# C A P Í T U L O 1

# 1. I N T R O D U C C I Ó N

## 1.1 Antecedentes y Justificación de Hipótesis

En respuesta a la creciente necesidad de reparar o rehabilitar las estructuras de concreto reforzado ha surgido una nueva tecnología de reforzamiento estructural. Los desarrollos actuales de las técnicas de producción para **fibras reforzadas con polímeros (FRP)** ha progresado y ya son utilizados para la industria de la construcción dada la relación costo/beneficio. La reducción en el costo de los materiales, en conjunto con los ahorros en mano de obra inherentes a su bajo peso y alta resistencia, hacen del FRP una alternativa atractiva a las platinas de acero para el reforzamiento de estructuras existentes.

La pega de platinas de acero ha sido una herramienta para la industria de reparaciones del concreto en los Estados Unidos y Europa en los últimos 20 años. Sin embargo el alto costo de instalación de las platinas, usualmente pesadas, las dificultades con el traslapado de las platinas y lo relacionado con la corrosión de las platinas de acero han limitado el uso de esta técnica.

Debido a sus excelentes propiedades de resistencia - peso, a la reciente reducción en su costo (debido a la apertura de mercado hacia los clientes), a la relativa ilimitada longitud del material, a la comparativamente simple instalación, y a la inmunidad a la corrosión hacen que el uso de FRP represente una solución ventajosa para el reforzamiento adherido externamente.

Un problema actual en la ingeniería estructural es la presencia de deflexiones en elementos de hormigón armado y presforzado, la cual tiene un carácter funcional, en primera instancia, y posteriormente, si no hay el debido tratamiento, consecuencias estructurales de indeseable desenlace, como el colapso, ante cargas sísmicas y/o aumento de cargas no consideradas en el diseño.

Tal situación se ha presentado en algunos pasos a desnivel de la ciudad de Guayaquil desde hace algún tiempo, lo que ha obligado a que este asunto pase de ser algo meramente secundario, a algo de mayor importancia. Ver fotos No.1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5. Anexos.

Este inconveniente se visualiza no sólo en elementos que ya tengan un tiempo de uso considerable, si no también en elementos relativamente nuevos, siendo ésta la principal preocupación, más aún cuando la vida media de éstos en servicio tiene apenas un promedio de 10 años.

Por este motivo el desarrollo de la presente hipótesis aspira a contribuir con una solución efectiva e innovadora al problema, mediante el uso de la tecnología FRP de la empresa SIKA®, en lo que respecta a su línea de reforzamiento y rehabilitación estructural.

Se introduce adicionalmente a discusión la disyuntiva de: "si es más costoso reemplazar un elemento con una deflexión significativa y resistencia disminuida, que tratar de reforzarlo y rehabilitarlo". Es este otro de los motivos que lleva a la realización de este trabajo de grado.

**1.2 Presentación de la Hipótesis:**

"Demostrar experimental y analíticamente la recuperación significativa de resistencia y de deflexiones en elementos de hormigón armado y presforzado, pertenecientes a los puentes, pasos a desnivel y similares de la ciudad de Guayaquil, utilizando la línea SIKA® de rehabilitación y reforzamiento estructural".

## 1.3 Descripción General de la Obra en Estudio:

El paso a desnivel objeto del estudio, es uno de los más antiguos de la ciudad de Guayaquil, dirige el tráfico de Norte a Sur, desde la Av. de las Américas hasta la calle Los Ríos. Ver fotos No.1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, anexos.

Construido hace aproximadamente 18 años, en la actualidad, las vigas de esta obra han acusado una flecha, apreciable a simple vista; adicionalmente, esto produce un efecto incómodo para los usuarios y vehículos (daño en los amortiguadores), que tienen que disminuir su velocidad, ocasionando congestionamientos de tráfico, graves en horas pico.

A más del paso a desnivel mencionado existen otros pasos a desnivel con similares deficiencias (flechas), especialmente en su tablero principal, como lo son el paso a desnivel que une la calle Esmeraldas con la Av. de las Américas, paralelo al paso elevado en cuestión y el paso a desnivel que une la Av. de las Américas con la Av. Quito, frente a la Universidad Laica Vicente Rocafuerte; los tres tienen un similar tiempo de servicio y similares características geométricas (forma de vigas, barandas, etc.) por lo que podríamos inferir similares consideraciones de diseño y características constructivas.

Con el fin de determinar las características geométricas del paso a desnivel, se procedió a realizar el respectivo levantamiento topográfico, el cual se detallará más adelante.

# C A P Í T U L O 2

# 2. TEORÍA ELÁSTICA E INELÁSTICA, DUCTILIDAD Y MATERIALES

## 2.1. Materiales Tradicionales:

### 2.1.1. Hormigón

**Hormigón Convencional.**

Las características de este material, que más han contribuido para ponerlo en su posición preferencial con respecto a los demás materiales de construcción, son básicamente las siguientes (1):

- Facilidad para adaptarse a las formas de diseño, al colocarse plásticamente en los encofrados.
- Sencillez en los procedimientos de preparación.
- Materiales componentes de obtención local en casi todas partes.
- Apreciable resistencia a la compresión.

- Características de deformación térmica similares a las del acero, lo que permite su trabajo en conjunto como hormigón armado estructural.
- Bien ejecutado es un material de gran durabilidad y su costo es comparativamente bajo con respecto al acero.

Como material de fácil utilización y trabajabilidad el concreto ha sido utilizado en nuestro medio de forma permanente. Especialmente en las resistencias de 140, 180, 210, 280 Kg/cm2 se utiliza para los diversos requerimientos de la industria de la construcción convencional y 350 Kg/cm2 o más para construcciones con requerimientos especiales.

**Hormigones de Alto Desempeño.**

Los hormigones de alta resistencia suelen tener en su mayoría elevados módulos de elasticidad, esto lleva a la conclusión de que se tendrá una deformación elástica inicial baja con la aplicación de la fuerza de presfuerzo y asimismo una disminución de la deformación debida al flujo plástico; todo esto genera una menor pérdida global de presfuerzo.

Además los hormigones de alta resistencia ayudan al aumento de los esfuerzos por adherencia, indispensables en los procesos de pretensado, especialmente.

Especialmente los elementos presforzados ensayados en este proyecto caen dentro del grupo de los hormigones especiales, y al haber sido prefabricados en planta, se garantiza su confiabilidad total en la mezcla, vaciado y curado del hormigón en condiciones controladas, lo cual redunda en la obtención de altas resistencias. (1)

Para el caso de puentes se presentan ventajas significativas mediante la utilización de secciones transversales menores con una reducción resultante de carga muerta, que permite mayores luces.

La nobleza de este material gracias a la elevación progresiva de la resistencia a la compresión y por consiguiente en pequeño porcentaje a la flexión, permite que en elementos con gran deflexión no se presenten fisuras “tempranas”; tal es el caso del citado paso a desnivel de la Avenida de las Américas.

Asimismo es común el uso de aditivos superplastificantes y superfluidificantes en el hormigón, tendientes al incremento de la resistencia a tempranas edades (acelerantes de fraguado), aumento de la trabajabilidad, la no utilización de vibración (autocompactantes) o a la disminución de la relación agua – cemento.

**Hormigones Especiales**

Los Hormigones Especiales son aquellos que tienen propiedades distintas a las ordinarias o que se producen mediante técnicas poco usuales. Los tipos especiales de concreto se pueden resumir en los siguientes:

**Hormigón Ligero Estructural**

Es similar al de peso normal excepto por su menor densidad. Se fabrica con agregados de peso ligero o en combinación de éstos con agregados de peso normal. Se emplea principalmente para reducir el peso de la carga muerta en los elementos de concreto, como en los edificios de gran altura. (2)

**Hormigón Ligero de Baja Densidad y Resistencia Moderada**

El concreto de densidad baja, también conocido como concreto aislante se fabrica con cemento Pórtland, agua, aire y con o sin agregado y aditivos minerales. Se utiliza principalmente para aislamientos térmicos y acústicos, cubiertas, rellenos para subbases de losas sobre el terreno, capas de nivelación para pisos y azoteas, muros a pruebas de incendio y revestimiento de conductos térmicos subterráneos.

El concreto de resistencia moderada se fabrica de la misma manera y a densidades menores se utiliza para aislamiento térmico y acústico de pisos, muros, y cubiertas y se le conoce como concreto de relleno. A densidades mayores se lo utiliza para muros, pisos y cubiertas colados en el lugar y en paneles prefabricados para pisos y muros.

**Hormigón de Gran Peso**

Este concreto, como lo es el concreto de blindaje contra radiación, se produce con agregados especiales de gran peso. Se utiliza principalmente para blindajes contra radiaciones y aunque también se la puede emplear para contrapesos y otras aplicaciones en que sea importante tener una densidad elevada. Como material de blindaje, el concreto de gran peso protege contra los efectos dañinos de los rayos X, rayos gamma y de la radiación de neutrones.

**Hormigón de Alta Resistencia**

Es el que tiene una resistencia a la compresión de 420 Kg/cm2 o mayor. En edificios se han llegado a usar concretos con resistencias de 1400 Kg/cm2.

**Hormigón con Agregado Precolado**

Es un concreto que se produce colocando el agregado grueso dentro de una cimbra y posteriormente inyectando un mortero cemento-arena, normalmente con aditivos, para rellenar los vacíos. Las propiedades del concreto resultante son similares a las de un concreto comparable colocado por medio de métodos convencionales; sin embargo, se puede encontrar una contracción por secado y térmica considerablemente inferior debido al contacto punta-a-punta entre las partículas del agregado.

### 2.1.2. Acero:

**Acero de Refuerzo:**

Dada la poca capacidad del hormigón para resistir los esfuerzos de tensión, es necesario la adición del acero de refuerzo.

