los materiales que se habrán de utilizar en los diferentes elementos que componen la estructura, de forma que el presente capítulo se definen tales aspectos utilizados en el proyecto.

### **2.2. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

Es de vital importancia la configuración del terreno en que se emplazara la estructura, para tal fin se hace necesario un levantamiento topográfico que determina los desniveles del terreno mediante un plano de curvas de nivel que permite obtener la cota de cualquier punto.

### **2.3. ESTUDIO DE SUELOS**

Para asegurar un conocimiento del suelo en forma adecuada es conveniente hacer pruebas y exploraciones en el laboratorio y en el sitio, de esta manera luego de un adecuado procesamiento de los datos obtenidos se podrá conocer los valores de resistencia y asentamiento, para el análisis y diseño de la fundación.

#### **Ensayos de campo**

Son aquellos que se realizan en el mismo lugar donde se construirá la estructura. El ensayo de campo más utilizado en nuestro medio es el ensayo de penetración estándar, y que además cumple normas.

#### **Ensayo de penetración estándar (SPT)**

Este ensayo se encuentra estandarizado por la ASTM D-1586, y cumple las normas para la exploración del subsuelo. Su objetivo es obtener muestras representativas del suelo para fines de identificación y ejecución de ensayos de laboratorio, además de medir la resistencia a la penetración de la cuchara normal de muestreo.

Es una de las pruebas de campo realizada, como un indicador del comportamiento del suelo, la resistencia del terreno y su deformabilidad o asentamiento.

Sin embargo, su uso no se limita a suelos granulares también puede ejecutarse en arcillas y rocas suaves. Es muy útil para obtener el perfil del suelo y en base de las muestras obtenidas clasificar al suelo.

<b>ARENAS <math>N_{60}</math></b>	<b>ARCILLA <math>N_{60}</math></b>
0-3 Muy suelta	0-4 Muy suave
3-8 Suelta	4-8 Suave
8-25 Media	8-15 Firme
25-42 Densa	15-30 Rígida
42-58 Muy densa	30-60 Muy rígida
	>60 Dura

**Tabla 2.1: Correlación entre consistencia del suelo y SPT**  
**Fuente: Ingeniería de cimentaciones “Braja M. Das” Pag**

La ejecución de este ensayo puede ser aprovechada para la obtención de muestras inalteradas de suelo, por medio de sustitución de la cuchara de muestreo por un tubo Shelby (tubo de pared delgada). Esta muestra en laboratorio puede ser utilizada para ensayos triaxiales y de corte directo.

## **2.4. DISEÑO ARQUITECTÓNICO**

El diseño arquitectónico fue realizado y proporcionado por la Gobernación Departamental de Tarija, por el Departamento de Infraestructura.

El detalle del diseño arquitectónico del estadio de futbol de Tabladita como ser graderías, cubierta y ambientes complementarios se puede apreciar ampliamente en los planos arquitectónicos que se encuentran en la sección de anexos.

## **2.5. ESTRUCTURAS METÁLICAS**

### **2.5.1. Generalidades de estructuras metálicas**

La temática de estructuras es muy amplia en contenido como en aplicación. Una de estas aplicaciones son las cubiertas metálicas y la teoría que describe su diseño se muestra a continuación.

#### **2.5.1.1. Cubiertas metálicas**

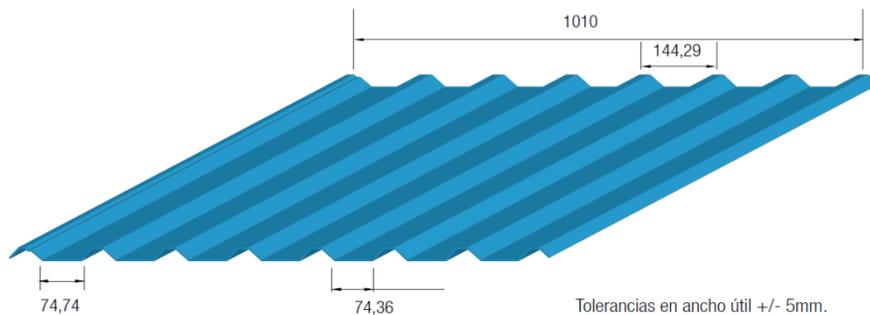
Cubierta metálica es el término que hace referencia al conjunto formado por elementos metálicos de carácter estructural y que junto a elementos de otros materiales conforman la cubierta o techo de un edificio, un galpón, una cancha y otras edificaciones.

Su principal función es la protección de los elementos que contendrá la edificación, como los enseres propios de ella y las personas, contra los eventos ambientales, como lluvia y el sol principalmente.

### 2.5.1.2. Componentes de las cubiertas metálicas

Los componentes que generalmente conforman una cubierta metálica son:

- **Cubierta:** elementos de diversos materiales que impiden el paso de los eventos ambientales como lluvia.



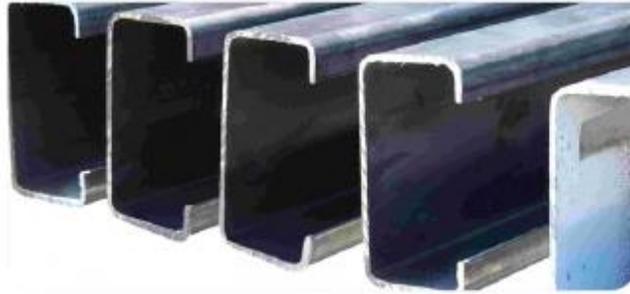
Pre -Pintada	Long (mm)	Peso (kg)
1010 x 1830 – 30 (0.30 mm)	1830	5.14
1010 x 2140 – 30 (0.30 mm)	2140	6.01
1010 x 2440 – 30 (0.30 mm)	2440	6.85
1010 x 3050 – 30 (0.30 mm)	3050	8.57
1010 x 3660 – 30 (0.30 mm)	3660	10.28
1010 x 5000 – 30 (0.30 mm)	5000	14.05

Figura 2.1: Cubierta trapezoidal

Fuente: Catálogo de Productos ACESCO Compañía líder en láminas galvanizadas

- **Correas:** Son elementos que sometidos a flexión y su principal función es la de brindar apoyo y fijación a la cubierta de techo. Se considera la condición simplemente apoyada sobre los elementos primarios de la estructura de techo, como armaduras, vigas de alma abierta o alma llena. Las secciones de acero pueden ser laminadas en caliente o formadas en frío, las más usuales son las C, I o Z, siendo el primero el más utilizado. El espaciamiento depende de las condiciones de carga, por lo general es de 2 a 6 pies (60 a 180 cm) y la relación peralte - claro mínima recomendable debe ser entre 1/30 a 1/24. Cuando se apoyan sobre armaduras se debe tener en cuenta el efecto que causa sobre esta

al disponer de largueros intermedios entre nudos de la cuerda superior, ya que el diseño de ésta debe ser por flexión y carga axial.

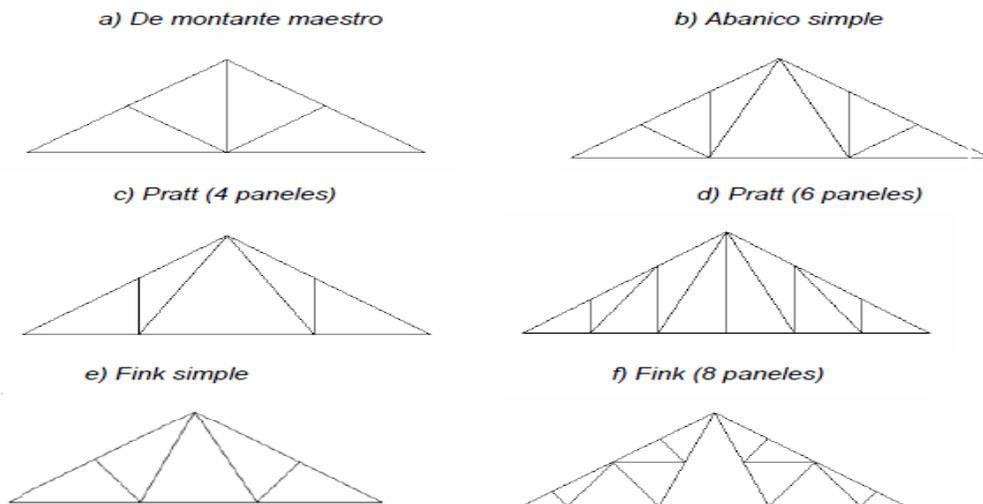


*Figura 2.2: Perfil C costanera*  
*Fuente: CINTAC Compañía líder en perfiles de acero (tubo negro)*

- **Armaduras:** Una armadura es una estructura plana que consta de elementos rectos conectados en los nudos formando triángulos o conjuntos de triángulos; los miembros de una armadura se unen solamente en sus extremos.

### 2.5.1.3. Tipos de armaduras de cubiertas metálicas

Los tipos de armadura para cubierta más empleadas son los que se muestran en la figura siguiente.

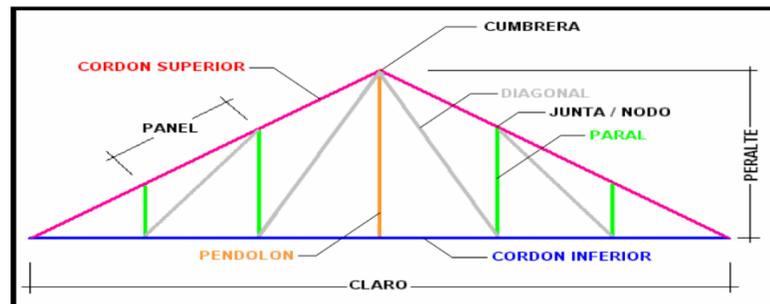


*Figura 2.3: Tipos de armadura*  
*Fuente: tesis de grado Jairo A. Cárdenas Escuela de Ingeniería civil Bucaramanga-Colombia*

#### 2.5.1.4. Componentes de armaduras o cerchas metálicas

Generalmente una armadura está constituida por:

- Cordón superior
- Cordón inferior
- Diagonales
- Verticales o paraleles
- Pendolón



*Figura 2.4: Componentes de una armadura*  
*Fuente: Elaboración propia*

#### 2.5.1.5. Tipos de conexiones de estructuras metálicas

Para la conformación de estructuras de acero para techo es necesario realizar una conexión adecuada entre los miembros estructurales que conforman la misma, con el propósito de evitar fallas en los puntos donde se conectan los diferentes miembros constituyentes de la estructura.

En las estructuras de acero para techo se puede realizar la conexión entre elementos estructurales mediante dos tipos básicos de conexiones: conexiones con tornillos y soldadura.

##### 2.5.1.5.1. Conexión tipo atornillada

Se les conoce también como conexiones de punto, ya que la transferencia de carga ocurre a través de puntos discretos de los elementos estructurales a conectar.

Un tornillo es básicamente una barra metálica de sección transversal circular, con una cabeza en un extremo y cuerpo o espiga roscada en el otro para recibir una tuerca, en ocasiones bajo especificación es necesario añadir un accesorio al sistema de tornillo

para asegurar la conexión, aportando una superficie endurecida no abrasiva bajo el elemento atornillado (en la cabeza del tornillo o en la tuerca).

La resistencia mínima a la tensión de estos tornillos esta normada de la siguiente manera:

- ✓ Tornillos con resistencia mínima a la tensión de 120/105 ksi: Especificación *ASTM A325* para tornillos estructurales con tratamiento térmico.
- ✓ Tornillos con resistencia mínima a la tensión de 150 ksi: Especificación *ASTM A490* para tornillos estructurales con tratamiento térmico, para cargas más grandes.

#### **2.5.1.5.2. Conexión tipo soldadura**

La soldadura es un proceso de conexión entre piezas de acero que se realiza mediante metal fundido producido por la aplicación de calor intenso, con frecuencia, el calor para las soldaduras se obtiene al pasar un arco eléctrico entre las piezas a soldar y un alambre o varilla de acero llamada electrodo.

También las soldaduras pueden clasificarse desde el punto de vista de transferencia de carga como:

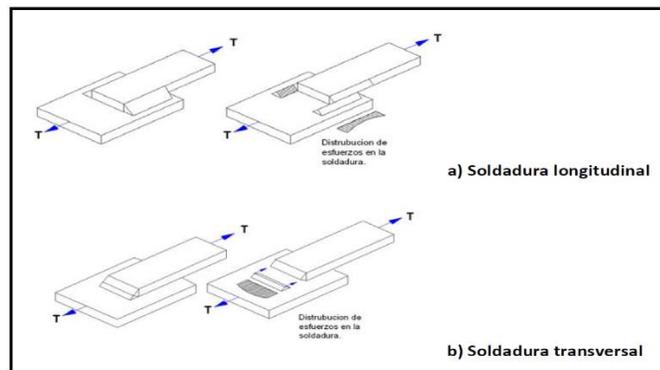
- ✓ Soldaduras de línea: Por ejemplo, soldaduras de filete, en los que la transferencia de carga ocurre a lo largo de una línea o de varias líneas (a lo largo del eje de la soldadura).
- ✓ Soldadura de superficie: Por ejemplo, soldaduras de ranura, en estas la transferencia de carga ocurre a través de un área.

Como se mencionó antes, existen diferentes procesos de soldadura, aunque con más frecuencia se utiliza la soldadura de arco eléctrico, algunos procesos de soldadura de elementos de acero estructural son los siguientes:

- ✓ Proceso de soldadura de arco metálico protegido: Consiste en la utilización de un electrodo metálico, provisto de una membrana de cubierta formada por una mezcla arcillosa de aglutinantes de silicato y materiales en polvo, que al

fundirse de forma más lenta que el núcleo metálico, permite dirigir y canalizar la corriente del arco.

- ✓ Proceso de soldadura de arco sumergido: Este proceso utiliza un electrodo de alambre desnudo continuo y un material granular denominado fundente distribuido sobre el canal a soldar.
- ✓ Proceso de soldadura por resistencia: Es un proceso de calentamiento y presión, en el que las partes a soldar se calientan a la temperatura de fusión por medio de la resistencia eléctrica generada por el paso de una corriente muy elevada, y la aplicación de presión mecánica al llegar a esta temperatura para llevar a cabo la unión.



**Figura 2.5: Tipos de soldadura**  
**Fuente: tesis de grado Jairo A. Cárdenas Escuela de Ingeniería civil Bucaramanga-Colombia**

### **Soldadura tipo filete para elementos metálicos de estructura de techos**

Las soldaduras de filete son las más utilizadas en las conexiones de las armaduras de techos por su economía, ya que requiere poca preparación del material de la placa y el nivel de habilidad del operador es menor con respecto a un operador que desarrolla una soldadura de ranura, además es común también en la unión entre elementos.

### **Soldadura longitudinal y transversal**

Con base al ángulo que se forma entre el eje de la soldadura y la línea de la fuerza aplicada, la soldadura de filete puede clasificarse como soldadura longitudinal o paralela, transversal o inclinada u oblicua.

La soldadura longitudinal tiene una carga en forma paralela a su eje, los esfuerzos que produce la carga sobre la soldadura son de corte. En el caso de soldadura de filete con piernas (w) iguales el cortante máximo ocurre a 45° a través de la garganta.

La garganta de la soldadura transversal está sujeta a esfuerzos de cortante y tensión (o compresión). Las pruebas han demostrado que la soldadura cargada transversalmente es hasta un 50% más fuerte que las cargadas longitudinalmente, una de las razones por la que la soldadura transversal presenta mayor capacidad que la longitudinal es que el esfuerzo está más uniformemente repartido en su longitud total, en tanto que en los filetes longitudinales se reparte en forma dispareja debido a deformaciones que varían a lo largo de la soldadura.

### **2.5.2. Normas de diseño**

El diseño estructural de la cubierta metálica está basado en el “Reglamento del LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño)”.

### **2.5.3. Factores de carga y resistencia (LRFD)**

El diseño de estructuras metálicas se basa en el comportamiento elástico y/o plástico del acero. En el diseño a través de métodos plásticos, las cargas de servicio son multiplicadas por un factor de carga, y los esfuerzos de diseño estarán muy cercanos al esfuerzo de colapso o resistencia última.

$$\sum (\lambda_i * Q_i) \leq \phi * R_n$$

Dónde:

$\lambda_i$ : factor de carga

$Q_i$ : Efecto de las cargas

$\phi$ : Factor de resistencia

$R_n$ : Resistencia nominal

### **2.5.4. Combinaciones de carga método LRFD**

- 1,4 D
- 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr o G)
- 1,2 D + 1,6 (Lr o G) + (0,5 L o 0,8 W)
- 1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (Lr o G)

- $1,2 D \pm 1,0 E + 0,5 L + 0,2 G$
- $0,9 D \pm (1,3W \text{ o } 1,0E)$

**Dónde:**

- D: Carga muerta
- L: Carga viva de ocupación
- Lr: Carga viva de cubierta
- W: Carga de viento
- E: Fuerzas sísmicas
- G: Carga debida a lluvia y granizo

**2.5.5. Parámetros de diseño**

**Acero.** - El acero guarda gran relación con la madera como materiales de construcción, por compartir algunas características

- Buena resistencia tanto a tracción cuanto a compresión
- Presentarse en obra en piezas prismáticas rectas
- Tener problemas de enlace

El acero estructural se adapta muy bien para construcción de edificaciones de grandes luces y alturas.

**Factores de resistencia característica del acero**

Factores de resistencia característica		
ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia Fy (Ksi)	Esfuerzos de tensión mínima Fr (Ksi)
A - 36	36 – 32	58 - 80
A - 529	42	60 - 85
A - 441	40 – 50	60 - 70
A - 572	42 – 65	60 - 80
A - 242	42 – 50	63 - 70
A - 588	42 – 50	63 - 70
A - 514	90 – 100	100 - 130

*Tabla 2.2: Factores de resistencia característica del Acero*  
Fuente: CBH-87

### Propiedades mecánicas del acero

Módulo de elasticidad	$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte	$G = E/2,6 = 808000 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0,3$
Peso unitario	$\rho = 7850 \text{ kg/cm}^3$
Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha = 11,7 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

### 2.5.6. Dimensionamiento de estructuras de cubierta metálica

#### 2.5.6.1. Diseño de elementos a tracción

Cada componente estructural se diseña de modo que su resistencia sea mayor o igual que la resistencia requerida basada en las cargas mayoradas nominales.

