

**UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL**  
**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMÁTICAS Y FÍSICAS**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ORIENTACIÓN:**  
**ESTRUCTURAS**

**TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE**  
**INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**  
**ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS CON PÓRTICOS**  
**DE SECCIONES COMPUESTAS**  
**CASO: CITY MALL-GUAYAQUIL.**

**AUTOR:**  
**JARAMILLO BARRERA CRISTIAN ANDRÉS**

**PERIODO:**  
**2011-2012**

---

**APROBADO POR:**

---

**Ing. Pedro Andrade Calderón**

**REVISADO POR:**

---

**Ing. Silvio Zambrano Arteaga**

### **DECLARACIÓN**

Yo Cristian Andrés Jaramillo Barrera declaro que éste trabajo de graduación es de mi autoría y que o ha sido presentado en ninguna calificación profesional, que he consultado las referencias bibliográficas incluidas en el documento, y me hago responsable de las ideas expuestas en su desarrollo.

---

**Cristian Jaramillo Barrera**

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo de graduación como fruto de mi esfuerzo, es dedicado a todas las personas que a lo largo de mi carrera han puesto un grano de arena en la formación de este servidor.

A los que me dieron la mano cuando lo necesitaba.

A los que pusieron la fe en mí y no dudaron en dar su apoyo incondicionalmente.

A los que ayudaron a formar una persona de bien con disposición a ayudar.

A los que me enseñaron que, si vivo para servir sirvo para vivir.

A todos ellos, les digo: "Esto es de ustedes"

## **AGRADECIMIENTO**

Quisiera agradecer a el creador, por haberme permitido alcanzar esta meta y por seguirme dando salud para seguir cristalizando muchos sueños por venir.

Agradezco a mis padres Miguel y Beatriz por haberme brindado su apoyo incondicional, en especial a mi madre le digo gracias por esas mañanas que te levantabas para asegurarte de que saliera bien de casa, y por esas noches que me esperabas al llegar de clases.

A mis hermanos Freddy, Stalin y José por haber sido ejemplos a seguir y ser personas de bien.

A mis tíos, en especial a Manuel les digo gracias por permitirme seguir sus pasos y ser ejemplo de superación para mí y mis hermanos.

A mis profesores por haberme transmitido sus conocimientos y experiencias las cuales serán pilares para mi vida profesional.

A las personas que me acogieron en algún momento brindándome trabajo, pero sobretodo por haber creído en mi y darme la oportunidad de mostrar mis habilidades y hacerme dar cuenta que soy capaz de hacer muchas cosas más.

A mis amigos gracias por haber hecho divertido este corto camino.

Y en especial agradezco a mi novia, por su comprensión y apoyo.

A todas estas personas le digo: “gracias por haber fomentado en mí el deseo de superación y el anhelo de triunfo en la vida”.

Mil palabras no bastarían para agradecerles su apoyo, su comprensión y sus consejos en los momentos difíciles.

A todos, espero no defraudarlos y contar siempre con su valioso apoyo, sincero e incondicional.

## INDICE

CONTENIDO	PÁG.
<b>CAPITULO 1. GENERALIDADES</b>	
1.1 Motivación de este trabajo.....	1
1.2 Objetivo del trabajo.....	1
1.3 Hipótesis de partida.....	1
1.4 Descripción de los materiales utilizados.....	2
1.4.1 Acero estructural.....	2
1.4.1.1 Perfiles de sección transversal estándar.....	6
1.4.1.2 Clasificación de las secciones según el AISC-LRFD.....	7
1.4.2 Acero de refuerzo.....	8
1.4.3 El concreto.....	9
1.4.3.1 Características esfuerzo-deformación del concreto.....	9
1.5 Reglamentos y conceptos de diseño.....	10
1.5.1 Especificaciones del instituto americano de la construcción en acero (AISC)..	12
1.5.2 Factores de carga y resistencia (LRDF) usadas en las especificaciones AISC....	13
1.5.3 Reglamento de las construcciones de edificios de concreto reforzado ACI 318S-08.....	14
<b>CAPITULO 2. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE ACERO</b>	
2.1 Diseño de elementos a tensión.....	17
2.1.1 Cálculo de áreas netas.....	17
2.2 Diseño de elementos a compresión axial .....	19
2.2.1 Ecuación de Euler.....	19
2.2.2 Longitud efectiva.....	20
2.2.3 Tipos de columnas.....	22
2.2.4 Requisitos del AISC para columnas armadas.....	23
2.3 Diseño de elementos a flexión.....	23
2.3.1 Comportamiento de vigas a flexión.....	24
2.3.2 Clasificación de los perfiles según la relación ancho espesor.....	26
2.3.3 Resistencias por flexión de perfiles compactos.....	27
2.3.4 Deflexiones.....	29
2.3.5 Fuerza cortante.....	30
2.4 Diseño de elementos a flexión y carga axial.....	31
2.4.1 Miembros sometidos a flexo-tensión.....	31
2.4.2 Elementos sometidos a flexo-compresión.....	32
<b>CAPITULO 3. CONSTRUCCIÓN COMPUESTA</b>	
3.1 Introducción.....	33
3.2 Esfuerzos elásticos en vigas compuestas.....	33
3.3 Resistencia por flexión.....	36
3.3.1 Resistencia por flexión en zonas de momento positivo.....	36
3.3.2 Esfuerzos en estado límite plástico (distribución plástica).....	36
3.3.3 Acción compuesta completa.....	37
3.3.4 Caso 1 (con vigas de acero de un solo eje de simetría).....	38
3.3.5 Caso 2.....	39
1.5.3.1 Caso 2-A.....	39
1.5.3.2 Caso 2-B.....	40
3.3.6 Resistencia en zonas de momento negativo.....	41
3.4 Construcción apuntalada vs no apuntalada.....	43
3.4.1 No apuntalada antes que el concreto ha endurecido.....	43

3.4.2 No apuntalada después que el concreto ha endurecido.....	43
3.4.3 Construcción apuntalada.....	43
3.5 Resistencia por cortante.....	43
3.6 Ancho efectivo del patín.....	44
3.7 Conectores de cortante.....	46
3.7.1 Tipos de conectores de cortante.....	47
3.7.2 Requisitos para los conectores de concreto.....	48
3.8 Deflexiones en vigas compuestas.....	49
3.8.1 Deflexiones instantáneas.....	49
3.8.2 Deflexiones a largo plazo.....	50
3.9 Diseño de las secciones compuestas.....	52
3.10 Vigas continuas.....	54
3.11 Columnas compuestas.....	54
3.11.1 Ventajas y desventajas de las columnas compuestas.....	55
3.11.2 Especificaciones para columnas compuestas.....	55
3.11.3 Resistencia de diseño de columnas compuestas cargadas axialmente.....	56
3.11.4 Diseño de columnas compuestas sujetas a carga axial y flexión.....	57
3.11.5 Resistencia al corte de columnas compuestas rellenas.....	59

#### **CAPITULO 4. CONEXIONES SOLDADAS**

4.1 Introducción.....	61
4.2 Ventaja de la soldadura.....	61
4.3 Desventajas de la soldadura.....	61
4.4 Procesos de soldadura.....	61
4.5 Tipos de soldadura.....	62
4.6 Posición de las soldaduras.....	63
4.7 Tipos de juntas soldadas.....	63
4.8 Símbolos para soldaduras.....	64
4.9 Electrodo de soldadura.....	65
4.10 Diseño de soldaduras de filete.....	66
4.10.1 Resistencia de diseño de las soldaduras de filete (LRFD).....	67
4.11 Resistencia de diseño de una soldadura de ranura de penetración completa.....	68
4.12 Resistencia de diseño de una soldadura de ranura de penetración parcial.....	68
4.13 Especificaciones de la AISC para soldaduras.....	69

#### **CAPITULO 5. ANÁLISIS Y DISEÑO EN ETABS**

5.1 Objetivo.....	71
5.2 Presentación del proyecto.....	71
5.3 Parámetros de cálculo.....	71
5.3.1 Propiedades del acero para estructuras.....	71
5.3.2 Propiedades del concreto.....	71
5.3.3 Resistencia del acero de refuerzo y conectores.....	71
5.3.4 Propiedades de la soldadura.....	71
5.4 Cargas de diseño.....	72
5.4.1 Cargas muertas.....	72
5.4.2 Cargas vivas.....	72
5.4.3 Cargas de montaje.....	72
5.4.4 Cargas accidentales (sísmicas).....	72
5.4.5 Parámetros sísmicos.....	72
5.4.6 Espectro elástico de diseño en aceleraciones.....	77
5.4.7 Periodo de vibración T (periodo fundamental).....	78
5.4.8 Factor de resistencia sísmica R.....	79

5.5 Dimensionamiento de la estructura.....	81
5.5.1 Dimensiones de columnas.....	81
5.5.2 Dimensionamiento de las vigas.....	82
5.5.3 Pre-diseño del tipo de losa.....	83
5.6 Combinaciones de carga.....	84
5.7 Requisitos adicionales del análisis en Etabs.....	85
5.8 Evaluación de la estructura.....	87
5.8.1 Criterios de resistencia.....	87
5.8.2 Criterios de servicio.....	87
5.8.3 Deformaciones permisibles.....	87
5.8.4 Derivas.....	88
5.8.5 Momentos y cortantes críticos de diseño.....	90
<b>CAPITULO 6. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMPUESTOS</b>	
6.1 Método de la distribución de las tensiones plásticas.....	92
6.2 Método de la compatibilidad de deformaciones.....	92
6.3 Limitaciones del material.....	92
6.4 Requisitos para elementos sujetos a flexión .....	92
6.4.1 Ancho efectivo.....	92
6.4.2 Resistencia al corte en vigas.....	92
6.4.3 Atiesadores transversales.....	93
6.4.4 Resistencia durante la construcción.....	94
6.4.5 Resistencia para flexión positiva.....	94
6.4.6 Resistencia para flexión negativa.....	94
6.4.7 Conectores de corte.....	95
6.5 Requisitos para elementos a compresión.....	104
6.5.1 Columnas compuestas rellenas.....	104
6.5.2 Resistencia a compresión.....	104
6.5.3 Resistencia de corte en columnas.....	104
6.5.4 Conectores de corte en columnas.....	104
6.6 Combinación de carga axial y flexión – Flexo-compresión.....	104
<b>CAPITULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
7.1 conclusiones.....	115
7.2 Recomendaciones.....	115
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	118
<b>ANEXOS A: FOTOGRAFÍAS</b>	119
<b>ANEXO B: PLANOS</b>	123

## CAPITULO 1

### GENERALIDADES

#### 1.1 Motivación de este trabajo

En vista que en nuestro país, el sector de la construcción va en aumento, alrededor del 30% en el año 2011, y que existe la necesidad de edificar en forma rápida, económica y con buena estética, los arquitectos e ingenieros recurren al diseño compuesto.

La idea surge de construir losas aligeradas con nervios prefabricados sobre vigas metálicas, de tal manera que el hormigón de dicha losa actúe como colaborante en la resistencia. Tal cual se realizó en la construcción del City Mall de la ciudad de Guayaquil.

Fig. 1.1 Losa compuesta usada en el City Mall de Guayaquil



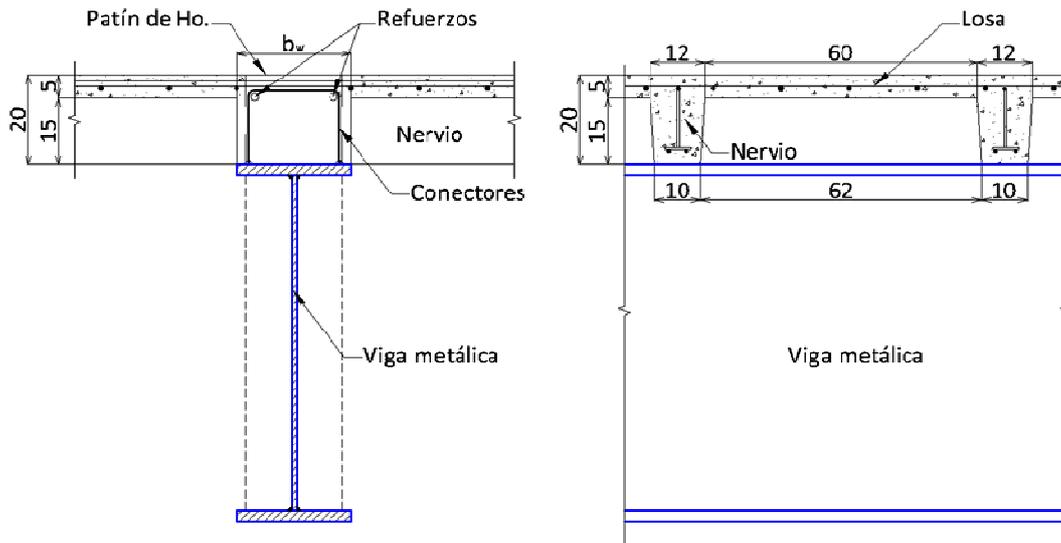
#### 1.2 Objetivo del trabajo.

El objetivo de este trabajo es proporcionar los criterios, para elaborar un diseño de elementos compuestos de perfiles de acero estructural y hormigón armado, basado en las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), el manual LRFD, el Reglamento de las Construcciones de Edificios de Concreto Reforzado (ACI 318S-08) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2011). Estrictamente hablando, cualquier miembro formado por dos materiales es compuesto. Sin embargo, en edificios y puentes, de manera usual la construcción compuesta está constituida de estos materiales (acero y hormigón).

#### 1.3 Hipótesis de partida

Partimos de la idea de colocar una losa de hormigón (sin acero troquelado) aligerada, es decir con nervios prefabricados, sobre vigas metálicas, unidas mediante conectores de cortante a lo largo del patín superior.

Fig. 1.2 Sección de viga compuesta



Las ideas previas, que sirvieron de base para este estudio fueron las que nos sirven para colocar losas llenas (macizas) sobre vigas metálicas como en el caso de los puentes; y las losas con acero troquelado. Entonces el concepto es convertir la viga "T" con el espesor de losa de 5cm y el patín de 20cm, en un espesor de losa constante e inercia equivalente.

#### 1.4 Descripción de los materiales utilizados

Los materiales utilizados en el diseño de los elementos compuestos son:

- Acero estructural
- Acero de refuerzo
- Concreto

##### 1.4.1 Acero estructural

El acero resulta de la combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, que generalmente es menor que el 1% y pequeños porcentajes de otros elementos, siendo unos de los materiales más importantes y el primero utilizado en la construcción pesada en el siglo XIX.

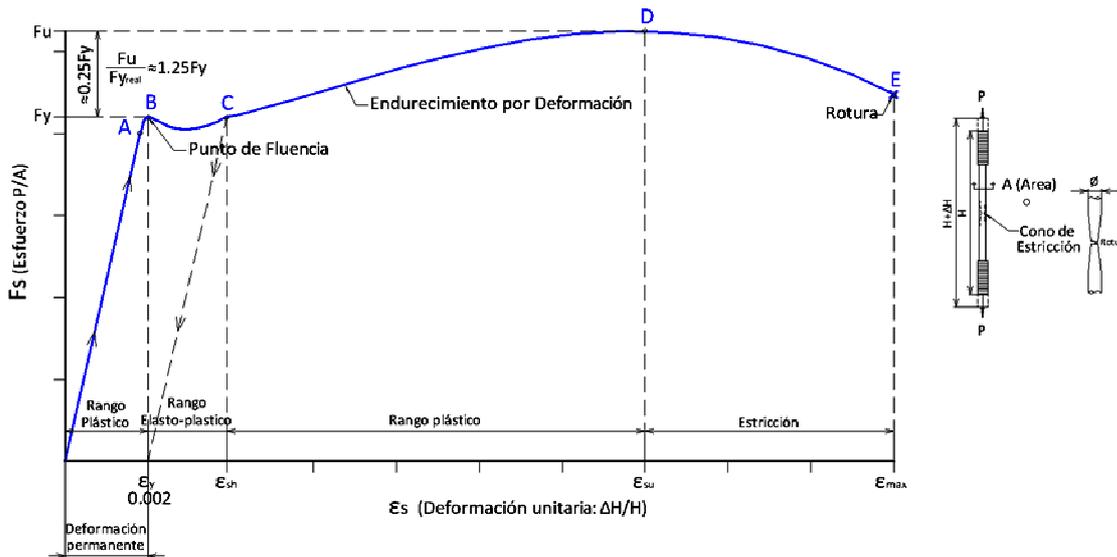
Las características del acero que son de mayor importancia para los ingenieros estructuritas pueden examinarse graficando los resultados de la prueba de tensión, si un espécimen de prueba es sometido a una carga axial  $P$ , como se muestra en la figura 1.3, el esfuerzo y la deformación unitaria puede calcularse como sigue:

$$f = \frac{P}{A} \text{ y } \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Donde:

- $f$ , es el esfuerzo de tensión axial
- $A$ , área de la sección transversal
- $\varepsilon$ , es la deformación unitaria axial
- $L$ , longitud del espécimen
- $\Delta L$ , cambio de longitud

Fig. 1.3 Diagrama esfuerzo – deformación del acero



Esta curva es típica de una clase de acero conocido como **dúctil u acero dulce**. La relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria es lineal hasta el límite proporcional; se dice que el material obedece a la **Ley de Hooke**. Después de esto alcanza rápidamente su valor pico, llamado punto de fluencia, a cual sigue una nivelación en el **punto de fluencia**. El esfuerzo permanece entonces constante, aunque la deformación unitaria continúa creciendo. En esta etapa de la carga, el espécimen de prueba continúa alargándose en tanto que no se reite la carga, aun cuando la carga no puede ser incrementada. Esta región de esfuerzo constante se llama **meseta de fluencia o rango plástico**. Bajo una deformación unitaria de aproximadamente 12 veces la deformación unitaria en la fluencia comienza el endurecimiento por deformación y se requiere entonces una carga adicional (y esfuerzo) para generar un alargamiento adicional (y deformación unitaria). Se alcanza así un valor máximo del esfuerzo, después de lo cual comienza en el espécimen la **estricción**, en donde el esfuerzo decrece con una deformación unitaria creciente y ocurre luego la fractura.

El acero que exhibe el comportamiento mostrado en la figura anterior, se le llama dúctil debido a su capacidad de sufrir grandes deformaciones en el rango inelástico, antes de fracturarse. La ductilidad puede ser medida por el alargamiento, definido como:

$$e = \frac{L_f - L_0}{L_0}$$

- Donde:
- $e$ , alargamiento (expresado en porcentaje)
  - $L_f$ , longitud de la probeta en la fractura
  - $L_0$ , longitud original

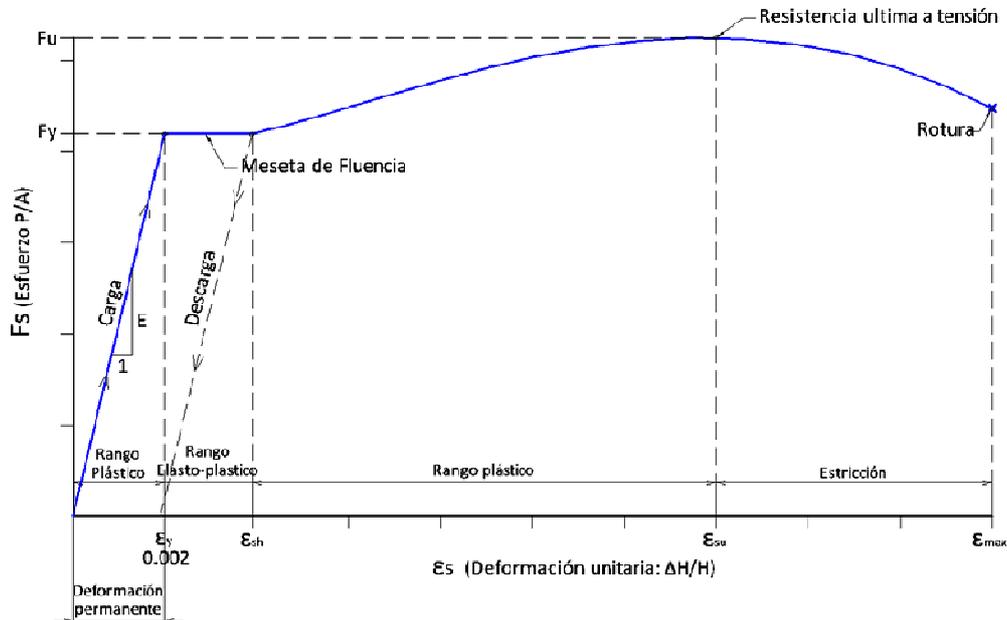
El límite elástico del material es un esfuerzo que se encuentra entre el límite proporcional y el punto superior de fluencia. Hasta este esfuerzo, la probeta puede descargarse sin que quede una deformación permanente; la descarga seguirá la misma trayectoria seguida durante la carga. Esta parte del diagrama se llama rango elástico.

La figura 1.4 muestra una versión idealizada de esta curva esfuerzo deformación unitaria. El límite proporcional, el límite elástico y los puntos superior e inferior de fluencia están todos muy cercanos entre sí y son tratados como un solo punto llamado **punto de fluencia** definido por el esfuerzo  $F_y$ . El otro punto de interés es el valor máximo del esfuerzo que puede alcanzarse, llamado **resistencia última  $F_u$** . La forma de esta curva es típica de todos los aceros estructurales dulces, que son diferentes uno de otro principalmente en los valores de  $F_y$  y  $F_u$ .

La razón del esfuerzo a la deformación unitaria dentro del rango elástico, denota  $E_s$  y llamada **modulo de Young o modulo de elasticidad**, es la misma para todos los aceros estructurales:

- Modulo elástico del acero:  $E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

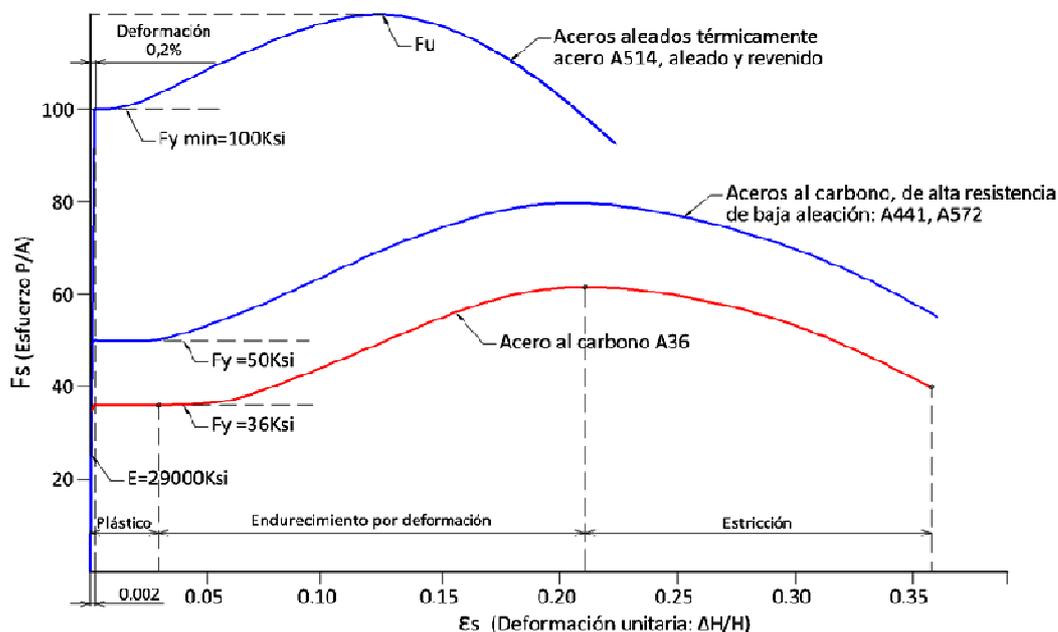
**Fig. 1.4** Curva idealizada del diagrama esfuerzo – deformación del acero



La curva de los aceros menos dúctiles es la mostrada a continuación. Aunque hay una porción elástica lineal y una clara resistencia a la tensión, no se tiene un punto de fluencia bien definido o meseta de fluencia. Para usar esos aceros de alta resistencia de manera consistente con el uso de los aceros dulces, debe acogerse algún valor de  $F_y$ , de manera que los mismos procedimientos y formulas pueden usarse con todos los aceros estructurales.

La deformación unitaria que se selecciona para determinar la pendiente del rango elástico en los aceros de alta resistencia, es de 0.002 y a este **método del 0.2% del desplazamiento**, el cual sirve además para determinar la resistencia de fluencia, el cual determina el esfuerzo de fluencia.

**Fig. 1.5** Curva esfuerzo – deformación de aceros de alta resistencia



Los diferentes grados de aceros estructurales son identificados por la designación asignada para ellos por la American Society for Testing and Material (ASTM). Esta organización elabora normas para definir los materiales en términos de sus composiciones, propiedades y desempeño.

El acero estructural más comúnmente usado en la actualidad es un acero dulce designado como ASTM A36 o brevemente A36, y tiene las siguientes propiedades en tensión:

- $F_y$  (A 36) = 2700 Kg/cm<sup>2</sup>
- $F_u$  (A 36) = 4350-6000 Kg/cm<sup>2</sup>

El acero A36 es clasificado como un acero simple al carbono y tiene las siguientes propiedades:

Carbono 0.26% máx.  
Fósforo 0.04% máx.  
Azufre 0.05% máx.

Estos porcentajes son aproximados, los valores exactos dependen de la forma del producto del acero terminado. El A36 es un acero dúctil con un alargamiento de 20% con base en la longitud original no deformada de 8 pulgadas.

**Tabla 1.1** Propiedades de los aceros estructurales

Designación ASTM	Acero	Formas	Usos	$F_y$ min Kg/cm <sup>2</sup>	$F_u$ min Kg/cm <sup>2</sup>
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes y edificios	2700; e<20cm 2400; e>20cm	4350-6000
A529	Al carbono	Perfiles y placas	Puentes y edificios	3150	4500-6375
A441	Al magnesio. Vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras	Puentes, edificios y tanques	3000-3750	4500-5250
A572	Alta resistencia y baja aleación	Perfiles placas y barras	Construcciones atornilladas. No en puentes soldados cuando $F_y > 4100 \text{ kg/cm}^2$	3150-4875	4500-6000
A242	Alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles placas y barras	Construcciones soldadas, atornillada, técnica especial de soldadura	3150-3750	4725-5250
A588	Alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcciones atornilladas y remangadas	3150-3750	4725-5250
A514	Templados y revenidos	Placas	Construcciones soldadas especialmente. No se usa si se requiere gran ductilidad	6750-7500	7500-11250

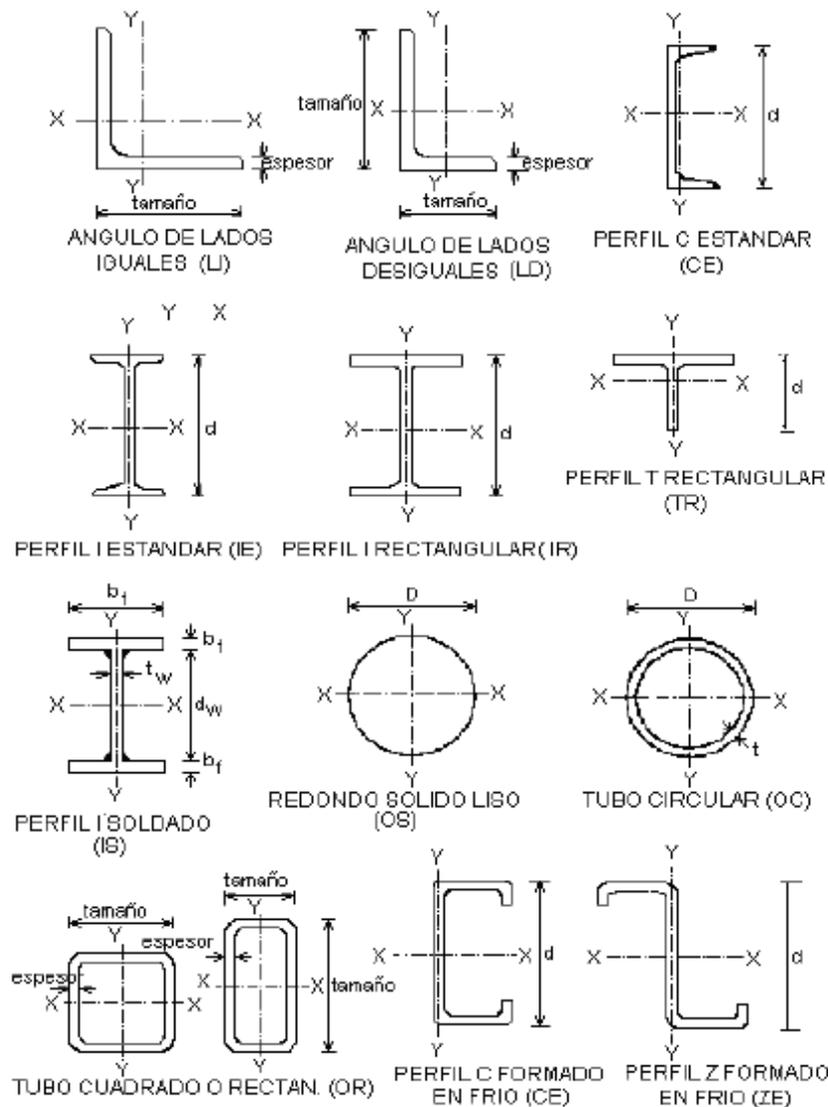
#### 1.4.1.1 Perfiles de sección transversal estándar

Los lingotes de acero se laminan para formar placas de anchos y espesores variables. La mayor parte del laminado se efectúa sobre el acero en caliente, y el producto se le llama acero laminado en caliente. Después de que se enfrían, algunas de las placas más delgadas se laminan o doblan aún más, para hacer productos de acero laminados en frío.

El diseñador usará a menudo un perfil estándar de acero, como miembro estructural, estos son los laminados en caliente, cuyas secciones más comunes son:

- **Perfiles W:**  
Ese tipo de perfil es el que generalmente se usa para el diseño, ya que es un perfil de patines anchos, es doblemente simétrico.  
Un W 16x40 tiene un peralte nominal de 16" y un peso de 40Lb/pie.  
También se indica como W 410x59.5 con un peralte nominal de 410mm (este valor es el promedio de varios peralte de todas las secciones con un redondeo de 5mm) y con un peso de 59.5Kg/m.
- **Perfiles S:**  
Estos perfiles se conocen también como vigas I (vigas American Standard), siendo doblemente simétricos. Estos se diferencian de los perfiles W por tener el patín más chico, con una pendiente aproximada de 16.7", su peralte nominal y el teórico son iguales a diferencia de los perfiles W.
- **Perfiles M:**  
Son perfiles ligeros y simétricos. Existen 20 perfiles de este tipo. Un perfil M 360x25.6 es el mayor de la clasificación M, y es una sección de peralte nominal de 360mm y una masa de 25.6 Kg/m.
- **Perfiles C:**  
Son perfiles de canal, con la misma inclinación de los patines que los perfiles S, siendo el peralte nominal igual al peralte teórico.  
Un C 150x19.3 es un perfil estándar de canal que tiene un peralte nominal de 150mm y un peso de 19.3kg/m.
- **Perfiles L:**  
Estos perfiles son de lados iguales o desiguales.  
Un perfil L 6x6x3/4 es un ángulo de lados iguales a 6" y con un espesor de 3/4".  
Un perfil L 89x76x12.7 es un ángulo de lados desiguales de 89 y 76mm respectivamente, y con un espesor de 12.7mm.
- **Perfiles T:**  
Se obtienen cortando los perfiles W, S, M. para la obtención de una WT, ST, MT respectivamente, generalmente el corte se hace a la mitad, pero también se pueden cortar más largos.  
Un perfil WT 205x29.8 es una T estructural con un peralte nominal de 205mm y un peso de 29.8kg/m.

Fig. 1.6 Secciones de perfiles laminados



Los perfiles laminados en frío, a diferencia de los laminados en caliente, más pesados, se usan principalmente en tres situaciones:

- Cuando cargas y claros se hacen antieconómicos con los laminados en caliente.
- Cuando independiente del espesor, se requieren miembros con secciones transversales que no pueden producirse en forma económica por los laminados en caliente o por soldados de placas planas.
- Cuando se busca que los miembros portadores de carga también proporcionen superficies útiles, como en paneles de piso, paredes, tableros de techo o similares.

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

El AISC-LRFD proporciona valores límite para la relación ancho-espesor de las partes individuales de miembros a compresión.

Un elemento no atiesado es una pieza proyectante con un borde libre, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, en tanto que un elemento atiesado está soportado a lo largo de los dos bordes en esa dirección.

Dependiendo de la relación ancho-espesor de los elementos y de si éstos están atiesados o no, los elementos se pandearán bajo diferentes condiciones de esfuerzo. Para establecer estos límites, el AISC-LRFD clasifica a los miembros en secciones compactas, secciones no compactas y elementos esbeltos a compresión.

- **Secciones compactas.** Es aquella con un perfil lo suficientemente fuerte para que sea capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse. Para que un elemento se clasifique como compacto, sus patines deben estar conectados en el alma o almas en forma continua.
- **Secciones no compactas.** Es aquella en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo; no es capaz de alcanzar una distribución plástica de esfuerzos total.

#### 1.4.2 Acero de refuerzo

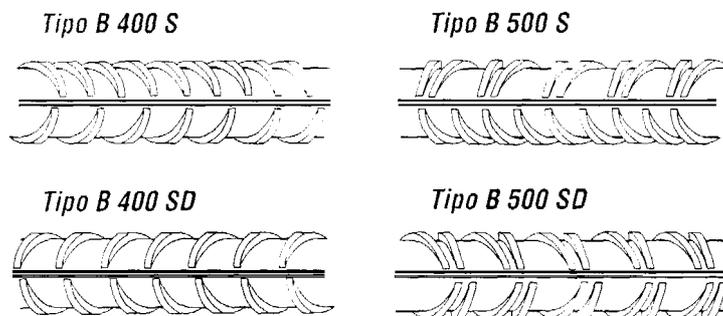
El acero es una aleación basada en hierro, que contiene carbono (entre el 0.5 y 1.5% de la aleación) y en pequeñas de otros elementos químicos metálicos.

El acero que se emplea para el reforzamiento o armado de los elementos se puede clasificar por:

- **El procedimiento de fabricación:** Barras laminadas al calor, alambres estirado en frío.
- **La forma de su superficie:** Barras lisas, corrugadas o muescadas.
- **La manera de que se emplea:** Barras tensadas, pretensadas y sin tensar.

El refuerzo de concreto armado debe ser laminado en calor, corrugado y sin tensar, excepto en espirales o acero de pre-esfuerzo en los cuales se puede utilizar refuerzo liso. (ACI 318S-08-3.5.1)

Fig. 1.7 Tipos de barras corrugadas.



- **Barras B 400 S:** Las corrugas de cada uno de los dos sectores opuestos presentan diferente separación. Todas las corrugas tendrán la misma inclinación.
- **Barras B 500 S:** Las corrugas de un sector presentan una misma inclinación y están uniformemente separadas. Las corrugas del sector opuesto están agrupadas en dos series de corrugas, de igual separación pero distinta inclinación.

Las barras se fabrican en diferentes diámetros y longitudes; el esfuerzo que soportan está en función de su sección transversal y las características del acero que están hechas. Así existen aceros de resistencias regulares hasta altas.

El acero empleado en el hormigón armado es distribuido en barras con diámetros nominales.

**Tabla 1.2** Diámetros de barras nominales-comerciales.

Barras de Acero		
Diametro- $\phi$ (mm)	Area-As (cm <sup>2</sup> )	Peso/ml (kg/m)
8	0,50	0,39
10	0,79	0,62
12	1,13	0,89
14	1,54	1,21
16	2,01	1,58
18	2,54	2,00
20	3,14	2,47
22	3,80	2,98
25	4,91	3,85
28	6,16	4,83
30	7,07	5,55
32	8,04	6,31

En el diseño se suele escoger varias barras de un mismo diámetro o combinaciones de diámetros, para obtener el área (As) de refuerzo requerida.

### 1.4.3 El concreto

Es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas de: cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea los agregados, constituyendo un material heterogéneo. Algunas veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos, que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto. (*Concreto Reforzado-Gonzales Cuevas-4ta Edición*)

Las propiedades que caracterizan al concreto son:

- **Modulo de Rotura** (Mc/l):  $f_r = 2\sqrt{f'_c}$  kg/cm<sup>2</sup>, fluctúa entre el 11 y 23% del  $f'_c$ .
- **Modulo de Elasticidad** (P/ε):  $E_c = 15000\sqrt{f'_c}$  kg/cm<sup>2</sup>, que es la resistencia que se opone al material deformado.
- **Esfuerzo de Compresión**:  $f'_c$ , es la relación entre la carga aplicada por unidad de área.
- **Esfuerzo de Tensión**: que se aproxima al 10% del  $f'_c$ .
- **Esfuerzo Cortante**: aproximadamente al 20 o 30% del esfuerzo de tensión.

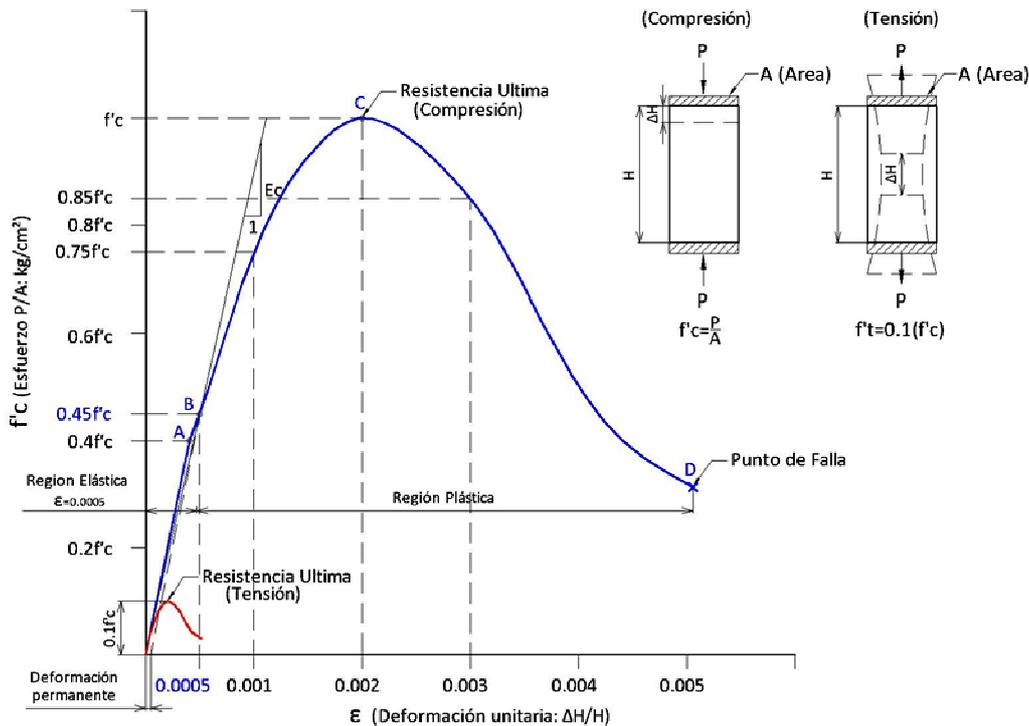
#### 1.4.3.1 Características esfuerzo-deformación del concreto

Para conocer el comportamiento del concreto, es necesario determinar las curvas Esfuerzo-Deformación correspondientes a los distintos tipos de acciones a que pueden estar sometidos.

Estas curvas se obtienen generalmente de ensayos a prismas sujetos a carga axial repartida uniformemente en la sección mediante una placa rígida.

A continuación se presenta la relación que se obtiene en ensayos de cilindros.

Fig. 1.8 Curva Esfuerzo-Deformación del Concreto.



Como podemos observar en la **figura 1.8**, la resistencia a la tensión del hormigón corresponde al 10% de su resistencia última a compresión ( $f't=0.1f'c$ ), debido a este ante tales fuerzas, el concreto se emplea dentro de las estructuras para resistir esfuerzos de compresión y la parte de los esfuerzos a tensión o tracción es absorbida por el acero de refuerzo con que van armadas las estructuras.

Los puntos importantes del diagrama de esfuerzo deformación son:

- **A. Límite de proporcionalidad:** hasta éste punto la relación entre el esfuerzo y la deformación es lineal.
- **B. Límite de elasticidad:** más allá de éste límite el material no recupera su forma original al ser descargado, quedando con una deformación permanente. Podemos observar de la figura anterior que:  $\text{Lim. Elástico} = 0.45f'c/Ec$ , si establecemos que  $Ec = 15000(f'c)^{1/2}$  podemos establecer que el límite elástico del concreto corresponde a una deformación de 0.0005
- **C. Esfuerzo último:** máxima ordenada del diagrama esfuerzo – deformación;
- **D. Punto de Falla:** cuanto el material falla.

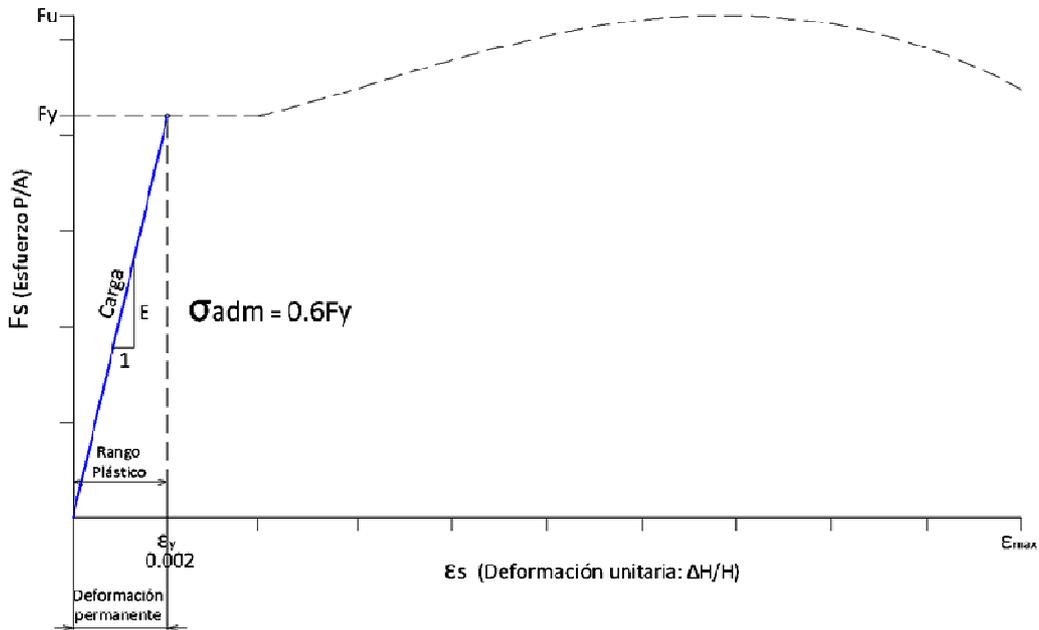
### 1.5 Reglamentos y conceptos de diseño

Existen esencialmente tres enfoque de diseño diferente, los dos primeros se verán en forma muy general y el tercero es en el que se basara el presente trabajo.

- **Diseño por esfuerzos permisibles**  
También conocido como diseño elástico o por esfuerzos de trabajo. En este enfoque se selecciona el elemento de tal manera que el esfuerzo máximo solicitado, no exceda un

esfuerzo permisible. Este esfuerzo estará en el rango elástico del material y será menor que  $F_y$ . Las cargas de trabajo para este diseño son las cargas de servicio.

