

## **1 ANTECEDENTES**

Durante las últimas décadas de la historia de Tarija, el crecimiento poblacional ha sido considerable debido principalmente a la inmigración de habitantes del interior del país, más propiamente de la zona del occidente originado por el decremento de la explotación de minerales como la principal actividad económica del país.

Este crecimiento poblacional generó también un incremento en la densidad poblacional cuyos efectos dejaron completamente copados a los lugares de masiva concurrencia en la ciudad como ser colegios, escuelas, universidades, mercados centros comerciales y otros.

### **1.1 EL PROBLEMA**

Las actividades económicas en la ciudad de Tarija han tenido un crecimiento acelerado motivado en parte por las regalías de los hidrocarburos entre otros, este crecimiento ha dado lugar al aumento poblacional y del parque automotor que se moviliza en el área urbana de la ciudad.

Como consecuencia de este crecimiento y la falta de planificación a futuro, las principales vías de la ciudad se ven saturadas la mayor parte del día y más aún en los principales puntos de concurrencia poblacional como ser colegios, universidades y mercados.

Dicho problema se ve con claridad en la zona del mercado Campesino sobre la avenida Panamericana antes de llegar a la avenida Froilán Tejerina donde se encuentran ubicadas las paradas de varias líneas de micros y trufis en ambos sentidos y lo cual aglomera mucha gente que tiene la necesidad de cruzar la vía.

### **1.2 OBJETIVOS**

#### **1.2.1 Objetivo general**

Realizar el diseño y cálculo estructural de un puente peatonal en la avenida Panamericana zona del mercado Campesino que permita la circulación segura de los peatones y un tráfico vehicular fluido.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

Diseñar la infraestructura, superestructura y demás estructuras complementarias del puente peatonal.

Desarrollar el pliego de especificaciones técnicas del proyecto que sirva como base para la ejecución de la obra.

Elaborar planos constructivos del puente peatonal debidamente detallados y a escala adecuada.

Elaborar el análisis de precios unitarios para cada actividad inherente al proyecto y determinar el presupuesto total del proyecto.

## **1.3 JUSTIFICACIÓN**

Las razones por las cuales se plantea el siguiente proyecto de ingeniería civil son las siguientes:

### **1.3.1 Justificación académica**

Profundizar los conocimientos adquiridos en el avance curricular del programa de ingeniería civil y dirigirlas al diseño de puentes peatonales, como así también verificar, rechazar o aportar aspectos teóricos referidos al diseño de puentes peatonales.

Adicionalmente la elaboración y desarrollo de este proyecto de diseño final a nivel estructural permitirá al postulante optar por la licenciatura en ingeniería civil.

### **1.3.2 Justificación social-institucional**

Contribuir al municipio de la ciudad de Tarija en el desarrollo del diseño estructural “DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE PEATONAL AV. PANAMERICANA - MERCADO CAMPESINO” que brindará una alternativa de solución adecuada al problema de congestión vehicular y accidentes de tránsito en el punto conflictivo en estudio y evitará pérdidas humanas y económicas, así como también brindará un mayor confort y fluidez en el tráfico vehicular a la misma vez que permitirá a los

peatones una ruta de paso segura y fluida que vaya acorde con el desarrollo de una de las principales ciudades del país.

### **1.3.3 Justificación técnica**

Mejorar la infraestructura urbana, implementando una obra de necesidad para la población y que tenga un gran impacto en el medio desde el punto de vista estético y estructural.

## **1.4 ALCANCE DEL PROYECTO**

El presente proyecto tiene como finalidad presentar una solución viable a la problemática antes planteada, además del cálculo y diseño estructural del proyecto “DISEÑO ESTRUCTURAL PUENTE PEATONAL AV. PANAMERICANA - MERCADO CAMPESINO”, también se realizará la elaboración de estudios topográficos que permitan conocer a detalle las características de la zona y el lugar de emplazamiento de la obra, estudios de suelos para conocer el tipo y características del suelo y determinar la resistencia portante que se utilizara para la elección y diseño de las fundaciones, estudios de tráfico peatonal que determinará la cantidad de personas que se beneficiarán y harán uso de este puente peatonal.

Posteriormente al diseño se realizará un pliego de especificaciones técnicas junto con una planilla de costos y cubicaciones de la obra para de esta manera determinar de forma referencial el costo total de inversión en los materiales, personal y mano de obra.

## **1.5 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO**

Tarija, villa originariamente fundada con el nombre de “Villa de San Bernardo de la Frontera de Tarixa”, ahora conocida como Ciudad de Tarija es una ciudad boliviana al sur del país, capital del departamento homónimo, y capital provincial de la provincia de Cercado. Se encuentra a orillas del río Guadalquivir, en el centro de un ameno valle y a 1874 msnm.

El proyecto estará ubicado entre los barrios Defensores del Chaco y Luis Pizarro en la zona del mercado Campesino, sobre la intersección de la avenida Panamericana e inicio de la avenida Froilán Tejerina.

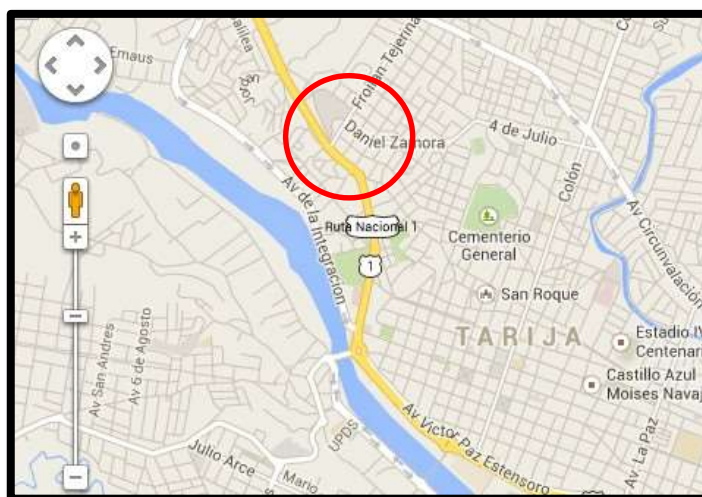
Las coordenadas del lugar son:

- Latitud sud: 21°31'17.04"S
- Longitud oeste: 64°44'32.76"O
- Cota: 1932 m.s.n.m.



**Figura 1.1 Ubicación de la ciudad de Tarija en el Departamento de Tarija**

Fuente: Google maps 2014/Geosistemas.SRL



**Figura 1.2 Ubicación de la Zona del Mercado Campesino en la Ciudad de Tarija**

Fuente: Google maps 2014/Geosistemas.SRL

### **1.5.1 Clima**

El departamento de Tarija presenta varios tipos climáticos, determinados por la orografía, altitud sobre el nivel del mar y orientación de las pendientes. En general, el verano se caracteriza principalmente por vientos dominantes del sud-sudeste, una temperatura y humedad relativa alta y masas de aire inestables, produciéndose precipitaciones aisladas de alta intensidad y corta duración. Por otro lado, el invierno se caracteriza por temperaturas y humedad relativa generalmente bajas y la ausencia de precipitaciones. El invierno también está asociado a la llegada de frentes fríos provenientes del sur (Patagonia, Argentina), llamados "surazos", que traen consigo masas de aire frío, dando lugar a veces a precipitaciones de muy baja intensidad pero de larga duración, principalmente en el Sub andino y la Llanura Chaqueña, y a caídas abruptas de temperatura de un día al otro.

### **1.5.2 Geología**

Estratigráficamente el departamento de Tarija presenta una de las secuencias geológicas más completas del país, desde el Precámbrico al Cuaternario. El emplazamiento del proyecto perteneciendo a la provincia fisiográfica de la cordillera oriental, compuesto por montañas, serranías, colinas, valles, piedemontes y llanuras.

Las pendientes oscilan de 30 a 90%, generalmente con mucha rocosidad y pedregosidad superficial. La litología es variable: se encuentran areniscas, limolitas, lutitas, arcillitas, cuarcitas, conglomerados y pizarras de origen sedimentario y metamórfico.

También se presentan serranías que son altas, medias y bajas, de formas elongadas con cimas redondeadas, irregulares y divisorias de aguas perfectamente discernibles; la disección varía de moderada a muy fuerte, donde las pendientes varían entre 30 y 60%. La cantidad de piedras y rocas superficiales varía desde poca a mucha. El material a partir del cual han sido modeladas las serranías es preponderantemente de origen sedimentario, como areniscas, lutitas, limolitas y conglomerados, con intercalaciones de rocas metamórficas como cuarcitas y pizarras.

Las colinas son altas, medias y bajas, presentando normalmente cimas sub redondeadas a redondeadas, con divisoria de aguas poco discernibles. Son ligeramente a fuertemente disectadas con pendientes de 15 a 90%, con mucha rocosidad en la superficie y abundante pedregosidad superficial.

Los valles constituidos por materiales coluvio-aluviales. Las pendientes son menores a 5%, con poca pedregosidad superficial. Los suelos son moderadamente profundos a muy profundos, con signos de erosión hídrica ligera, moderadamente bien a bien drenados, pardos y pardo rojizo oscuros.

### 1.5.3 Aspectos demográficos

El municipio tiene una población de 226245 habitantes (INE 2014), de los cuales 110368 son hombres y 115877 son mujeres, con un índice de masculinidad de 0.95 hombres por cada mujer tal como se observa en la Tabla 1 extraído de los datos del Instituto Nacional de Estadística (INE).

**Tabla 1 Proyección de la población en el departamento de Tarija**

AÑO	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
<b>TARIJA</b>	<b>503608</b>	<b>513512</b>	<b>523459</b>	<b>533429</b>	<b>543405</b>	<b>553373</b>	<b>563342</b>	<b>573331</b>	<b>583330</b>
<b>Cercado</b>									
<b>Tarija</b>	<b>212856</b>	<b>219520</b>	<b>226245</b>	<b>233079</b>	<b>239996</b>	<b>246989</b>	<b>254048</b>	<b>261188</b>	<b>268387</b>
<b>Aniceto Arce</b>									
Padcaya	19695	19511	19347	19196	19053	18919	18799	18687	18582
Bermejo	36016	36530	37067	37614	38170	38722	39280	39845	40404
<b>Gran Chaco</b>									
Yacuiba	96402	97448	98473	99451	100386	101278	102124	102943	103723
Caraparí	16095	16275	16441	16597	16750	16890	17029	17154	17279
Villamontes	41294	42729	44133	45499	46830	48139	49419	50671	51916
<b>Aviles</b>									
Uriondo	15501	15534	15555	15572	15583	15589	15597	15599	15595
Yunchará	5772	5746	5727	5708	5687	5666	5651	5628	5621
<b>Méndez</b>									
San Lorenzo	25003	25110	25216	25322	25423	25520	25613	25707	25796
El Puente	11920	11923	11925	11928	11928	11932	11925	11927	11920
<b>O'connor</b>									
Entre Ríos	23054	23186	23330	23463	23599	23729	23857	23982	24107

Fuente: INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, REVISIÓN 2014

## **1.5.4 Información socioeconómica relativa al proyecto**

### ***1.5.4.1 Economía***

La principal actividad económica del municipio es la industria vitivinícola. Se producen vinos y singanis de gran calidad para el consumo nacional y la exportación. La ciudad tiene también plantas de procesamiento de derivados lácteos, industrias madereras, fábricas de cerámica roja y envasadoras de frutas. La mayoría de estos productos tienen mercados dentro y fuera de Bolivia.

El área rural del municipio abarca un área extensa, con microrregiones en las cuales se desarrolla una actividad agrícola muy diversificada. Además de sus cultivos de vid, tiene cultivos de pepinillo, ajo y flores para el mercado nacional y para la exportación. Tiene hatos de ganado lechero Holstein y granjas avícolas de gran capacidad productiva. Además de las labores agropecuarias, Tarija es sede de hábiles artesanos que fabrican sombreros, cestería y cerámicas.

Tarija tiene una ventajosa ubicación que orienta su actividad productiva hacia la exportación, particularmente a la República Argentina. Su producción agropecuaria se ha visto favorecida con la construcción de la represa San Jacinto, que provee de agua para riego al valle central. San Jacinto también genera electricidad y es un centro de interés turístico.

### ***1.5.4.2 Turismo***

Tarija posee interesantes edificios de la arquitectura colonial. Tarija actualmente tiene una característica que la diferencia de las otras ciudades fundadas en la misma época dentro del Imperio español: la Catedral Metropolitana no se encuentra actualmente frente a la Plaza Mayor (hoy Plaza de Armas Luis de Fuentes), en la época colonial la Catedral se ubicaba en la esquina oeste de esa primera plaza, posteriormente la sede de la Catedral fue trasladada al templo concluido en 1810, que fue inicialmente iglesia de los jesuitas cuya acceso principal se encuentra sobre la calle hoy llamada Campero. Anexo a ella existe un Museo Religioso. Son interesantes de observar los restos del edificio del Cabildo, la iglesia de San Roque, inaugurada en 1632, y el

convento de San Francisco, inaugurado en 1606. También llaman la atención, el antiguo Molino, el interesante edificio de la alcaldía municipal, y dos hermosas mansiones de estilo art nouveau: la "Maison d'or" (actualmente Casa de la Cultura) y el "Castillo Azul". El pulcro Mercado Central es utilizado cotidianamente como patio de comidas.

Otros sitios de atractivo en la ciudad son sus parques y paseos: la Avenida de Las Américas, la Fuente de los Deseos, el Puente San Martín, La Calle Ancha, el Parque Bolívar, Parque Oscar Alfaro, Parque Las Barrancas, los miradores Moto Méndez, Corazón de Jesús y Juan Pablo II, el bello Parque de las Flores (pese a que últimamente ha sufrido vandalismos e incurias), en las "afueras" el Parque de los Héroe y el Parque Laberinto, posee la ciudad además interesantes belvederes o puntos de vista panorámicos como el de la Loma de San Juan cabe al barrio de San Juan y el mirador del Papa Juan Pablo II más popularmente conocido como Mirador del Papa. Entre sus instituciones de divulgación cultural se encuentran la Biblioteca Municipal, con más de 15.000 volúmenes, el Museo de la Pinacoteca de Tarija (se destacan pinturas del período colonial), las escuelas de ballet; el Museo Paleontológico Arqueológico e Histórico de Tarija y el Observatorio Astronómico. Frente a la plaza Manuel Pérez de Uriondo, en el barrio de El Molino, (antiguamente llamada Plaza del Molino) se encuentra la capilla del Rosario, con una estatua de la Virgen que se dice traída por el fundador de la ciudad; en la plaza se venden flores y se celebra la festividad del Rosario. Las antiguas casas coloniales le dan a Tarija un cierto aspecto de ciudad andaluza.

#### ***1.5.4.3 Administración***

La ciudad de Tarija es capital de la Provincia Cercado, conformando todo su territorio el Municipio de la Ciudad de Tarija y la Provincia Cercado. El mismo que se rige por un Gobierno Autónomo Municipal, compuesto por el Ejecutivo Municipal, cuyo nombre oficial es Alcaldía Municipal y un legislativo municipal, siendo su nombre oficial Concejo Municipal.



### **1.5.5 Servicios básicos existentes**

La principal fuente de abastecimiento de agua potable de la Ciudad de Tarija es el río Victoria. Las obras de captación se encuentran 12 km al oeste de la ciudad, a una elevación promedio de 2.200 msnm. La ubicación de la presa derivadora se halla en el sitio denominado Rincón de la Victoria. Dicha obra construida en 1989 está constituida por un vertedero que se dispone prácticamente perpendicular al lecho del río, con una altura aproximada de 2,0 m y una longitud de 20 m. A 1600 m aguas debajo de la presa de derivación se encuentra una galería filtrante de una longitud de 30 m, un ancho de 0,60 m y una altura de 0,80 m. La galería se encuentra a una profundidad promedio de 6,70 m. Los caudales son del orden de 380 l/s.

## **2 MARCO TEÓRICO**

### **2.1 CRUCE A DESNIVEL**

Los cruces a desnivel al igual que los cruces a nivel permiten la conexión de diferentes lugares, sólo que en este caso la diferencia de nivel que se quiere salvar es grande y se hace necesaria la implementación de elementos como puentes y túneles peatonales los cuales requieren de otra serie de elementos como rampas y escaleras para su uso.

Se debe garantizar al inicio y final de estos elementos lugares de refugio seguros como aceras con un ancho adecuado o con pequeñas plazoletas.

### **2.2 PUENTES PEATONALES**

El puente peatonal debe permitir la circulación del peatón de manera que éste no choque con los caminantes en cualquier sentido, para evitar esto, el ancho del puente debe ser diseñado de acuerdo al flujo peatonal previsto en la zona, sin embargo el ancho debe garantizar el paso de un peatón más un peatón con silla de ruedas a sea en el mismo sentido o diferente, por esto se recomienda un ancho mínimo de 2.00 m.

Se debe diseñar teniendo en cuenta que el puente le brinde seguridad y comodidad al usuario, por tanto el material para el piso del puente debe ser antideslizante en condiciones seco y mojado.

Debe contar con elementos de señalización sólo los necesarios y en lugares que no obstaculicen el paso, pero que sean visibles para todo tipo de peatón.

Es importante tener en cuenta que los puentes deben ser ubicados de tal forma que el espacio requerido por este elemento y cada uno de sus componentes como la superestructura, rampas o escaleras para su acceso y los mismos elementos de soporte, no se conviertan en un obstáculo interfiriendo en el flujo peatonal sino que realmente formen parte de una solución de conectividad.

Además estos elementos no sólo se construyen con el fin de salvar una diferencia de nivel, también pueden ser una solución en aquellos casos en que el flujo vehicular es

alto y el trayecto a recorrer en la calzada es muy largo para la implementación de un semáforo o es inseguro para un paso cebra simplemente señalizado.

Un puente debe convertirse en una solución segura y que sea agradable para el peatón, por esto el puente debe permanecer en perfectas condiciones de aseo, iluminación, pero sobre todo y lo que el peatón siempre busca es que estos aspectos estéticos siempre estén acompañados de seguridad, así todas las personas van a querer usarlo sin ningún problema, además si el puente cuenta con un entorno agradable como zonas comerciales, recreacionales donde se concentran gran número de peatones, el puente será de gran utilidad y cumplirá con su función al atraer el paso de un buen volumen de personas.