El diseño a tensión según el método LRFD se hace teniendo en cuenta diferentes estados límites con el de que cuando el miembro o la estructura este soportando todas las combinaciones de cargas mayoradas y apropiadas según su uso.

- **Estado límite de fluencia en área bruta ( $A_g$ ):**

$$P_u \leq \phi * P_n$$

Dónde:

$$\Phi = 0.90$$

$$P_n = A_g * F_y$$

$A_g$ = Área bruta del miembro

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia mínimo del acero.

- **Estado límite de fractura en área neta efectiva ( $A_e$ ):**

$$P_u \leq \phi * P_n$$

Dónde:

$$\Phi = 0.75$$

$$P_n = A_e * F_u$$

$A_e$ = Área neta efectiva del miembro

$F_u$ : Resistencia mínima especificada a la tensión del acero

### **El área neta efectiva "Ae"**

Se refiere a la parte del miembro que está comprometida en desarrollar esfuerzos en las conexiones de extremo, es decir, en donde la fuerza se transmite de un elemento estructural a otro. Como se sabe, un elemento estructural puede tener una o varias partes en su sección transversal. Si cada una de ellas está directamente conectada por medio de tornillos o soldaduras, se considerará que todas ellas están aportando a la resistencia y por lo tanto el área neta efectiva será igual al área neta.

Cuando la carga se transmite por medio de pernos a través de parte, pero no de todos los elementos de la sección transversal del perfil, se considera que no en todas las fibras de la sección se alcanzan a desarrollar esfuerzos y por lo tanto no aportan a la resistencia, en este caso el área neta efectiva se calcula con la ecuación:

$$Ae = U * An$$

Dónde:

$$U = 1 - \frac{x'}{L} \leq 0.9 = \text{Coeficiente de reducción}$$

$x'$  = Excentricidad de la conexión

$L$  = Longitud de la conexión en la dirección de la carga

### **2.5.6.2. Diseño de elementos sometidos a compresión**

Se trata de aquellas cuyos miembros están solicitados únicamente por fuerzas axiales (tracción y compresión) como estructuras de celosía en las que las cargas están aplicadas sólo en los nudos.

Entre los elementos más conocidos que se encuentran sometidos a compresión están las columnas y el cordón superior de las armaduras.

Un elemento cargado axialmente a compresión se debe diseñar de acuerdo a los posibles modos de falla, entre los que se encuentran el pandeo local, pandeo flector y el pandeo flexo-torsor.

La forma de la sección transversal del miembro viene a ser determinante. De acuerdo con las relaciones ancho-espesor de sus diferentes partes los miembros metálicos se dividen en tres categorías:

- **Secciones compactas:** son aquellas cuyas relaciones ancho-espesor son menores o iguales a  $\lambda_c$ , según se muestra en la tabla. Estas secciones son lo suficientemente robustas para permitir la plastificación total.
- **Secciones no compactas:** sus relaciones ancho espesor son mayores que  $\lambda_p$  pero menores o iguales que  $\lambda_r$ . Al ser sometidas a compresión se alcanzará el punto de fluencia en parte de la sección, pero se pandeará antes de la plastificación total.
- **Secciones con elementos esbeltos:** alguno de los elementos de la sección transversal tiene una relación ancho espesor superior a  $\lambda_r$ . El pandeo local ocurrirá antes de que se alcance el punto de fluencia.

### **Resistencia de diseño a la compresión por pandeo flector**

El pandeo flector también se conoce con el nombre de pandeo de Euler y está gobernado en pocas palabras por la esbeltez del miembro. Para determinar la resistencia de diseño a la compresión por pandeo flector de un miembro es necesario calcular el esfuerzo crítico que resiste el área de su sección transversal mediante las siguientes ecuaciones.

#### **Resistencia de diseño:**

$$P_u \leq \phi * P_n$$

Dónde:

$P_u$  = Carga última a compresión por pandeo flector

$\Phi * P_n$  = Resistencia nominal de diseño a compresión por pandeo flector

$$\Phi = 0.85$$

#### **Resistencia nominal a compresión por pandeo flector:**

$$P_n = F_{cr} * A_g$$

Dónde:

Ag: Área bruta de la sección transversal del elemento

Fcr: Esfuerzo critico promedio que resiste la sección transversal

➤ Si  $\lambda c \leq 1.5$

$$Fcr = (0.658^{\lambda c^2}) * Fy$$

➤ Si  $\lambda c > 1.5$

$$Fcr = \left(\frac{0.877}{\lambda c^2}\right) * Fy$$

Dónde:

$$\lambda c = \left(\frac{K * L}{\pi * r}\right) * \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

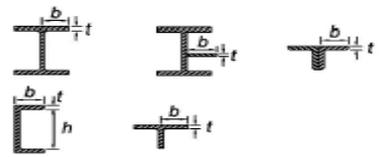
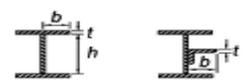
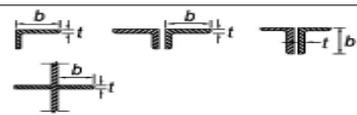
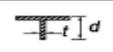
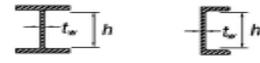
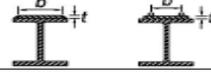
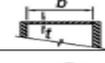
Valores del factor K para casos ideales de restricciones en los extremos y aproximaciones recomendadas.

La forma de la columna pandeada se muestra con la línea de trazos	a	b	c	d	e	f
Valor teórico de K	0,5	0,7	1	1	2	2
Valores recomendados para el diseño cuando las restricciones reales se aproximan a las ideales	0,65	0,8	1,2	1	2,1	2
Simbolos para las restricciones en los extremos	  	rotación y traslación impedidas rotación libre y traslación impedida rotación impedida y traslación libre rotación y traslación libres				

Tabla 2.3: Valores teórico del factor K

Fuente: Tesis Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD; Universidad de El salvador

## RAZONES ANCHO ESPESOR: ELEMENTOS EN COMPRESION

Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión. Miembros Sujetos a Compresión Axial					
	Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor $\lambda_c$ (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplos
Elementos No-Atiesados	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ <sup>[a]</sup>	
	3	Alas de perfiles ángulo laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiesados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Almas de secciones T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Atiesados	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	$h/t_w$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento atiesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares.	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

**Tabla 2.4: Razones Ancho- Espesor (Elementos en compresión)**  
Fuente: NORMA LRFD

### 2.5.6.3. Diseño de elementos a flexión

La resistencia nominal a flexión, **M<sub>n</sub>**, es el menor de los valores obtenidos al considerar los siguientes esfuerzos límites:

- a) fluencia
- b) pandeo lateral con torsión
- c) pandeo local de la aleta
- d) pandeo local del alma.

En vigas compactas arriostradas lateralmente con  $L_b < L_p$ , sólo es aplicable el estado límite de fluencia.

En vigas compactas no arriostradas y en térs y ángulos dobles no compactos, sólo son aplicables los estados límites de fluencia y de pandeo lateral con torsión.

El estado límite de pandeo lateral con torsión no es aplicable a miembros solicitados por flexión con respecto a su eje menor, ni a perfiles cuadrados o circulares.

Una viga está solicitada por flexión simple cuando las cargas actúan en un plano paralelo a uno de los ejes principales, que pasa por el centro de corte de la sección, o cuando la viga está restringida contra la torsión en los puntos de carga y en los apoyos.

**Fluencia** - La resistencia de diseño a flexión de vigas, determinada por el estado límite de fluencia, en donde se deberá verificar:

$$M_u \leq \phi * M_n$$

Dónde:

$M_u$  = Momento último

$M_p = M_n$  = momento plástico

$\Phi = 0.90$

Para Secciones homogéneas  $M_p = F_y * Z \leq 1.5 * M_y$

$$M_y = F_y * S$$

### **Diseño de elementos sometidos a fuerza axial y flexión**

El hecho de que un elemento esté sometido simultáneamente a la acción de fuerzas axiales y momentos flectores debe ser considerado. Como es bien sabido la aplicación de un momento flector en un miembro estructural resulta en que se generen esfuerzos de compresión y de tracción en las diferentes partes de la sección transversal, las cuales, sumadas a las generadas por la fuerza axial, pueden causar la falla estructural.

La manera de revisar el comportamiento bajo esfuerzos combinados se puede asimilar a la de las solicitaciones simples. Por ejemplo, al examinar el comportamiento a la flexión se verifica si:

$$Mu \leq \phi * Mn$$

Lo cual puede expresarse como:

$$\frac{Mu}{\phi * Mn} \leq 1.00$$

Cuando se tienen acciones simultáneas se añaden términos a esa desigualdad:

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2 \quad \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \right) + \left( \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right] \leq 1,0$$

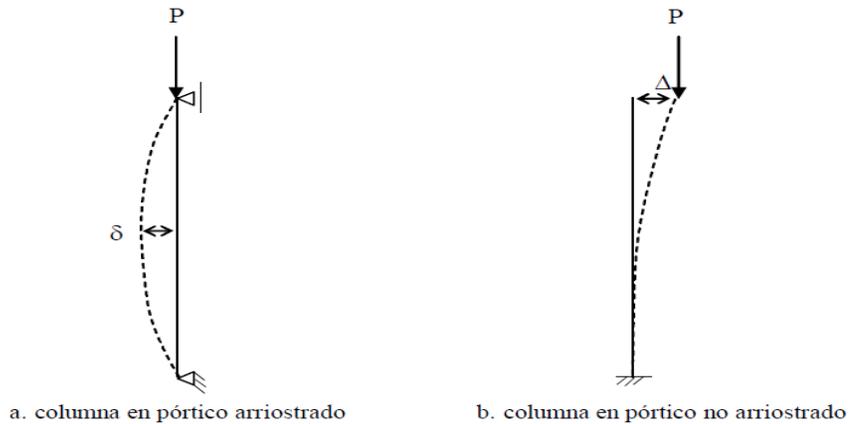
$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \quad \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[ \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \right) + \left( \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \right] \leq 1,0$$

Los subíndices x e y indican el sentido del momento flector. Todos los valores de resistencia nominal (con subíndice n).

Si la simultaneidad se da de flexión y tracción los momentos últimos Mu se obtienen de un análisis estructural de primer orden. Si se trata de flexión y compresión deben considerarse los efectos de segundo orden o momentos secundarios.

Los efectos de segundo orden se pueden definir como los causados por la fuerza axial actuando en la estructura deformada. Si bien una fuerza axial que esté presente en un elemento rectilíneo solo produce deformaciones longitudinales de alargamiento o acortamiento, cuando dicho elemento ha sufrido alguna deformación transversal ésta le servirá de brazo de palanca a la fuerza axial y por lo tanto se generarán momentos secundarios, que a su vez, si se trata de fuerza axial de compresión, incrementarán la deformación transversal.

Las deformaciones transversales arriba mencionadas arriba pueden ser de dos clases: las causadas a lo largo de la barra, sea que sus extremos tengan restringido su desplazamiento lateral ("pórticos arriostrados") o no ("pórticos no arriostrados"), y las causadas por el desplazamiento de los nudos en los pórticos no arriostrados. La figura ilustra las dos clases de deformaciones.



**Figura 2.6: Pórticos arriostrados y no arriostrado**  
**Fuente: Diseño de estructuras de acero Mc Cormac**

En la figura se puede ver con claridad que la carga de compresión  $P$  generará un momento flector  $P \cdot \delta$  bajo la condición de desplazamientos laterales restringidos y de  $P \cdot \Delta$  para cuando estos últimos están permitidos. El método del AISC permite estimar los valores de los momentos totales con la siguiente expresión:

$$M_u = B_1 * M_{nt} + B_2 * M_{lt}$$

Donde:

$M_{nt}$  = Momento en el miembro causado por cargas gravitacionales, calculado en un análisis elástico de primer orden y asumiendo que no hay desplazamiento lateral de los nudos.

$M_{lt}$  = Momento en el miembro debido a los desplazamientos laterales

$B_1$  = Coeficiente de mayoración del  $M_{nt}$  para tener en cuenta el efecto secundario  $P \cdot \delta$ .

$B_2$  = Coeficiente de mayoración del  $M_{lt}$  para tener en cuenta el efecto secundario  $P \cdot \delta$ .

### **2.5.7. Diseño de conexiones**

El diseño de las conexiones y apoyos depende del tipo de elementos a unir, ya sea columnas con vigas, vigas con vigas, etc., además del nivel de rigidez que se requiera en la unión según las suposiciones de diseño.

Como se mencionó en el capítulo anterior las conexiones en perfiles metálicos pueden ser de dos tipos: **conexión con soldadura** o **conexión atornillada**, de las cuales la más utilizada en estructuras de techo es la conexión con soldadura por su economía y facilidad de instalación.

A continuación, se detallan las conexiones que pueden existir en las estructuras de techo con base al tipo de conexión a utilizar.

#### **Conexiones con soldadura**

Anteriormente en el capítulo II se definió conceptualmente este tipo de conexión, en este apartado se detallan las ecuaciones de diseño con base al comportamiento de los esfuerzos que se generan en las conexiones, para las conexiones de soldadura se deben analizar los estados límite de resistencia que se mencionan a continuación.

#### **Resistencia de diseño según AISC (LRFD)**

Para determinar la resistencia de diseño de la soldadura se deberá verificarse el estado límite de resistencia del metal de aportación y el estado límite de resistencia del metal base.

Cuando se analiza la resistencia de diseño del metal de soldadura, es práctica común considerar que la garganta de la soldadura se encuentra sometida solamente a esfuerzo de cortante, sin tomar en cuenta la disposición de la soldadura, por lo que el estado límite del metal de aportación siempre corresponde a la fractura en cortante en la garganta la cual se determina en base a la siguiente ecuación.

$$R = \phi * F_w * A_w$$

Dónde:

R= resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal de aportación.

$\phi$  = factor de resistencia 0.75 correspondiente a la fractura por cortante.

$A_w$  = área efectiva de la sección transversal de la soldadura

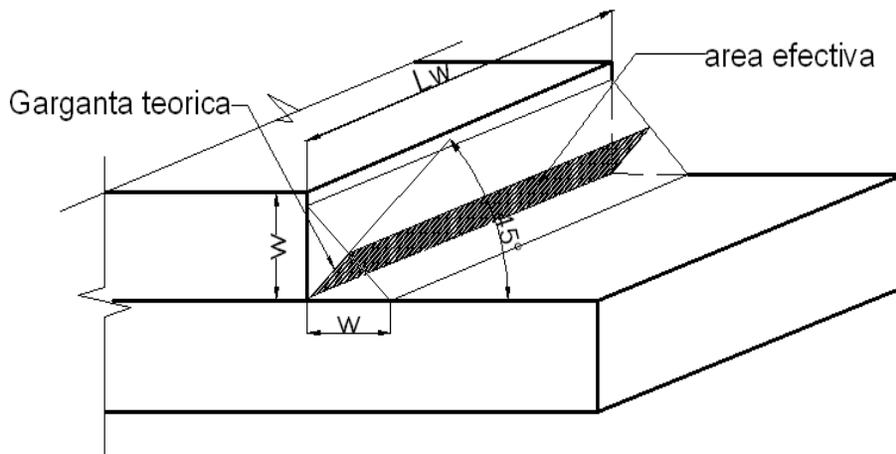
$F_w$  = resistencia nominal del material del electrodo.

El área efectiva de la soldadura será la longitud efectiva ( $l_w$ ), multiplicada por la garganta efectiva ( $t_w$ ), que es la sección donde ocurre el cortante máximo, la garganta de la soldadura se deberá determinar de la siguiente manera.

$$t_w = w * \text{sen}(45) = 0.707 * w$$

La resistencia del material del electrodo es de  $0.60F_{EXX}$  ( $F_{EXX}$  es la resistencia por clasificación del metal base, el coeficiente 0.60 es una reducción arbitraria para compensar cualquier incertidumbre en la calidad de la soldadura).

Los electrodos para la soldadura por arco protegido se designan como E60XX, E70XX, etc. En este sistema de clasificación la letra E significa electrodo y los dos primeros dígitos indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura. Los dígitos restantes designan la posición para soldar, corriente, polaridad, etc., información necesaria para el empleo correcto de un electrodo específico.



**Figura 2.7: Área efectiva de soldadura**

**Fuente: Tesis Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD; Universidad de El Salvador**  
**Fuente: Diseño de estructuras de acero Mc Cormac**

Con base a lo anterior la resistencia de diseño de la soldadura estará determinada de la siguiente manera:

$$R = 0.75 * (0.60 * F_{EXX}) * t_w * L_w$$

El apéndice J2.4 del LRFDS toma en cuenta el aporte adicional de la soldadura transversal u oblicua como función del ángulo ( $\Theta$ ) de la carga medida desde el eje longitudinal de la carga por lo que se podrá utilizar esta alternativa de la manera siguiente.

$$R = 0.75 * (0.60 * F_{EXX}) * t_w * L_w [1.0 + 0.50 * \text{sen}\theta^{1.5}]$$

Cuando la carga se encuentra en la misma dirección de la soldadura (soldadura longitudinal), también debe investigarse la resistencia a cortante del material base adyacente según la sección J4.1 LRFD.

$$R_{dBM} = \phi * F_{BM} * A_{BM}$$

Donde:

$R_{dBM}$  = Resistencia de diseño de la soldadura que corresponde al estado límite de falla del metal base.

$\phi$  = factor de resistencia 0.75 correspondiente a la fractura por cortante.

$A_{BM}$  = Área de la sección del material base.

$F_{BM}$  = Resistencia nominal del material base.

### **Consideraciones para la soldadura de filete**

Cuando las soldaduras son muy pequeñas con respecto a los elementos a conectar, se puede generar el efecto de enfriamiento de los elementos gruesos sobre la soldadura y volverse muy quebradiza, para evitar la formación de grietas y minimizar la distorsión la especificación establece un tamaño mínimo de pierna de soldadura ( $w$ ), la tabla siguiente muestra los tamaños mínimos encontrados en la sección **J2.4** de la especificación.