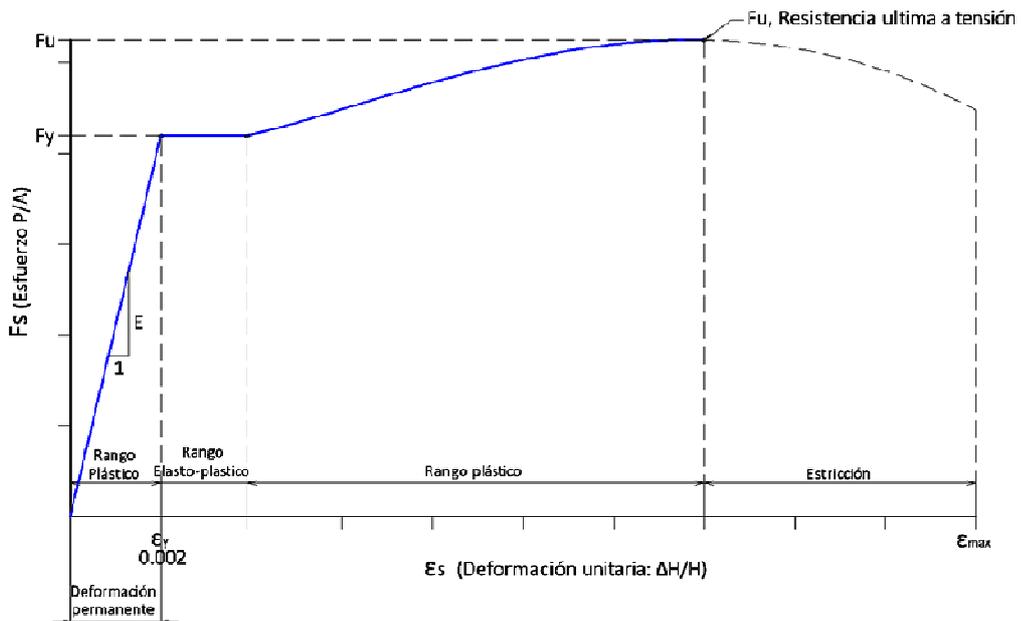
Fig. 1.9 Curva de diseño elástico



- **Diseño plástico**

Se basa en considerar las condiciones de falla en vez de las consideraciones de la carga de trabajo. Se usa el término plástico, porque en la falla, las partes del miembro estarán sometidas a deformaciones muy grandes que introducen al miembro al rango plástico. Cuando la sección del material se plastifica en varios puntos, se forman "**articulaciones plásticas**" creándose un mecanismo de colapso. Como las cargas están afectadas por factores de reducción, este diseño **no** es inseguro.

Fig. 1.10 Curva de diseño plástico



- **Diseño por factores de carga y resistencia (LRDF)**

Similar al diseño plástico, considera la falla del miembro.

Se afectan las cargas de servicio con "**factores de carga**", mayores que la unidad, de tal manera que la carga de falla sea mayor que la carga de servicio total.

Se afecta la resistencia teórica del miembro con "**factores de resistencia**", menores que la unidad de tal manera que la nueva resistencia (resistencia de diseño) sea menor que la resistencia teórica.

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$
$$\phi R_n \geq R_u$$

### 1.5.1 Especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC)

Ya que el enfoque de este trabajo es el diseño de las secciones compuestas de acero y concreto, y sus conexiones, las especificaciones del AISC son quizás la de mayor importancia aquí.

Las especificaciones AISC son publicadas como un documento independiente, pero también forma parte del Manual de construcción del acero. Las especificaciones AISC son las normas por medio de las cuales virtualmente todos los edificios de acero estructural se diseñan y construyen en Estados Unidos.

Las especificaciones consisten en cuatro partes: el cuerpo principal, los apéndices, a sección de valores numéricos y los comentarios.

El cuerpo principal está organizado alfabéticamente según los capítulos A al M. El cuerpo principal es seguido por los apéndices a capítulos seleccionados. Los apéndices se designan B, E, F, G, H, J y K para corresponder a los capítulos que se refieren. Esta sección es seguida por la de valores numéricos, que contiene las tablas de valores numéricos para algunos de los requisitos de la Especificaciones. La sección de valores numéricos es seguida por los comentarios, que explican muchas de las estipulaciones dadas.

La parte del reglamento AISC en el que nos centraremos es en el Capítulo I que se refiere a "**Diseño de miembros de sección compuesta**".

El capítulo está organizado de la siguiente manera:

- I1. Disposiciones generales
- I2. Miembros cargados axialmente
- I3. Miembros a flexión
- I4. Combinación de carga axial y flexión
- I5. Casos especiales

#### **En las disposiciones generales expresa:**

Para determinar los efectos de carga en miembros y conexiones de una estructura que miembros compuestos, se debe considerar la sección efectiva para cada instante de incremento de carga aplicada. El diseño, detallamiento y propiedades de los materiales relacionados a las partes de concreto y acero de refuerzo en la construcción compuesta deben cumplir con las especificaciones de diseño para concreto reforzado y barras de refuerzo estipuladas por la normativa de edificación aplicable. En ausencia de una normativa de edificación se aplicarán las disposiciones del código ACI 318S-08.

- **Resistencia nominal de secciones compuestas.**  
Se presentan dos métodos para determinar la resistencia nominal de secciones compuestas: el método de distribución de las tensiones plásticas y el método de compatibilidad de las deformaciones (utilizado para este trabajo).  
Para la determinación de la resistencia nominal de un miembro compuesto se despreciará la resistencia a tracción del concreto.
- **Método de distribución de las tensiones plásticas**  
Para el método de distribución de las tensiones plásticas, la resistencia nominal debe ser calculada suponiendo que los componentes de acero han alcanzado la tensión  $F_y$  en tracción o en compresión, según corresponda y que los componentes de concreto han alcanzado la tensión de  $0.85f'_c$ . En el caso de secciones tubulares redondas, rellenas de concreto, para tomar en cuenta los efectos de confinamiento en los componentes de concreto sometidas a compresión uniforme, se permite usar una tensión de  $0.95f'_c$ .
- **Método de compatibilidad de las deformaciones**  
En el caso del método de compatibilidad de las deformaciones, debe suponerse una distribución lineal de las deformaciones en la sección, con una deformación unitaria máxima del concreto en compresión de 0.003 mm/mm. Las relaciones tensión-deformación del acero y del concreto deben ser obtenidas de ensayos o de resultados publicados para materiales similares.  
**Nota:** El método de compatibilidad de las deformaciones debe ser usado para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares y para casos donde el acero no exhibe un comportamiento elasto-plástico. Guías generales para el método de compatibilidad de deformaciones para columnas embebidas se presentan en la Guía de Diseño 6 AISC y en la Sección 10.2 y 10.3 del Código ACI 318.
- **Limitaciones del Material**  
El concreto y las barras de acero de refuerzo en sistemas compuestos estarán sometidos a las siguientes limitaciones:
  1. Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto debe tener una resistencia de compresión  $f'_c$  no menor que  $215 \text{ kg/cm}^2$  (21 MPa) ni mayor que  $715 \text{ kg/cm}^2$  (70 MPa) en concreto de peso normal y no menor que  $215 \text{ kg/cm}^2$  (21 MPa) ni mayor que  $430 \text{ kg/cm}^2$  (42 MPa) en el caso de concreto liviano.
  2. La tensión mínima especificada del acero estructural y de las barras de refuerzo, usada en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no debe exceder de  $5.355 \text{ kg/cm}^2$  (525 MPa).
- **Conectores de Corte**  
Los conectores de corte deben ser espárragos de acero con cabeza (studs) con longitud no menor que cuatro diámetros de espárrago después de la instalación, o canales de acero laminados. La resistencia de los conectores de corte debe ser determinada de acuerdo con las Secciones I2.1g y I3.2d (2). Los conectores de corte deben cumplir los requisitos de la Sección A3.6. Conectores tipo canal deben cumplir con los requerimientos de la Sección A3.1.

### 1.5.2 Factores de carga y resistencia (LRFD) usados en las especificaciones AISC

La ecuación de resistencia puede escribirse más precisamente como:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

Donde:

$Q_i$  = un efecto de carga (una fuerza o un momento)

$\gamma_i$  = un factor de carga

$R_n$  = la resistencia nominal de la componente bajo consideración

$\phi$  = factor de resistencia

La resistencia factorizada  $\phi R_n$  se llama **resistencia de diseño**. La sumatoria, es sobre el número total de efectos de carga (incluidas, pero no limitada a las cargas muertas y vivas), donde cada efecto de carga puede asociarse con un factor de carga diferente. No solo puede cada efecto de carga tener un factor de carga diferente, sino que también el valor del factor de carga para un efecto de carga particular dependerá de la combinación de las cargas bajo consideración. Las combinaciones de cargas por considerarse se dan en el capítulo A. "General Provisions", de las especificaciones AISC como:

$$1.4D \quad (A4-1)$$

$$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (A4-2)$$

$$1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W) \quad (A4-3)$$

$$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \quad (A4-4)$$

$$1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S \quad (A4-5)$$

$$0.9D \pm (1.3W \text{ o } 1.0E) \quad (A4-6)$$

Donde:

D = carga muerta

L = carga viva debido al equipo y ocupación

$L_r$  = carga viva de techo

S = carga de nieve

R = carga de lluvia o hielo

W = carga de viento

E = carga por sismo

Como se menciono antes el factor de carga para un efecto de carga particular no es el mismo en todas las combinaciones de cargas. Por ejemplo, en la A4-2,  $\gamma$  para la carga viva L es 1.6 mientras que en la A4-3 es 0.5. La razón es que la carga viva se toma como el efecto dominante en la A4-2 y uno de los tres efectos,  $L_r$ , S o R será el dominante en la A4-3.

En cada combinación, uno de los efectos se considera como el valor "máximo durante su vida" y los otros como los valores es "puntos arbitrarios del tiempo". Esos factores de carga y combinaciones de carga son los recomendados en el Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE) y se basan en amplios estudios estadísticos.

En factor de resistencia  $\phi$  para cada tipo de resistencia está dado por el AISC en el capítulo de las especificaciones que trata con esa resistencia. Estos varía entre 0.75 a 1.0.

- Para secciones controladas por compresión  $\phi = 0.75$
- Para secciones controladas por tracción  $\phi = (0.85 \rightarrow 0.90)$

### 1.5.3 Reglamento de las construcciones de edificios de concreto reforzado ACI 318S-08

En su capítulo 10 referente a Flexión y carga axial, en el numeral 10.13 se refiere a elementos compuestos sometidos a compresión, lo que nos sirve para el presente trabajo y un extracto del escrito es que se da a continuación.

(10.13.1) Los elementos compuestos sometidos a compresión deben incluir a todos aquellos elementos que estén reforzados longitudinalmente con perfiles de acero estructural, tuberías o tubos, con o sin barras longitudinales.

(10.13.2) La resistencia de los elementos compuestos debe calcularse para las mismas condiciones limitantes que se aplican a los elementos comunes de concreto reforzado.

(10.13.3) Cualquier resistencia a la carga axial asignada al concreto de un elemento compuesto debe transmitirse al concreto mediante elementos o ménsulas que se apoyen directamente en el concreto del elemento compuesto.

(10.13.4) Toda resistencia a carga axial no asignada al concreto en un elemento compuesto debe ser desarrollada por conexión directa al perfil, tubería o tubo de acero estructural.

(10.13.5) Para la evaluación de los efectos de esbeltez, el radio de giro,  $r$ , de la sección compuesta no debe ser mayor que el valor dado por:

$$r = \sqrt{\frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_{sx}}{\frac{E_c I_g}{5} + E_s A_{sx}}}$$

#### (10.13.6) Núcleo de concreto confinado

(10.13.6.1) Para un elemento compuesto con el núcleo de concreto confinado en acero estructural, el espesor del acero de confinamiento no debe ser menor que:

$$b \sqrt{\frac{F_y}{8E_s}}, \text{ para cada cara de ancho } b$$

Ni que:

$$h \sqrt{\frac{F_y}{8E_s}}, \text{ para secciones circulares de diámetro } h$$

(10.13.6.2) Se permite que las barras longitudinales localizadas dentro del núcleo de concreto confinado se utilicen en el cálculo de  $A_{sx}$  e  $I_{sx}$ .

#### (10.14) Resistencia al aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder  $\phi(0.85f'_c A_1)$  excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados que el área cargada, en cuyo caso, se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada sea multiplicada por  $\sqrt{A_2/A_1}$ , pero no más que 2.

### 1.5.4 Norma ecuatoriana de la construcción NEC-11, para acero estructural

Las disposiciones incluidas en este documento están organizadas de la siguiente manera:

- Requerimientos generales
- Requerimientos generales de diseño
- Pórticos especiales de momento
- Pórticos especiales arriostrados concéntricamente
- Pórticos arriostrados excéntricamente
- Conexiones precalificadas para pórticos especiales a momento
- Plan de garantía y control de calidad
- Especificaciones de soldadura

Estas disposiciones consideran que las estructuras de acero serán diseñadas, fabricadas y montadas utilizando perfiles laminados en caliente o perfiles armados ensamblados mediante planchas soldadas.

Estas disposiciones se aplicarán cuando el coeficiente de reducción de respuesta sísmica  $R$ , sea mayor que 3. Los sistemas de acero estructural diseñados con valores de  $R$  mayor a 3 se espera que disipen la energía proveniente de los movimientos del terreno de diseño por medio de deformaciones inelásticas de la estructura. Para aquellos casos en que el coeficiente de reducción de respuesta sísmica,  $R$ , sea igual o menor a 3, no se necesitará cumplir con los requerimientos incluidos en estas Disposiciones, excepto para sistemas especiales de columnas en voladizo en donde se deberá cumplir con los requerimientos incluidos en estos sistemas.

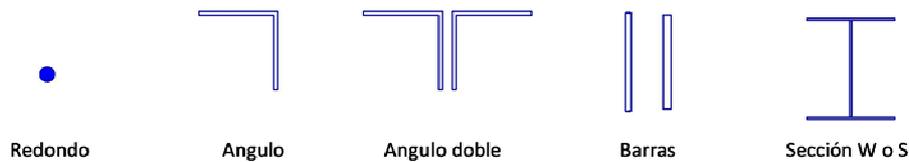
## CAPITULO 2

### DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE ACERO

#### 2.1 Diseño de elementos a tensión

En términos generales, el diseño por tensión es el más fácil, ya que al no presentarse el problema del pandeo solo se necesita calcular la fuerza factorizada que debe tomar el miembro y dividirla entre un esfuerzo de diseño para obtener el área de la sección transversal necesaria. Los tipos de perfiles utilizados para el diseño de elementos a tensión se presentan en la siguiente figura.

Fig. 2.1 Secciones típicas de miembros a tensión



El manual del AISC-LRFD, especifica que la resistencia de diseño de un elemento a tensión,  $\phi_t P_n$ , será el menor de los valores obtenidos con las siguientes expresiones:

Para el estado límite de fluencia en la sección bruta:

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad \text{con } \phi_t = 0.9$$

Para la fractura en la sección neta en la que se encuentran agujeros de tornillos o remaches:

$$P_u = \phi_t F_u A_e \quad \text{con } \phi_t = 0.75$$

Donde  $F_u$  es el esfuerzo de tensión mínimo especificado y  $A_e$  es el área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros.

Para varillas y barras redondas.

$$P_u = \phi_t F_u A_d \quad \text{con } \phi_t = 0.75$$

Donde  $A_d$  es el área total de la varilla calculada con base en el diámetro exterior de la rosca.

##### 2.1.1 Cálculo de áreas netas

Se define como el área bruta de la sección transversal menos el área de las ranuras, muescas o agujeros. Al considerar el área de los agujeros, es necesario restar un área un poco mayor que la nominal del agujero. Para tornillos de alta resistencia, es necesario incrementar el diámetro del tornillo en un octavo de pulgada. El área que se resta por agujeros es igual al área de los agujeros por el espesor del metal.

Cuando se tiene más de una hilera de agujeros para tornillos en un miembro, a veces es conveniente escalonar los agujeros a fin de tener el máximo de área neta en cualquier sección para resistir la carga.

El AISC-LRFD estipula que el área neta efectiva,  $A_e$ , de un miembro se determina multiplicando su área neta (si está atornillada o remachada) o su área total (si esta soldada) por un factor de reducción U; este factor toma en cuenta de manera sencilla la distribución no uniforme del esfuerzo de tensión.

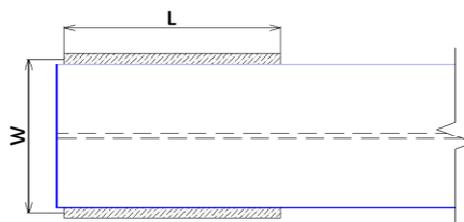
1. Si la fuerza se transmite directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal de un elemento por medio de conectores, el área neta efectiva,  **$A_e$**  es igual a su área neta,  **$A_n$** .
2. Elementos atornillados o remachados. Si la fuerza se transmite por medio de tornillos o remaches a través de algunos, pero no de todos los elementos del miembro, el valor de  **$A_e$**  debe determinarse con:

$$A_e = U \cdot A_n$$

Donde:

- a.  $U=0.90$  para perfiles W, M, S con anchos de patín no menores que  $2/3$  de sus peraltes y "T" estructural4es cortadas de esos perfiles, siempre que la conexión sea por los patines.
  - b.  $U=0.85$  En los perfiles W, M, S que no cumplan con los requisitos anteriores, "T" estructurales cortadas de esos y otros perfiles, incluyendo secciones armadas.
  - c.  $U=0.75$  en todos los miembros con conexiones atornilladas o remachadas con sólo dos conectores por hilera en la dirección de la fuerza.
3. Elementos soldados.
    - a. Si la carga se transmite por medio de soldadura a través de algunos, pero no de todos los elementos de un miembro a tensión, el área neta efectiva debe determinarse multiplicando el coeficiente de reducción  $U$  por el área total del miembro,  **$A_e = U A_g$** . Donde  $U$  tiene los mismos valores que para el inciso 2, sin tomar en cuenta la especificación relativa al número de conectores.
    - b. Si una carga de tensión se transmite por medio de soldadura transversal a algunos, pero no de todos los elementos con perfiles W, M o s, o bien a "T" estructurales cortadas de esos perfiles, el área neta efectiva,  **$A_e$** , será igual al área de las partes conectadas directamente.
    - c. En función de la longitud de la soldadura, la cual no podrá ser menor al ancho de las placas o barras, el área neta efectiva será igual a  $U A_g$ , donde  $U$  es:
      - $U=1.0$  si  $L > 2W$
      - $U=0.87$  si  $2W > L > 1.5W$
      - $U=0.75$  si  $1.5W > L > W$
- Donde  $L$  es la longitud del cordón de soldadura y  $W$  es el ancho de la placa (distancia entre cordones).

**Fig. 2.2** Cordón de elementos soldados



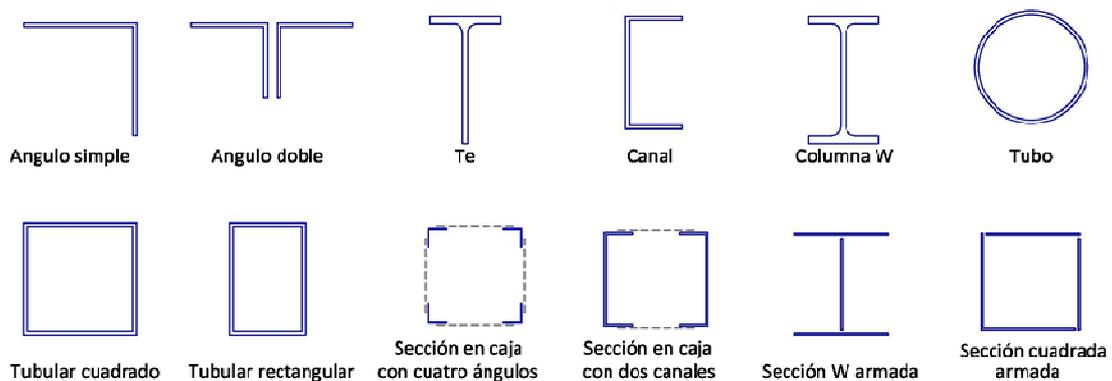
## 2.2 Diseño de elementos a compresión axial

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

Las diferencias entre los elementos a tensión y a compresión son:

- Las cargas de tensión tienden a mantener rectos los miembros, en tanto que las cargas de compresión tienden a flexionarlos hacia fuera del plano de las cargas (pandeo).
- La presencia de agujeros para tornillos en los elementos a tensión, reduce las áreas disponibles para resistir las fuerzas; en los miembros a compresión se supone que los tornillos llenan los agujeros y las áreas están disponibles para resistir las cargas.

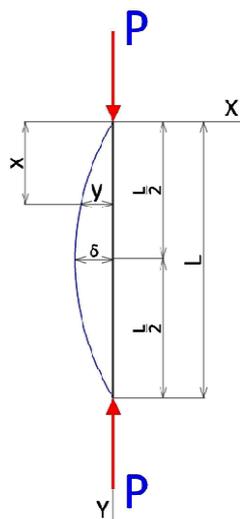
**Fig. 2.3** Perfiles típicos de compresión



### 2.2.1 Ecuación de Euler

La base de la teoría de las columnas es la fórmula de Euler, que fue publicada en 1757 por el matemático suizo Leonard Euler, es válida solo para columnas largas, calcula la carga crítica de pandeo. Esta es la carga última que puede soportar una columna larga.

**Fig. 2.4** Columna de Euler



Así la ecuación de Euler es:

$$P = \frac{EI\pi^2}{L^2}$$

Donde  $P$  es la carga crítica de pandeo elástico o carga crítica de Euler.

Sabiendo que  $r = (I/A)^{1/2}$  y que  $\sigma = P/A$ , se puede escribir la ecuación de Euler como:

$$\sigma = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = F_e$$

Donde  $\sigma$  es el esfuerzo crítico de pandeo elástico.

En las especificaciones del AISC-LRFD,  $F_e$  es el esfuerzo de Euler.

En la ecuación de Euler, el valor de  $L$  se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica, donde el momento de flexión vale cero. Esta distancia  $L$  se considera como la longitud efectiva de la columna.

### 2.2.2 Longitud efectiva

En las especificaciones del AISC-LRFD, la longitud efectiva de una columna se denomina  $KL$ , donde  $K$  es el factor de longitud efectiva.  $K$  es un número por el que se debe multiplicar la longitud de la columna para obtener la longitud efectiva de la columna. El valor de  $K$  depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y a su resistencia al movimiento lateral.

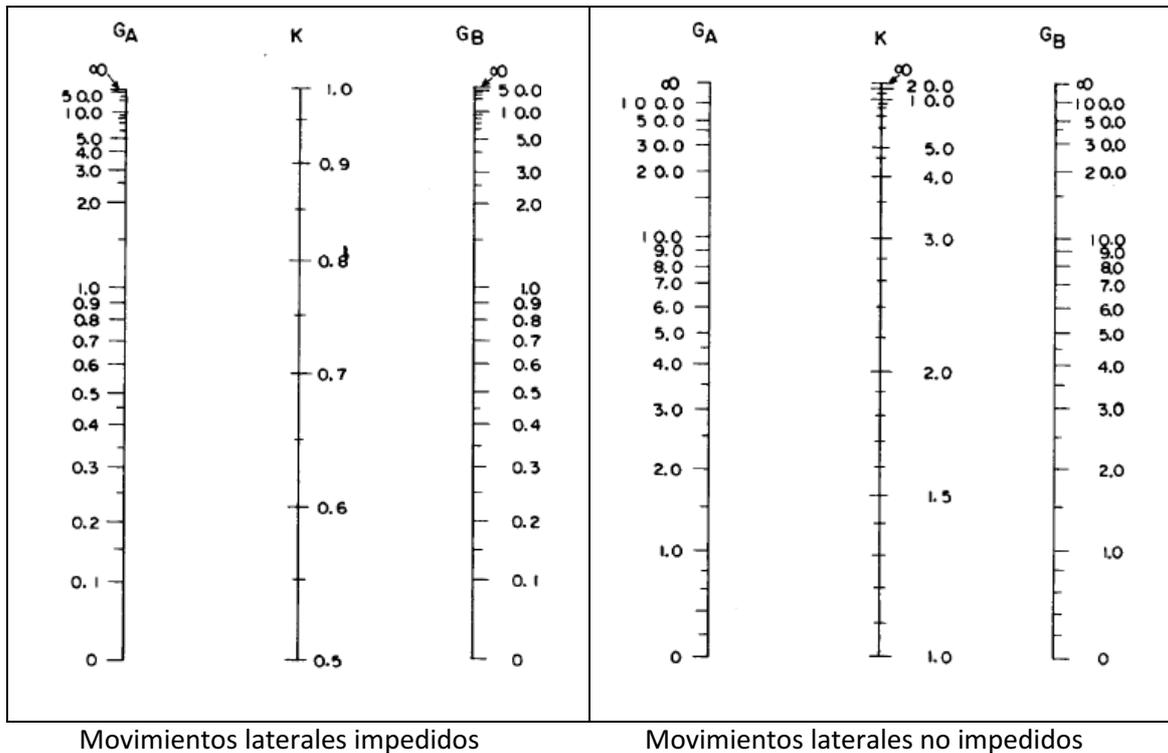
**Tabla. 2.1** Valores de  $K$  para columnas aisladas

Las líneas segmentadas muestran la forma pandeada de la columna						
Valor de $K$ teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Símbolos para las condiciones de extremos		Rotación y traslación impedidos				
		Rotación libre y traslación impedida				
		Rotación impedida y traslación libre				
		Rotación y traslación libres				

El concepto de longitud efectiva es un artificio matemático para reemplazar una columna con cualquier condición en sus extremos por una columna equivalente con sus extremos articulados, a fin de aplicar la ecuación de Euler.

Sin embargo, para pórticos continuos, no es recomendable usar los valores de K dados en la tabla anterior. Para estos casos, es posible obtener K con base en un análisis matemático o utilizando los nomogramas para la determinación de las longitudes efectivas de pórticos continuos.

Fig. 2.5 Nomogramas de columnas en pórticos continuos



Donde:

$$G = \frac{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_{columnas}}{\sum \left( \frac{EI}{L} \right)_{vigas}}$$

De estos nomogramas se recomienda lo siguiente:

- Usar  $G = 10$  cuando se usen soportes no rígidos entre la columna y la cimentación. Si la conexión es rígida usar  $G = 1.0$ .
- Incrementar la longitud efectiva de las vigas en función de las condiciones de apoyo que tengan. El incremento de las longitudes de las vigas se puede calcular usando los valores de K de la tabla anterior, en los cuales  $K > 1.0$

A parte de los nomogramas, existen expresiones analíticas para calcular K.

Columnas arriostradas:

$$K = 0.7 + 0.05(G_A + G_B) \leq 1.0$$

$$K = 0.85 + 0.05G_{min} \leq 1.0$$

Columnas no arriostradas:

$$\text{Para } G_{promedio} < 2.0 \quad K = \frac{20 - G_{promedio}}{20} (1 + G_{promedio})^{1/2}$$

$$\text{Para } G_{promedio} \geq 2.0 \quad K = 0.90(1 + G_{promedio})^{1/2}$$

$$\text{Siendo: } G_{promedio} = \frac{(G_A + G_B)}{2}$$

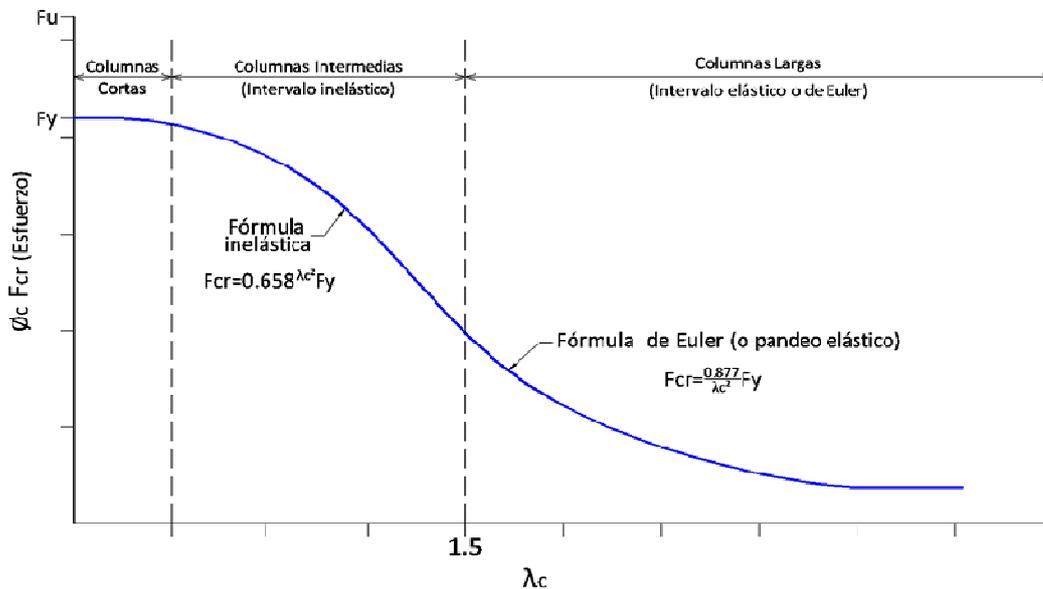
### 2.2.3 Tipos de columnas

Una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que dicho miembro se pandea, el acortamiento cesará y la columna se flexionará lateralmente pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

La resistencia de una columna y la manera como falla, dependen en gran medida de su longitud efectiva. Mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar y disminuye su esfuerzo de pandeo. Si la relación de esbeltez excede de cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor al límite proporcional del acero. Las columnas en este intervalo fallan inelásticamente. Se pueden clasificar en tres tipos: columnas cortas, columnas intermedias y columnas largas o esbeltas. Las columnas cortas fallan por aplastamiento. Las columnas largas fallan por pandeo y las columnas intermedias fallan en combinación de pandeo y aplastamiento.

La relación de esbeltez mide la tendencia de una columna a pandearse. Mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar.

Fig. 2.6 Fallas en columnas



En estructuras de acero convencionales, los perfiles más usados para columnas son el tipo W y las secciones de cajón formado por 4 placas; sin embargo, los perfiles tubulares circulares y cuadrados han tenido mucha aceptación entre los arquitectos e ingenieros en los últimos años.

El AISC-LRFD proporciona fórmulas para columnas largas con pandeo inelástico y una fórmula parabólica para las columnas cortas e intermedias. Con estas fórmulas se determina un esfuerzo crítico o de pandeo  $F_{cr}$ , para un elemento a compresión.

La resistencia de diseño del miembro se determina como:

$$Pu \leq \phi_c Pn$$

$$Pu \leq \phi_c Pcr \cdot Ag$$

Donde:

$Pu$ , es la suma de las cargas factorizadas

$Pn$ , es la resistencia nominal por compresión =  $Pcr \cdot Ag$

$Fcr$ , esfuerzo crítico de pandeo

$\phi_c$ , factor de resistencia para miembros en compresión = 0.85

Para columnas con pandeo inelástico:

$$Fcr = (0.658^{\lambda c^2}) Fy \quad \text{para } \lambda c \leq 1.50$$

Para columnas con pandeo elástico:

$$Fcr = \left(\frac{0.877}{\lambda c^2}\right) Fy \quad \text{para } \lambda c > 1.50$$

En vez de expresar el esfuerzo crítico de pandeo  $Fcr$  como función de la relación de esbeltez  $KL/r$ , las especificaciones usan el parámetro de esbeltez, incorporando las propiedades del material.

$$\lambda c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

#### 2.2.4 Requisitos del AISC para columnas armadas

Las especificaciones del AISC-LRFD presentan los siguientes requisitos respecto a las columnas armadas; cuando dichas columnas constan de diferentes componentes, estas deben conectarse en sus extremos, ya sea por medio de soldadura o por tornillos.

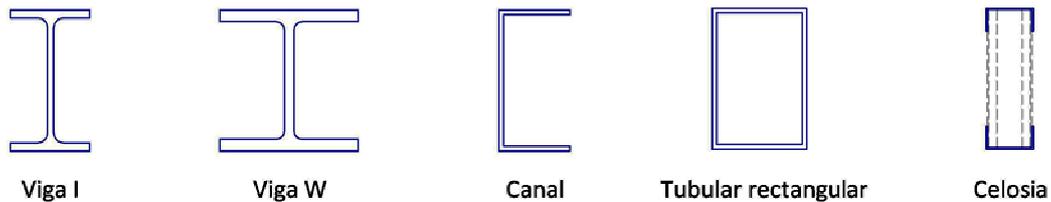
1. Las longitudes de los cordones de soldadura deben ser al menos igual al ancho máximo del miembro.
2. Los tornillos de conexión no deberán espaciarse longitudinalmente a más de 4 diámetros entre centros y la conexión debe extenderse en una distancia igual por lo menos a 1.5 veces el ancho máximo del elemento.
3. Cuando una componente de una columna armada consta de una placa exterior, el AISC-LRFD especifica que para conexiones soldadas se usan cordones intermitentes a lo largo de los bordes de las componentes o si se usan tornillos a lo largo de las líneas de gramil en cada sección, su separación máxima no será mayor de  $127/(Fy)^{1/2}$  veces el espesor de la placa exterior más delgada ni de 12 pulgadas. Si se usan tornillos escalonados (3 bolillos o en zig zag) sobre cada línea de gramil, su separación en cada línea no será mayor de  $190/(Fy)^{1/2}$  veces el espesor de la placa más delgada ni de 18 pulgadas.

#### 2.3 Diseño de elementos a flexión

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales a su eje longitudinal. Entre los tipos de vigas están: viguetas, dinteles, largueros y vigas de piso, etc. El término trabe denota una viga grande a la que se conectan otras vigas de menor tamaño.

Los perfiles W son por lo general, las secciones más económicas para usarse como vigas. Se usan canales como largueros en cubiertas aligeradas y cuando los claros que tiene que cubrir no son muy grandes. Los perfiles W tienen una mayor cantidad de acero concentrado en sus patines que las vigas S, por lo que poseen mayores momentos de inercia (teorema de los ejes paralelos) y momentos resistentes para un mismo peso, además de que son relativamente anchos y tienen una rigidez lateral considerable. De hecho, el AISC-LRFD toma muy poco en cuenta a los perfiles S. Otro tipo de vigas utilizada comúnmente para soportar losas de piso y techo son las armaduras ligeras de cuerdas paralelas (Joist beam) Resulta muy económica para grandes claros y cargas ligeras.

Fig. 2.7 Tipos de secciones de vigas



### 2.3.1 Comportamiento de vigas a flexión

Como se sabe, si la viga está sujeta a momento flexionante el esfuerzo en cualquier punto de la sección transversal se puede calcular con la fórmula de la escuadría  $fb = My / I$ , recordando que esta expresión es aplicable solamente cuando el esfuerzo máximo calculado en la viga es menor que el límite elástico.

Fig. 2.8 Sección de una viga a flexión

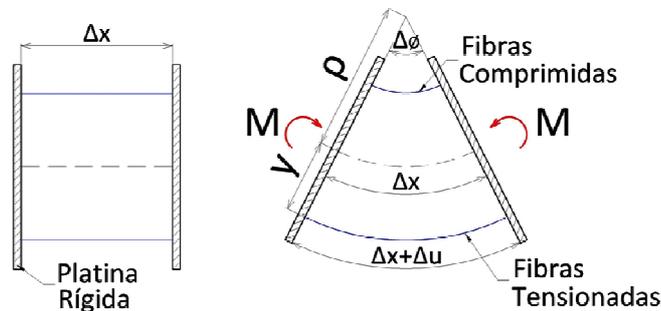
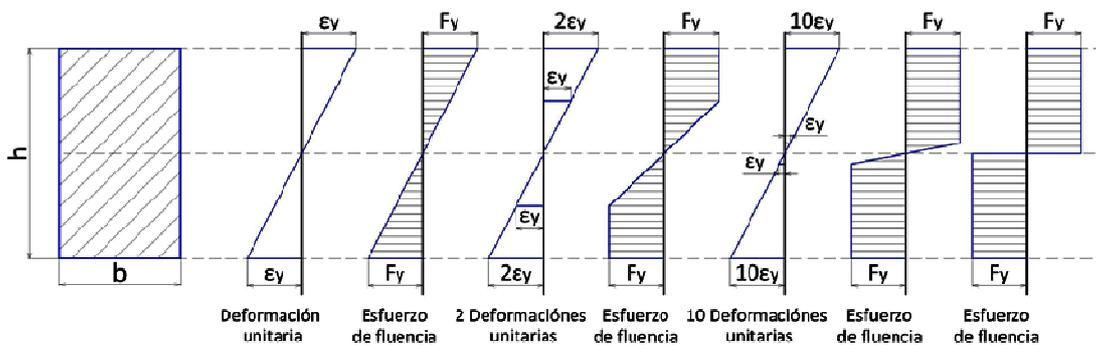


Fig. 2.9 Comportamiento a flexión de una sección de viga



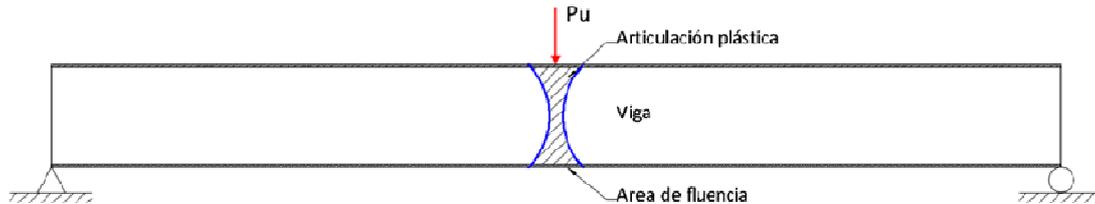
La fórmula se basa las hipótesis básicas de la teoría elástica: el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, las secciones se mantienen planas antes y después de la flexión, etc. El

Módulo de Sección  $S$  es igual a  $I / y$ , y es una constante para una sección específica. Así, la fórmula de la escuadra se escribe como:

$$fb = \frac{M}{S}$$

Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado la etapa de distribución plástica, se dice que se ha formado una articulación plástica, ya que no puede resistir en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección causaría una rotación en la viga con un pequeño incremento del esfuerzo.

**Fig. 2.10** Articulación plástica en vigas



La capacidad por momento plástico, que es el momento requerido para formar la articulación plástica, puede calcularse fácilmente a partir de un estudio de la distribución de esfuerzos correspondientes. En la figura 2.10 se muestran las resultantes de los esfuerzos en compresión y de tensión, donde  $A_c$  es el área de la sección transversal sometida a compresión y  $A_t$  es el área en tensión. Esas son las áreas arriba y abajo del eje neutro plástico, que no necesariamente es el mismo eje neutro elástico. Del equilibrio de fuerzas:

$$C = T$$

$$A_c \cdot F_y = A_t \cdot F_y$$

$$A_c = A_t$$

El eje neutro plástico divide entonces divide entonces a la sección transversal en dos áreas iguales. Para perfiles que son simétricos respecto al eje de flexión, los ejes neutros elásticos y plásticos son el mismo. El momento plástico  $M_p$  es el par resistente formado por las dos fuerzas iguales y opuestas

$$M_p = F_y(A_c)dt = F_y(A_t)dt = F_y \left( \frac{A}{2} \right) dt = F_y \cdot Z$$

Para un caso general:  $z = \frac{Ix}{c_1}$ , de  $\sigma = \frac{M}{(I/c)=z}$

$$M_p = \frac{Ix}{c_1} \cdot F_y$$

$$c_1 = d - y_{CG}$$

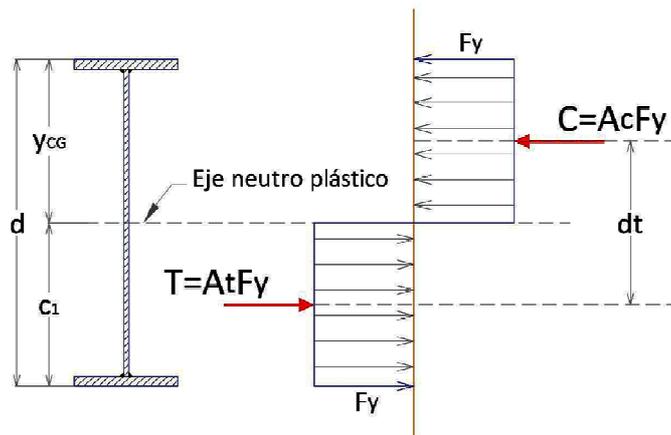
Donde:

$A$ , es el área de toda la sección transversal

$a$ , es la distancia entre los centroides de las dos medias áreas

$Z$ , es el módulo se sección plástico

Fig. 2.11 Esfuerzos en compresión y tensión



### 2.3.2 Clasificación de perfiles según la relación ancho-espesor

El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles **como Compactas, No compactas o Esbeltas**, dependiendo de los valores de las razones ancho-espesor, que puede resumirse de la siguiente manera:

$\lambda$ , razón ancho-espesor

$\lambda_p$ , límite superior para la categoría de compactas

$\lambda_r$ , límite superior para la categoría de no compactas

Entonces:

Si  $\lambda \leq \lambda_p$  y el patín está conectado en forma continua al alma, la sección es compacta

Si  $\lambda < \lambda_p \leq \lambda_r$ , la sección es no compacta

Si  $\lambda > \lambda_r$ , la sección es esbelta

La categoría se basa en la peor razón ancho-espesor de la sección transversal. Por ejemplo si el alma es compacta y el patín en no compacto, la sección se clasifica como no compacta. La siguiente tabla ha sido extraída del AISC (tabla B5.1) y contiene razones ancho-espesor de las secciones I y H.

Tabla. 2.2 Parámetros ancho-espesor (perfiles I y H)

Elemento	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Patín	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{\sqrt{F_t}}}$
Alma	$\frac{h}{t_w}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$	Pero no debe ser menor a 0.35 ni mayor a 0.76		
$F_t = 0.7F_y$	Para flexión en torno al eje débil, flexión en torno al eje fuerte de miembros soldados de alma esbelta.		

**Tabla. 2.3** Parámetros ancho-espesor para perfiles I sísmicamente compactas

Ala	Alma
$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

### 2.3.3 Resistencia por flexión de perfiles compactos

Una viga puede fallar al alcanzarse en ella el momento  **$M_p$**  y volverse totalmente plástica o puede fallar por:

1. Pandeo lateral torsional (**PLT**), elástica o inelásticamente
2. Pandeo local del patín (**PLP**), elástica o inelásticamente
3. Pandeo local del alma (**PLA**), elástica o inelásticamente

Los perfiles compactos, son los aquellos cuyas almas están conectadas en forma continua a los patines y que satisfacen los siguientes requisitos de ancho-espesor para el patín y el alma.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{y} \quad \frac{h}{t_f} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

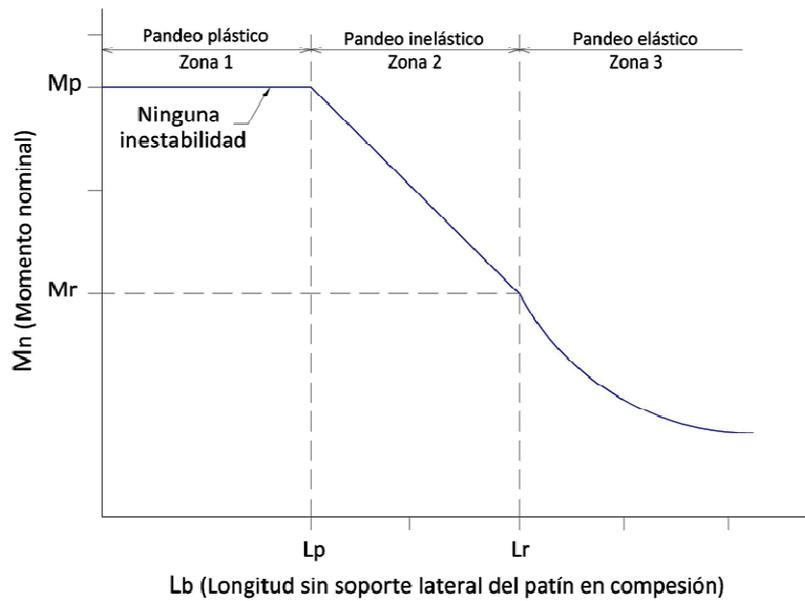
Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo, o si la longitud no soportada es muy corta, la resistencia por momento  **$M_n$**  es la capacidad total por momento  **$M_p$**  del perfil.

Para el diseño de las vigas con secciones compactas hay tres diferentes condiciones de soporte lateral en los patines en compresión.

1. Se supondrá primero que las vigas tienen soporte lateral continuo en sus patines a compresión.
2. Posteriormente se supondrá que las vigas están soportadas lateralmente a intervalos cortos.
3. Se supondrá, en un último caso, que las vigas está soportadas a intervalos cada vez más grandes.

Como se aprecia en la figura 2.12, si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente y quedarán en la zona 1 de pandeo. Al incrementarse la separación entre soportes laterales, las vigas empezarán a fallar inelásticamente bajo momentos menores y quedarán en la zona 2. Finalmente, con la longitud aún mayor sin soporte lateral, las vigas fallarán elásticamente y quedarán en la zona 3.