### **2.3 TIPOS DE PUENTES PEATONALES**

Existen varios tipos de puentes peatonales ya sea construidos en hormigón armado, acero o de forma mixta, entre los más comunes tenemos:

#### **2.3.1 Puente de viga**

Un puente viga es un puente cuyos vanos son soportados por vigas. Se construyen con madera, acero u hormigón (armado, pretensado o postensado).

##### ***2.3.1.1 Puente de vigas de hormigón armado***

#### **Ventajas:**

- La plasticidad del hormigón permite adoptar la forma más adecuada que se acomode a los requisitos dimensionales, economía y estética.
- Gastos de mantenimiento casi nulos particularmente por su resistencia a los agentes atmosféricos.
- Facilidad constructiva.
- Relativamente barato en puentes de luces entre 10 m. y 20m.

#### **Desventajas:**

- Muy caro para la construcción de grandes luces, debido a la necesidad de construir pilas intermedias para el apoyo de las grandes vigas.

- No siempre es posible construir pilas intermedias.
- Sin embargo el inconveniente más serio del hormigón armado, lo constituye la dificultad de reforzarlo o repararlo.

### ***2.3.1.2 Puente de vigas de hormigón presforzado***

Se puede definir al hormigón presforzado como al hormigón en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado. En el hormigón presforzado existen dos categorías: pretensado y postensado.

Los miembros del hormigón pretensado se producen tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el hormigón y al endurecerse el hormigón fresco, se adhiere al acero. Se asocia a elementos prefabricados.

En el caso de los miembros de hormigón postensado, se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el hormigón y de que se haya alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro mismo. La ventaja del postensado consiste en comprimir el hormigón antes de su puesta en servicio, disminuyendo su trabajo a tracción, esfuerzo para el que no es un material adecuado.

#### **Ventajas:**

- Una gran ventaja que muestra frente al hormigón armado es que es un material homogéneo e infisible, porque ciertas obras en las que se han sobrepasado la carga máxima para la que han sido diseñadas aparecen fisuras corrientemente microscópicas las que en el hormigón pretensado se cierran inmediatamente que ha dejado de actuar la sobre carga excesiva, lo que no acontece en el hormigón armado.
- El hormigón pretensado ofrece una gran seguridad, ya que en el momento del tesado se tiene una prueba de carga del material, porque en ese momento se lo somete a una de sus máximas sobrecargas.
- La principal ventaja es que para tramos simplemente apoyados con luces mayores a los 20m. se obtienen estructuras mucho más económicas.

- El hormigón pretensado permite mejorar la estructura y la apariencia de las obras porque se alcanzan elementos más ligeros, permitiendo un aumento de luz para una misma altura de viga construida con hormigón armado.
- El hormigón pretensado es un material que facilita la prefabricación de elementos, permitiendo la múltiple ocupación de los encofrados y disminuyendo al mínimo su apuntalamiento.
- El hormigón pretensado compite con otros materiales en claros mayores a 45 m. Las técnicas de construcción y mejoras en el equipo de pretensado, como ductos lisos y ligeros que reducen las pérdidas por fricción, han logrado que los puentes de hormigón pretensado compitan de forma directa con el acero estructural el cual era preponderante en claros medios y largos.

**Desventajas:**

- La falta de coordinación en el transporte de los elementos, puede encarecer el montaje
- Se debe planear y monitorear cuidadosamente el proceso constructivo, sobre todo en las etapas de montaje y colados en sitio.
- El hormigón pretensado requiere un mayor control y seguimiento en su elaboración que elevan los costos inicialmente en comparación con el hormigón armado.
- Si bien el Hormigón Pretensado tiene la posibilidad de grandes reparaciones cuando aún no se ha aplicado la fuerza, esto se convierte en desventaja con respecto al Hormigón Armado, cuando ya el elemento ha sido tensado, es decir, prácticamente no puede ser reparado y las operaciones que se tendrán que realizar son mucho más caras y complejas.

**2.3.2 Puente peatonal en arco**

Un puente de arco es un puente con apoyos a los extremos de la luz, entre los cuales se hace una estructura con forma de arco con la que se transmiten las cargas. El

tablero puede estar apoyado o colgado de esta estructura principal, dando origen a distintos tipos de puentes.

Los puentes en arco trabajan transfiriendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical. Normalmente la esbeltez del arco (relación entre la flecha máxima y la luz) es alta, haciendo que los esfuerzos horizontales sean mucho mayores que los verticales. Por este motivo son adecuados en sitios capaces de proporcionar una buena resistencia al empuje horizontal.

Por lo general los puentes en arco son más económicos cuando cubren luces que van desde los 45 m. a los 65 m. aunque se han construido puentes en arco que cubren luces mayores.

**Ventajas:**

- Cuando el terreno de fundación es resistente, puede absorberse el empuje de arco con fundaciones de costo reducido, que es el típico caso del puente en arco de tablero superior en las laderas empinadas y rocosas.
- Cuando la luz a cubrir es grande, el arco es la solución más adecuada, porque permite un mejor aprovechamiento de los materiales como es el caso del hormigón armado, por su alta resistencia a la compresión evitando generalmente el problema que representa la construcción de apoyos intermedios.
- Estéticamente los puentes en arco tienen mejor aspecto y un mayor impacto en el entorno.

**Desventajas:**

- Cuando los arcos son demasiado altos, su empleo no es muy corriente debido a que el proceso de construcción en sí, encarece la obra, especialmente en lo que a encofrados y apuntalamiento se refiere.
- En el caso del hormigón, debe prestarse atención a las deformaciones por contracción, temperatura y fluencia lenta, las que tienen influencia sobre la

forma del arco y hacen necesaria la adopción de juntas. Por ello, el hormigón sin armar requiere la adopción, por ejemplo, del arco triarticulado, isostático, que permite las deformaciones, libres de coacción, debidas al descenso de la clave.

- Requieren por lo general de buenos terrenos de fundación que puedan soportar el gran empuje horizontal que generan producto de las cargas que soportan.
- Las cimentaciones pueden resultar costosas cuando se cuenta con terrenos de fundación más débiles.
- Requieren por lo general de una mayor cantidad de materiales para su construcción.

### **2.3.3 Puente peatonal colgante**

Un puente colgante desde el punto de vista estructural viene a ser un arco invertido, donde los cables curvos soportan y transfieren las cargas a las torres y bloque de anclaje. Los cables soportan el peso del tablero mediante tirantes denominados péndolas, estos elementos están sometidos totalmente a esfuerzos de tracción, por lo cual el tablero tiene muy poca rigidez. Este efecto se logra corregir introduciendo vigas de rigidez longitudinales; caso contrario el puente sería inestable por el excesivo movimiento que se produciría con su uso, llegando inclusive a romperse por efecto de la acción del viento.

#### **Ventajas:**

- La ausencia de obra falsa en la etapa de construcción.
- No se necesita de equipo muy especializado en la etapa de construcción.

#### **Desventajas:**

- La dificultad de conseguir que los cables logren la forma del diseño, la influencia de los cambios de temperatura y realizar un control y mantenimiento permanente del cable, uniones y anclajes.

- El costo de los pilotes o torres y los macizos bloques de anclaje, encarecen significativamente la obra.
- Cuando el terreno de fundación no es bueno, se tiene que recurrir a bloques macizos de hormigón para contrarrestar el efecto de tensión a la que están sujetos los cables que soportan el tablero y la luz principal.
- Se necesitan de vigas de rigidización o cables de contraventeo para asegurar la estabilidad aerodinámica y lograr gran rigidez flexionante y cortante de la estructura; caso contrario, se convertiría en inestable en su funcionamiento por el excesivo movimiento que se produciría.

#### **2.3.4 Puente atirantado**

En términos de ingeniería civil, se denomina puente atirantado a aquel cuyo tablero está suspendido de uno o varios pilones centrales mediante obenques. Se distingue de los puentes colgantes porque en éstos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, y los atirantados tienen partes a tracción y otras a compresión. También hay variantes de estos puentes en que los tirantes van desde el tablero al pilar situado a un lado, y desde éste al suelo, o bien, de sólo un pilar

En los puentes atirantados, las cargas, se transmiten al pilar central a través de los cables, pero al estar inclinados, también se transmiten por la propia sección, hasta el pilar, donde se compensa con la fuerza recibida por el otro lado, no con un contrapeso en el extremo, por ello, no requieren anclajes en los extremos.

Para concluir, desde 200 m. hasta 900 m. un puente atirantado representa la mejor solución técnica y económica.

#### **Ventajas:**

- No hay necesidad de anclaje para sostener fuertes fuerzas horizontales, ya que los tramos son independientes de anclaje.
- Muchos diseños asimétricos son posibles.



- El método de construcción de un puente atirantado es más rápido y más sencillo que el de un puente colgante.
- La ventaja de los cables de conexión directa a la cubierta del puente y no cubierto como un puente colgante permite la construcción de una cubierta más ligera que resulta más económica.

**Desventajas:**

- La principal desventaja de los puentes de cable en los tamaños más largos es que las dos mitades en voladizo son muy susceptibles a oscilaciones inducidas por el viento durante la construcción.
- Los cables requieren un tratamiento cuidadoso para protegerlos de la corrosión.

**2.4 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

El estudio topográfico comprende la recolección de datos posicionales en el terreno que permitan la obtención de planos de ubicación y orientación de la zona que contengan las curvas de nivel cada metro para mayor precisión y deberá tener también un plano de levantamiento de detalles a escala adecuada en el que se pueda apreciar puntos característicos con sus respectivas coordenadas y cotas que indiquen el nivel y permitan un replanteo y emplazamiento de manera más fácil y eficiente durante la construcción.

**2.4.1 Métodos de levantamientos topográficos**

Los distintos métodos de que disponemos para llevar a cabo estas tareas se llaman métodos planimétricos y altimétricos respectivamente.

Hasta hace algún tiempo, era frecuente que ambos trabajos se realizaran por separado, empleando para ello distintos instrumentos. Sin embargo, mediante aparatos como los taquímetros (nombre que significa “medición rápida”), era posible realizar las operaciones planimétricas y altimétricas simultáneamente, lo que dio lugar a la taquimetría. Hoy día, las estaciones totales electrónicas todavía nos facilitan

mucho más el trabajo y la taquimetría es el método general para abordar cualquier levantamiento de cierta importancia.

Por otra parte, el trabajo topográfico se divide a su vez en trabajo de campo y de gabinete, siendo ambos claramente diferenciados y necesitando, en muchas ocasiones, a técnicos especializados en cada uno de ellos para llevar a cabo el trabajo de la mejor manera posible.

Por último, un levantamiento topográfico es el conjunto de operaciones necesarias para obtener la representación de un determinado terreno natural. Los levantamientos convencionales suelen llevarse a cabo mediante topografía clásica o bien mediante la aplicación de la fotogrametría.

## **2.5 ESTUDIO DE SUELOS**

Se deberá realizar un estudio del suelo que se encuentra en el lugar con el fin de identificar las propiedades físicas y mecánicas para el diseño estable y óptimo de la estructura de cimentación.

Los estudios deberán contemplar ensayos de campo que contengan los siguientes aspectos.

- HUMEDAD para realizar las respectivas correcciones en los ensayos anteriormente mencionados.
- GRANULOMETRÍA para realizar la clasificación e identificación del tipo de suelo predominante en la zona.
- SPT para la determinación de la resistencia del suelo a nivel de fundación.
- LIMITES DE ATERBERG en caso de tratarse de suelo arcilloso.

### **2.5.1 Determinación de la humedad**

En los proyectos de Ingeniería, tanto en obras horizontales como en obras verticales, se necesita tener información veraz acerca de las propiedades físico-mecánico de los suelos donde se pretende cimentar la obra. Por lo que deberá hacerse un plan de exploración y muestreo en el área donde se desea realizar el proyecto. La exploración

deberá consistir en la investigación del subsuelo, con el objetivo de poder obtener muestras de suelo a la que se le realizarán en el laboratorio ensayos básicos de clasificación, densidad, humedad, etc.

En dependencia de la información que se necesite y de los ensayos de laboratorio se define el tipo de exploración y la forma de muestreo de los suelos.

### **2.5.2 Granulometría**

La variedad en el tamaño de las partículas de suelos, casi es ilimitada; por definición, los granos mayores son los que se pueden mover con la mano, mientras que los más finos son tan pequeños que no se pueden apreciar con un microscopio corriente.

Debido a ello es que se realiza el Análisis Granulométrico que tiene por objeto determinar el tamaño de las partículas o granos que constituyen un suelo y fijar, en porcentaje de su peso total, la cantidad de granos de distinto tamaño que el mismo contiene.

La manera de hacer esta determinación es por medio de tamices de abertura cuadrada.

El procedimiento de ejecución del ensayo es simple y consiste en tomar una muestra de suelo de peso conocido, colocarlo en el juego de tamices ordenados de mayor a menor abertura, pesando los retenidos parciales de suelo en cada tamiz. Esta separación física de la muestra en dos o más fracciones que contiene cada una de las partículas de un sólo tamaño, es lo que se conoce como “Fraccionamiento”.

La determinación del peso de cada fracción que contiene partículas de un sólo tamaño es llamado “Análisis Mecánico”. Éste es uno de los análisis de suelo más antiguo y común, brindando la información básica por revelar la uniformidad o graduación de un material dentro de rangos establecidos, y para la clasificación por textura de un suelo.

Sin embargo, debido a que el menor tamaño de tamiz que se utiliza corrientemente es el 0.074 mm (Malla No. 200), el análisis mecánico está restringido a partículas mayores que ese tamaño que corresponde a arenas limpias finas. Por lo tanto si el

suelo contiene partículas menores que ese tamaño la muestra de suelo analizada debe ser separada en dos partes, para análisis mecánico y por vía húmeda (hidrometría).

Por medio de lavado por el tamiz No. 200 y lo que pase por este tamiz será sometido a un análisis granulométrico por vía húmeda, basado en la sedimentación.

El análisis por vía húmeda se efectúa por medio del hidrómetro que mide la densidad de una suspensión del suelo a cierto nivel y se basa en el principio de la ley de Stokes.

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

En esta práctica se desarrolla el método comúnmente utilizado en el proceso de exploración de obras verticales, el cual se denomina Ensayo de Penetración Normal (SPT), mediante el cual se obtiene el número de golpes por pie de penetración (N), con lo cual se puede determinar la capacidad de carga admisible del suelo a distintas profundidades.

El método permite obtener muestras alteradas en forma continua, las cuales se trasladan al laboratorio para efectuarle los ensayos básicos de clasificación, con lo cual se puede definir la secuencia estratigráfica del sitio en estudio.

La capacidad de carga admisible puede calcularse a partir de “N”, utilizando cualquiera de las teorías plenamente estudiadas o bien por formulas empíricas, también para efectuar el cálculo se debe considerar el tipo de suelo encontrado en la exploración.

Además de la capacidad de carga admisible (presión admisible del suelo), la información de campo, los resultados de laboratorio y los cálculos se realizan, nos permiten definir el tipo de cimentación y el nivel de desplante de la cimentación.

El principal objetivo de este estudio es determinar los parámetros del suelo, necesarios para diseñar la cimentación.

#### **2.5.4 Límites de Atterberg**

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada dependen en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante del comportamiento diferente del material. Cuando el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante; al perder agua va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continua, el suelo llega a adquirir las características de un sólido pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tensión considerable.

Arbitrariamente Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos mediante la fijación de los límites siguientes:

Líquido (L.L), Plástico (L.P.), y de contracción (L.C.) y mediante ellos se puede dar una idea del tipo de suelo en estudio.

El límite líquido es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el límite plástico es la frontera entre el estado plástico y el semisólido y el límite de contracción separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les llama límites de consistencia.

##### ***2.5.4.1 Determinación del límite líquido (L.L.)***

El límite se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra, que debe tener un suelo moldeado para una muestra del mismo en que se haya moldeado una ranura de dimensiones Estándar, al someterla al impacto de 25 golpes bien definidos se cierre sin resbalar en su apoyo.

##### ***2.5.4.2 Determinación de límite plástico (L.P.)***

El límite plástico se define como el contenido de humedad, expresado en porciento, cuando comienza agrietarse un rollo formado con el suelo de 3 mm de diámetro, al rodarlo con la mano sobre una superficie lisa y absorbente.

### 2.5.4.3 Determinación del límite de contracción (L.C.)

El Límite de Contracción (L.C.) de un suelo se define como el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo.

## 2.6 DISEÑO ARQUITECTÓNICO

### 2.6.1 Definición de rasante del puente peatonal

Según norma de la administradora boliviana de carreteras la rasante del puente peatonal deberá ser como mínimo de 5 metros para permitir el paso libre de los vehículos de mayor altura que circulan por Avenidas principales.



**Figura 2.1 Luces libres laterales en calzadas**

Fuente: Manual de diseño geométrico-ABC

### 2.6.2 Emplazamiento del puente peatonal

La elección de la ubicación del puente peatonal se deberá justificar mediante el análisis de alternativas, considerando aspectos económicos, técnicos, sociales, ambientales y estéticos.

Los puentes peatonales generalmente son obras de gran impacto visual en el desarrollo de una ciudad ya que representan puntos característicos y referenciales en las mismas, por lo tanto requieren para su proyecto definitivo estudiar algunos aspectos como:

- Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento pendiente y rasante.
- Tipo de puente peatonal que resulte más adecuado.
- Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura y fundaciones.

### 2.6.3 Factores a tomar en cuenta en el diseño de un puente peatonal

- **Seguridad.-** El ingeniero deberá velar por la seguridad pública.
- **Serviciabilidad.-** Para poder asegurar un diseño que pueda responder a la serviciabilidad se debe tomar en cuenta la calidad de los materiales que se utilizan como también no se debe descuidar su mantenimiento y verificación de deflexiones.
- **Cosntructibilidad.-** Los puentes se deberían diseñar de manera tal que su fabricación y erección se puedan realizar sin dificultades ni esfuerzos indebidos.
- **Economía.-** Los tipos estructurales, longitudes de tramo y materiales se deben seleccionar considerando debidamente el costo proyectado, también considerar factores regionales tales como las restricciones relacionadas con la disponibilidad de materiales, fabricación, ubicación, transporte y erección.
- **Estética del puente.-** Los puentes peatonales deberían complementar sus alrededores, ser de forma elegante y presentar un aspecto de resistencia adecuada.