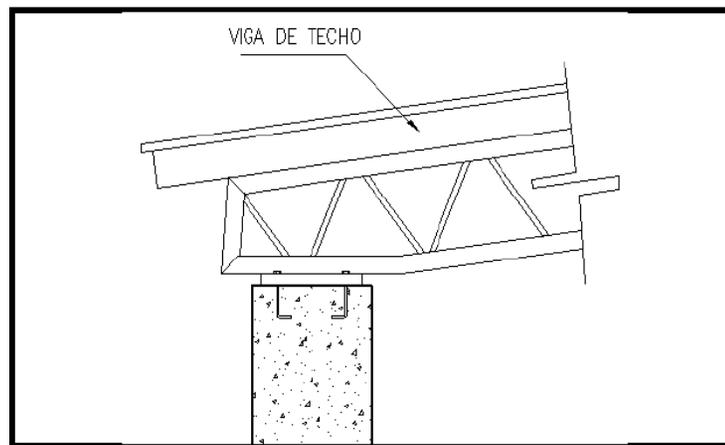
Espesor de la parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete (a), mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

(a) Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deberá utilizar soldaduras de paso simple

**Tabla 2.5: Tamaño mínimo de soldadura de filete**  
Fuente: AISC LRFD

### 2.5.8. Diseño de placas de apoyo

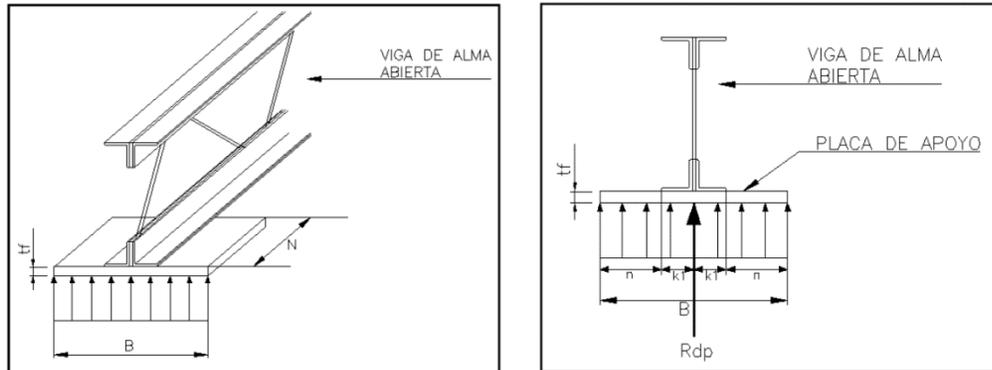
Cuando los extremos de los elementos principales de las estructuras de techos están soportados por apoyo directo sobre concreto o mampostería, con frecuencia es necesario distribuir las reacciones de dichos elementos por medio de placas de asiento o placas de apoyo.



**Figura 2.8: Placa de apoyo**  
Fuente: Tesis Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD; Universidad de El Salvador

Se supone que la reacción se distribuye uniformemente a través de la placa sobre el material de apoyo y que este a la vez reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizada  $R_{dp}$  dividida entre el área  $A_1 (=B \cdot N)$  de la placa. La presión generada por el material en el que se apoya, tiende a doblar hacia arriba la placa de apoyo, como una viga simple en voladizo. El Manual del **LRFD** recomienda que se considere que la placa donde se apoya la viga tome el momento flexionante total

producido. En las siguientes figuras se esquematiza cómo se comporta la placa de apoyo ante la reacción y el momento generado en la misma.



**Figura 2.9: Esquema de distribución de esfuerzos en placa**

**Fuente: Tesis Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD; Universidad de El salvador**

En el esquema se muestra como la distribución de esfuerzos del material de apoyo sobre la placa, genera el momento sobre la misma  $R_{dp}$  que representa la reacción concentrada, bajo cargas factorizadas, transmitida por el elemento al apoyo, además:

$N$  = Longitud de la placa, paralela a la longitud del elemento.

$n$  = Distancia libre desde el patín inferior hasta el borde de la placa de apoyo.

$B$  = Ancho de la placa, perpendicular a la longitud de viga.

$t_f$  = Espesor de la placa de apoyo.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del material de la placa de apoyo

Para el diseño de la placa de apoyo, los estados límite que influyen, son:

- ✓ Estado límite de aplastamiento de la placa en el material de apoyo,  $R_{dp}$ .
- ✓ Estado límite de la resistencia a la flexión de la placa de apoyo,  $R_{df}$ .

Además de estos estados límite, se debe evaluar en el caso particular de las vigas de alma llena, dos estados límite más que están relacionados con la fluencia del alma de

la viga y con la inestabilidad debilitamiento del alma de la viga. En los demás casos de elementos primarios de estructuras de techo, no predominan estos estados límite y el diseño se basa principalmente en los estados límite mencionados anteriormente.

En el proceso para dimensionar la placa de apoyo, se asume una longitud  $N$ , perpendicular a la longitud del elemento; aunque cuando se trata de vigas de alma llena, se dimensiona esta longitud de tal manera que no exceda los estados límite de fluencia del alma y el de inestabilidad debilitamiento del alma de la viga. Con la longitud  $N$  se analiza el estado límite de aplastamiento de la placa en el material de apoyo para dimensionar la longitud  $B$  y así obtener el área  $A1$  de la placa; y luego una vez obtenida esta área de apoyo, se dimensiona el espesor de la placa de apoyo de tal manera que esta tenga la suficiente resistencia a la flexión.

La resistencia de diseño de aplastamiento del material de apoyo, para el caso del concreto, se debe tomar igual a  $\phi_c R_{np}$  de acuerdo a la especificación **J9** del **LRFD**. Tal especificación establece que cuando una placa de apoyo se extiende sobre toda el área de un soporte de concreto, la resistencia por aplastamiento del concreto puede determinarse así:

$$R_{dp} = \phi_c * R_{np} = \phi_c * (0.85 * f_c' * \beta) * A1 = \phi_c * (0.85 * f_c' * \beta) * B * N$$

Con:

$$\phi_c = 0.60$$

$$\beta = \min[\sqrt{\rho}, 2] ; \rho = \sqrt{\frac{A1}{A2}}$$

Dónde:

$R_{dp}$  = carga de aplastamiento de diseño en el concreto.

$R_{np}$  = carga de aplastamiento nominal en el concreto.

$\phi_c$  = factor de reducción de resistencia del concreto.

$f_c'$  = resistencia a la compresión del concreto.

A1= área de la placa de apoyo =B.N.

A2= área efectiva de apoyo, bajo la placa de apoyo y dentro del cuerpo de apoyo.

Geoméricamente similar al área B\*N y concéntrica a ella

$\beta$ = coeficiente de confinamiento

Al igualar Rdp de acuerdo con la ecuación anterior y al resolver para B:

$$B = \frac{R_{dp}}{\phi c * (0.85 * f c' * \beta) * N}$$

Para una placa que está completamente apoyada en el material de apoyo (concreto) el coeficiente de confinamiento es 1, de tal forma que:

$$B = \frac{R_{dp}}{\phi c * (0.85 * f c') * N}$$

Y el valor de B se redondea, en pulgadas, a la siguiente más alta.

En el estado límite de flexión para la placa de apoyo, el espesor requerido por la placa para soportar este esfuerzo de flexión se puede obtener como se muestra a continuación:

$$t_f = \sqrt{\frac{2.22 * R_{dp} * n^2}{A1 * Fy}}$$

Dónde:  $t_f$ = espesor de la placa de apoyo.

N= longitud de la placa, paralela a la longitud del elemento.

B= ancho de la placa, perpendicular a la longitud de la viga.

Fy= esfuerzo de fluencia del material de la placa de apoyo.

Rdp= reacción de la viga bajo las cargas factorizadas.

$$n = \left(\frac{B}{2}\right) - k1$$

k1= distancia del centro del espesor del alma al límite del patín del elemento.

Para el caso de vigas de alma llena, particularmente, la distancia  $k_1$  está determinada en las tablas del manual del LRFD, el cual no es igual al mencionado anteriormente, ya que se determina una distancia menor, debido a la concentración o punzonamiento que el alma de la viga genera en la placa de apoyo.

### **2.5.9. Diseño de pernos de anclaje para placas de apoyo**

Para soportar la placa de apoyo a la base de concreto, es necesario disponer de un mecanismo de anclaje, se realiza a través de pernos de acero soldados a la placa de apoyo y anclados a la base de concreto, para el análisis del comportamiento estructural de estos elementos se toman en cuenta las formas en que pueda fallar el elemento, a continuación se detallan las formas de falla y las ecuaciones basadas en el método de diseño de resistencia última para determinar las dimensiones de los elementos mencionados.

Estos elementos son conocidos como pernos de anclaje, que generalmente se forjan a partir de barras redondas de acero laminadas. Están hechos de acero dulce A307, con características esfuerzo-deformación muy similares a los de acero A36. Se encuentran disponibles en diámetros de 5/8" a 1 1/2" en incrementos de 1/8". Tienen cabeza cuadrada o hexagonal y se encuentran en tamaños regulares y de uso pesado, para el caso de las conexiones de placas de apoyo a elementos portantes de concreto reforzado, estas últimas son las que se utilizarán en el diseño de dichos elementos.

El diseño de este elemento para estructuras de techos, estará determinado por la resistencia del perno a la tracción generada por la carga vertical que recibe de los elementos que se apoyan en él, aunque es una forma de falla, el esfuerzo cortante que se genera en el perno no determinará las dimensiones de los elementos resistentes.

#### **Estado límite de resistencia del acero a la tensión.**

El requisito básico para el acero del anclaje es cumplir con el estado límite de falla a tensión por ruptura. El área requerida ( $A_{req}$ ) se determina de la siguiente manera:

$$A_{req} = \frac{T_u}{\phi * F_u}$$

Dónde:

$Tu$  = Fuerza de tensión de diseño.

$Fu$  = Esfuerzo ultimo de tensión del acero del perno.

$\emptyset$  = Factor de reducción de resistencia por ruptura (0.75).

De esta manera se puede determinar la cantidad de acero necesaria para resistir los efectos de tensión del anclaje de la placa de apoyo.

## **2.6. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO**

### **2.6.1. Normas de diseño**

Las estructuras de hormigón armado están diseñadas con la normativa CBH-87 (Código Boliviano de Hormigón) vigente todavía en el país.

### **2.6.2. Hipótesis de carga**

Las estructuras de hormigón armado serán analizadas en los estados limites últimos (ELU) según lo indicado en la normativa.

Combinaciones para los estados limites últimos (ELU).

$$\text{Hipótesis I: } \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q$$

$$\text{Hipótesis II: } 0.9 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q) + 0.9 \cdot \lambda_{fq} \cdot W$$

$$\text{Hipótesis III: } 0.8 \cdot (\gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fq} \cdot Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$$

Dónde:

$G$  = valor característico de las cargas permanentes, más las acciones indirectas con carácter de permanencia.

$Q$  = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, excepto las sísmicas.

$Q_{eq}$  = valor característico de las cargas variables, de explotación, de nieve, del terreno, más las acciones indirectas con carácter variable, durante la acción sísmica.

$W$  = valor característico de la carga de viento.

$W_{eq}$ = valor característico de la carga de viento, durante la acción sísmica. En general se tomará  $W_{eq} = 0$ .

$F_{eq}$ = valor característico de la acción sísmica.

### **2.6.3. Estados límites de diseño**

- **Métodos de los estados límites.**

Toda estructura en servicio debe cumplir con los requisitos de: seguridad, funcionalidad, durabilidad, a los que se añaden los de economía, estética y modernamente se añade a ellos el de impacto ambiental. Se denominan estados límites aquellas situaciones tales que al ser rebasadas colocan a la estructura fuera de servicio y pueden clasificarse en:

#### **2.6.3.1. Estados límites últimos**

Son los correspondientes a la capacidad de la estructura para resistir las cargas previstas. Este estado límite último puede alcanzarse en los siguientes casos: pérdida de equilibrio estático, transformación de la estructura en un mecanismo, deformaciones excesivas del material en una sección (adherencia y anclaje), pandeo, fatiga.

- Estado límite de equilibrio, definido por la pérdida de estabilidad estática de una parte o del conjunto de la estructura, considerada como cuerpo rígido.
- Estado límite de agotamiento o de rotura, definido por el agotamiento resistente o la deformación plástica excesiva de una o varias secciones de los elementos de la estructura.
- Estado límite de inestabilidad o de pandeo, de una parte o del conjunto de la estructura. (Se estudia, en general, a nivel de elemento estructural.)
- Estado límite de adherencia, caracterizado por la rotura de la adherencia entre las armaduras y el hormigón que las rodea.
- Estado límite de anclaje, caracterizado por la rotura de alguno de los materiales de la estructura por efecto de la fatiga, bajo la acción de las cargas dinámicas.

En estados límites últimos, los coeficientes de minoración de la resistencia serán los siguientes:

MATERIAL	COEFICIENTE BÁSICO	NIVEL DE CONTROL	CORRECCIÓN
Acero	$\gamma_s = 1,15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1,50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,1
En el caso de piezas hormigonadas en vertical, la resistencia de proyecto del hormigón deberá además, minorarse en un 10 %			
(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 Mpa.			
(2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.			

**Tabla 2.6: Coeficientes de seguridad para ELUs**  
Fuente: CBH-87

Por lo tanto, los coeficientes de seguridad para el estado de límite último son:

Coeficiente de minoración del acero.....  $\gamma_s = 1,15$

Coeficiente de minoración del hormigón.....  $\gamma_c = 1,50$

Coeficiente de mayoración de carga muerta.....  $\gamma_{fg} = 1,60$

Coeficiente de mayoración de carga viva.....  $\gamma_{fq} = 1,60$

### 2.6.3.2. Estados límites de servicio

Están relacionados con la funcionalidad, estética y durabilidad, los más importantes son: fisuración, deformación, durabilidad, vibración.

- Estado límite de fisuración: controlada, caracterizado por el hecho de que la abertura máxima de las fisuras en una pieza alcance un determinado valor límite.
- Estado límite de deformación: caracterizado por rebasarse una determinada cota de deformación (flechas, giros) en un elemento de la estructura.
- Estado límite de vibración: caracterizado por la presencia de vibraciones de una determinada amplitud o frecuencia de la estructura.

Por razones estéticas los estados límites de servicio pueden identificarse con los de aparición y abertura de fisuras, o con el de deformación.

Los coeficientes de seguridad para el estado de límite de servicio tienen un valor de 1 en todos los casos.

El cálculo de las estructuras de hormigón armado está basado en su totalidad en Estados Límites Últimos ELUs.

#### **2.6.4. Elementos estructurales de hormigón armado**

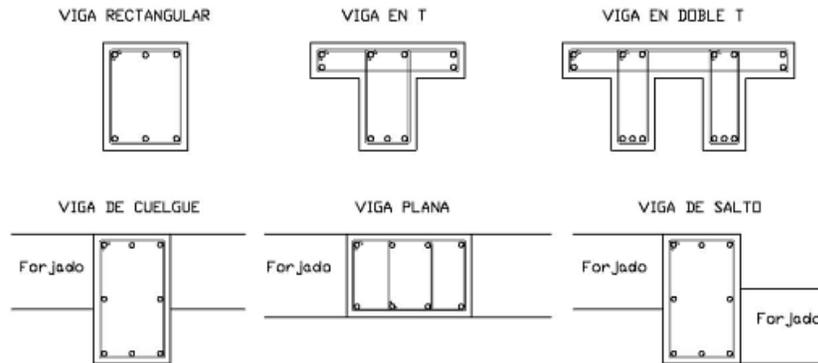
##### **2.6.4.1. Vigas de hormigón armado**

Las vigas de hormigón armado son elementos lineales que trabajan fundamentalmente a flexión, pero también soportan esfuerzos de cortante, pero además pueden sufrir torsiones.

Las vigas de hormigón se sustentan en pilares de hormigón, metálicos o en muros de hormigón.

Podemos clasificar las vigas según los diferentes criterios:

- Según su forma de su sección:
  - Vigas rectangulares
  - Vigas en T
  - Vigas en doble T
  - Vigas L
- Según su posición respecto al forjado:
  - Viga descolgada
  - Viga plana
  - Viga de salto
- Según el tipo de apoyo que tiene en sus extremos:
  - Apoyada
  - Empotrada
  - Continua
  - En voladizo



**Figura 2.10: Forma de la sección de vigas de HoAo**  
**Fuente: Internet Universidad de Valencia-España**

### 2.6.4.2. Diseño de vigas de hormigón armado

El diseño de las vigas de hormigón armado consiste generalmente en el diseño a flexión, cortante y a torsión.

#### 2.6.4.2.1. Diseño de vigas rectangulares a flexión simple

**Momento reducido de cálculo:**

$$\mu_d = \frac{Md}{b * d^2 * fcd}$$

Md= Momento de diseño mayorado

b = ancho de la base de la viga

d= altura útil de diseño de la viga

fcd=resistencia de cálculo del hormigón

**Capacidad mecánica del hormigón (Uc):**

$$Uc = b * d * fcd$$

Luego:

$$\mu_d = \frac{Md}{Uc * d}$$

**Cuantía mecánica ( $\omega$ ):**

$$\omega = \mu * (1 + \mu)$$

**Capacidad mecánica del acero (Us):**

$$Us = \omega * Uc$$

**Armadura necesaria (As):**

$$As = \frac{Us}{fyd} = \omega * b * d * \frac{fcd}{fyk}$$

f<sub>yd</sub> = resistencia de cálculo del acero

**Armadura mínima (As<sub>min</sub>):**

$$As_{min} = \frac{Us_{min}}{fyd} = \frac{\omega_{min} * Uc}{fyd}$$

Dónde:

$\omega_{min}$  = cuantía mínima de acero.

**Cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total de hormigón**

TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL	CLASE DE ACERO		
	B 400 S	B 500 S	
Pilares	0,006	0,005	
Losas <sup>(1)</sup>	0,0018	0,0015	
Vigas <sup>(2)</sup>	0,0033	0,0028	
Muros <sup>(3)</sup>	Armadura horizontal	0,002	0,0016
	Armadura vertical	0,0012	0,0009

<sup>(1)</sup> Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal, repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.

<sup>(2)</sup> Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30 % de la indicada en la tabla.

<sup>(3)</sup> La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30 % de la indicada en la tabla.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50 % en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. Si se disponen juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, la cuantía geométrica horizontal mínima puede reducirse a la mitad.