Fig. 2.12 Mn en función de la longitud sin apoyo lateral del patín a compresión



La primera zona, es decir, vigas compactas soportadas lateralmente, es bastante común y es el caso más simple. La sección F1.1 del AISC da la resistencia nominal como:

$$M_n = M_p \quad \text{Donde:} \quad M_u = \phi_b Z \cdot F_y \quad \phi_b = 0.9$$

$$M_p = Z \cdot F_y \leq 1.5 M_y \quad z = \frac{I_x}{c}, \text{ módulo resistente de la sección}$$

En la zona 2, el momento nominal  $M_n$  cuando  $L_p \leq L_b \leq L_r$  y se asume que varía linealmente con  $L_b$  se puede calcular con las siguientes expresiones:

$$\phi_b M_n = C_b \left[ \phi_b M_p - \frac{(\phi_b M_p - \phi_b M_r)(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq \phi_b M_p$$

Donde  $M_r$ , es el momento que toma en cuenta el efecto de pandeo elástico:

$$M_r = S_x(F_y - F_r)$$

$S_x$  es el módulo elástico de la sección.  $F_r$  es el esfuerzo residual del patín de compresión ( $F_r = 10$  ksi para secciones laminadas y  $F_r = 16.5$  ksi para secciones construidas) BF

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \quad X_2 = \frac{4 C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G J} \right)^2$$

Donde:

$L_r$ , Longitud no soportada

$G$ , módulo cortante = 11.200Ksi para el acero estructural

$J$ , constante de torsión

$C_w$ , constante de alabeo

**Zona 3**, cuando  $L_b > L_r$ :

$$M_n = M_{cr} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / L_r} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / L_r)^2}} \leq C_b M_r \leq M_p$$

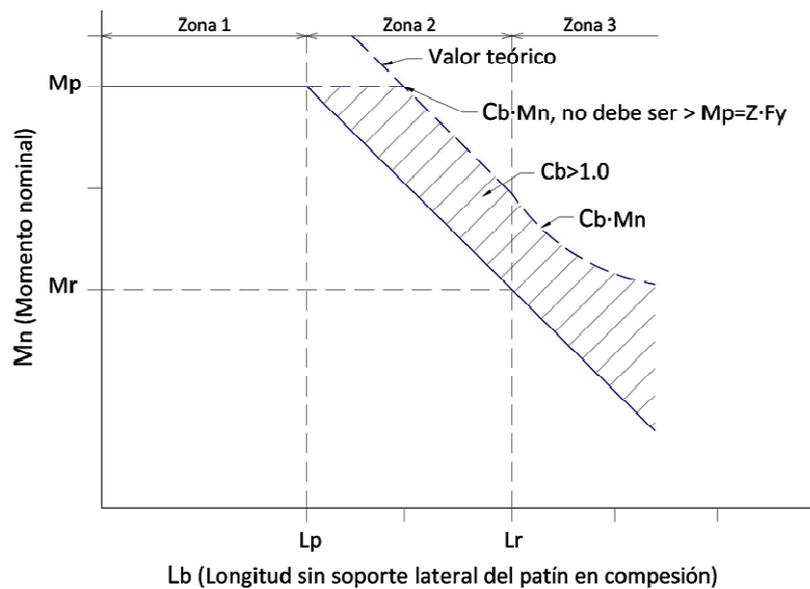
$$L_p = \frac{3750 r_y}{M_p} \sqrt{J A} \quad L_r = \frac{57000 r_y}{M_r} \sqrt{J A}$$

Donde J = constante de Torsión

A, área de la sección transversal

$S_x$ , módulo de sección elástico mayor

**Fig. 2.13** Valor teórico de  $C_b$



### 2.3.4 Deflexiones

El AISC-LRFD no especifica de manera directa valores de deflexiones máximas admisibles, ya que como existen tantos tipos de materiales, tipos de estructuras y diferentes condiciones de cargas no es aceptable un solo grupo de deflexiones máximas para todos los casos.

La mayoría de los manuales de ingeniería presentan fórmulas para calcular las deflexiones máximas de vigas para diferentes condiciones de carga y de apoyos.

Por ejemplo,

Para una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida:

$$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

Para una viga simplemente apoyada con una carga puntual en el centro del claro:

$$\Delta_{max} = \frac{PL^3}{48EI}$$

Otra manera de controlar las deflexiones se hace en función de ciertas relaciones mínimas peralte-claro. Por ejemplo, la AASHTO sugiere una relación peralte-claro de  $h = L/25$ . El AISC especifica en la tabla 2.4 una relación recomendada claro/peralte.

**Tabla. 2.4** Relaciones recomendadas claro-peralte

Relación de cargas de servicio		Relaciones máximas Claro/Peralte	
Carga muerta/carga total	Carga muerta/carga viva	Fy = 36ksi	Fy = 50ksi
0.20	0.25	20.0	14.0
0.30	0.43	22.2	16.0
0.40	0.67	25.0	18.0
0.50	1.00	29.0	21.0
0.60	1.50	-	26.0

### 2.3.5 Fuerza cortante

De la mecánica de materiales sabemos que el esfuerzo cortante es:

$$f_v = \frac{VQ}{Ib}$$

Donde:

$V$ , es la fuerza cortante externa en el punto de interés.

$Q$ , es el momento estático respecto al eje neutro de la parte de la sección transversal situada arriba o abajo del nivel en que se busca el esfuerzo  $f_v$ .

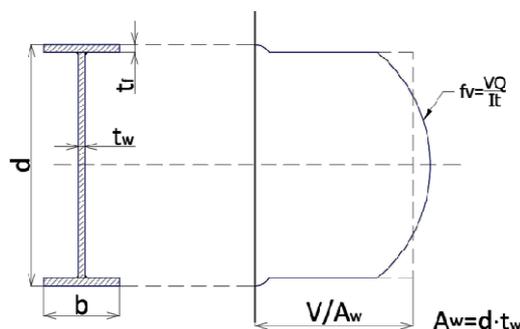
$I$ , es el momento de inercia respecto al eje neutro.

$b$ , el ancho de la sección al nivel del esfuerzo que se busca.

Además, en el alma se presenta un estado de cortante puro, los esfuerzos de cortante son equivalentes a los esfuerzos principales uno en tensión y otro en compresión de igual magnitud. Debido a ese esfuerzo de compresión que se forma se presenta ondulaciones en el alma y se produce el pandeo por cortante. Esto se presenta particularmente en secciones no compactas y en travesaños armados.

En vez de suponer que el esfuerzo cortante nominal lo resiste una parte del alma, el AISC-LRFD supone un esfuerzo cortante reducido resistido por el área total del alma. Esta área del alma,  $A_w$ , es igual al peralte total de la sección,  $h$ , multiplicado por el espesor del alma,  $t_w$ .

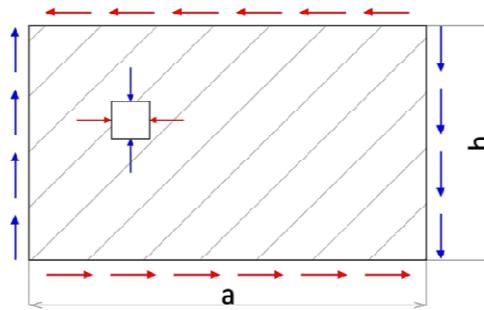
**Fig. 2.14** Distribución de esfuerzos cortantes



Fluencia del alma. Todos los perfiles W y C del manual del AISC-LRFD quedan en esta clasificación:

Si  $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ , no hay inestabilidad en el alma; no se requieren a tiesadores  $k_v=5$

Fig. 2.15 Distribución de esfuerzos principales en el alma



$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y \cdot A_w$$

Pandeo inelástico del alma

$$\text{Si } 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y \cdot A_w \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w}$$

Pandeo elástico del alma

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$\phi_v V_n = \phi_v A_w \frac{1.51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y}$$

Donde:

$F_y$ , es el esfuerzo mínimo especificado de fluencia del alma

$$\phi_v = 0.9$$

$k_v = 5$ , si no hay atiesadores del alma

$$k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

$a$ , es la distancia entre atiesadores del alma

## 2.4 Diseño de elementos a flexión y carga axial

Los miembros flexo-comprimidos son elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de compresión y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la compresión se presenta acompañada por flexión.

### 2.4.1 Miembros sometidos a flexo-tensión

El AISC-LRFD especifica para elementos sometidos a tensión axial y flexión simultáneamente, se tienen las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_t M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

$P_u$  y  $M_u$ , son las resistencias requeridas por tensión y por flexión

$P_n$  y  $M_n$ , son las resistencias nominales por tensión y por flexión respectivamente

$\phi_c$  y  $\phi_b$ , son los factores por resistencia para tensión y flexión

#### 2.4.2 Elementos sometidos a flexo-compresión

Se utilizan las mismas expresiones que para Flexo tensión

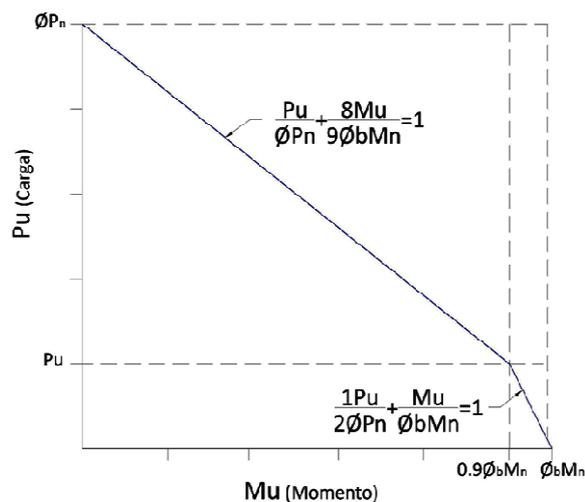
$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_t M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Solo que en este caso  $\phi_c = 0.85$  para la compresión axial y  $\phi_b = 0.9$  para la flexión.

Para analizar un miembro sujeto a flexo-compresión, se realiza un análisis de primer orden y otro de segundo orden para obtener los momentos de flexión finales. Ahora con los programas de análisis de computadora (SAP2000, ETABS, STAAD, DRAIN, etc.) es posible realizarlos fácilmente.

Fig. 2.16 Diagrama de interacción para elementos flexo-comprimidos



Para fines de diseño, es recomendable diseñar los miembros verticales de tal manera que se cumpla la condición que la suma de los momentos en los extremos de la viga no serán menor que 1.5 veces la suma de los momentos en los extremos de las columnas que concurren en el nudo.

$$\Sigma M_{col} \geq 1.5 \Sigma M_{vig}$$

Esto con el fin de garantizar el criterio de “columna fuerte y viga débil” en el diseño sismo-resistente de edificaciones.

Otro aspecto que hay que cuidar es que el nivel de carga axial no sea muy grande (mayor que  $0.3\phi P_n$ ), ya que se ha demostrado que la carga axial en elementos flexo-comprimidos ayuda a incrementar su resistencia pero disminuye su capacidad de deformación.

## CAPITULO 3

### CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

#### 3.1 Introducción

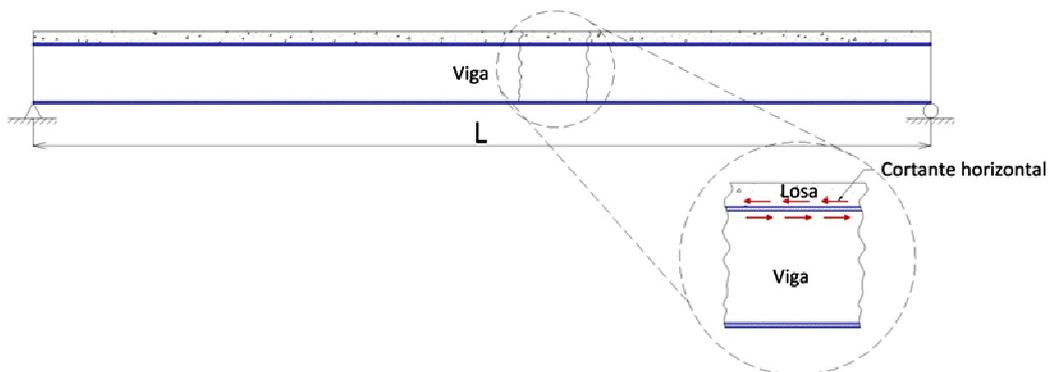
La construcción compuesta emplea los miembros estructurales formados de dos materiales: Acero estructural y concreto reforzado. Estrictamente hablando, cualquier miembro formado por dos materiales es compuesto. Sin embargo, en edificios y puentes, esto, de manera usual significa acero estructural y concreto reforzado y eso, por lo común, quiere decir vigas o columnas compuestas. Estas últimas están siendo utilizadas de nuevo en algunas estructuras después de un periodo de desuso.

La construcción compuesta se ve en Capítulo I sobre los “Miembros compuestos” de AISC.

El comportamiento compuesto se logra al conectar la viga de acero en la losa de concreto reforzado que ella soporta, de manera que las dos partes actúen como una unidad. En un sistema de piso o techo una porción de la losa actúa con cada viga de acero para formar una viga compuesta, que consiste en el perfil rolado de acero aumentado con un patín de concreto en su parte superior.

Este comportamiento unificado es posible solo si el deslizamiento horizontal entre las dos componentes es impedido. Esto puede lograrse si la fuerza cortante horizontal en la interfaz es resistida por los dispositivos de conexión, conocidos como conectores cortantes.

Fig. 3.1 Sistema de viga compuesta



Un cierto número de conectores de cortante se requiere para hacer una viga totalmente compuesta. Un número menor de conectores permitirá que algún deslizamiento ocurra entre el perfil de acero y el concreto; tal viga se denomina parcialmente compuesta.

Las vigas compuestas son, con frecuencia, la alternativa más económica en la construcción de los edificios. Aunque más pequeñas, las vigas roladas de acero más ligeras pueden usarse con la construcción compuesta; esta ventaja será cancelada, a veces, por el costo adicional de los conectores de cortante.

#### 3.2 Esfuerzos elásticos en vigas compuestas

Aunque la resistencia de diseño de vigas compuestas se basa, por lo regular, en las condiciones de falla, es importante entender el comportamiento bajo las cargas de servicio por varias razones. Las deflexiones siempre son investigadas bajo cargas de servicio y en algunos casos, la resistencia de diseño en el estado límite de la primera fluencia.

Los esfuerzos de flexión y cortantes de vigas de materiales homogéneos pueden calcularse con las siguientes formulas:

Flexión:

$$fb = \frac{Mc}{I}$$

Cortante:

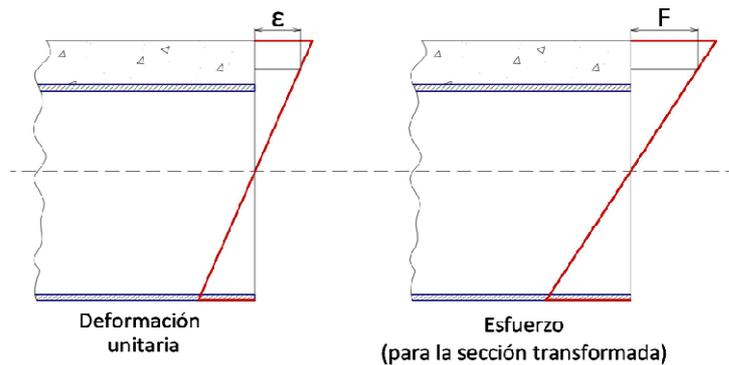
$$fv = \frac{vQ}{It}$$

Sin embargo, una viga compuesta No es homogénea y las formulas mostradas no son validas. Para e poder emplearlas se utiliza la sección transformada que “Convierte” en concreto en una cantidad de acero, el cual tiene el mismo efecto que el concreto.

Este procedimiento requiere que las deformaciones unitarias en el acero ficticio (concreto transformado) sean las mismas que en las del concreto que reemplaza.

La teoría de los desplazamientos pequeños establece las secciones planas permanecen planas antes y después de la flexión.

Fig. 3.2 Diagrama de esfuerzo y deformación unitaria de una viga compuesta



Entonces se requiere que la deformación unitaria del concreto sea igual a la del acero en cualquier punto, es decir:

$$\epsilon_c = \epsilon_s \quad \text{ó} \quad \left( \frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s} \right)$$

$$\therefore f_s = \left( \frac{E_s}{E_c} \right) f_c = n \cdot f_c \quad \text{Siendo: } n = \frac{E_s}{E_c} \quad (\text{Razón modular})$$

La sección 12.2 del AISC da el modulo elástico del concreto como:

$$E_c = w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$w_c$ , es el peso unitario del concreto

$f'_c$ , es la resistencia a compresión del concreto a los 28 días

También podemos utilizar el modulo elástico que proporciona el ACI:

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$f'_c$ , es la resistencia a compresión del concreto a los 28 días, pero en kg/cm<sup>2</sup>

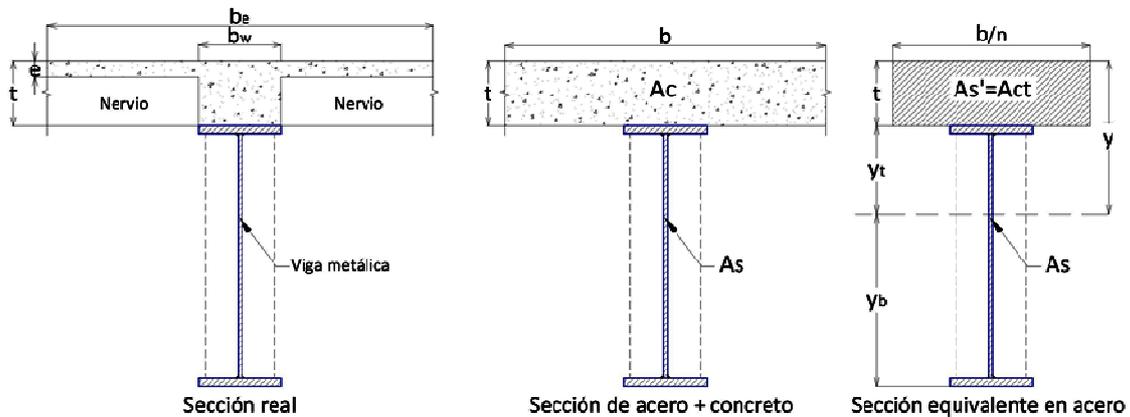
La **relación modular** puede i interpretarse como “**n** unidades cuadradas de concreto que se requiere para resistir la misma fuerza que una unidad cuadrada de acero. Para determinar el área de acero que resiste la misma fuerza que el concreto, se divide el área de concreto entre “**n**”. Es decir, se reemplaza  $A_c$  por  $A_c/n$ . Este resultado es el **área transformada**.

$$A_{c_t} = A_c/n$$

Considere la sección compuesta mostrada en la figura 3.3 (se analiza ahora la determinación del ancho del patín “**be**” cuando la viga es parte de un sistema de piso). Para transformar el área de concreto  $A_c$ , primero debemos llevar nuestra sección real una sección de concreto de

espesor constante cuyas Inercias sean equivalente y ésta se divide entre “n”. La manera más conveniente de hacer esto es dividir el ancho entre n y dejar el espesor sin cambio. Haciéndolo de esta manera resulta la sección equivalente de acero.

Fig. 3.3 Sección compuesta transformada



Entonces la inercia de la sección de losa real “Ireal” será equivalente a la inercia de la sección de losa constante “It”.

$$I_{real} = It$$

$$\Sigma(\bar{I} + Ay_{cg}^2) = \frac{bt^3}{12}$$

$$b = \frac{12 \cdot \Sigma(\bar{I} + Ay_{cg}^2)}{t^3}$$

El ancho del patín “b” calculado es distinto del ancho del patín obtenido en base a los reglamentos, ya que el éste “be” es obtenido con la sección sin transformar.

Para calcular los esfuerzos, localizamos el eje neutro del perfil de sección equivalente y calculamos el correspondiente momento de inercia.

Entonces podemos calcular los **esfuerzos de flexión** con la formula de flexión:

En la parte superior del acero:

$$f_{s_t} = My_t / I_{tr}$$

En la parte inferior del acero:

$$f_{s_b} = My_b / I_{tr}$$

Donde:

M, momento flexionante aplicado

I<sub>tr</sub>, inercia respecto al eje neutro

y<sub>t</sub>, distancia del eje neutro a la parte superior del acero As

y<sub>b</sub>, distancia del eje neutro a la parte inferior del acero As

El esfuerzo en el concreto se calcula de la misma manera, pero como el material en consideración es acero, el resultado debe dividirse entre n, porque se consideró transformado.

$$f_{c_{máx.}} = M\bar{y} / nI_{tr}$$

Donde:

$\bar{y}$ , distancia del eje neutro a la parte superior del concreto

### 3.3 Resistencia por flexión

Por lo general, la resistencia nominal a la flexión se alcanzará cuando la sección transversal del acero fluya y el concreto sea aplastado en compresión.

La distribución correspondiente de los esfuerzos sobre la sección compuesta se llama distribución plástica del esfuerzo.

El AISC define a la resistencia de diseño para momento positivo como:

$$R_n = \phi_b M_n$$

Para perfiles con **almas compactas** (depende de la relación ancho-espesor), es decir:

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \phi_b = 0.85$$

$M_n$ , es obtenido de la distribución plástica de esfuerzos (momento plástico)

Para perfiles con **almas no compactas**, o esbeltas (depende de la relación ancho-espesor):

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \phi_b = 0.90$$

$M_n$ , es obtenido de la superposición de tensiones elásticas, correspondiendo a la primera fluencia del acero

#### 3.3.1 Resistencia por flexión en zonas de momento positivo

La losa forma parte del patín comprimido de la sección compuesta.

La resistencia de diseño puede quedar regida por la sección de acero, la losa de concreto, o los conectores de cortante. Además, puede quedar limitada por pandeo del alma, si ésta es esbelta y tiene una parte grande en compresión.

Para calcular los esfuerzos en la sección compuesta se utiliza la sección transformada elástica, que se determina usando la relación  $n = E/E_c$  entre los módulos de elasticidad del acero y el concreto.

#### 3.3.2 Esfuerzos en estado límite plástico (distribución plástica)

La resistencia máxima en flexión de una sección compuesta se determina considerando que la viga de acero está completamente plastificada, en tensión o compresión, dependiendo de la posición del eje neutro plástico.

Cuando una viga compuesta ha alcanzado el estado límite plástico, los esfuerzos se distribuirán en alguna de las tres maneras que se muestran en la figura 3.4, teniendo en cuenta las siguientes premisas:

- El esfuerzo del concreto se presenta como un esfuerzo uniforme de compresión de  $0.85f'_c$ , que se extiende desde la parte superior hasta la profundidad que puede ser igual o menor que el espesor de la losa. Esta distribución es la distribución equivalente de Whitney (ACI 328-08).
- Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.
- Debido a la conexión del perfil de acero a la losa de concreto, el pandeo lateral torsional no es ningún problema una vez que el concreto ha alcanzado la acción compuesta.

En esas condiciones, la fuerza de compresión  $C$  en la losa tiene el menor de los valores siguientes (gobernando la menor de las tres):

1.  $C = A_s \cdot F_y$
2.  $C = 0.85f'_c \cdot A_c$
3.  $C = \sum Q_n$

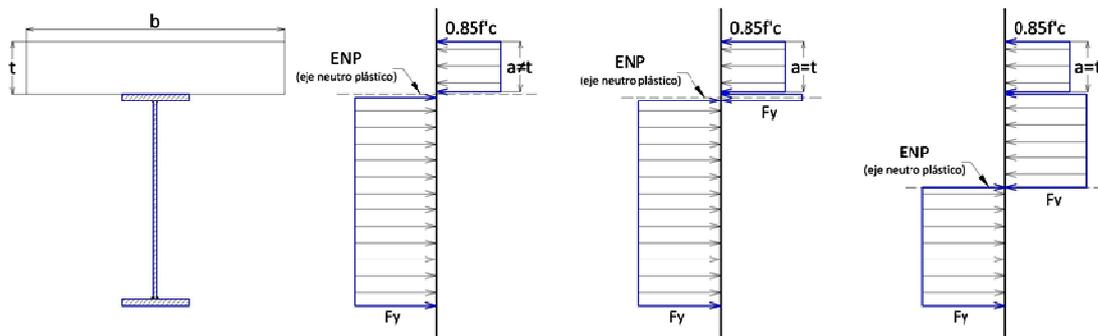
Donde:

$A_s$ , es el área transversal del perfil de acero

$A_c$ , es el área de concreto

$\sum Q_n$ , suma de resistencias nominales de conectores colocados entre el momento positivo máximo y el momento nulo

**Fig. 3.4** Distribución plástica de los esfuerzos



El acero, se usa plenamente:  $A_s \cdot F_y$  (caso 1)

El concreto se emplea plenamente; el ENP está en el acero:  $0.85f'_c \cdot A_c$  (caso 2-A)

Cuando hay menos conectores de cortante que los requeridos para un elemento compuesto total (caso 2-B ó 3)

Cuando la viga trabaja en construcción **compuesta completa**,  $C$  está gobernada por la resistencia en compresión de la losa de concreto (caso 2) o la resistencia en tensión de la viga de acero, correspondiente a su plastificación completa (caso 1); en construcción **compuesta parcial**, en cambio, rigen el diseño el número y la resistencia de los conectores de cortante, que determinan la fuerza máxima que puede transmitirse entre concreto y acero. Para este capítulo revisaremos lo correspondiente a la construcción compuesta completa (casos 1 y 2).

### 3.3.3 Acción compuesta completa

La posición del eje neutro plástico (ENP) en secciones plastificadas que trabajan en acción compuesta completa depende de las resistencias de la losa y la viga de acero. Como las fuerzas interiores horizontales son mecánicamente equivalentes a un par (el momento flexionante en la sección considerada), la compresión y la tensión totales en la sección compuesta son numéricamente iguales.

La condición  $0.85f'_c A_c \geq A_s F_y$  indica que la resistencia en compresión de la losa es mayor o igual que la de la viga de acero en tensión; en ese caso, para que se cumpla la condición señalada en el párrafo anterior se requiere que no trabaje toda la losa; el ENP está, por tanto, en ella o, en el caso límite, en su borde inferior (caso 1).

Cuando se invierte la condición anterior ( $0.85 f'_c A_c < A_s F_y$ ) la losa no puede equilibrar la fuerza que se generaría en la viga si toda trabajase en tensión; para que se conserve el equilibrio, parte del acero ha de acudir en ayuda del concreto comprimido; el ENP cruza la viga de acero, y la región que queda arriba de él está en compresión. De acuerdo con las características de la sección compuesta, el ENP puede estar alojado en el patín o en el alma de

la viga. Conocida la distribución de esfuerzos en el instante que precede a la falla, es fácil determinar la resistencia última en flexión de la sección compuesta.

Han de considerarse tres casos, que corresponden a las tres posiciones posibles del ENP: en la losa de concreto, en el patín o en el alma de la sección de acero.

En ocasiones es ventajoso utilizar secciones de acero con el patín inferior mayor que el superior, que se obtienen soldando una placa al patín inferior de un perfil I laminado o formando la sección con tres placas soldadas; el eje centroidal horizontal de la sección de acero no es de simetría.

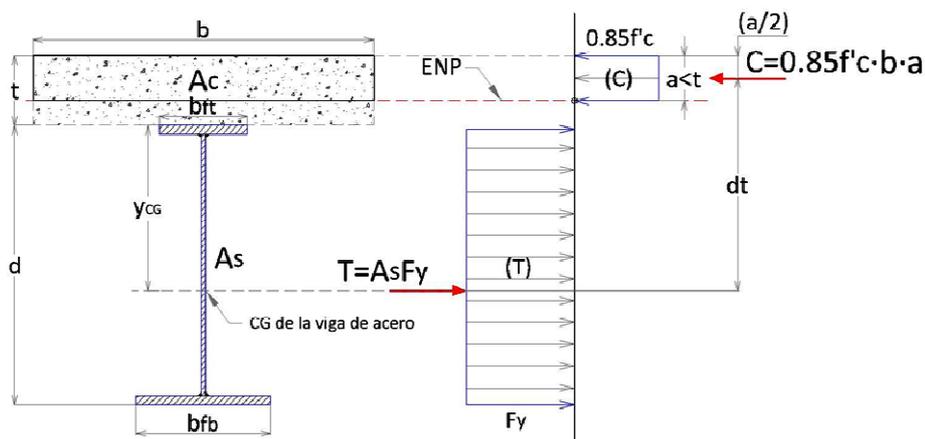
En lo que sigue se deducen las ecuaciones generales para evaluar los momentos resistentes de secciones compuestas cuyas vigas de acero tienen un solo eje de simetría, el vertical. Las vigas con dos ejes de simetría constituyen un caso particular.

### 3.3.4 Caso 1 (con vigas de acero de un solo eje de simetría)

La losa de concreto resiste la fuerza total de compresión; el ENP la atraviesa o pasa por su borde inferior ( $0.85 f'c A_c \geq A_s F_y$ ).

En la siguiente figura se muestran los esfuerzos normales y las resultantes de las fuerzas de compresión y tensión que actúan en la sección transversal completamente plastificada.

Fig. 3.5 Caso 1. El eje neutro plástico (ENP) está en la losa de concreto



De acuerdo con las hipótesis en las que se basa el diseño de vigas de concreto reforzado, los esfuerzos de compresión en el concreto se consideran uniformes e iguales a  $0.85 f'c$ , y se llama "a" a la profundidad del bloque de esfuerzos rectangular equivalente; en esas condiciones, la fuerza de compresión en el concreto es:

$$C = 0.85 f'c \cdot a \cdot b$$

Donde:

- a, es la profundidad del bloque en compresión
- b, es el ancho efectivo de la losa

La fuerza de tensión T es igual al producto del área de la viga de acero,  $A_s$ , por su esfuerzo de fluencia:  $T = A_s F_y$

Puesto que la viga trabaja en flexión pura las dos fuerzas, de compresión y tensión, son iguales ( $C=T$ ).

Se determina "a" despejándola de la ecuación de C.

$$a = \frac{C}{0.85f'c \cdot b} = \frac{As \cdot Fy}{0.85f'c \cdot b}$$

Como el ENP está en la losa de concreto, o en su borde inferior:

$$a = \frac{As \cdot Fy}{0.85f'c \cdot b} \leq t$$

Siendo: "t", el espesor de la losa

En el caso 1, El momento resistente nominal, **Mn**, vale:

$$Mn = C \cdot d_t = T \cdot d_t$$

$$d_t = y_{CG} + t - \frac{a}{2}$$

Donde:

dt, es el brazo de palanca entre las fuerzas

### 3.3.5 Caso 2

La losa de concreto no resiste, por sí sola, la fuerza total de compresión; el ENP atraviesa la viga.

Se caracteriza por la condición:

$$a = \frac{As \cdot Fy}{0.85f'c \cdot b} > t$$

Como toda la losa trabaja en compresión, la fuerza en el concreto, C, es:

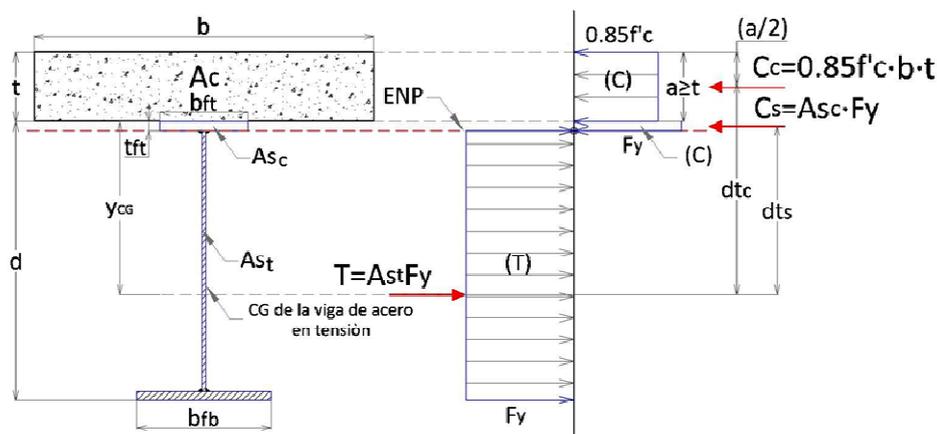
$$C = 0.85f'c \cdot t \cdot b$$

Deben considerarse dos subcasos, pues el ENP puede pasar por el patín o por el alma de la viga; el límite que los separa corresponde al ENP en el borde inferior del patín.

#### 3.3.5.1 Caso 2-A

Si  $C \leq T$ , el ENP se corre hacia abajo, para que aumente la fuerza de compresión, aumente la de tensión, y se cumpla la condición de equilibrio,  $C = T$ . El ENP está en el ala superior.

**Fig. 3.6** Caso 2-A. El eje neutro plástico (ENP) está en ala superior



La fuerza de compresión total es la suma de las compresiones en la losa,  $C_c$ , y en la parte superior del patín de la viga de acero,  $C_s$ .

$$C = C_c + C_s$$

$$C = (0.85f'_c \cdot t \cdot b) + (A_{s_c} \cdot F_y)$$

Donde:

$A_{s_c}$ , es el área de la viga en compresión

Las distancias  $dt_s$  y  $dt_c$  entre las líneas de acción de las fuerzas de compresión  $C_s$  y  $C_c$  y la de tensión  $T_s$  son:

$$dt_c = y_{CG} + \frac{t}{2}$$

$$dt_s = y_{CG} - \frac{t_{ft}}{2}$$

Donde:

$t_{ft}$ , es el espesor de ala superior de la viga

Finamente, la resistencia nominal en flexión de la sección se obtiene tomando momentos respecto a un punto de la línea de acción de  $T_s$ :

$$M_n = C_c \cdot dt_c + C_s \cdot dt_s$$

### 3.3.5.2 Caso 2-B

Cuando  $C < T$ , la suma de las fuerzas de compresión en la losa y en el patín superior completo de la viga es menor que la tensión en el resto del perfil de acero; para que haya equilibrio el eje neutro plástico debe bajar hasta que se igualen  $C$  y  $T$ , de manera que atraviesa el alma de la viga.

La ecuación para evaluar el momento resistente nominal se determina al igual que el caso 2-A:

$$C = C_c + C_s$$

$$C = (0.85f'_c \cdot t \cdot b) + (A_{s_c} \cdot F_y)$$

Siendo el área de acero en compresión:

$$A_{s_c} = (b_{ft} \cdot t_{ft}) + (h_{fc} \cdot t_w)$$

Donde:

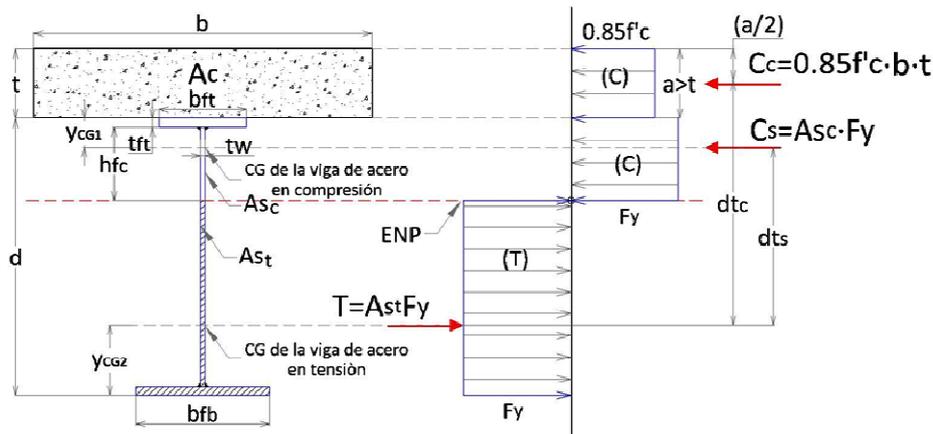
$b_{ft}$ , es el ancho del ala superior de la viga

$t_{ft}$ , es el espesor del ala superior de la viga

$h_{fc}$ , es la altura del alma en compresión de la viga

$t_w$ , es el espesor del alma

**Fig. 3.7** Caso 2-B. El eje neutro plástico (ENP) está en alma de la viga de acero



Distancias entre las líneas de acción de las fuerzas de compresión y la de tensión, y momento resistente nominal:

$$dt_c = d - y_{CG2} + \frac{t}{2}$$

$$dt_s = d - y_{CG1} - y_{CG2}$$

$$M_n = (C_c \cdot dt_c) + (C_s \cdot dt_s)$$

Donde:

$y_{CG1}$ , es la profundidad al centro de gravedad del acero en compresión

$y_{CG2}$ , es la altura al centro de gravedad del acero en tensión

Un proceso muy práctico para resolver este tipo de problemas es haciendo variar el eje neutro hasta que la suma de las fuerzas en compresión y las fuerzas en tensión sean iguales ( $C=T$ ), éste proceso se lo conoce como el “Método de Tanteo”.

### 3.3.6 Resistencia en zonas de momento negativo

Cuando el momento es negativo, como cerca de los apoyos de vigas continuas y en los extremos de vigas de marcos rígidos, la losa de la sección compuesta trabaja en tensión, pero como la resistencia del concreto en esas condiciones es prácticamente nula, no se toma en cuenta su contribución.

En las zonas de momento negativo puede considerarse que la resistencia en flexión es la de la viga de acero sola, con  $\phi_b = 0.9$ , o puede incluirse la contribución del refuerzo paralelo a la viga alojado en el ancho efectivo de la losa, con  $\phi_b = 0.85$ , si se cumplen los requisitos siguientes:

- La viga de acero es una sección compacta, provista de contraventeo lateral adecuado.
- Se cuenta con los conectores de cortante necesarios en la zona de momento negativo.
- El refuerzo de la losa paralelo a la viga de acero, alojado en el ancho efectivo, está anclado de manera adecuada.

La acción compuesta proviene de la adherencia entre las barras de refuerzo y el concreto, y entre éste y la viga de acero, a través de los conectores.

Las barras deben prolongarse más allá de los puntos de inflexión en una longitud suficiente para desarrollar su resistencia.

Para una acción compuesta completa, los conectores que ligan la sección de acero con las varillas de refuerzo, su resistencia debe ser, cuando menos, igual a la de las varillas:

$$\Sigma Q_n \geq A_r \cdot F_{yr}$$

Donde:

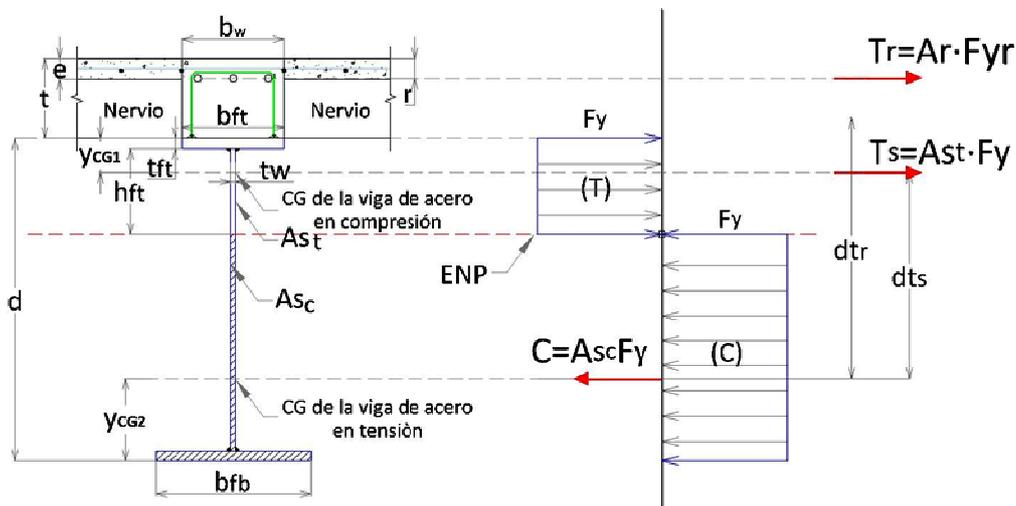
$A_r$ , es el área total del refuerzo en el patín de concreto

Por lo tanto, el número de conectores necesario entre la sección de momento negativo máximo (en valor absoluto) y la sección adyacente de momento nulo (punto de inflexión) es:

$$N \geq \frac{A_r \cdot F_{yr}}{Q_n}$$

En la siguiente figura se muestran las fuerzas internas en la sección cuando el eje neutro plástico atraviesa el alma de la viga.

**Fig. 3.8** Momentos flexionantes negativos El ENP está en alma de la viga de acero



Las resultantes de las fuerzas interiores en la sección compuesta son  $T_r$  y  $T_s$ , resistencias en tensión de las barras de refuerzo y de la parte del perfil de acero arriba del eje neutro plástico, y  $C_s$ , resistencia en compresión del resto del perfil.

$$T_r = A_r \cdot F_{yr}$$

$$T_s = A_{sT} \cdot F_y$$

Donde:

$A_{sT}$ , es el área del acero a tracción

Por equilibrio de fuerzas interiores

$$C_s = T_r + T_s$$

Las distancias entre las líneas de acción de las fuerzas de compresión y la de tensión, y momento resistente nominal:

$$d_{tr} = d - y_{CG2} + t - r$$

$$d_{ts} = d - y_{CG1} - y_{CG2}$$

$$M_n = (T_r \cdot d_{tr}) + (T_s \cdot d_{ts})$$

### 3.4 Construcción apuntalada vs no apuntalada

Hasta que el concreto ha endurecido y alcanzado su resistencia de diseño (por lo menos el 75% de su resistencia por compresión a los 28 días) no puede tenerse un comportamiento compuesto, y el peso de la losa debe ser soportado por algún otro medio.

Una vez que el concreto ha endurecido, la acción compuesta es posible, y todas las cargas aplicadas subsecuentemente serán resistidas por la viga compuesta.

Si el perfil de acero es apuntalado en un número suficientes de puntos a lo largo de la luz antes de colocar la losa, el peso del concreto húmedo será soportado por esos **puntales** temporales más que por el acero. Una vez que el concreto ha endurecido, el apuntalamiento temporal puede retirarse y el peso de la losa, así como cualquier carga adicional, será tomado por la viga compuesta.

Si no se usa apuntalamiento, el perfil de acero debe soportar no solo su peso propio, sino también en peso de la losa durante el periodo de endurecimiento.

#### 3.4.1 No apuntalada antes que el concreto ha endurecido

La sección I-3.4 del AISC, requiere que cuando no se apuntele, el perfil de acero debe tener resistencia suficiente para resistir las cargas aplicadas antes que el concreto alcance el 75% de su resistencia. Si no se emplea un apuntalamiento temporal, la viga puede también tener que resistir las cargas accidentales de construcción. Para considerar tales cargas se recomienda usar  $20\text{lb/ft}^2 \approx 98\text{kg/m}^2$ .

#### 3.4.2 No apuntalada después que el concreto ha endurecido

Después que se ha alcanzado el comportamiento compuesto, todas las cargas siguientes serán soportadas por la viga compuesta. No obstante, en la falla todas las cargas serán resistidas por el par interno correspondiente a la distribución de esfuerzos de la falla. La sección compuesta debe, entonces, tener la resistencia adecuada para resistir todas las cargas.

#### 3.4.3 Construcción apuntalada

En la construcción apuntalada, solo la viga compuesta tiene que ser considerada, porque no se requiere que el perfil de acero soporte más que su peso propio.

Es claro que la construcción apuntalada es más eficiente que la no apuntalada. En algunas ocasiones, el uso del apuntalamiento permitirá emplear un perfil más pequeño de acero. Sin embargo, la mayor parte de la construcción compuesta en no apuntalada, porque el costo adicional de los puntales, y especialmente la mano de obra, supera los pequeños ahorros en el peso de acero que puedan resultar.