## 2.7 NORMAS DE DISEÑO

Se toma en cuenta las siguientes normas y textos basados en las mismas:

El diseño del hormigón armado y pretensado se utilizó la norma ACI 318-05 haciendo también referencia también a textos basados en la norma ACI 318-02 y todos los textos basados en estas normas.

También se hizo referencia en particular para el diseño de hormigón pretensado a la norma AASTHO LRFD 2004.

## 2.8 MATERIALES

### 2.8.1 Hormigones

La norma AASHTO clasifica a los hormigones según su resistencia a la compresión según lo mostrado en la tabla 2:

**Tabla 2 Clasificación de hormigones**

Clase de Hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua-cemento	Agregado grueso según AASHTO M 43 (ASTM D 448)	Resistencia a la compresión a 28 días	Uso
	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/Kg	Tamaño aberturas cuadradas(m m)	MPa	
A	362	0.49	25 a 4.75	28	Generalmente se utiliza para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más adecuada.
B	307	0.58	50 a 25	17	Se utiliza en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
C	390	0.49	12.5 a 4.75	28	Se utiliza en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.
P	334	0.49	25 a 4.75 ó 19 a 4.75	Según se especifique	Se utiliza cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm
S	390	0.58	25 a 4.75	-	Se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para obtener un sello impermeable al agua.
Baja densidad	334	Según se especifique			

Como se observa en tabla 2 de clasificación de hormigones la norma AASHTO ya no permite hormigones tipo A de menos de 28 MPa, sin embargo para nuestro medio se



usará un hormigón de 21 MPa en algunos elementos estructurales de menores solicitaciones.

### 2.8.1.1 Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión del hormigón ( $f'_c$ ) a 28 días después del colocado es usualmente obtenida de un cilindro estandarizado de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura cargado longitudinalmente a rotura. La Figura 2.2 muestra las curvas esfuerzo deformación de cilindros de concreto bajo cargas de compresión uniaxial.



**Figura 2.2 Curva Esfuerzo-Deformación del concreto en compresión**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

Para estructuras de hormigón armado no pretensado es usual la resistencia de 210 kg/cm<sup>2</sup> y para estructuras de hormigón pretensado se usan resistencias que están entre 280 kg/cm<sup>2</sup> y 560 kg/cm<sup>2</sup>, siendo más habituales las comprendidas entre 350 kg/cm<sup>2</sup> y 480 kg/cm<sup>2</sup> para hormigones de peso normal y en estructuras especiales se llega a usar hormigones de hasta 600 kg/cm<sup>2</sup> a 700 kg/cm<sup>2</sup>.

### 2.8.1.2 Módulo de elasticidad

Para estimar el módulo de elasticidad la norma ACI318-05 proporciona la siguiente expresión, para valores de  $w$  comprendidos entre 1500 kg/m<sup>3</sup> y 2500 kg/m<sup>3</sup>:

$$E_c = 0.14 * w^{1.5} * \sqrt{f'_c} \quad (2-1) \text{ (ACI 8.5.1)}$$

Donde:

$E_c$  = módulo de elasticidad en kg/cm<sup>2</sup>

$f'c$  = resistencia del hormigón a la compresión a los 28 días en  $\text{kg/cm}^2$

$w$  = Peso específico del hormigón en  $\text{kg/m}^3$

### 2.8.1.3 *Hormigón para elementos presforzados*

El hormigón que se usa en la construcción presforzada se caracteriza por una mayor resistencia que aquel que se emplea en hormigón reforzado ordinario. Se le somete a fuerzas más altas, y por lo tanto un aumento en su calidad generalmente conduce a resultados más económicos. El uso de hormigón de alta resistencia permite la reducción de las dimensiones de la sección de los miembros a un mínimo, lográndose ahorros significativos en carga muerta siendo posible que grandes claros resulten técnica y económicamente posibles.

### 2.8.1.4 *Esfuerzos permisibles del hormigón para miembros pretensados sujetos a flexión*

Según la norma AASHTO:

- *En transferencia*

$$f' \text{ mín} = -\frac{1}{4} * \sqrt{f' c i} \quad (2-2) \text{ (ACI 18.4.1b)}$$

$$f' \text{ máx} = 0.6 * f' c i \quad (2-3) \text{ (ACI 18.4.1a)}$$

- *En servicio*

$$f \text{ mín} = -\frac{1}{2} \sqrt{f' c} \quad (2-4) \text{ (ACI 18.4.1c)}$$

$$f \text{ máx} = 0.45 * f' c \quad (2-5) \text{ (ACI 18.4.2a)}$$

Donde:

$f' \text{ mín}$  = esfuerzo admisible del hormigón en tracción en etapa de transf. (Valor -)

$f' \text{ máx}$  = esfuerzo admisible del hormigón en compresión en etapa de transf. (Valor +)

$f \text{ mín}$  = esfuerzo admisible del hormigón en tracción en etapa de servicio. (Valor -)

$f \text{ máx}$  = esfuerzo admisible del hormigón en compresión en etapa de servicio. (Valor +)

$f'c_i$  = resistencia del hormigón en tiempo de carga en MPa.

$f'c$  = resistencia del hormigón en tiempo de servicio en MPa.

## 2.8.2 Acero

### 2.8.2.1 Acero convencional no pretensado

El tipo más común de acero de refuerzo no pretensado (convencional) viene en forma de barras corrugadas circulares disponibles en un amplio intervalo de diámetros, los más usados y disponibles en nuestro medio van de 6 a 25 mm de diámetro y de grado 60 (420MPa).

Las corrugaciones en las barras tienen la finalidad de aumentar la resistencia al deslizamiento entre el acero y el hormigón. Los requisitos mínimos para los resaltes superficiales (espaciamento, proyección, etc.) se han determinado mediante investigación experimental. Diferentes fabricantes de barras utilizan diversos patrones, todos los cuales satisfacen estos requisitos.

### 2.8.2.2 Diámetros comerciales

**Tabla 3 Diámetros comerciales de acero corrugado**

Diam. nominal	Perim. nominal	Peso nominal	P.p. barra 12m	Secciones nominales/número de barras									
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
mm	cm	kg/m	kg	cm <sup>2</sup>									
6	1.88	0.222	2.66	0.28	0.56	0.85	1.13	1.41	1.7	1.98	2.26	2.54	2.83
8	2.51	0.395	4.74	0.5	1	1.51	2.01	2.51	3.01	3.52	4.02	4.52	5.03
10	3.14	0.617	7.4	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.5	6.28	7.07	7.85
12	3.77	0.888	10.7	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31
16	5.03	1.58	18.9	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.1	20.11
20	6.28	2.47	29.6	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.84	21.99	25.14	28.27	31.42
25	7.85	3.85	46.2	4.91	9.82	14.73	19.64	24.55	29.46	34.37	39.28	44.19	49.1

Fuente: Elaboración propia

### 2.8.2.3 Acero pretensado

El acero para pretensado debe ser por necesidad un acero de alta resistencia, con el objeto de que la fuerza de pretensado final sea lo mayor posible. Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en hormigón pretensado: alambres redondos estirados en frío, cable trenzado (torones) y varillas de un acero de aleación, de los cuales se describirán los torones los cuales son los más usados y están disponibles en nuestro medio. El cable se fabrica de acuerdo con la especificación ASTM A 416 y pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.25 pulg hasta 0.6 pulg de diámetro, tal como se muestra en la tabla siguiente. Se fabrican dos grados: el grado 250 y el grado 270 los cuales tienen una resistencia última mínima de 250000 y 270000 lb/pulg<sup>2</sup> respectivamente, estando éstas basadas en el área nominal del cable.

**Tabla 4 Propiedades de torones de siete hilos**

Diámetro nominal		Resistencia a la ruptura		Área nominal del Torón		Carga mínima de elongación de 1%	
pulg	mm	Kip	kN	pulg <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	Kip	kN
<b>GRADO 250</b>							
0.250	6.35	9	40	0.036	23.22	7.65	34
0.313	7.94	14.5	64.5	0.058	37.42	12.3	54.7
0.375	9.53	20	89	0.080	51.61	17	75.6
0.438	11.11	27	120.1	0.108	69.69	23	102.3
0.500	12.70	36	160.1	0.144	92.90	30.6	136.2
0.600	15.24	54	240.2	0.216	139.4	45.9	204.2
<b>GRADO 270</b>							
0.375	9.53	21	102.3	0.085	54.84	19.55	87.0
0.438	11.11	31	137.9	0.115	74.19	26.55	117.2
0.500	12.70	41.3	183.7	0.15	98.71	35.1	156.1
0.600	15.24	58.6	260.7	0.217	140	49.8	221.5

Fuente: Arthur Nilson

Las propiedades mecánicas de los aceros se pueden observar de sus curvas de esfuerzo deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia última, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación.

### 2.8.2.4 Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo no presforzado,  $E_s$ , se deberá asumir igual a 200.000 MPa.

El módulo de elasticidad,  $E$ , para el acero de presforzado debe determinarse mediante ensayos o ser informado por el fabricante.

## 2.9 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL HORMIGÓN ARMADO

### 2.9.1 Análisis y diseño por flexión

Para el diseño por flexión debemos saber que el tipo de falla deseable es la falla dúctil con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones.

El código ACI nos da los siguientes límites de cuantía para el diseño:

- **Cuantías máximas**

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{f_y} * \left( \frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad (2-6)$$

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b \quad (2-7) \text{ (ACI 10.3.3)}$$

Donde:

$\rho_b$  = cuantía balanceada

$\beta_1 = 0.85$  si la resistencia del hormigón es menor que 280 kg/cm<sup>2</sup>

$f_y$  = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. 4200 kg/cm<sup>2</sup>

$f'c$  = resistencia de compresión del hormigón a los 28 días.

- **Cuantías mínimas**

Se tomará el valor mayor de las dos siguientes expresiones:

$$\rho_{\min} = 0.8 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \geq \rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad (2-8) \text{ (ACI 10.5.1)}$$

- **Diseño por flexión**

Se deberá hacer cumplir la siguiente condición:

$$Mu \leq \phi Mn \quad (2-9) \text{ (ACI 22.5.1)}$$

Donde:

$Mu$  = momentos solicitados mayorados.

$Mn$  = momento nominal que resiste el hormigón.

$\phi$  = factor de reducción de capacidad con un valor de 0.9 para flexión. (ACI 9.3.2)

El cálculo de armadura es simple y se lo calculó con las dos siguientes fórmulas que resultaron de un análisis del equilibrio del par de fuerzas internas, con una distribución de compresiones en el hormigón de forma rectangular. (Método simplificado)

$$a = d \left[ 1 - \sqrt{1 - 2.614 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right] \quad (2-10)$$

$$As = \frac{0.85 * f'c * a * b}{fy} \quad (2-11)$$

Donde:

$d$  = es el canto útil en cm.

$Mu$  = es el momento último máximo mayorado en kg\*cm

$b$  = base del elemento a diseñar en cm.

$A$  = profundidad del bloque de compresiones en cm.

$As$  = cantidad de acero necesario en  $cm^2$

### 2.9.2 Diseño por fuerza cortante

La fuerza cortante que resiste una viga será las que proporcionan el hormigón y el acero transversal, es decir:

$$Vn = Vc + Vs \quad (2-12) \text{ (ACI 11.1.1)}$$

Con el mismo criterio anterior para flexión:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2-13) \text{ (ACI 11.1.1)}$$

Donde:

$V_n$  = resistencia del acero y el hormigón a la fuerza de corte.

$V_c$  = resistencia nominal al corte proporcionada por el concreto.

$V_s$  = resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de corte.

$V_u$  = es la fuerza cortante última mayorada ubicada en una sección crítica.

$\phi$  = factor de reducción de capacidad con un valor de 0.75 para corte.

- **Fuerza cortante que resiste el concreto. ( $V_c$ )**

El código ACI sugiere la siguiente expresión simplificada:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (2-14) \text{ (ACI 11.3.1.1)}$$

Dónde:

$V_c$  = resistencia del hormigón al corte.

$b$ ,  $d$ ,  $f'c$  ya fueron definidos anteriormente.

- **Fuerza cortante que resiste el acero. ( $V_s$ )**

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (2-11) \text{ (ACI 11.5.7.2)}$$

Dónde:

$A_v$  = área de acero equivalente a dos barras de acero.

$s$  = espaciamiento de los estribos verticales.

$V_s$  = resistencia al corte correspondiente al acero.

- Si  $V_u \leq \phi \frac{V_c}{2}$ , entonces no necesita ningún refuerzo transversal.

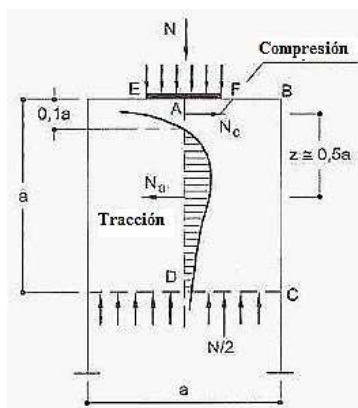
- Si  $\phi \frac{V_c}{2} \leq V_u \leq \phi V_c$ , necesita un refuerzo mínimo exceptuando losas, vigas con una

altura menor a 20cm y viguetas.

$$A_{v \min} = 0.2 * \sqrt{f'c} * \frac{b * s}{f_y} \geq A_{v \min} = 3.5 * b * \frac{s}{f_y} \quad (2-12) \text{ (ACI 11.5.6.3)}$$

### 2.9.3 Diseño por aplastamiento

Como consecuencia de la forma de las isostáticas aparecen tracciones en dirección normal a al del esfuerzo de compresión, que es preciso absorber con armaduras transversales.



**Figura 2.3 Esfuerzos producidos por una carga concentrada**

Si se aísla el trozo de pieza ABCD situado a la derecha de N, estableciendo la ecuación de equilibrio de momentos respecto al punto de paso de las compresiones

$N_c$ , resulta:

$$N_a = 0.25 * N * \left( \frac{a - 0.1a}{a} \right) \quad (2-13)$$

En la cual  $N_a$  es la resultante de las tracciones situada a una distancia  $z=0.5*a$  de  $N_c$

En el caso de que la zona de aplicación de la carga no cubriese toda la anchura  $b$ , deben determinarse las tracciones  $N_a$  por el mismo procedimiento en ambas direcciones.

Como consecuencia, de no efectuar un estudio más preciso, pueden



disponerse armaduras en forma de emparrillados o estribos, cuyas capacidades mecánicas sean:

$$N_a = A s_a * f_y = 0.25 * N_u * \frac{a - a_o}{a} \quad (2-14)$$

De la misma forma en el eje perpendicular **b**.

## 2.10 IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

### 2.10.1 Cargas actuantes sobre la estructura

- **Cargas Permanentes.-** La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos.
- **Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.-** Consiste en el peso de la estructura (DC) en donde la norma nos recomienda un peso del hormigón armado de  $2392 \text{ Kg/m}^3$ , sin embargo para el proyecto se tomará un peso igual a  $2400 \text{ Kg/m}^3$ .
- **Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios.-** El peso de la superficie de rodamiento (DW) varía según el material que lo compone, en nuestro caso se diseñará con una capa de pavimento rígido (hormigón) el cual ya mencionamos su peso, en caso de utilizar otro material la norma nos da una tabla de densidades recomendadas según el material. Ver norma AASHTO Tabla 3.5.1-1
- **Cargas Transitorias.-** Las cargas transitorias son las correspondientes a las cargas de servicio. Corresponde entonces a la carga móvil, peatones, cargas hidráulicas, de viento, etc.
- **Sobrecarga peatonal.-** Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de  $4,1 \times 10^{-3} \text{ MPa}$ .  
La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como  $w = 0,73 \text{ N/mm}$ , tanto transversal como verticalmente, actuando en

forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de **890 N**.

Los postes deben estar diseñados para un carga concentrada de  $P_{LL} = 890 + 0.73 * L$  , dada en N en donde L es la separación entre postes en mm aplicada en el centro del pasamanos superior.

La carga peatonal en las escaleras será de **400 kg/m<sup>2</sup>**

- **Asentamiento.-** Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales entre subestructuras y entre unidades de una misma subestructura. Estas deformaciones provocadas por los asentamientos diferenciales se deben considerar con importancia cuando *se está diseñando puentes hiperestáticos* que forman una sola pieza entre vigas y pilas. *En nuestro caso no se considera esta carga.*
- **Cargas Sísmicas.-** Para los puentes de un sólo tramo o estructuras isostáticas no se requiere análisis sísmico, independientemente de la zona sísmica en la cual estén ubicados.
- **Carga de viento sobre la estructura.-** Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, de 160 km/h. Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento.

Sin embargo la velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. **Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante.** En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales.

### 2.10.2 Barandado y cubiertas

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera.

Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150 mm se deberá aplicar a los 685 mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.

Las separaciones arriba indicadas no se deben aplicar a las barandas tipo cerco eslabonado o de malla metálica ni a sus postes. En este tipo de barandas las aberturas no deberán ser mayores que 50 mm.

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como  $w = 0,73 \text{ N/mm}$ , tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

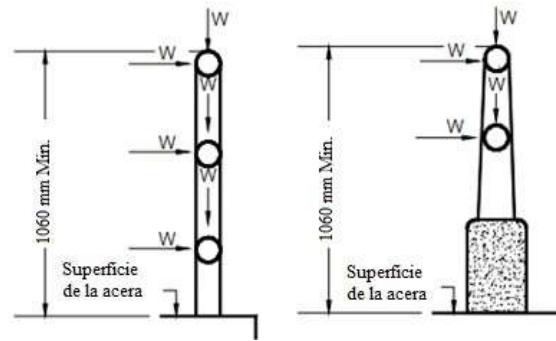
Los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, en el caso de las barandas cuya altura total es mayor que 1500 mm, en un punto ubicado 1500 mm por encima de la superficie superior de la acera. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes,  $P_{LL}$ , se deberá tomar como:

$$P_{LL} = 890 + 0.73 L \quad (2-15)$$

Dónde:

$L$  = separación entre postes (mm)

Las cargas se deberán aplicar como se ilustra en la Figura 2.4 en la cual las geometrías de los elementos de las barandas sirven apenas a título ilustrativo.