**Tabla 2.7: Cuantías geométricas mínimas referidas a la sección total del Ho.**  
**Fuente: CBH-87**

**Tabla universal para flexión simple o compuesta**

**Aceros de dureza natural**

$\xi$	$\mu$	$\omega$	$w/f_{yd} \times 10^2$	
0,0890	0,0300	0,0310		DOMINIO 2
0,1042	0,0400	0,0415		
0,1181	0,0500	0,0522		
0,1312	0,0600	0,0630		
0,1438	0,0700	0,0739		
0,1561	0,0800	0,0849		
0,1667	0,0886	0,0945		
0,1685	0,0900	0,0961		
0,1810	0,1000	0,1074		
0,1937	0,1100	0,1189		
0,2066	0,1200	0,1306		
0,2197	0,1300	0,1425		
0,2330	0,1400	0,1546		
0,2466	0,1500	0,1669		
0,2593	0,1592	0,1785		
0,2608	0,1600	0,1795		
0,2796	0,1700	0,1924		
0,2987	0,1800	0,2055		
0,3183	0,1900	0,2190		
0,3382	0,2000	0,2327		
0,3587	0,2100	0,2468		
0,3797	0,2200	0,2613		
0,4012	0,2300	0,2761		
0,4233	0,2400	0,2913		
0,4461	0,2500	0,3070		
0,4500	0,2517	0,3097		
0,4696	0,2600	0,3231		
0,4938	0,2700	0,3398		
0,5189	0,2800	0,3571		
0,5450	0,2900	0,3750		
0,5722	0,3000	0,3937		
0,6005	0,3100	0,4132		
0,6168	0,3155	0,4244	0,0929	
0,6303	0,3200	0,4337	0,1006	
0,6617	0,3300	0,4553	0,1212	
0,6680	0,3319	0,4596	0,1258	
0,6951	0,3400	0,4783	0,1483	
0,7308	0,3500	0,5029	0,1857	
0,7695	0,3600	0,5295	0,2404	
0,7892	0,3648	0,5430	0,2765	
0,8119	0,3700	0,5587	0,3282	
0,8596	0,3800	0,5915	0,4929	
0,9152	0,3900	0,6297	0,9242	
0,9844	0,4000	0,6774	5,8238	

*Tabla 2.8: Tabla universal para flexión simple y compuesta*

Fuente: CBH-87

### 2.6.4.2.2. Diseño de vigas de sección “T” y “L” a flexión simple

Determinación del ancho efectivo ( $b_e$ ):

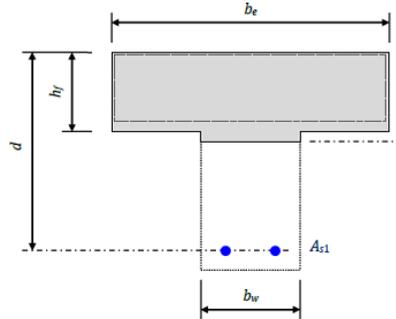


Figura 2.11: Sección transversal de viga T  
Fuente: norma EHE-08

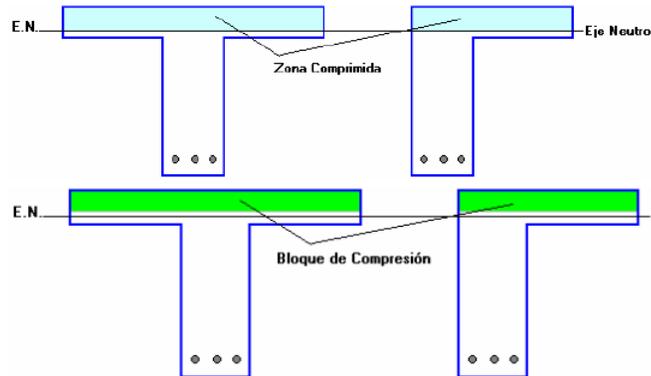
Con los valores obtenidos con las siguientes expresiones de tabla para vigas T y L se obtiene el ancho efectivo:

$$\frac{hf}{h}; \quad \frac{l}{bw}; \quad \frac{2 * l}{b - bw}$$

		$\frac{b_e - b_w}{b - b_w}$												
$\frac{h_f}{h}$	$\frac{l}{b_w}$	$\frac{2l}{b - b_w}$												
		0	1	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	>18
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión		0	0.18	0.36	0.52	0.64	0.78	0.86	0.92	0.95	0.97	0.98	0.99	1.00
0.10	10	0	0.18	0.36	0.53	0.65	0.78	0.87	0.92	0.95	0.98	0.99	1.00	1.00
	50	0	0.19	0.37	0.54	0.66	0.79	0.87	0.92	0.95	0.98	0.99	1.00	1.00
	100	0	0.21	0.40	0.56	0.67	0.80	0.87	0.92	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00
	150	0	0.23	0.43	0.59	0.69	0.84	0.88	0.92	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00
	200	0	0.27	0.47	0.62	0.71	0.81	0.88	0.93	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00
0.15	10	0	0.19	0.37	0.53	0.66	0.79	0.87	0.92	0.95	0.98	0.99	1.00	1.00
	50	0	0.22	0.42	0.58	0.69	0.81	0.88	0.92	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00
	100	0	0.30	0.51	0.66	0.74	0.83	0.89	0.93	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00
	150	0	0.36	0.50	0.73	0.80	0.86	0.91	0.94	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00
	200	0	0.40	0.65	0.79	0.85	0.89	0.92	0.95	0.97	0.98	0.99	1.00	1.00
0.20	10	0	0.21	0.40	0.57	0.68	0.81	0.87	0.92	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00
	50	0	0.30	0.52	0.69	0.78	0.86	0.90	0.94	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00
	100	0	0.40	0.65	0.79	0.86	0.89	0.92	0.95	0.97	0.98	0.99	1.00	1.00
	150	0	0.44	0.70	0.85	0.91	0.94	0.95	0.97	0.97	0.98	0.99	1.00	1.00
	200	0	0.45	0.73	0.89	0.93	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00
0.30	10	0	0.28	0.48	0.63	0.72	0.81	0.87	0.92	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00
	50	0	0.42	0.65	0.83	0.87	0.90	0.92	0.94	0.96	0.98	0.99	1.00	1.00
	100	0	0.45	0.73	0.90	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	1.00	1.00
	150	0	0.46	0.75	0.91	0.93	0.95	0.97	0.97	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00
	200	0	0.46	0.77	0.92	0.94	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00

Tabla 2.9: Valores para determinar el ancho efectivo en vigas T  
Fuente: Norma CBH-87

## Flexión simple: ala comprimida



*Figura 2.12: Ala comprimida sección T y L*  
Fuente: Norma EHE-08

### Momento que resiste el ala ( $M_o$ ):

$$M_o = 0,85 * f_{cd} * b_e * h_f * \left( d - \frac{h_f}{2} \right)$$

### Dónde:

$f_{cd}$ = resistencia de cálculo del hormigón

$d$ = altura de la viga T o L

$b_e$ = ancho efectivo

$h_f$ = altura del ala

### Distancia del eje neutro ( $y$ ):

$$y = d * \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 * b_e * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

### Dónde:

$M_d$ =Momento de diseño mayorado

### Armadura de tracción ( $A_s$ ):

$$A_s = 0,85 * b_e * y * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

### 2.6.4.2.3. Diseño de vigas a cortante

**Esfuerzo a cortante que resiste el hormigón ( $V_{cu}$ ):**

$$V_{cu} = f_{vd} * b * d$$

Dónde:

$$f_{vd} = 0.5 * \sqrt{f_{cd}}$$

b = ancho de base de la pieza

d = altura útil de la pieza

$f_{cd}$  = resistencia de cálculo del Ho

**Resistencia máxima a compresión del Ho ( $V_{u1}$ ):**

$$V_{u1} = 0.30 * b * d * f_{cd}$$

**Resistencia de los tirantes ( $V_{u2}$ ):**

$$V_d \leq V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

**Contribución de la armadura transversal a la resistencia a esfuerzo cortante**

$$V_{su} = \frac{0.90 * d}{s} * A_{st} * f_{yd}$$

Dónde:

d = altura útil de la pieza

$A_{st}$  = armadura transversal (estribos)

$f_{yd}$  = resistencia de cálculo del acero

s = separación entre estribos

**Armadura mínima transversal ( $A_{st_{min}}$ ):**

$$A_{st_{min}} = 0.02 * b_w * t * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dónde:

t = ancho de calculo

### **2.6.4.3. Columnas de hormigón armado**

Las columnas o soportes de hormigón armado constituyen piezas, piezas generalmente verticales en las que la sollicitación normal es predominante. Sus distintas secciones pueden estar sometidas a compresión simple, compresión compuesta o flexión compuesta.

La principal misión de los soportes es transmitir las acciones que actúan sobre la estructura hacia la cimentación de la obra.

Podemos clasificar según:

- Su la forma de la sección transversal: cuadradas, rectangulares y circulares.
- Por su posición: aporticada y aislada

### **2.6.4.4. Diseño de columnas de hormigón armado**

Las columnas son elementos axiales que en la mayoría de los casos trabajan solo a compresión, pero ofrecen el problema del pandeo o flexión lateral que origina que pierdan capacidad resistente. Es de esta forma que las columnas por su esbeltez pueden clasificarse en: Columnas cortas y columnas largas.

#### **2.6.4.4.1. Concepto de esbeltez**

Reduciendo la teoría de la esbeltez en columnas podemos simplificar los mecanismos complejos de segundo orden intervinientes en las formulaciones de la ecuación y decir que la relación de la esbeltez depende exclusivamente de la relación de la altura de una columna con su sección. Con ello queremos decir que le esbeltez es directamente proporcional a la altura de la columna e inversamente proporcional al lado de la sección de la columna.

Cuando el concepto de esbeltez va asociado a fenómenos de inestabilidad por pandeo, suele hablarse de dos tipos de esbeltez:

#### **Esbeltez geométrica**

$$\lambda_g = \frac{l_0}{h}$$

- **Esbeltez mecánica**

$$\lambda m = \frac{l_0}{I_c}$$

**Dónde:**

$l_0$ : Longitud de pandeo de la pieza

$h$  = dimensión de la sección transversal paralela al plano de flexión

$i_c$  = radio de giro de la pieza

$I_b$  = Inercia de la sección bruta en el plano de flexión

$A_c$  = sección bruta de la pieza

En secciones rectangulares de altura  $h$ , el radio de giro equivale a:

$$i_c = h/\sqrt{12}$$

#### 2.6.4.4.2. Longitudes efectivas de pandeo

En el caso de piezas esbeltas sometidas a compresión con posibilidad de pandeo, se define como longitud de pandeo  $l_0$  a la distancia entre los puntos de inflexión de la deformada. Se determina habitualmente multiplicando la longitud real  $L$  de la pieza por un factor  $\alpha$ :

$$l_0 = \alpha * L$$

Dónde:

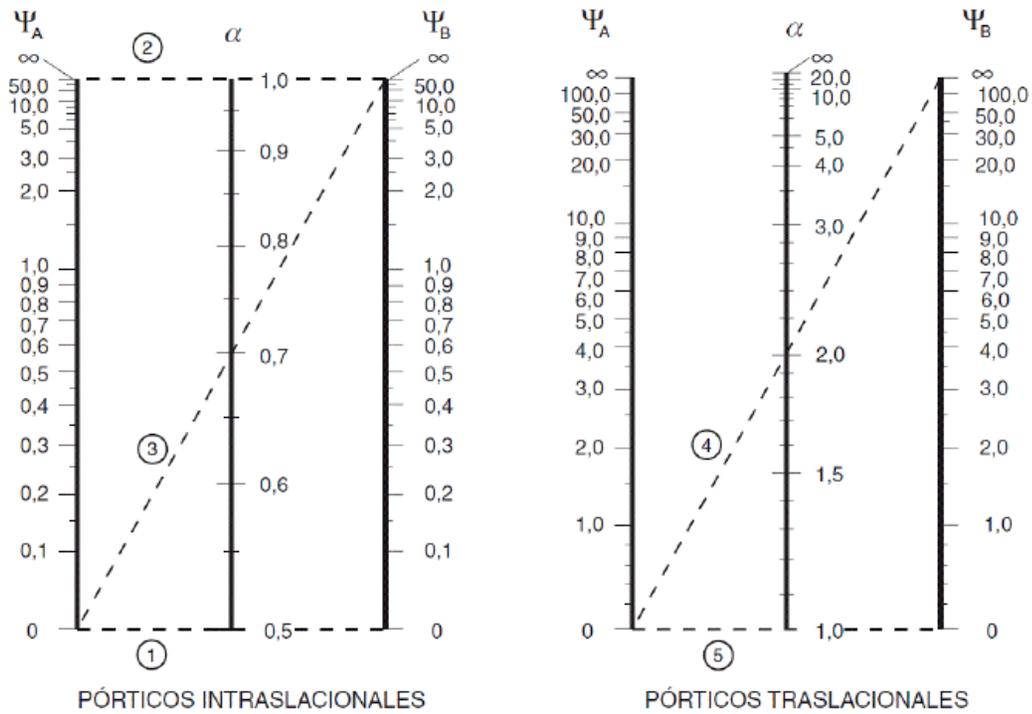
$$\alpha = \frac{0,64 + 1,4 * (\psi_A + \psi_B) + 3 * \psi_A * \psi_B}{1,28 + 2 * (\psi_A + \psi_B) + 3 * \psi_A * \psi_B}$$

$$\psi_A = \frac{E * I_c / L_c}{E * I_v / L_v} =$$

$\alpha$  = factor de pandeo

$\psi$  = coeficientes

También una vez determinados  $\psi_A$  y  $\psi_B$  el valor del coeficiente  $\alpha$  puede obtenerse de los monogramas recogidos en la norma CBH-87.



**Figura 2.13: Monograma para determinar el factor de pandeo “ $\alpha$ ”**  
**Fuente: norma EHE-08**

### 2.6.4.4.3. Excentricidad mínima de cálculo

Debido a la dificultad que se tiene en la práctica para que la carga actúe realmente en el baricentro la Norma Boliviana considera una excentricidad constructiva (dependiendo la dirección en que se está considerando el pandeo) igual al mayor de los dos valores:

$$e_{min} = h/20 \geq 20mm$$

### 2.6.4.4.4. Excentricidad de primer orden

$$e_2 = \frac{Md}{Nd}$$

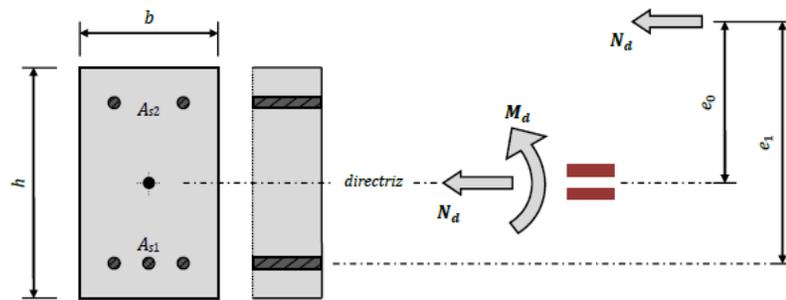
### 2.6.4.4.5. Excentricidad total

$$e_{tot} = e_e + e_a$$

#### 2.6.4.4.6. Flexión compuesta con armadura simétrica

La Instrucción EHE-08 incluye un apartado para el dimensionamiento de secciones rectangulares de hormigón armado sometidas a flexo compresión y que cumplan las siguientes condiciones:

- Las armaduras se disponen de forma simétrica en las caras perpendiculares al plano de flexión (ver figura)
- La resistencia característica del hormigón no supera los 50 N/mm<sup>2</sup>



*Figura 2.14: Flexión compuesta con armadura simétrica*  
Fuente: Apuntes de hormigón armado Universidad de Alicante

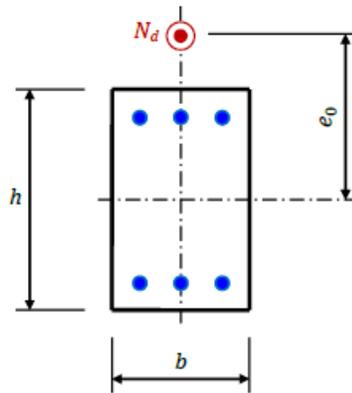
Las expresiones que recoge el anexo 7 de la Instrucción EHE-08 corresponden a un método simplificado. A continuación, se incluyen las correspondientes al problema de dimensionamiento de las capacidades mecánicas de las armaduras principales de la sección en función de los esfuerzos de cálculo Nd y Md.

**Caso 1: si  $N_d < 0$  (sección traccionada, dominio 1)**

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{Md}{d - d_1} - \frac{Nd}{2}$$

**Caso 2: si  $0 \leq N_d \leq 0,5 \cdot U_c$**

$$U_{s1} = U_{s2} = \frac{Md}{d - d_1} + \frac{Nd}{2} - \frac{Nd \cdot d}{d - d_1} \cdot \left(1 - \frac{Nd}{2 \cdot U_c}\right)$$



**Figura 2.15: Sección sometida a flexión compuesta con  $Us1=Us2$**   
**Fuente: Apuntes de hormigón armado Universidad de Alicante**

**Armadura de compresión ( $As2$ ):**

$$As2 = As1 = \frac{Us2}{fyd}$$

**Armadura mínima geométrica:**

$$Asmin = 0.008 * b * h$$

**2.6.4.5. Cimentaciones o fundaciones**

Las estructuras de hormigón armado que se apoyan en el suelo, como ser edificios, puentes, etc., están formados básicamente por dos partes, la superior o superestructura y la inferior o fundación. De esto se puede concluir que las fundaciones, son elementos estructurales situados entre la superestructura y el suelo o roca que le servirá de base a la estructura.

Entonces la fundación de una estructura se define como aquella parte de la edificación que está en contacto directo con el terreno, teniendo esta la función de distribuir las cargas provenientes de la superestructura al suelo en que descansa de manera que el suelo sea capaz de resistirlo, y no sufra asentamientos mayores a los permitidos por el análisis estructural.

Por lo tanto, el suelo debe ser capaz de soportar cargas de cualquier estructura sin fallar a corte y con asentamientos admisibles.

Dependiendo de la capacidad última de carga del suelo, se puede dividir las fundaciones en dos grandes tipos; fundaciones superficiales tema principal de nuestro texto y fundaciones profundas las últimas mucho más resistentes a cargas mayores, recomendadas cuando el suelo de soporte sea de una baja resistencia, son utilizadas para estructuras grandes como son los puentes y edificios altos.

#### **2.6.4.6. Fundaciones superficiales**

Se conoce como fundación superficial o directa cuando el plano de asiento de las fundaciones se encuentra a poca profundidad.

Entendiendo por poca profundidad aquella que puede ser alcanzada con la excavación corriente de bajo costo y poca dificultad, sea por medios mecánicos o manuales (0.5 m. a 4 m).

Este tipo de fundaciones está limitado para edificaciones que transmiten al suelo cargas bajas, además supone una condición del suelo en contacto con el concreto de muy buena capacidad resistente de apoyo.