Sin embargo, con el fin de lograr una efectiva acción de refuerzo, es indispensable la deformación conjunta de los dos materiales, o sea, debe hacerse presente la adherencia entre los dos; esto se produce por:

- ✓ La adhesión química fuerte en la interfase acero – concreto.
- ✓ La rugosidad natural superficial de las barras de refuerzo.
- ✓ Las estrías superficiales de poco espaciamiento (barras corrugadas) que proporcionan adherencia mecánica
- ✓ Alto módulo de elasticidad del acero, con respecto al hormigón, lo que se traduce en la contribución del primero para soportar grandes esfuerzos sin generar deformaciones excesivas.
- ✓ La cercanía en valores de los módulos de expansión térmica de los dos materiales ($6.5 \times 10^{-6}$, acero, $5.5 \times 10^{-6}$, hormigón), lo que impide el agrietamiento diferencial en caso de cambios bruscos de temperatura.(3)

Ciertas desventajas se ciernen sobre este material, como son su baja resistencia en condiciones de fuego (alta conductividad térmica) y corrosión. Sin embargo, es ahí donde el hormigón provee del recubrimiento o protección al acero, garantizando así la durabilidad del elemento.

En el mercado la forma mas difundida de acero de refuerzo es la presentación en barras (barras de refuerzo). En la misma podemos encontrar desde diámetros de 5.5 mm hasta 32 mm y una resistencia a la tensión de 2800 k/cm2 para diámetros pequeños (5.5, 8 mm) y 4200 k/cm2 para los restantes.

**Acero de Presfuerzo:**

Desde que arrancó la construcción de elementos sometidos a presfuerzo (vigas, columnas, losetas, viguetas, etc.), el acero de alta resistencia ha sido el material convencionalmente utilizado para transmitir al hormigón las elevadas cargas de este proceso, ya sea en pretensado o postensado.

En la casi totalidad de los casos, es este material especial el que soporta las cargas mayores (muerta, viva, etc.), dejando al acero de refuerzo las consideraciones de cortante y refuerzo adicional de temperatura.

La obtención de altas resistencias en este tipo de acero se obtiene de varias maneras:

- ✓ Por aleaciones con materiales como el carbono, manganeso y sílice.
- ✓ Por enfriamiento controlado (templado en frío), es decir la tendencia a realinear los cristales, incrementar la resistencia con cada torón, de tal manera que mientras más pequeño es el diámetro del alambre, más alta es su resistencia unitaria a la ruptura.

El acero de alta resistencia se encuentra en el mercado en tres formas: alambres, cables o varillas.(4)

Para el presfuerzo en general se utilizan de forma común los cables, que no son sino la agrupación de varios alambres en número estándar. Ejemplo: los torones o cables de 7 hilos (alambres) de ½ " utilizados en el presente proyecto.

Los alambres para presforzado generalmente satisfacen la norma ASTM A421. Asimismo, su resistencia y otras características de los torones (ASTM A416), pueden ser visualizadas en la siguiente tabla.

**TABLA 2.1:**

**PROPIEDADES DE ACEROS DE PRESFUERZO (3)**

| **Torón de siete alambres fpu=270 Ksi = 18900K/cm²** | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Diámetro nominal (pulg)** | **Area (pulg²)** | **Peso (lb/pie)** | **0.7 fpu X Ap (KLb)** | **Fpu X Ap (KLb)** |
| 3/8 | 0.085 | 0.29 | 16.1 | 23 |
| 7/16 | 0.115 | 0.40 | 21.7 | 31 |
| ½ | 0.153 | 0.53 | 28.9 | 41.3 |
| 9/16 | 0.192 | 0.65 | 36.3 | 51.8 |
| **Torón de siete alambres fpu=250 Ksi = 17500K/cm²** | | | | |
| **Diámetro nominal (pulg)** | **Area (pulg²)** | **Peso (lb/pie)** | **0.7 fpu X Ap (KLb)** | **Fpu X Ap (KLb)** |
| ¼ | 0.036 | 0.12 | 6.30 | 9 |
| 5/16 | 0.058 | 0.20 | 10.20 | 14.50 |
| 3/8 | 0.08 | 0.27 | 14 | 20 |
| 1/2 | 0.144 | 0.49 | 25.20 | 36 |

| **Alambre de presfuerzo** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Diámetro (pulg)** | **Area (pulg²)** | **Peso (lb/pie)** | **Resistencia última= fpu (Ksi)** | **0.7 fpu X Ap (KLb)** | **Fpu X Ap (KLb)** |
| 0.105 | 0.0087 | 0.03 | 279 | 1.70 | 2.43 |
| 0.135 | 0.0143 | 0.049 | 268 | 2.68 | 3.83 |
| 0.162 | 0.0206 | 0.070 | 259 | 3.73 | 5.33 |
| 0.192 | 0.0289 | 0.098 | 250 | 5.05 | 7.22 |
| 0.250 | 0.0491 | 0.170 | 240 | 8.25 | 11.78 |

**Platinas de Acero.**

El uso de este recurso (aproximadamente desde 1967) se dio con la finalidad de incrementar y recuperar la resistencia de los elementos de hormigón a flexión y cortante. (5)

Tales láminas se adherían en forma externa; el acero utilizado es de categoría A37, que tiene un punto de fluencia a la tracción de aprox. a 2590 $Kg/cm^2$ Contrario a los actuales métodos de uso de platinas, que serán detallados más adelante, esta técnica tiene desde hace algún tiempo guías de diseño.

Es de notar que las platinas de acero tienen ventajas y desventajas, tanto en su uso como en su costo e instalación:

- ✓ Peso propio elevado (7850 $Kg/cm^3$)
- ✓ Alta resistencia a la tensión.
- ✓ Bajos valores de espesor.
- ✓ Alta sensibilidad a la corrosión, ambientes salinos y químicos, por lo que necesariamente tienen que estar recubiertas por concreto o pintura anticorrosiva.
- ✓ La longitud de las platinas es limitada, y de difícil manejo. Se requieren traslapes y juntas.

- ✓ Su capacidad de carga es en cualquier dirección y el comportamiento a fatiga es adecuado.
- ✓ Aunque el costo del material es relativamente bajo, el costo de instalación no lo es, puesto que requiere necesariamente de equipo de elevación y elementos de fijación.

## 2.2. Materiales Compuestos y de Última Generación:

### 2.2.1. Introducción:

El uso de reforzamiento estructural puede tener carácter global o local, dependiendo del estado de la estructura, asimismo puede darse antes o después de un evento sísmico, siendo en el segundo caso necesario además adicionar la acción de rehabilitar antes que reforzar. (6)

En el caso de ser un reforzamiento global han sido utilizados: las pantallas, los arriostramientos, el concreto de alto desempeño, etc. En el caso local pueden ser familiares para el lector los refuerzos por confinamiento, como los « encamisados » de concreto y/o acero junto con el uso de « grouts » o morteros de relleno, los de refuerzo a flexión como los ***Carbon Fiber Reinforced Polymer*** **CFRP.** y ***Glass Fiber Reinforced Polymer*** **CFRG.**

Importante es aclarar que en el presente trabajo de grado, toda la atención se focalizará en el uso activo (tensionamiento) de platinas de carbono (CFRP).

### 2.2.2. Reforzamiento con Sistemas de Fibras de Carbono CFRP

**Características de las Láminas:**

Las láminas CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) son una combinación de fibras de carbono en una matriz de resina epóxica.

Su resistencia radica en la dirección longitudinal de la fibra, en la cual tiene valores elevados de ese parámetro, así como su rigidez. Su comportamiento es excepcional a la fatiga, mucho mejor que la del acero común y teniendo al mismo tiempo una densidad baja. (5)

Las fibras son los elementos con capacidad de carga y la matriz epóxica sirve para unir las fibras entre sí, permite la transferencia de carga entre las fibras y las protege del medio ambiente.(Ver Fotos 2.1)

**Ventajas.-**

Es de notar que la resistencia en la dirección transversal así como al cortante tienen valores bajos, su virtud es pues netamente en la dirección longitudinal.

Otras bondades frente a los materiales análogos tradicionales constituyen su excelente comportamiento y durabilidad frente a ambientes corrosivos, sustancias químicas, su bajo peso, las características mecánicas expresadas anteriormente; sin embargo, no es recomendable su exposición a los rayos ultravioletas (UV), o a altas temperaturas derivadas de la exposición al fuego.

Con respecto a los Rayos Ultravioleta (UV), y a las altas temperaturas derivadas de la exposición al fuego, es necesario aclarar que la debilidad radica en la resina y la decoloración de la pega (adhesivo), no así en las fibras. (5)

**Tipos de Láminas CFRP.-** Existen tres diferentes tipos de láminas: la tipo **S,** la tipo **M,** y la tipo **H,** clasificación que se basa en los valores de módulos de elasticidad.

Las de tipo S y M se las utiliza en reforzamiento de elementos de concreto y la H en elementos de madera.

El gráfico 2.1 muestra los módulos de elasticidad de los tres tipos de lámina.(Ver anexo).