### 3.5 Resistencia por cortante

La sección I-3.6 del AISC requiere, conservadoramente, que todo cortante sea resistido por el alma del perfil de acero, para lo cual la resistencia por cortante de una viga de acero:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

Donde:

$V_u$ , fuerza máxima cortante basada en la combinación gobernante de cargas

$\phi_v$ , factor de resistencia por cortante = 0.90

$V_n$ , resistencia nominal por cortante =  $0.6F_y \cdot A_w$

Como el esfuerzo para una viga homogénea está dado por:

$$f_v = \frac{VQ}{It}$$

Donde:

$f_v$ , esfuerzo cortante vertical y horizontal en el punto de interés

$V$ , fuerza cortante vertical en la sección bajo consideración

$Q$ , primer momento respecto al eje neutro del área de la sección transversal entre el punto de interés y la parte superior o inferior de la sección transversal

$I$ , momento de inercia respecto al eje neutro

$t$ , ancho de la sección transversal en el punto de interés (espesor del alma)

Como el alma fluye antes que los patines empiecen a fluir, la fluencia del alma representa uno de los estados límites por cortante, por lo que la aplicación de la expresión  $f_v$  es diferente para el patín y para el alma. Como el esfuerzo promedio del alma ( $A/A_w$ ) no difiere mucho del esfuerzo máximo del alma ( $f_v$ ), por lo que se toma el 60% del esfuerzo de fluencia por tensión para el esfuerzo cortante de fluencia.

$$f_v = \frac{Vn}{A_w} = 0.60F_y$$

Donde:

$A_w$ , es el área del alma ( $\text{cm}^2$ )

Por lo tanto la **resistencia nominal** por estado límite cuando no se tiene pandeo por cortante del alma será afectada por el coeficiente  $C_v$ .

$$V_n = 0.60F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Por lo tanto el pandeo del alma estará es función de la relación ancho-espesor del alma, si el alma es demasiado esbelta, esta puede pandearse por cortante, elástica o inelásticamente.

No hay pandeo del alma

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = 1.0$$

Puede ocurrir pandeo inelástico de alma

$$\text{Si } 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{h/t_w}$$

El estado límite del pandeo del alma ocurrirá:

$$\text{Si } 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 2.60 \quad C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$

Se requieren **atiesadores del alma**

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} > 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$k_v$ , es el coeficiente de pandeo del alma

Para almas no atiesadas ( $h/t_w < 2.60$ );  $k_v = 5$

$$k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

$a$ , es la distancia entre atiesadores del alma

### 3.6 Ancho efectivo del patín

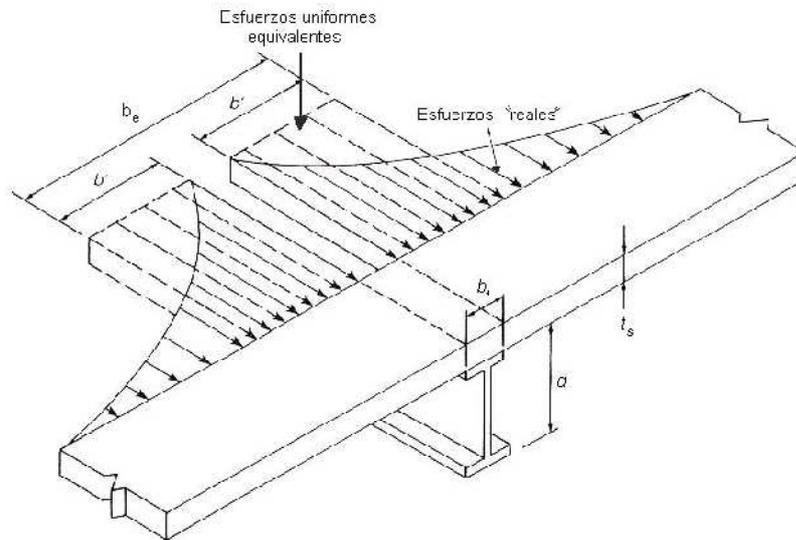
La porción de la losa que actúa en forma compuesta con la viga de acero es una función de varios factores, incluyendo la longitud del claro y la separación entre vigas.

Cuando las vigas de acero están muy separadas, la losa de concreto no participa de manera uniforme en la resistencia de las vigas compuestas en flexión positiva; la compresión es máxima en la zona situada sobre el patín, y disminuye en puntos cada vez más alejados de él.

El concepto de ancho efectivo es útil para determinar la resistencia de elementos estructurales con esfuerzos no uniformes; el ancho efectivo se obtiene de manera que la fuerza interior calculada suponiendo que actúan en él esfuerzos uniformes, de intensidad igual a la máxima, tenga la misma magnitud y línea de acción que la fuerza interior real, que corresponde a los esfuerzos no uniformes. Introduciendo este concepto se trabaja con esfuerzos uniformes equivalentes, en vez de hacerlo con los reales, de distribución complicada.

En la figura 3.9 se muestra la distribución "real" de los esfuerzos de compresión y la uniforme equivalente, en el ancho efectivo  $b_e$ .

**Fig. 3.9** Esfuerzos "reales" y uniformes equivalentes en el ancho efectivo



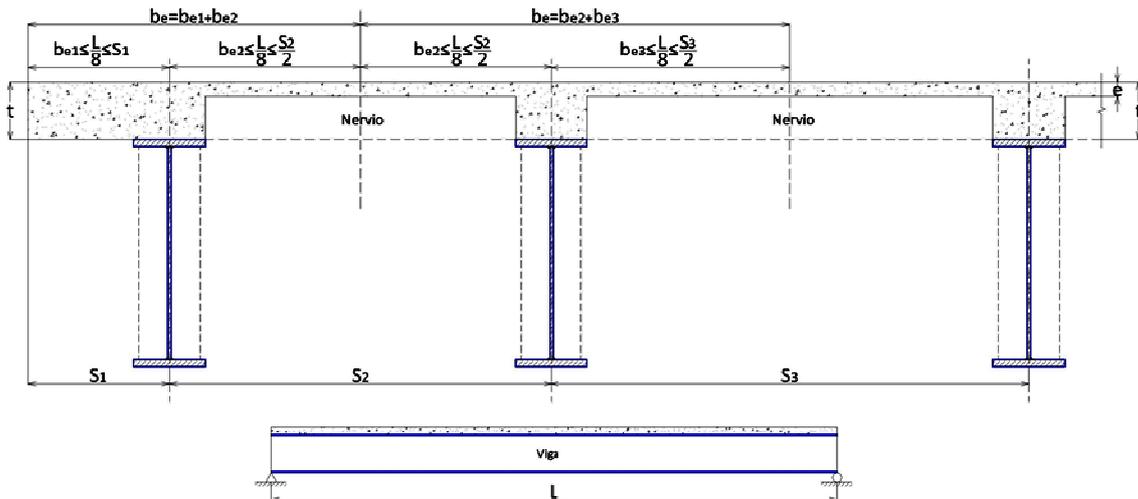
La sección I-3.1 de AISC requiere que el ancho efectivo de la losa de piso a cada lado del eje longitudinal de la viga se tome como la más pequeña de las siguientes cantidades:

- Un octavo de la longitud del claro, medido entre centro de los apoyos
- La mitad de la separación entre centros de vigas
- La distancia del eje longitudinal de la viga al borde de la losa

Esta última cantidad solo es aplicable a las vigas de borde, por lo que para las vigas interiores, el ancho efectivo será la menor entre a y b (se supone que las vigas están separadas de manera uniforme)

Estas recomendaciones se resumen en la siguiente figura:

Fig. 3.10 Anchos efectivos de la losa de concreto



### 3.7 Conectores de cortante

La fuerza cortante horizontal por transmitirse entre el concreto y el acero es igual a la fuerza de compresión "C" en el concreto. Denotamos esta fuerza cortante horizontal como **Vh**. Esta fuerza "Vh" está dada por la menor de las tres cantidades:

1.  $C = A_s \cdot F_y$
2.  $C = 0.85 f'_c \cdot A_c$
3.  $C = \Sigma Q_n$

Si una de las dos primeras gobierna, se tendrá acción compuesta total y el número de conectores requeridos entre los puntos de momento nulo y momento máximo es:

Número de conectores:

$$N_1 = \frac{Vh}{Q_n}$$

Donde:

$Q_n$ , es la resistencia nominal por cortante de un conector

Los  $N_1$  conectores deben espaciarse de manera uniforme dentro de la longitud donde ellos son requeridos.

La ecuación de  $N_1$ , da el número de cortante requeridos entre el punto de momento nulo y el punto de momento máximo. En consecuencia para una viga simplemente apoyada y uniformemente cargada,  $2N_1$  conectores serán requeridos quedando espaciados de manera uniforme. Cuando se tiene cargas concentradas, la sección I-5.6 del AISC requiere que suficientes de los  $N_1$  conectores sean colocados entre la carga concentrada y el punto adyacente de momento cero para desarrollar el momento requerido en la carga. Esta porción se denota  $N_2$ .

Como los conectores entre el centro de la viga y cualquiera de sus extremos son  $N_1 = Vh/Q_n$ , y existe el equilibrio de la mitad de la losa de concreto, análogamente, los conectores que han de colocarse entre una carga concentrada y el apoyo más cercano será ( $N_2$ ):

$$N_2 = \frac{Vh'}{Q_n}$$

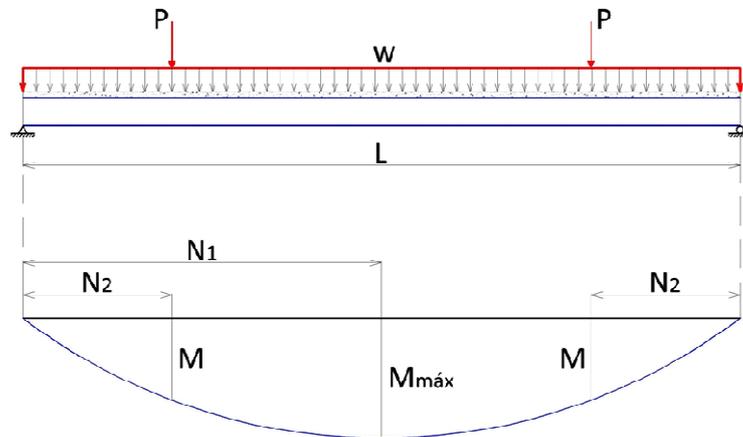
Si se supone que es válida la relación  $Vh/Vh' = M_{máx}/M$ , de donde se obtiene  $Vh' = Vh \cdot M/M_{máx}$ , se llega a:

$$N_2 = \frac{Vh}{Qn} \cdot \frac{M}{M_{m\acute{a}x}} = N_1 \frac{M}{M_{m\acute{a}x}}$$

Donde:

$M$ , es el momento en el punto de aplicación de la carga puntual  
 $M_{m\acute{a}x}$ , es el momento máximo en el claro de la viga

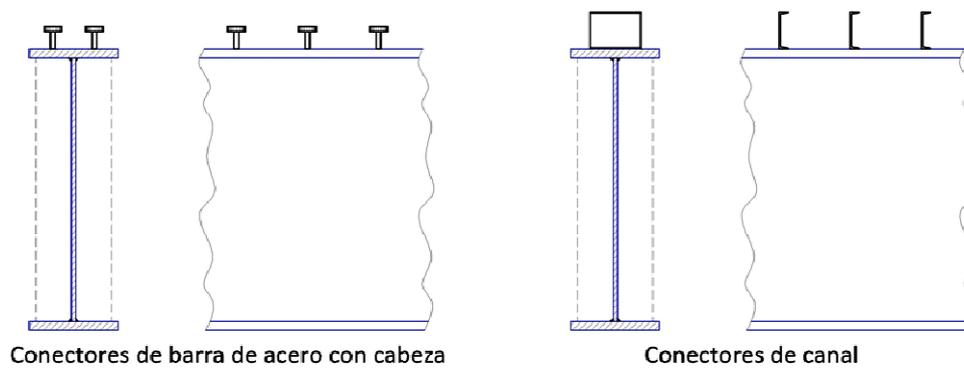
Fig. 3.11 Número de conectores en vigas con cargas puntual y uniformemente cargada



### 3.7.1 Tipos de conectores de cortante

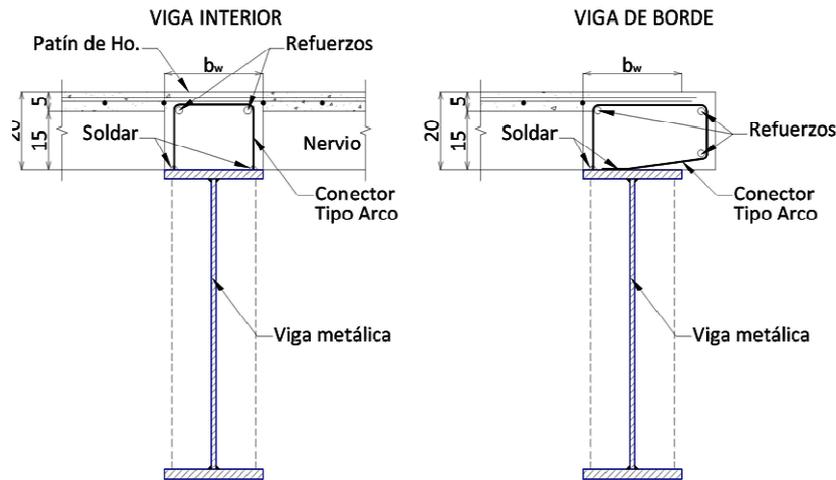
Se han utilizado diversos tipos de conectores: varillas en espiral, zetas, ángulos, canales y barras de acero con cabeza siendo las barras de acero con cabeza los conectores más comunes.

Fig. 3.12 Tipos de conectores de cortante



El tipo de conector utilizado en el City Mall de Guayaquil lo denominamos “**tipo arco**”, y está formado por barras de acero corrugado, dobladas y soldadas en punta al ala superior de la viga metálica; cuyo tramo horizontal es el que impide que la losa se separe de la viga verticalmente (al igual que la cabeza del tipo perno), quedando el conector ahogado en el concreto. Por su similitud con conector de barra de acero con cabeza plana, se adoptaron las mismas ecuaciones y propiedades para nuestro conector tipo arco.

**Fig. 3.13** Conector tipo arco



Las especificaciones AISC dan ecuaciones para la resistencia de los conectores tipo perno de cabeza redonda y tipo canal, consideramos estos enunciados para adoptarlos el conector tipo arco.

Por ejemplo, la resistencia nominal por cortante de un conector ( $Q_n$ ) para un conector tipo arco (igual a dos de tipo perno) es:

$$\frac{Q_n}{2} = 0.5A_{SC}\sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{SC}F_u$$

Donde:

$A_{SC}$ , área transversal del conector ( $\text{cm}^2$ )

$f'_c$ , resistencia por compresión a los 28 días del concreto ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$E_c$ , módulo de elasticidad del concreto ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$F_u$ , resistencia mínima por tensión del conector ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

Para los conectores de arco (similar al tipo perno) asumimos, la resistencia por tensión  $F_u=60\text{ksi}\approx 4200\text{kg}/\text{cm}^2$  (AWS, 1996).

### 3.7.2 Requisitos para los conectores de arco (Tomados de los conectores de cabeza AISC I-2005)

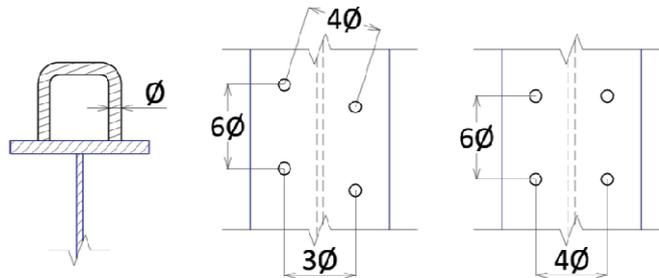
Estos requisitos fueron tomados de la sección I-5 del AISC, basados en los requisitos de los conectores con cabeza.

- El diámetro máximo de los conectores no debe ser mayor de 2.5 veces el espesor del patín del perfil de acero, a no ser que se localicen sobre el alma ó 19mm.
- La longitud mínima del conector es de 4 veces su diámetro.
- La separación longitudinal mínima entre centros de conectores es de 6 veces el diámetro del conector en placas solidas y 4 diámetros en láminas.
- La separación longitudinal máxima entre centros de conectores es de 8 veces el espesor de la losa.
- La separación transversal mínima entre centros de conectores es de 4 veces el diámetro del conector.

- El espaciamiento mínimo para las dos direcciones es de 4 veces el diámetro del conector.
- El recubrimiento lateral mínimo es 1 pulg≈2.54cm (no hay recubrimiento vertical mínimo).

En algunos casos el espaciamiento transversal no es suficiente para darle el espaciamiento mínimo, lo cual se puede colocar en una forma alterada.

Fig. 3.14 Disposiciones mínimas de los conectores de cortante



### 3.8 Deflexiones en vigas compuestas

Como el comportamiento de las vigas compuestas bajo cargas de servicio es elástico, el momento de inercia de sus secciones transversales con el que se calculan las deflexiones se determina con las hipótesis de la teoría de la elasticidad. La losa de concreto se sustituye por un área de acero equivalente, con el mismo centro de gravedad, con lo que se obtiene una sección transformada, ficticia, de acero, de momento de inercia  $I_t$ .

Para determinar las flechas se tiene en cuenta lo siguiente:

- Acción compuesta total o parcial
- Construcción con puntales provisionales, o sin ellos
- Flujo plástico del concreto, producido por las cargas permanentes que actúan sobre la sección compuesta
- Contracciones diferidas del concreto

Las deflexiones son de dos tipos: **instantáneas y a largo plazo**; las primeras se deben al peso del concreto colocado sobre las vigas de acero no apuntaladas, o se presentan cuando se quitan los puntales, y a cargas vivas de corta duración; las segundas se producen por la contracción y el flujo plástico del concreto, y el cambio de sus propiedades, a lo largo del tiempo.

#### 3.8.1 Deflexiones instantáneas

Estas deformaciones están directamente relacionadas con el apuntalamiento de las vigas, puesto que son producidas por el peso del concreto antes de que haya endurecido.

En construcción sin apuntalamiento provisional, la flecha debida a la carga anterior al endurecimiento del concreto se calcula con el momento de inercia de la viga,  $I_s$ ; suele compensarse dándole una contra-flecha a la viga de acero, o el apuntalamiento respectivo.

Las deflexiones instantáneas se determinan con un análisis elástico de la viga compuesta, basado en las propiedades nominales de los materiales que las forman.

En este caso la deformación instantánea será la desarrollada por la viga metálica siempre y cuando no haya apuntalamiento, y esta deformación será:

$$\Delta i = \Delta_1 + \Delta_2$$

Donde:

$\Delta_1$ , es la deformación producida antes de que fragüe, es decir losa más viga

$\Delta_2$ , es la deformación por las cargas accidentales durante la construcción  $\approx 268\text{Kg/m}$

Por lo tanto, estas deformaciones serán calculadas por la siguiente fórmula:

$$\Delta_1 = \frac{5(w_{PP})L^4}{384E_S I_S} \quad \Delta_2 = \frac{5(w_C)L^4}{384E_S I_S}$$

Donde:

$w_{pp}$ , es la carga uniformemente repartida por el peso de la losa más viga

$w_c$ , es la carga uniformemente repartida por el proceso de construcción

$L$ , longitud entre claros

$E_s$ , módulo elástico del acero

$I_s$ , inercia de la sección de acero

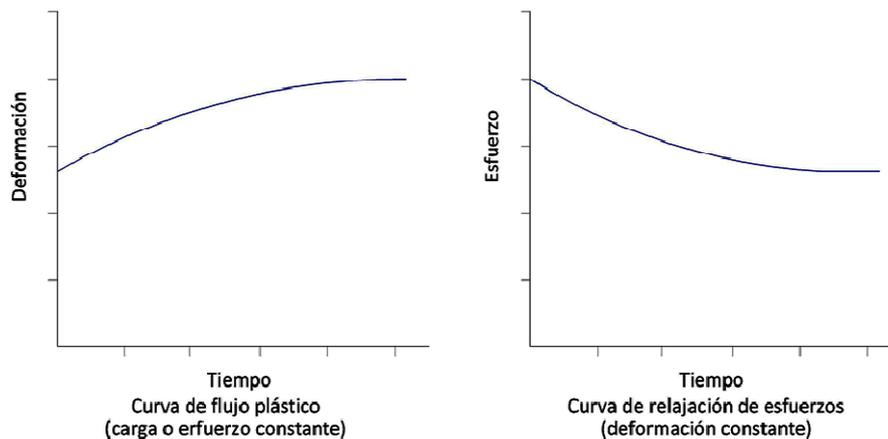
### 3.8.2 Deflexiones a largo plazo

Las deflexiones consideradas en esta parte del capítulo son las denominadas "**deflexiones a largo plazo**" o deflexiones permanentes, producidas por el flujo plástico. El flujo plástico es una variación de la deformación causada por cargas o esfuerzos constantes a través del tiempo.

La relajación de esfuerzos es la pérdida o disminución de esfuerzos causados por una deformación constante a través del tiempo.

En la figura 3.15 se muestra la forma general de las curvas de flujo plástico, al aplicar la carga se produce una deformación instantánea debido al peso del concreto, seguida de deformaciones adicionales dependientes del tiempo. La relajación de esfuerzos es la disminución de estos bajo deformación constante.

**Fig. 3.15** Curvas típicas de Flujo plástico y Disminución de esfuerzos



Cuando la relajación de esfuerzos y el flujo plástico interactúan en la viga compuesta (esto ocurre cuando actúan las cargas de larga duración), el eje neutro se desplaza hacia abajo, lo que provoca que los esfuerzos en el acero aumenten aproximadamente el 12% y los esfuerzos en la losa disminuyan, ocasionando que la acción compuesta disminuya y aumenten las deflexiones en un 15 a 20%.

Las deflexiones de una viga compuesta son menores que la de una viga no compuesta, ya que la primera presenta mayor momento de inercia de la sección transformada y en consecuencia mayor rigidez; la deflexión de la sección compuesta es del orden del 35 al 55% de la deflexión de vigas no compuestas. Para el cálculo de las deflexiones se emplean formulas del análisis

elástico y como la deflexión es un estado límite de servicio, no de resistencia, **se calculan con las cargas de servicio.**

Para la deflexión causada por cargas vivas y muertas cuando la losa actúa en forma compuesta con la viga de acero se calcula con el momento de inercia de la sección transformada calculado con **la relación modular "n".**

Para deflexiones a largo plazo el AISC emplea el momento de inercia de la sección transformada con la relación modular "2n", para considerar los efectos del flujo plástico y relajación de esfuerzos. La relación modular incrementada se utiliza para reducir el área de concreto en la sección transformada que reduce el momento de inercia, y aumenta la deflexión.

Para el cálculo de los momentos de inercia utilizamos el teorema de Steiner, es decir:

$$I = \Sigma(\bar{I}x + Ad^2)$$

Previamente localizamos en eje neutro de la sección compuesta con:

$$\bar{y} = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A}$$

Donde:

$\bar{I}x$ , es el momento de inercia de la sección de cada material

A, es el área de cada material

y, distancia desde la fibra superior del concreto el centro geométrico de cada material

Para la obtención de la deflexiones largo plazo en la construcción no apuntala se requieren dos momentos de inercia.

- Utilice el momento de inercia de la sección transformada "**itr**" calculado con b/n para calcular la deflexión causada por la carga viva y la carga muerta sobre-impuesta después que el concreto ha endurecido.
- Emplee "**itr**" calculado con b/2n para las deflexiones a largo plazo por cargas muertas sobre-impuestas después que el concreto ha endurecido.

Entonces las deflexiones a largo plazo con carga uniformemente distribuida luego que el concreto fragüe, la obtenemos con:

$$\Delta lp = \Delta_3 + \Delta_4$$

Donde:

$\Delta_3$ , deformación producida por la carga viva más la carga muerta sobre-impuesta

$\Delta_4$ , deformación por la carga muerta sobre-impuesta

Siendo estas deformaciones calculadas con las siguientes formulas:

$$\Delta_3 = \frac{5(w_{L+D})L^4}{384E_S I_{tr}} \quad \Delta_4 = \frac{5(w_D)L^4}{384E_S I'_{tr}}$$

Donde:

$w_{L+D}$ , carga viva más carga muerta sobre-impuesta uniformemente repartida

$w_D$ , carga muerta sobre-impuesta uniformemente repartida

$E_S$ , módulo elástico del acero

$I_{tr}$ , inercia de la sección compuesta transformada, calculada con b/n

$I'_{tr}$ , inercia de la sección compuesta transformada, calculada con  $b/2n$

$L$ , longitud entre claros

El AISC establece que las deflexiones permisibles en vigas está regida por:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{L}{360}$$

### 3.9 Diseño de secciones compuestas

El primer paso en el diseño de un sistema de piso es seleccionar el espesor de la losa de piso. El espesor será una función de la separación entre las vigas, y las varias combinaciones espesor de losa – separación de vigas tendrán que ser investigadas para hallar un sistema económico.

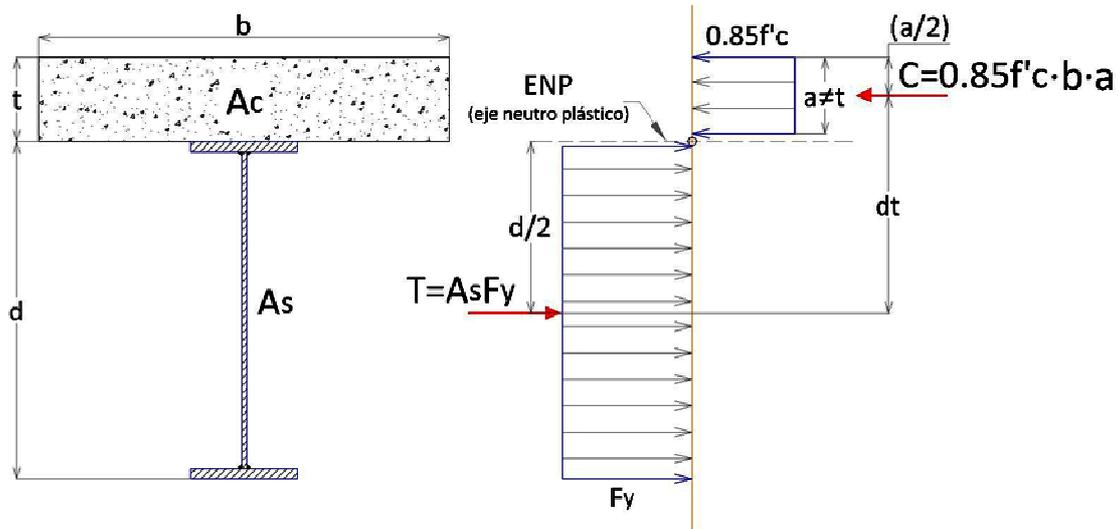
Una vez seleccionado el espesor de losa y separación de vigas, procedemos a dar los siguientes pasos para completar el diseño de un sistema de piso “no apuntalado”.

- Calcule los momentos por carga factorizada antes y después que el concreto ha endurecido.
- Seleccione un perfil de acero preliminar.
- Calcule la resistencia de diseño del perfil de acero y compárela con el momento factorizado antes de que el concreto ha endurecido.
- Calcule el ancho efectivo del patín de la losa de concreto.
- Calcule la resistencia de diseño por flexión de la sección compuesta y se compara con el momento máximo por carga factorizada una vez el concreto endurecido. Si la sección compuesta es inadecuada, seleccione otro perfil de acero de prueba.
- Revise la resistencia por cortante del perfil de acero.
- Diseñe los conectores de cortante.
- Calcule la fuerza cortante horizontal  $V_h$  en la interfaz entre el concreto y el acero.
- Divida esta fuerza entre la capacidad por cortante  $Q_n$  de un solo conector, para obtener el número total de conectores de cortante requeridos. Este numero de conectores proporcionará una acción compuesta total (Si se quiere una acción compuesta parcial, este numero de conectores puede reducirse).
- Revise las deflexiones.

La tarea principal en el procedimiento de tanteos delineado, es la selección de un perfil de acero de prueba.

Una fórmula que dé el área requerida (o alternativamente el peso requerido por longitud) puede desarrollarse si se supone el **peralte de la viga**. Al suponer una acción compuesta y que el **eje neutro plástico** está en la losa (es decir el caso más común, en que el acero gobierna), podemos escribir la resistencia de diseño como:

Fig. 3.16 Diagrama de esfuerzos de la sección compuesta con el ENP en la losa



$$\phi_b Mn = \phi_b (T \cdot d_t) = \phi_b (A_s \cdot F_y \cdot d_t)$$

Al igualar la resistencia de diseño con el momento por carga factorizada y despejar  $A_s$ , tenemos:

$$\phi_b A_s F_y d_t = Mu \quad \text{Y} \quad A_s = \frac{Mu}{\phi_b F_y d_t}$$

Siendo: 
$$d_t = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}$$

Y por lo tanto: 
$$A_s = \frac{Mu}{\phi_b F_y \left( \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right)}$$

La ecuación anterior puede escribirse en términos de peso, de la siguiente manera:

Para  $A_s$  en  $\text{cm}^2$  y con el peso del acero igual a  $7850 \text{kg/m}^3$  ( $490 \text{lb/pie}^3$ ), se tiene:

$$W = \frac{A_s (\text{cm}^2) (1.0 \text{m}^2)}{1000 (\text{cm}^2)} \times 7850 \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right)$$

$$W = 0.785 A_s \left( \frac{\text{kg}}{\text{m}} \right)$$

Sustituyendo la ecuación de  $A_s$  en la expresión de  $W$ , tenemos:

$$W = 0.785 \left[ \frac{Mu}{\phi_b F_y \left( \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right)} \right]$$

Donde:

$Mu$ , es el momento de diseño por carga factorizada, en  $\text{kg}\cdot\text{cm}$

$F_y$ , esfuerzo de fluencia del acero estructural, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$

$d$ , el peralte de la viga de acero, en  $\text{cm}$

$t$ , espesor de la losa de concreto, en  $\text{cm}$

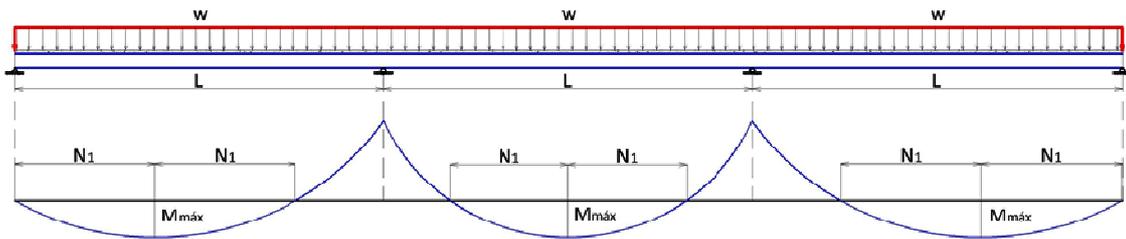
$\phi_b$ , factor de resistencia = 0.85

### 3.10 Vigas continuas

En una viga simplemente apoyada, el momento nulo esta en los apoyos, el número de conectores requeridos entre cada apoyo y el punto de momento positivo máximo, será **la mitad del número total requerido**. En una viga continua, los puntos de inflexión son también puntos de momento nulo y, en general,  $2N_1$  conectores serán requeridos para cada claro.

La figura 3.17 muestra una viga continua típica y las regiones que serán requeridos conectores de cortante. En las zonas de momento negativo, la losa de concreto estará en tensión, y por lo tanto, no será efectiva. En esas regiones no se tendrá un comportamiento compuesto en el sentido que hemos considerado. El único tipo de comportamiento compuesto posible es aquel que se lleva a cabo entre la viga de acero estructural y el acero longitudinal de refuerzo en la losa.

**Fig. 3.17** Conectores requeridos en una viga continua



Las especificaciones AISC, en la sección I-3.2, ofrece dos alternativas para una sección compuesta en la región de flexión negativa.

1. Dependerá solo de la resistencia del perfil de acero
2. Incluya el acero de refuerzo en el patín de concreto siempre y cuando:
  - a. El perfil de acero debe ser compacto y con soporta lateral adecuado
  - b. Deben estar presentes los conectores de cortante en la región de momento negativo (entre el punto de inflexión y el punto de momento negativo máximo)
  - c. El refuerzo dentro del concreto debe estar adecuadamente anclado.

La resistencia de la sección compuesta debe basarse en una distribución plástica del esfuerzo.

$$\phi_b M_n \quad ; \quad \phi_b = 0.85$$

Si se toma en cuenta el comportamiento compuesto, la sección I-5.2 del AISC requiere que la fuerza cortante horizontal  $V_h$  por ser transmitida entre el punto de momento negativo máximo y el punto de inflexión, sea la menor entre:

1.  $A_r F_{yr}$
2.  $\sum Q_n$

Donde:

$A_r$ , área del acero de refuerzo dentro del patín de concreto (dentro del ancho efectivo)

$F_{yr}$ , esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

Sin embargo cabe recalcar, que la resistencia adicional que se gana al incluir el refuerzo del acero es relativamente pequeña.

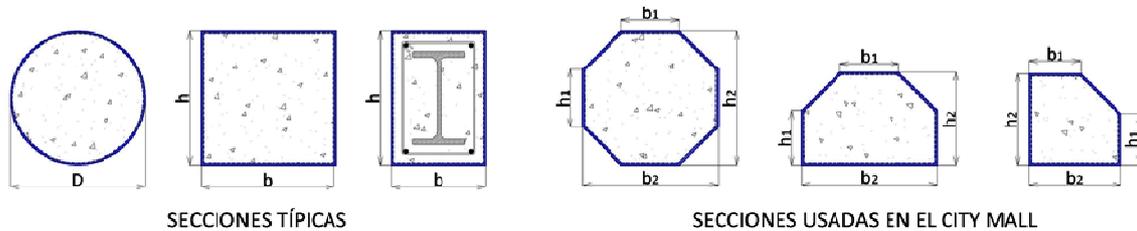
### 3.11 Columnas compuestas

Las columnas compuestas son miembros de concreto en compresión reforzados longitudinalmente con perfiles de acero, con o sin refuerzo.

En la construcción de columnas compuestas el concreto se cola una vez que el acero ha sido instalado ya sea soldado o empernado. En algunos casos se sueldan pernos de cortante a los perfiles, para complementar la acción compuesta.

Las columnas compuestas que se utilizan en edificios pueden tomar unas de las siguientes formas: un tubo o perfil relleno de concreto o un perfil de acero ahogado en concreto.

**Fig. 3.18** Secciones típicas de columnas compuestas



### 3.11.1 Ventajas y desventajas de las columnas compuestas

Algunas de las ventajas de las columnas compuestas:

- Sección transversal menor que las de columnas convencionales de concreto reforzado
- Mayor capacidad de carga
- Ductilidad y tenacidad adecuadas para zonas sísmicas
- Velocidad de construcción cuando forman parte de marcos compuestos
- Mayor resistencia al fuego que las columnas de acero
- Mayor rigidez lateral de la construcción cuando son parte del sistema que resiste las acciones producidas por viento o sismo
- Mejores características de amortiguamiento
- Rigidización del perfil laminado, lo que aumenta su resistencia al pandeo local

Tienen, también, desventajas.

Una de ellas, cuando se emplean en edificios altos, proviene de la dificultad de controlar su acortamiento que es, en general, diferente del de los muros de concreto reforzado y las columnas de hormigón armado.

Como en las columnas de concreto reforzado, puede haber dificultades para colocar el acero de refuerzo, y deben evitarse congestiones que dificulten el colado. Este problema es especialmente crítico en las juntas viga-columna, en las que es posible que haya interferencias entre las vigas de acero, las barras de refuerzo longitudinal, estribos y conectores.

Otros problemas se originan en la falta de conocimiento relativo a la adherencia entre el concreto y los perfiles de acero; hay dudas acerca de la transmisión de fuerzas cortantes y momentos en juntas viga-columna, problema de particular importancia en zonas sísmicas, en las que las grandes inversiones cíclicas de deformaciones pueden ocasionar serias degradaciones de las conexiones.

### 3.11.2 Especificaciones para columnas compuestas

Para calificar como columna compuesta, deben cumplirse las siguientes limitaciones, dadas en la sección I-2.1 del AISC.

El acero estructural debe representar por lo menos el 1% del área transversal.

Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión,  $f'_c$ , estará comprendida entre 210 y 560 kg/cm<sup>2</sup>, y si es ligero, no será menor de 280kg/cm<sup>2</sup>.

Se ha puesto un límite superior a  $f'_c$ , para concreto normal, porque no se cuenta con información experimental suficiente para resistencias mayores, y poniéndole un límite inferior al ligero se busca estimular el uso de concretos de buena calidad.

El esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero estructural y de las barras de refuerzo que se emplea en la determinación de la resistencia de las columnas compuestas no debe exceder de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , aunque el valor real de  $F_y$  sea más grande.

Para prevenir el pandeo local en tubos de sección transversal tubular, cuadrada o rectangular rellenos de concreto, el espesor de la pared debe ser por lo menos de:

Para cada cara de la sección rectangular o cuadrada de ancho  $b$

$$\frac{b}{t} = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Para las secciones circulares de diámetro exterior  $D$

$$\frac{D}{t} = 0.15 \frac{E}{F_y}$$

Las NTC para el diseño y construcción de estructuras metálicas nos dice que aparte de estos valores, no debe ser menor que 3mm en cualquier caso.

Cuando las columnas compuestas tienen más de un perfil de acero, estos deben conectarse por medio de placas o barras de unión para evitar el pandeo de cada perfil antes de que el concreto escurezca. Después que el concreto ha endurecido, se supone que todas las partes de la columna trabajan como unidad para resistir la carga.

### 3.1.1.3 Resistencia de diseño de columnas compuestas cargadas axialmente

La resistencia de diseño de las columnas compuestas se determina en forma parecida como se hace para las columnas ordinarias de acero, expresándose como la suma de las resistencias axiales del perfil de acero, de las barras de concreto (si las hubiese) y del concreto, esta resistencia por:

$$\phi P_n = \phi (A_s F_y + A_r F_{yr} + 0.85 f'_c A_c)$$

Donde:

$A_s$ , área transversal del perfil de acero

$A_r$ , área transversal total del acero de refuerzo vertical (si las hubiese)

$F_{yr}$ , esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$A_c$ , área transversal del concreto

$\phi$ , factor de resistencia = 0.85, para secciones controladas por compresión; y 0.90 para secciones controladas por tensión

Para obtener el esfuerzo global de la sección compuesta dividimos la resistencia nominal entre el área del perfil de acero estructural.

$$\frac{P_n}{A_s} = F_{my} = F_y + \frac{A_r F_{yr}}{A_s} + 0.85 f'_c \frac{A_c}{A_s}$$

El valor de  $F_{my}$  obtenido, al usarlo en vez de  $F_y$  en las ecuaciones para los miembros en compresión, da buenos resultados para tubos rectangulares y circulares llenos de concreto, donde el concreto está contenido dentro del perfil de acero (las barras de refuerzo longitudinal no es muy común en los tubos, por lo tanto será cero en este tipo de columnas compuestas)

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez, la rigidez por flexión del miembro, que es proporcional a la cantidad  $EI/L$ , debe ajustarse. Este ajuste se hace al modificar el valor de  $E$  como sigue:

$$E_m = E_S + 0.4E_C \frac{A_C}{A_S} \quad \text{Para tubo y tubular lleno de concreto}$$

$$E_m = E_S + 0.2E_C \frac{A_C}{A_S} \quad \text{Para un perfil embebido}$$

El radio de giro de un perfil compuesto es mayor que el perfil de acero y que del área de concreto. El enfoque conservador es utilizar el mayor de los radios de giro, el del perfil de acero o bien el del contorno exterior del concreto, que puede tomarse igual a 0.3 veces la dimensión en el plano de pandeo. Si  $r_m$  es el radio de giro del perfil compuesto.

$$r_m = r \geq 0.3b$$

Donde:

$r$ , radio de giro del perfil de acero en el plano de pandeo

$b$ , dimensión del contorno del concreto en el plano de pandeo

### 3.11.4 Diseño de columnas compuestas sujetas a carga axial y flexión

Si se tienen estructuras estáticamente indeterminadas, las vigas y las columnas están sometidas a flexión y carga axial, la mayoría de las columnas de pórticos rígidos son vigas columnas y que representan ambos efectos.

Las siguientes fórmulas de interacción se usan para revisar miembros simples de acero sujetos a flexión y carga axial.

$$\text{Si } \frac{Pu}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad \therefore \quad \frac{Pu}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Si } \frac{Pu}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad \therefore \quad \frac{Pu}{2\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

$\phi_c$ , factor de resistencia del concreto = 0.75 (LRFD)

$\phi_b M_{nx}$ ;  $\phi_b M_{ny}$ , resistencia de diseño por flexión=0.90 (LRFD)

$\phi_c P_n$ , resistencia de diseño a la compresión

$P_u$ , carga de compresión mayorada

$M_{uy}$ ;  $M_{ux}$ , momentos flexionantes mayorados, incluyendo los efectos de segundo orden

Los momentos de segundo orden en viga-columna son momentos adicionales, causados por las fuerzas axiales de compresión que actúan sobre la estructura desplazada.

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{tl}$$

Donde:

$M_{nt}$ , momento máximo al suponer que no existe desplazamiento lateral, esté el pórtico realmente arriostrado o no

$M_t$ , momento máximo causado por el desplazamiento lateral, el cual será cero si el pórtico está arriostrado

$B_1$ , factor de amplificación de los momentos, que ocurren en el miembro cuando el pórtico está arriostrado contra el desplazamiento lateral

$B_2$ , factor de amplificación para los momentos resultantes del desplazamiento lateral

El factor de amplificación  $B_1$ , para un miembro arriostrado contra el desplazamiento lateral, es decir, cuyos extremos no pueden trasladarse respecto al otro, está dado por:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{Pe}} \geq 1$$

Donde:

$Pu$ , fuerza axial en compresión en el miembro mayorado

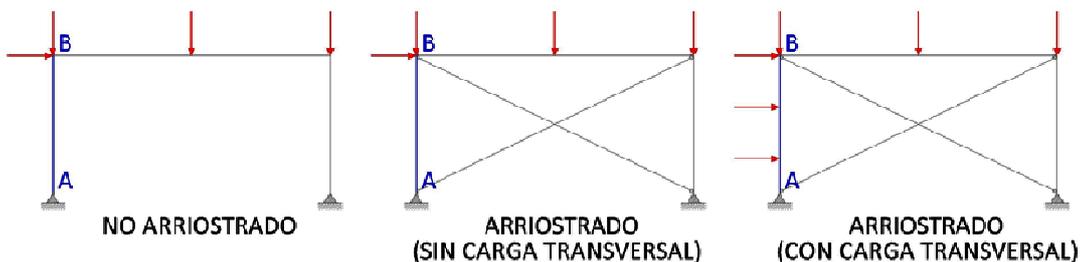
$Pe$ , carga crítica de pandeo elástico de Euler

$C_m$ , coeficiente aplicado a  $B_1$ , siempre menor que 1

Para evaluar el factor  $C_m$ , debemos tomar en cuenta lo siguiente:

El factor  $C_m$  se aplica solo a la condición arriostrada. Hay dos categorías de miembros: aquellos que no poseen cargas transversales aplicadas entre los extremos y aquellos sin cargas transversales. La figura 3.19 ilustra esos dos casos, el miembro AB es la viga-columna bajo consideración.

Fig. 3.19 Casos de pórticos con y sin carga transversal



1. Si no hay cargas actuando en el miembro entre sus apoyos en el plano de flexión es:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

Donde:

$M_1/M_2$ , es la relación del momento menor al momento mayor en los extremos de la porción del miembro no arriostrado en el plano a flexión bajo consideración; si las rotaciones son opuestas esta relación es negativa, si los giros son iguales, es decir, horarios o anti-horarios la relación es positiva.

2. En vigas-columnas sometidas a cargas entre los apoyos, si los extremo están restringidos a la rotación  $C_m=0.85$ ; si los extremos no están restringidos a la rotación (están articulados)  $C_m=1.0$ .

El factor de amplificación  $B_2$  para los momentos por desplazamientos lateral en pórticos no arriostrados, está dado por dos ecuaciones del AISC. Cualquiera de ellas puede usarse; la selección es por conveniencia.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum Pu}{\sum Pe}}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum Pu \left( \frac{\Delta_{oh}}{\sum HL} \right)}$$

Donde:

$\Sigma Pu$ , suma de cargas de gravedad mayoradas sobre todas las columnas en el piso considerado

$\Delta_{oh}$ , ladeo (desplazamiento lateral del piso considerado)

$L$ , altura del piso

$\Sigma Pe$ , suma de los  $Pe$  en todas las columnas de un piso

Al calcular las cargas de pandeo elástico de Euler  $P_{ex}$ ,  $P_{ey}$  que se usan en el cálculo de los factores de flexión  $B_1$  y  $B_2$  use la  $KL/r$  para el eje de flexión y un factor de longitud efectiva  $K$  menor que ó igual a 1 (correspondiente a la condición arriostrada o no arriostrada, tal sea el caso), con  $F_{my}$  que es el esfuerzo de fluencia modificado.

$$P_e = \frac{A_S F_{my}}{\lambda c^2} = \frac{\pi^2 E_S A_S}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 I}{(KL)^2}$$

Donde:

$K$ , es menor o generalmente igual a 1

$I$ , momento de inercia correspondiente al plano de flexión

$L$ , longitud no restringida

### 3.11.5 Resistencia al corte de columnas compuestas (rellenas)

La resistencia al corte debe ser determinada con base en la resistencia de corte de acero solamente como lo especifica el capítulo G del AISC, o por la resistencia de corte de la parte de concreto reforzado solamente, de acuerdo al capítulo 11 del ACI 318.