##### **2.6.4.6.1. Tipos de fundaciones superficiales**

Dependiendo de las necesidades de la fundación y de las características del suelo puede diseñarse diferentes tipos de fundaciones superficiales como se detallará a continuación.

###### **➤ Zapatas Aisladas**

Son las que transmiten la carga de una sola columna al suelo. Este tipo de zapatas puede ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades, su uso es indicado para casos en los que la carga es pequeña como edificaciones menores a cinco plantas y/o a suelo que tenga buena resistencia. Constituyen el tipo más usual por razones de economía, estas zapatas pueden ser céntricas o excéntricas dependiendo de la excentricidad de la carga o de los momentos actuantes.

###### **➤ Zapatas Combinadas**

Las zapatas combinadas generalmente se las emplea cuando se tiene dos columnas cercanas o cuando una de ellas se sitúa en el límite de propiedad del terreno, de tal

forma que la unión entre ambas zapatas contrarresta la excentricidad de estas. Este tipo de zapatas también se emplea cuando se tiene un elemento estructural como las cajas de ascensores.

➤ **Zapatas Conectadas**

La zapata conectada es una solución alternativa a la zapata combinada para el caso de columnas en límite de propiedad. Se la emplea mucho porque usualmente tiene un menor costo que la zapata combinada.

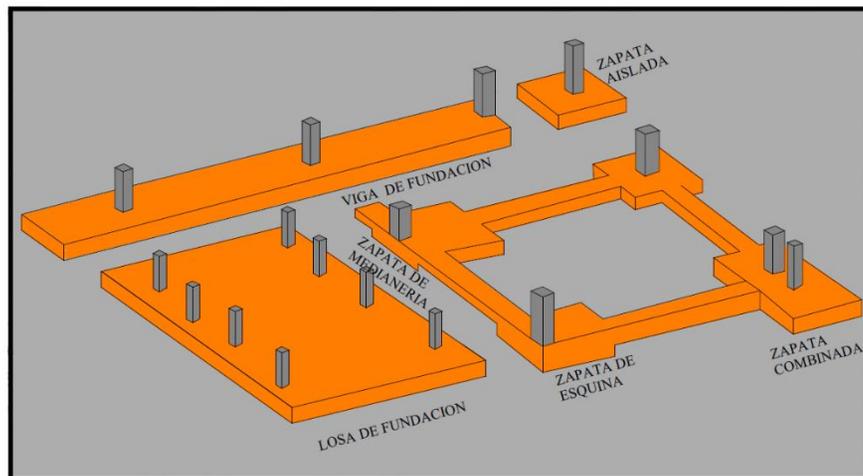
➤ **Vigas de fundación**

La viga de fundación es aquella sobre la que se apoyan varias columnas en una hilera, dicha fundación puede estar formada por más de dos columnas. Este tipo de fundaciones se utiliza cuando se precisa mayor área de soporte.

➤ **Losa de fundación.**

Son necesarias cuando el área de soporte requerida es mayor al 50 % de la planta del edificio, generalmente abarca toda la superficie de la estructura, y soporta varias columnas. Este tipo de fundación se utiliza generalmente para edificios mayores a ocho plantas o cuando se tiene la presencia de un sótano o semisótano.

Los tipos de fundaciones explicados anteriormente se los puede observar en la fig.



**Figura 2.16: Tipos de fundación superficial**

**Fuente: Material de apoyo didáctico en la asignatura de Fundaciones UMSS Cochabamba-Bolivia**

### 2.6.4.7. Dimensionamiento de zapatas aisladas

Dimensiones de la zapata

$$\sigma_{adm} = \frac{N + P}{a * b}$$

Dónde:

$\sigma_{adm}$  = Tensión admisible del suelo

N = carga centrada axial

P= peso propio de la zapata

a,b = dimensiones de la zapata

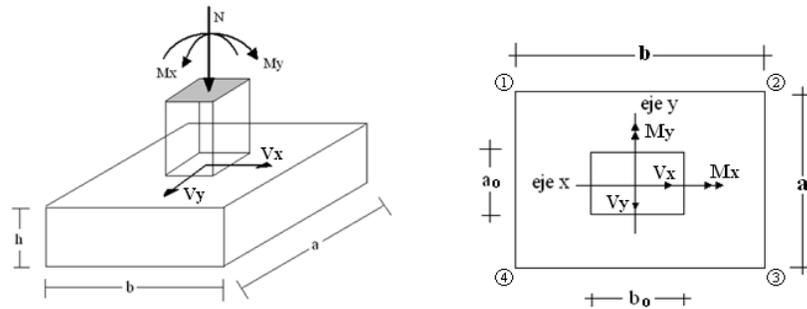


Figura 2.16: ilustración de una zapata aislada

Fuente: Elaboración propia

#### 2.6.4.7.1. Altura útil de zapata

➤ Por punzonamiento:

$$d = \sqrt{\frac{ao * bo}{4} + \frac{a * b}{2k - 1}} - \frac{ao + bo}{4}$$

➤ Por corte:

$$d = \frac{2 * (a - ao)}{4 + k} \quad d = \frac{2 * (b - bo)}{4 + k}$$

Dónde:

$ao, bo$  = Dimensiones de la columna de hormigón.

$$k = \frac{4 * fvd}{\gamma_f * \sigma_{adm}}$$

$$fvd = 0.5 * \sqrt{fcd}$$

### Esfuerzos máximos:

$$\sigma_{max} = \frac{N + P}{A} + \frac{6 * Mx'}{b * a^2} + \frac{6 * My'}{a * b^2}$$

$$My' = My \pm Vy * h$$

$$Mx' = Mx \pm Vx * h$$

Dónde:

$$h = d + d1 \text{ altura útil + recubrimiento}$$

Verificar que:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$$

#### 2.6.4.7.2. Verificación al vuelco

$$(N + Pp) * \frac{a}{2} \geq (M + V * h) * \gamma_v$$

Dónde:

$\gamma_v = 1,5$  Coeficiente de seguridad al vuelco

#### 2.6.4.7.3. Verificación al deslizamiento

$$(N + P) * \tan\left(\frac{2}{3}\varphi\right) \geq \gamma_s * V$$

$\gamma_s = 1,5$  Coeficiente de seguridad al deslizamiento

$\varphi$  = ángulo de rozamiento interno

#### 2.6.4.7.4. Armadura de tracción

$$As = \omega * b * d * \frac{fcd}{fyd}$$

Dónde:

Cuantía de acero:  $\omega = \mu d * (1 + \mu d)$

Momento reducido de cálculo:  $\mu d = \frac{Md}{b * d^2 * fcd}$

Momento de cálculo:

$$Md = \frac{\gamma_f * N}{2 * a} * \left(\frac{a - a_o}{2} + 0,15a_o\right)^2$$

#### 2.6.4.7.5. Armadura mínima geométrica en zapatas

$$A_{smin} = \omega_{min} * b * d$$

Dónde:

$$\omega_{min} = 0,0018 \text{ Cuantía mínima de acero en losas.}$$

#### 2.6.4.7.6. Comprobación de adherencia

Cortante de cálculo:

$$Vd = \frac{\gamma_f * N}{b} * \left( \frac{b - b_o}{2} + 0,15b_o \right)$$

La armadura se encuentra en buenas condiciones de adherencia cuando verifica:

$$\tau b = \frac{Vd}{0,9 * d * n * \pi * \phi} \leq fbd$$

$$fbd = K * \sqrt[3]{fcd^2}$$

Dónde:

d = altura útil de la zapata

n = número de fierros dispuestos en dicha dirección

$\phi$  = diámetro de barra dispuesto

K = 2 constante para zapatas flexibles

#### 2.6.5. Juntas de dilatación

Una característica importante tanto del hormigón como del acero es que el coeficiente de expansión y contracción térmica de ambos varía en una cantidad pequeña ( $\alpha_H = 0,000011 \text{ m/m}^\circ\text{C}$  y para el acero  $\alpha_A = 0,000012 \text{ m/m}^\circ\text{C}$ ), esta ventaja es sumamente importante ya que permite a los dos materiales trabajar de una manera conjunta.

La Norma Boliviana del Hormigón recomienda las siguientes separaciones entre juntas de dilatación:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a  $10^\circ \text{C}$ ), 25 metros.
- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de  $10^\circ \text{C}$ ). 50metros.

## **CAPÍTULO III. INGENIERÍA DEL PROYECTO**

### **3.1. GENERALIDADES**

Este capítulo desarrolla todos los elementos planteados en el marco teórico y presenta el procedimiento de cálculo de los diferentes elementos estructurales que compone la estructura.

### **3.2. ANÁLISIS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

El levantamiento topográfico, realizado nos muestra que el terreno donde se emplazara las obras de Ampliación del estadio de futbol Tabladita presenta desniveles del orden de 0.50 m en el lado de la gradería Preferencia Oeste Central derecho, por lo demás es totalmente plano. Los puntos de coordenadas se presentan en la sección anexos (ANEXO I “Planilla de coordenadas del levantamiento topográfico”).

### **3.3. ANÁLISIS DEL SUELO**

El estudio de análisis de suelo fue realizado por la Empresa Consultora EOLO S.R.L.

Se ha realizado sondeos en dos pozos, pozo N°1 gradería Oeste lado derecho y pozo N°2 gradería Oeste lado izquierdo. Los resultados de los ensayos se encuentran en la sección anexos (ANEXO II).

La capacidad de carga del suelo es 1.50 kg/cm<sup>2</sup>.

### **3.4. ANÁLISIS DEL DISEÑO ARQUITECTÓNICO**

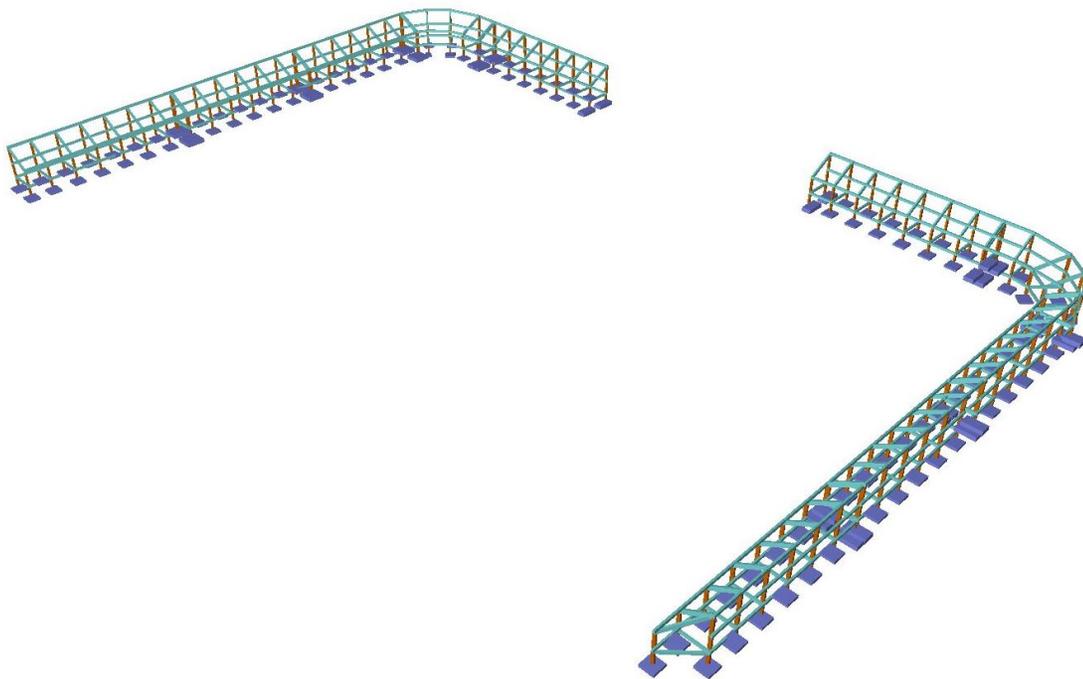
El diseño arquitectónico del proyecto Ampliación del estadio de futbol de Tabladita proporcionado por la Dirección de Infraestructura de la Secretaria de Obras Publicas de la Gobernación del Departamento de Tarija contiene los siguientes planos:

- Plano de cimentación
- Plano en planta acotada y amoblada
- Plano de cortes y elevaciones.

El diseño arquitectónico del Estadio de fútbol de tabladita tiene graderías en forma de “C”, con graderías simétricas entre la curva sur y norte y graderías simétricas entre las graderías oeste lateral derecho y graderías oeste lateral izquierdo. A continuación, se muestra el diseño arquitectónico de las graderías.



*Figura 3.1: Diseño arquitectónico*  
Fuente: Dirección de Infraestructura de la Secretaría de Obras Públicas del Gobierno Autónomo del Dpto. de Tarija



*Figura 3.2: Vista en 3D de los pórticos de las graderías del Estadio*  
Fuente: Elaboración propia

### **3.5. PLANTEAMIENTO ESTRUCTURAL**

#### **3.5.1. Estructura de cubierta**

Las cerchas son estructuras planas, constituida por elementos longitudinales o cuerdas y barras verticales o diagonales sometidas principalmente a esfuerzos de tracción o compresión. Una estructura isostática totalmente logra su estabilidad mediante una estructura base que es el triángulo.

#### **3.5.2. Estructura de la edificación**

Los pórticos de la estructura están compuestos de columnas de sección cuadrada y vigas de sobre cimienta vigas de arrojamiento, vigas principales de sustentación y de graderías de hormigón armado que serán calculadas como vigas de sección “L”.

#### **3.5.3. Fundaciones**

En cuanto a las fundaciones, están compuestas de zapatas aisladas, puesto que las cargas provenientes de la estructura son moderadas, y además es la fundación más económica frente a los otros tipos de fundación.

#### **3.5.4. Estructuras complementarias**

Las estructuras complementarias como rampa para los discapacitados serán diseñadas como una viga de sección T, es decir como una pasarela peatonal de viga T de hormigón armado.

### **3.6. ANÁLISIS, CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL**

#### **3.6.1. Estructura de sustentación de la cubierta**

##### **3.6.1.1. Norma y metodología de diseño**

Las estructuras de cubierta metálicas están diseñadas siguiendo las normas de construcción LRFD (Factor de carga y resistencia de diseño).

El diseño de estructuras metálicas se basa en el comportamiento elástico y/o plástico del acero.

En el diseño a través de métodos plásticos, las cargas de servicio son multiplicadas por un factor de carga, y los esfuerzos de diseño estarán muy cercanos al esfuerzo de colapso o resistencia última.

### 3.6.1.2. Análisis de cargas en cubiertas

Las cargas a considerar para la cubierta serán: Cargas permanentes y cargas variables. El cálculo realizado para la determinación de estas cargas se encuentra en Anexo III.

### 3.6.1.3. Combinaciones de carga

Para efectos del diseño estructural, se consideró la combinación de cargas que origine los mayores resultados, es decir la combinación que produzca la mayor sollicitación a la estructura en general o al miembro en particular.

Combinaciones de carga método LRFD.

- 1,4 D
- 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr o G)
- 1,2 D + 1,6 (Lr o G) + (0,5 L o 0,8 W)
- 1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (Lr o G)
- 1,2 D ± 1,0 E + 0,5 L + 0,2 G
- 0,9 D ± (1,3W o 1,0E)

**Dónde:**

D: Carga muerta

L: Carga viva de ocupación

Lr: Carga viva de cubierta

W: Carga de viento

E: Fuerzas sísmicas

G: Carga debida a lluvia y granizo

### 3.6.1.4. Materiales utilizados en el diseño

#### PROPIEDADES MECÁNICAS

FACTORES DE RESISTENCIA CARACTERÍSTICA		
ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia $F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo mínimo de tensión $F_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
A-500	3520	4368

*Tabla 3.1: Propiedades mecánicas de los perfiles de acero utilizado en el diseño*  
Fuente: Catálogo de productos CINTAC

Módulo de elasticidad	$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte	$G = E/2,6 = 808000 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\mu = 0,3$
Peso unitario	$\rho = 7850 \text{ kg/cm}^3$
Coefficiente de dilatación térmica	$\alpha = 11,7 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

### 3.6.1.5. Esfuerzos axiales de la estructura de cubierta

Los esfuerzos de la estructura de cubierta han sido calculados con el programa RAM ELEMENTS V8i, cuyos resultados se muestran en el Anexo IV.

### 3.6.1.6. Cálculo estructural de los elementos de la cubierta

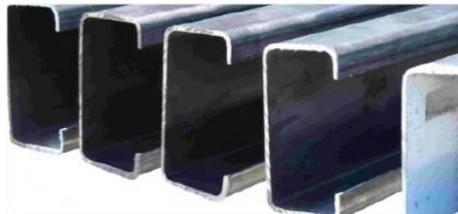
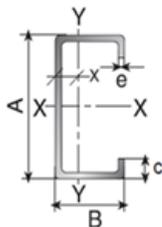
El cálculo estructural de la cubierta se realizó en el programa Estructural RAM ELEMENTS V.8i. Además, se realizó las verificaciones manuales para cada elemento estructural, que constituye la cercha metálica. El procedimiento de cálculo se encuentra en la sección de anexos (Anexo V).

#### 3.6.1.6.1. Diseño del elemento larguero

El diseño y verificación del elemento larguero o correas se encuentra en la sección de anexos (Anexo V.1), cuyo resultado se muestra a continuación.

El larguero adoptado en el cálculo es un perfil “C” costanera y tiene las siguientes propiedades geométricas.