Para el efecto de los ensayos se utilizará el denominado **S512** (denominación SIKA), que tiene 5 cm de ancho y 1.2 mm de espesor. (5) (Ver Foto 2.2)

**TABLA 2.2 (a)**

**RESUMEN DE PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LAS CFRP SIKA CARBODUR**

| | |
|---|---|
| **Base :** | Fibras de carbono en matriz epóxica |
| **Color :** | Negro |
| **Contenido de fibras en volumen :** | > 68 % |
| **Resistencia a la temperatura :** | > 150° C |

**TABLA 2.2 (b)**

**RESUMEN DE PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LAS CFRP SIKA CARBODUR**

| | **TIPO S** | **TIPO M** | **TIPO H** |
|---|---|---|---|
| Módulo de Elasticidad ($E_L$) | > 1’650.000 $Kg/cm^2$ | > 2’100.000 $Kg/cm^2$ | > 3’000.000 $Kg/cm^2$ |
| Resistencia a la tracción longitudinal de diseño ($f_L$) | > 28.000 $Kg/cm^2$ | > 24.000 $Kg/cm^2$ | > 13.000 $Kg/cm^2$ |
| Valor medio de resistencia a la tracción a rotura | > 30.500 $Kg/cm^2$ | > 29.500 $Kg/cm^2$ | > 14.500 $Kg/cm^2$ |
| Deformación unitaria | > 1.7 % | > 1.1 % | > 0.45% |
| Densidad | 1.5 $g/cm^3$ | 1.6 $g/cm^3$ | 1.6 $g/cm^3$ |

**TABLA 2.3**

**DIMENSIONES DE DISEÑO DE LAS LAMINAS CFRP**

| **Lámina Sika CarboDur Tipo S** | | **Módulo E > 1’650.000 $Kg/cm^2$** | |
|---|---|---|---|
| TIPO | ANCHO MM | ESPESOR MM | SECCION TRANSVERSAL Area $mm^2$ |
| S512 | 50 | 1.2 | 60 |
| S612 | 60 | 1.2 | 72 |
| S812 | 80 | 1.2 | 96 |
| S1012 | 100 | 1.2 | 120 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| S1212 | 120 | 1.2 | 144 |
| S1512 | 150 | 1.2 | 180 |
| S614 | 60 | 1.4 | 84 |
| S914 | 90 | 1.4 | 126 |
| S1214 | 120 | 1.4 | 168 |

| **Lámina Sika CarboDur Tipo M** | | **Módulo E > 2'100.000 Kg/cm$^2$** | |
|---|---|---|---|
| TIPO | ANCHO MM | ESPESOR MM | SECCION TRANSVERSAL Area mm $^2$ |
| M614 | 60 | 1.4 | 84 |
| M914 | 90 | 1.4 | 126 |
| M1214 | 120 | 1.4 | 168 |

| **Lámina Sika CarboDur Tipo H** | | **Módulo E > 3'000.000 Kg/cm2** | |
|---|---|---|---|
| TIPO | ANCHO MM | ESPESOR MM | SECCION TRANSVERSAL Area mm $^2$ |
| H514 | 50 | 1.4 | 70 |

En el mercado Europeo y Norteamericano existen otros sistemas de reforzamiento estructural pasivo como son el TFC de Francia (Tissue de Fibres de Carbone) y el MBRACE$^{TM}$ de Master Builders Tecnologies (USA). El TFC es uno de los más populares en Europa debido a su poco peso, gran flexibilidad y facilidad de aplicación. De manera similar al sistema MBRACE$^{TM}$ las fibras se puede decir que son compuestas, es decir el sistema se va armando capa a capa en base al requerimiento de la estructura.(7)

**Aplicación: Sistema de Tensado de CFRP:**

Buscando una solución alternativa al uso **pasivo** de las fibras de carbono, se tiene lo siguiente:

Si se considera que al tensar una CFRP (platina de carbono) :

- ✓ Se aprovecha la alta capacidad de deformación de la platina.
- ✓ Se activa el reforzamiento también para carga muerta.
- ✓ Se asegura la toma de fuerzas de tracción incluso para bajas temperaturas.
- ✓ Queda asegurado el regreso al estado original sin rastro de fisurasión.

Que la platina este trabajando en forma pasiva significa que el CFRP empieza a trabajar realmente sólo cuando viene la sobrecarga, mientras que en el uso activo, el CFRP comienza a actuar inmediatamente cuando la platina se une al elemento estructural a rehabilitar.

Adicionalmente se tienen obviamente las ventajas de la platina de carbono como material en sí (ya descritas anteriormente).

Existen asimismo, sistemas desarrollados en Europa y EE.UU., uno de los cuales es el **LEOBA CARBODUR**, el cual se ha venido experimentado en Zurich (Suiza), por parte de SIKA INTERNACIONAL en los laboratorios EMPA .

Este sistema consiste en el pretensado de platinas de fibras de carbono (CFRP) como elementos de tensionamiento superficial, adheridas posteriormente y resistentes al corte.

### 2.3. Teorías de Diseño Actuales.

Las ideas actuales de diseño propenden a un comportamiento inelástico del acero y agrietamiento del concreto con la finalidad de que en caso de un evento sísmico de gran magnitud, los elementos de una estructura no colapsen y al mismo tiempo permita la evacuación inmediata.(8)

Sin embargo, en el caso de un sismo de mediana magnitud, los elementos estructurales aunque pueden llegar a agrietarse, se puedan rehabilitar y reforzar para que continúe su uso.

En la teoría de diseño por fluencia se sugiere que una vez que el acero ha llegado al esfuerzo de fluencia, el hormigón circundante comience a fisurarse y luego a agrietarse. Por tanto no se debe considerar una inercia total en la sección sino una inercia efectiva o "inercia agrietada" (es decir un porcentaje de la inercia inicial).

### 2.3.1 Diseño por Fluencia - Ductilidad.

La característica más importante de un elemento estructural es su resistencia real, la cual debe ser lo suficientemente elevada para resistir con una cierta holgura todas las cargas previsibles que puedan actuar sobre ella. Por este motivo, se calcula las dimensiones de concreto y la cantidad de refuezo de tal manera que sus resistencias sean las adecuadas para sostener las fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de sobrecarga, considerablemente mayores que las cargas que se espera actúen realmente durante el servicio normal. Este concepto de diseño se conoce como Diseño a la resistencia.(8)

La resistencia nominal de un elemento debe calcularse en base al comportamiento inelástico de los materiales que los conforman. Un elemento diseñado debe mostrar un comportamiento satisfactorio bajo las cargas normales de servicio. Las condiciones límites de funcionamiento son parte importante del diseño total aunque la tensión se enfoque inicialmente hacia la resistencia.

El concreto responde en forma razonablemente elástica a esfuerzos de compresión que no excedan a la mitad de su resistencia, mientras que el acero permanece elástico casi hasta su esfuerzo de fluencia. Los elementos se pueden diseñar con base a la teoría elástica, siempre y cuando los esfuerzos para las cargas de servicio permanezcan por debajo de estos límites.

Si los elementos se calculan con base a las cargas de servicio, el margen de seguridad necesario se logra estipulando esfuerzos admisibles con tales cargas que sean fracciones convenientemente pequeñas de la resistencia a la compresión del concreto y del esfuerzo a la fluencia del acero.

El método de diseño para cargas de servicio no permite una evaluación explícita del margen de seguridad. En el método de diseño a la resistencia se pueden ajustar los factores individuales de carga para representar grados diferentes de incertidumbre para los diferentes tipos de carga. También puede ajustarse los coeficientes de reducción de resistencia según la precisión con la cual se pueden calcular los diferentes tipos de resistencia (flexión, cortante, fuerza axial, etc.), y la resistencia misma en cada caso se calcula considerando explícitamente la acción inelástica. Mediante los métodos de diseño para cargas de servicio, el funcionamiento respecto a las deflexiones y el agrietamiento se considera comúnmente en forma implícita por medio de los límites impuestos a los esfuerzos producidos por dichas cargas.

En lo concerniente al hormigón armado, actualmente es utilizado el método de resistencia última; sin embargo, el método de esfuerzos de trabajo aún es utilizado en los cálculos para elementos de hormigón presforzado y acero, debido principalmente a que no existe aún confianza de los diseñadores para utilizar factores de reducción de resistencia más liberales.(8)

## 2.4.Control de Deflexiones:

### 2.4.1. Elásticas :

Para el caso de una viga simplemente apoyada y con una carga distribuida uniforme w, como es el que compete al paso a desnivel en estudio, la deflexión elástica que experimentará debido a w, y dependiendo de la distancia con respecto a uno de sus extremos es como se muestra a continuación (9):

En el punto medio la deflexión máxima dada por:

$$\delta = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

donde :

E = Módulo de Elasticidad

I = Inercia de la sección del elemento

w = Carga distribuida aplicada sobre el elemento.

L = Longitud del elemento (viga).

### 2.4.2. Esfuerzos Admisibles:

Los esfuerzos que están principalmente involucrados en los elementos de carácter isostático sin fisuración en la parte inferior, como los mencionados en el 2.4.1 son :

$$E * I * y = \frac{w * x}{24}(L^3 - 2 * L * x^2 + x^3)$$

$$\sigma_{D(x)} + \sigma_{L(x)} + \sigma_{P(x)} > -f_r$$

donde:

$\sigma_D$ = Esfuerzo debido a la acción de la carga muerta (peso propio)

$\sigma_L$ = Esfuerzo por carga viva.

$\sigma_P$ = Esfuerzo de compresión = F / A

$f_r$ = Esfuerzo de fisuración en fibra inferior (comúnmente aceptado como aprox. El 10 % de la resistencia a la compresión del concreto f'c.(9)

## 2.5 Causas de Pérdidas en el Presfuerzo :

Cuando un elemento de hormigón es pretensado o postensado, ocurren lo que se denomina las pérdidas de la Fuerza de Presfuerzo, ya que gracias a ciertos factores que se detallan a continuación no se puede esperar que el 100 % de lo aplicado se transfiera del acero al concreto. Entre las principales están (11):

### 2.5.1. Acortamiento Elástico del Concreto:

Se produce como resultado de la teoría elástica, cuando el presfuerzo se transmite al concreto, el elemento se acorta junto con el acero. Por tanto existe una pérdida de presfuerzo en el acero. Así se tiene:

$$\Delta f_s = \partial * E_s = \frac{E_s F_o}{A_c E_c} = \frac{n * F_o}{A_c}$$

$$\partial = \frac{f_c}{E_c} = \frac{F_o}{A_c E_c}$$

Donde:

$\delta$ = deformación unitaria

$F_o$ = Esfuerzo total inmediatamente después de la transferencia.