Si la resistencia al corte se la obtiene siguiendo las indicaciones del AISC, es decir tomando en cuenta solo el perfil de acero, se usa la siguiente expresión:

$$V_n = 0.60 F_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Con  $C_v=5$

Tomando en cuenta que para “**tubos de sección rectangular y cajón**” el área resistente  $A_w$  será:

$$A_w = 2ht$$

Donde:

$h$ , es el alto resistente a la fuerza cortante

$t$ , es el espesor de las placas resistentes

Si la resistencia de corte nominal “ $V_n$ ”, se la obtiene de acuerdo a las recomendaciones del código **ACI-318**

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

$V_c$ , es la aportación al cortante del concreto

$V_s$ , es la aportación de los estribos (si se usan)

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} A_c$$

$$V_s = \frac{A_v}{S} F_{ys} \cdot d$$

Donde:

$A_c$ , es el área de la sección de concreto resistente ( $\text{cm}^2$ )

$A_v$ , es el área del estribo ( $\text{cm}^2$ )

$F_{ys}$ , la resistencia nominal a tracción de los estribos ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$S$ , la separación de los estribos

$d$ , el peralte medido desde las fibras a compresión y las varillas

Para obtener la resistencia de diseño ( $\phi_v V_n$ ) hay que multiplicar la resistencia nominal " $V_n$ " por el factor de resistencia al corte  $\phi_v$ , pero hay que tener en cuenta que difiere según el procedimiento que se tome ya sea el del AISC o el ACI-318

**Tabla. 3.1** Factor de resistencia al corte  $\phi_v$

AISC	ACI-318
$\phi_v=0.90$ (LRFD) $\phi_v=1.67$ (ASD)	Secciones controladas por tracción: $\phi_v=0.90$ Secciones controladas por compresión: $\phi_v=0.65$ (estribos rectangulares) $\phi_v=0.75$ (estribos en espiral)

## **CAPITULO 4**

### **CONEXIONES SOLDADAS**

#### **4.1 Introducción**

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.

#### **4.2 Ventajas de la soldadura**

- Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y empalme, tan necesarias en las estructuras con sujetadores, así como la eliminación de sus cabezas. En algunas estructuras es posible ahorrar hasta un 15% o más de peso de acero usando soldadura.
- Tiene una zona de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos. Por ejemplo, una columna de tubo de acero y las dificultades que representaría conectarla con otros miembros de acero con sujetadores.
- Las estructuras soldadas son estructuras un poco más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro.
- El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones a las uniones.
- Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

#### **4.3 Desventajas de la soldadura.**

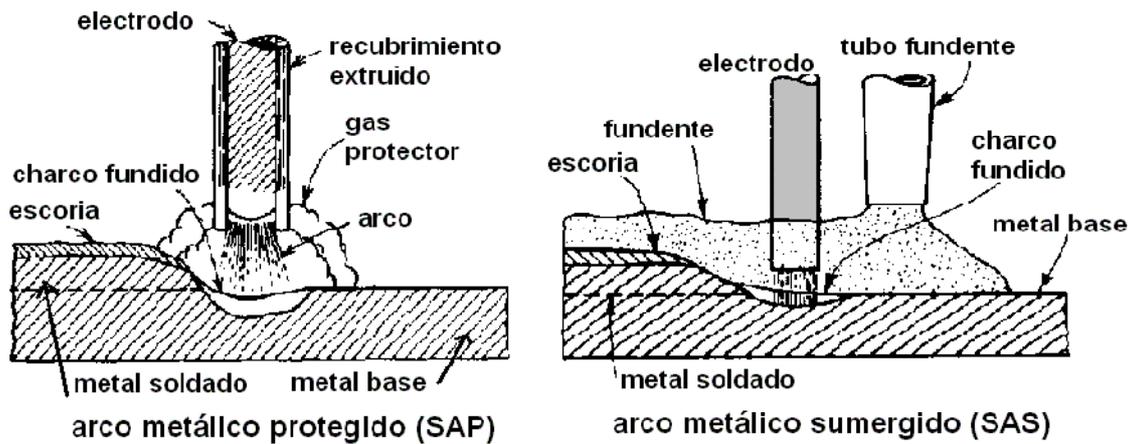
- Los sismos recientes han demostrado que las conexiones soldadas tienen poca capacidad de deformación, lo que la hace poco segura ante cargas que produzcan fatiga en las conexiones de miembros estructurales importantes.

#### **4.4 Procesos de soldadura**

Existen dos procesos principales de soldaduras, con gas y con arco. Aunque en estos apuntes se tratará el segundo tipo.

En la soldadura por arco se forma un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y el electrodo lo sostiene el operador con algún tipo de maquinaria. El arco es una chispa continua, entre el electrodo y las piezas que se sueldan, provocando la fusión. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan convierten la energía eléctrica en calor. Se produce en el arco una temperatura que fluctúa entre los 3,200 y 5,500 °C. A medida que el extremo del electrodo se funde, se forman pequeñas gotitas o globulitos de metal fundido, que son forzadas por el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura. El grado de penetración puede controlarse con precisión por la corriente consumida. Puesto que las gotitas fundidas de los electrodos, en realidad son impulsadas en la soldadura de arco puede usarse con éxito en trabajos en lo alto. El acero fundido en estado líquido puede contener una cantidad muy grande de gases en solución, y si no hay protección contra el aire circundante, aquel puede combinarse químicamente con el oxígeno y el nitrógeno. Después de enfriarse, las soldaduras quedarán relativamente porosas debido a pequeñas bolsas formadas por los gases.

Fig. 4.1 Proceso de un arco protegido (SAP o SMAW) y arco sumergido (SAS o SAW)



Esas soldaduras son relativamente quebradizas y tienen mucha menor resistencia a la corrosión. Una soldadura debe protegerse utilizando un electrodo recubierto de ciertos compuestos minerales. El arco eléctrico hace que el recubrimiento se funda, creando un gas inerte o vapor alrededor del área que se suelda. El vapor actúa como un protector alrededor del metal fundido y lo protege de quedar en contacto directo con el aire circundante.

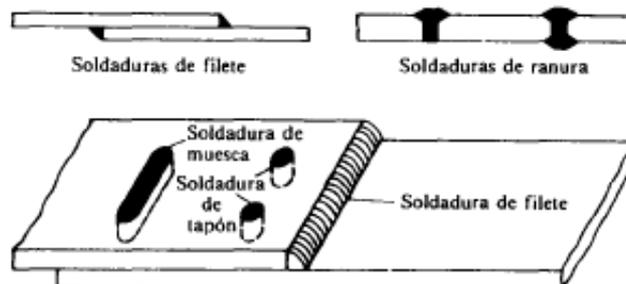
El tipo de electrodo utilizado es muy importante, y afecta decididamente las propiedades de la soldadura tales como resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Los electrodos se dividen en dos clases generales: los electrodos con recubrimiento ligero y los electrodos con recubrimiento pesado.

El proceso de soldadura de arco sumergido (SAS) proporciona una mayor penetración que el proceso de arco protegido (SAP). Por tanto, se puede emplear un área de garganta mayor en las soldaduras hechas mediante el proceso de arco sumergido. El AISC-LRFD establece que el espesor de la garganta efectiva para filetes hechos con el proceso SAS con lados de  $3/8''$  o menores, será igual al lado del filete. Para filetes mayores a  $3/8''$ , el espesor de la garganta efectiva será igual al espesor teórico de la garganta más 0.11 pulgadas.

#### 4.5 Tipos de soldadura

Los dos tipos de soldadura son las soldaduras de filete y de ranura. Existen además las soldaduras de tapón y de muesca que no son comunes en el trabajo estructural.

Fig. 4.2 Tipos de soldadura



Las soldaduras de filete han demostrado ser más débiles que las soldaduras de ranura; sin embargo, la mayoría de las conexiones estructurales se realizan con soldaduras de filete. Las soldaduras de ranura se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano. Usarlas en cualquier situación implicaría un ensamble perfecto de los miembros por conectar, cosa que no sucede en la estructura común y corriente. Las soldaduras de ranura comprenden alrededor del 15% de las soldaduras estructurales.

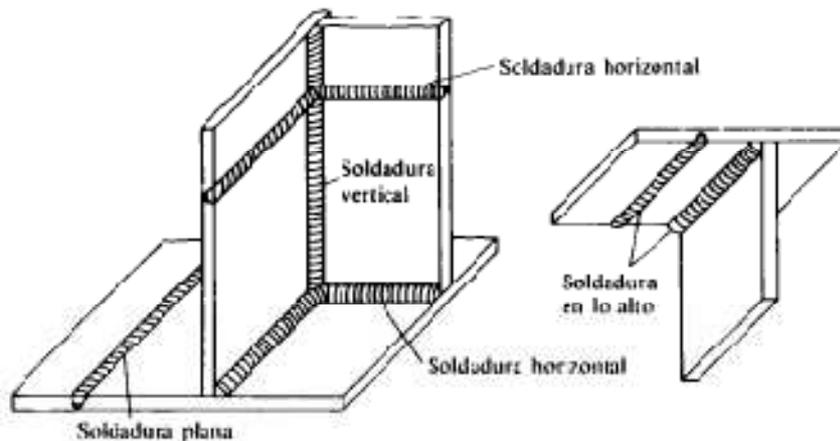
Una soldadura de tapón es una soldadura circular que une dos piezas en una de las cuales se hacen la o las perforaciones necesarias para soldar. Una soldadura de muesca es una

soldadura formada en una muesca o agujero alargado que une un miembro con otro a través de la muesca. La soldadura puede llenar parcial o totalmente la muesca. Estos tipos de soldadura se utilizan cuando los miembros se traslapan y no se tiene la longitud de filete de soldadura. Las soldaduras de tapón y de muesca no se consideran en general adecuadas para transmitir fuerzas de tensión perpendiculares a la superficie de contacto. La resistencia a la tensión la proporciona principalmente la penetración.

#### 4.6 Posición de las soldaduras

Las soldaduras se clasifican respecto a la posición en que se realiza como planas, horizontales, verticales y en la parte superior, siendo las planas las más económicas y las de la parte superior las más costosas.

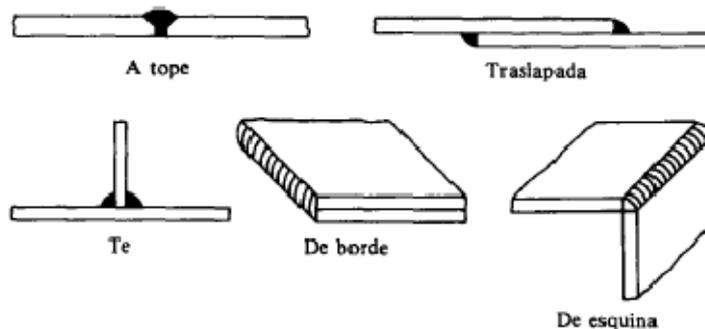
Fig. 4.3 clasificación de las soldaduras por su posición



#### 4.7 Tipos de juntas soldadas

Las soldaduras también se clasifican de acuerdo con el tipo de junta usadas, a tope, traslapada, en T, de canto, en esquina, etc.

Fig. 4.4 Tipos de juntas soldadas



Una junta de tope está comprendida entre los planos de las superficies de las dos partes. Las juntas de tope pueden ser simples, escuadradas, biseladas, en V, o de ranura.

Las juntas de esquina son hechas entre dos partes situadas a un ángulo de 90°. Estas pueden ser de medio traslape, de esquina, o de intersección completa.

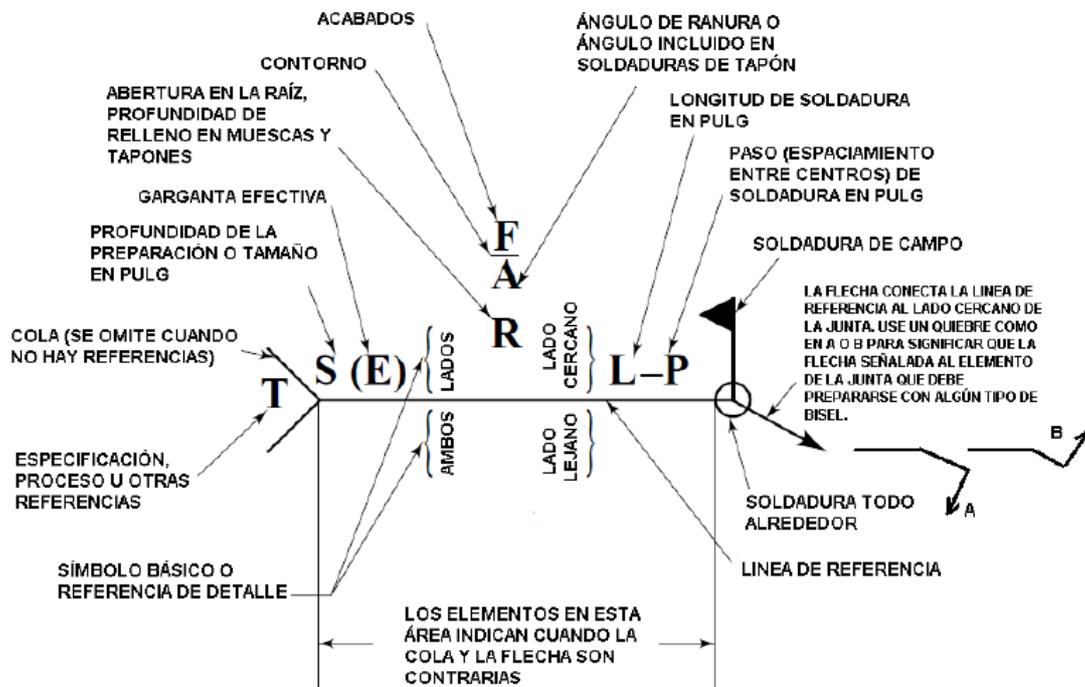
Las juntas a traslape están formadas en esencia por dos piezas de metal solapadas o traslapadas, que se unen por fusión mediante soldadura de puntos, de filete, de tapón o de muesca.

Las juntas de borde o de orilla resultan de la fusión de la superficie adyacente de cada parte, de manera que la soldadura quede dentro de los planos superficiales de ambas partes.

#### 4.8 Símbolos para soldaduras

La figura 4.5 presenta el método de la identificación de soldaduras mediante símbolos, desarrollado por AWS (American Welding Society), con este excelente sistema taquigráfico, se da toda la información necesaria con unas cuantas líneas y números, ocupando apenas un pequeño espacio en los planos y dibujos de ingeniería. Estos símbolos eliminan la necesidad de dibujos de las soldaduras y hacer largas notas descriptivas.

Fig. 4.5 Localización estándar de los elementos de un símbolo de soldadura



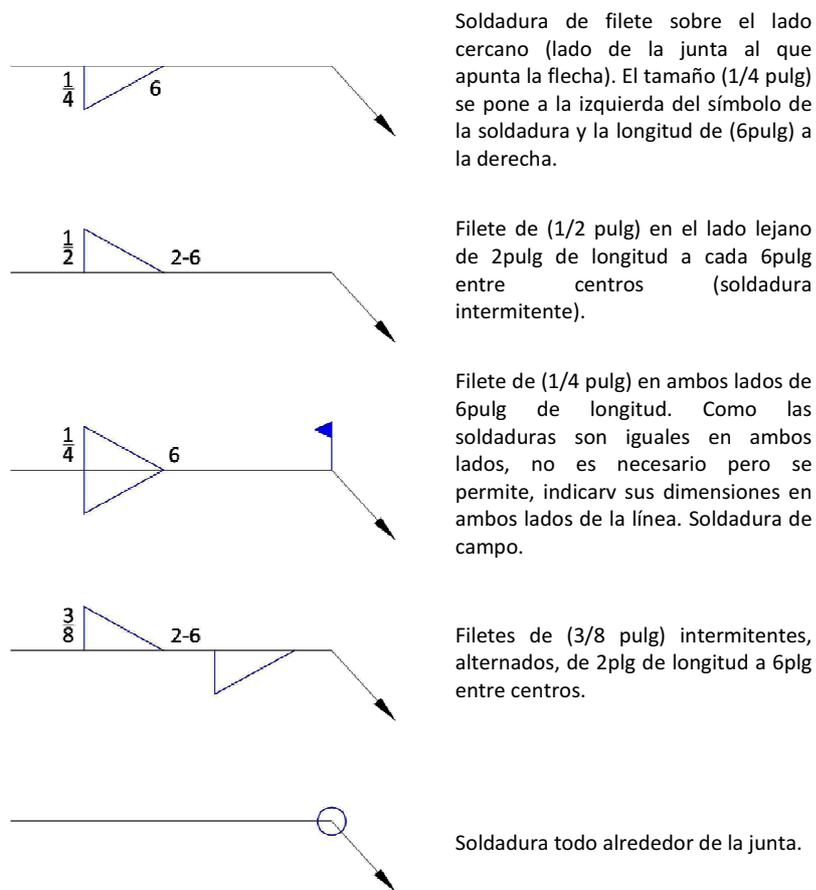
A continuación se presenta en detalle se presenta los símbolos básicos de soldadura utilizados en la industria e ingeniería. El propósito de esta sección no es enseñar todos los símbolos posibles, sino más bien dar una idea general de estos y la información que pueda contener.

Fig. 4.6 Símbolos básicos de soldaduras

POSTERIOR	FILETE	TAPON O RANURA	RANURA O A TOPE						ENSAN-CHAMIENTO	ENSAN-CHAMIENTO DE BISEL
			CUADRADO	V	BISEL	U	J			
SÍMBOLOS COMPLEMENTARIOS										
RESPALDO	ESPACIADO	SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO		Véase la AWS A.2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura				

A continuación se presenta como ejemplo algunos símbolos utilizados en la soldadura de filete.

**Fig. 4.7** Ejemplos de símbolos de soldadura de filete

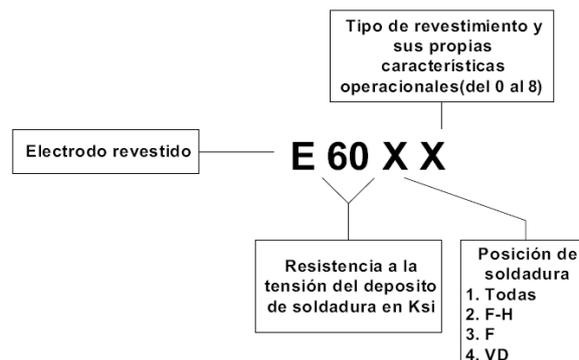


#### 4.9 Electrodo de soldadura

Los electrodos de soldadura son las varillas o alambres utilizados para realizar las soldaduras. El tipo de electrodo usado afecta las propiedades de la soldadura, como la resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Los electrodos para soldar deben cumplir con las especificaciones de la AWS (American Welding Society).

Los electrodos usados en la soldadura por arco metálico protegido se especifica en la AWS A5.1. Estos electrodos se clasifican como E60XX, E70XX, E80XX, E90XX, E100XX, E110XX. La denominación se representa en la siguiente figura:

**Fig. 4.8** Denominación básica de los electrodos según AWS



El tamaño del electrodo (diámetro del núcleo del alambre) depende fundamentalmente de los detalles de la unión, de la posición de soldado y del equipo de soldadura disponible. Por lo común, se utilizan electrodos 1/8, 5/32, 3/16, 7/32 de pulgada. Los electrodos cortos son de 14 pulg de largo y los largos de 18 pulg. Las características de material base y las propiedades deseadas en la propia soldadura, determinan la varilla de la soldadura. Si las propiedades del material de electrodo son equivalentes a las propiedades del material base, se dice que se trata de un electrodo igualado.

**Tabla. 4.1** Requisitos de igualado de los metales de relleno

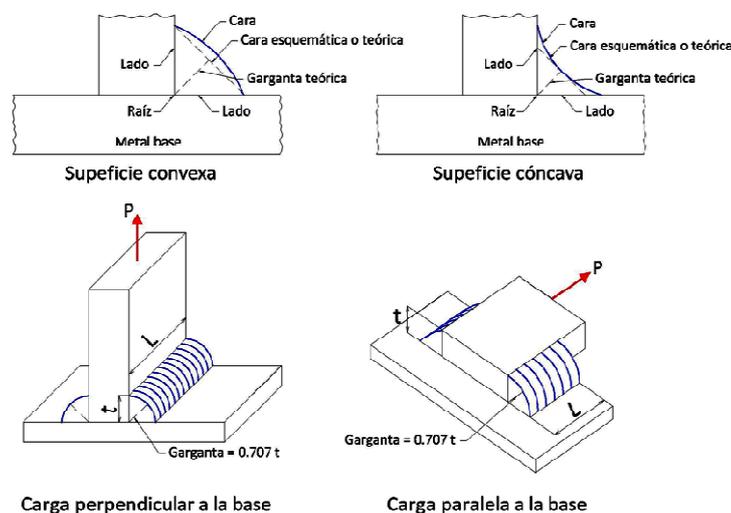
Grupo	Material base (Especificación ASTM)	Proceso de soldadura	
		SMAW	SAW
I	A36	E60XX o E70XX	F6X o F7X
II	A242 A572 Grados 42 y 50 A588 A992	E70XX	F7X
III	A572 Grados 60 y 65	E80XX	F8X
IV	A514 (más de ½ pulg de espesor)	E100XX	F10X
V	A514 (igual o menor de ½ pulg de espesor)	E110XX	F11X

#### 4.10 Diseño de soldaduras de filete

El diseño y el análisis de las soldaduras de filete se basan en la suposición de que la sección transversal de la soldadura es un triángulo rectángulo a 45°.

El esfuerzo en una soldadura se considera igual a la carga  $P$  dividida entre el **área de la garganta efectiva de la soldadura**. Este método para determinar la resistencia de soldadura de filete, se usa sin tomar en cuenta la dirección de la carga. Las pruebas han demostrado que los filetes transversales son un tercio más resistentes que los filetes longitudinales, pero este hecho no es reconocido por la mayor parte de las especificaciones, con el fin de simplificar los cálculos. Una razón del porque los filetes transversales son más fuertes, es que el esfuerzo está más uniformemente repartido en su longitud total, en tanto que en los filetes longitudinales se reparte en forma dispareja debido a deformaciones que varían a lo largo de la soldadura.

**Fig. 4.9** Tipos de secciones y garganta de la soldadura de filete



#### 4.10.1 Resistencia de diseño de las soldaduras de filete (LRFD)

El estado límite de del metal de aportación para una soldadura de filete, siempre corresponde a la fractura en cortante a través de la garganta del filete, con un factor de resistencia  $\phi=0.75$ , la resistencia de diseño del metal de aportación para una soldadura de filete está dada por:

$$R_{dw} = \phi R_n = 0.75(0.6F_{EXX})t_e L_w$$

$$t_e = w \cdot \text{Sen}(45^\circ)$$

$$L_w = L - 2w$$

Donde:

$R_{dw}$ , resistencia de diseño de la soldadura, correspondiente al estado límite de falla del metal de aportación

$F_{EXX}$ , resistencia por clasificación del electrodo (kips)

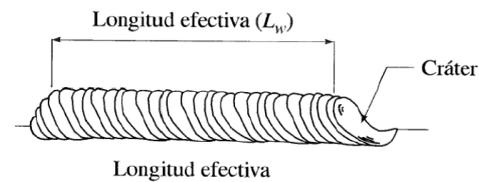
$t_e$ , garganta de la soldadura

$L$ , longitud total de la soldadura

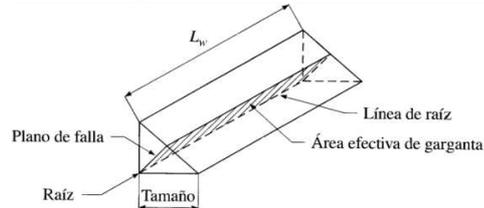
$L_w$ , longitud efectiva de la soldadura

$w$ , tamaño de la pierna (alto) de la soldadura

**Fig. 4.10** Longitud efectiva



**Fig. 4.11** Área efectiva



Cuando la carga se encuentra en la misma dirección del eje de la soldadura, también debe investigarse el material base para verificar su capacidad a cortante.

**La resistencia de diseño por cortante** del metal base se puede escribir como:

$$R_{dBM} = \text{mín}[R_{dBM1}, R_{dBM2}]$$

Donde:

$R_{dMB}$ , resistencia de diseño de la solución que corresponde al estado límite de falla del material base

**La resistencia de diseño a la rotura por cortante ( $F_{uBM1}$ )** del material base adyacente está dada en la ecuación J4.2 de la especificación AISC como:

$$R_{dBM1} = 0.75(0.6F_{uMB})t_p L_w$$

Donde:

$t_p$ , espesor del material base a lo largo del cual se coloca la soldadura

$F_{uBM}$ , esfuerzo de tensión última del metal base

**La resistencia de diseño a la fluencia en cortante** del metal base adyacente está dada por la sección J4.2 de la AISC como:

$$R_{dBM2} = 1.0(0.6F_{yBM})t_p L_w$$

Donde:

$F_{yBM}$ , esfuerzo de fluencia del metal base

#### 4.11 Resistencia de diseño de una soldadura de ranura de penetración completa

La especificación AISC (2005) EN LA TABLA J2.5 establece que para las soldaduras de penetración completa hay dos estados límites que rigen el diseño de esta soldadura, el estado límite de resistencia del metal de aporte y el estado límite de resistencia del metal base.

La resistencia de diseño de la soldadura de penetración está dada por:

$$R_d = \text{mín}[R_{dw}, R_{dBM}]$$

Donde:

$R_d$ , resistencia de diseño de la soldadura

$R_{dw}$ , resistencia de diseño del metal de aporte

$R_{dBM}$ , resistencia del metal base

Dependiendo de la posición y de la dirección de la carga, las soldaduras de ranura de pueden estar sometidas a tensión, a compresión, a corte o a una combinación de estas fuerzas. Por lo tanto se tiene los siguientes estados límites.

1. Para tensión o compresión normal al área efectiva, tensión o compresión paralela la eje de la soldadura.

$$R_{dw} = 0.9(0.6F_{yw})t_eL_w$$

$$R_{dBM} = 0.9(0.6F_{yBM})t_eL_w$$

Donde:

$F_{yw}$ , esfuerzo de fluencia del electrodo de soldadura

$F_{yBM}$ , esfuerzo de fluencia del metal base

2. Para cortante en el área efectiva.

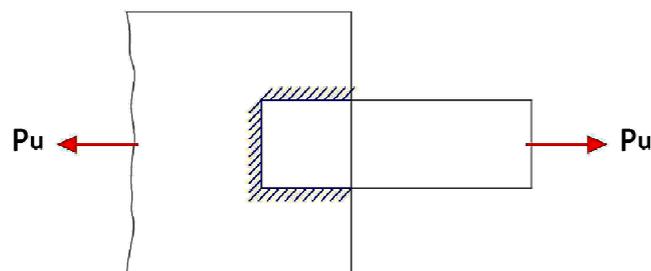
$$R_{dw} = 0.8(0.6F_{yw})t_eL_w$$

$$R_{dBM} = 0.9(0.6F_{yBM})t_eL_w$$

#### 4.12 Resistencia de diseño de una soldadura de ranura de penetración parcial

Para este tipo de soldadura se aplica el mismo principio que la soldadura de penetración completa con las mismas formulas planteadas, con la única diferencia de que el tamaño efectivo de la soldadura se determina conforme a la figura 4.12 y con los valores descritos en la tabla J2.5 de la AISC con referencia a la soldadura de penetración parcial.

Fig. 4.12 Remates extremos



**Tabla. 4.2** Resistencias de diseño de soldaduras (Tabla J2.5 – AISC)

Tipos de soldadura y esfuerzo	Materia l	Factor $\phi$ de resistencia	Resistencia nominal $F_{BM}$ o $F_W$	Nivel de resistencia requerido
Soldadura de ranura con penetración completa				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	$F_Y$	Debe usarse soldadura "compatible"
Compresión normal al área efectiva Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Base	0.90	$F_Y$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Cortante en el área efectiva	Base; electrodo de soldadura	0.90 0.80	$0.60 F_Y$ $0.60 F_{EXX}$	
Soldaduras de ranura con penetración parcial				
Compresión normal al área efectiva Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Base	0.90	$F_Y$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Cortante en el área efectiva	Base; electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	
Tensión normal al área efectiva	Base electrodo de soldadura	0.90 0.80	$F_Y$ $0.60 F_{EXX}$	
Soldadura de filete				
Esfuerzo en el área efectiva	Base electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura	Base	0.90	$F_Y$	
Soldaduras de tapón o muesca				
Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva)	Base electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"

#### 4.13 Especificaciones de la AISC para soldaduras

El del manual LRFD en base el AISC aplicables a la soldadura, posee algunas importantes recomendaciones.

- La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de 4 veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a  $\frac{1}{4}$  de la longitud.

- El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo del material menor de  $\frac{1}{4}$  de pulg de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso, no debe ser mayor que el espesor del material menos  $\frac{1}{16}$  de pul, a menos que la soldadura se arregle para dar un espesor completo a la garganta.
- Los filetes permisibles mínimos según la especificación AISC se plantean en la siguiente tabla:

**Tabla. 4.3** Tamaños mínimos de la soldadura de filete

Espesor del material de la parte unida con mayor espesor (pulg.)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete (pulg.)
Hasta $\left(\frac{1}{4}\right)$ inclusive	$\frac{1}{8}$
Mayor de $\left(\frac{1}{4}\right)$ , hasta $\left(\frac{1}{2}\right)$ inclusive	$\frac{3}{16}$
Mayor de $\left(\frac{1}{2}\right)$ , hasta $\left(\frac{3}{4}\right)$ inclusive	$\frac{1}{4}$
Mayor de $\left(\frac{3}{4}\right)$	$\frac{5}{16}$
Dimensiones de lado de filetes. La soldadura debe saber ser de una sola pasada.	

- Cuando se usan soldaduras de filete longitudinales para la conexión de placas o barras, sus longitudes no deben ser menores que la distancia perpendicular entre ellas. Además, la distancia entre soldaduras de filete no debe ser mayor de 8 pulg en las conexiones de extremo, a menos que se usen soldaduras transversales o soldaduras de tapón o muesca.
- En juntas traslapadas, el traslape mínimo es igual a 5 veces el espesor de la parte delgada conectada, pero no debe ser menor de 1 pulg.

## CAPITULO 5

### ANÁLISIS Y DISEÑO EN ETABS

#### 5.1 Objetivo

Este trabajo tiene como objeto presentar los parámetros y consideraciones generales que se emplearon para el diseño de la estructura metálica del centro comercial CITY MALL, ubicado en la ciudad de Guayaquil. Además de comprobar la aportación del concreto en la resistencia de la estructura, puesto que al considerarlo en el diseño de los elementos reduce el peso de los perfiles metálicos.

#### 5.2 Presentación del proyecto

El City Mall está conformado por 7 bloques. Los bloques 1, 2 y 5 constan de un subterráneo, 3 niveles de losas y la azotea. Los demás bloques constan de dos niveles de losas y la azotea. La estructura esta analizada en base a marcos rígidos en los dos sentidos. Los módulos típicos son de 16 metros por 8 metros. Las columnas son tipo cajón octogonales con hormigón colaborante. Las vigas principales son tipo I, formadas en base de planchas soldadas, con el patín de hormigón propio de la losa. Las vigas secundarias, ubicadas en los cuartos de la luz de 16 metros, son también de planchas soldadas y adicionalmente están soldadas con conectores para hacer colaborar a la losa de hormigón.

#### 5.3 Parámetros de cálculo

El sistema de unidades que se ha utilizado en los parámetros del proyecto estructural es el MKS.

##### 5.3.1 Propiedades del acero para estructura

El acero estructural a emplearse es del tipo ASTM A-36, que tiene las siguientes propiedades:

- Límite de fluencia:  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de ruptura:  $F_u = 3500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo elástico:  $E = 2'100.000 \text{ kg/cm}^2$

##### 5.3.2 Propiedades del concreto

La resistencia a la compresión a los 28 días del concreto colaborante es:  $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ .

##### 5.3.3 Resistencia del acero de refuerzo y conectores

Para efectos de determinación de resistencia, se utilizó el esfuerzo de fluencia:

- $F_y = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$  Para varillas de diámetro nominal  $\varnothing=10\text{mm}$  y mayores.
- $F_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$  para varillas  $\varnothing=8 \text{ mm}$ .

##### 5.3.4 Propiedades de la soldadura

El tipo de soldadura a utilizarse es la siguiente:

- Fabricación: SAW AWS A5.17 F7A40 EL12

SAWG AWS ER70S6 Electrodo continuo para proceso MIG

- $F_c = 4925 \text{ kg/cm}^2$

## 5.4 Cargas de diseño

### 5.4.1 Cargas muertas

Se consideró como cargas muertas las que actúan permanentemente, tales como el peso propio de la estructura, revoques, instalaciones diversas, empujes de tierra e hidrostática reacción del suelo (a través de la cimentación).

Carga ( $\text{kg/m}^2$ )	Para losas	Para la azotea	Para la cubierta
Losa de hormigón	200	200	0
Estructura metálica	50	50	30
Piso	50	0	0
Paredes	60	0	0
Ductos, tumbado	20	20	0
Enlucido de losa	0	50	0
Varios	20	80	10
<b>Total</b>	<b>400 <math>\text{kg/m}^2</math></b>	<b>400 <math>\text{kg/m}^2</math></b>	<b>40 <math>\text{kg/m}^2</math></b>

### 5.4.2 Cargas vivas

Son las provisionales y que no tienen carácter de permanente.

- Para el diseño por cargas verticales se considero el 100% de la carga viva.
- Para el Diseño sísmico se considero el 50% de la carga viva.
- Para revisar la cimentación se considero el 50% de la carga viva.

	Para losas	Para la azotea	Para la cubierta
<b>Carga viva (<math>\text{kg/m}^2</math>)</b>	<b>500 <math>\text{kg/m}^2</math></b>	<b>200 <math>\text{kg/m}^2</math></b>	<b>60 <math>\text{kg/cm}^2</math></b>

### 5.4.3 Cargas de montaje

Se han considerado para las cargas temporales por efecto de montaje de equipos y estructuras, las mismas que serán de 100kg puntual, aplicada en el centro del vano para cualquiera de las vigas de la estructura.

### 5.4.4 Cargas accidentales (sísmicas)

Una carga accidental es aquella que sucede eventualmente en la vida útil de la estructura, no es constante y puede alcanzar grandes magnitudes.

Son parte fundamental del diseño de estructuras, ya que este tipo de acciones pueden afectar los elementos responsables de la capacidad de carga de una edificación e incluso llevarla a la falla.

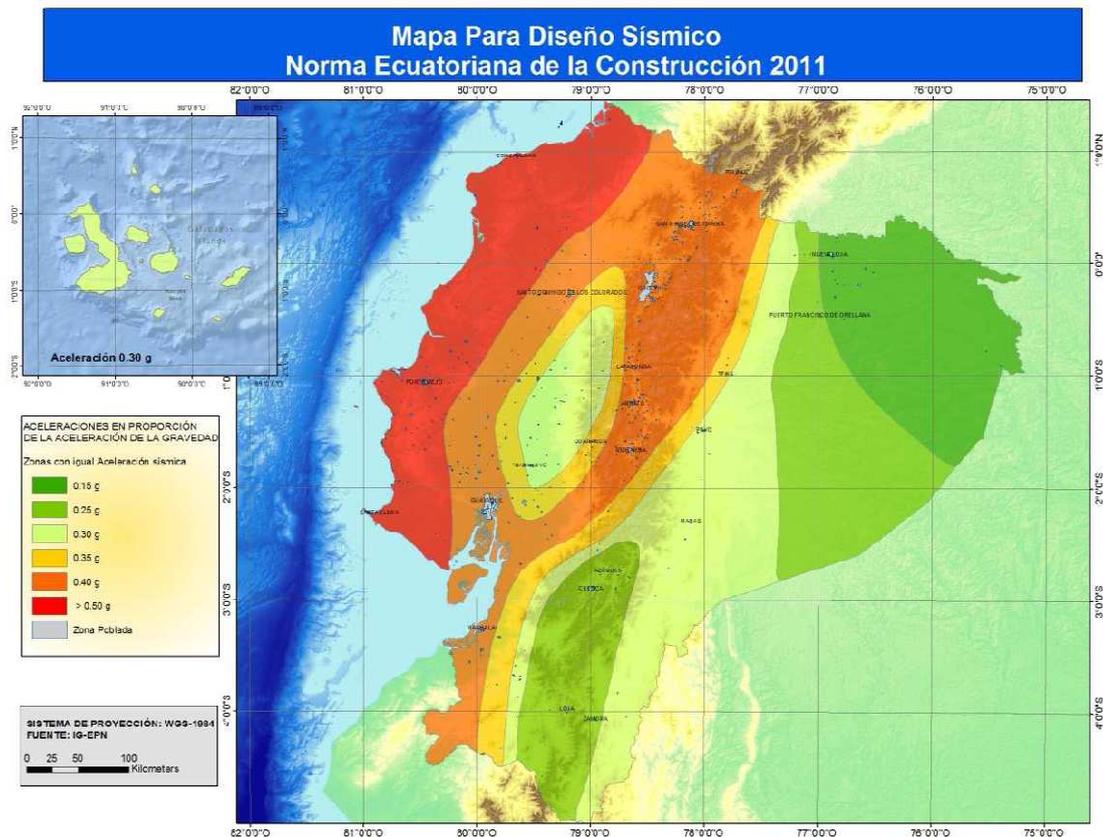
Como en nuestro país posee un alto riesgo sísmico la única carga accidental que consideraremos para este estudio es la carga sísmica que se obtuvo mediante la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11).

### 5.4.5 Parámetros sísmicos

Para el cálculo de la carga sísmica se realizó un análisis dinámico, utilizando un espectro de respuesta del NEC-11 utilizando los siguientes parámetros sísmicos:

**Factor de zona sísmica Z.** El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nor-oriente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta. De acuerdo al siguiente mapa y a la tabla 5.1 (tomada de la tabla 2.1 del NEC-11), podremos identificar fácilmente el valor Z, solo con determinar la zona sísmica.

**Fig. 5.1** Mapa de diseño sísmico NEC-11



Fuente: Fig. 2.1, NEC-11

**Tabla. 5.1** Valores del factor Z de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización de la zona sísmica	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: Tabla 2.1, NEC-11

Para el cantón Guayaquil, corresponde la zona sísmica V, con el factor de zona  $Z = 0.4$ .

**Tipo del perfil de suelo.** Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la tabla 5.2. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A a E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice  $i$  que va desde 1 en la superficie, hasta  $n$  en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos en la sección 2.5.4.9 y la respuesta no debe

limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

**Tabla. 5.2** Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50.0$ $\bar{S}_u \geq 100 \text{ KPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{S}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$\bar{V}_s < 180 \text{ m/s}$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $\bar{S}_u < 50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2)$
<b>F</b>	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista (Ver 2.5.4.9). Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p><b>F1</b>—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p><b>F2</b>—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H &gt;3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p><b>F3</b>—Arcillas de muy alta plasticidad (H &gt;7.5 m con índice de Plasticidad IP &gt;75)</p> <p><b>F4</b>—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H &gt;30m)</p> <p><b>F5</b>—Suelos con contrastes de impedancia <math>\alpha</math> ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p><b>F6</b>—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Fuente: Tabla 2.3, NEC-11

La clasificación del tipo de suelos se la realiza en base de:

**Velocidad media de la onda de cortante**

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{V_{si}}}$$

Donde:

- $V_{si}$ , es la velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en campo, en m/s.
- $d_i$ , espesor del estrato i, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil.

### Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar

Para cualquier perfil de suelo:

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n N_i}$$

Para de suelos no cohesivos

$$\bar{N}_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m d_i}$$

Resistencia media al corte

$$\bar{S}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^k \frac{d_i}{S_{ui}}}$$

### Índice de plasticidad

En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el Índice de Plasticidad (**IP**), el cual se obtiene cumpliendo la norma ASTM D 4318.

### Contenido de agua

En la clasificación de los estratos de arcilla se emplea el contenido de agua en porcentaje, **w**, el cual se determina por medio de la norma ASTM D 2166.

**Tabla. 5.3** Criterios para clasificar los suelos dentro de los perfiles de suelo tipo C, D o E

Tipo de perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa ( $\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$ )
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 $\text{kgf/cm}^2$ )
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa ( $\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ )

Fuente: Tabla 2.4, NEC-11

De acuerdo a los observado en el sitio de estudio y los ensayos de campo realizados de conforme a lo sugerido por el código, el tipo de perfil de suelo es de tipo E.

### Coefficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo **F<sub>a</sub>**, **F<sub>d</sub>** y **F<sub>s</sub>**.

En factor **F<sub>a</sub>**, amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

**Tabla. 5.4** Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.15
E		1.8	1.5	1.4	1.28	1.15	1.05
F		ver nota					

Fuente: Tabla 2.5, NEC-11

El factor **Fd**, que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

**Tabla. 5.5** Tipo de suelo y factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota					

Fuente: Tabla 2.6, NEC-11

El factor **Fs**, consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

**Tabla. 5.6** Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota					

Fuente: Tabla 2.6, NEC-11

Nota: Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de Fa, Fd ni de Fs, debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la sección 2.5.4.9. del NEC-11.

De acuerdo al perfil de suelo en el que se desplantará la estructura, los coeficientes de amplificación son:

$$\begin{aligned} F_a &= 1.15 \\ F_d &= 1.6 \\ F_s &= 1.9 \end{aligned}$$

#### 5.4.6 Espectro elástico de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad  $S_a$ , para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 2.3, consistente con el factor de zona sísmica  $Z$ , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y considerando los valores de los coeficiente de amplificación o de amplificación de suelo.

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de  $\xi = 0.05$

Las ecuaciones válidas para los periodos de vibración  $T$  pertenecen a dos rangos principales:

$$\begin{array}{ll} \text{Para: } 0 \leq T \leq T_c & \text{Para: } T > T_c \\ S_a = \eta Z F_a & S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_c}{T} \right)^r \end{array}$$

Donde:

$r = 1$ , para tipo de suelo A, B o C;

$r = 1.5$ , para tipo de suelo D o E.

$\eta = 1.8$  (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas);

$\eta = 2.48$  (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos);

$\eta = 2.6$  (Provincias del Oriente)

Para análisis dinámico y, únicamente para evaluar la respuesta de los modos de vibración diferentes al modo fundamental, el valor de  $S_a$  debe evaluarse mediante la siguiente expresión, para valores de periodo de vibración menores a  $T_0$ :

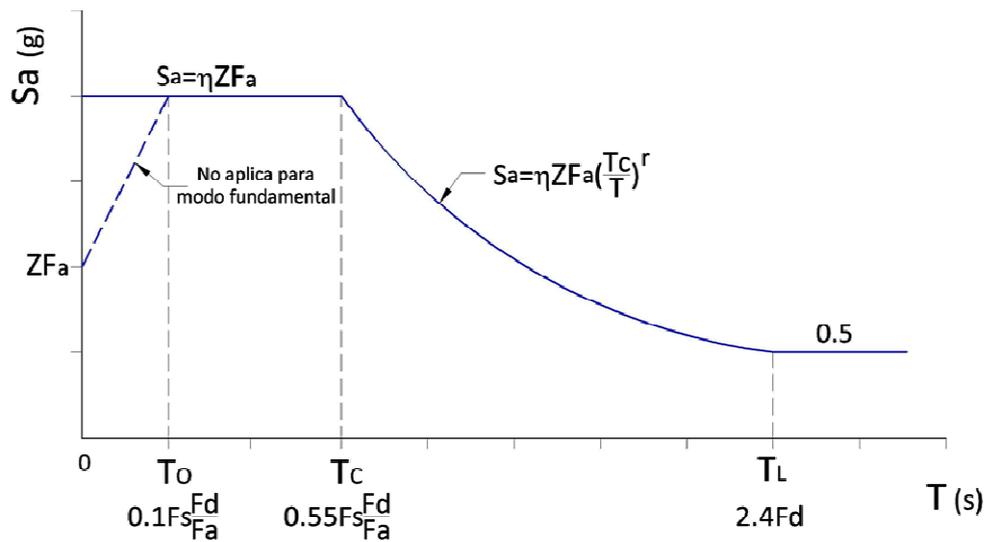
$$\text{Para } T \leq T_0 \\ S_a = Z F_a \left( 1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right)$$

Los límites para el periodo de  $T_0$  y  $T_c$ , se obtienen de las siguientes expresiones:

$$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \qquad T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \qquad T_L = 2.4 F_d$$

No obstante, para los perfiles de suelo tipo D y E, los valores de  $T_L$  se limitarán a un valor máximo de 4 segundos.