$A = 100 \text{ mm}$	altura del alma
$B = 50 \text{ mm}$	ancho del patín
$C = 15 \text{ mm}$	
$e = 3 \text{ mm}$	espesor del perfil



**Figura 3.3: Perfil del larguero**  
Fuente: Catálogo de productos CINTAC

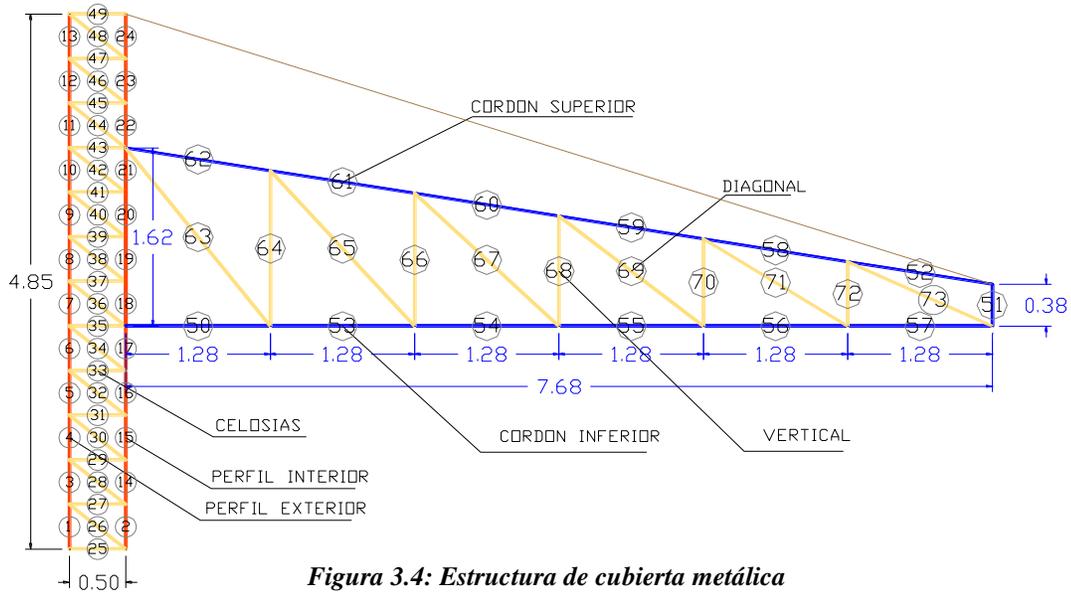
### 3.6.1.6.2. Diseño de la cercha

La cercha metálica es un tipo Pratt con las siguientes características:

Longitud de la cercha: 7,00 metros

Altura de la cercha: 1,60 metros

Separación entre cerchas: 4,00 metros



**Figura 3.4: Estructura de cubierta metálica**  
Fuente: Elaboración propia

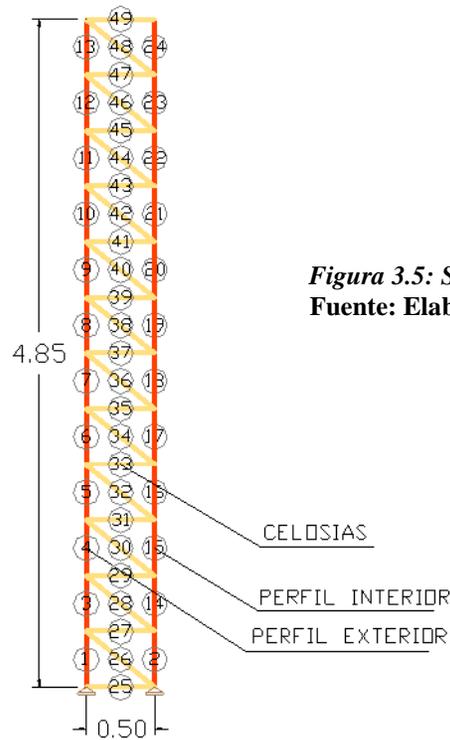
La verificación manual de los elementos más solicitados a tensión y compresión se encuentra en el Anexo V.2. Se ha hecho la verificación a tensión y compresión de los miembros más solicitados para los miembros del cordón superior, cordón inferior, montantes y las diagonales.

CUADRO DE RESUMEN		
DENOMINACION	DESCRIPCION	MATERIAL
Cuerda superior	perfil compuesto rectangular de 60x40x2mm	ASTM A - 500
Cuerda inferior	perfil compuesto rectangular de 60x40x2mm	ASTM A - 500
Montantes	perfil rectangular de 80x40x2mm	ASTM A - 500
Diagonales	perfil rectangular de 80x40x2mm	ASTM A - 500

**Tabla 3.2: Cuadro de resumen de los perfiles calculados**  
Fuente: elaboración propia

### 3.6.1.6.3. Diseño del soporte metálico

El diseño y verificación de los elementos del soporte metálico se encuentra en el Anexo V.3. Se ha hecho las verificaciones a tensión, compresión y a flexo compresión para los miembros más solicitados del perfil interno, externo y las celosías.



**Figura 3.5: Soporte metálico**  
Fuente: Elaboración propia

Luego de hacer las verificaciones manualmente, así también con la ayuda del programa RAM ELEMENTS V8i; se adopta los siguientes perfiles metálicos para el soporte metálico.

CUADRO DE RESUMEN		
DENOMINACION	DESCRIPCION	MATERIAL
Perfil externo	perfil compuesto rectangular de 100x50x3mm	ASTM A - 500
Perfil interno	perfil compuesto rectangular de 100x50x3mm	ASTM A - 500
Celosías columna	perfil rectangular de 80x40x2mm	ASTM A - 500

**Tabla 3.3: Resumen de perfiles a utilizar en el diseño**  
Fuente: elaboración propia

#### **3.6.1.6.4. Diseño de la placa de anclaje**

La estructura de acero, una vez diseñados sus miembros se la apoyara en la columna de hormigón, pero no de forma directa, ya que al ser reticular la estructura, el área de asentamiento seria reducida lo cual causaría un esfuerzo muy grande superior al que el concreto puede resistir.

Por lo expuesto, se hace necesario asentar las columnas sobre placas de acero, cuyo objetivo es distribuir en un área mayor la carga de la estructura, capaz de que el concreto no se sobre esfuerce.

En el diseño se soldará la columna a la placa base y esta a su vez se fijará al hormigón a través de pernos de anclaje.

Con base en la especificación AISC 2005 sección J8 para bases de columna y aplastamiento del concreto, se ha realizado el diseño de la placa base o placa de anclaje. La placa de anclaje calculada es de las siguientes dimensiones y espesor (600x250x6mm).

El procedimiento de cálculo y verificación para la placa de anclaje se presenta en el Anexo V.4.

#### **3.6.1.6.5. Diseño de los pernos de anclaje**

El objetivo de los pernos de anclaje es fijar la columna de la estructura de acero a la cimentación de concreto. Estos estarán sometidos a corte provocados por la fuerza horizontal o reacción horizontal que se produce justamente en la unión o conexión de la estructura metálica y la estructura de hormigón.

El diseño de los pernos de anclaje se encuentra en el Anexo V.5.

#### **3.6.1.6.6. Diseño de las conexiones**

El diseño de conexiones de los elementos de la estructura metálica se realizará con soldadura, cuyo cálculo y verificación se encuentra en el Anexo V.6.

Se usará soldadura E60, con  $F_{xx}=60\text{Ksi}=4218\text{kg/cm}^2$ , el angular y la placa base son del mismo material acero A36 con  $F_u=58\text{ksi}=4077,40\text{ kg/cm}^2$ .

### **3.6.2. Estructura de sustentación de hormigón armado**

#### **3.6.2.1. Normativa de diseño**

La norma base del diseño y cálculo del proyecto es la Norma Boliviana de Hormigón del año 1987 (CBH-87), y la Norma Española EHE-08.

#### **3.6.2.2. Metodología de diseño**

Toda estructura en servicio debe cumplir con los requisitos de: seguridad, funcionalidad, durabilidad, a los que se añaden los de economía, estética y modernamente se añade a ellos el de impacto ambiental. Se denominan estados límites aquellas situaciones tales que al ser rebasadas colocan a la estructura fuera de servicio y pueden clasificarse en:

- **Estados límites últimos.** - Son los correspondientes a la capacidad de la estructura para resistir las cargas previstas. Este estado límite último puede alcanzarse en los siguientes casos: pérdida de equilibrio estático, transformación de la estructura en un mecanismo, deformaciones excesivas del material en una sección (adherencia y anclaje), pandeo, fatiga.
- **Estados límites de servicio.** - Están relacionados con la funcionalidad, estética y durabilidad, los más importantes son: fisuración, deformación, durabilidad, vibración.

El cálculo de las estructuras de hormigón armado está basado en su totalidad en Estados Límites Últimos ELUs.

#### **3.6.2.3. Análisis de cargas**

##### **Cargas muertas.**

- Cargas por peso propio de las graderías
- Cargas por tabiquería de ladrillo
- Carga por sobre piso
- Carga por cubierta metálica (reacciones en los apoyos).

### Cargas variables.

Según el libro de hormigón armado Jiménez Montoya especifica:

- a) Para escaleras → S.C.= 500 kg/m<sup>2</sup>
- b) oficinas Publicas y comedores → S.C.= 300 kg/m<sup>2</sup>
- c) Tribunas y pasillos → S.C.= 500 kg/m<sup>2</sup>
- d) Para azoteas → S.C.= 100 kg/m<sup>2</sup>
- e) Para balcones y volados → S.C.= 100 kg/m

### Cargas dinámicas.

Las cargas producidas por personas realizando estas actividades pueden ser descriptas matemáticamente por una serie de Fourier propuesta en el Documento CEB 209 (1991).

Las excitaciones verticales típicas para el caso de estadios o auditorios son las producidas por las actividades como aplaudir y aplaudir de pie con saltos. La tasa relevante de actividad es de 1.5 a 3.0 Hz.

Para las fuerzas dinámicas horizontales, puede tomarse como representativa la actividad oscilación lateral del cuerpo. Pueden ser relevantes los ritmos bajos con frecuencia de batido entre 0.8 y 1.4 Hz, tomándose la tasa de la oscilación lateral del cuerpo igual a un promedio de la frecuencia de batido, entre 0.4 y 0.7 Hz.

Con base en estas consideraciones el Documento 209 del CEB (1991) establece los siguientes valores de carga por persona y frecuencias rítmicas de actividad.

	VALOR EFICAZ DE CARGA (N)	FRECUENCIA FUNDAMENTAL (HZ)	RITMICA
Carga Vertical	320	1.5 a 3.0	
Carga Horizontal	400	0.4 a 0.7	

El análisis completo de las cargas actuantes en la estructura de hormigón armado se encuentra en el Anexo VI.

#### 3.6.2.4. Hipótesis de carga

El Código Boliviano del hormigón sugiere la hipótesis de carga más desfavorable como la mostrada a continuación:

Hipótesis I  $\gamma_G * G + \gamma_Q * Q$

Hipótesis II  $0,9 * (\gamma_G * G + \gamma_Q * Q) + 0,9 * \gamma_Q * W$

Hipótesis III  $0,8 * (\gamma_G * G + \gamma_Q * Q_{eq}) + F_{eq} + W_{eq}$

Dónde:

G = valor característico de las cargas permanentes

Q = valor característico de las cargas variables, excepto sísmicas

Qeq = valor característico de las cargas variables durante la acción sísmica

W = valor característico de la carga de viento

Weq = valor característico de la carga de viento durante la acción sísmica

$\lambda_G$  = coeficiente de ponderación de las acciones permanentes

$\lambda_Q$  = coeficiente de ponderación de las acciones variables

### 3.6.2.5. Materiales utilizados en el diseño

Los materiales utilizados en el diseño estructural son:

#### **Hormigón:**

- Resistencia característica (a los 28 días)  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad  $E_c = 44000 * (f_{ck} + 80)^{1/3} = 304058 \text{ kg/cm}^2$

#### **Acero:**

- Resistencia característica del acero  $f_{yk} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

### 3.6.2.6. Cálculo estructural de los elementos estructurales de HoAo

El cálculo estructural de la edificación de hormigón armado, se realizó con el programa CYPECAD 2010, el cual ofrece la ventaja del diseño integral de la estructura calculando todos los esfuerzos por el método de elementos finitos.

El resumen de la disposición de armaduras se encuentra en el (Anexo XVII), a manera de verificar los resultados obtenidos con el programa se realizó la verificación manual de para cada uno de los elementos estructurales (vigas, columna y fundaciones).

#### **3.6.2.6.1. Diseño de vigas de hormigón armado**

El diseño de vigas de hormigón armado constituye la gradería (viga de sección “L”), las vigas principales de sostenimiento de las graderías lado externo y lado interno y la viga principal inclinada. El diseño de estos elementos estructurales se encuentra en el ANEXO VII.

- **Diseño de las graderías de hormigón armado**

Las graderías de hormigón armado de las tribunas se diseñaron como vigas longitudinales de sección “L”, armados y hormigonados en situ.

La verificación manual del diseño de las graderías se encuentra en la sección de anexos (Anexo VII.1).

- **Diseño viga principal de sostenimiento de graderías lado externo**

Las vigas principales de sostenimiento lado externo corresponden a las vigas en la cota +4,90 metros. El procedimiento de la verificación manual se encuentra en la sección de anexos (Anexo VII.2).

- **Diseño viga principal de sostenimiento de graderías lado interno**

Las vigas principales de sostenimiento lado interno corresponden a las vigas en la cota +2,90 metros. El procedimiento de la verificación manual se encuentra en la sección de anexos (Anexo VII.3).

#### **Diseño viga principal inclinada**

Las vigas principales inclinada verificada mediante un cálculo manual se encuentra entre las columnas C12 – C22.

La verificación manual de la viga inclinada se encuentra en la sección de los anexos (Anexo VII.4).

#### **3.6.2.6.2. Diseño de columna de hormigón armado**

La columna de hormigón armado que se ha verificado manualmente, es la columna C13, cuyo procedimiento de cálculo se muestra en el Anexo VIII.

Con los esfuerzos obtenidos del programa CYPECAD se verifica la armadura a compresión y corte. Además, se ha verificado a pandeo.

#### **3.6.2.6.3. Diseño de las fundaciones**

El diseño de las fundaciones está compuesto por zapatas aisladas y está basado en el CBH-87 (Código Boliviana del Hormigón Armado). El cálculo estructural se realizó con el programa CYPE CAD 2010.

- **Diseño de la zapata aislada (verificación manual)**

La verificación de la zapata aislada corresponde a la columna C13 lado externo de las graderías “C” de la tribuna preferencia sur como se puede ver en los planos arquitectónicos.

El procedimiento de la verificación manual a detalle de la zapata aislada se muestra en el Anexo IX.

#### **3.6.2.6.4. Diseño de las obras complementarias**

La estructura complementaria rampa de hormigón armado para los discapacitados se ha diseñado como viga de sección “T”. El diseño se ha realizado con el programa estructural CYPECAD 2010.

- **Diseño rampa de hormigón armado**

La verificación manual de la armadura a disponer en la rampa de hormigón armado se presenta a detalle en la sección anexos (Anexo X).

### **3.7. CÓMPUTOS MÉTRICOS**

Los cómputos métricos se encuentran en el ANEXO XII y contiene lo siguiente:

- Actividades para el diseño de la obra
- Volúmenes de obra de todos los ítems contemplados en obra gruesa

### **3.8. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

Las especificaciones técnicas son procedimientos para la ejecución del proyecto y se encuentran en la sección de anexos (ANEXO XIII), y contiene la siguiente información:

- Descripción del ítem
- Materiales, herramientas y equipo
- Procedimientos para la ejecución
- Medición
- Forma de pago

### **3.9. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS**

Los análisis de precios unitarios son muy importantes en la elaboración de cualquier proyecto; pues muchas veces de este factor dependerá en gran medida la conclusión y éxito de cualquier proyecto.

Se tomó los siguientes porcentajes para el cálculo de cargas sociales, impuestos, gastos generales y utilidad:

- Mano de obra
  - Cargas sociales = 55%
  - Impuestos IVA de mano de obra = 14.94%
- Equipo, maquinaria y herramientas
  - Herramientas = 5%
- Gastos generales y administrativos
  - Gastos generales y administrativos = 10%
- Utilidad
  - Utilidad = 10%
- Impuestos
  - Impuestos IT = 3.09%

Los análisis de precios unitarios se presentan en el ANEXO XIV.

### **3.10. PRESUPUESTO GENERAL ESTRUCTURAL**

El presupuesto total es el precio referencial de la obra, se obtiene luego de haber calculado los volúmenes de ítems y los precios unitarios.

El presupuesto general del proyecto se presenta en la sección anexos (ANEXO XV).

### **3.11. PLAN Y CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES**

El plan y cronograma de actividades está referida a la secuencia y tiempo de ejecución de los distintos ítems estructurales del proyecto.

Contiene rendimientos, numero de cuadrillas y un esquema grafico (Diagrama de Gantt).

El cronograma de ejecución del proyecto se realizó el programa informático de planificación de actividades MICROSOFT PROJECT 2010

Toda la información se encuentra en la sección anexos (ANEXO XVI).

## CAPÍTULO IV: APORTE ACADÉMICO

### 4.1. Planilla de dimensionado a flexión simple en secciones rectangulares

Esta planilla tiene por propósito el dimensionado de elementos sometidos a flexión simple en secciones rectangulares de hormigón armado sin la utilización de tablas para la determinación de la armadura necesaria de tracción. Para la elaboración de esta planilla y las demás planillas como un aporte del estudiante se ha utilizado el Excel y la normativa española EHE-08.

Los datos a introducir por el usuario son la geometría de la sección, características de los materiales y los esfuerzos de cálculo.

#### DISEÑO A FLEXIÓN SIMPLE

##### DATOS

##### Dimensiones de la sección

$h$	canto
$b$	base
$r_{MEC,INF}$	Recubrimiento mecánico de la armadura inferior
$r_{MEC,SUP}$	Recubrimiento mecánico de la armadura superior
$d$	Canto útil

##### Características de los materiales

$f_{yk}$	Límite elástico característico del acero.
$f_{ck}$	Límite elástico característico del hormigón.
T.M.A.	Tamaño máximo del árido.
$\gamma_s$	Coefficiente parcial de seguridad del acero.
$\gamma_c$	Coefficiente parcial de seguridad del hormigón.
$\alpha_{cc}$	Factor de cansancio del hormigón.
$f_{yd}$	Resistencia de cálculo del acero (en armaduras pasivas)
$f_{cd}$	Resistencia de cálculo del hormigón.

##### Esfuerzos de cálculo

$M_d$	Momento flector de cálculo
-------	----------------------------

## CALCULOS

$x_{LIM}$	Eje que delimita $M_{LIM}$ , teniendo en cuenta $\epsilon_{cu}$ y $\epsilon_y$
$Y_{LIM}$	Profundidad de aplicación de fuerzas de compresión límite
$Y$	Profundidad de aplicación de fuerzas de compresión.
$F_{C,LIM}$	Fuerza del hormigón comprimido límite.
$F_C$	Fuerza del hormigón comprimido ( $F_C = \eta(x) \cdot f_{cd} \cdot \lambda(x)h$ )
$M_{LIM}$	Momento flector límite.