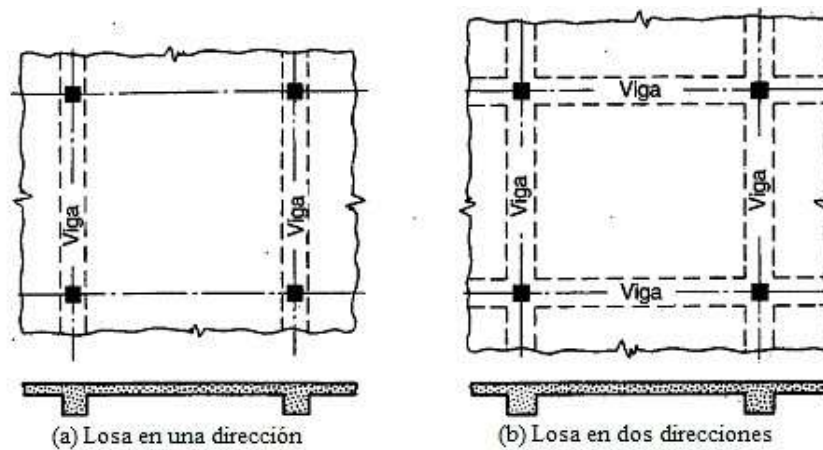


**Figura 2.4 Brandado en puentes peatonales**

Fuente: Norma AASHTO

### 2.10.3 Losa de hormigón armado

En las construcciones de concreto reforzado las losas se utilizan para proporcionar superficies planas y útiles. Una losa de concreto reforzado es una amplia placa plana, generalmente horizontal, cuyas superficies superior e inferior son paralelas o casi paralelas entre sí. Puede estar apoyada en vigas de concreto reforzado (y se vacía por lo general en forma monolítica con estas vigas), en muros de mampostería o de concreto reforzado, en elementos de acero estructural, en forma directa en columnas o en el terreno en forma continua.



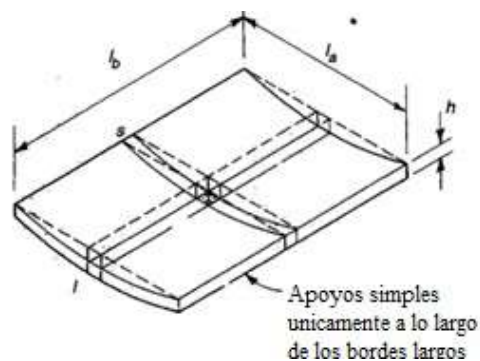
**Figura 2.5 Losa maciza de H°A°**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

La acción estructural de una losa en una dirección puede visualizarse en términos de la deformación de la superficie cargada. La figura 2.6 ilustra una losa rectangular

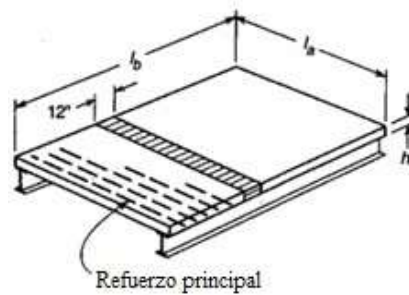
simplemente apoyada en la extensión de sus dos bordes largos opuestos y libres de cualquier soporte a lo largo de los dos bordes cortos. Si se aplica una carga uniformemente distribuida a la superficie, la forma deflectada será como la que indican las líneas sólidas. Las curvaturas  $y$ , en consecuencia, los momentos flectores son los mismos en todas las franjas  $s$  que se extienden en la dirección corta entre los bordes apoyados, mientras que no se presenta curvatura  $y$ , por consiguiente, no existen momentos flectores para las franjas largas y paralelas a dichos bordes. La superficie que se forma es cilíndrica.

Para efectos de análisis y diseño, una franja unitaria de tal losa, cortada formando ángulos rectos con las vigas de apoyo, como lo indica la figura 2.7 puede considerarse como una viga rectangular con ancho unitario, con una altura  $h$  igual al espesor de la losa y una luz  $l_a$  igual a la distancia entre los bordes apoyados. Esta franja puede analizarse mediante los métodos que se utilizaron para vigas rectangulares, calculando los momentos flectores para la franja con ancho unitario. La carga por unidad de área sobre la losa se convierte en la carga por unidad de la longitud sobre la franja de la losa. Puesto que todas las cargas sobre la losa deben transmitirse a las dos vigas de soporte, se concluye que todo el refuerzo debe colocarse formando ángulos rectos con estas vigas, con excepción de algunas barras que deben ubicarse en la otra dirección para controlar el agrietamiento por retracción de fraguado y temperatura. Una losa en una dirección puede considerarse entonces como un conjunto de vigas rectangulares una junto a la otra.



**Figura 2.6 Deformación de una losa unidireccional**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.



**Figura 2.7 Refuerzo principal en una losa unidireccional**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

#### 2.10.4 Viga de hormigón pretensado

El pretensado puede definirse en términos generales como el precargado de un estructura, antes de la aplicación de las cargas requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general cuya aplicación más común a tenido lugar en el diseño del H°P°.

En esencia el hormigón es un material que resiste bien a compresión y el acero a tracción, Freyssinet sostiene la siguiente definición: “Es necesario introducir en el hormigón fuerzas artificiales aplicadas en forma constante, tales que bajo el efecto simultáneo de estas fuerzas, las sobrecargas y las demás acciones, permanezca sin fisurarse ni fracturarse”.

#### 2.10.5 Métodos de Pretensado

Aunque con el tiempo se han ido desarrollando diferentes métodos para producir el estado deseado de precompresión en los elementos estructurales, todos los elementos de hormigón presforzado pueden considerarse dentro de dos grandes grupos: *Pretensado* y *Postensado*.

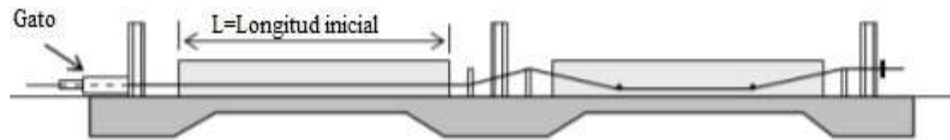
- **Pretensado.**

El prefijo “Pre” se refiere a que los tendones de acero son previamente tensados, luego se hormigona la pieza y una vez que el hormigón haya alcanzado una resistencia determinada, se cortan los cables o tendones transfiriendo esta tensión del

acero al hormigón endurecido introducido en forma de compresión, en los elementos pretensados los cables pueden disponerse en:

Línea recta horizontalmente principalmente en losas y vigas de bajo peralte.

En línea recta quebrada en uno o dos puntos para caso de vigas para puentes.



**Figura 2.8 Vigas pretensadas**

- **Postensado.**

Mediante este método, los tendones son presforzados o tensionados y anclados en los extremos del hormigón después que éste ha sido vaciado a ha alcanzado la suficiente resistencia a la compresión. Los tendones son ubicados a través de ductos metálicos denominados vainas.

Esta variedad de presforzado puede dividirse en 2 tipos:

- Hormigón Postensado con tendones adheridos.**

Con tendones adheridos significa que el ducto o vaina, luego del proceso de tesado, es llenado con mortero semilíquido de cemento “lechada de cemento”, el mismo que al endurecerse alrededor de los tendones mejora la resistencia del elemento a la compresión y reduce el riesgo de fisuración y corrosión en el acero.

- Hormigón Postensado con tendones no adheridos.**

Con tendones no adheridos, implica que el ducto o vaina es llenado con grasa o material bituminosos, de esta manera la fuerza en el tendón es transmitida al hormigón a través de los anclajes ubicados en los extremos del elemento.

Esta técnica es usada comúnmente en losas de edificios o estructuras de parqueo por su facilidad de montaje y por permitir el retesado durante la vida útil del elemento estructural.



**Figura 2.9 Vigas postensadas**

### **2.10.6 Columnas**

La misión principal de las columnas es canalizar las acciones que actúan sobre la estructura, hacia la cimentación de la obra, y, en último extremo, al terreno de cimentación, de tal manera que constituyen elementos de gran responsabilidad resistente. Las armaduras de las columnas suelen estar constituidas por barras longitudinales y estribos. Las barras longitudinales constituyen la armadura principal y están encargadas de absorber bien las compresiones en colaboración con el hormigón, bien las tracciones en los casos de flexión compuesta o cortante; así como, de colaborar con los estribos para evitar la rotura por deslizamiento del hormigón a lo largo de planos inclinados. Los estribos constituyen la armadura transversal, cuya misión es evitar el pandeo de las armaduras longitudinales comprimidas, el contribuir a resistir esfuerzos cortantes aumentando su ductilidad y resistencia.

#### **2.10.6.1 Flexión Esviada**

Se dice que una sección se encuentra en un estado de flexión esviada cuando no se conoce a priori la dirección de la fibra neutra. Este estado se presenta en los casos siguientes:

- En aquellas secciones que, por su forma, no presentan un plano de simetría. Como las secciones en L de lados desiguales.
- En aquellas secciones que, siendo simétricas en cuanto a la forma, están armadas asimétricamente respecto a su plano de simetría.



- En aquellas secciones que, siendo simétricas por su forma y armaduras, están sometidas a una solicitación que no está en el plano de simetría. En último caso es, sin duda, el más frecuente, en el que se encuentran:
- En la mayoría de los pilares, pues aunque formen parte de pórticos planos, la acción del viento o del sismo pueden producir flexiones secundarias que con frecuencia se desprecian. Lo mismo que las que resultarían de una consideración rigurosa del pandeo y de las posibles inexactitudes de construcción, con las consiguientes excentricidades situadas fuera del plano principal de flexión.

La razón de rehuir al problema de la flexión esviada, debe atribuirse, hasta tiempos recientes a su complejidad y a la ausencia, de métodos prácticos para su tratamiento.

#### ***2.10.6.2 Análisis de columnas cortas sometidas a flexo-compresión***

Una columna sometida a flexo-compresión puede considerarse como el resultado de la acción de una carga axial excéntrica o como el resultado de la acción de una carga axial y un momento flector. Ambas condiciones de carga son equivalentes y serán empleadas indistintamente para el análisis de columnas cortas sometidas a flexo-compresión.

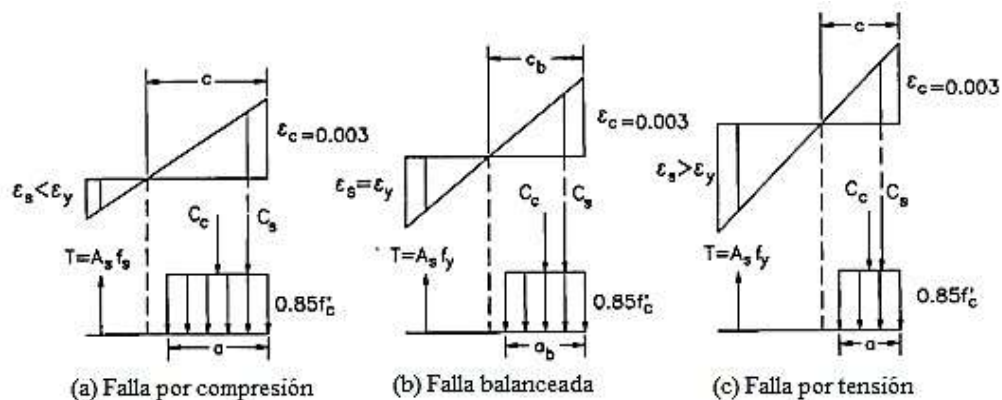
Para el análisis, la excentricidad de la carga axial se tomara respecto al centro plástico. Este punto se caracteriza porque tiene la propiedad de que una carga aplicada sobre el produce deformaciones uniformes en toda la sección. En secciones simétricas el centro plástico coincide con el centroide de la sección bruta y en secciones asimétricas coincide con el centroide de la sección transformada. Conforme la carga axial se aleja del centro plástico, la distribución de deformaciones se modifica.

Una columna con una distribución determinada de refuerzo y dimensiones definidas tiene infinitas combinaciones de carga axial y momento flector que ocasionan su falla o lo que es equivalente, las cargas axiales que ocasionan el colapso varían

dependiendo de la excentricidad con que son aplicadas. Al igual que las secciones sometidas a flexión pura, las columnas pueden presentar falla por compresión, por tensión, o por falla balanceada. Sin embargo a diferencia de ellas, una columna puede presentar cualquiera de los tres tipos de falla dependiendo de la excentricidad de la carga axial que actúa sobre ella.

Puesto que cada columna puede presentar tres tipos de falla distintos, cada una cuenta con tres juegos de ecuaciones que definen su resistencia, ya sea en términos de carga axial y momento resistente, o en términos de carga axial resistente para una determinada **excentricidad**.

Para determinar la ecuación que corresponde a la condición de falla por compresión, se asume un diagrama de deformaciones como el mostrado en la figura 2.10a, el cual genera los esfuerzos internos mostrados. La capacidad resistente del elemento estará dada por la resultante de las fuerzas desarrolladas en el acero y el concreto.



**Figura 2.10 Esfuerzos en columnas cortas**

Fuente: HARMSSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

Por tanto:

$$P_n = 0.85 f'_c * b * a + A'_s * f'_s - A_s * f_s \quad (2-16)$$

$$M_n = 0.85 * f'_c * b * a \left[ \frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right] + A'_s * f'_s \left[ \frac{h}{2} - d' \right] + A_s * f_s \left[ d - \frac{h}{2} \right] \quad (2-17)$$

Los esfuerzos en compresión y en tensión se determinan por semejanza de triángulos:

$$f'_s = \frac{0.003(c-d')}{c} E_s = \frac{6177(c-d')}{c} \leq f_y \quad (2-18)$$

$$f_s = \frac{0.003(d-c)}{c} E_s = \frac{6117(d-c)}{c} \quad (2-19)$$

Cuando la falla es balanceada, el refuerzo en tensión alcanza el esfuerzo de fluencia y simultáneamente, el concreto llega a una deformación unitaria de 0.003. La deformación en la sección es como se muestra en la figura 2.10b. En este caso la resistencia de la columna será:

$$P_{nb} = 0.85 f'_c * b * a_b + A'_s * f'_s - A_s * f_y \quad (2-20)$$

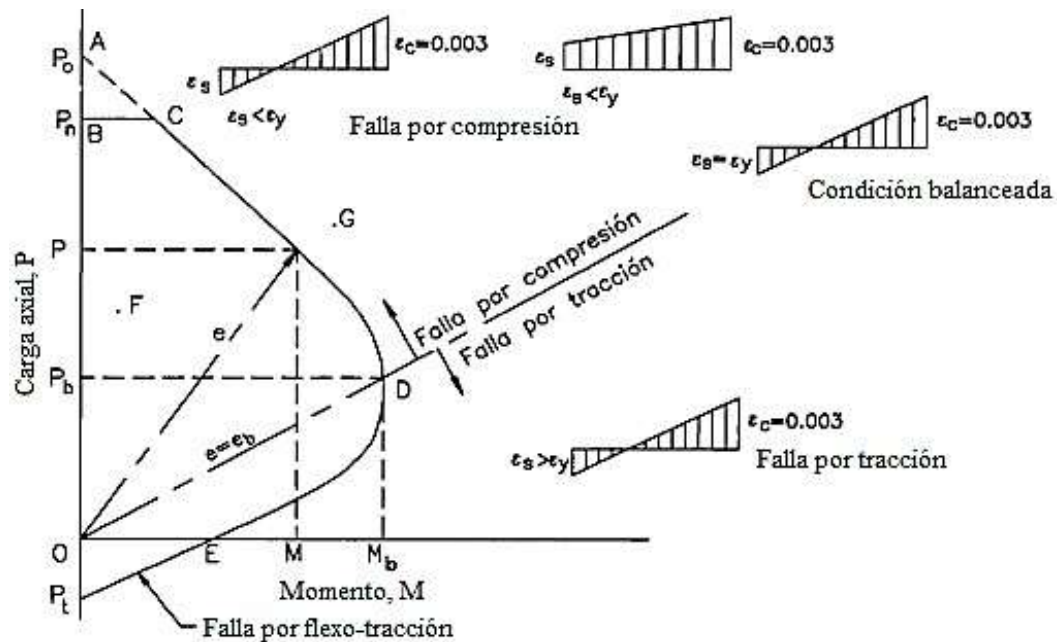
$$M_{nb} = 0.85 * f'_c * b * a_b \left| \begin{array}{c} (h \\ 2) \end{array} \right| - \left| \begin{array}{c} a_b \\ 2) \end{array} \right| + A'_s * f'_s \left| \begin{array}{c} (h \\ 2) \end{array} \right| - \left| \begin{array}{c} d' \\ 2) \end{array} \right| + A_s * f_y \left| \begin{array}{c} (h \\ 2) \end{array} \right| - \left| \begin{array}{c} d \\ 2) \end{array} \right| \quad (2-21)$$

Si la columna falla por tracción, el acero en tensión alcanzará el esfuerzo de fluencia, la carga ultima será menor que  $P_b$  y la excentricidad de la carga será mayor que la excentricidad balanceada. La deformación en la sección será la mostrada en la figura 2.10c y su resistencia estará dada por:

$$P_n = 0.85 f'_c * b * a + A'_s * f'_s - A_s * f_y \quad (2-22)$$

$$M_n = 0.85 f'_c * b * a \left| \begin{array}{c} (h \\ 2) \end{array} \right| - \left| \begin{array}{c} a \\ 2) \end{array} \right| + A'_s * f'_s \left| \begin{array}{c} (h \\ 2) \end{array} \right| - \left| \begin{array}{c} d' \\ 2) \end{array} \right| + A_s * f_y \left| \begin{array}{c} (h \\ 2) \end{array} \right| - \left| \begin{array}{c} d \\ 2) \end{array} \right| \quad (2-23)$$

La representación gráfica de las combinaciones carga axial-momento flector que generan la falla de una sección se denomina diagrama de interacción. En la figura 2.11 se muestra un diagrama típico de una sección rectangular con refuerzo simétrico.



**Figura 2.11 Diagrama de interacción en una columna**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

El punto A corresponde a la carga axial de rotura teórica cuando la sección no está sometida a flexión. El punto D de la curva representa la combinación de carga y momento que define la condición balanceada. Las combinaciones carga axial-momento flector contenidas en el tramo CD generan fallas por compresión, mientras que en el tramo DE, las fallas son por tensión. En el punto E del diagrama de interacción representa un estado de flexión pura en el elemento. El comportamiento en este caso es similar al de una viga.