Fig. 5.2 Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño



Fuente: Fig. 2.3, NEC-11

Como los espectros presentados por los códigos son de tipo elástico, habrá que transformarlos en inelástico. Para ello se debe dividir el espectro elástico para un factor de reducción R.

$$\text{Espectro Inelastico} = \frac{\text{Espectro Elástico}}{R}$$

Implicaciones de usar R:

- Disminuye fuertemente ordenada espectral a cuenta de un buen diseño sismo-resistente.
- Criterios de diseño por capacidad: siempre
- Diseño correcto en elementos estructurales y sus conexiones (cap. hormigón, acero)
- Debe usarse combinaciones de carga para última resistencia

#### 5.4.7 Periodo de vibración T (periodo fundamental)

El periodo de vibración de la estructura, para cada dirección principal, será estimado a partir del método descrito a continuación:

$$T = C_t h_n^\alpha$$

Donde:

$h_n$  = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

- Para estructuras de acero sin arriostramientos,  $C_t = 0.072$  y  $\alpha = 0.80$
- Para estructuras de acero con arriostramientos,  $C_t = 0.073$  y  $\alpha = 0.75$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras,  $C_t = 0.047$  y  $\alpha = 0.9$
- Para pórticos espaciales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural,  $C_t = 0.049$  y  $\alpha = 0.75$

#### 5.4.8 Factor de reducción de resistencia sísmica R

La presente Norma requiere que el diseñador seleccione el sistema estructural a utilizarse para la edificación, de entre 2 grupos, los sistemas estructurales dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente. Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en la siguiente tabla.

**Tabla. 5.7** Coeficiente de reducción de respuesta estructural R

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales Dúctiles</b>	
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

<b>Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada</b>	
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

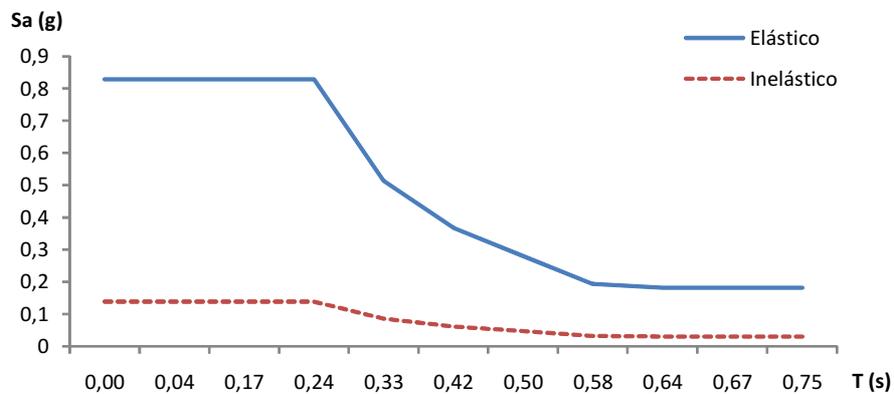
Fuente: Tabla 2.14, NEC-11

Fig. 5.3 Espectro de respuesta de aceleraciones NEC-11 para el cantón Guayaquil

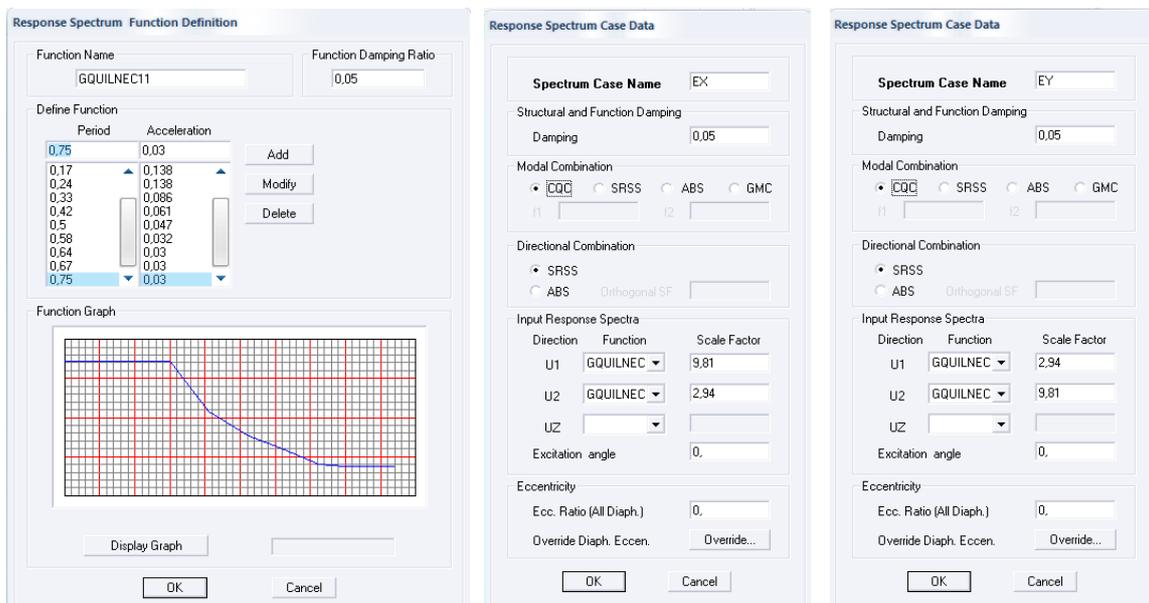
Datos del espectro		Elástico		Inelástico	
Zona sísmica:	V	T (s)	Sa (g)	T (s)	Sa (g)
Factos de zona sísmica Z:	0,4	0	0,828	0,00	0,138
Tipo de suelo:	E	To:	0,26	0,04	0,138
Coeficientes de amplificación:		1,00	0,828	0,17	0,138
Fa:	1,15	Tc:	1,45	0,24	0,138
Fd:	1,6	2,00	0,513	0,33	0,086
Fs:	1,9	2,50	0,367	0,42	0,061
Fcator r:	1,5	3,00	0,279	0,50	0,047
Factor $\beta$ :	1,8	3,50	0,193	0,58	0,032
Factor de reducción R:	6	Tl:	3,84	0,64	0,030
		4,00	0,181	0,67	0,030
		4,50	0,181	0,75	0,030

Aceleración máx= 0,828 g

Espectro de aceleraciones



Gráfica del espectro introducido en el programa Etabs



Para definir los casos de respuesta en el espectro creado, procedemos a tomar el primer caso con el 100% del espectro en X (9.81 SX) y el 30% de sentido Y (2.94 SY), y viceversa aplicando a ortogonalidad.

## 5.5 Dimensionamiento de la estructura

La estructura del City Mall consta de siete bloques, ha sido analizada espacialmente uno a uno, y para este trabajo consideraremos solo uno de ellos, el denominado bloque 6 para modelarlo con el programa Etabs 9.7.2 asignándoles las secciones a cada uno de los elementos y obtener los esfuerzos y deformaciones de todos los que conforman la estructura, tanto por las cargas estáticas como para las cargas sísmicas.

### 5.5.1 Dimensiones de las columnas

Basado en el requisito de resistencia de un elemento compuesto cargado axialmente se pudo determinar el área mínima requerida se la sección. Las columnas se las dimensiono de acuerdo a la geometría de la estructura u ahorro de materiales.

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi P_n = \phi (A_s F_y + A_r F_{yr} + 0.85 f'_c A_c)$$

Donde:

$A_s$ , área transversal del perfil de acero

$A_r$ , área transversal total del acero de refuerzo vertical (si las hubiese)

$F_{yr}$ , esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$A_c$ , área transversal del concreto

$\phi$ , factor de resistencia = 0.85, para secciones controladas por compresión; y 0.90 para secciones controladas por tensión.

Sin considerar la aportación del acero de refuerzo vertical y llevando al límite la inecuación de resistencia, tendremos:

$$\phi (A_s F_y + 0.85 f'_c A_c) = P_u$$

Para el AISC, el área del perfil tubular de acero debe ser por lo menos de un 1% del área de la sección para clasificar como columna compuesta.

Es decir:

$$A_s = 0.01 A_g \quad A_g = A_s + A_c$$

Por lo tanto:

$$\phi (0.01 A_g F_y + 0.85 f'_c \cdot 0.99 A_g) = P_u$$

$$A_g = \frac{P_u}{\phi (0.01 F_y + 0.85 f'_c)}$$

Para:

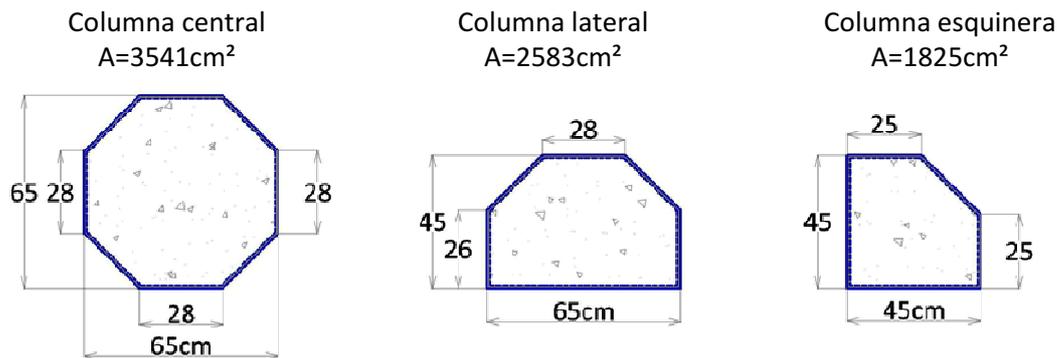
$$q_u = 900 \text{ T/m}^2$$

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

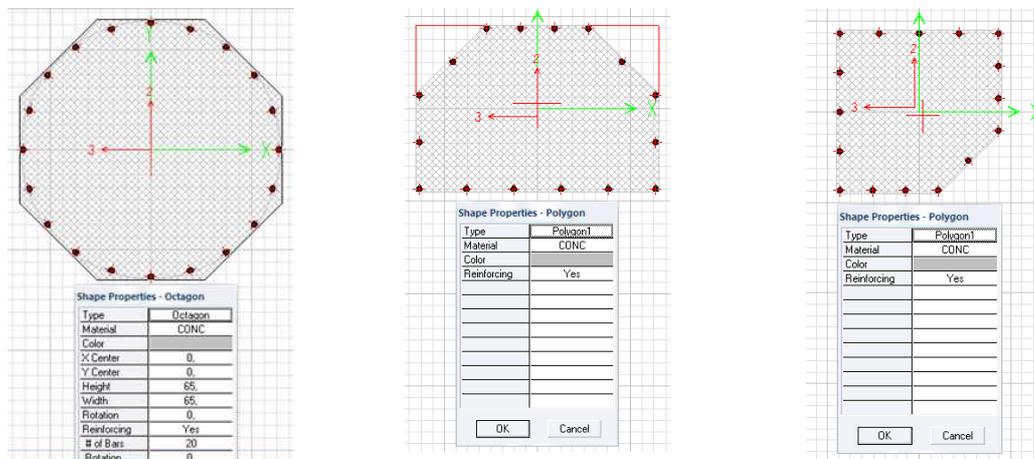
$$F_y = 2700 \text{ kg/cm}^2$$

Columna	Area -aport. (m <sup>2</sup> )	Pu (kg)	Ag req. (cm <sup>2</sup> )
Esquina	32	115200	601,68
Lateral	64	230400	1203,37
Central	128	460800	2406,74

Fig. 5.4 Secciones de columnas adoptadas



Secciones ingresadas en el programa Etabs



### 5.5.2 Dimensionamiento de las vigas

Relacionaremos las magnitudes de fuerza cortante y momento flector, con los esfuerzos producidos en los diferentes planos transversales (secciones transversales) del miembro estructural, para luego obtener los esfuerzos variables dentro de las secciones transversales, que deben ser resistidos por el material que conforma el miembro estructural.

La ecuación bastante común para de resistencia, proporcionada por el ICS para que no exista inestabilidad es la siguiente:

Donde:

$$Mu = \phi_b Z \cdot Fy$$

$\phi_b = 0.9$  (factor de resistencia)  
 $Z = I/c$  (modulo resistente de la sección)  
 $c = h/2$ , para secciones simétricas

Entonces buscamos una sección, cuyo modulo resistente sea ligeramente mayor al encontrado con:

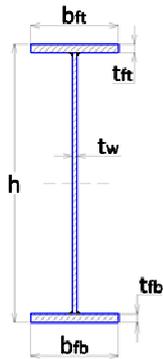
Para la sollicitación:

$$Z = \frac{Mu}{\phi_b Fy}$$

Para la sección adoptada:

$$Z = \frac{I}{c}$$

Fig. 5.5 Secciones de vigas adoptadas



Solicitaciones		
L (m)	Mu (kg-cm)	Z (cm <sup>3</sup> )
16	16384000	6742,39
12	9216000	3792,59
8	4096000	1685,60

Sección adoptada							
h (cm)	bft (cm)	tft (cm)	tw (cm)	bfb (cm)	tfb (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Z (cm <sup>3</sup> )
84	28	2,5	1,2	28	2,5	281855,6	6710,85
60	24	1,5	0,8	28	1,5	73960,2	2465,34
52	17	1	0,5	17	1	27319,7	1050,76

V1  
V2  
V3

### 5.5.3 Pre-diseño del tipo de losa

La sección 9.5.2, trata de las alturas o espesores mínimos de vigas o losas no pre-esforzadas en una dirección y para elementos compuestos, para limitar las deflexiones a valores razonables, cuando no se calculan deflexiones. La siguiente tabla puede ser usada también para losas bidireccionales sobre vigas de mayor peralte cuya relación largo/lado sea mayor que 2 (trabajan fundamentalmente en la dirección cota) arrojando resultados conservadores.

**Tabla. 5.8** Altura o espesores mínimos de vigas no pre-esforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen deflexiones.

Miembro	Espesor h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	$L_n/20$	$L_n/24$	$L_n/28$	$L_n/10$
Vigas y losas nervadas en una dirección	$L_n/16$	$L_n/18.5$	$L_n/21$	$L_n/8$

Ln: Es el claro libre en la dirección de trabajo de la losa, medido de cara a cara entre columnas.

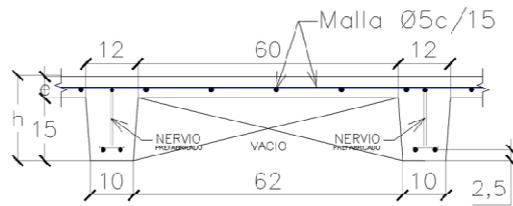
Fuente: Tabla 9.5(a) ACI 318-08

Además también se establece que en ningún caso, el peralte de una losa maciza o peralte equivalente de una losa nervada será menor que 9 cm.

Para el proyecto City Mall, se adoptó dos espesores de losas nervadas apoyadas en vigas metálicas cuya separación es de 4.0m.

Según la tabla del ACI, el espesor mínimo requerido es de:  $4/21 = 0.19m$ ; la figura siguiente muestran los espesores adoptados para el estudio de la estructura.

**Fig. 5.6** Tipo de losa adoptada en el City Mall



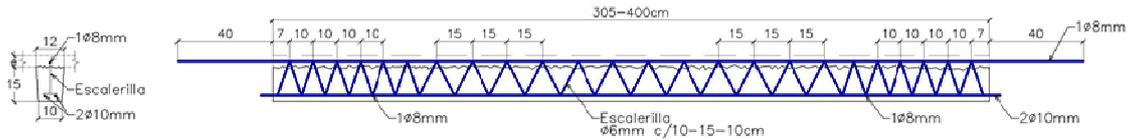
Para losa de parqueos:

$h = 21 \text{ cm}; e = 6 \text{ cm}$

Para losa de pisos:

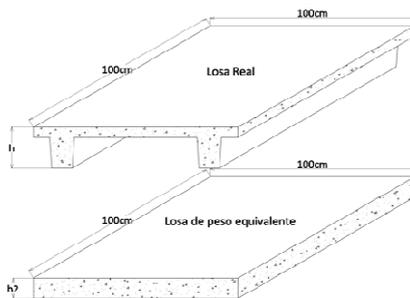
$h = 20 \text{ cm}; e = 5 \text{ cm}$

**Nervio prefabricado**



Para ingresar el tipo de losa en el análisis usando en programa Etabs, se considero un espesor de losa que tenga el mismo peso de la losa nervada, consiguiendo los siguientes:

**Fig. 5.7** Losas equivalentes



Losa	h (cm)	V (m <sup>3</sup> )	h2 equiv (m)	h adopt.
Pisos	0,20	0,083	0,083	8cm
Parqueos	0,21	0,093	0,093	10cm

## 5.6 Combinaciones de carga

Para el diseño de los diferentes miembros de la estructura se consideró el estado de carga más desfavorable de las siguientes combinaciones básicas, propuestas por el método LRFD de la AISC:

	Ec. AISC
1.4D	(A4-1)
1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)	(A4-2)
1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)	(A4-3)
1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)	(A4-4)
1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S	(A4-5)
0.9D ± (1.3W o 1.0E)	(A4-6)

Donde:

D = carga muerta

L = carga viva debido al equipo y ocupación

Lr = carga viva de techo

S = carga de nieve

R = carga de lluvia o hielo  
W = carga de viento  
E = carga por sismo

De estas ecuaciones fundamentales y conforme a las cargas asignadas, se derivaron los siguientes combos:

1.4D	Combo 1
1.2D + 1.6L	Combo 2
1.2D + 0.5L	Combo 3
1.2D + 1.0E + 0.5L	Combo 4
1.2D - 1.0E + 0.5L	Combo 5
0.9D + 1.0E	Combo 6
0.9D - 1.0E	Combo 7

### 5.7 Requisitos adicionales del análisis en Etabs

Es prudente asegurar que el modelo de la estructura tenga planteado las siguientes opciones que nos brinda el programa de análisis Etabs:

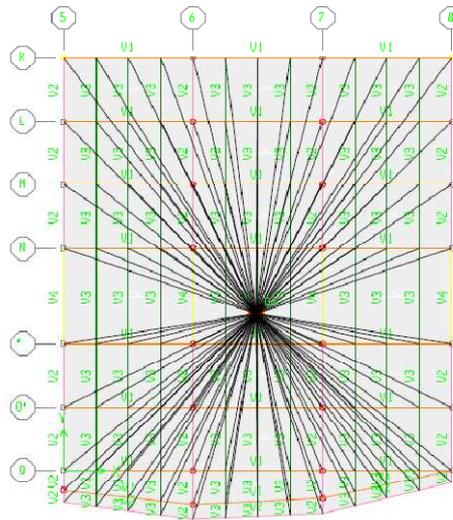
- **Malla automática de la losa (Mesh).** Especialmente en la losa tipo membrana, es necesario la discretización de las áreas, es decir generar mallas interna y externas (Auto Mesh), para tener un análisis más fino (Assign/Area/Automatic Area Mesh).

Fig. 5.8 Selección del AutoMesh



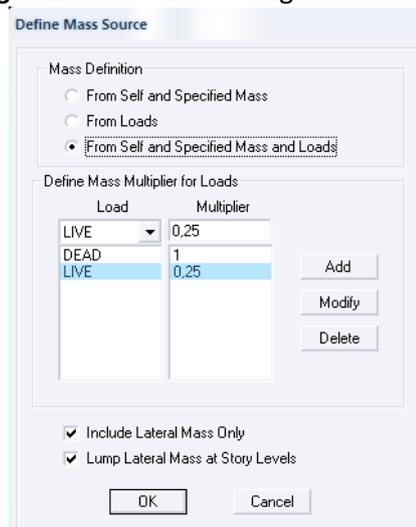
- **Diafragma rígido.** Se debe asignar a cada planta el diafragma rígido continuo correspondiente, es decir idealizar las losas de piso y techo de tal manera que actúen como elementos estructurales y compatibilicen sus desplazamientos laterales. Seleccionamos las áreas de cada piso y luego seguimos la ruta: Menu Assign/Shell Area/Diaphragms).

Fig. 5.9 Diafragma d un piso



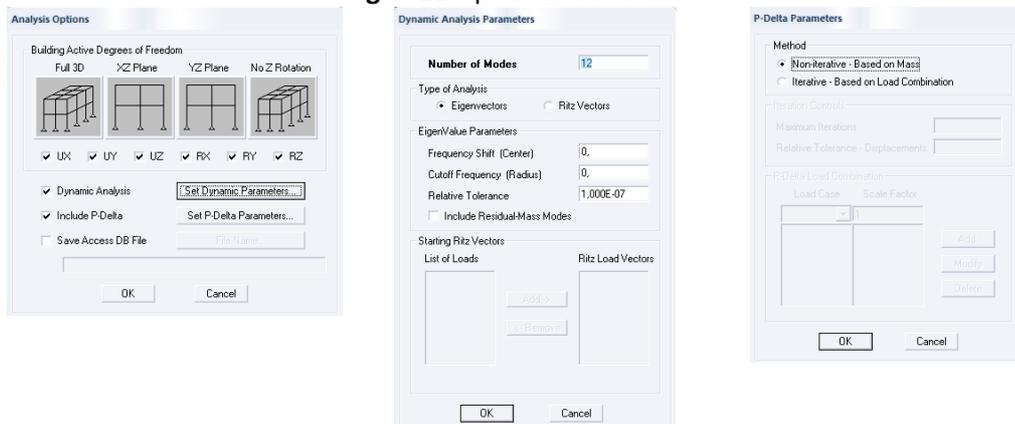
- **Masa de cada diafragma.** Para definir el origen de la masa (Mass Source) de casa piso, se asigna el 100% de la carga muerta sobrepuesta más el peso propio y el 25% de la carga viva, siendo estos los factores de participación de masa (Menu; Define/Mass Source).

Fig. 5.10 Selección del origen de la masa



- **Opciones del análisis.** Como tenemos la ventaja de poder realizar un análisis espacial, seleccionemos todos los grados de libertad activos.

Fig. 5.11 Opciones del análisis



## 5.8 Evaluación de la estructura

Para asegurar que una estructura sea segura y funcional, se debe considerar dos parámetros, que se detallan a continuación.

### 5.8.1 Criterios de resistencia

Para satisfacer este criterio, todos los miembros de la estructura deben cumplir con la siguiente inecuación:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi R_n \geq R_u$$

La resistencia del elemento viene dada por su desempeño nominal ya sea a tensión, flexión, compresión, etc., en este caso, determinada por medio del método LRFD del AISC. Esta resistencia es inherente a la sección y a su material. Esta resistencia se la optimizo al utilizar secciones compuestas. La carga aplicada es el esfuerzo al que está sometido el elemento bajo las cargas impuestas. Por lo tanto, este criterio se cumple si el elemento es capaz de resistir la carga aplicada.

En el diseño efectuado todos los elementos cumplen con este criterio. Este criterio fue chequeado por flexión, cortante y flexo-compresión. Para el caso de las columnas, este chequeo fue por medio de la ecuación de interacción.

### 5.8.2 Criterio de servicio

Para cumplir con este criterio se debe satisfacer la siguiente inecuación:

$$\text{Deformaciones de la estructura} \leq \text{Deformaciones permisibles}$$

Los problemas generados por la serviciabilidad de una estructura no están relacionados con la resistencia de la misma. Pero debido a la molestia que estos generan, se ha establecido límites para poder evitarlos. Dentro de este conjunto de deformaciones se incluye a las derivas y las vibraciones.

### 5.8.3 Deformaciones permisibles

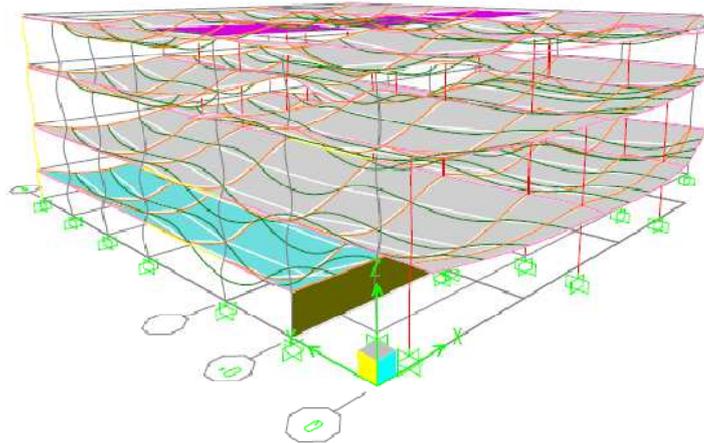
Actualmente no hay una norma específica que determine cuál es límite para las deflexiones. En las especificaciones del 2005 de la AISC no se refieren a ningún límite, mientras que en el mismo se declara que las deflexiones en miembros estructurales deben ser tales que no deterioren la serviciabilidad de la estructura.

Tradicionalmente, para una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida:

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

El análisis realizado de la estructura se efectuó bajo ese parámetro, y las deformaciones de las vigas (cargadas uniformemente) fueron:

Fig. 5.12 Deflexiones resultados del Combo 1.0D+1.0L



Viga	L (m)	$\Delta$ admisible. L/360 (cm)	$\Delta$ cálc. (cm)		Volado (m)	$\Delta$ admisible. L/240 (cm)	$\Delta$ cálc. (cm)	
V1	16	4.44	4.37	OK	4.0	1.66	2.55	X
V2	8	2.22	0.55	OK	6.0	2.5	0.85	OK
V4	12	3.33	2.34	OK				

NOTA: el método LRFD no especifica límites de deflexión, debido a que existen tantos tipos de materiales, estructuras y cargas, que no es aceptable definir un solo límite. Adicionalmente se considera L/360 muy conservador y en la actualidad se ocupa límites más tolerantes, según 5th Edition Steel Structures, design and behavior, emphasizing LRFD

#### 5.8.4 Derivas

Se clasifica como deriva a la deflexión lateral del sistema. Esta deflexión es la generada por la combinación de las cargas verticales y las cargas horizontales, en este caso, las sísmicas. Con ayuda del programa Etabs se pudo determinar las **deflexiones elásticas** del sistema estructura y por medio de la siguiente ecuación propuesta por el NEC-11 se pudo obtener las **derivadas inelásticas máximas**.

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Donde:

R = factor de reducción de resistencia adoptado

$\Delta_M$  = no puede superar el 2% (0.002), en estructuras de hormigón y metálicas

$\Delta_E$ , es la deriva elástica de cada piso y es obtenida del resultado del análisis en el Etabs o puede obtenerse mediante:

$$\Delta_E = \frac{\delta_i - \delta(i-1)}{H_i}$$

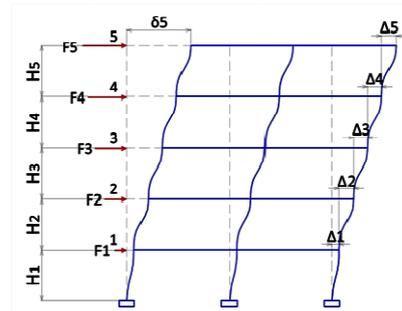
Donde:

$\delta_i$ , es el desplazamiento del piso

$\delta(i-1)$ , es el desplazamiento de piso inmediato inferior.

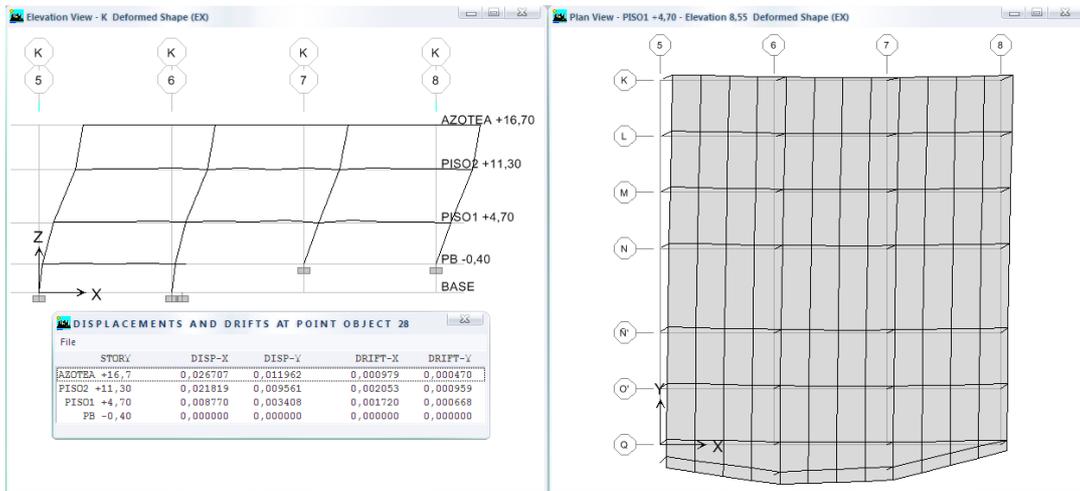
$H_i$ , la altura del piso

Fig. 5.13 Desplazamientos y derivas de piso



A continuación se muestran los resultados de los desplazamientos, y la revisión correspondiente de las derivas de entre piso.

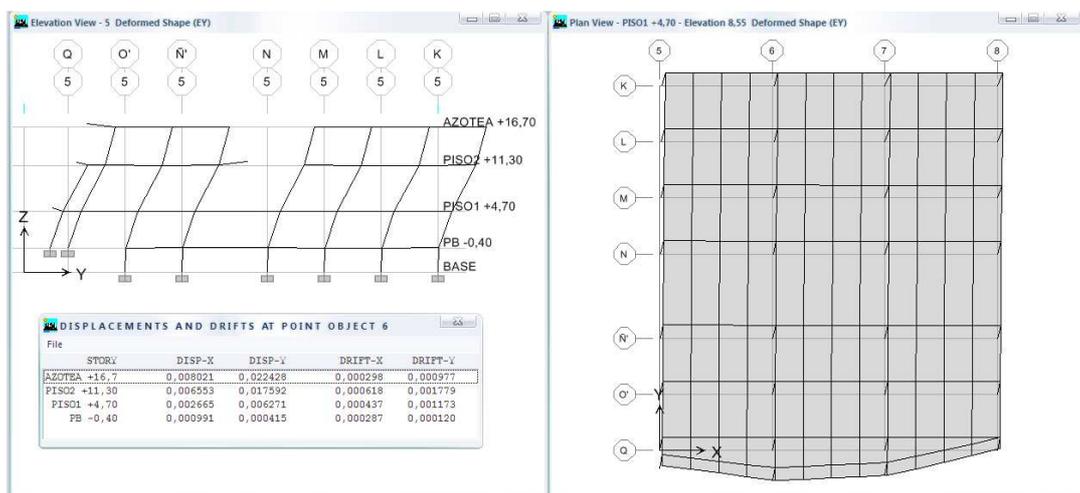
**Fig. 5.14** Desplazamientos en el pórtico D, producido por la carga EX:



Derivas calculadas con el CEC-2011:

Piso	Nivel	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\Delta x$	$\Delta y$	$\Delta_{EX-calc}$ (NEC-2011)	$\Delta_{max=0,02}$ (NEC-2011)
Azotea	16,7	0,026707	0,012323	0,000905	0,000447	0,00407	OK
P2	11,3	0,021819	0,009909	0,001977	0,000927	0,00890	OK
P1	4,7	0,008770	0,003794	0,001294	0,000577	0,00582	OK
PB	-0,4	0,002169	0,000852	0,000629	0,000247	0,00283	OK

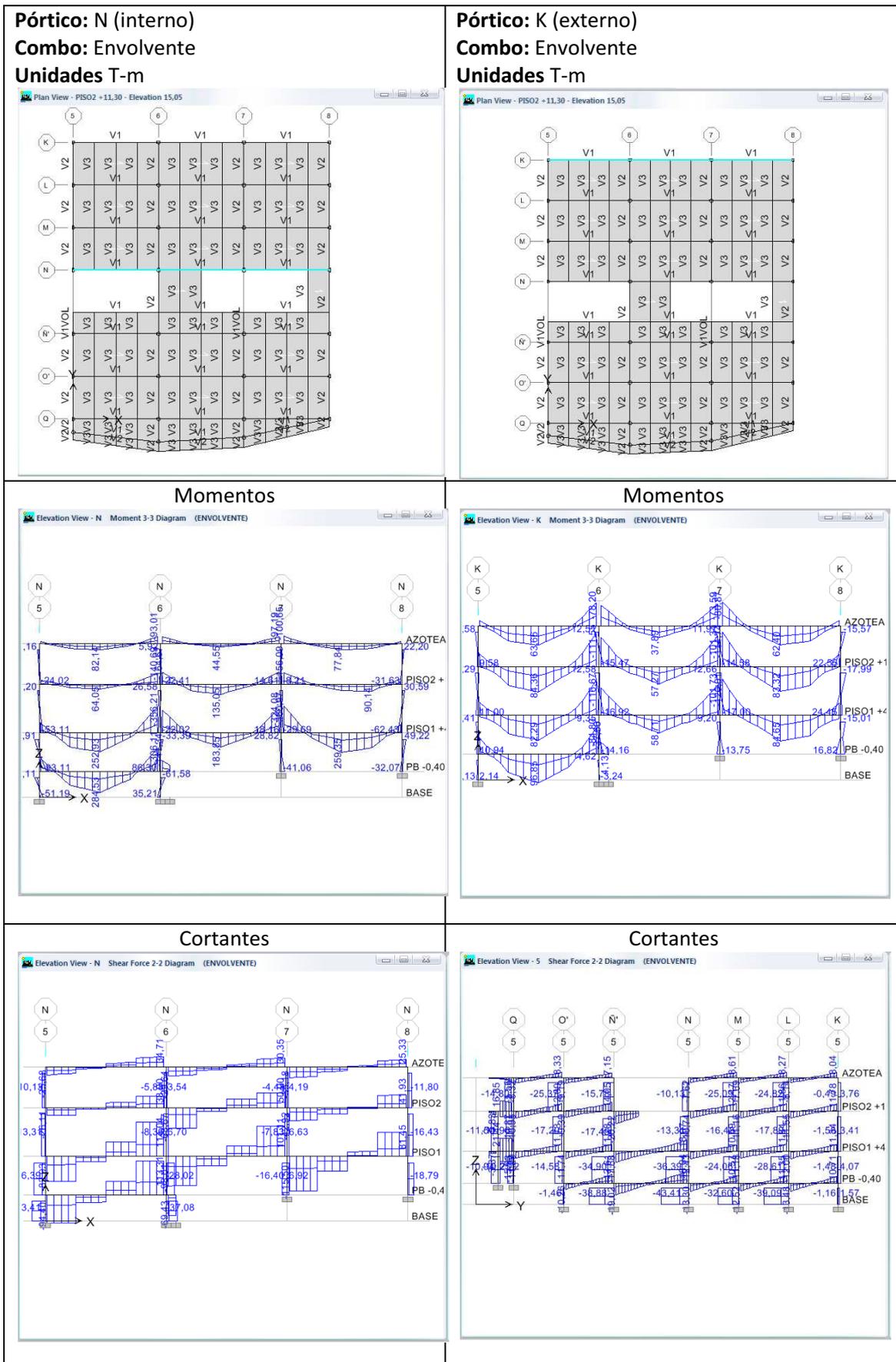
**Fig. 5.15** Desplazamientos en el pórtico 5, producido por la carga EY:



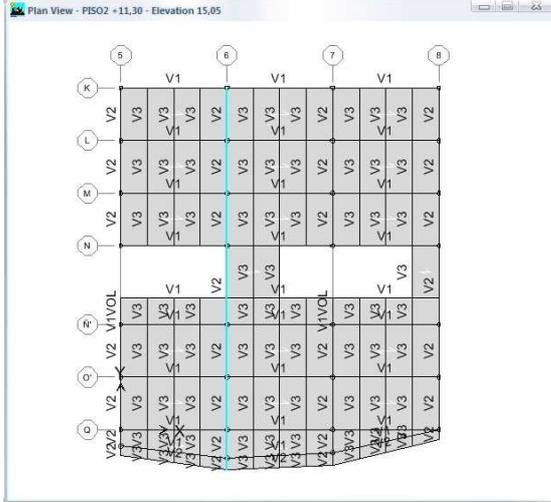
Derivas calculadas con el CEC-2011:

Piso	Nivel	$\delta x$ (m)	$\delta y$ (m)	$\Delta x$	$\Delta y$	$\Delta_{EY-calc}$ (NEC-2011)	$\Delta_{max=0,02}$ (NEC-2011)
Azotea	16,7	0,008021	0,022428	0,000272	0,000896	0,00403	OK
P2	11,3	0,006553	0,017592	0,000589	0,001715	0,00772	OK
P1	4,7	0,002665	0,006271	0,000328	0,001148	0,00517	OK
PB	-0,4	0,000991	0,000415	0,000287	0,000120	0,00054	OK

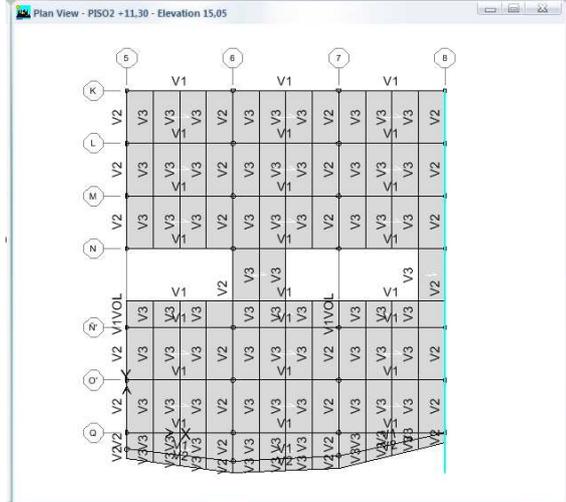
5.8.5 Momentos y cortantes críticos de diseño:



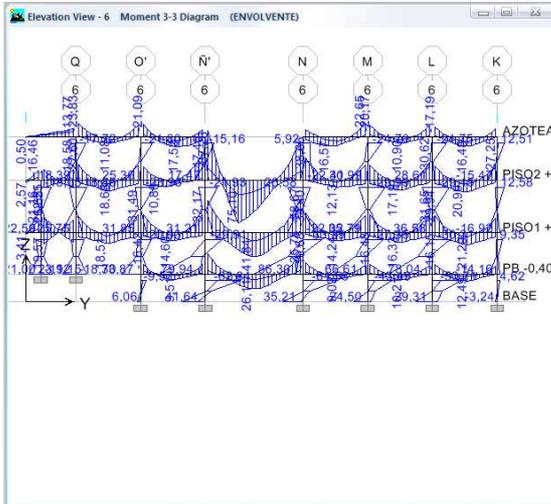
**Pórtico: 6 (interno)**  
**Combo: Envoltente**  
**Unidades T-m**



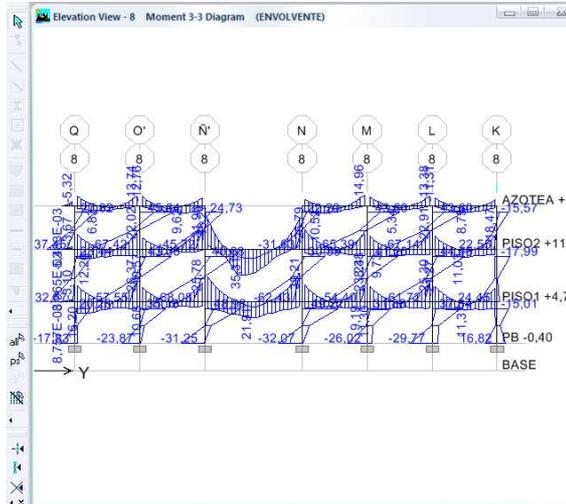
**Pórtico: 8 (externo)**  
**Combo: Envoltente**  
**Unidades T-m**



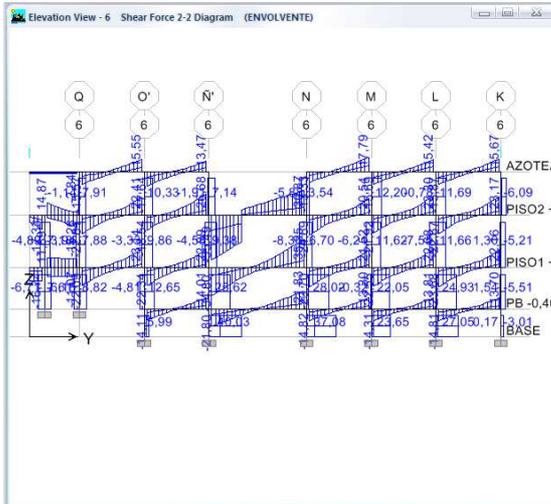
**Momentos**



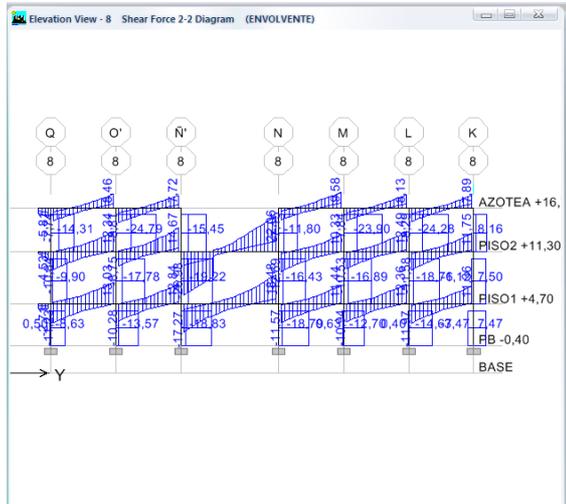
**Momentos**



**Cortantes**



**Cortantes**



## CAPITULO 6

### DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES COMPUESTOS

#### 6.1 Método de distribución de las tensiones plásticas

Para el método de las tensiones plásticas, la resistencia nominal debe ser calculada suponiendo que los componentes de acero han alcanzado la fluencia ( $F_y$ ), y que los componentes de concreto han alcanzado el  $0.85f'_c$ . En el caso de secciones tubulares rellenas de concreto, para tomar los efectos de confinamiento en los componentes de concreto sometidos a compresión uniforme, se permite usar  $e 0.95f'_c$ .

#### 6.2 Método de compatibilidad de las deformaciones

Debe suponerse una distribución lineal de las deformaciones en la sección, con una deformación unitaria máxima del concreto en compresión de  $0.003\text{mm/mm}$ .

#### 6.3 Limitaciones del material

Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto debe tener una resistencia ( $f'_c$ ) entre  $215$  y  $715 \text{ kg/cm}^2$  en concreto normal.

La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural, no debe exceder de  $5355 \text{ kg/cm}^2$ .

#### 6.4 Requisitos para elementos sujetos a flexión

El diseño de miembros y conexiones es consistente con el comportamiento que se espera que tenga el sistema estructural y las hipótesis hechas en el análisis. A menos que exista una restricción impuesta por la normativa de edificación que corresponda.

Cabe aclarar que algunas de estas estipulaciones ya fueron redactadas en los capítulos anteriores, a continuación se presentan como un resumen de los requisitos necesarios para la construcción de elementos compuestos.

##### 6.4.1 Ancho efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no pueden exceder:

- un octavo de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos;
- un medio de la distancia al eje de la viga adyacente; o
- la distancia al borde de la losa.

##### 6.4.2 Resistencia al corte en vigas

La resistencia al corte disponible de vigas compuestas con conectores de corte se determinará basada solamente en las propiedades de la sección de acero según se indica en el capítulo G del AISC, aquí se muestran un extracto.