## RESULTADOS: DIMENSIONADO DE LA ARMADURA

### Armadura mecánica mínima

$A_{S1}$	Armadura principal (inferior) a tracción.
$A_{S2}$	Armadura secundaria (a compresión) superior.

### Dimensionado de la armadura.

$\emptyset_{S1}$	Diámetro de la armadura
$\#_{barras}$	Número de barras.
$A_{REAL}$	Área real de acero.
$S_{REAL}$	Separación nominal real entre las barras.
$S_{MIN}$	Separación mínima de norma entre barras.

A continuación, se muestra un ejemplo utilizando la hoja de cálculo Excel de un elemento de hormigón armado de sección rectangular sometido a flexión simple.

## DIMENSIONADO A FLEXIÓN SIMPLE - SECCIONES RECTANGULARES

### DATOS

#### Dimensiones de la sección

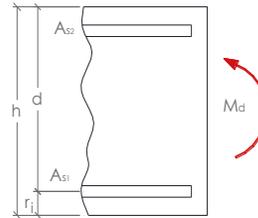
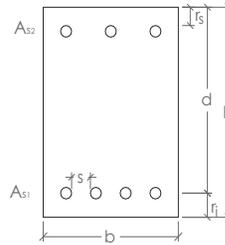
h	0,5	m
b	0,2	m
$r_{MEC,INF}$	0,05	m
$r_{MEC,SUP}$	0,05	m
d	0,45	m

#### Características de los materiales

$f_{yk}$	400	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	20	N/mm <sup>2</sup>
T.M.A.	15	mm
$\gamma_s$	1,15	u
$\gamma_c$	1,5	u
$\alpha_{cc}$	1	u
$f_{yd}$	347,8	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	13,33	N/mm <sup>2</sup>

#### Esfuerzos de cálculo

$M_d$	85	m·kN
-------	----	------



### CÁLCULOS

#### Diagrama rectangular

$x_{LIM}$	0,30	m
$y_{LIM}$	0,24	m
$F_{c,LIM}$	641,3	kN
$M_{LIM}$	211,5	mkN

#### $M_d < M_{lim}$

x	0,097	m
y	0,078	m
$F_c$	206,69	kN

### RESULTADOS: DIMENSIONADO DE LA ARMADURA

#### Armadura mínima de cálculo

$A_{s1}$	5,94	cm <sup>2</sup>
$A_{s2}$	0,00	cm <sup>2</sup>

#### Armadura mínima de norma

$A_{s1}$	3,30	cm <sup>2</sup>
$A_{s2}$	0,99	cm <sup>2</sup>

#### $A_{s1}$

$\varnothing_{s1}$ (mm)	#barras (ud)	$A_{REAL}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_{REAL}$ (cm)	$S_{MIN}$ (cm)
6	22	6,22	-0,15	2,00
8	12	6,03	0,04	2,00
10	8	6,28	0,29	2,00
12	6	6,79	0,56	2,00
14	4	6,16	1,47	2,00
16	3	6,03	2,6	2,00
20	2	6,28	6	2,00
25	2	9,82	5	2,50
32	1	8,04	—	3,20
40	1	12,57	—	4,00

#### $A_{s2}$

$\varnothing_{s2}$ (mm)	#barras (ud)	$A_{REAL}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_{REAL}$ (cm)	$S_{MIN}$ (cm)
6	4	1,13	2,53	2,00
8	2	1,01	8,4	2,00
10	2	1,57	8	2,00
12	1	1,13	—	2,00
14	1	1,54	—	2,00
16	1	2,01	—	2,00
20	1	3,14	—	2,00
25	1	4,91	—	2,50
32	1	8,04	—	3,20
40	1	12,57	—	4,00

#### 4.2. Planilla de comprobación a flexión simple en secciones rectangulares

La planilla de comprobación a flexión simple tiene la finalidad de hacer la comprobación a partir de datos conocidos como la sección transversal del elemento, las características de los materiales, así también la disposición de la armadura dispuesta.

Las variables que se utilizan en el cálculo con la hoja Excel nombramos a continuación:

### COMPROBACION A FLEXIÓN SIMPLE

#### DATOS

##### Dimensiones de la sección

$h$	canto
$b$	base
$r_{MEC,INF}$	Recubrimiento mecanico de la armadura inferior
$r_{MEC,SUP}$	Recubrimiento mecanico de la armadura superior
$d$	Canto útil

##### Características de los materiales

$f_{yk}$	Límite elástico característico del acero.
$f_{ck}$	Límite elástico característico del hormigón.
T.M.A.	Tamaño máximo del árido.
$\gamma_s$	Coefficiente parcial de seguridad del acero.
$\gamma_c$	Coefficiente parcial de seguridad del hormigón.
$\alpha_{cc}$	Factor de cansancio del hormigón.
$f_{yd}$	Resistencia de cálculo del acero (en armaduras pasivas)
$f_{cd}$	Resistencia de cálculo del hormigón.

##### Esfuerzos de cálculo

$M_d$	Momento flector de calculo
-------	----------------------------

##### Disposición de las armaduras

$\#b_{S1}$	Número de barras de la armadura principal a tracción.
$\emptyset_{S1}$	Diámetro de las barras de la armadura principal a tracción.
$A_{S1}$	Área total de armadura traccionada.
$\#b_{S2}$	Número de barras de la armadura sec. a compresión.
$\emptyset_{S2}$	Diámetro de las barras de la armadura sec. a compresión.
$A_{S2}$	Área total de la armadura comprimida

## CALCULOS

### Cálculos previos

$U_{S1}$  Capacidad mecánica de la armadura traccionada.

$U_{S2}$  Capacidad mecánica de la armadura comprimida

### Valores límite (Diag. Rectangular)

$x_{LIM}$  Eje que delimita  $M_{LIM}$ , teniendo en cuenta  $\epsilon_{cu}$  y  $\epsilon_y$

$y_{LIM}$  Profundidad de aplicación de fuerzas de compresión límite

$F_{C,LIM}$  Fuerza del hormigón comprimido límite.

$M_{lim}$  Momento flector límite.

## RESULTADOS

$y_{real}$  Profundidad de aplicación de fuerzas real.

$F_c$  Fuerza del hormigón comprimido ( $F_c = \eta(x) \cdot f_{cd} \cdot \lambda(x)h$ )

$M_u$  Momento último que resiste la pieza.

Igualmente se presenta un ejemplo de comprobación a flexión simple de un elemento de sección rectangular de hormigón armado con la hoja de cálculo Excel.

## COMPROBACIÓN A FLEXIÓN SIMPLE - SECCIONES RECTANGULARES

### DATOS

#### Dimensiones de la sección

h	0,6	m
b	0,3	m
$r_{MEC,INF}$	0,05	m
$r_{MEC,SUP}$	0,05	m
d	0,55	m

#### Características de los materiales

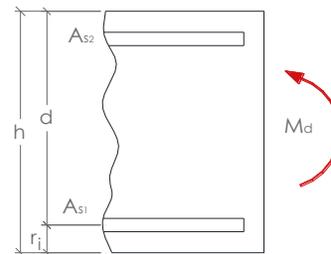
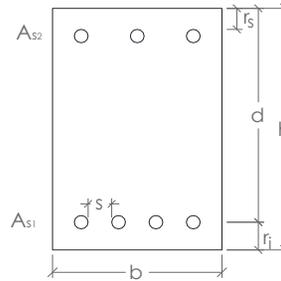
$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
T.M.A.	15	mm
$\gamma_s$	1,15	u
$\gamma_c$	1,5	u
$\alpha_{cc}$	1	u
$f_{yd}$	434,8	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	16,67	N/mm <sup>2</sup>

#### Disposición de las armaduras

#b <sub>S1</sub>	4	ud.
$\phi_{S1}$	40	mm
A <sub>S1</sub>	50,27	cm <sup>2</sup>
#b <sub>S2</sub>	4	ud.
$\phi_{S2}$	10	mm
A <sub>S2</sub>	3,14	cm <sup>2</sup>

#### Esfuerzos de cálculo

M <sub>d</sub>	500	m·kN
----------------	-----	------



### CÁLCULOS

#### Cálculos previos

U <sub>S1</sub>	2185,5	kN
U <sub>S2</sub>	136,591	kN

#### Valores límite (Diag. Rectangular)

x <sub>LIM</sub>	0,34	m
y <sub>LIM</sub>	0,27	m
F <sub>C,LIM</sub>	1357,1	kN
M <sub>lim</sub>	562,23	mkN

### RESULTADO

#### Resultados

DOMINIO 4		
x <sub>real</sub>	0,38	m
y <sub>real</sub>	0,30	m
F <sub>c</sub>	1501,2	kN
M <sub>u</sub>	668,60	m·kN

#### Interpretación de resultados:

Cumple, no es necesario aumentar la armadura

### 4.3. Planilla de dimensionado a flexión compuesta en secciones rectangulares

La presente planilla tiene el objetivo de diseñar elementos de hormigón armado de sección rectangular que están sometidos a flexión como así también a compresión, es decir son elementos que están sometidos a flexo-compresión.

El caso más común son los soportes o pilares que en muchas ocasiones están trabajando a flexo-compresión.

Se presenta todas las variables que intervienen en el cálculo.

#### DISEÑO A FLEXIÓN COMPUESTA

##### DATOS

###### Dimensiones de la sección

h	canto
b	base
$r_{MEC,INF}$	Recubrimiento mecánico de la armadura inferior
$r_{MEC,SUP}$	Recubrimiento mecánico de la armadura superior
d	Canto útil

###### Características de los materiales

$f_{yk}$	Límite elástico característico del acero.
$f_{ck}$	Límite elástico característico del hormigón.
T.M.A.	Tamaño máximo del árido.
$\gamma_s$	Coefficiente parcial de seguridad del acero.
$\gamma_c$	Coefficiente parcial de seguridad del hormigón.
$\alpha_{cc}$	Factor de cansancio del hormigón.
$f_{yd}$	Resistencia de cálculo del acero (en armaduras pasivas)
$f_{cd}$	Resistencia de cálculo del hormigón.

###### Esfuerzos de cálculo

$M_d$	Momento flector de cálculo
$N_d$	Axil de cálculo.
$M_d'$	Momento flector de cálculo (Transformación de Ehlers)

##### CALCULOS

$x_{LIM}$	Eje que delimita $M_{LIM}$ , teniendo en cuenta $\epsilon_{cu}$ y $\epsilon_y$
$y_{LIM}$	Profundidad de aplicación de fuerzas de compresión límite
Y	Profundidad de aplicación de fuerzas de compresión.
$F_{C,LIM}$	Fuerza del hormigón comprimido límite.
Fc	Fuerza del hormigón comprimido ( $F_c = \eta(x) \cdot f_{cd} \cdot \lambda(x) \cdot h$ )
$M_{LIM}$	Momento flector límite.

## RESULTADOS: DIMENSIONADO DE LA ARMADURA

### Armadura mecánica mínima

$A_{S1}$	Armadura principal (inferior) a tracción.
$A_{S2}$	Armadura secundaria (a compresión) superior.

### Dimensionado de la armadura.

$\varnothing_{S1}$	Diámetro de la armadura
$\#_{barras}$	Número de barras.
$A_{REAL}$	Área real de acero.
$S_{REAL}$	Separación nominal real entre las barras.

## DIMENSIONADO A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

### DATOS

#### Dimensiones de la sección

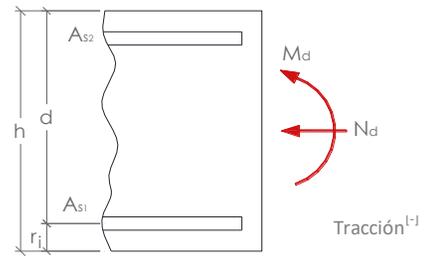
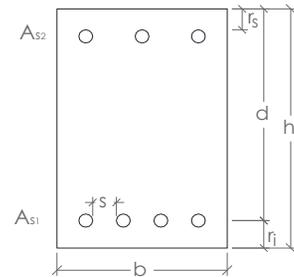
h	0,5	m
b	0,25	m
r <sub>MEC,INF</sub>	0,05	m
r <sub>MEC,SUP</sub>	0,05	m
d	0,45	m

#### Características de los materiales

f <sub>yk</sub>	400	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	25	N/mm <sup>2</sup>
T.M.A.	15	mm
γ <sub>s</sub>	1,15	u
γ <sub>c</sub>	1,5	u
α <sub>cc</sub>	1	u
f <sub>yd</sub>	347,8	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub>	16,67	N/mm <sup>2</sup>

#### Esfuerzos de cálculo

M <sub>d</sub>	120	m·kN
N <sub>d</sub>	50	kN
M <sub>d</sub> '	110	m·kN



### CÁLCULOS

#### Diagrama rectangular

x <sub>LIM</sub>	0,30	m
y <sub>LIM</sub>	0,24	m
F <sub>C,LIM</sub>	1002,1	kN
M <sub>LIM</sub>	330,4	m·kN

#### M<sub>d</sub>' < M<sub>lim</sub>

x	0,08	m
y	0,06	m
F <sub>C</sub>	262,9	kN

### RESULTADOS: DIMENSIONADO DE LA ARMADURA

#### Armadura mecánica mínima

A <sub>S1</sub>	7,56	cm <sup>2</sup>
A <sub>S2</sub>	0,00	cm <sup>2</sup>

#### Armadura geométrica mínima

A <sub>S1</sub>	4,13	cm <sup>2</sup>
A <sub>S2</sub>	1,24	cm <sup>2</sup>

#### A<sub>S1</sub>

∅ <sub>S1</sub> (mm)	# <sub>barras</sub> (ud)	A <sub>REAL</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>REAL</sub> (cm)	S <sub>MIN</sub> (cm)
6	27	7,63	-0,05	2,00
8	16	8,04	0,15	2,00
10	10	7,85	0,56	2,00
12	7	7,92	1,1	2,00
14	5	7,70	2	2,00
16	4	8,04	2,87	2,00
20	3	9,42	4,5	2,00
25	2	9,82	10	2,50
32	1	8,04	—	3,20
40	1	12,57	—	4,00

#### A<sub>S2</sub>

∅ <sub>S2</sub> (mm)	# <sub>barras</sub> (ud)	A <sub>REAL</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>REAL</sub> (cm)
6	5	1,41	3
8	3	1,51	6,3
10	2	1,57	13
12	2	2,26	12,6
14	1	1,54	—
16	1	2,01	—
20	1	3,14	—
25	1	4,91	—
32	1	8,04	—
40	1	12,57	—

#### 4.4. Planilla de comprobación a flexión compuesta en secciones rectangulares

##### COMPROBACION A FLEXIÓN COMPUESTA

##### DATOS

##### Dimensiones de la sección

h	Canto
b	Base
$r_{MEC,INF}$	Recubrimiento mecanico de la armadura inferior
$r_{MEC,SUP}$	Recubrimiento mecanico de la armadura superior
d	Canto útil

##### Características de los materiales

$f_{yk}$	Límite elástico característico del acero.
$f_{ck}$	Límite elástico característico del hormigón.
T.M.A.	Tamaño máximo del árido.
$\gamma_s$	Coefficiente parcial de seguridad del acero.
$\gamma_c$	Coefficiente parcial de seguridad del hormigón.
$\alpha_{cc}$	Factor de cansancio del hormigón.
$f_{yd}$	Resistencia de cálculo del acero (en armaduras pasivas)
$f_{cd}$	Resistencia de cálculo del hormigón.

##### Disposición de las armaduras

$\#b_{s1}$	Número de barras de la armadura principal a tracción.
$\varnothing_{s1}$	Diámetro de las barras de la armadura principal a tracción.
$A_{s1}$	Área total de armadura traccionada.
$\#b_{s2}$	Número de barras de la armadura sec. a compresión.
$\varnothing_{s2}$	Diámetro de las barras de la armadura sec. a compresión.
$A_{s2}$	Área total de la armadura comprimida

##### Esfuerzos de cálculo

$M_d$	Momento flector de calculo
$N_d$	Axil de cálculo.
$M_d'$	Momento flector de cálculo (Transformación de Ehlers)

##### CALCULOS

##### Cálculos previos

$U_{s1}$	Capacidad mecánica de la armadura traccionada.
$U_{s2}$	Capacidad mecánica de la armadura comprimida

##### Valores límite (Diag. Rectangular)

$x_{LIM}$	Eje que delimita $M_{LIM}$ , teniendo en cuenta $\epsilon_{cu}$ y $\epsilon_y$
$y_{LIM}$	Profundidad de aplicación de fuerzas de compresión límite
$F_{C,LIM}$	Fuerza del hormigón comprimido límite.
$M_{lim}$	Momento flector límite.

##### RESULTADOS

$y_{real}$	Profundidad de aplicación de fuerzas real.
$F_c$	Fuerza del hormigón comprimido ( $F_c = \eta(x) \cdot f_{cd} \cdot \lambda(x) \cdot h$ )
$M_u$	Momento último que resiste la pieza.