$\Delta f_S$= Pérdida de presfuerzo en el acero.

$E_S$= Módulo de elasticidad el acero

$E_C$= Módulo de elasticidad el concreto.

*n* = Relación de módulos.

*Ac* = Area del elemento (concreto).

En realidad no hay mayor variación entre el esfuerzo antes y después de la transferencia de preesfuerzo, ya que este tipo de pérdida es sólo un pequeño porcentaje del esfuerzo inicial o total. Así, es válido usar el principio del área transformada:

$$A_t = A_c + n * A_s$$

$$\Delta f_s = \partial * E_s = \frac{n * F_i}{A_t}$$

Donde:

$$A_t = Area\ total\ de\ la\ \mathrm{sec}ción$$
$$A_s = Area\ del\ acero$$
$$A_c = Area\ del\ concreto.$$
$$F_i = \mathrm{Pr}esfuerzo\ inicial.$$
$$n = \mathrm{Re}lación\ de\ módulos$$

### 2.5.2. Deformación Plástica del Concreto :

También conocida como « Creep », es una de las principales causas de pérdidas que ocurren con el presfuerzo inicial, es característica de la edad del concreto e influye decisivamente asimismo en el aumento de la flecha en el elemento de hormigón conforme avanza el tiempo.

Importante es anotar que aunque la pérdida por acortamiento elástico se puede absorber, especialmente en elementos postensados, no se da tal caso con la deformación plástica, debido a los altos costos iniciales de tensado y a que el acero podría acercarse peligrosamente a su límite de tensión.

Se tiene entonces :

$$\Delta f_s = C_c * \frac{f_c * E_s}{E_c}$$

Donde :

$\Delta$fs = Pérdida de presfuerzo en el acero debida a la deformación plástica en el concreto.

Cc = Coeficiente de ductilidad, generalmente entre 2 y 3= $\delta$s/$\delta$c.

n = Relación de módulos = Es / Ec.

fc = Presfuerzo en el concreto.

### 2.5.3 Contracción del Concreto (Shinkrage)

La contracción por secado del concreto provoca una reducción de la deformación del acero de refuerzo igual a la deformación por contracción del concreto, la reducción de esfuerzo resultante en el acero constituye una componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto preesforzado .(10)

Básicamente consiste en la retracción de fraguado que presenta el elemento una vez colado el hormigón. La magnitud varía de manera apreciable por 2 razones :

- Con la proximidad del concreto al agua ; y,
- Con el tiempo de aplicación del presfuerzo, en cuyo caso es recomendable el preesforzado una vez que se haya agotado casi toda la contracción para evitar pérdidas excesivas.

Usualmente se da un valor promedio de 0.0003 para la deformación unitaria por contracción ($\delta_s$); así, la pérdida correspondiente es:

$$\Delta f_s = \partial_s * E_s$$

### 2.5.4. Relajamiento del Esfuerzo en el Acero (o deformación plástica del acero)

Este proceso, dependiente del tiempo, se produce en los primeros días luego de la aplicación del presfuerzo (especialmente las 2 primeras semanas).

La magnitud del relajamiento varia dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos en esta variación son el tiempo y la intensidad del esfuerzo inicial.

Debe tomarse en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

Sin embargo, esta pérdida es posible muchas veces absorberla a través de un pequeño sobreesfuerzo, durante unos minutos adicionales.(11)

En condiciones estándar y para la mayoría de aceros comerciales, tal pérdida se sitúa alrededor de un 3% del presfuerzo.

### 2.5.5. Absorción del Anclaje:

En los miembros postensados, cuando se libera la fuerza del gato, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante anclajes de uno u otro tipo. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento en los anclajes después de la transferencia, a medida que las cuñas se acomodan dentro de los tendones, o a medida que se deforma el dispositivo de anclaje. La importancia del deslizamiento en los anclajes dependen de la longitud del miembro o de la cama del colado. Para tendones muy cortos, los dispositivos de anclaje producirán elevadas pérdidas por deslizamiento. Para miembros postensados largos, o para pretensados que emplean grandes camas de colado, las pérdidas por deslizamiento llegan a ser insignificantes.(11)

La perdida por deslizamiento $\Delta f_S$ se puede calcular fácilmente de la expresión:

$$\Delta fs = \frac{\Delta a * Es}{L}$$

Donde:

$\Delta a$ = cantidad de deslizamiento

L = longitud del tendón

Es = módulo de elasticidad del acero.

### 2.5.6. Fricción:

En los miembros postensados, por lo general, los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante los gatos en el otro. A medida en que el acero de desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de la que tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. La pérdida total por fricción es la suma de la fricción por deformación no intencional del ducto, y la fricción debida a la curvatura intencional del tendón.

La pérdida por fricción depende básicamente de la longitud del tendón y del ángulo de inclinación del mismo.

$$\Delta fs = (1 - e^{-\mu\theta - kl}) * 100\%$$

Donde:

$\mu_{\theta}$= efecto de curvatura

kl = efecto de longitud

### *2.5.7.* **Flexión (Camber):**

Existe además lo que se conoce como pérdida por flexión causada por la excentricidad del torón. El momento flector ocasiona entonces un esfuerzo adicional en el concreto que multiplicado por la relación modular produce un esfuerzo residual de pérdida.

Así :

$$\Delta f_s = n * \frac{P * e * y}{I}$$

Donde:

$n$ = relación modular

$P$ = presfuerzo

$e$ = excentricidad

$y$ = distancia a la fibra extrema

$I$ = inercia de la sección

# C A P I T U L O 3

# 3. ANÁLISIS DE LA OBRA EN ESTUDIO Y ELEMENTOS EN GENERAL:

## 3.1. Tipología Estructural Empleada

La obra mencionada (paso a desnivel de la Av. De las Américas) constituye lo que se denomina pórtico con vigas simplemente apoyadas, el cual toma el 100% de las cargas verticales (cargas gravitacionales) y 100% de las cargas horizontales (cargas sísmicas), a excepción del sector de los estribos, en los cuales existe un porcentaje de carga sísmica tomado por los muros, a semejanza de un pórtico con paredes armadas (dual system).

Los tableros se apoyan simplemente en las pilas y los muros son parte de los estribos lo que hace que el sistema sea isostático.

## 3.2. Detalle Geométrico De La Obra En Estudio

La obra en estudio consta de los siguientes elementos estructurales:

- Cinco tramos, con dos rampas de entrada y salida respectivamente. Las rampas (aproches) están confinadas con muros laterales de hormigón armado.

- Entre las rampas se ubican cuatro pilas irregulares que tienen tres pilares cada una.

- La superestructura consta de tableros constituidos por vigas presforzadas, en número de once vigas por tablero, con un total de 55 vigas para todo el puente.

- Las vigas son de tipo I con alas de aproximadamente noventa y tres centímetros de ancho, prácticamente adosadas por los lados (diez centímetros de separación).

- La altura de las vigas es escasa en relación a su base, el peralte de las mismas es 138 cm.

- La longitud de las vigas es de treinta metros excepto la del centro cuyo vano tiene una longitud de 37.76 m.

- Por el adosamiento de las vigas se calcula el ancho total de los tableros en 11.34 m. (3 carriles todos en la misma dirección).

- Existe la presencia de un diafragma central en cada tablero y dos diafragmas en la zona de los apoyos, pero dichos diafragmas son de poco espesor y, por estar las vigas prácticamente adosadas, de poco volumen.

- En las juntas se puede apreciar la presencia de platinas de 17 cm. de ancho y 1.4 mm de espesor así como ángulos de 60 mm de lado y 5 mm de espesor.

Para mayor comprensión y detalle geométrico de este paso a desnivel verificar la Figura 3.1.

### 3.2.1 Cálculo de las características geométricas de la viga.

**Área =** $(93.1x20.62)+(117.98x41)+(97.54x20)=8707.7\left[cm^2\right]$

$$\bar{y}=\frac{(93.1x20.62x10.31)+(117.98x41x79.61)+(97.54x20x148.01)}{(93.1x20.62)+(117.98x41)+(97.54x20)}=79.655\left[cm\right]$$

$$I = \frac{93.1x(20.62)^3}{12} + (93.1x20.62)x(10.91 - 79.65)^2$$

$$\frac{41x(117.98)^3}{12} + (117.98x41)x(79.61 - 79.65)^2$$

$$\frac{97.54x(20)^3}{12} + (97.54x20)x(148.01 - 79.65)^2$$

***I** = 23.931.202.6 cm$^4$*

## 3.3. Análisis y Evaluación de Deflexiones y Posibles Niveles de Presfuerzo

### 3.3.1. Obtención de flecha elástica máxima para 1 viga:

Con la ayuda de los datos geométricos del apartado 3.2 se tiene:

Longitud del claro = L = 37.76 m

Módulo Elástico E del concreto (estimado) = 2.1 * $10^6$ Kgf / cm$^2$

Area de la sección de una viga tipo (aprox) = 0.87 m$^2$.

Inercia de la sección = 0.24 m$^4$ ;

Peso volumétrico del hormigón = 2.4 Ton / m$^3$.

Peso / m$^2$ de asfalto = 0.11 Ton / m$^2$.