La resistencia de corte nominal que aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple y canales solicitados a corte en el plano del alma es:

$$V_n = 0.6F_yA_wC_v$$

Donde:

$A_w$ , es la altura total multiplicado por el espesor del alma ( $\text{cm}^2$ )

$C_v$ , coeficiente de corte del alma, depende de la relación ancho-espesor

**Tabla. 6.1** Coeficiente de corte del alma  $C_v$

Para almas de miembros laminados se sección H	
Relación ancho-espesor	$C_v$
$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$C_v = 1.0$ $\phi_V = 1.0$ (LRFD) $\Omega_V = 1.50$ (ASD)
Para todos los otros perfiles de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares	
$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_V E}{F_y}}$ (No hay pandeo del alma)	$C_v = 1.0$
$1.10 \sqrt{\frac{k_V E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_V E}{F_y}}$ (Puede ocurrir pandeo inelástico del alma)	$C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_V E}{F_y}}}{h/t_w}$
$\frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_V E}{F_y}}$ (Existe pandeo del alma)	$C_v = \frac{1.51 E k_V}{(h/t_w)^2 F_y}$

El coeficiente de pandeo del alma ( $k_v$ ), se determina como se indica a continuación:

**Tabla. 6.2** Coeficiente de pandeo del alma  $k_v$

Quando no se requieren atiesadores $\frac{h}{t_w} \leq 2.60$	$k_v = 5$ (excepto en perfiles T donde $k_v=1.2$ )
Quando se requieren atiesadores $\frac{h}{t_w} > 2.60$	$k_v = 5 + \frac{5}{(h/t_w)^2}$ $k_v = 5$ , cuando $(a/h)=3.0$
<p>Donde:</p> <p>a, es la distancia libre entre atiesadores transversales (cm)</p> <p>h:- para secciones laminadas: es la distancia libre entre alas menos el filete radio de esquina</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- para secciones soldadas, es la distancia libre entre las alas</li> <li>- para secciones apernadas, la distancia entre líneas de sujetadores</li> <li>- para secciones T, es la altura total (cm)</li> </ul>	

### 6.4.3 Atiesadores transversales

Se requieren atiesadores de corte cuando:

$$2.60 < \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

O cuando la resistencia requerida de corte sea menor o igual a la resistencia disponible de corte, para  $k_v=5$ .

- Se permiten que los atiesadores transversales no estén en contacto con el ala en tracción, puesto que no es necesario el desarrollo de aplastamiento para transmitir las cargas concentradas o reacciones.
- La soldadura que une los atiesadores del alma debe ser terminada a una distancia no menor que cuatro veces ni mayor que seis veces el espesor del alma medida desde el borde del ala.
- Los pernos que conectan los atiesadores del alma de una viga deben ser espaciados no más de 305 mm entre centros.
- Cuando se usan filetes intermitentes de soldadura, la distancia libre entre soldaduras no debe ser mayor que 16 veces el espesor del alma ni menor que 250mm

#### 6.4.4 Resistencia durante la construcción

Cuando no se disponga apuntalamiento temporal durante la construcción, la sección de acero sola debe tener la resistencia suficiente para soportar todas las cargas aplicadas antes que el concreto obtenga el 75% del  $f'c$ .

#### 6.4.5 Resistencia para flexión positiva

La resistencia de diseño para flexión positiva ( $\phi_b M_n$ ), debe ser determinada por el estado límite de fluencia como sigue:

Alma compactas:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\phi_b = 0.85$$

$M_n$ , es determinada de la distribución plástica de esfuerzos (momento plástico).

Almas no compactas:

$$\frac{d}{t_w} > 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\phi_b = 0.90$$

$M_n$ , es determinado de la superposición de tensiones elásticas (momento de primer fluencia).

#### 6.4.6 Resistencia para flexión negativa

La resistencia de diseño para flexión negativa, debe ser determinada solo para la sección de acero, puesto que la losa que trabaja a tensión posee resistencia en esas condiciones prácticamente nula; la acción compuesta proviene de la adherencia de las barras de refuerzo en el concreto, las cuales proporcionan un incremento de la resistencia en la viga.

Alternativamente, la resistencia disponible de flexión negativa debe ser determinada a partir de una distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta, para el estado límite de fluencia (momento plástico).

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

Con supuestos que:

- La viga de acero **es compacta** y está debidamente arriostrada.
- La losa está vinculada a la viga de acero en la región de momento negativo mediante conectores de corte.
- El refuerzo de losa paralelo a la viga de acero se desarrolla apropiadamente dentro del ancho efectivo; o en espacio considerado para el diseño.

Adicionalmente hay que tener en cuenta los siguientes requisitos:

- La losa de concreto debe ser conectada a la viga de acero con conectores de corte 19mm de diámetro o menor.
- El espesor de la losa no debe ser menor que 50mm.
- Para nervios ubicados perpendicularmente a la viga de acero, al calcular  $A_c$  se desprejia el concreto de la capa de compresión de la losa (50mm).

#### 6.4.7 Conectores de corte

- Transferencia de carga para momento positivo

El corte horizontal total en la interface entre la viga de acero y la losa de concreto debe suponerse que es transferida por los conectores de corte. Para acción colaborante con concreto solicitado en compresión por flexión, el corte horizontal ( $V_h$ ), entre el máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado de acuerdo a:

Para el estado limite de fluencia en tracción de la sección de acero:

$$V_h = F_y \cdot A_s$$

Para el estado limite de aplastamiento del concreto:

$$V_h = 0.85 f'_c A_c$$

Para el estado limite de resistencia del conector de corte:

$$V_h = \sum Q_n$$

Esta fuerza está dada por la menor de las tres cantidades.

Donde:

$A_c$ , es el área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo del patín ( $\text{cm}^2$ )

$A_s$ , el área de la sección de acero ( $\text{cm}^2$ )

$Q_n$ , resistencia nominales de los conectores (T)

- Carga transferida para momento negativo

Para vigas compuestas continuas donde el refuerzo de acero longitudinal en la región de momentos negativos se considera que actúa en colaboración con la viga de acero, el corte horizontal total entre el punto de máximo momento negativo y el punto de momento cero debe ser determinado por:

Para el estado límite limite de fluencia en fracción del refuerzo de losa:

$$V_h' = F_{yr} \cdot A_r$$

Donde:

$A_r$ , es el área de refuerzo de acero longitudinal dentro del patín de concreto ( $\text{cm}^2$ )

$F_{yr}$ , esfuerzo de fluencia del acero en tracción ( $\text{kg/cm}^2$ )

La resistencia nominal de un conector de corte tipo arco (similar a doble perno de cabeza plana), embebido en el concreto solido en una losa compuesta debe ser determinada como:

$$Q_n = 0.5 A_{SC} \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{SC} \cdot F_u \times 2$$

Donde:

$A_{sc}$ , es el área transversal de un conector ( $\text{cm}^2$ )

$E_c$ , módulo de elasticidad del concreto ( $\text{kg/cm}^2$ )

$f'_c$ , resistencia por compresión del concreto ( $\text{kg/cm}^2$ )

$F_u$ , resistencia mínima por tensión del conector ( $\text{kg/cm}^2$ )

- Número de cortantes requerido

El número de conectores de corte requerido entre la sección de momento de flexión máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento cero debe ser igual a la fuerza de corte horizontal ( $V_h$ ) dividido por la resistencia nominal de un conector.

$$N = \frac{V_h}{Q_n}, \text{ para el tramo de momento positivo}$$

$$N = \frac{V_h'}{Q_n}, \text{ para el tramo de momento negativo}$$

- El diámetro máximo de los conectores no debe ser mayor de 2.5 veces el espesor del patín del perfil de acero, a no ser que se localicen sobre el alma.
- La longitud mínima del conector es de 4 veces su diámetro.
- La separación longitudinal mínima entre centros de conectores es de 6 veces el diámetro del conector en placas solidas y 4 diámetros en láminas.
- La separación longitudinal máxima entre centros de conectores es de 8 veces el espesor de la losa.
- La separación transversal mínima entre centros de conectores es de 4 veces el diámetro del conector.
- El espaciamiento mínimo para las dos direcciones es de 4 veces el diámetro del conector.
- El recubrimiento lateral mínimo es 1 pulg $\approx$ 2.54cm (no hay recubrimiento vertical mínimo).

Determinación del ancho equivalente del patín de concreto



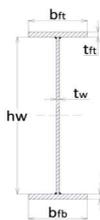
DATOS:	be-AISC (cm)	bw (cm)	t (cm)	e (cm)
Losa-V1	400	28	20	5
V2	200	24	20	5
V3	200	17	20	5

Losa V1	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	A·y (cm <sup>3</sup> )	$\bar{I}_x$ (cm <sup>4</sup> )	d <sub>CG</sub> (cm)	$\bar{I}_x + A \cdot d_{CG}^2$
Capa	2000	2,5	5000	4166,7	1,7	10190,8
Patín	420	12,5	5250	7875,0	8,3	36561,6
$\Sigma$ =	2420		10250			lx= 46752,41
			CG= 4,2			b= 70,13

Losa V2	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	A·y (cm <sup>3</sup> )	$\bar{I}_x$ (cm <sup>4</sup> )	d <sub>CG</sub> (cm)	$\bar{I}_x + A \cdot d_{CG}^2$
Capa	1000	2,5	2500	2083,3	2,6	9090,3
Patín	360	12,5	4500	6750,0	7,4	26213,7
$\Sigma$ =	1360		7000			lx= 35303,92
			CG= 5,1			b= 52,96

Losa V3	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	A·y (cm <sup>3</sup> )	$\bar{I}_x$ (cm <sup>4</sup> )	d <sub>CG</sub> (cm)	$\bar{I}_x + A \cdot d_{CG}^2$
Capa	1000	2,5	2500	2083,3	2,0	6211,8
Patín	255	12,5	3187,5	4781,3	8,0	20971,5
$\Sigma$ =	1255		5687,5			lx= 27183,31
			CG= 4,5			b= 40,77

Clasificación de los perfiles (Relación ancho-espesor)

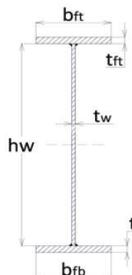


PROPIEDADES:	
Acero ASTM:	A-36
Es=	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
Fy=	2500 kg/cm <sup>2</sup>

	Ala	Alma
Límite de compacidad $\lambda_p$	11,013	108,975
Límite de no compactas $\lambda_r$	24,003	165,202
Compacidad sísmica $\lambda_{ps}$	8,695	71,008

VIGA	hw (mm)	tw (mm)	bf (mm)	tf (mm)	$\lambda_f$	$\lambda_w$	Ala compacta	Alma compacta	Ala sism.comp.	Alma sism.comp.
V1	835	12	280	25	5,60	69,58	Si	Si	Si	Si
V2	570	8	240	15	8,00	71,25	Si	Si	Si	No
V3	50	5	170	8	10,63	10,00	Si	Si	No	Si

Resistencia nominal a corte

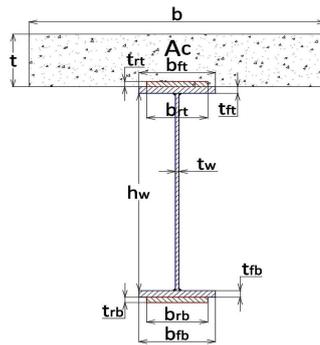


PROPIEDADES:	
Acero ASTM:	A-36
Es=	2100000 kg/cm <sup>2</sup>
Fy=	2500 kg/cm <sup>2</sup>

VIGA	hw (mm)	tw (mm)	bf (mm)	tf (mm)	$\lambda_w$	Aw cm <sup>2</sup>	Vn Ton
V1	835	12	280	25	69,58	100,2	150,3
V2	570	8	240	15	71,25	45,6	68,4
V3	50	5	170	8	10,00	2,5	3,75

Resistencia nominal y de diseño de la viga V1

GEOMETRIA		
Concreto	Ancho (bc)	70 cm
	espesor (e)	20 cm
Refuerzo Superior	Ancho (brt)	0 cm
	Espesor (ert)	0 cm
Ala Superior	Ancho (bit)	28 cm
	Espesor (eft)	2,5 cm
Alma	Alto (hw)	79 cm
	Espesor (ew)	1,2 cm
Ala Inferior	Ancho (bfb)	28 cm
	Espesor (efb)	2,5 cm
Refuerzo Inferior	Ancho (brb)	0 cm
	Espesor (erb)	0 cm



PROPIEDADES		
$f_c =$	280	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	2500	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yv} =$	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
$E_s =$	2100000	Kg/cm <sup>2</sup>
$E_c =$	2510000	Kg/cm <sup>2</sup>
$A_r =$	7,6	cm <sup>2</sup>
$n =$	8,366533865	

VIGA SIMPLE  $M_p$  (Antes que el concreto ha endurecido)

	b cm	h cm	Y cm	As cm <sup>2</sup>	Y' cm	As.Y cm <sup>3</sup>	CG cm	$\bar{I}_x$ cm <sup>4</sup>	Ycg cm	A.Ycg <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	$\bar{I}_x + A.Ycg^2$ cm <sup>4</sup>
Ref Sup	0	0	0	0,00	0	0,00		0	42,00	0,00	0,00
Ala Sup	28	2,5	0	70	1,25	87,50		36,45833	40,75	116239,38	116275,83
Alma	1,2	79	2,5	94,8	42	3981,60	42,00	49303,9	0,00	0,00	49303,90
Ala Inf	28	2,5	81,5	70	82,75	5792,50		36,45833	40,75	116239,38	116275,83
Ref Inf	0	0	84	0	84	0,00		0	42,00	0,00	0,00
YT =			84	234,80		9861,60					281855,57

$M_n = 168 \text{ Ton-m}$

VIGA COMPUESTA FLUENCIA (Sección de concreto transformada)

	b cm	h cm	Y cm	As cm <sup>2</sup>	Y' cm	As.Y cm <sup>3</sup>	CG cm	$\bar{I}_x$ cm <sup>4</sup>	Ycg cm	A.Ycg <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	$\bar{I}_x + A.Ycg^2$ cm <sup>4</sup>
Concreto	70	20	0	167,33	10	1673,33		0	30,36	154257,11	154257,11
Ref Sup	0	0	20	0	20	0,00		0	20,36	0,00	0,00
Ala Sup	28	2,5	20	70	21,25	1487,50	40,36	36,45833	19,11	25568,98	25605,44
Alma	1,2	79	22,5	94,8	62	5877,60		49303,9	21,64	44385,37	93689,27
Ala Inf	28	2,5	101,5	70	102,75	7192,50		36,45833	62,39	272457,78	272494,23
Ref Inf	0	0	104	0	104	0,00		0	63,64	0,00	0,00
YT =			104	402,13		16230,93					546046,05

$M_n = 215 \text{ Ton-m}$

VIGA COMPUESTA PLASTICA (Resistencia a flexión positiva  $M_n^{(+)}$ )

Eje Neutro 30,2 cm Fluye en Alma

Sección	Ancho cm	Alto cm	$\sigma_s$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ Kg/cm <sup>2</sup>	C Kg	T Kg	yc cm	dc cm	yt cm	dt cm	M Kg-m
Concreto	70	20			-333200		10,00	20,20			67306
Ref Sup	0	0	-2128	-2128	0	0	20,00	10,20	0,0	0,0	0
Sup Ala	28	2,5	-2128	-1606	-130694	0	21,19	9,01	0,0	0,0	11773
Alma	1,2	79	-1606	2500	-7421	118500	25,07	5,13	77,7	47,5	56708
Inf Ala	28	2,5	2500	2500	0	175000	0,00	0,00	102,8	72,6	126963
Ref Inf	0	0	2500	2500	0	0	0,00	0,00	104,0	73,8	0
Alma						177948			60,6	30,4	54082
$\Sigma (\text{Ton}) =$					-471	471					

$M_n = 317 \text{ Ton-m}$

$\emptyset M_n = 285 \text{ Ton-m}$

VIGA COMPUESTA PLASTICA (Resistencia a flexión negativa  $M_n^{(-)}$ )

Eje Neutro 50,4 cm

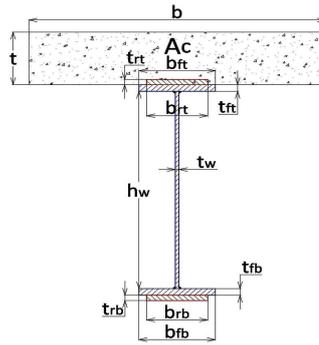
Sección	Ancho cm	Alto cm	As cm <sup>2</sup>	Y cm	$\sigma_s$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ Kg/cm <sup>2</sup>	C Kg	T Kg	M Kg-m
Varillas	70	20	7,6	0	0,00137615	0,001103102	2889,9083	2316,514	1106950,459
Ref Sup	0	0	0	10	0,0011031	0,001103102	2316,5138	2316,514	0
Sup Ala	28	2,5	70	10	0,0011031	0,001034841	2316,5138	2173,165	6151982,511
Alma	1,2	79	94,8	12,5	0,00103484	-0,001122215	2173,1651	-2356,651	2840974,08
Inf Ala	28	2,5	70	91,5	-0,0011222	-0,001190476	-2356,651	-2500	7198771,50
Ref Inf	0	0	0	94	-0,0011905	0,001190476	-2500	2500	0
$\Sigma (\text{Ton}) =$							228,52	-228,10	

$M_n = 173 \text{ Ton-m}$

$\emptyset M_n = 156 \text{ Ton-m}$

Resistencia nominal y de diseño de la viga V2

GEOMETRIA		
Concreto	Ancho (bc)	50 cm
	Espesor (e)	20 cm
Refuerzo Superior	Ancho (brt)	0 cm
	Espesor (ert)	0 cm
Ala Superior	Ancho (bft)	24 cm
	Espesor (eft)	1,5 cm
Alma	Alto (hw)	57 cm
	Espesor (ew)	0,8 cm
Ala Inferior	Ancho (bfb)	24 cm
	Espesor (efb)	1,5 cm
Refuerzo Inferior	Ancho (brb)	0 cm
	Espesor (erb)	0 cm



PROPIEDADES	
$f_c =$	280 Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	2500 Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yv} =$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
$E_s =$	2100000 Kg/cm <sup>2</sup>
$E_c =$	251000 Kg/cm <sup>2</sup>
$A_r =$	7,6 cm <sup>2</sup>
$n =$	8

VIGA SIMPLE (Antes que el concreto ha endurecido)

	b cm	h cm	Y cm	As cm <sup>2</sup>	Y' cm	As.Y cm <sup>3</sup>	CG cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	Ycg cm	A.Ycg <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> +A.Ycg <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>
Ref Sup	0	0	0	0,00	0	0,00		0	30,00	0,00	0,00
Ala Sup	24	1,5	0	36	0,75	27,00		6,75	29,25	30800,25	30807,00
Alma	0,8	57	1,5	45,6	30	1368,00	30,00	12346,2	0,00	0,00	12346,20
Ala Inf	24	1,5	58,5	36	59,25	2133,00		6,75	29,25	30800,25	30807,00
Ref Inf	0	0	60	0	60	0,00		0	30,00	0,00	0,00
YT =				60	117,60	3528,00					73960,20

Mn = 62 Ton-m

VIGA COMPUESTA FLUENCIA (Sección de concreto transformada)

	b cm	h cm	Y cm	As cm <sup>2</sup>	Y' cm	As.Y cm <sup>3</sup>	CG cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	Ycg cm	A.Ycg <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> +A.Ycg <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>
Concreto	50	20	0	119,52	10	1195,24		0	19,84	47036,90	47036,90
Ref Sup	0	0	20	0	20	0,00		0	9,84	0,00	0,00
Ala Sup	24	1,5	20	36	20,75	747,00		6,75	9,09	2973,13	2979,88
Alma	0,8	57	21,5	45,6	50	2280,00	29,84	12346,2	20,16	18537,17	30883,37
Ala Inf	24	1,5	78,5	36	79,25	2853,00		6,75	49,41	87896,58	87903,33
Ref Inf	0	0	80	0	80	0,00		0	50,16	0,00	0,00
YT =				80	237,12	7075,24					168803,48

Mn = 84 Ton-m

VIGA COMPUESTA PLASTICA (Resistencia a flexión positiva Mn<sup>(+)</sup>)

Eje Neutro 21,4 cm Fluye en Alma

Sección	Ancho cm	Alto cm	σs Kg/cm <sup>2</sup>	σi Kg/cm <sup>2</sup>	C Kg	T Kg	yc cm	dc cm	yt cm	dt cm	M Kg-m
Concreto	50	20			-238000		10,00	11,40			27132
Ref Sup	0	0	-412	-412	0	0	20,00	1,40	0,0	0,0	0
Sup Ala	24	1,5	-412	29	-6924	530	20,47	0,93	21,5	0,1	65
Alma	0,8	57	29	2500	0	57671	0,00	0,00	27,1	5,7	3265
Inf Ala	24	1,5	2500	2500	0	90000	0,00	0,00	79,3	57,9	52065
Ref Inf	0	0	2500	2500	0	0	0,00	0,00	80,0	58,6	0
Alma						97216			43,4	22,0	21432
Σ (Ton) =					245	245					

Mn = 104 Ton-m

φMn = 94 Ton-m

VIGA COMPUESTA PLASTICA (Resistencia a flexión negativa Mn<sup>(-)</sup>)

Eje Neutro 37,6 cm

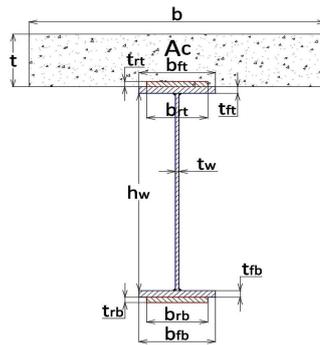
Sección	Ancho cm	Alto cm	As cm <sup>2</sup>	Y cm	es	ei	σs Kg/cm <sup>2</sup>	σi Kg/cm <sup>2</sup>	C Kg	T Kg	M Kg-m
Varillas	50	20	7,6	0	0,00138154	0,001014109	2901,2346	2129,63	22049,38	0	829056,7901
Ref Sup	0	0	0	10	0,00101411	0,001014109	2129,6296	2129,63	0	0	0
Sup Ala	24	1,5	36	10	0,00101411	0,000958995	2129,6296	2013,889	74583,33	0	2002562,5
Alma	0,8	57	45,6	11,5	0,00095899	-0,001135362	2013,8889	-2384,259	21025,00	-29469,44	972905,56
Inf Ala	24	1,5	36	68,5	-0,0011354	-0,001190476	-2384,259	-2500	0	-87916,67	2782562,50
Ref Inf	0	0	0	70	-0,0011905	0,001190476	-2500	2500	0	0	0
Σ (Ton) =									117,66	-117,39	

Mn = 66 Ton-m

φMn = 59 Ton-m

Resistencia nominal y de diseño de la viga V3

GEOMETRIA		
Concreto	Ancho (bc)	40 cm
	espesor (e)	20 cm
Refuerzo Superior	Ancho (brt)	0 cm
	espesor (ert)	0 cm
Ala Superior	Ancho (bit)	17 cm
	espesor (eft)	1,0 cm
Alma	Alto (hw)	50 cm
	espesor (ew)	0,8 cm
Ala Inferior	Ancho (bfb)	17 cm
	espesor (efb)	1,0 cm
Refuerzo Inferior	Ancho (brb)	0 cm
	espesor (erb)	0 cm



PROPIEDADES		
$f_c =$	280	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	2500	Kg/cm <sup>2</sup>
$f_{yv} =$	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
$E_s =$	2100000	Kg/cm <sup>2</sup>
$E_c =$	251000	Kg/cm <sup>2</sup>
$A_r =$	7,6	cm <sup>2</sup>
$n =$	8	

VIGA SIMPLE (Antes que el concreto ha endurecido)

	b cm	h cm	Y cm	As cm <sup>2</sup>	Y' cm	As.Y cm <sup>3</sup>	CG cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	Ycg cm	A.Ycg <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> +A.Ycg <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>
Ref Sup	0	0	0	0,00	0	0,00		0	26,00	0,00	0,00
Ala Sup	17	1	0	17	0,5	8,50		1,416667	25,50	11054,25	11055,67
Alma	0,8	50	1	40	26	1040,00	26,00	8333,3	0,00	0,00	8333,33
Ala Inf	17	1	51	17	51,5	875,50		1,416667	25,50	11054,25	11055,67
Ref Inf	0	0	52	0	52	0,00		0	26,00	0,00	0,00
YT =			52	74,00		1924,00					30444,67

Mn = 29 Ton-m

VIGA COMPUESTA FLUENCIA (Sección de concreto transformada)

	b cm	h cm	Y cm	As cm <sup>2</sup>	Y' cm	As.Y cm <sup>3</sup>	CG cm	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	Ycg cm	A.Ycg <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> +A.Ycg <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>
Concreto	40	20	0	95,62	10	956,19		0	15,71	23586,51	23586,51
Ref Sup	0	0	20	0	20	0,00		0	5,71	0,00	0,00
Ala Sup	17	1	20	17	20,5	348,50		1,416667	5,21	460,70	462,12
Alma	0,8	50	21	40	46	1840,00	25,71	8333,3	20,29	16474,21	24807,54
Ala Inf	17	1	71	17	71,5	1215,50		1,416667	45,79	35650,87	35652,29
Ref Inf	0	0	72	0	72	0,00		0	46,29	0,00	0,00
YT =			72	169,62		4360,19					84508,46

Mn = 46 Ton-m

VIGA COMPUESTA PLASTICA (Resistencia a flexión positiva Mn<sup>(+)</sup>)

Eje Neutro 19,9 cm Fluye en Alma

Sección	Ancho cm	Alto cm	$\sigma_s$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ Kg/cm <sup>2</sup>	C Kg	T Kg	yc cm	dc cm	yt cm	dt cm	M Kg-m
Concreto	40	20			-189448		9,95	9,95			18850
Ref Sup	0	0	32	32	0	0	0,00	0,00	20,0	0,1	0
Sup Ala	17	1	32	348	0	3229	0,00	0,00	20,6	0,7	24
Alma	0,8	50	348	2500	0	56965	0,00	0,00	25,3	5,4	3050
Inf Ala	17	1	2500	2500	0	42500	0,00	0,00	71,5	51,6	21930
Ref Inf	0	0	2500	2500	0	0	0,00	0,00	72,0	52,1	0
Alma						86406			38,9	19,0	16416
$\Sigma$ (Ton) =					-189	189					

Mn = 60 Ton-m

$\emptyset$ Mn = 54 Ton-m

VIGA COMPUESTA PLASTICA (Resistencia a flexión negativa Mn<sup>(-)</sup>)

Eje Neutro 32,75 cm

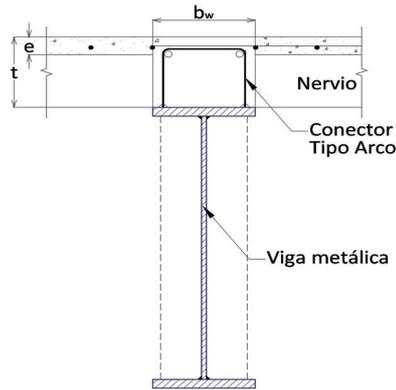
Sección	Ancho cm	Alto cm	As cm <sup>2</sup>	Y cm	$\sigma_s$ Kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ Kg/cm <sup>2</sup>	C Kg	T Kg	M Kg-m
Varillas	40	20	7,6	0	0,00133293	0,000925926	2799,1453	1944,444	696707,265
Ref Sup	0	0	0	10	0,00092593	0,000925926	1944,4444	1944,444	0
Sup Ala	17	1	17	10	0,00092593	0,000885226	1944,4444	1858,974	719321,5812
Alma	0,8	50	40	11	0,00088523	-0,001149776	1858,9744	-2414,53	748361,82
Inf Ala	17	1	17	61	-0,0011498	-0,001190476	-2414,53	-2500	1200988,25
Ref Inf	0	0	0	62	-0,0011905	0,001190476	-2500	2500	0
$\Sigma$ (Ton) =								69,78	-69,06

Mn = 34 Ton-m

$\emptyset$ Mn = 30 Ton-m

### Conectores de la viga V1

GEOMETRIA		
Viga	Luz (L)=	16 m
Concreto	Ancho (bc)	70 cm
	Espesor (e)	20 cm
Refuerzo Superior	Ancho (brt)	0 cm
	Espesor (ert)	0 cm
Ala Superior	Ancho (bft)	28 cm
	Espesor (eft)	2,5 cm
Alma	Alto (hwt)	79 cm
	Espesor (ew)	1,2 cm
Ala Inferior	Ancho (bfb)	28 cm
	Espesor (efb)	2,5 cm
Refuerzo Inferior	Ancho (brb)	0 cm
	Espesor (erb)	0 cm



PROPIEDADES	
Viga:	
f'c =	280 Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	2500 Kg/cm <sup>2</sup>
fyv =	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
Es =	2100000 Kg/cm <sup>2</sup>
Ec =	200000 Kg/cm <sup>2</sup>
Ar =	7,6 cm <sup>2</sup>
n =	10,5
Conector:	
Øsc =	12 mm
Asc =	1,13 Kg/cm <sup>2</sup>
Fu =	4200 Kg/cm <sup>2</sup>

Resistencia nominal de un conector de corte tipo arco

AsFu =	4,75 Ton
Qn =	9,48 Ton

Tomamos el menos de los dos valores:

Qn =	4,75 Ton
------	----------

Transferencia de carga para momento POSITIVO (Vh)

	b cm	h cm	As cm <sup>2</sup>	Ac cm <sup>2</sup>
Concreto	70	20	0	1400
Ref Sup	0	0	0	0
Ala Sup	28	2,5	70	0
Alma	1,2	79	94,8	0
Ala Inf	28	2,5	70	0
Ref Inf	0	0	0	0
			234,8	1400

1. AsFy =	587 Ton	Vh (Ton)
2. 0.85f'cAc =	333200 Ton	587

N para el tramo central Mn(+)

N =	124	Conectores
S =	7,2	cm (separacion aproximada)
	S <sub>máx</sub> =	160 cm
	S <sub>mín</sub> =	7,2 cm

Vh' =	32,06 Ton
-------	-----------

N para los extremos Mn(-)

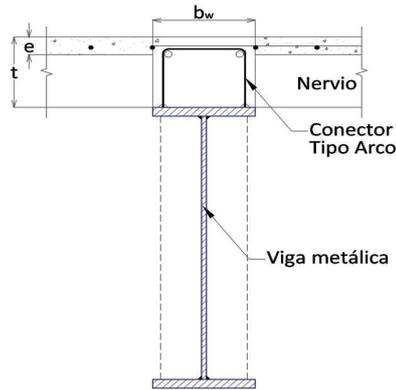
N =	7	Conectores
S =	59	cm (separacion aproximada)

Transferencia de carga para momento NEGATIVO (Vh')

	N	Ø mm	Ar cm <sup>2</sup>
Varillas	3	18	7,6

### Conectores de la viga V2

GEOMETRIA		
Viga	Luz (L)=	8 m
Concreto	Ancho (bc)	50 cm
	Espesor (e)	20 cm
Refuerzo Superior	Ancho (brt)	0 cm
	Espesor (ert)	0 cm
Ala Superior	Ancho (bft)	24 cm
	Espesor (eft)	1,5 cm
Alma	Alto (hw)	57 cm
	Espesor (ew)	0,8 cm
Ala Inferior	Ancho (bfb)	24 cm
	Espesor (efb)	1,5 cm
Refuerzo Inferior	Ancho (brb)	0 cm
	Espesor (erb)	0 cm



PROPIEDADES	
Viga:	
f'c =	280 Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	2500 Kg/cm <sup>2</sup>
fyv =	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
Es =	2100000 Kg/cm <sup>2</sup>
Ec =	200000 Kg/cm <sup>2</sup>
Ar =	7,6 cm <sup>2</sup>
n =	10,5
Conector:	
Øsc =	12 mm
Asc =	1,13 Kg/cm <sup>2</sup>
Fu =	4200 Kg/cm <sup>2</sup>

Resistencia nominal de un conector de corte tipo arco

AsFu =	4,75 Ton
Qn =	9,48 Ton

Tomamos el menos de los dos valores:

Qn =	4,75 Ton
------	----------

Transferencia de carga para momento POSITIVO (Vh)

	b cm	h cm	As cm <sup>2</sup>	Ac cm <sup>2</sup>
Concreto	50	20	0	1000
Ref Sup	0	0	0	0
Ala Sup	24	1,5	36	0
Alma	0,8	57	45,6	0
Ala Inf	24	1,5	36	0
Ref Inf	0	0	0	0
			117,6	1000

1. AsFy =	294 Ton	Vh (Ton)
2. 0.85f'cAc =	238000 Ton	294

N para el tramo central Mn(+)

N =	62	Conectores
S =	7,2	cm (separacion aproximada)
	S <sub>máx</sub> =	160 cm
	S <sub>mín</sub> =	7,2 cm

Vh' =	32,06 Ton
-------	-----------

N para los extremos Mn(-)

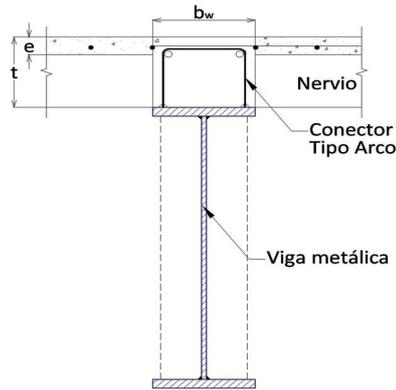
N =	7	Conectores
S =	30	cm (separacion aproximada)

Transferencia de carga para momento NEGATIVO (Vh')

	N	Ø mm	Ar cm <sup>2</sup>
Varillas	3	18	7,6

### Conectores de la viga V3

GEOMETRIA		
Viga	Luz (L)=	4 m
Concreto	Ancho (bc)	40 cm
	Espesor (e)	20 cm
Refuerzo Superior	Ancho (brt)	0 cm
	Espesor (ert)	0 cm
Ala Superior	Ancho (bft)	17 cm
	Espesor (eft)	1,0 cm
Alma	Alto (nw)	50 cm
	Espesor (ew)	0,8 cm
Ala Inferior	Ancho (bfb)	17 cm
	Espesor (efb)	1,0 cm
Refuerzo Inferior	Ancho (brb)	0 cm
	Espesor (erb)	0 cm



PROPIEDADES		
Viga:		
f'c =	280	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	2500	Kg/cm <sup>2</sup>
fyv =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
Es =	2100000	Kg/cm <sup>2</sup>
Ec =	200000	Kg/cm <sup>2</sup>
Ar =	7,6	cm <sup>2</sup>
n =	10,5	
Conector:		
Øsc =	12	mm
Asc =	1,13	Kg/cm <sup>2</sup>
Fu =	4200	Kg/cm <sup>2</sup>

Resistencia nominal de un conector de corte tipo arco

AsFu =	4,75	Ton
Qn =	9,48	Ton

Tomamos el menos de los dos valores:

Qn =	4,75	Ton
------	------	-----

Transferencia de carga para momento POSITIVO (Vh)

	b cm	h cm	As cm <sup>2</sup>	Ac cm <sup>2</sup>
Concreto	40	20	0	800
Ref Sup	0	0	0	0
Ala Sup	17	1,0	17	0
Alma	0,8	50	40	0
Ala Inf	17	1,0	17	0
Ref Inf	0	0	0	0
			74	800

1. AsFy =	185	Ton	Vh (Ton)
2. 0.85f'cAc =	190400	Ton	185

N para el tramo central Mn(+)

N =	39	Conectores
S =	7,2	cm (separacion aproximada)
	S <sub>máx</sub> =	160 cm
	S <sub>mín</sub> =	7,2 cm

Vh' =	32,06	Ton
-------	-------	-----

N para los extremos Mn(-)

N =	7	Conectores
S =	15	cm (separacion aproximada)

Transferencia de carga para momento NEGATIVO (Vh')

	N	Ø mm	Ar cm <sup>2</sup>
Varillas	3	18	7,6

## 6.5 Requisitos para elementos en compresión

### 6.5.1 Columnas compuestas rellenas

Las columnas compuestas rellenas, para calificar como tales, deben cumplir con las siguientes limitaciones:

- El área del perfil tubular de acero debe ser por lo menos de:
  - (AISC) 1% de  $A_g$  ;  $A_g$ = sección transversal
  - (NTC) mayor de 3mm
- La razón b/t máxima para un perfil tubular rectangular relleno de concreto debe ser igual a  $2.26(E/F_y)^{1/2}$
- La razón D/t máxima para un perfil tubular redondo con concreto será igual a  $0.15E/F_y$

### 6.5.2 Resistencia a compresión

La resistencia de compresión de diseño ( $\phi_c P_n$ ) de una columna compuesta rellena cargada axialmente debe ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión:

$$\phi_c P_n = \phi (A_s F_y + A_r F_{yr} + 0.85 A_c f'_c)$$

### 6.5.3 Resistencia de corte en columnas

La resistencia de corte debe ser determinada con base en la resistencia de corte de la sección de acero solamente (capítulo G del AISC), o por la resistencia de corte de la parte del concreto reforzado solamente (capítulo 11 del ACI-318).

Solo acero: (AISC)

$$\phi V_n = 0.90(0.60 F_y \cdot A_w \cdot C_v)$$

$A_w = 2th$ , para secciones rectangulares  
 $C_v=5$

Donde:

$F_y$ , resistencia nominal del acero (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $t$ , espesor de las planchas de acero (cm)  
 $h$ , altura de las planchas de acero (cm)

Solo concreto (ACI-318), sin estribos

$$\phi V_n = 0.75 \left( 0.53 \sqrt{f'_c} A_c \right)$$

$f'_c$ , la resistencia del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $A_c$ , es el área de la sección de concreto resistente (cm<sup>2</sup>)

### 6.5.4 Conectores de corte en columnas

Se necesitan, los conectores de corte que transfieran la carga desde la sección de acero al núcleo de concreto por interacción de adherencia directa.

- Los conectores de corte deben ser distribuidos a lo largo del miembro por lo menos e una distancia de 2.5 veces el ancho del tubo rectangular o 2.5 veces el diámetro de tubo redondo
- El espaciamiento máximo de conectores debe ser 405mm

## 6.6 Combinación de carga axial y flexión – Flexo-compresión

La interacción entre fuerza axial y flexión en miembros compuestos tiene como resistencia en compresión  $\phi_c P_n$ , y resistencia de diseño a flexión  $\phi_b M_n$  con:

$$\phi_c = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

La resistencia nominal de la sección de un miembro compuesto a combinación de compresión axial y flexión debe ser determinada usando el método de distribución de las tensiones plásticas o bien el método de compatibilidad de deformaciones.

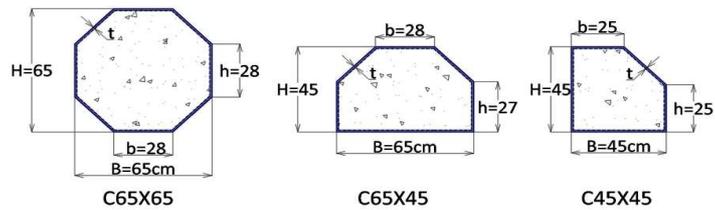
A continuación se muestra los resultados del diseño de las columnas realizadas mediante el programa Etabs en base al código ACI, con  $f_y$  del acero=2500kg/cm<sup>2</sup> y cuya sección de acero fue transformada a perfil metálico respetando las limitaciones del AISC además garantizando la adherencia al concreto por medio de los conectores.