En torno al diagrama de interacción se puede observar lo siguiente:

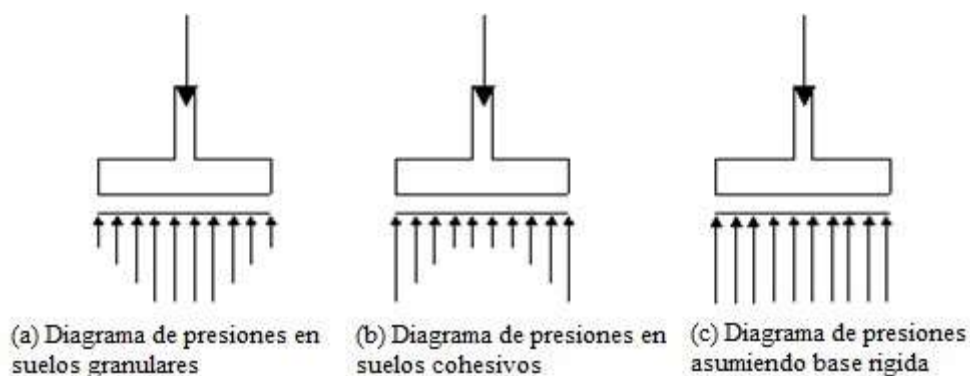
- La máxima carga axial que puede soportar una columna corresponde a la combinación carga axial-momento flector en la cual el momento es nulo.
- El máximo momento flector que puede soportar una columna no corresponde al estado de flexión pura.
- Cada carga axial se combina sólo con un momento flector para producir la falla mientras que cada momento flector puede combinarse con dos cargas axiales para lograr el mismo efecto.

- Todos los puntos dentro de diagrama de interacción, como el punto F, representan combinaciones carga axial-momento flector que pueden ser resistidas por la sección. Los puntos fuera del diagrama, como el punto G, con combinaciones que ocasionan la falla.
- Una recta que une el origen con un punto sobre el diagrama de interacción puede interpretarse como la historia de carga de una sección con carga excéntrica fija que es incrementada hasta la rotura.

## 2.10.7 Fundaciones

### 2.10.7.1 Parámetros de diseño en fundaciones de H<sup>o</sup>A<sup>o</sup>

Para el diseño de una zapata suponemos que la fundación es totalmente rígida y que por lo tanto ella no se deforma al transmitir las cargas al suelo. Esta suposición nos lleva a considerar que el esquema de presiones que se transmite sobre el suelo es uniforme sin importar el tipo de suelo sobre el cual se funda lo cual no es del todo cierto. Se sabe que la forma de presiones depende del tipo de suelo (ver figura 2.12.) pero estas variaciones se pueden ignorar considerando que a cuantificación numérica de ellas es incierta y porque su influencia en las fuerzas y momentos de diseño de la zapata son mínimas:



**Figura 2.12 Presiones transmitidas al suelo**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

### ***2.10.7.2 Zapatas combinadas***

Las zapatas combinadas consisten en una zapata común a dos o más columnas alineadas. Se utilizan cuando la distancia entre éstas es reducida o cuando la capacidad portante del terreno es tan baja que se requieren zapatas de gran área lo que ocasiona que éstas se traslapen.

Las dimensiones de las zapatas de las columnas exteriores de una edificación está condicionada por los límites de propiedad, generándose, por lo general, excentricidades en la zapata que no pueden ser resistidas por la columna. La presión del suelo no es uniforme y en muchos casos, es imposible conseguir que los esfuerzos sean menores que la capacidad portante del terreno. En estos casos, es conveniente usar zapatas combinadas que unan la columna exterior con la interior adyacente. Con objeto de eliminar dicha excentricidad y conseguir que la reacción del suelo sea uniforme.

El código no incluye recomendaciones específicas para el diseño de este tipo de cimentación, sin embargo, indica que ni el método elástico o alterno ni el método directo utilizado para losas armadas en dos sentidos no es aplicable.

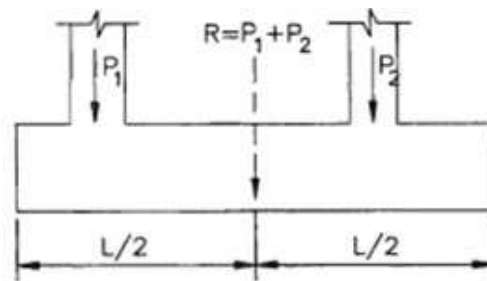
No existen métodos analíticos que puedan tomar en cuenta todos los factores que intervienen en un problema de este tipo. La estructura es indeterminada y la verdadera distribución de la presión del suelo sobre la zapata es desconocida. Algunas de las variables que influyen en la reacción son:

- Tipo de terreno inmediatamente debajo de la zapata.
- Tipo de terreno a profundidades mayores.
- Tamaño y forma de la cimentación.
- Rigidez de la cimentación y de la superestructura.
- Módulo de reacción de la sub-rasante.

El método de diseño presentado en esta sección considera que la zapata es rígida y que el suelo es homogéneo y elástico, y por lo tanto, la reacción del suelo es

uniforme. Existen otros procedimientos más laboriosos que consideran la flexibilidad de la estructura que también pueden ser utilizados.

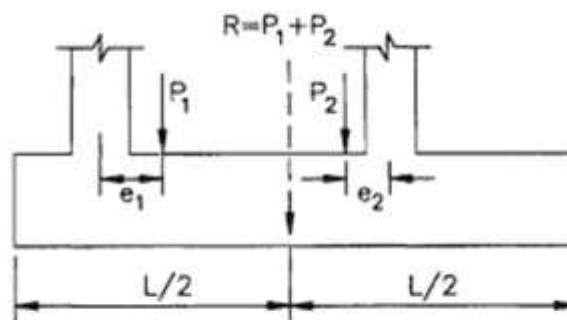
El pre dimensionamiento de la zapata se efectúa de modo que la resultante de las cargas permanentes sin amplificar, incluidos los momentos, coincida con la ubicación del centro de gravedad de la zapata. Para ello, se extiende, desde la línea de acción de la resultante, una longitud a ambos lados igual o mayor que la distancia entre este punto y el límite exterior de la columna más alejada. Es conveniente que, cuando sea posible, la zapata se extienda más allá del borde de la columna para que la sección crítica por punzonamiento no sea disminuida.



(a) Si las cargas  $P_1$  y  $P_2$  no tienen excentricidad

**Figura 2.13 Zapata combinada con cargas concéntricas**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.



(a) Si las cargas  $P_1$  y  $P_2$  tienen excentricidad

**Figura 2.14 Zapata combinada con cargas excéntricas**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

$$S = \frac{P_1 + P_2}{q_{sn} * L} \quad (2-24)$$

Donde:

$S$  = Ancho de la cimentación

$L$  = Largo de la cimentación

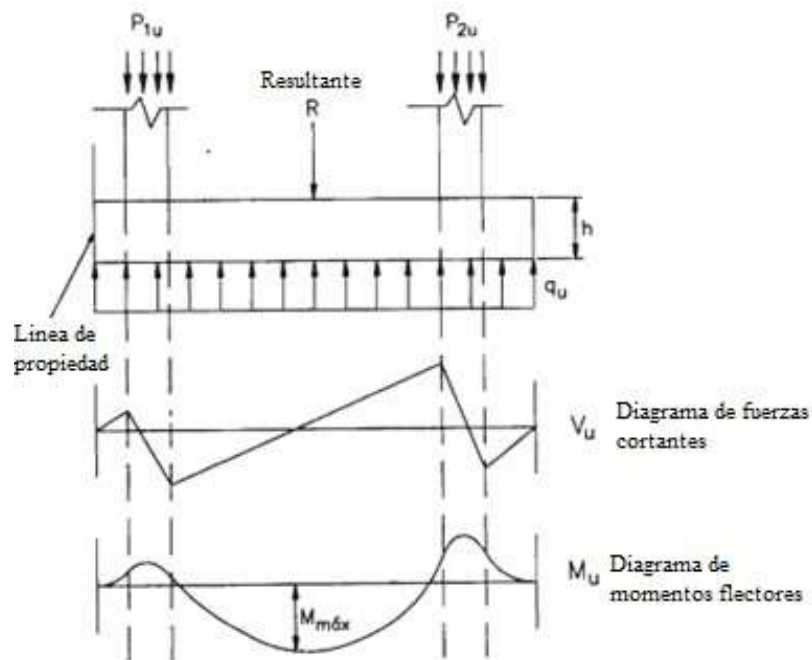
$P_1$  = Carga de gravedad que baja por la columna 1

$P_2$  = Carga de gravedad que baja por la columna 2

Si las columnas resisten cargas sísmicas, se efectúa la verificación por sismo en las dos direcciones. En caso que la reacción del terreno exceda su capacidad, se incrementa el ancho de la cimentación. También se verifica la excentricidad en la dirección perpendicular, en caso que ésta exista. Este tipo de zapata requiere una verificación adicional si la carga viva es mayor que  $500 \text{ kg/m}^2$  como el caso de depósitos. Se analiza la reacción del terreno cuando se retira el 50% de la sobrecarga de la columna 1 y el resto de cargas permanecen constantes. Se repite el proceso pero con la otra columna. En caso que se exceda la capacidad portante del terreno, se incrementa el ancho de la zapata.

Los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes en la dirección paralela al largo de la zapata se muestran en la figura 2.15. Se puede considerar que las columnas son apoyos de tipo cuchilla o se puede considerarlas con sus dimensiones reales. Esto reducirá los esfuerzos de la cimentación en estas secciones.

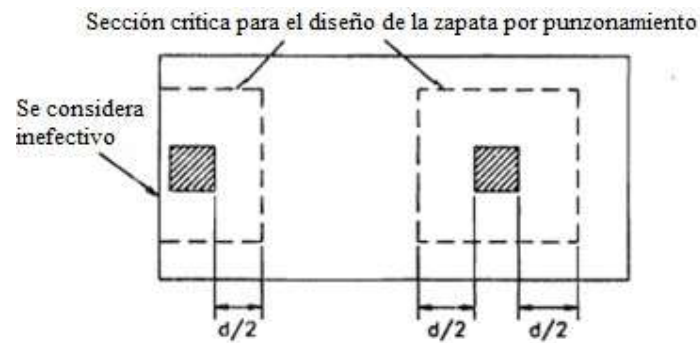




**Figura 2.15 Diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

Antes de calcular el refuerzo por flexión, se verifica el punzonamiento y la transferencia de las cargas de las columnas a la zapata. En caso de ser necesario se incrementa el peralte del elemento. Si las columnas están pegadas al borde de la zapata será necesario reducir la sección crítica para la verificación del corte por punzonamiento, como se muestra en la figura 12.16. Definido el peralte de la estructura, se determina el refuerzo por flexión como si se tratara de una losa. El refuerzo mínimo es igual a  $0.0018h_s$ . Dependiendo de la separación entre columnas, el acero de flexión tendrá distribuciones diferentes (ver figura 12.17.) en las secciones donde no se requiera refuerzo por flexión, se recomienda colocar acero adicional en la parte inferior igual a la mitad o la tercera parte del requerido en la parte superior. Finalmente, se verifica la longitud de anclaje del refuerzo.

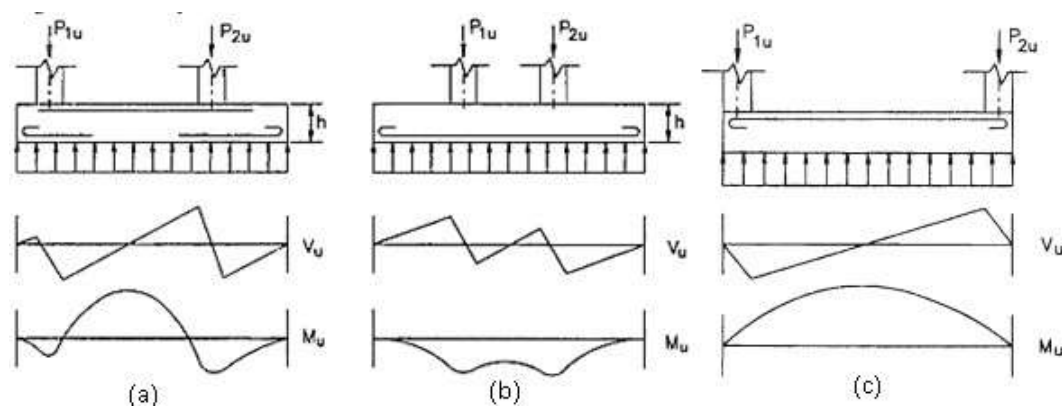


**Figura 2.16 Punzonamiento en zapata combinada**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

El siguiente paso del diseño es la verificación del cortante por flexión. En caso de ser necesario, se proveen estribos, los cuales se diseñan como si se tratara de una viga. Por lo general, para zapatas combinadas se utilizan estribos múltiples y de diámetros grandes.

El refuerzo longitudinal paralelo a la menor dimensión de la cimentación se calcula considerando que a cada columna le corresponde una porción de la zapata. La parte de la zapata que corresponde a cada una de ellas es la limitada por su borde más cercano y la sección de fuerza cortante nula. Se recomienda distribuir el acero calculado en una franja limitada por las secciones verticales paralelas a la cara de la columna a  $d/2$  de ésta, y en el resto de la zapata acero adicional al doble del espaciamiento. Se verifica la resistencia al corte por flexión en esta dirección aunque por lo general, no se requiere refuerzo transversal en este sentido.



**Figura 2.17 Disposición de la armadura en una zapata combinada**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

### 2.10.8 Escaleras

Las escaleras y rampas son los elementos de la estructura que conectan un nivel con otro. La comodidad que brindan al usuario depende en gran medida de su inclinación. En este sentido, es recomendable una inclinación de 20° a 50°. Para pendientes menores lo usual es emplear rampas.

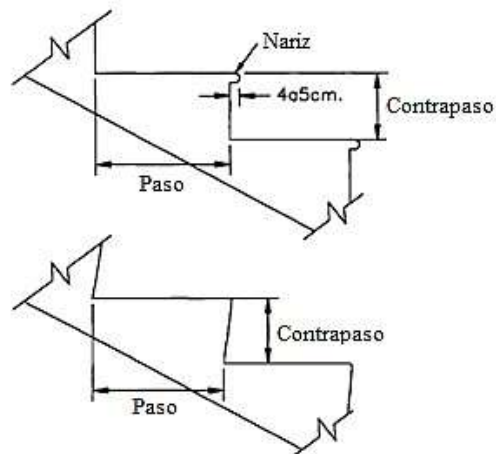
Las escaleras presentan diferentes tipos de secciones como se muestra en la figura 2.18. Los pasos miden entre 25 y 30 cm. y los contrapasos entre 16 y 19 cm. Como regla práctica se considera que una escalera bien proporcionada si cumple la siguiente relación:

$$61\text{cm} \leq 2c + p \leq 64\text{cm} \quad (2-25)$$

Donde:

$c$  = Longitud del contrapaso

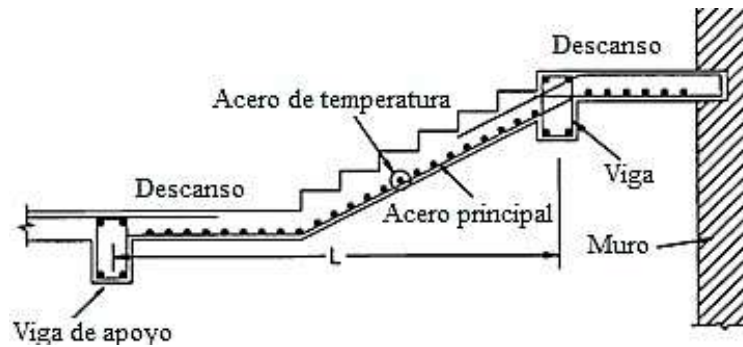
$p$  = Longitud del paso.



**Figura 2.18 Diferentes secciones de escaleras**

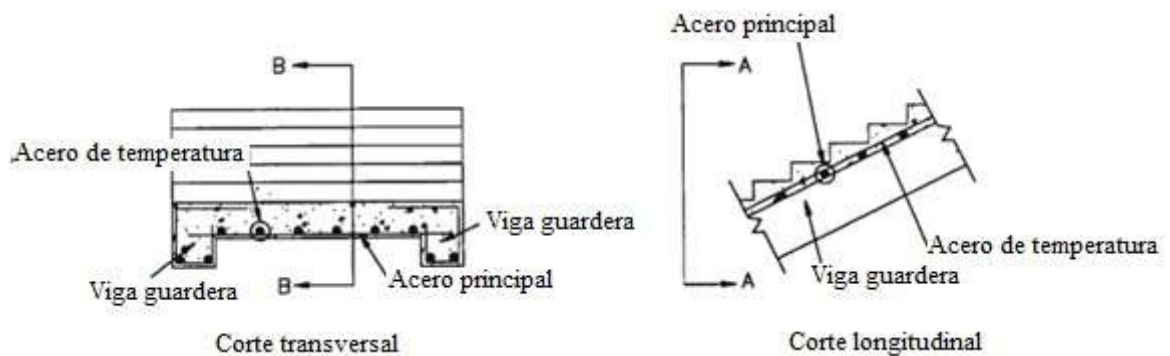
Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

Uno de los tipos más comunes de escaleras es la que está constituida por una losa que se apoya en los dos niveles que conecta. Se emplean para luces pequeñas, de 3 a 4 m. si las luces son mayores, se colocan vigas entre nivel y nivel, llamadas vigas guarderas, y la losa se apoya sobre estas como se muestra en la figura 2.19.



**Figura 2.19 Escalera losa**

Fuente: HARMSSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.