Carga muerta = $w_D$ = Peso propio viga + sobrecarga (asfalto)

$w_D$ = 0.8708*2.4 + 1 * 0.11 = 2.2 Ton / ml

Ver Figura 3.2 (Detalle de Distancias a Fibras Extremas de la Viga)

Siendo entonces la deflexión máxima teórica elástica:

$$\delta = \frac{5*2.2*37.76^4}{384*2.1*10^6*0.2409} = 0.115m$$

Hay que recalcar que este resultado es para 1 sola viga; sin embargo, dado que existen diafragmas uniendo a todas las vigas como un conjunto (tablero), la deflexión máxima esperada DEBE SER SIGNIFICATIVAMENTE MENOR, siempre y cuando el sistema de diafragmas sea eficiente.

Sin embargo, en el levantamiento topográfico del paso a desnivel, se encontró una deflexión permanente en sitio de 18.4 cm en el centro del claro más largo. (Ver Foto 3.1, 3.2, 3.3)

Cabe recalcar que las vigas no presentaron fisurasión, lo cual sugiere claramente que las vigas no están en un estado avanzado de plasticidad, pero en todo caso ya rebasaron el valor de flecha elástica admisible para las condiciones de carga existentes.

### 3.3.2. Causas de las Deflexiones:

**La edad de los pasos elevados.**

Las vigas presforzadas, sean pretensadas o postensadas, se construyen utilizando una fuerza de presfuerzo inicial que no es constante en el tiempo, sino que se reduce con este. Las pérdidas pueden ser importantes al cabo de los años, pudiendo llegar en porcentaje, y aún exceder, el 20%. Este factor se toma en cuenta en fase de diseño, utilizando para este la fuerza efectiva remanente calculada, en vez de la inicial.

La aplicación de la fuerza de tensado tiene que ver directamente con la flecha inicial. Actualmente, se estima un mejor criterio de diseño aplicar fuerzas que induzcan una flecha negativa (hacia arriba) en la fase de tensado, para que una vez aplicadas todas las cargas (sobrecargas como asfaltado y parterres o cargas vivas) esta flecha negativa se pierda y la flecha positiva que se desarrolle con el tiempo, debido a la perdida de la fuerza de presfuerzo, no sea importante.

Posiblemente en el diseño de las vigas no se tomaron en cuenta suficientemente estos factores, lo que se concluye de la magnitud de la flecha elástica medida en sitio.

**La rigidez del tablero.**

En tableros construidos en base a vigas I, casi toda la rigidez del tablero está dada por dichas vigas, siendo la contribución de la losa superior modesta en comparación. La rigidez a la flexión está determinada por el módulo de elasticidad de los materiales, principalmente el del hormigón; y por la Inercia de la sección transversal de las vigas.

La Inercia depende mucho más de la altura que de la base de las vigas, a escasa altura corresponde también una escasa inercia, y viceversa. Si la inercia es modesta, entonces la rigidez es baja y las deflexiones debidas a la carga deben ser altas.

Lo que se puede apreciar en campo es que la altura de estas vigas es modesta en comparación a su base. La relación altura / base es cercana a 1, cuando lo que se considera normal son valores próximos a 2. Ello se hizo posiblemente pensando en que el adosamiento de las vigas proporcionaría rigidez suficiente por el número de las vigas antes que por la altura de las mismas.

Este criterio funcionaría si la transferencia de cargas entre vigas fuera efectiva y si el tráfico sobre el paso elevado permaneciera en los valores de proyecto. En este caso ambas condiciones no se cumplen.

**La inefectividad de los diafragmas.**

La función de estos elementos es la de transferir la carga lateralmente entre las vigas, evitando que toda la carga aplicada sobre una de ellas sea tomada en su totalidad por esta y que mas bien sea transferida en parte a las vigas laterales. Pero para que esto se cumpla también es importante el numero, la rigidez y las dimensiones de los diafragmas, así como la separación de las vigas.

En el caso que nos ocupa, el adosamiento de las vigas ha reducido los diafragmas a la mínima expresión y se pudo notar que el espesor de estos elementos es sumamente modesto. Ello significa que las cargas no son transmitidas lateralmente de una forma eficiente y que, en la práctica, !a carga aplicada directamente sobre una viga es transmitida solo en pequeño porcentaje a las dos vigas vecinas mientras las otras vigas no participan.

Ello, evidentemente, tiene su efecto sobre el desarrollo de las flechas,

**Diagnostico de la Peligrosidad**

A pesar de las hipótesis planteadas anteriormente, se considera que el desarrollo de las flechas no constituye un peligro a la integridad de las estructuras, dado que no se observa que estas deflexiones involucre la aparición de fisuras en e! hormigón, En general, en fase de diseño, el control de las deflexiones es necesario porque estos valores, cuando son excesivos, implican la formación de fisuras y grietas.

Por otro lado, la especificación AASHTO exige que, para claros simples o continuos, la deflexión debida a la carga viva más e! impacto no debe sobrepasar 1/800 del claro. Para vigas de 30 metros de longitud, este valor corresponde a 3,75 centímetros. Este valor ha sido, con seguridad, excedido en la mayoría de las vigas de los pasos elevados que nos ocupan.

Por tanto, la recuperación de las flechas debe hacerse en estas estructuras a fin de introducir sus valores en ,el rango considerado admisible por las normas internacionales vigentes, pero no por considerar que dichas flechas constituyan un peligro para la estructura en si.

La recuperación de las flechas redundara también en un incremento de resistencia de las vigas y por tanto en la capacidad actual de los pasos elevados. Así mismo se traducirá en un mayor bienestar para los conductores que usan estos traficados pasos.

Es necesario hacer mayor énfasis en el tema de la comodidad y bienestar de los conductores y en la conservación de los automotores.

Todas estas consideraciones justifican el trabajo de recuperación de las flechas.

### 3.4. Justificación de Ensayos en Diversos Elementos de Hormigón Presforzado

- La dificultad que presenta el ensayar la viga in situ debido a las políticas municipales referentes a las obras públicas, las cuales prohíben cualquier tipo de intervención física en el cuerpo de las estructuras de este tipo que posee la ciudad, sin el respectivo permiso, el cual resultaría para el propósito principal de este trabajo, muy extenso.

- Los altos costos que hubiese generado para el grupo de estudiantes, no así para una empresa que quisiera encargarse del estudio.

- La facilidad de repetición de los ensayos, en estos elementos de hormigón, para obtener mejores conclusiones sobre el comportamiento de cualquier tipo de elemento presforzado ante diversas aplicaciones de cargas.

Es de aclarar que, pese a los esfuerzos desplegados por el grupo de estudio, no se pudo encontrar información suficiente sobre esta obra. Se buscó los estudios y planos tanto en Guayaquil (Municipio, Gobernación, Subsecretaría del MOP) como en Quito (Ministerio de

Obras Públicas), sin resultados positivos. Se presume que en esa época quien manejaba los estudios técnicos era el FODUR (Fondo de Desarrollo Urbano y Rural), institución que dejó de funcionar la pasada década, sin que se sepa a ciencia cierta el destino de esa información. De parte del Ministerio de Obras Públicas en Quito, la única información obtenida fue la del paso elevado en la Av. de las Américas sobre la Av. Plaza Dañín. Esto era lo único que esta institución poseía sobre los pasos elevados sobre la Av. de las Américas, en el cual las deflexiones son despreciables, es mucho más joven y de diferentes características que las obras antes mencionadas.

Como solución a estos inconvenientes, se decidió trabajar con elementos prefabricados proporcionados por la empresa PRECRETO S.A. del Grupo La Cemento Nacional de Guayaquil.

Se concluyó además que esta propuesta brindará una idea más amplia del comportamiento de los diferentes elementos y secciones de hormigón frente a cargas impuestas y la posibilidad de recuperación de resistencia y deflexión. Permitirá asimismo la inferencia en otro tipo de secciones y elementos y por tanto la generalización del comportamiento de cualquier otro tipo de estructura de hormigón armado y presforzado.

## 3.5. Detalle Geométrico de los Elementos a Ensayar:

### 3.5.1. Descripción Geométrica:

Como se indicó anteriormente en el apartado 3.2. los elementos a ensayar tienen el siguiente detalle :

Longitud = 7.20 metros,

Sección típica, trapezoidal, peralte = 30 cm, ancho superior = 12.5 cm, inferior = 8 cm.

f'c = 350 $Kg/cm^2$

1 Torón superior $\phi$ = 6 mm, Fpu = 250 Ksi, Fo= 2780 Kg.

2 Torones inferiores c/u $\phi$ = 10 mm, Fpu = 270 Ksi, Fo= 7280 Kg.

1 varilla $\phi$ = 16 mm x 6 m.

Armadura de cortante $\phi$ = 5.2 mm, Fy = 2800 $Kg/cm^2$, espaciamiento para cortante @ c/15 en el 1$^{er}$ metro y @ c/20 en los siguiente metros, a excepción del metro central en que no existe mayor acción de cortante. (Ver figura 3.3.)

### 3.5.2. Cálculo teórico de deflexiones en elementos de prueba:

Utilizando los datos del apartado anterior se tiene:

$$A = \frac{(8+12.5)*30}{2} = 307.5cm^2$$

$$\bar{y} = \frac{(8*30*15+2.25*30*10)}{307.5cm^2} = 13.9cm$$

$$I = \frac{8*30^3}{3} + \frac{2*2.25*30^3}{12} - 307.5*(13.90)^2 = 31287.08cm^4$$

$$r^2 = \frac{I_c}{A_c} = \frac{31287.08}{307.5} = 101.75cm^2,$$

$$r = 10.087cm$$

donde:

A = Área de la sección, $\bar{y}$ = Coordenada vertical del centroide

I = Momento de inercia con respecto al eje X.,

r = Radio de Giro.