A continuación, mostramos un ejemplo de comprobación a flexión compuesta

## COMPROBACIÓN A FLEXIÓN COMPUESTA - SECCIONES RECTANGULARES

### DATOS

#### Dimensiones de la sección

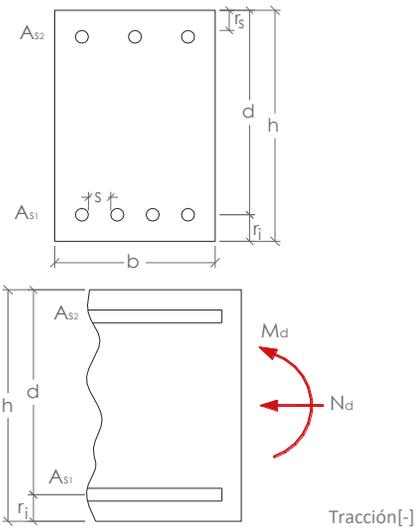
h	0,50	m
b	0,25	m
$r_{MEC,INF}$	0,05	m
$r_{MEC,SUP}$	0,05	m
d	0,45	m

#### Características de los materiales

$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	25	N/mm <sup>2</sup>
T.M.A.	15	mm
$\gamma_s$	1,15	u
$\gamma_c$	1,50	u
$\alpha_{cc}$	1,00	u
$f_{yd}$	434,8	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd}$	16,67	N/mm <sup>2</sup>

#### Disposición de las armaduras

# $b_{S1}$	3	ud.
$\varnothing_{S1}$	32	mm
$A_{S1}$	24,13	cm <sup>2</sup>
# $b_{S2}$	2	ud.
$\varnothing_{S2}$	10	mm
$A_{S2}$	1,57	cm <sup>2</sup>



#### Esfuerzos de cálculo

$M_d$	370	m·kN
$N_d$	150	kN
$M_d'$	340,00	m·kN

### CÁLCULOS

#### Cálculos previos

$U_{S1}$	1049,0	kN
$U_{S2}$	68,295492	kN

#### Valores límite (Diag. Rectangular)

$x_{LIM}$	0,28	m
$y_{LIM}$	0,22	m
$F_{C,LIM}$	925,3	kN
$M_{lim}$	313,64	mkN

### RESULTADO

#### Resultados

<i>DOMINIO 4</i>		
$\gamma_{real}$	0,23	m
$F_c$	939,4	kN
$M_u'$	<b>344,16</b>	m·kN
$M_u$	<b>374,53</b>	m·kN
$N_u$	<b>151,84</b>	kN

#### Interpretación de resultados:

*Cumple, no es necesario aumentar la armadura*

#### 4.5. Planilla de dimensionado a cortante en secciones rectangulares y en T.

### DISEÑO A CORTANTE EN SECCIONES RECTANGULARES

#### DATOS

##### Dimensiones de la sección

$h$	canto
$b_0$	base
$r_{MEC,INF}$	Recubrimiento mecanico de la armadura inferior
$r_{MEC,SUP}$	Recubrimiento mecanico de la armadura superior
$d$	Canto útil

##### Características de los materiales

$f_{yk}$	Límite elástico característico del acero.
$f_{y\alpha,k}$	Límite elástico característico de la armadura transversal
$f_{ck}$	Límite elástico característico del hormigón.
$f_{cv}$	Resistencia efectiva del hormigón a cortante
TMA	Tamaño máximo del árido.
$\gamma_s$	Coficiente parcial de seguridad del acero.
$\gamma_c$	Coficiente parcial de seguridad del hormigón.
$\alpha_{cc}$	Factor de cansancio del hormigón.
$f_{yd}$	Resistencia de cálculo del acero (en armaduras pasivas)
$f_{y\alpha,d}$	Resistencia de cálculo de la armadura transversal
$f_{cd}$	Resistencia de cálculo del hormigón.
$E_s$	Módulo de elasticidad del acero

##### Disposición de las armaduras

$\#b_S$	Número de barras de la armadura a compresión.
$\emptyset_S$	Diámetro de barras de la armadura a compresión.
$A_S$	Área total de la sección de la armadura comprimida.
$\#b_S$	Número de barras de la armadura a tracción
$\emptyset_S$	Diámetro de barras de la armadura a tracción.
$A_S$	Área total de la sección de la armadura traccionada.
$\theta_t$	Ángulo entre bielas de compresión y el eje de la pieza
$\alpha_t$	Ángulo entre las armaduras y el eje de la pieza
$S_{t,cercos}$	Separación entre cercos
$\#RAMAS$	Número de ramas

##### Esfuerzos de cálculo

$V_{rd}$	Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.
$N_d$	Axil de cálculo.
$M_d$	Momento flector de cálculo

## CÁLCULOS

### Factores y coeficientes.

#### Relativos a los materiales

$f_{1cd}$	Resistencia a compresión del hormigón
$f_{ct,k}$	Resistencia característica del hormigón a tracción
$f_{ct,d}$	Resistencia de cálculo a tracción del hormigón
$f_{ct,m}$	Resistencia media del hormigón a tracción

#### Relativos a los esfuerzos

K	Coficiente que depende del esfuerzo axil.
$\sigma'_{cd}$	Tensión axil efectiva en el hormigón (compresión positiva)

#### Relativos a la sección

$I_z$	Momento de inercia de la sección transversal.
S	Momento estático de la sección transversal
$\xi$	Coficiente adimensional
$\rho_l$	Cuantía geométrica de la armadura longitudinal principal de tracción.
$\theta_e$	Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras
$\beta$	Coficiente adimensional

### Resultados

#### **Agotamiento por compresión oblicua del alma:**

$V_{U1}$	Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.
----------	---

#### **Agotamiento por tracción del alma:**

$M_{fis}$	Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.
$V_{U2,mec}$	Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma
$V_{CU}$	Contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante
$V_{sU}$	Contribución de la armadura transv. de alma a la resist. a esfuerzo cortante

## RESULTADOS: DIMENSIONADO DE LA ARMADURA

$A_{\alpha,mec}$	Área de la armadura transversal.
$A_{\alpha,geom}$	Área de la armadura transversal geométrica mínima normalizada.
$St_{,trans MAX}$	Separación entre cercos máxima.
$St_{,trans MIN}$	Separación entre cercos mínima.
$St_{,trans REAL}$	Separación entre cercos real.

#### Dimensionado de la armadura

$\emptyset_{s,t}$	Diámetro de los cercos.
$\#_{ramas}$	Número de ramas
$st_{,cercos}$	Separación entre cercos

A continuación mostramos un ejemplo de dimensionado a cortante para una sección rectangular y también valido para una sección T.

## DIMENSIONADO A CORTANTE- SECCIONES RECTANGULARES O EN T

### DATOS

#### Dimensiones de la sección

h	0,5	m
b <sub>0</sub>	0,25	m
r <sub>MEC,INF</sub>	0,05	m
r <sub>MEC,SUP</sub>	0,05	m
d	0,45	m

#### Características de los materiales

f <sub>yk</sub>	400	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ya,k</sub>	400	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	20	N/mm <sup>2</sup>

Control del hormigón →

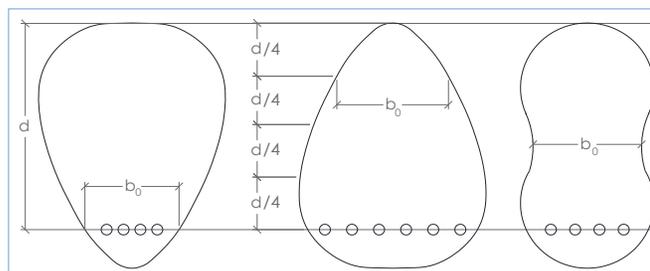
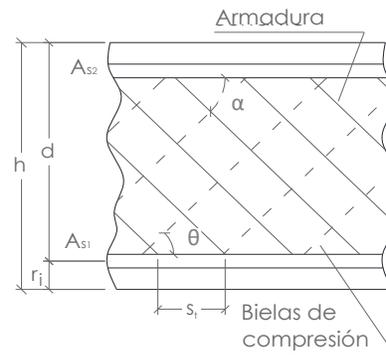
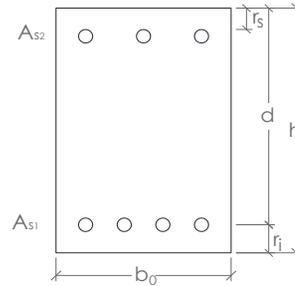
f <sub>cv</sub>	20,00	N/mm <sup>2</sup>
TMA	15	mm
γ <sub>s</sub>	1,15	u
γ <sub>c</sub>	1,5	u
α <sub>cc</sub>	1	u
f <sub>yd</sub>	347,83	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ya,d</sub>	347,83	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub>	13,33	N/mm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub>	2,E+05	N/mm <sup>2</sup>

#### Disposición de las armaduras

#b <sub>s'</sub>	3	ud.
∅ <sub>s'</sub>	12	mm
A <sub>s'</sub>	3,39	cm <sup>2</sup>
#b <sub>s</sub>	4	ud.
∅ <sub>s</sub>	12	mm
A <sub>s</sub>	4,52	cm <sup>2</sup>
θ <sub>t</sub>	45	°
α <sub>t</sub>	90	°
S <sub>t,cercos</sub>	20	cm
#RAMAS	2	ud

#### Esfuerzos de cálculo

V <sub>rd</sub>	85	kN
N <sub>d</sub>	0	kN
M <sub>d</sub>	0	m·kN



## CÁLCULOS

### Factores y coeficientes.

#### Relativos a los materiales

$f_{1cd}$	8,00	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ct,k}$	1,55	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ct,d}$	1,03	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ct,m}$	2,21	N/mm <sup>2</sup>

#### Relativos a los esfuerzos

K	1,00	ud.	(39.1)
$\sigma'_{cd}$	0,00	N/mm <sup>2</sup>	

#### Relativos a la sección

$I_z$	3E-03	m <sup>4</sup>
S	0,01	m <sup>3</sup>
$\xi$	1,67	ud.
$\rho_l$	4,02	‰
$\theta_e$	45	°
$\beta$	1,00	ud.

### Resultados

#### Agotamiento por compresión oblicua del alma:

$V_{U1}$	450,00	kN
$\Delta b_0 \times d$	0,00	%

La sección cumple

#### Agotamiento por tracción del alma:

$M_{fis}$	10,75	m kN
<b>No fisura y no requiere armadura</b>		
$V_{U2,mec}$	85,96	kN
$V_{CU}$	37,57	kN

## RESULTADOS: DIMENSIONADO DE LA ARMADURA

### Valores estrictos de norma:

$S_{t,cercos}$	33,75	cm
$A_{\alpha,mec}$	0,00	cm <sup>2</sup> /m
$A_{\alpha,geom}$	0,02	cm <sup>2</sup> /m

### Otros datos geométricos de interés

$A_{\alpha/grupo}$	0,004	cm <sup>2</sup> /grupo
$S_{t,trans MAX}$	45	cm

#### Combinaciones de armado

$\emptyset_{s,t}$ (mm)	# <sub>RAMAS</sub> (ud)	$A_{\alpha,real}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$S_{t,cercos}$ (cm)	$V_{SU,real}$ (kN)
6	2	1,68	33,75	27,42
8	2	2,98	33,75	48,74
10	2	4,65	33,75	76,16
12	2	6,70	33,75	109,68
14	2	9,12	33,75	149,28
16	2	11,91	33,75	194,98
20	2	18,62	33,75	304,65

(#<sub>RAMAS</sub>, fijo)

#### Combinaciones de armado

$\emptyset_{s,t}$ (mm)	# <sub>RAMAS</sub> (ud)	$A_{\alpha,real}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$S_{t,cercos}$ (cm)
6	2	2,83	20,00
8	2	5,03	20,00
10	2	7,85	20,00
12	2	11,31	20,00
14	2	15,39	20,00
16	2	20,11	20,00
20	2	31,42	20,00

( $S_{t,cercos}$ , fijo)

#### 4.6. Planilla de comprobación a cortante en secciones rectangulares y en T.

Las variables que intervienen en el cálculo de la comprobación a cortante son exactamente las mismas que en el dimensionamiento a cortante.

### COMPROBACIÓN A CORTANTE- SECCIONES RECTANGULARES O EN T

#### DATOS

##### Dimensiones de la sección

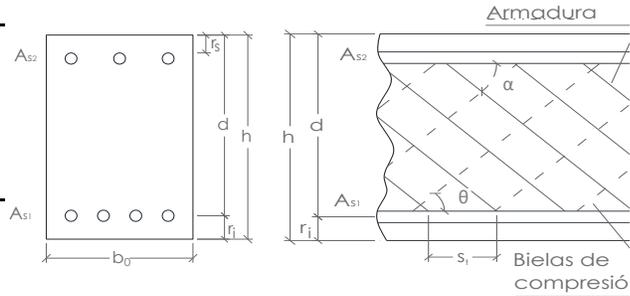
h	0,50	m
b <sub>0</sub>	0,25	m
r <sub>MEC,INF</sub>	0,05	m
r <sub>MEC,SUP</sub>	0,05	m
d	0,45	m

##### Disposición de las armaduras

#b <sub>s'</sub>	3	ud.
∅ <sub>s'</sub>	12	mm
A <sub>s'</sub>	3,39	cm <sup>2</sup>
#b <sub>s</sub>	4	ud.
∅ <sub>s</sub>	12	mm
A <sub>s</sub>	4,52	cm <sup>2</sup>
Armadura a cortante	existe	▼
θ <sub>t</sub>	45	°
α <sub>t</sub>	90	°
∅ <sub>s,t</sub>	6	mm
#RAMAS	2	ud.
S <sub>L,cercos</sub>	20	cm
A <sub>ca</sub>	2,83	cm <sup>2</sup> /m

##### Esfuerzos de cálculo

V <sub>rd</sub>	85	kN
N <sub>d</sub>	0	kN
M <sub>d</sub>	0	m·kN



##### Características de los materiales

f <sub>yk</sub>	400	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>yk,k</sub>	400	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ck</sub>	20	N/mm <sup>2</sup>
Control del hormigón	→	▼
f <sub>cv</sub>	20,00	N/mm <sup>2</sup>
TMA	15	mm
γ <sub>s</sub>	1,15	u
γ <sub>c</sub>	1,50	u
α <sub>cc</sub>	1,00	u
f <sub>yd</sub>	347,83	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>yd,k</sub>	347,83	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>cd</sub>	13,33	N/mm <sup>2</sup>
E <sub>s</sub>	2,E+05	N/mm <sup>2</sup>

#### CÁLCULOS

##### Coef. relativos a los materiales

f <sub>1cd</sub>	8,00	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ct,k</sub>	1,55	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ct,d</sub>	1,03	N/mm <sup>2</sup>
f <sub>ct,m</sub>	2,21	N/mm <sup>2</sup>

##### Coef. relativos a los esfuerzos

K	1,00	ud.
σ' <sub>cd</sub>	0,00	N/mm <sup>2</sup>

##### Coef. relativos a la sección

I <sub>z</sub>	3E-03	m <sup>4</sup>
S	0,01	m <sup>3</sup>
ξ	1,67	ud.
ρ <sub>l</sub>	4,02	‰
θ <sub>e</sub>	45,00	°
β	1,00	ud.
z	0,405	m

#### RESULTADOS

##### Resultados previos

M <sub>fls</sub>	10,75	mkN
------------------	-------	-----

##### La sección no fisura

V <sub>U1</sub>	450,00	kN
-----------------	--------	----

La sección cumple a compresión oblicua

V <sub>U2</sub>	85,96	kN
-----------------	-------	----

V <sub>CU</sub>	37,57	kN
-----------------	-------	----

V <sub>SU</sub>	39,83	kN
-----------------	-------	----

No requiere Armadura

##### Cortante que la sección puede resistir:

V <sub>U</sub>	85,96	kN
----------------	-------	----

##### Interpretación de resultados

Cumple, no es necesario aumentar ni armadura ni secc.

## CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. Conclusiones

Realizado el diseño estructural del “Estadio de futbol de Tabladita” se generan las siguientes conclusiones:

- La capacidad portante del suelo es de mucha importancia, ya que con este dato se puede determinar el dimensionamiento y el tipo de las zapatas, la profundidad de la fundación es de 2,00 metros lo que significa que no puede considerarse empotrado a esa profundidad.
- Se eligió zapatas aisladas y zapatas medianeras como tipo de fundación debido a que como no existía una construcción aledaña al lugar ni otras obras que no permitan el desarrollo de las mismas, y también porque el suelo nos permitía este tipo de solución, además resulta económica y práctica su construcción.
- El cálculo de la estructura se realizó con el programa informático CYPE CAD 2010, con los resultados obtenidos del programa y con la verificación realizada manualmente, se puede observar que los resultados de las armaduras en los diferentes tipos de elementos estructurales se asemejan unos con otros, es de esta manera este paquete estructural es una herramienta muy útil para el cálculo de estructuras. La verificación manual se realizó a partir de los esfuerzos obtenidos de las envolventes que proporciona el programa CYPE CAD y siguiendo la Norma Boliviana del Hormigón y con todo lo aprendido en la carrera de ingeniería civil.
- Todo el diseño de la estructura de H°A°, se realizó tomando en cuenta las recomendaciones de la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87) y la Instrucción Española EHE-08.
- El cálculo de las estructuras metálicas se realizó con el programa estructural RAM ELEMENTS V8i; y están basadas en el “Reglamento del LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño)” y se verifico manualmente para cada elemento estructural que componen la cubierta metálica, a partir de los esfuerzos axiales calculados por el PAQUETE ESTRUCTURAL.

## 5.2. Recomendaciones

Las recomendaciones más importantes en el diseño del proyecto son:

- Si se utilizará un programa informático para la realización del cálculo estructural se debe tener cuidado en la introducción de los datos iniciales, norma a utilizar, materiales, hipótesis de carga debido que en base a estos el programa realiza todos los cálculos también se debe tomar en cuenta las limitaciones, recomendaciones que están establecidas en la Norma Boliviana del Hormigón Armado (CBH-87) y para estructuras metálicas el diseño debe estar basado en el “Reglamento del LRFD (Factor de Carga y Resistencia de Diseño)”, y así también en los diferentes libros de consultas.
- Es importante realizar la revisión minuciosa de los resultados del programa, es recomendable uniformizar las secciones de vigas columnas y zapatas procurar que no sean muy diferentes para facilitar su construcción.
- En el diseño de estructuras metálicas se debe procurar diseñarlas con medidas comerciales, buscar las secciones más económicas.
- En el caso de los estudios de suelos se recomienda realizar un pozo de perforación cada 25 metros mínimamente para tener una información cabal del tipo de suelo donde se va a cimentar la estructura.
- En la construcción se debe seguir estrictamente los planos de detalles y especificaciones técnicas para evitar fallas en el funcionamiento.
- Se recomienda contratar personal calificado para la construcción y montaje de la estructura de cubierta, dado que es un proceso complejo.
- Para lograr las resistencias requeridas en utilizar agregados de buena calidad tamaños indicados en las especificaciones.
- Se recomienda ante cualquier duda en la metodología de diseño se consulte la bibliografía utilizada y mencionada en el contexto.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- Libro de Estructuras de acero – LRFD Mc Cormac – 2da Edición – Año 2003
- Manual of Steel Construction load y Resistance Factor Design – Volumen I - 2da Edition – Año 1994
- Norma CIRSOC 102-1 Acción dinámica del viento sobre las construcciones
- Libro de Hormigón Armado de Pedro Jiménez Montoya - 12<sup>a</sup> Edición – Año 1993
- Norma Boliviana del Hormigón del año 1987 (CBH-87)
- Norma Española del hormigón EHE-08.
- Apuntes de Hormigón armado adaptado a la Norma EHE-08 de la Escuela Politécnica Superior Universidad de Alicante.
- Texto de apoyo de estructuras de Hormigón armado de la Universidad San Francisco Xavier de Chuquisaca.
- Libro Principios de la Ingeniería de Braja M. Das - 4<sup>ta</sup> Edición – Año 1999