**Figura 2.20 Escalera apoyada en vigas guarderas**

Fuente: HARMSSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

Las escaleras de losa se calculan como elementos horizontales cuya luz es igual a la proyección horizontal de la luz de la escalera. El peralte efectivo y el espesor de la losa se consideran como se muestra en la figura 2.21. Si la losa no es solidaria con sus apoyos, la luz de diseño,  $L$ , será:

$$L < l + d \quad (2-26)$$

$$L < l + B \quad (2-27)$$

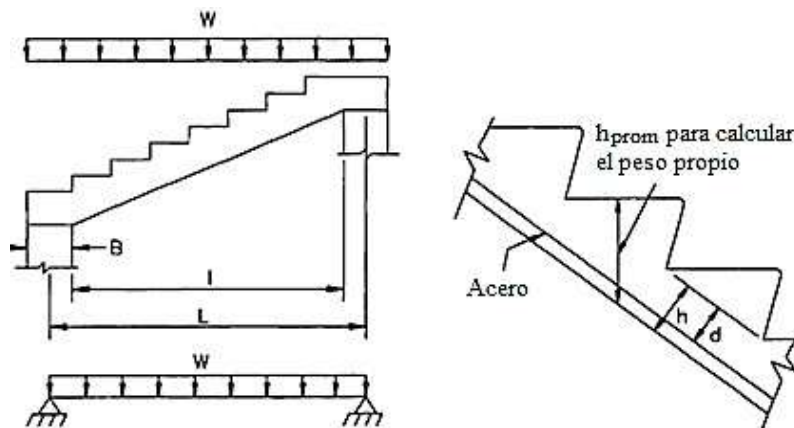
Donde:

$L$  = Distancia entre los ejes de los apoyos.

$d$  = Peralte efectivo de la losa.

$B$  = Ancho del apoyo.

Se recomienda que los apoyos sean horizontales para que la reacción no tenga componente inclinada.



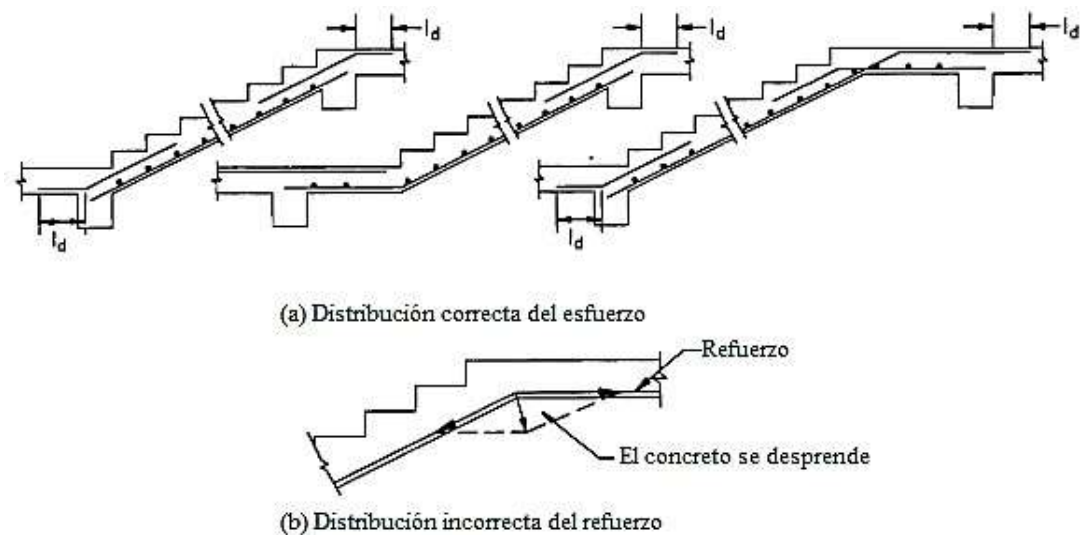
**Figura 2.21 Criterio para el diseño de escalera losa**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

Si la escalera tiene descanso, los momentos positivos se reducen en los puntos donde se produce el cambio de dirección de la escalera, siempre que los desplazamientos horizontales en los apoyos están restringidos. Si el desplazamiento horizontal es libre, entonces la escalera se puede calcular como un elemento simplemente apoyado. Es una práctica común entre los proyectistas diseñar las escaleras con un momento de  $1/8wl^2$  para el refuerzo positivo y  $1/24wl^2$  para el negativo, en los apoyos y los puntos de cambio de inclinación.

La armadura de la losa debe colocarse de forma que la resultante de las fuerzas en el acero a ambos lados de una doblez no ocasione que el desprendimiento del concreto adyacente (ver figura 2.22 para facilitar el armado del encofrado, es recomendable distribuir el refuerzo de temperatura de modo que haya una varilla por paso. El detallado final de la geometría de la escalera deberá desarrollarse cuidando que el encofrado no forme ángulos agudos, en cuyo caso, la madera no puede ser retirada después que el concreto ha fraguado.

Si la escalera cuenta con vigas guarderas, es recomendable que cuenten con armadura longitudinal positiva y negativa en toda la luz y estribos en toda su longitud. Su análisis es similar al análisis de las escaleras de losa.

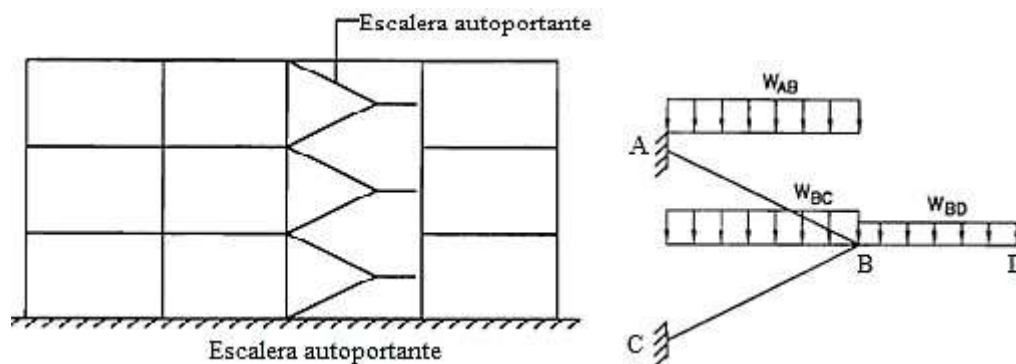


**Figura 2.22 Distribución del refuerzo en escaleras**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

En edificios, como el mostrado en la figura 2.23, se suele aislar los descansos intermedios de la escalera para evitar que durante acciones sísmicas, éstos punzonen los muros o columnas adyacentes.

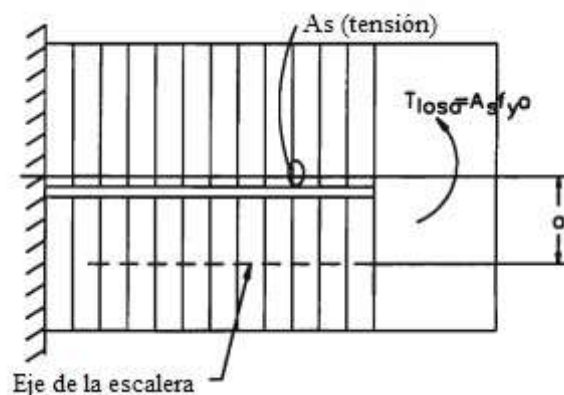
La escalera se analiza como un elemento de dos tramos. Las cargas aplicadas en el tramo inferior de la escalera generan tensión en el tramo superior mientras que las aplicadas en el superior, generan compresión en el inferior. Puesto que el concreto es eficiente en compresión, el tramo inferior se diseña sólo por flexión. Sin embargo, el tramo superior se diseña como un elemento sometido a flexión y tracción.



**Figura 2.23 Carga para el diseño de escaleras autoportantes**

Fuente: HARMSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

Por su parte, la losa del descanso está sometida no sólo a la flexión generada por las cargas que actúan directamente sobre ella, sino a la torsión generada por las fuerzas de tensión y compresión en los tramos superior e inferior de la escalera. Para que este torsor sea lo menor posible, el refuerzo provisto para resistir la tensión en el tramo superior debe distribuirse lo más cerca posible del borde interior del elemento (ver figura 2.24.). De este modo se busca reducir el brazo de palanca del par.



**Figura 2.24 Torsión en el descanso de escaleras autoportantes**

Fuente: HARMSSEN, *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*.

## 2.11 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL HORMIGÓN PRETENSADO

La introducción del hormigón como elemento constructivo, constituye el cimiento para el desarrollo de las grandes civilizaciones del siglo XX. El hormigón tuvo sus primeras aplicaciones en 1890, hecho que revolucionó el modo de construir y que permitió la edificación de estructuras de gran escala, imposibles de lograr anteriormente. Desde sus inicios, la fabricación del hormigón ha experimentado un proceso constante de adelanto. El hormigón pretensado representa el último eslabón en este proceso de perfeccionamiento.

En la conformación del hormigón pretensado resulta ineludible el empleo de acero de alta resistencia. Es por esta razón que el hormigón pretensado se convierte en una realidad casi medio siglo después de la introducción del hormigón. La combinación de hormigón y acero de altas especificaciones constituye la base del hormigón pretensado, por lo que los elementos de hormigón pretensado manifiestan un amplio

grado de resistencia y son factibles de resistir mayores solicitaciones de carga cubriendo claros de mayor longitud. Además de los aspectos funcionales y económicos especiales del hormigón como material de construcción de cualquier tipo de estructura, ciertas propiedades mecánicas y físicas son importantes con respecto a la aplicación y el comportamiento del hormigón.

### **2.11.1 Definición de pretensado**

El pretensado significa la creación intencional y preliminar de esfuerzos en un elemento estructural dado, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia.

En vigas consiste en la introducción de suficiente pre compresión axial para que se eliminen todos los esfuerzos de tensión que actuarán en el concreto. Con la práctica y el avance en conocimiento, se ha visto que esta idea es innecesariamente restrictiva, pues pueden permitirse esfuerzos de tensión en el concreto y un cierto ancho de grietas.

El código ACI define:

Hormigón pretensado: Hormigón en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debido a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado

### **2.11.2 Clasificación y tipos**

#### ***2.11.2.1 Hormigón pretensado con tendones o cables pretensados***

Hormigón pretensado en el cual los tendones o cables se tensan antes de colocar el hormigón. Los tendones o cables, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se re-estiran o tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de una planta de fabricación.

Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada por los gatos.



Con la cimbra en su lugar, se vacía el hormigón en torno al tendón esforzado. A menudo se usa hormigón de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del hormigón. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos, los torones tienden a acortarse, adicionando resistencia en la viga. Este presfuerzo es transferido al hormigón por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

Características:

- Pieza prefabricada
- El presfuerzo se aplica antes que las cargas de servicio
- El anclaje se da por adherencia
- La acción del presfuerzo es interna
- El acero tiene trayectorias rectas
- Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento isostático)

#### ***2.11.2.2 Hormigón pretensado con tendones o cables postensados***

Contrario al pretensado el postensado es un método de hormigón pretensado en el cual el tendón o cable que va dentro de unos conductos es tensado después de que el hormigón ha fraguado. Así el postensado es casi siempre ejecutado externamente contra el hormigón endurecido, y los tendones o cables se anclan contra el hormigón inmediatamente después del tesado.

Generalmente se colocan en los moldes de la viga conductos huecos que contienen a los tendones o cables, y que siguen el perfil deseado (parabólico), antes de vaciar el hormigón.

Características:

- Piezas coladas en sitio.
- Se aplica el presfuerzo después del fraguado del hormigón.
- El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.

- La acción del presfuerzo es externa.
- La trayectoria de los cables son curvos.
- La pieza permite continuidad en los apoyos (elemento hiperestático).

### **2.11.3 Ventajas del hormigón pretensado**

- El esfuerzo del pretensado reduce las tracciones producidas en las vigas, incrementando tanto su capacidad para resistir cargas como la longitud de la misma.
- Una viga de hormigón pretensado generalmente tiene un menor volumen de hormigón con respecto a una viga de hormigón reforzado, bajo las mismas condiciones de luz y carga.
- Soluciones viables en puentes viga de hasta 45 m de luz.
- Produjo ventajas como en la construcción de elementos, dos variantes constructivas de esta tecnología consistentes en la fundición y tensado (tesado) in situ, o la fundición y tensado previo, y el lanzamiento posterior de las vigas.
- La reducción en el peso de la estructura es el efecto más importante en los puentes de hormigón pretensado. Una viga de puente de 20 m. de longitud (con 4 vigas para 2 carriles), que en hormigón reforzado requeriría una altura aproximada de 2.00 m. y un ancho de 0.50 m., en hormigón pretensado podría tener 1.40 m. de altura, y un ancho variable entre 0.50 m. y 0.20 m., reduciéndose su peso aproximadamente a la mitad.
- Permite la utilización de materiales de alta resistencia, hace al hormigón durable por tanto:
  - Pocas fisuras
  - Menores flechas
  - Muy resistente a la fatiga
- Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con más orden y los trabajadores están más controlados.

- Mayor rapidez en la fabricación de elementos pretensados. El fabricar muchos elementos con las mismas dimensiones permite tener mayor rapidez.
- Prueba de carga: inherente (el peor estado de carga del pretensado es en el momento del tesado).
- Resilencia: se recupera la tensión después de aplicar cargas.

#### **2.11.4 Desventajas del hormigón pretensado**

- Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta. Mayor inversión inicial.
- Diseño más complejo y especializado (juntas, conexiones, etc.).
- Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- Detalles en conexiones, uniones, disposiciones de cables, cuñas, etc.
- La demolición es peligrosa.

#### **2.11.5 Pérdidas de pretensado**

Dentro de las pérdidas de pretensado están las pérdidas instantáneas que se dan al inicio del pretensado y las pérdidas diferidas que se dan a lo largo del tiempo, estas pérdidas deben ser calculadas.

##### ***2.11.5.1 Pérdidas instantáneas***

- ***Por fricción***, la tensión se reduce a lo largo de la longitud del cable, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través de la vaina, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato.
- ***Por incrustación de anclaje***, inmediatamente después de la transferencia de fuerzas se reduce la tensión en los cables por el deslizamiento en los anclajes en los miembros postensados.

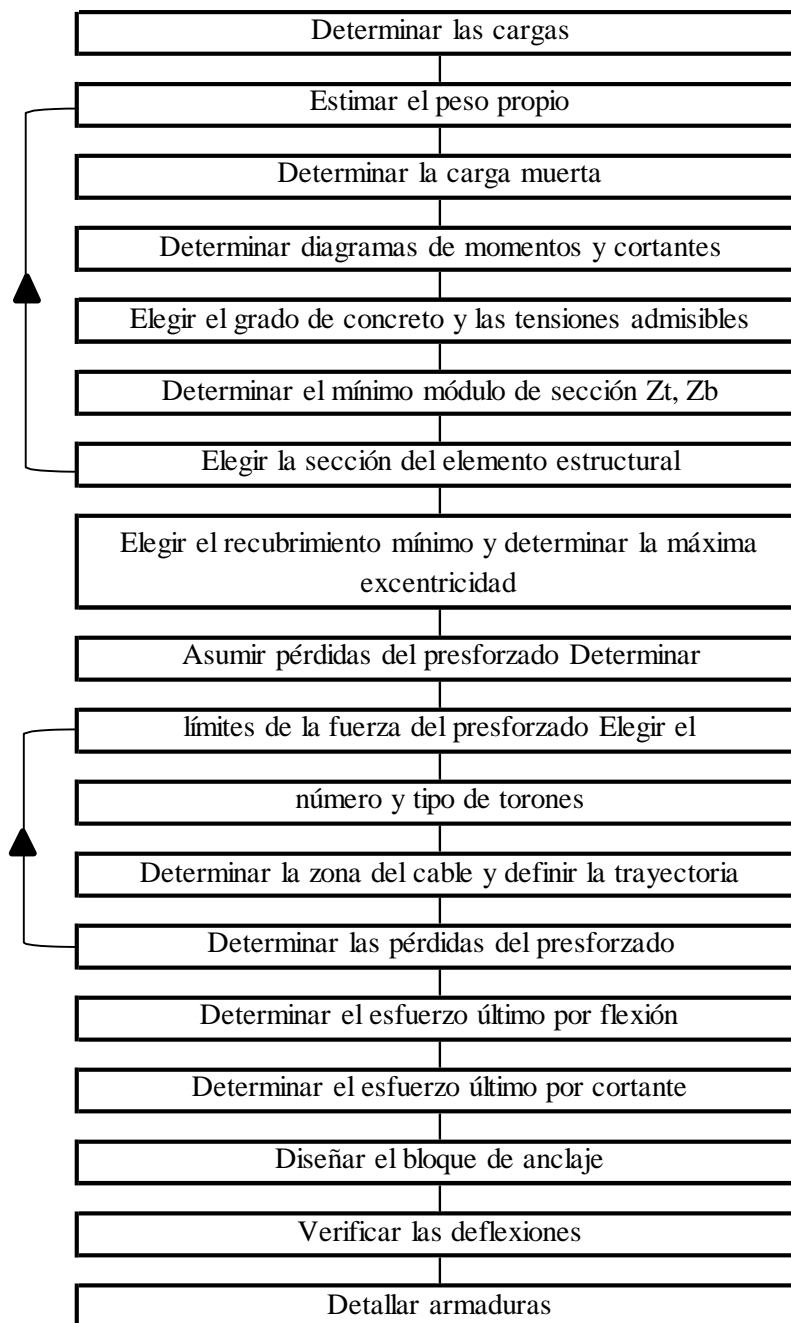
- **Por acortamiento elástico**, cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el hormigón a medida en que éste se comprime causará una pérdida de tensión en los tendones.

#### 2.11.5.2 Pérdidas diferidas

- **Por contracción**, la contracción por secado del hormigón provoca una reducción en la deformación del tendón o cable del presfuerzo igual a la deformación por contracción del hormigón lo que produce una pérdida de esfuerzo en los cables.
- **Por flujo plástico**, el hormigón es sujeto a un esfuerzo de compresión constante, primero se deformará elásticamente, y después continuará deformándose en el tiempo.
- **Por relajamiento**, los tendones o cables de pretensado se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y la contracción del hormigón. Existirá una reducción gradual del esfuerzo en el acero bajo estas condiciones debido al relajamiento, aun cuando la longitud se mantenga casi constante.