Asimismo, es posible calcular la carga muerta por u. de longitud = $w_l$ :

$$w_{pp} = A_c * \gamma_{hormigón} = 0.03075 * 2.4T/m^3 = 0.0738T/m$$

$$w_l = \frac{6.8}{2*7.2} = 0.4722T/m$$

$$l = 7.20m$$

$$I = 31287.075cm^4$$

$$E = 15100\sqrt{f'c} = 309451.91Kg/cm^2$$

Por tanto, según lo expresado en el apartado 2.4, la deflexión máxima elástica de este tipo de elementos es:

$$\Delta = \frac{5w_T l^4}{384 * E * I} = \frac{5*(4.722+0.738)*720^4}{384*309451.91*31287.075} = 1.97cm \downarrow$$

dirigida hacia abajo.

### 3.5.3. Cálculo de la capacidad de carga de la viga:

**Fórmula general para hallar los esfuerzos en la viga**

De acuerdo a la teoría de esfuerzos admisibles, la viga en estudio sometida a flexión tiene lo siguiente(11):

a) Esfuerzos de compresión, considerando una pérdida en el presfuerzo global del 5 %, por consiguiente la fuerza efectiva será igual a la sumatoria de todos los cables, por 0.95.

b) Debido a peso propio

c) Debido a camber o excentricidades (cables superior e inferiores)

d) Debido a sobrecarga

e) Límite de esfuerzo de compresión (0.45 x f'c) y tensión (1.6 x f'c$^{0.5}$). Estos valores están dados por el código del A.C.I. Cap 18.4.2. a y b.(12)

Así:

$$\frac{F_e}{A}+\frac{\omega_{PP}*l^2*c}{8*I}-\frac{F_{ei}*e*c}{I}+\frac{\omega\ *l^2*c}{8*I}\leq 0.45*f'c,$$

$$\frac{F_e}{A}-\frac{\omega_{PP}*l^2*c}{8*I}+\frac{F_{ei}*e*c}{I}-\frac{\omega\ *l^2*c}{8*I}\geq -1.6*\sqrt{f'c}$$

Por tanto, dependiendo de la fibra a analizar se tienen los signos correspondientes, tanto a compresión (asumido como positivo), como a tensión (asumido como negativo), en efecto:

**a. Fibra Superior: (Unidades de fuerza en Ton, longitudes en m)**

$$\frac{0.95*17.34}{0.3075}+\frac{0.0707*7.2^2*0.139}{8*0.00031287}+\frac{2.78*0.95*0.089*0.139}{0.00031287}-$$

$$-\frac{2*7.28*0.95*0.136*0.139}{0.00031287}+\frac{\omega*7.2^2*0.139}{8*0.00031287}\leq 0.45*4200$$

$$535.71+203.54+104.43-835.75+2878.90*\omega\leq 1890$$

$$7.93+2878.90\omega\leq 1890$$

$$\omega\leq 0.65\,{}^{T}\!/_{m}$$

siendo éste el valor de sobrecarga posible límite a soportar por la viga sin exceder sus esfuerzos de comprensión en la fibra superior.

**b. Fibra Inferior: (Unidades de fuerza en Ton, longitudes en m)**

$$\frac{0.95*17.34}{0.3075}-\frac{0.0707*7.2^2*0.161}{8*0.00031287}-\frac{2.78*0.95*0.089*0.161}{0.00031287}+$$

$$+\frac{2*7.28*0.95*0.136*0.161}{0.00031287}+\frac{\omega*7.2^2*0.161}{8*0.00031287}\geq -1.6*\sqrt{f'c}$$

$$535.71-235.75-120.95+968.02-3334.55*\omega\geq -327.90$$

$$1147.03-3334.55*\omega\geq -327.90$$

$$\omega\leq 0.442\,{}^{T}\!/_{m}$$

siendo éste el valor de sobrecarga posible límite a soportar por la viga sin exceder sus esfuerzos de tensión en la fibra inferior.

**Pesos Aplicados a las Vigas en Estudio**

$$1*(2.41*0.80*0.51)+2*(0.825*1.30*0.59)=2.25m^3$$

$$W_t=\gamma*V=2.3*2.25=5.175Ton.$$

$$\omega_{c/viga}=\frac{5.175}{2*7.2}=0.359 T/m$$

Considerando ahora a la platina actuando únicamente; su acción es netamente hacia arriba, siendo entonces indispensable verificar que no exceda los esfuerzos máximos en la viga.

**Platina Fibra Superior**

$$7.93+\frac{F_p}{A}-\frac{F_p*e*c_t}{I}\geq -1.6*\sqrt{f'c}$$

$$7.93+F_p(\frac{1}{0.03075}-\frac{0.161*0.139}{0.00031287})\geq -327.90$$

$$F_p(32.52-71.53)\geq -335.83$$

$$F_p\leq 8.61Ton.$$

**Platina Inferior**

$$1147.03 + \frac{F_p}{A} + \frac{F_p * e * c_b}{I} \leq 0.45 * 4200$$

$$1147.03 + F_p(\frac{1}{0.03075} - \frac{0.161 * 0.161}{0.00031287}) \leq 1890$$

$$F_p(32.52 + 82.85) \leq 1890$$

$$F_p \leq 6.43 Ton.$$

Siendo entonces así, se escoge el valor menor, o sea 6.43 Tons para proceder a la tensión del sistema; sin embargo, se podría escoger un valor mayor, por ejemplo, 11 Tons (fuerza máxima de tensado del cable de 7 alambres), sin que necesariamente se ponga en peligro a los materiales, toda vez que se han utilizado factores algo conservadores en la fórmula general.

Adicionalmente se realizó un modelo matemático a través del programa computacional SAP2000 (Ver anexos).

## 3.6 Guías de Diseño de Reforzamiento Estructural : De Códigos y Comerciales.

### 3.6.1 Guías de Códigos:

Es común actualmente encontrar normas de diseño para platinas de acero, especialmente en lo concerniente a países como Alemania:

Los enunciados principales para los reforzamientos de elementos de hormigón con este tipo de platinas son :

- La capacidad última del elemento con reforzamiento no debe de exceder al doble de la capacidad del elemento sin reforzar.
- En similitud con el típico reforzamiento con varillas, el elemento es diseñado de tal manera que la falla en el concreto tenga lugar durante la fluencia del acero. Este tipo de falla (dúctil) se detecta con la aparición de fisuras y deformaciones.

Sin embargo, en lo referente a las platinas de carbono CFRP, existen lo que se denomina las normas de código generadas en algunos casos por países que poseen institutos ya experimentados en su uso como los de la Unidad Europea (en Zurich-Suiza, Alemania, Francia) o E.E.U.U.

Dentro de este marco, se encamina la AC125, (cuya dirección en el web es : www.icbo.org)

Adicionalmente, aunque no con reglas todavía claras para el diseño del concreto con reforzamiento CFRP, está el ACI norteamericano, cuyo comité 440-F desarrolló un documento (ACI 440 F-99, 1999), para proporcionar recomendaciones de diseño y técnicas de construcción para el uso de CFRP. Cabe aclarar que en este documento, el ACI, se siguen los mismos principios básicos de equilibrio y comportamiento constitutivo usados para el concreto reforzado convencionalmente.

En Japón, la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE) emitió en el 2000 las primeras normas para uso de FRP en rehabilitación de estructuras de concreto.

Sin embargo, aún está por definirse una metodología explícita para el manejo de muchos aspectos importantes, como:

- El uso de los factores apropiados de seguridad y límites de resistencia de diseño.
- La baja ductilidad de los componentes CFRP.
- Desarrollo del anclaje.
- Criterio de refuerzo mínimo requerido antes del reforzamiento para prevenir un colapso si el CFRP es comprometido debido a eventos incontrolables (fuego, vandalismo, impacto). (13)

### 3.6.2. Normas de Diseño Comerciales

Así como cada país de los antes mencionados, en la medida de lo posible ha emitido normas para uso de CFRP, llamadas « de código »; de la misma manera todas aquellas empresas internacionales, fabricantes de las mismas, basados en sus experiencias, han desarrollado lo que se conoce como guías de diseño comerciales, a las cuales se atienen para elaborar sus productos.

Tales son los casos de Master Builders Technologies (Degussa – Suiza, E.E.U.U.), con sus productos de la línea MBRACE$^{TM}$, Francia con su sistema (Tisú de Fibres de Carbone TFC) de

Freyssinet y diversas empresas de Alemania (DGW) , Suiza y el Reino Unido.

Asimismo SIKA$^{TM}$ Internacional, que ha desarrollado sus productos : SIKA CARBODUR, SIKA WRAP (para reforzamiento a corte), SIKA LEOBA CARBODUR, tiene su propia guía, la cual es detallada en sus principales puntos a continuación :

**3.6.2.1. Desarrollo de Norma Sika Carbodur:**

Para elementos con reforzamiento CFRP a flexión, se debe cumplir lo siguiente:

**$\phi$ * resistencia nominal >= resistencia requerida**

Es importante aclarar que el comportamiento de los CFRP es casi lineal - elástico (ductilidad o deformación plástica de reserva casi nula en zonas de tracción).

En el cálculo de la capacidad o resistencia, deben ser tenidos en cuenta las siguientes consideraciones:

- Deformaciones de todos los materiales : concreto, acero y láminas CFRP.
- La posición del eje neutro.
- Deformaciones previas causadas por cargas ANTES de colocar las láminas CFRP.
- El tipo de falla puede ser determinado por el espesor de la lámina.

$$\sum Z = 0$$
$$Z_L + Z_s - D_c = 0$$
$$\sum M = 0$$
$$M_n - Z_L * (h - k_2 x) - Z_s * (d - k_2 x) = 0$$

Las deformaciones medidas a la rotura están dadas por la siguientes ecuaciones:

$$CONCRETO:$$
$$\varepsilon_C = -\frac{\Delta\varepsilon_L}{h-x} * x + \varepsilon_{c_o}$$

Donde: $\varepsilon_c$<=3º/oo

$$ACERO:$$

$$\varepsilon_S = -\frac{\Delta\varepsilon_L}{h-x} * (d-x) + \varepsilon_{s_o}$$

Donde:

$$\varepsilon_{Sy} \leq \varepsilon_{Smáx} = \frac{\varepsilon_S}{k_S} \leq \varepsilon_g$$

$\varepsilon_g$ = deformación máxima a la rotura

$$LAMINA:$$

$$\varepsilon_{L=}\varepsilon_{L_O} + \Delta\varepsilon_L$$

Donde:

$$\varepsilon_{L_O} + \Delta\varepsilon_{Lmáx} = \varepsilon_{L_u}$$

$$\Delta\varepsilon_L = K_L \Delta\varepsilon_{Lmáx} = K_L(\varepsilon_{Lu} - \varepsilon_{L_O})$$

Los términos εCo y εSo tienen en cuenta todas aquellas deformaciones que se hallan presentes antes de la colocación de la lámina; una eventual predeformación de la lámina es tenida en cuenta con εLo para el instante t = 0.

La etapa final del chequeo de la capacidad a flexión o estado límite de resistencia se obtiene comparando la resistencia de diseño del elemento reforzado con la resistencia requerida en términos de momento:

**$\phi$ Mn >= 1.4 $M_D$+ 1.7 $M_L$**

**$\phi$ = 0.85**

es de notar que el valor de $\phi$ es menor que el usado para la flexión convencional diseñado con varillas de acero, esto se da por cuanto los CFRP solo tienen comportamiento elástico.

# C A P I T U L O 4

# 4. EXPERIMENTACIÓN

## 4.1 Pieza de Enlace. Propuesta de Diseño.

### 4.1.1 Justificación:

En vista de que la mayoría de los dispositivos de tensado (mejor conocidos como “gatos hidráulicos”) han sido diseñados para agarrar sólo torones y/o cables de acero, de forma generalmente circular, ha sido necesario y más aún fundamental introducir la creación de una pieza de enlace o transición entre la platina de carbono CFRP y el torón que necesariamente será el elemento a ser tensado por el gato y que transmitirá esa fuerza de tensión a la platina de carbono.

### 4.1.2. Propuesta de diseño :

La pieza propuesta tuvo varios intentos tales como:

**1.** La utilización de un tubo cuadrado de 75 mm * 4 mm de espesor, sellado en los extremos con orejeras para el paso del torón de $\phi$ = ½“. Para unirlas se usó soldadura 118/11, es decir de alta resistencia.

El sistema funcionaría pegando la platina de carbono sobre una de las caras del tubo cuadrado con el pegamento SIKADUR 30 el mismo que se utilizará para luego unirlo con el hormigón.

Por las orejeras unidas al tubo mediante la tapa y soldadura pasarán el torón, el cual será tensados por medio de un gato hidráulico, que se apoyará en una viga de reacción.

**Ver Figura 4.1**

**2.** Un segundo intento fue realizado con una platina de acero A37 de sección 75 mm * 12 mm. con un pasador o agujero, con bordes suavizados, de 15 mm a 5 cm. de uno de sus extremos, por el cual circulará el torón de $\phi$ = ½ “.

Mientras tanto el CFRP se unirá a esta platina mediante el pegamento SIKADUR 30, el mismo que se utilizará para luego unirlo con el hormigón.

La ventaja de este sistema respecto al anterior es que los esfuerzos pasan por una sola línea de acción lo que los hace trabajar únicamente a tensión y no se producen combinación de esfuerzos.

Un detalle de la platina, que para el efecto del ensayo se muestra en la siguiente ilustración : (ver figura 4.2, anexos)

**4.2. Ensayo de Prueba de Tensión de Pieza de Enlace:**

Los ensayos de prueba se realizaron gracias al apoyo del programa de Tecnología Mecánica de la ESPOL; a través del mismo fue posible la utilización de la prensa mecánica de tensión.

En el primer intento (**ver figura 4.1**) se tensó el prototipo de transición a través de orejeras situadas en los extremos; probándose asimismo los materiales a usarse en el futuro ensayo, entre ellos la soldadura

(118 ksi), el tubo cuadrado (75 mm de ancho y 3 mm de espesor), y quedando demostrado sus respectivas especificaciones.

Hay que notar también que con el sistema de tubo cuadrado referido, los esfuerzos no se provocan en una misma línea de acción, lo que lleva a presentarse combinación de esfuerzos difíciles de cuantificar.

En el segundo intento (figura 4.2) se presentaron inconvenientes para sujetar el torón de acero con las mordazas de la prensa, ya que éstas están diseñadas para agarrar a un elemento plano o varillas corrugadas. Luego el sistema no era eficiente por cuanto los esfuerzos no se provocaban en la misma línea de acción lo que lleva a presentarse combinación de esfuerzos no predecibles o difíciles de cuantificar.

En los ensayos antes descritos, se concluyó que realizarlos en laboratorio no es posible por las características de la prensa, por escala así como por la superficie lisa del torón; la única manera de probarlo es en escala real o con una prensa universal.

## 4.3. Resultados de las Pruebas de Tensión en Laboratorio:

**a).- Sistema con el Tubo Cuadrado**

La carga de rotura obtenida en los aros de acero fue de 9100 Kg, mientras que las tapas junto con el tubo no fueron afectados en su interfase gracias a la soldadura 118 Ksi.

**b).-Sistema utilizando el torón con el Tubo Cuadrado**

En éste sistema se llegó a los 2000 Kg., donde no por cuestiones de falle sino de adherencia, el torón resbalaba de las mordazas de la prensa, teniendo que suspender el ensayo.

## 4.4. Ensayos de Tensión de Platinas Sika Carbodur en Elementos Varios de Hormigón Presforzado.

➢ **Procedimiento de ensayo propuesto:**

1. Se escoge un elemento tipo de hormigón, preferentemente con deflexión (flecha) o con contraflecha no muy excesiva. (ver Foto 4.1 y 4.2.).

2. Determinación de la flecha o contraflecha inicial, para lo cual se utiliza un deformímetro de precisión como se muestra en el siguiente esquema . (ver Foto 4.3 y Figura 4.3).

3. De ser evidente una contraflecha en el elemento prueba, se procede a cargar la viga, simulando cargas reales uniformemente distribuidas; para esto se deberá utilizar cargas dependiendo de los resultados teóricos permisibles obtenidos (carga por unidad de longitud de fibra superior y de fibra inferior) para lo cual usaremos masas de hormigón o elementos similares.(Ver Foto 4.4 y 4.5)

4. Escarificación de la superficie de la viga: Utilizando un taladro se prepara la superficie inferior de la viga escarificando aproximadamente e = 3mm con el fin de eliminar la lechada superficial y que quede lista para la adhesión del CFRP. (ver Foto 4.6).

5. Limpieza de la superficie de la platina metálica. (Ver Foto 4.7)

6. Limpieza de la superficie de la platina de carbono CFRP, el cual se lo realizó con un paño mojado de una solución Colma Limpiador hasta que quede totalmente limpia. (Ver Foto 4.8)

7. Se realiza la mezcla de el componente A y el componente B del adhesivo Sikadur-30. (ver Foto 4.9)

8. El procedimiento de pegado platina carbono-platina metálica se debe realizar por lo menos 24 horas antes de proceder al tensado con el fin que el mortero gane resistencia, de acuerdo a las normas dadas en Guías de Diseño e Instalación de Sika. (Ver Foto 4.10)

9. Se coloca el elemento a ser tensado (platina metálica – platina carbono) en el banco de pretensado.(Ver Foto 4.11)

10. Se procede a instalar el torón a través de la platina metálica con un dobles de 90° y sujeto con una cuña, con el fin de evitar que la fibra extrema del cable se separe del resto al momento de tensar y que se regrese (Ver Foto 4.12).

11. Se limpia la superficie de la platina de carbono a ser adherida a la viga.

12. Se da una carga inicial con el gato hidráulico al sistema para dejarlo en la línea de acción. (Ver Foto 4.13).

13. Fijar perfiles metálicos al banco de pretensado mediante soldadura (ej. 70/11) en cada extremo de la platina metálica para restringir la rotación del elemento en el momento de la aplicación de la carga,

debida principalmente al comportamiento del cable. (Ver Foto 4.14).

14. Se procede a la aplicación de carga con una velocidad constante de 2.2 KN /seg.

15. Se suspende la aplicación de carga en 6 Ton, de acuerdo al cálculo de esfuerzos realizados.

16. Se realiza la mezcla de el componente A y el componente B del adhesivo Sikadur-30 para pegar la platina de carbono a la viga prueba.

17. Se procede a colocar la viga prueba sobre la platina CFRP (por efectos de ensayo), a través de una grúa, pluma o montacargas; en ese momento, es cuando deben fijarse ambos a través del adhesivo Sikadur-30, mediante el procedimiento de SIKA ya descrito anteriormente.

18. Se espera un tiempo prudencial de 24 horas aproximadamente hasta que el adhesivo fragüe.

19. Gradualmente ir bajando la tensión en el cable (a una velocidad similar a la de tensado), con el fin de que al cortar los extremos no se produzca el movimiento incontrolado del cable al tratar de recogerse, con el peligro para quienes estuvieren operando en el sistema.