### 2.11.6 Análisis y diseño

El procedimiento de cálculo del hormigón pretensado se resume en el siguiente diagrama de flujo para miembros no agrietados:



Fuente: HURST M.K. (1998) Prestressed Concrete Design

### 2.11.7 Sistema de pretensado

Existen varios sistemas de pretensado en nuestro medio, tales como:

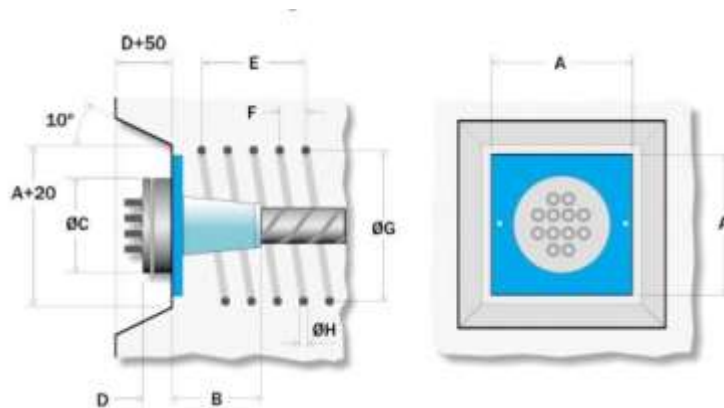
- JL PRETENSADOS.
- FREYSSINET.
- PROTENDE.
- OVM.
- DYWIDAG.

A continuación se mostrará algunas propiedades del sistema PROTENDE ya que es éste el sistema del que se tomó referencia. Cualquier otra cuestión se puede obtener del catálogo de PROTENDE.



**Figura 2.25 Anclaje de PROTENTE tipo MTC**

Fuente: Manual de especificaciones técnicas PROTENDE



**Figura 2.26 Geometría del anclaje tipo MTC de PROTENDE**

Fuente: Manual de especificaciones técnicas PROTENDE

**Tabla 5 Dimensiones de los anclajes de tipo MTC de PROTENDE**

<b>Dimensiones Tipo</b>	<b>A mm</b>	<b>B mm</b>	<b>ØC mm</b>	<b>D mm</b>	<b>E mm</b>	<b>F mm</b>	<b>ØG mm</b>	<b>H mm</b>
<b>4 MTC 12.7</b>	150	100	100	45	200	50	140	10
<b>6 MTC 12.7</b>	180	100	127	50	200	50	170	10
<b>7 MTC 12.7</b>	190	100	127	50	250	50	180	10
<b>8 MTC 12.7</b>	210	100	140	50	300	50	190	10
<b>9 MTC 12.7</b>	220	100	152	50	300	50	200	10
<b>10 MTC 12.7</b>	240	210	165	55	300	50	220	10
<b>12 MTC 12.7</b>	240	210	165	57	350	50	220	12
<b>15 MTC 12.7</b>	290	165	197	60	350	50	270	12
<b>19 MTC 12.7</b>	320	300	216	60	400	50	290	12
<b>22 MTC 12.7</b>	350	300	229	60	450	60	320	16
<b>27 MTC 12.7</b>	400	300	267	75	600	70	410	20
<b>31 MTC 12.7</b>	430	475	279	85	600	70	430	20
<b>4 MTC 15.2</b>	170	200	110	50	200	50	160	10
<b>6 MTC 15.2</b>	210	250	140	55	300	50	190	10
<b>7 MTC 15.2</b>	230	250	146	55	350	50	210	12
<b>9 MTC 15.2</b>	260	250	175	60	350	50	240	12
<b>12 MTC 15.2</b>	300	250	197	60	400	50	280	12
<b>15 MTC 15.2</b>	340	300	222	60	450	50	310	12
<b>19 MTC 15.2</b>	380	300	247	70	500	50	350	16
<b>22 MTC 15.2</b>	420	350	267	75	600	70	430	20
<b>27 MTC 15.2</b>	450	370	292	85	650	70	470	20

Fuente: Manual de especificaciones técnicas PROTENDE

**Tabla 6 Torones de 7 hilos - Propiedades del acero de pretensado de PROTENDE**

<b>Designación ABNT NBR- 7483</b>	<b>Diámetro nominal</b>	<b>Área nominal</b>	<b>Masa nominal</b>	<b>Carga de ruptura mínima</b>	<b>Carga mínima a 1% de elongamiento</b>
<b>Cables</b>	<b>mm</b>	<b>mm<sup>2</sup></b>	<b>g/m</b>	<b>kN</b>	<b>kN</b>
CP. 175 RB	12.7	94.2	744	165.7	149.1
CP. 190 RB	12.7	98.7	775	187.3	168.6
CP. 175 RB	12.7	101.4	792	207.2	186.5
CP. 190 RB	15.2	140.0	1102	265.8	239.2

Fuente: Manual de especificaciones técnicas PROTENDE

### **3 INGENIERÍA DEL PROYECTO**

#### **3.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO**

Se realizó un levantamiento topográfico de detalles en la zona de estudio abarcando un área que pueda resultar representativa y que se encuentre bien referenciada para así lograr un mejor emplazamiento del puente peatonal.

Para la obtención de datos se utilizó como equipo principal una estación total y todo el equipo complementario con el cual se pudo obtener un levantamiento de 89 puntos (ANEXO A.6) que fueron procesados con la ayuda del programa CIVIL 3D versión 2015 y plasmados en un plano que se adjunta en el ANEXO C.1.

#### **3.2 ESTUDIO DE SUELOS**

Para determinar las características del suelo, principalmente la capacidad portante, utilizaremos los estudios de suelos de lugares aledaños al que se emplazara el puente peatonal. Para esto tomamos en cuenta un estudio realizado por la empresa **CONSULTORA UNIÓN.SRL** para el proyecto de construcción de un viaducto en la zona, del cual anexamos el informe del laboratorio en el ANEXO A.7.

Debido a la baja resistencia que presenta el suelo en algunas zonas optaremos por utilizar el mayor valor obtenido en los ensayos de la capacidad portante, para el diseño de las fundaciones se utiliza  $1.74 \text{ kg/cm}^2$ .

En caso de verificarse en el momento de la construcción que la capacidad portante no alcanza el valor mínimo que se utilizó para el cálculo se realizará un mejoramiento del suelo o cambio de material según corresponda hasta tener las condiciones óptimas requeridas para realizar la construcción de la fundación del puente peatonal.

#### **3.3 ESTUDIO DE TRÁFICO PEATONAL Y VEHICULAR**

Se realizó un aforo vehicular y peatonal en las horas de más alto tráfico con el cual pudimos llegar a las siguientes conclusiones:

La avenida Panamericana es una de las vías más transitadas de la ciudad de Tarija en la cual circulan vehículos de transporte pesado como ser vehículos de transporte



provincial e interdepartamental provenientes del norte del país, por lo tanto el valor de la luz libre vertical debe ser de 5 m. según recomendación de la norma ABC para pasos a desnivel.

No obstante a esto se construyó recientemente una avenida paralela (avenida Integración) que conecta las zonas del Puente San Martín y la ex parada norte y que representa una alternativa a la avenida Panamericana en especial para circulación de vehículos particulares.

Con los resultados obtenidos del tráfico peatonal se pudo evidenciar claramente la gran cantidad de personas que día a día transitan por la zona, en especial aquellas que tienen la necesidad de cruzar la avenida y se verían muy beneficiadas al contar con un puente peatonal.

### **3.4 DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL**

#### **3.4.1 Consideraciones iniciales**

El diseño del puente peatonal en la avenida Panamericana está basado en los siguientes aspectos que se adoptaron como soluciones más prácticas y económicas al problema ya mencionado.

En primer lugar cabe recalcar que se trata de una estructura de hormigón armado con vigas postensadas, de la cual se pueden rescatar los siguientes datos principales:

La normativa de diseño para elementos de hormigón armado es la ACI 318-05, también se respaldó con textos compatibles con dicha norma y en algunos casos textos basados en la norma ACI 318-02.

Para el diseño de hormigón pretensado se basó en la norma AASHTO 2004 y todos los textos basados en ella ya que tienen compatibilidad con la norma ACI 318-05.

El hormigón que se utilizó para el diseño de en las losa, columnas, escalera, voladizos, vigas cabezal y zapatas será de  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ .

El tipo de hormigón que se utilizó para el diseño de las vigas presforzadas es de  $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ .

En el armado del hormigón se usará acero corrugado de  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  con diámetros que pueden variar entre: 6mm, 8mm, 10mm, 12mm, 16mm y 20mm.

Los recubrimientos mínimos adoptados para el cálculo son:

2.5 cm en elementos diseñados a flexión que se encuentren por encima de la superficie del suelo como ser vigas y losas, 3.5 cm en columnas y 7.5 cm en zapatas.

La estructura cuenta con dos tramos de distinta longitud y distinta cota de fundación lo que lo vuelve en una estructura longitudinalmente asimétrica.

### **3.4.2 Uso de software aplicado a la ingeniería**

En el desarrollo del cálculo y diseño estructural, además de los métodos de cálculo descritos en los textos y normas, se utilizó distintos programas computacionales dedicados a la ingeniería descritos a continuación:

Para las memorias de cálculo se utilizó las hojas de cálculo de Microsoft Excel 2010.

En el procesamiento de los datos topográficos se utilizó el programa Civil3D 2014 de Autodesk.

Para la elaboración de planos arquitectónicos se utilizó el programa AutoCad 2014 de Autodesk.

En la modelación y cálculo estructural de los elementos de hormigón armado se utilizó el programa estructural SAP2000 v.17 de CSI.

Para la verificación de las secciones de las columnas se utilizó el programa CSiCol v.8 de CSI.

Para el detalle del armado y cuantificación de armaduras se utilizó el programa Structural Detailing 2015 de Autodesk.

Para realizar el costo, presupuesto y cronograma de la obra se utilizó el programa PRESCOM 2010 y el Microsoft Project 2010 respectivamente.

### 3.4.3 Barandado y cubierta

En el diseño geométrico y cálculo estructural del barandado se empleó como referencia la norma AASHTO 2004, siendo en su totalidad una estructura metálica cuyos elementos estructurales están unidos por soldadura.

Las secciones utilizadas en los distintos elementos estructurales que conforman dicha estructura son los siguientes:

Cubierta de plancha de Zinc-Alum acanalada de  $e=0.6$  mm y un peso propio de  $4.86$  kg/m<sup>2</sup>. Que transmitirá su carga a unas correas de sección  $3 \times 3$  cm que estarán apoyadas perpendicularmente en secciones rectangulares de  $5 \times 2$  cm, las cuales transmitirán su carga a los postes.

Los postes tienen una sección de  $10 \times 10$  cm en la parte inferior y se reduce a una sección de  $5 \times 5$  cm en la parte superior, la distancia libre entre postes es de  $1.9$  m de separación y de  $2.0$  m entre eje y eje.

Se utilizarán secciones huecas circulares de 2 pulg de diámetro para pasamanos, tanto superiores como inferiores, unidas a los postes mediante soldadura en las juntas. La baranda cuenta con una altura de  $1.10$  m hasta la parte superior del último pasamanos, el espaciamiento entre las barras horizontales está conforme a la norma AASHTO.

Las medidas y disposición de los elementos estructurales mencionados pueden ser verificadas en el anexo de planos. (*Plano 02/10*).

Se realizó un modelado estructural en el programa SAP 2000 v.17 tomando en cuenta las dimensiones indicadas, de los cuales se obtuvo diagramas de fuerzas cortantes y momentos (envolventes), que se utilizaron para determinar la capacidad de cada elemento estructural y así obtener un diseño lo más eficiente posible.

### 3.4.4 Losa de hormigón armado

Para el diseño de la losa de hormigón armado se basó en la norma ACI 318-05 tomando en cuenta la configuración geométrica se dispuso del armado en una sola dirección por lo cual la losa se analizó como una viga de  $1$  metro de ancho.

Se tomaron en cuenta cuatro hipótesis de carga actuantes, con una carga viva conforme indica la norma de  $417.94 \text{ kg/m}^2$  además de la carga de peso propio, que se muestran en la memoria de cálculo de la losa.

El espesor de la losa es de 0.15 m, un largo de 26.2 m y un ancho de 2.2 m. con un hormigón de  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$  y un acero de  $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### **3.4.5 Vigas de hormigón presforzado**

El puente peatonal consta de dos vigas de distinta longitud, las cuales tienen un cálculo independientes una de la otra pero manteniendo relación en el peralte y la sección de las vigas, a continuación se detallará la metodología usada y los respectivos resultados de cada viga.

Para el tesado de las vigas se utilizará el sistema de postensado PROTENDE donde las vigas serán tesadas de un sólo extremo.

Las vigas soportan directamente las cargas y concargas transmitidas de la losa.

Viga 1 tiene una luz de cálculo de 13.5 m entre ejes de los apoyos, tiene una sección tipo I. Para aplicarle la fuerza de tesado se empleará una vaina con anclajes tipo MTC PROTENDE – 9 MTC 15.2 tesados de un lado con 9 torones con los cuales se debe alcanzar una fuerza inicial **176240.79 kg** y se estima una pérdida instantánea de 13.18% y una pérdida diferida de 5.99% haciendo un total de pérdidas de **19.17%**.

Viga 2 tiene una luz de cálculo de 12.00 m entre ejes de los apoyos, tiene una sección tipo I. Para aplicarle la fuerza de tesado se empleó una vaina con anclajes tipo MTC Protende – 9 MTC 12.7 tesados de un lado con 9 torones con los cuales se debe alcanzar una fuerza inicial **124784.55 kg** y se estima una pérdida instantánea de 13.77% y una pérdida diferida de 5.65% haciendo un total de pérdidas de **19.42%**.

### **3.4.6 Diseño de los aparatos de apoyo**

En el cálculo y diseño de los aparatos de apoyo se siguió el procedimiento que nos propone el libro de Belmonte y se determinó el uso de apoyos de neopreno compuesto con placas metálicas.

Los apoyos son de 0.2x0.2 m con una altura de 0.04 m.

Tomando en cuenta que se tiene una carga concentrada sobre una superficie superior se verifico la armadura de los dados de apoyo por el método de las bielas y se realizó la comparación con el cálculo obtenido mediante programas computacionales usando elementos finitos en el programa estructural SAP 2000 v.17, de los cuales se llegó a la conclusión que no es necesaria una armadura de tracción en los dados de apoyo y que la armadura de la viga cabezal cubrirá las solicitaciones que se presenten por efecto de la carga concentrada.

Adicionalmente a los aparatos de apoyo se diseñó unos bloques de hormigón armado que eviten cualquier rotación de la viga ante una posible carga asimétrica en la losa, contrarrestando el momento de torsión que podría producirse.

### **3.4.7 Estructuras de sustentación**

La estructura de sustentación está compuesta por elementos formados por dos columnas y una viga cabezal en la cual se fijaran los aparatos de apoyo de neopreno compuesto, la viga transmite toda su carga en los apoyos de neopreno que a su vez se transmite la carga a la viga cabezal para ser distribuidos en las dos columnas.

En los pórticos A y C se encuentran vigas en voladizo que sirven de apoyo a las escaleras, estas vigas reciben el peso propio y la carga viva que actúa en las rampas de las escaleras y las transmiten a las columnas.

Las columnas son de sección circular de 0.40 m de diámetro y de alturas variables según la geometría, en el cálculo de columnas se uniformizo la geometría de las secciones como la disposición de las armaduras.

Los elementos que forman parte de la estructura de sustentación están diseñadas con hormigón de  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$  y un acero de  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### **3.4.8 Escaleras**

Las escaleras del puente peatonal tienen una geometría particular pues cuentan con tres descansos de media circunferencia y cuatro tramos rectos de 1.5 m de ancho y

están compuestos por escalones de 0.32 m de huella y 0.18 m de contrahuella, debido a la variación de alturas en los extremos del puente peatonal las escaleras tienen una mínima variación entre ellas que tienen incidencia en los esfuerzos por esa razón cada escalera tiene un cálculo independiente.

Las escaleras además de su peso propio están diseñadas para soportar una carga viva de 400 kg/m<sup>2</sup> y la carga puntual que se transmite de los postes del barandado.

El análisis estructural de las escaleras se realizó en el programa estructural SAP 2000 v.17 modelando la estructura como elementos de área (*Shell*) de los cuales se obtuvo los esfuerzos para el diseño por flexión y cortante.

Para el diseño de las escaleras se adoptó un valor de  $f^c=250\text{kg/cm}^2$  y un acero de  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ .

### **3.4.9 Fundaciones**

En la fundación de la estructura se optó por diseñar zapatas combinadas dada la cercanía de las columnas. Las zapatas son rectangulares y están ubicadas de manera que el centro de gravedad de las columnas no genere mucha excentricidad en la zapata, las dimensiones de cada zapata son las siguientes:

- Dimensiones de la zapata del pórtico A son de 2.5x3.8 m y altura de 0.5 m.
- Dimensiones de la zapata del pórtico B son de 1.8x3.0 m y altura de 0.5 m.
- Dimensiones de la zapata del pórtico C son de 2.5x3.8 m y altura de 0.5 m.

Los bloques de las zapatas están diseñados con hormigón de  $f^c=250\text{kg/cm}^2$  y acero de  $f_y=4200\text{kg/m}^2$ .

## **3.5 DESARROLLO DE LA ESTRATEGIA PARA LA EJECUCIÓN DEL PROYECTO**

### **3.5.1 Especificaciones técnicas**

Se desarrollaron especificaciones técnicas de forma general, las cuales muestran los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además mencionar que se deben

aplicar las normas correspondientes tanto de hormigones como las estructurales las cuales se detallan en el ANEXO C.1.

### 3.5.2 Cálculos métricos

**Tabla 7 resumen del anexo C.2.**

ÍTEM N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANT.
1	INSTALACIÓN DE FAENAS	glb	1.00
2	LIMPIEZA GENERAL DE LA OBRA	glb	1.00
3	PROV. Y COLOC. DE LETRERO DE OBRAS	Pza.	1.00
4	REPLANTEO Y CONTROL TOPOGRÁFICO	m	28.67
5	EXCAVACIÓN PARA ZAPATAS	m <sup>3</sup>	62.90
6	HORMIGÓN $f_c= 250$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	42.65
7	ACERO ESTRUCTURAL $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	kg	4168.86
8	RELLENO Y COMPACTADO	m <sup>3</sup>	47.60
9	APOYO DE NEOPRENO	dm <sup>3</sup>	6.40
10	HORMIGÓN PARA VIGA H°P° $f_c= 350$ kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	5.18
11	LANZAMIENTO DE VIGAS DE H°P°	m	26.00
12	TUBO PASAMANOS F.G. Ø2"	m	613.36
13	POSTES SECC. 10X10	m	94.60
14	POSTES SECC. 5X5	m	38.08
15	VIGA SECC. 2X5	m	35.28
16	CORREA SECC. 3X3	m	157.62
17	PLANCHA ZINC-ALUM + CUMBRERA	m <sup>2</sup>	71.45
18	DESMOVILIZACIÓN	glb	1.00

### 3.5.3 Análisis de precios unitarios

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems en donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, detallado en el ANEXO C.3.

Los valores y parámetros de cálculo adoptados en la planilla de precio unitario son los siguientes:

1. Materiales.
2. Mano de obra.

- a. Cargas sociales, 60% de la mano de obra.*
- b. Impuestos IVA, 13% de la mano de obra + Cargas sociales.*

**3. Equipo, maquinaria y herramientas**

- a. Herramientas menores, 5% del total de la mano de obra con cargas sociales e IVA.*

**4. Gastos generales y administrativos, 12% de 1+2+3.**

**5. Utilidad, 8% de 1+2+3+4.**

**6. Impuestos IT, 3 % de 1+2+3+4+5.**

**7. Total precio unitario, la suma de 1+2+3+4+5+6.**

**3.5.4 Presupuesto de construcción**

El presupuesto necesario para poder construir este proyecto será de: (ANEXO C.4)

***Bs. 499 844.89***

***Son: CUATROCIENTOS NOVENTA Y NUEVE MIL OCHOCIENTOS CUARENTA Y CUATRO 89/100 BOLIVIANOS***

**3.5.5 Plan y cronograma de obras**

Se desarrolló una programación mediante el método del diagrama de Gantt y se planeó la ejecución del proyecto organizando los frentes de trabajo mostrados en anexos.

Según el cronograma y planeación mostrada se estimó un tiempo de ejecución de la obra de: (ANEXO C.5)

**102 días calendario**



## **4 CARGAS CONCENTRADAS SOBRE MACIZOS DE HORMIGÓN ARMADO**

### **4.1 MARCO CONCEPTUAL**

Cuando una pieza de hormigón que presenta una superficie plana está sometida a una compresión localizada (es decir, que se aplica sólo a una parte de esa superficie) aparecen dos problemas diferentes que deben ser controlados:

- La compresión local de contacto.
- Las tracciones transversales de hendimiento, que pueden requerir armaduras.

Las compresiones localizadas se presentan a menudo en construcción: cargas de pilares metálicos sobre macizos de hormigón en edificios industriales; cargas de tráfico; reacciones de apoyo; rótulas; placas de anclaje en piezas postesadas; etc. Para disminuir costes, en estos casos suelen emplearse pequeñas placas de base, con objeto de aprovechar las altas presiones admisibles.

Las presiones externas se propagan por la pieza desde la superficie de contacto dando origen a un sistema tridimensional de tensiones, con componentes de tracción en dirección transversal a la fuerza exterior; y una vez recorrida una cierta longitud de transmisión (en la dirección de la fuerza) se alcanza un estado uniforme de tensiones en la sección transversal de la pieza. En toda la zona de transmisión (llamada "región de perturbación de Saint Venant") no es aplicable la Resistencia de Materiales. Esta zona constituye una región D y ha sido estudiada experimentalmente, en especial mediante ensayos foto elásticos completados con análisis en computadora por el procedimiento de elementos finitos.

### **4.2 ALCANCE**

Se analizará un ejemplo tipo con el programa SAP2000 v.17.

En este capítulo se detallará el procedimiento para el análisis de estos casos de carga, realizando una descripción de los resultados obtenidos con el programa y comparándolos con los obtenidos mediante fórmulas.

### 4.3 DESARROLLO

Para una mayor comprensión del tema planteado realizaremos un ejemplo práctico que nos permita observar de manera más adecuada el procedimiento de cálculo en el cual se pueda analizar e interpretar los resultados comparándolos con los resultados que obtenemos mediante el análisis por computadora.

#### Método de bielas y tirantes.-

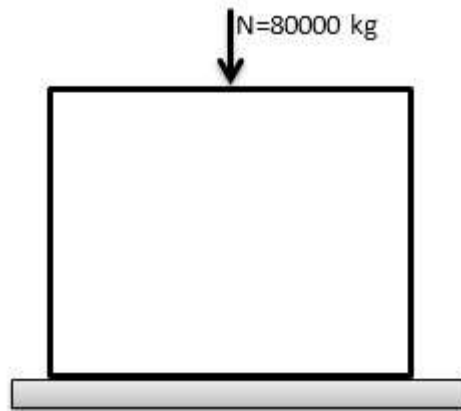
$$N = 80000 \text{ kg}$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 50 \text{ cm} \quad a_o = 20 \text{ cm}$$

$$B = 50 \text{ cm} \quad b_o = 20 \text{ cm}$$



**Figura 4.1** Sección de bloque macizo de hormigón

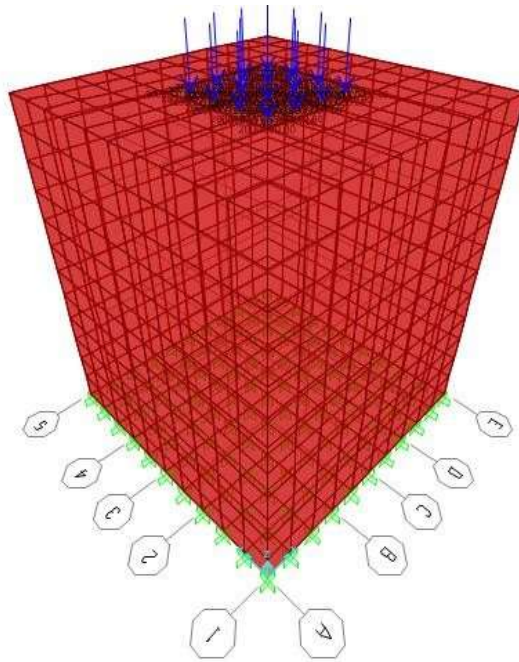
Fuente: Elaboración Propia

$$F_b = 12000.0 \text{ kg} \quad A_s = 2.857 \text{ cm}^2$$

### Método de elementos finitos en computadora.-

Modelado el bloque macizo en el programa con elementos discretizados volumétricos de 5 cm de arista, (*solid*), se carga de forma distribuida una determinada superficie, para esto se convierte la carga puntual en distribuida sobre la superficie que actuará en contacto con el bloque.

$$\text{Carga} = 2000000 \text{ kg/m}^2$$



**Figura 4.2 Modelado de carga concentrada en SAP 2000**

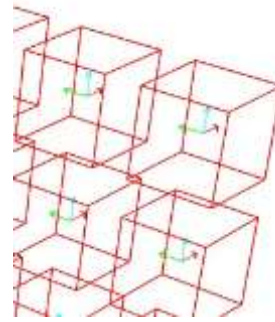
Fuente: SAP 2000 v.17

Modelada y cargada la estructura se procede al análisis e interpretación de los resultados que se obtienen del programa en primera instancia.

Para la interpretación de los diagramas de fuerzas y esfuerzos, que se obtienen del programa, se deben verificar la posición y orientación de los ejes locales en cada elemento modelado, de esta forma se tendrá mayor rapidez en el momento de su lectura y comprensión.



Ejes Globales

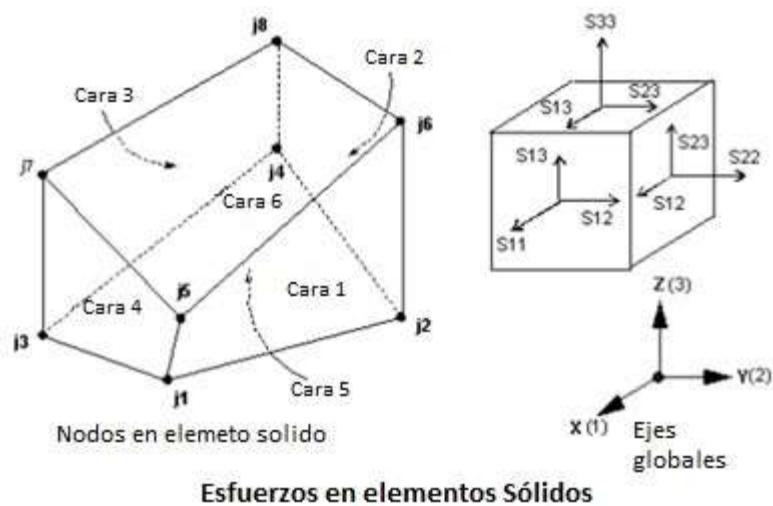


Ejes Locales

**Figura 4.3 Detalle y orientación de los ejes en el programa SAP 2000**

Fuente: SAP 2000 v.17

Como se aprecia en la figura 4.3, lo más conveniente es orientar los ejes locales de todos los elementos discretizados con los ejes globales de la forma 1, 2, 3 con x, y, z respectivamente.

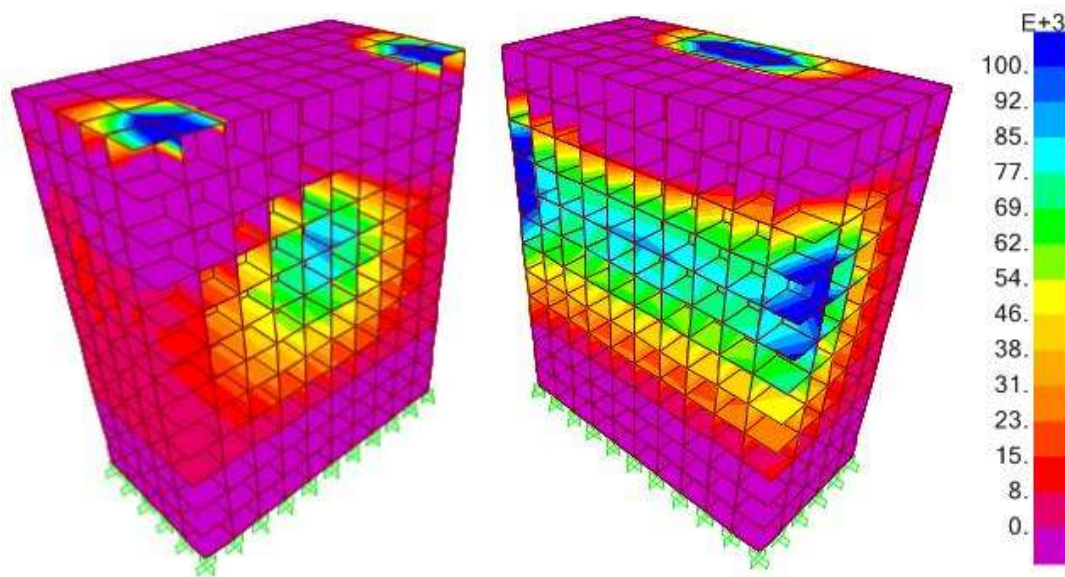


Esfuerzos en elementos Sólidos

**Figura 4.4 Orientación de los esfuerzos en elementos sólidos**

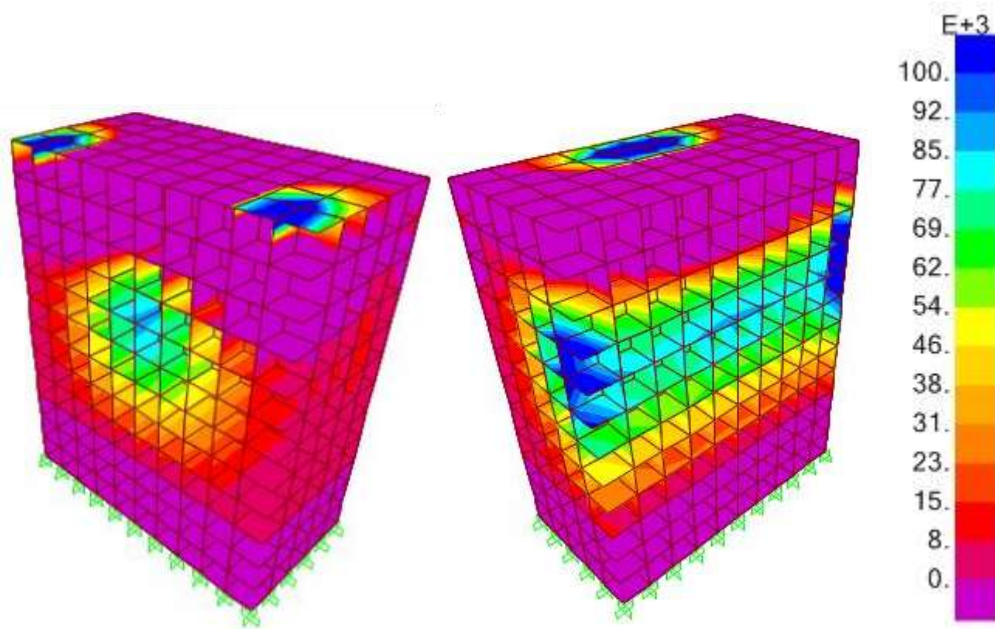
Fuente: Manual de aplicación del programa SAP2000 v14. Ing. Eliud Hernández

Como se observa en la figura 4.4 los esfuerzos que serán útiles, en el caso que analizamos, son la resultante de los componentes en tracción de los esfuerzos S11 en eje X y S22 en eje Y.



**Figura 4.5 Esfuerzos de tracción  $S_{11}$  en dirección X ( $\text{kg/m}^2$ )**

Fuente: SAP 2000 v.17



**Figura 4.6 Esfuerzos de tracción  $S_{22}$  en dirección Y ( $\text{kg/m}^2$ )**

Fuente: SAP 2000 v.17

Del reporte del programa se obtienen los valores resultantes que serán útiles para comparar con el cálculo manual:

	<b>F1 (kg)</b>	<b>F2 (kg)</b>	<b>F3 (kg)</b>
<b>S11</b>	<b>10021.88</b>	0	4015.91
<b>S22</b>	0	<b>10021.88</b>	4015.91

Calculo de armadura necesaria:

— ————

	F resultante (kg)	As (cm <sup>2</sup> )	# de barras 6mm
Manual	12000.00	2.86	6
Computadora	10021.88	2.39	5

Se observa que los resultados tienen cierta variación, lo cual es debido a que en el programa SAP2000 v.17 se distribuye la carga en determinada área y usando la fórmula desarrollada por el método de bielas y tirantes se utilizó la carga en su forma puntual.

Adicionalmente se realizó, en el programa estructural, un análisis con carga puntual donde se pudo evidenciar de manera rápida que el valor de las fuerzas de tracción aumentan en su valor siendo más próximas o incluso superando el valor obtenido por cálculo manual, no obstante se mantendrá el método que distribuye la carga por tratarse de una representación que tiene más similitud con la realidad.

## 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

- La construcción de un puente peatonal mejorará la comodidad y la seguridad de las personas que transitan por la zona del mercado Campesino, también permitirá tener un tráfico vehicular más fluido y sin tantas congestiones que ocasionan molestias a la población.
- Dentro de los pasos a desnivel o puentes peatonales existe una gran cantidad de soluciones tanto arquitectónicas como estructurales, las cuales fueron analizadas y se trató de elegir la solución más óptima y funcional en todo aspecto. Las vigas de hormigón pretensado son una muy buena alternativa cuando se trata de buscar el equilibrio entre economía y viabilidad constructiva, este último aspecto fue el factor principal para optar por vigas pretensadas con armaduras postesa ya que al tratarse de una vía de mucha importancia para el tráfico vehicular se debe optar por el método de construcción que tome el menor tiempo de ejecución y seguir las especificaciones técnicas descritas en el anexo C.1.
- Al tratarse de una estructura con cubierta, el viento se convierte en un factor a tomar en cuenta, por ello se realizó un análisis simplificado de viento aplicado a estructuras abiertas en las que solo se ve afectado la parte superior, es decir la cubierta, mientras que en la parte lateral de la estructura se despreció el efecto del viento al tratarse de superficies con aberturas superiores a 80%.
- Tomando en cuenta que las vigas son de longitud relativamente corta, (13.5m y 12m), la mayor pérdida en la fuerza de pretensado es causada por deslizamiento de anclaje, afectando a la longitud total de la viga, con pérdidas de 9.56% y 10.32% respectivamente, debido a su importancia, el control de pérdidas instantáneas debe estar a cargo de personal con mucha experiencia en la ejecución de este tipo de obras.
- Las hipótesis de carga viva que actúa sobre la estructura deben ser representaciones de las situaciones más probables y desfavorables que se

puedan producir, es en ese sentido que se desarrollaron cuatro hipótesis de carga detallados en el anexo B.2, siendo la más desfavorable la cuarta hipótesis que representa una carga asimétrica sobre la losa en la que sólo la mitad está cargada, esta carga provoca torsión en la viga generando volcamiento, para contrarrestar esta inestabilidad y evitar que se produzca rotación se colocaron ménsulas de trabe en los apoyos y se verificó que la armadura transversal de la viga resista el esfuerzo de corte generado por torsión.

- Las cargas concentradas que existen en los bloques de anclaje debido a la fuerza puntual del pretensado y las cargas transmitidas por las vigas en los puntos de apoyo producen efectos de tracción y compresión en los elementos que lo soportan. En el análisis para este tipo de cargas se utilizó la teoría del método de bielas y tirantes, y como la bibliografía recomienda, se apoyó los resultados realizando un análisis en computadora con el programa SAP2000, el cual está basado en el análisis de elementos finitos y comparando resultados se obtuvo similar cuantía de armadura en ambos casos.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

- Se recomienda hacer la verificación correspondiente del estado y las propiedades del suelo para que cumplan con las condiciones estimadas previamente en la memoria de cálculo, en caso de no cumplirse corresponderá realizar un mejoramiento del suelo por los métodos recomendados por el ingeniero supervisor, en caso de ser necesario se deben modificar las dimensiones de las zapatas.
- Se recomienda analizar los distintos métodos constructivos para este tipo de estructuras ya que en algunos casos condicionan la metodología de cálculo que se aplica durante el diseño.
- Se recomienda tener precaución en la seguridad laboral ya que las construcciones en altura representan un riesgo inminente tanto para los obreros como la población civil que circula aledaña a la zona de trabajo.



- La verificación de la resistencia del hormigón en obra debe ser controlada por los ingenieros de manera estricta así como también su curado para garantizar una obra de calidad.
- Una vez construida la estructura se recomienda hacer mantenimiento continuo ya que se trata de una estructura de mucho tráfico peatonal y expuesto a la intemperie.