20. Registrar la deflexión al momento de transferencia de esfuerzos. (Paso 19) Asimismo registrar las deflexiones posteriores en los días siguientes para evaluarlas a través de un gráfico Deflexión vs. Tiempo. (Ver gráfica 4.3)

## 4.5 Resumen de Resultados de Postensión de Platinas de Carbono:

El punto 15 del procedimiento propone la tensión, según los cálculos realizados hasta un tope de 6 toneladas, debido principalmente a asegurar que el sistema no falle por exceso en la capacidad de los diversos materiales; sin embargo, al llegar el gato hidráulico hasta 4.5 Toneladas repentinamente la platina de carbono “colapsó”, lo cual se evidencia en la Foto 4.15. (Ver anexos)

Interesante es observar que existe un pequeño sector con delaminación del CFRP con respecto a la platina de acero; mas esto es parcial, lo cual reafirma que la falla es a tensión principalmente y muy similar a la mostrada en la Ilustración (Ver Foto 4.16).

La causa principal de la falla parcial por adherencia es porque se sobrepasaron los esfuerzos tangenciales del epóxico. (Alrededor de 20 $Kg/cm^2$)

Adicionalmente se presentó un corte longitudinal en el CFRP, consecuencia de la desigualdad de esfuerzos en el ancho de la platina, esto significa que en un momento determinado hubieron fibras que se alargaron más que otras, produciendo el colapso anteriormente descrito.

Todas estas razones impidieron de manera radical el continuar con la experimentación.

No obstante, la idea de recuperar flechas en elementos de hormigón armado y presforzado a partir de la tensión de un CFRP o similar es posible ya que así lo demuestra el siguiente cálculo:
Considerando:

- La fuerza de tensado como P = 6000 Kgs.

- La excentricidad = e = 16.1 cm (valor ya demostrado en el apartado 3.5) = $\bar{y}$, porque la fuerza se aplica en la parte inferior de la viga.
- La longitud de la viga = L = 720 cm,

Se halla entonces la carga por unidad equivalente del efecto de la fuerza horizontal de tensión, que como se anotó anteriormente ejerce un efecto de tensión en la fibra superior, y de comprensión en la inferior.

Así :

$$M = P * e = \frac{w_{eq} * l^2}{8}$$

entonces:

$$w_{eq} = \frac{8*6000*16.1}{720^2} = 1.49 Kg / cm$$

Asimismo:

Despejando la deflexión máxima de la fórmula elástica se tiene:

$$\Delta = \frac{5 * w_{eq} * l^4}{384 * E * I}$$

$$\Delta = \frac{5*1.49*720^4}{384*309451.91*31287.075} = 0.539 cm \uparrow$$

dirigidos hacia arriba.

Que, comparado con los 1.97 cm obtenidos teóricamente en el apartado 3.5.2 representa un **27%** de recuperación.

De haberse utilizado al máximo la capacidad de los materiales, lo que significa utilizar factores más liberales en los esfuerzos, como es el caso de un valor P de 11000 Kg. de tensión, por ejemplo, se hubiesen llegado a valores de recuperación del **50.16 %**, lo cual ya es realmente importante en términos de reducir los efectos funcionales y a futuro estructurales derivados de una excesiva deflexión.

# C A P I T U L O 5

## 5. PROCESO FINAL

### 5.1 Observaciones y Conclusiones:

- El sistema propuesto debió utilizar dos modos de transferencia de esfuerzo: el de adherencia (a través de Sikadur 30) y el mecánico (a través del uso de 2 platinas metálicas), siendo la combinación de ambos lo que permite que el CFRP esté fielmente unido al elemento, tanto en el punto móvil (donde se ubica el gato) como en el fijo. Incluso una de las platinas de acero quedaría embebida en el hormigón y ello redundaría en un aumento de la resistencia.

- Si sólo se aplica la transferencia por adherencia se corre el riesgo de no llegar a observar las bondades de las platinas de carbono por exceso de esfuerzos en el elemento y en el CFRP.

- ❖ La efectividad del método propuesto se fundamenta en un comportamiento ideal de la platina de fibra de carbono, ajustado a la información teórica que corresponde a la misma en los manuales de sus fabricantes; en caso de llegar a obtener en la práctica las propiedades teóricas de la misma, se encuentra con un elemento que será muy útil a la Ingeniería en más formas de las que hasta ahora se ha venido utilizando, ofreciendo soluciones efectivas a un costo no comparable con otro tipo de métodos.

- ❖ La fabricación de un mecanismo para tensar la platina de fibra de carbono es un tema que por sí solo merece el carácter de un Trabajo de Grado, debido a la dificultad y el costo que representa el crearlo, sentando este trabajo un precedente notable en este campo en base a la experiencia obtenida; cabe recalcar que sólo en Alemania y Suiza se ha creado un mecanismo semejante.

- ❖ La aplicación correcta de este método significaría un gran paso dentro de la Ingeniería de la reparación y reforzamiento de estructuras tales como los puentes, pasos a desnivel y cualquier tipo de viga estructural sometida al efecto de cargas muertas y vivas que produzcan en ellos la aparición de flechas excesivas, al ofrecer resultados asombrosamente positivos que en comparación arrojan costos muy bajos para la magnitud de dichos resultados.

- Para ello es necesario que una empresa en conjunto con un ente científico, como lo es la ESPOL, tomen la posta en este sentido, a través del desarrollo de una pieza de anclaje para el sistema y el sistema en sí.

- Aunque el propósito de este proyecto de grado no haya sido cumplido en su totalidad, ha suministrado una idea concreta de lo que se puede ganar a través del tensionamiento de platinas de carbono.

- Asimismo, el ensayo, tal como ha sido escrito, no contempla aún la aplicación práctica en una construcción a rehabilitarse, sino más bien orientado a probar que la platina (CFRP) puede trabajar de manera activa, incrementando la resistencia y disminuyendo eventualmente la flecha elástica.

- Una gran contribución para la Ingeniería, por tanto, es continuar con el desarrollo de este tipo de tecnología y la investigación de métodos y mecanismos que permitan la aplicación práctica de la misma en obra.

**5.2 Recomendaciones:**

- Evaluar más detalladamente el proceso de aplicación de las cargas de tensado y la transferencia de las mismas al elemento, de acuerdo a la característica del proyecto en la cual se va a aplicar, así como plantear solución a los modos de falla que podrían presentarse en cada uno de los materiales a utilizar.

- Tener precaución al momento de la tensión del cable, puesto que por lo general en el momento de una falla no prevista, éste tiende a salir disparado, poniendo incluso en peligro la vida de las personas que se encuentren alrededor.

- Para obtener un buen resultado es necesario realizar varias experimentaciones en el laboratorio de cada uno de los materiales a utilizarse, aun cuando las especificaciones de los mismos garanticen su calidad.

- Hay que aclarar que lo más conveniente sería registrar las lecturas diariamente con el fin de observar el comportamiento de la misma.

- En caso de no contar con un banco de preesfuerzo disponible se propone efectuar lo siguiente:

  - Se utilizará un gato "móvil" de postensado, generalmente las fuerzas máximas de diseño de tensión están por el orden de 13000 Kgs (ya incluye un factor de reducción de 0.7). (11)

  - Se coloca un pilote, a modo de "cama o banco" de reacción (puede ser de sección 45 x 45 cm, por ejemplo), totalmente apoyado sobre el terreno.

  - Con el fin de proveer de dispositivos de reacción frente a la fuerza aplicada por el gato hidráulico se utilizarán 2 vigas, tipo W, cuyas dimensiones estarán gobernadas por el cálculo a cortante, momento flector y geometría del pilote.

  - La fijación de los perfiles W al pilote puede realizarse a través de pernos de expansión, los cuales también deberán ser suficientes, en diámetro y número para resistir los efectos de cortante y momento flector.

    Ver figuras 5.1 y 5.2.

- Anteriormente se manifestó que el pilote no debía estar simplemente apoyado sino directamente sobre el terreno, esto se debe a que se considera “infinitamente” rígido con respecto a las vigas de reacción perfil W.

- Las vigas W deben ser calculadas a momento flector y cortante. De igual manera, la cantidad y diámetro de los pernos debe pasar dicho cálculo.
  Ver figuras 5.2 y 5.3.

**Referencias :**

1. “Aplicación del Hormigón en Obras Civiles”, Guayaquil, 23 al 26 de Agosto de 1999, Centro Técnico del Hormigón, José Camposano L.

2. Apuntes de Hormigones Especiales, Guayaquil, 1998, ESPOL Centro Técnico del Hormigón.

3. Arthur Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto, (11 edición, México D.F., McGrawHill, 1995), Cap 2.

4. T.Y.Lin, Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado,(1.edición, 6ta. Reimpresión, México D.F., CECSA, 1980.), Cap 2.

5. Sika Products, Guía de Diseño e Instalación del Sistema Sika Carbodur, (Bogotá-Colombia, Sika Andina, Marzo 1998)

6. “Aplicación de nuevos productos SIKA en la reparación y reforzamiento de estructuras”, Guayaquil, 4-5 Junio del 2001, SIKA Andina, Ing. Jorge Zambrano.

7. Master Builders Inc, Sistema Compuesto de Refuerzo MBrace TM, (Baltimore, Master Builders Inc., Septiembre 1998).

8. Arthur Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto, (11 edición, México D.F., McGrawHill, 1995), Cap 1.

9. Ferdinand Singer-Andrew Pytel, Resistencia de Materiales, (4 Edición, México D.F., Harla, 1994), Cap 6.

10. Arthur Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado, (1 edición-2da. reimpresión, México D.F., Limusa, 1990), Cap 6.

11. T.Y.Lin, Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado,(1.edición, 6ta. Reimpresión, México D.F., CECSA, 1980.), Cap 4.

12. American Concrete Institute, Reglamento para las Construcciones de Concreto Estructural y Comentarios, (318-95,318R-95, Cap 18)

13. Pontificia Universidad Católica del Ecuador – Colegio de Ingenieros Civiles del Ecuador, XIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, Quito, Marzo 2002, Cap. 2.

# INDICE GENERAL

## CAPITULO 1



## CAPITULO 2

**CAPITULO 3**

**CAPITULO 4**



**CAPITULO 5**