**Fig. 6.1** Planta de ubicación de las columnas



Espesores de acero calculados

GEOMETRIA		
Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Perimetro-P cm
C45X45	1825	168,28
C65X45	2583	198,33
C65X65	3541	216,65



Piso	Col-Linea	Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Long. cm	Localizacion	Combo	As-min cm <sup>2</sup>	As-calc. cm <sup>2</sup>	As cm <sup>2</sup>	%-As	Espesor-t mm
AZOTEA +16,70	C1	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	255,327			
AZOTEA +16,70	C1	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	255,327	9,88	12,87
AZOTEA +16,70	C1	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	162,516			
PISO2 +11,30	C1	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	170,489			
PISO2 +11,30	C1	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	191,643	7,42	9,66
PISO2 +11,30	C1	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	191,643			
PISO1 +4,70	C1	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	138,083			
PISO1 +4,70	C1	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	148,101	5,73	7,47
PISO1 +4,70	C1	C65X45	2583	426	Top	DCON3	25,828	148,101			
PB -0,40	C1	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	37,789			
PB -0,40	C1	C65X45	2583	130,5	Middle	DCON6	25,828	25,828	37,789	1,46	1,91
PB -0,40	C1	C65X45	2583	261	Top	DCON4	25,828	30,947			

AZOTEA +16,70	C2	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	158,134			
AZOTEA +16,70	C2	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	158,134	6,12	7,97
AZOTEA +16,70	C2	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	73,408			
PISO2 +11,30	C2	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	207,472			
PISO2 +11,30	C2	C65X45	2583	265	Middle	DCON6	25,828	25,828	207,472	8,03	10,46
PISO2 +11,30	C2	C65X45	2583	530	Top	DCON3	25,828	117,751			
PISO1 +4,70	C2	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	307,313			
PISO1 +4,70	C2	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	307,313	11,90	15,50
PISO1 +4,70	C2	C65X45	2583	426	Top	DCON2	25,828	198,78			
PB -0,40	C2	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	162,093			
PB -0,40	C2	C65X45	2583	130,5	Middle	DCON6	25,828	25,828	250,374	9,69	12,62
PB -0,40	C2	C65X45	2583	261	Top	DCON2	25,828	250,374			

AZOTEA +16,70	C3	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	88,943			
AZOTEA +16,70	C3	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	88,943	3,44	4,48
AZOTEA +16,70	C3	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	68,395			
PISO2 +11,30	C3	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	179,376			
PISO2 +11,30	C3	C65X45	2583	283	Middle	DCON3	25,828	32,649	179,376	6,94	9,04
PISO2 +11,30	C3	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	80,602			
PISO1 +4,70	C3	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	317,913			
PISO1 +4,70	C3	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	317,913	12,31	16,03
PISO1 +4,70	C3	C65X45	2583	426	Top	DCON2	25,828	205,438			
PB -0,40	C3	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	165,047			
PB -0,40	C3	C65X45	2583	130,5	Middle	DCON6	25,828	25,828	247,621	9,59	12,49
PB -0,40	C3	C65X45	2583	261	Top	DCON2	25,828	247,621			

AZOTEA +16,70	C4	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	257,686			
AZOTEA +16,70	C4	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	257,686	9,98	12,99
AZOTEA +16,70	C4	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	159,211			
PISO2 +11,30	C4	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	284,128			
PISO2 +11,30	C4	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	284,128	11,00	14,33
PISO2 +11,30	C4	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	208,472			
PISO1 +4,70	C4	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	196,22			
PISO1 +4,70	C4	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	196,22	7,60	9,89
PISO1 +4,70	C4	C65X45	2583	426	Top	DCON3	25,828	160,628			
PB -0,40	C4	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	146,854			
PB -0,40	C4	C65X45	2583	130,5	Middle	DCON6	25,828	25,828	169,992	6,58	8,57
PB -0,40	C4	C65X45	2583	261	Top	DCON2	25,828	169,992			

AZOTEA +16,70	C5	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	254,522			
AZOTEA +16,70	C5	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	254,522	9,85	12,83
AZOTEA +16,70	C5	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	159,712			
PISO2 +11,30	C5	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	178,6			
PISO2 +11,30	C5	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	226,788	8,78	11,43
PISO2 +11,30	C5	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	226,788			
PISO1 +4,70	C5	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	254,218			
PISO1 +4,70	C5	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	254,218	9,84	12,82
PISO1 +4,70	C5	C65X45	2583	426	Top	DCON3	25,828	214,526			
PB -0,40	C5	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	172,149			
PB -0,40	C5	C65X45	2583	130,5	Middle	DCON6	25,828	25,828	233,164	9,03	11,76
PB -0,40	C5	C65X45	2583	261	Top	DCON2	25,828	233,164			

AZOTEA +16,70	C6	C45X45	1825	0	Bottom	DCON3	18,805	99,944			
AZOTEA +16,70	C6	C45X45	1825	228	Middle	DCON6	18,805	18,805	99,944	5,48	5,94
AZOTEA +16,70	C6	C45X45	1825	456	Top	DCON3	18,805	66,305			
PISO2 +11,30	C6	C45X45	1825	0	Bottom	DCON3	18,805	133,218			
PISO2 +11,30	C6	C45X45	1825	283	Middle	DCON6	18,805	18,805	133,218	7,30	7,92
PISO2 +11,30	C6	C45X45	1825	566	Top	DCON3	18,805	84,687			
PISO1 +4,70	C6	C45X45	1825	0	Bottom	DCON3	18,805	130,982			
PISO1 +4,70	C6	C45X45	1825	213	Middle	DCON6	18,805	18,805	130,982	7,18	7,78
PISO1 +4,70	C6	C45X45	1825	426	Top	DCON3	18,805	56,552			
PB -0,40	C6	C45X45	1825	0	Bottom	DCON3	18,805	77,923			
PB -0,40	C6	C45X45	1825	130,5	Middle	DCON6	18,805	18,805	77,923	4,27	4,63
PB -0,40	C6	C45X45	1825	261	Top	DCON3	18,805	44,755			

AZOTEA +16,70	C7	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	35,001			
AZOTEA +16,70	C7	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	35,001	0,99	1,62
AZOTEA +16,70	C7	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C7	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	64,678			
PISO2 +11,30	C7	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	64,678	1,83	2,99
PISO2 +11,30	C7	C65X65	3541	566	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO1 +4,70	C7	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	149,263			
PISO1 +4,70	C7	C65X65	3541	213	Middle	DCON2	35,001	102,661	149,263	4,22	6,89
PISO1 +4,70	C7	C65X65	3541	426	Top	DCON2	35,001	100,675			
PB -0,40	C7	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	35,001			
PB -0,40	C7	C65X65	3541	130,5	Middle	DCON6	35,001	35,001	35,001	0,99	1,62
PB -0,40	C7	C65X65	3541	261	Top	DCON6	35,001	35,001			

AZOTEA +16,70	C8	C65X65	3541	0	Bottom	DCON4	35,001	41,323			
AZOTEA +16,70	C8	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	41,323	1,17	1,91
AZOTEA +16,70	C8	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C8	C65X65	3541	0	Bottom	DCON4	35,001	69,384			
PISO2 +11,30	C8	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	69,384	1,96	3,20
PISO2 +11,30	C8	C65X65	3541	566	Top	DCON4	35,001	44,578			
PISO1 +4,70	C8	C65X65	3541	0	Bottom	DCON2	35,001	270,845			
PISO1 +4,70	C8	C65X65	3541	213	Middle	DCON2	35,001	103,246	270,845	7,65	12,50
PISO1 +4,70	C8	C65X65	3541	426	Top	DCON3	35,001	110,228			
PB -0,40	C8	C65X65	3541	0	Bottom	DCON2	35,001	282,158			
PB -0,40	C8	C65X65	3541	130,5	Middle	DCON2	35,001	279,102	336,291	9,50	15,52
PB -0,40	C8	C65X65	3541	261	Top	DCON2	35,001	336,291			

AZOTEA +16,70	C9	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	48,708			
AZOTEA +16,70	C9	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	48,708	1,38	2,25
AZOTEA +16,70	C9	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C9	C65X65	3541	0	Bottom	DCON5	35,001	55,6			
PISO2 +11,30	C9	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	55,6	1,57	2,57
PISO2 +11,30	C9	C65X65	3541	566	Top	DCON5	35,001	41,761			
PISO1 +4,70	C9	C65X65	3541	0	Bottom	DCON2	35,001	262,913			
PISO1 +4,70	C9	C65X65	3541	213	Middle	DCON2	35,001	50,781	262,913	7,42	12,14
PISO1 +4,70	C9	C65X65	3541	426	Top	DCON3	35,001	98,344			
PB -0,40	C9	C65X65	3541	0	Bottom	DCON2	35,001	248,703			
PB -0,40	C9	C65X65	3541	130,5	Middle	DCON2	35,001	247,422	306,228	8,65	14,13
PB -0,40	C9	C65X65	3541	261	Top	DCON2	35,001	306,228			

AZOTEA +16,70	C10	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	43,182			
AZOTEA +16,70	C10	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	43,182	1,22	1,99
AZOTEA +16,70	C10	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C10	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	86,582			
PISO2 +11,30	C10	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	86,582	2,45	4,00
PISO2 +11,30	C10	C65X65	3541	566	Top	DCON3	35,001	48,874			
PISO1 +4,70	C10	C65X65	3541	0	Bottom	DCON2	35,001	215,812			
PISO1 +4,70	C10	C65X65	3541	213	Middle	DCON2	35,001	86,542	215,812	6,09	9,96
PISO1 +4,70	C10	C65X65	3541	426	Top	DCON3	35,001	87,965			
PB -0,40	C10	C65X65	3541	0	Bottom	DCON2	35,001	219,2			
PB -0,40	C10	C65X65	3541	130,5	Middle	DCON2	35,001	217,809	230,923	6,52	10,66
PB -0,40	C10	C65X65	3541	261	Top	DCON2	35,001	230,923			

AZOTEA +16,70	C11	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	35,001			
AZOTEA +16,70	C11	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	35,001	0,99	1,62
AZOTEA +16,70	C11	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C11	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	93,518			
PISO2 +11,30	C11	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	93,518	2,64	4,32
PISO2 +11,30	C11	C65X65	3541	566	Top	DCON3	35,001	46,325			
PISO1 +4,70	C11	C65X65	3541	0	Bottom	DCON2	35,001	275,244			
PISO1 +4,70	C11	C65X65	3541	213	Middle	DCON2	35,001	131,17	275,244	7,77	12,70
PISO1 +4,70	C11	C65X65	3541	426	Top	DCON3	35,001	133,731			
PB -0,40	C11	C65X65	3541	0	Bottom	DCON2	35,001	293,922			
PB -0,40	C11	C65X65	3541	130,5	Middle	DCON2	35,001	292,558	309,721	8,75	14,30
PB -0,40	C11	C65X65	3541	261	Top	DCON2	35,001	309,721			

*Trabajo de Graduación  
Orientación-Estructuras*

AZOTEA +16,70	C12	C65X45	2583	0	Bottom	DCON4	25,828	50,289			
AZOTEA +16,70	C12	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	50,289	1,95	2,54
AZOTEA +16,70	C12	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	37,352			
PISO2 +11,30	C12	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	88,763			
PISO2 +11,30	C12	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	88,763	3,44	4,48
PISO2 +11,30	C12	C65X45	2583	566	Top	DCON5	25,828	51,341			
PISO1 +4,70	C12	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	154,632			
PISO1 +4,70	C12	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	154,632	5,99	7,80
PISO1 +4,70	C12	C65X45	2583	426	Top	DCON6	25,828	25,828			
PB -0,40	C12	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	28,327			
PB -0,40	C12	C65X45	2583	130,5	Middle	DCON6	25,828	25,828	28,327	1,10	1,43
PB -0,40	C12	C65X45	2583	261	Top	DCON6	25,828	25,828			

AZOTEA +16,70	C13	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	150,179			
AZOTEA +16,70	C13	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	150,179	5,81	7,57
AZOTEA +16,70	C13	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	71,364			
PISO2 +11,30	C13	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	170,286			
PISO2 +11,30	C13	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	170,286	6,59	8,59
PISO2 +11,30	C13	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	103,424			
PISO1 +4,70	C13	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	82,764			
PISO1 +4,70	C13	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	82,764	3,20	4,17
PISO1 +4,70	C13	C65X45	2583	426	Top	DCON3	25,828	73,711			

AZOTEA +16,70	C14	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	35,001			
AZOTEA +16,70	C14	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	35,001	0,99	1,62
AZOTEA +16,70	C14	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C14	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	50,113			
PISO2 +11,30	C14	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	50,113	1,42	2,31
PISO2 +11,30	C14	C65X65	3541	566	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO1 +4,70	C14	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	55,663			
PISO1 +4,70	C14	C65X65	3541	213	Middle	DCON6	35,001	35,001	55,663	1,57	2,57
PISO1 +4,70	C14	C65X65	3541	426	Top	DCON6	35,001	35,001			

AZOTEA +16,70	C15	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	35,001			
AZOTEA +16,70	C15	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	35,001	0,99	1,62
AZOTEA +16,70	C15	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C15	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	50,437			
PISO2 +11,30	C15	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	50,437	1,42	2,33
PISO2 +11,30	C15	C65X65	3541	566	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO1 +4,70	C15	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	54,239			
PISO1 +4,70	C15	C65X65	3541	213	Middle	DCON6	35,001	35,001	54,239	1,53	2,50
PISO1 +4,70	C15	C65X65	3541	426	Top	DCON6	35,001	35,001			

*Trabajo de Graduación  
Orientación-Estructuras*

AZOTEA +16,70	C16	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	35,001			
AZOTEA +16,70	C16	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	35,001	0,99	1,62
AZOTEA +16,70	C16	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C16	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	41,686			
PISO2 +11,30	C16	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	41,686	1,18	1,92
PISO2 +11,30	C16	C65X65	3541	566	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO1 +4,70	C16	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	116,175			
PISO1 +4,70	C16	C65X65	3541	213	Middle	DCON2	35,001	98,411	116,175	3,28	5,36
PISO1 +4,70	C16	C65X65	3541	426	Top	DCON2	35,001	96,749			
AZOTEA +16,70	C17	C65X65	3541	0	Bottom	DCON4	35,001	94,383			
AZOTEA +16,70	C17	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	94,383	2,67	4,36
AZOTEA +16,70	C17	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C17	C65X65	3541	0	Bottom	DCON4	35,001	98,777			
PISO2 +11,30	C17	C65X65	3541	265	Middle	DCON6	35,001	35,001	98,777	2,79	4,56
PISO2 +11,30	C17	C65X65	3541	530	Top	DCON4	35,001	76,832			
PISO1 +4,70	C17	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	152,246			
PISO1 +4,70	C17	C65X65	3541	213	Middle	DCON2	35,001	106,094	152,246	4,30	7,03
PISO1 +4,70	C17	C65X65	3541	426	Top	DCON2	35,001	104,025			
AZOTEA +16,70	C18	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	35,001			
AZOTEA +16,70	C18	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	35,001	0,99	1,62
AZOTEA +16,70	C18	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C18	C65X65	3541	0	Bottom	DCON5	35,001	56,045			
PISO2 +11,30	C18	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	56,045	1,58	2,59
PISO2 +11,30	C18	C65X65	3541	566	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO1 +4,70	C18	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	134,959			
PISO1 +4,70	C18	C65X65	3541	213	Middle	DCON6	35,001	35,001	134,959	3,81	6,23
PISO1 +4,70	C18	C65X65	3541	426	Top	DCON3	35,001	49,49			
AZOTEA +16,70	C19	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	35,001			
AZOTEA +16,70	C19	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	35,001	0,99	1,62
AZOTEA +16,70	C19	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C19	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	80,614			
PISO2 +11,30	C19	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	80,614	2,28	3,72
PISO2 +11,30	C19	C65X65	3541	566	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO1 +4,70	C19	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	194,606			
PISO1 +4,70	C19	C65X65	3541	213	Middle	DCON2	35,001	89,795	194,606	5,50	8,98
PISO1 +4,70	C19	C65X65	3541	426	Top	DCON3	35,001	88,87			
AZOTEA +16,70	C20	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	35,001			
AZOTEA +16,70	C20	C65X65	3541	228	Middle	DCON6	35,001	35,001	35,001	0,99	1,62
AZOTEA +16,70	C20	C65X65	3541	456	Top	DCON6	35,001	35,001			
PISO2 +11,30	C20	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	98,222			
PISO2 +11,30	C20	C65X65	3541	283	Middle	DCON6	35,001	35,001	98,222	2,77	4,53
PISO2 +11,30	C20	C65X65	3541	566	Top	DCON3	35,001	43,923			
PISO1 +4,70	C20	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	240,935			
PISO1 +4,70	C20	C65X65	3541	213	Middle	DCON2	35,001	128,66	240,935	6,80	11,12
PISO1 +4,70	C20	C65X65	3541	426	Top	DCON3	35,001	131,057			

*Trabajo de Graduación  
Orientación-Estructuras*

AZOTEA +16,70	C21	C65X45	2583	0	Bottom	DCON4	25,828	45,998			
AZOTEA +16,70	C21	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	45,998	1,78	2,32
AZOTEA +16,70	C21	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	33,435			
PISO2 +11,30	C21	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	86,068			
PISO2 +11,30	C21	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	86,068	3,33	4,34
PISO2 +11,30	C21	C65X45	2583	566	Top	DCON5	25,828	49,153			
PISO1 +4,70	C21	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	125,728			
PISO1 +4,70	C21	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	125,728	4,87	6,34
PISO1 +4,70	C21	C65X45	2583	426	Top	DCON5	25,828	32,822			

AZOTEA +16,70	C22	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	140,645			
AZOTEA +16,70	C22	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	140,645	5,45	7,09
AZOTEA +16,70	C22	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	79,484			
PISO2 +11,30	C22	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	161,912			
PISO2 +11,30	C22	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	161,912	6,27	8,16
PISO2 +11,30	C22	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	90,778			
PISO1 +4,70	C22	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	50,824			
PISO1 +4,70	C22	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	50,824	1,97	2,56
PISO1 +4,70	C22	C65X45	2583	426	Top	DCON3	25,828	49,668			

AZOTEA +16,70	C23	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	249,779			
AZOTEA +16,70	C23	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	249,779	9,67	12,59
AZOTEA +16,70	C23	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	157,781			
PISO2 +11,30	C23	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	183,741			
PISO2 +11,30	C23	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	192,34	7,45	9,70
PISO2 +11,30	C23	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	192,34			
PISO1 +4,70	C23	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	112,32			
PISO1 +4,70	C23	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	141,275	5,47	7,12
PISO1 +4,70	C23	C65X45	2583	426	Top	DCON3	25,828	141,275			

AZOTEA +16,70	C24	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	162,801			
AZOTEA +16,70	C24	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	162,801	6,30	8,21
AZOTEA +16,70	C24	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	72,515			
PISO2 +11,30	C24	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	238,871			
PISO2 +11,30	C24	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	238,871	9,25	12,04
PISO2 +11,30	C24	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	181,175			
PISO1 +4,70	C24	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	156,747			
PISO1 +4,70	C24	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	218,884	8,47	11,04
PISO1 +4,70	C24	C65X45	2583	426	Top	DCON3	25,828	218,884			

AZOTEA +16,70	C25	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	112,439			
AZOTEA +16,70	C25	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	112,439	4,35	5,67
AZOTEA +16,70	C25	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	68,191			
PISO2 +11,30	C25	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	222,355			
PISO2 +11,30	C25	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	222,355	8,61	11,21
PISO2 +11,30	C25	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	137,34			
PISO1 +4,70	C25	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	164,594			
PISO1 +4,70	C25	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	208,113	8,06	10,49
PISO1 +4,70	C25	C65X45	2583	426	Top	DCON3	25,828	208,113			

AZOTEA +16,70	C26	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	240,992			
AZOTEA +16,70	C26	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	240,992	9,33	12,15
AZOTEA +16,70	C26	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	154,676			
PISO2 +11,30	C26	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	164,654			
PISO2 +11,30	C26	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	198,964	7,70	10,03
PISO2 +11,30	C26	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	198,964			
PISO1 +4,70	C26	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	124,508			
PISO1 +4,70	C26	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	139,453	5,40	7,03
PISO1 +4,70	C26	C65X45	2583	426	Top	DCON3	25,828	139,453			

AZOTEA +16,70	C27	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	248,759			
AZOTEA +16,70	C27	C65X45	2583	228	Middle	DCON6	25,828	25,828	248,759	9,63	12,54
AZOTEA +16,70	C27	C65X45	2583	456	Top	DCON3	25,828	155,434			
PISO2 +11,30	C27	C65X45	2583	0	Bottom	DCON2	25,828	200,538			
PISO2 +11,30	C27	C65X45	2583	283	Middle	DCON6	25,828	25,828	228,206	8,83	11,51
PISO2 +11,30	C27	C65X45	2583	566	Top	DCON3	25,828	228,206			
PISO1 +4,70	C27	C65X45	2583	0	Bottom	DCON3	25,828	156,017			
PISO1 +4,70	C27	C65X45	2583	213	Middle	DCON6	25,828	25,828	180,068	6,97	9,08
PISO1 +4,70	C27	C65X45	2583	426	Top	DCON3	25,828	180,068			

AZOTEA +16,70	C28	C45X45	1825	0	Bottom	DCON3	18,805	94,845			
AZOTEA +16,70	C28	C45X45	1825	228	Middle	DCON6	18,805	18,805	94,845	5,20	5,64
AZOTEA +16,70	C28	C45X45	1825	456	Top	DCON3	18,805	63,761			
PISO2 +11,30	C28	C45X45	1825	0	Bottom	DCON3	18,805	135,735			
PISO2 +11,30	C28	C45X45	1825	283	Middle	DCON6	18,805	18,805	135,735	7,44	8,07
PISO2 +11,30	C28	C45X45	1825	566	Top	DCON3	18,805	84,055			
PISO1 +4,70	C28	C45X45	1825	0	Bottom	DCON3	18,805	74,674			
PISO1 +4,70	C28	C45X45	1825	213	Middle	DCON6	18,805	18,805	74,674	4,09	4,44
PISO1 +4,70	C28	C45X45	1825	426	Top	DCON3	18,805	53,192			

PISO2 +11,30	C30	C65X65	3541	0	Bottom	DCON5	35,001	51,203			
PISO2 +11,30	C30	C65X65	3541	283,11	Middle	DCON6	35,001	35,001	51,203	1,45	2,36
PISO2 +11,30	C30	C65X65	3541	566,21	Top	DCON6	35,001	41,134			
PISO1 +4,70	C30	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	63,749			
PISO1 +4,70	C30	C65X65	3541	213,11	Middle	DCON6	35,001	35,001	63,749	1,80	2,94
PISO1 +4,70	C30	C65X65	3541	426,21	Top	DCON6	35,001	35,001			

PISO2 +11,30	C31	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	54,028			
PISO2 +11,30	C31	C65X65	3541	283,11	Middle	DCON6	35,001	35,001	54,028	1,53	2,49
PISO2 +11,30	C31	C65X65	3541	566,21	Top	DCON6	35,001	44,746			
PISO1 +4,70	C31	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	68			
PISO1 +4,70	C31	C65X65	3541	213,11	Middle	DCON6	35,001	35,001	68	1,92	3,14
PISO1 +4,70	C31	C65X65	3541	426,21	Top	DCON6	35,001	35,001			

PISO2 +11,30	C32	C65X65	3541	0	Bottom	DCON3	35,001	95,922			
PISO2 +11,30	C32	C65X65	3541	283,53	Middle	DCON6	35,001	35,001	95,922	2,71	4,43
PISO2 +11,30	C32	C65X65	3541	567,05	Top	DCON3	35,001	84,483			
PISO1 +4,70	C32	C65X65	3541	0	Bottom	DCON6	35,001	84,721			
PISO1 +4,70	C32	C65X65	3541	213,53	Middle	DCON6	35,001	35,001	84,721	2,39	3,91
PISO1 +4,70	C32	C65X65	3541	427,05	Top	DCON3	35,001	40,105			

Estos espesores obtenidos del resultado del análisis del Etabs, serán comparados con los mínimos requeridos según las especificaciones del AISC, y los espesores mínimos para evitar el pandeo local de la sección.

A continuación de muestran los espesores mínimos para comparar con los resultados del diseño.

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

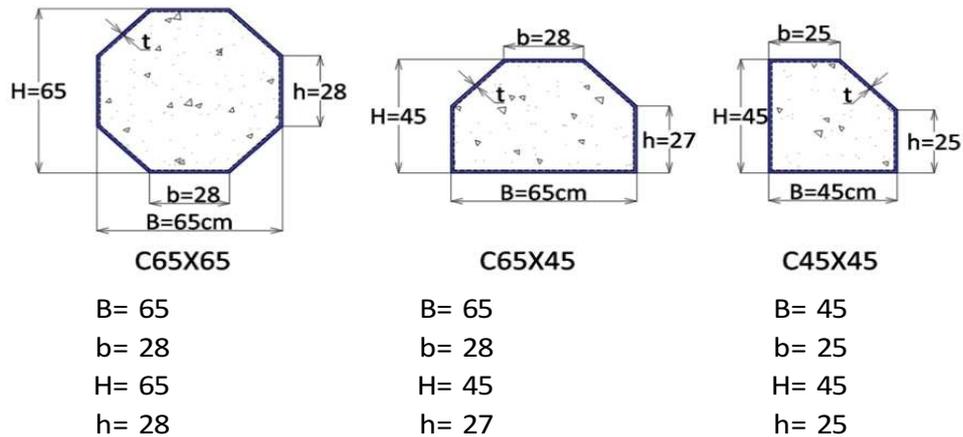
$$F_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Perimetro-P cm	b-mayor (cm)	As-min (AISC) cm <sup>2</sup>	t-(AISC) mm	t-pandeo mm
C45X45	1825	168,28	45	18,25	1,08	6,87
C65X45	2583	198,33	65	25,83	1,30	9,92
C65X65	3541	216,65	65	35,41	1,63	9,92

Espesores de acero adoptados

GEOMETRIA		
Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Perimetro-P cm
C45X45	1825	168,28
C65X45	2583	198,33
C65X65	3541	216,65

PROPIEDADES		
Fy=	2500	kg/cm <sup>2</sup>
f'c=	350	kg/cm <sup>2</sup>



Columnas: C6-C28

Piso	Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Espesor-t mm	∅Vn-Acero (Ton)	∅Vn-Concreto (Ton)
AZOTEA +16.70	C45X45	1825	8	486	13,57
PISO2 +11,30	C45X45	1825	8	486	13,57
PISO1 +4,70	C45X45	1825	8	486	13,57
PB -0,40	C45X45	1825	8	486	13,57

Columnas: C12-C21

Piso	Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Espesor-t mm	∅Vn-Acero (Ton)	∅Vn-Concreto (Ton)
AZOTEA +16.70	C65X45	2583	10	607,5	19,21
PISO2 +11,30	C65X45	2583	10	607,5	19,21
PISO1 +4,70	C65X45	2583	10	607,5	19,21
PB -0,40	C65X45	2583	10	607,5	19,21

Columnas: C4-C5-C26-C27

Piso	Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Espesor-t mm	∅Vn-Acero (Ton)	∅Vn-Concreto (Ton)
AZOTEA +16.70	C65X45	2583	13	789,75	19,21
PISO2 +11,30	C65X45	2583	13	789,75	19,21
PISO1 +4,70	C65X45	2583	13	789,75	19,21
PB -0,40	C65X45	2583	13	789,75	19,21

Columnas: C1-C2-C3-C13-C22-C23-C24-C25

Piso	Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Espesor-t mm	ØVn-Acero (Ton)	ØVn-Concreto (Ton)
AZOTEA +16.70	C65X45	2583	12	729	19,21
PISO2 +11,30	C65X45	2583	12	729	19,21
PISO1 +4,70	C65X45	2583	12	729	19,21
PB -0,40	C65X45	2583	12	729	19,21

Columnas: C8-C9-C10-C11-C19-C20

Piso	Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Espesor-t mm	ØVn-Acero (Ton)	ØVn-Concreto (Ton)
AZOTEA +16.70	C65X65	3541	10	877,5	26,33
PISO2 +11,30	C65X65	3541	10	877,5	26,33
PISO1 +4,70	C65X65	3541	12	1053	26,33
PB -0,40	C65X65	3541	16	1404	26,33

Columnas: C7-C14-C15-C16

Piso	Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Espesor-t mm	ØVn-Acero (Ton)	ØVn-Concreto (Ton)
AZOTEA +16.70	C65X65	3541	10	877,5	26,33
PISO2 +11,30	C65X65	3541	10	877,5	26,33
PISO1 +4,70	C65X65	3541	10	877,5	26,33
PB -0,40	C65X65	3541	10	877,5	26,33

Columnas: C30-C31-C32

Piso	Sección	Ag cm <sup>2</sup>	Espesor-t mm	ØVn-Acero (Ton)	ØVn-Concreto (Ton)
PISO2 +11,30	C65X65	3541	10	877,5	26,33
PISO1 +4,70	C65X65	3541	10	877,5	26,33

## **CAPITULO 7**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **7.1 Conclusiones**

A partir de los resultados obtenidos no es posible afirmar que se logre un ahorro considerable del acero al utilizar en la construcción compuesta, sobre todo en las columnas de estructuras sismo-resistentes pues las diferencias encontradas no son representativas. Por otro lado el beneficio económico asociado a una menor cantidad de acero debe ser comparado con otros factores como lo son el costo del hormigón, las diferencias en los costos y plazos de construcción, el posible ahorro en protección contra el fuego entre otros.

El comportamiento frente al fuego de los pórticos compuestos es mucho mejor que el de un perfil de acero tradicional. Lo anterior se debe a que el hormigón al interior de las columnas rellenas hace que el perfil de acero exterior se caliente más lentamente y por consiguiente su pérdida de resistencia sea más lenta.

No es difícil darse cuenta de que el proceso constructivo de estructuras a base de pórticos compuestos es más rápido que la construcción en hormigón armado, pues en este caso no se necesita la instalación de encofrado ni tampoco de armaduras.

Otra ventaja importante es la que tiene relación con el aspecto estético, sobre todo en las columnas, las cuales pueden ser dejadas a la vista a diferencia de las columnas de hormigón armado o en columnas de perfiles H o celosías, que en edificios no industriales, ya sea por requisitos de resistencia al fuego o bien arquitectónicos, son revestidas con tabiques con el fin de lograr una apariencia cuadrada o rectangular.

#### **7.2 Recomendaciones**

Para efectos del diseño de estructuras en base de pórticos compuestos se recomienda la utilización de las normativas emitidas por el AISC 2005, para elementos horizontales sometidos a momentos;

Para el caso de los elementos sometidos a flexión y carga axial, se recomienda la utilización del mismo código anterior con la ayuda el código de diseño del ACI-318, pues con eso se logra un diseño más seguro.

Para el proceso de análisis sísmico y diseño de elementos estructurales con sus conexiones, se debe revisar al reglamento vigente en el país, en la actualidad el NEC-11, nos brinda una serie de requisitos que no pueden pasarse por alto en el diseño de este tipo de estructuras.

Se recomienda considerar el proceso de hormigonado de las columnas y vigas, el cual queda controlado principalmente por tres factores:

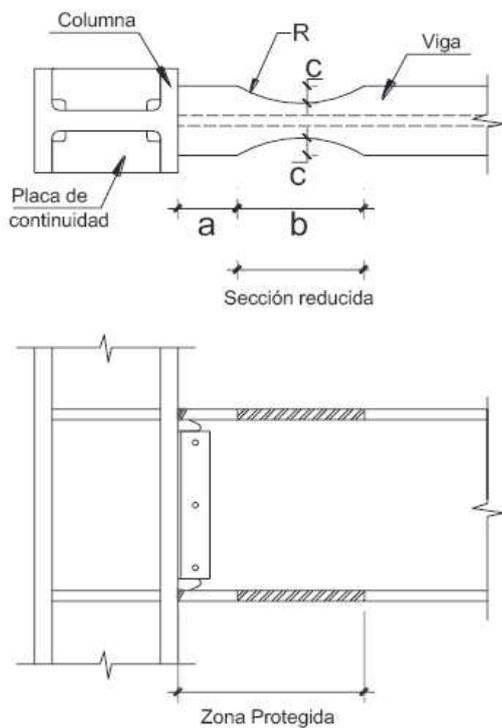
- Capacidad de bombeo del hormigón
- Resistencia de la estructura durante el proceso constructivo
- Resistencia del perfil exterior de acero frente a las cargas ocasionadas por el hormigón en su estado fresco.

Los aceros estructurales que se permiten usar en aplicaciones sísmicas deberán ser seleccionados en base a sus propiedades inelásticas y de soldabilidad. En general, ellos cumplen las siguientes características:

- Una meseta de fluencia bien pronunciada en el diagrama esfuerzo – deformación unitaria
- Una gran capacidad de deformación inelástica (por ejemplo, elongación del 20% o más en una longitud de 50 mm)
- Buena soldabilidad
- Otros aceros no deben usarse sin la evidencia que los criterios de arriba se cumplan

Se recomienda usar conexiones con sección reducida; este tipo de conexión tiene un corte, generalmente de radio circular, en el ala superior e inferior de la viga, localizado en la zona adyacente a la conexión viga - columna. El objetivo de practicar este corte en esta zona es el de forzar la formación de la articulación plástica dentro de la sección reducida de la viga.

**Fig. 7.1** Conexión con viga de sección reducida



$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$$

Para determinar la longitud y la ubicación de la reducción del patín de la viga, de la siguiente manera.

- $a = (0.5 \text{ a } 0.75)bf$
- $b = (0.65 \text{ a } 0.85)db$

Donde:  $bf$ , es el ancho del ala;  $db$ , es la profundidad respectiva (peralte de la viga).

Para determinar la profundidad de la reducción de la viga se asume:

- $c = 0.20bf$

Las vigas deben satisfacer las siguientes limitaciones:

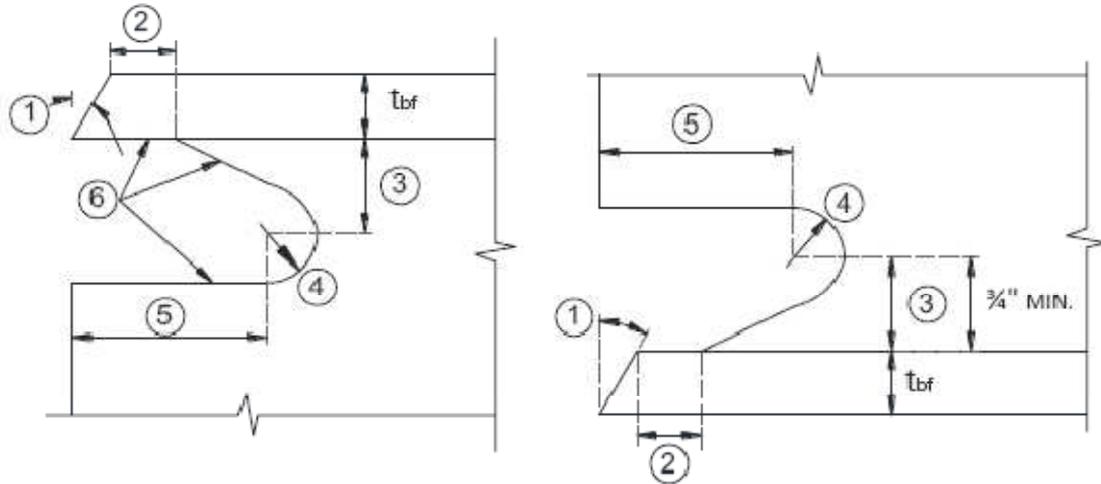
- Las vigas deben ser secciones "I" roladas o armadas
- El peso de las vigas está limitado a 450 kg/m
- El espesor de las alas de la viga no debe exceder 44.5 mm (1¾ pulg.).
- La relación de luz libre - peralte no debe ser menor de 7
- Las relaciones ancho-espesor para las alas y el alma de la viga deben cumplir los requerimientos de una viga sísmicamente compacta.
- La conexión entre el ala de la viga y el ala de la columna debe satisfacer las siguientes limitaciones:

Las alas de la viga deben estar conectadas al ala de la columna por medio de *soldadura de ranura de penetración completa* (SRPC).

La geometría de los agujeros de acceso para la soldadura en la conexión viga-columna debe tener la forma tal como se muestra en la Figura 7.2. La superficie del agujero de acceso debe tener una rugosidad que no exceda los 13  $\mu\text{m}$ , y debe estar libre de imperfecciones y agujeros,

en caso de haberlos, éstos deben ser reparados tal como lo requiera el Ingeniero civil fiscalizador de estructuras. Los agujeros de acceso son prohibidos en el alma de la viga junto a la placa de extremo en una conexión emperrada a momento.

Fig. 7.2 Detalle de agujeros de acceso para la soldadura



Los agujeros de acceso deben cumplir con los siguientes requerimientos:

1. Bisel requerido para la soldadura de ranura de penetración completa
2. Largo de  $t_{bf}$  o 13 mm (más  $\frac{1}{2}t_{bf}$  o menos  $\frac{1}{4}t_{bf}$ )
3.  $\frac{3}{4} t_{bf}$  a  $t_{bf}$ , mínimo 19 mm ( $\pm 6$  mm)
4. Mínimo 10 mm de radio
5.  $3 t_{bf}$  ( $\pm 13$  mm)
6. Ver FEMA-353, para detalles de fabricación incluido métodos de corte requerimientos de acabado superficial.
7. Las tolerancias no se deben acumular en la medida que el ángulo del agujero de acceso corte la superficie del ala exceda los  $25^\circ$ .

### **BIBLIOGRAFÍA**

- Diseño de estructuras de acero con LRFD (Segunda edición) (Spanish Edition) por Segui, William T
- Diseño de estructuras de acero construcción compuesta por: Oscar de Buen López de Heredia
- Diseño de estructuras sismo-resistentes, M. Wakabayasi con E. Martínez, Editorial McGRAW-HILL
- Diseño de estructuras metálicas con LRDF por Víctor Escalante Cervera
- Código del Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC-2005)
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08)
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2011)
- Memoria de cálculo del City Mall de Guayaquil
- Planos arquitectónicos del proyecto

**ANEXO A  
FOTOGRAFÍAS**

**A.1 Losas del sistema compuesto usado en el City Mall**



**A.2 Armado Losas del sistema**



**A.3 Disposición de los nervios de hormigón**



**A.4 Vista inferior del nudo**



**A.5 Conectores de cortante en vigas de borde**



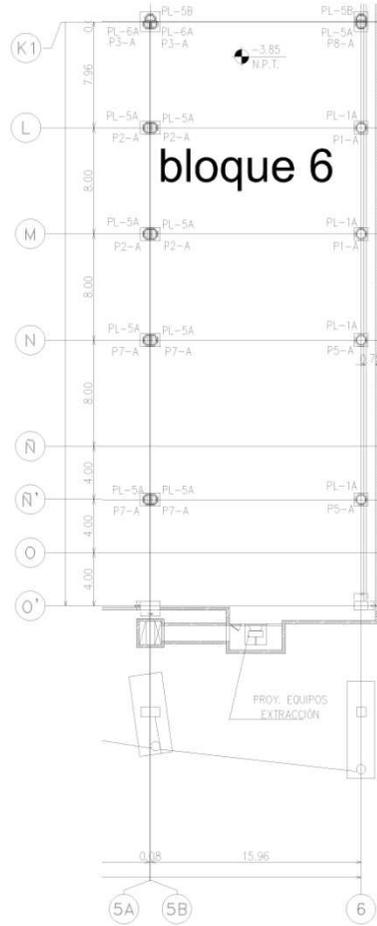
**A.6 Refuerzos en columnas continuos al ala de las vigas**



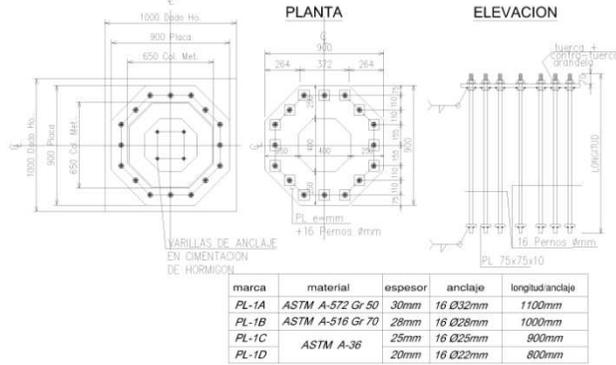
**ANEXO B  
PLANOS**

# PLANTA DE PLACAS DE ANCLAJE - SOTANO BLOQUE 6

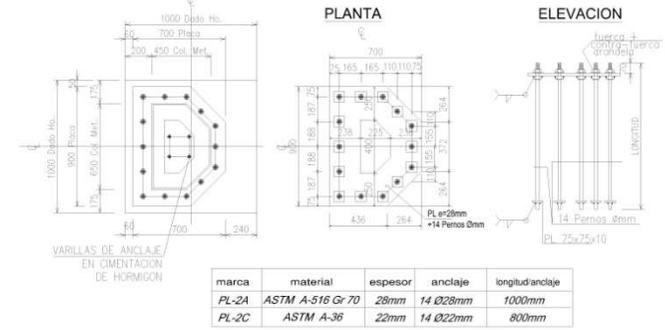
Escala: 1:400



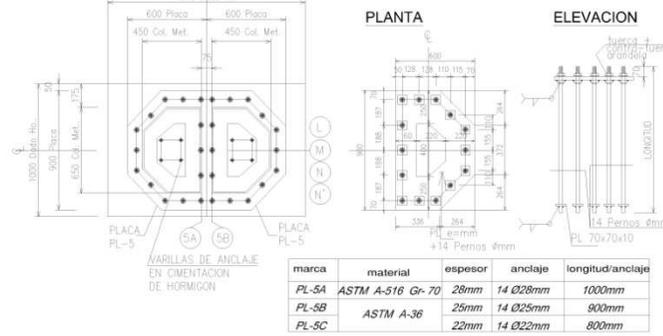
## DETALLE DE PLACAS PL-1#



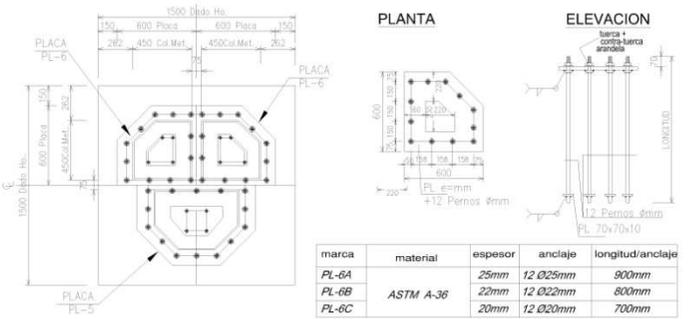
## DETALLE DE PLACAS PL-2A Y PL-2C



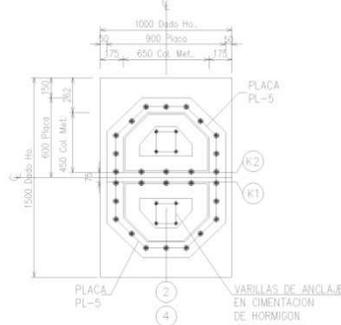
## DETALLE DE PLACAS PL-5#



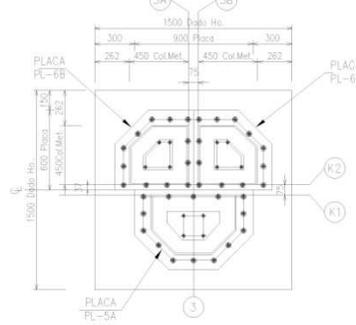
## DETALLE DE PLACAS PL-6#



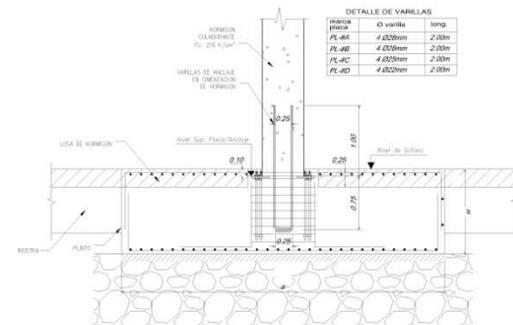
## DETALLE DE COLOCACION DE PLACAS PL-5B SOBRE EJES 2,4 Y K2



## DETALLE DE COLOCACION DE PLACAS PL-6B SOBRE EJES 3A, 3B Y K2



## DETALLE DE ANCLAJE ELEVACION ESCALA 1:75



0213  
1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION SE DEBERA COMPROBACION DE LAS BARRAS EXTRAIDAS POR LOS PLACAS ANCLAJE TECNICO ENTREGADO POR ALDO ALVAREZ ARQUITECTOS  
2. LAS MEDIDAS PREVIENDES SOBRE LA ESCALA  
SE USARA HORMON PARA LOSA 1:200kg/m³ HORMON PARA MURO COLUMNA 1:300kg/m³ ACERO 1:4000kg/m³ PERFILES ASTM-A36

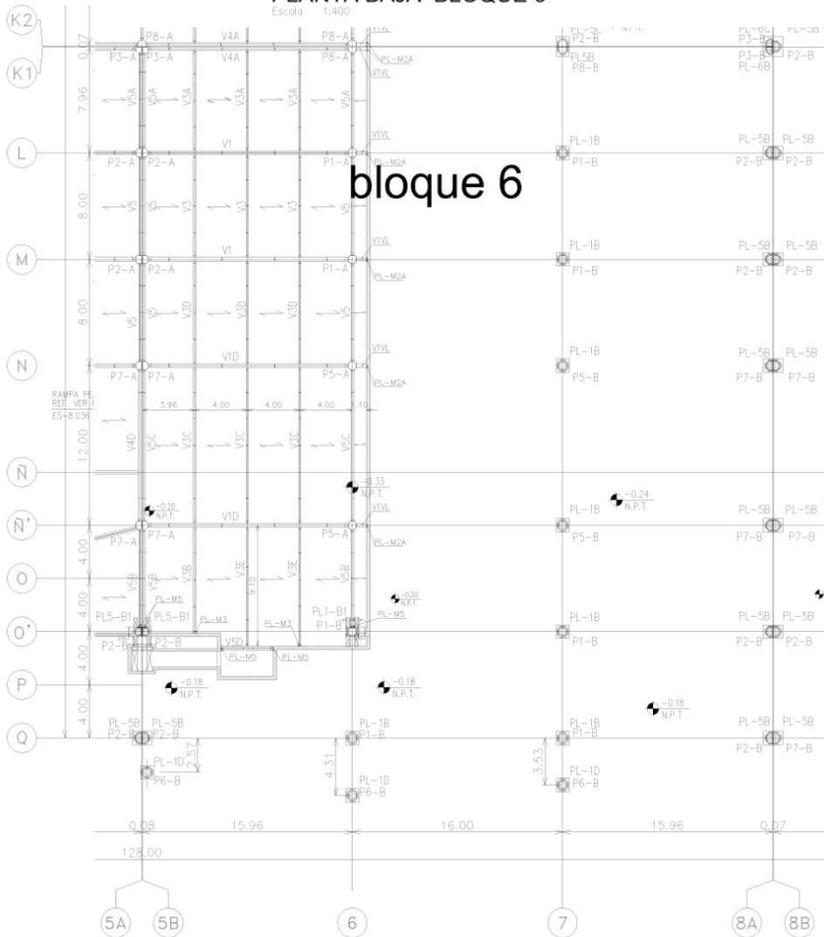


SOTANO BLOQUE 6			
ESCALA:	INDICADA	FECH:	JUNIO-2012
DIBUJO:	CHRISTIAN J.B	PROYECTO ESTRUCTURAL:	CHRISTIAN J.B

ES-01

**PLANTA BAJA BLOQUE 6**

Escala: 1:400



**bloque 6**

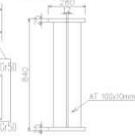
**VIGA TIPO V1**

Escala 1:100



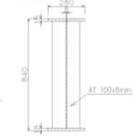
**SECCION 1-1'**

Escala 1:40



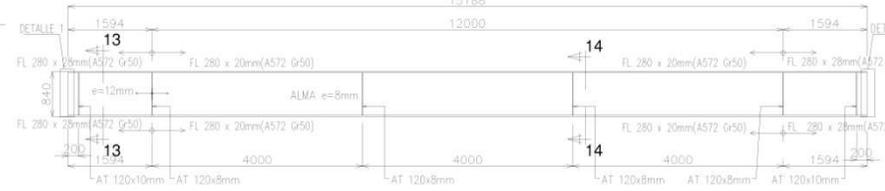
**SECCION 2-2'**

Escala 1:40



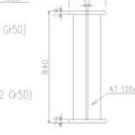
**VIGA TIPO V1D**

Escala 1:100



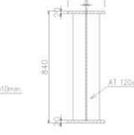
**SECCION 13-13'**

Escala 1:40



**SECCION 14-14'**

Escala 1:40



**VIGA TIPO V4A**

Escala 1:100



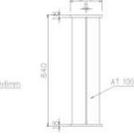
**SECCION 7-7'**

Escala 1:40



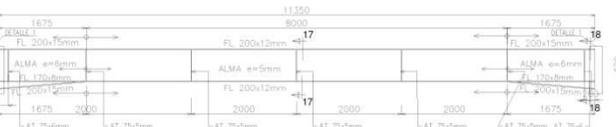
**SECCION 8-8'**

Escala 1:40



**VIGA TIPO V5C**

Escala 1:100



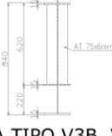
**SECCION 17-17'**

Escala 1:40



**SECCION 18-18'**

Escala 1:40



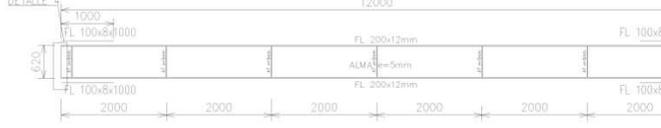
**SECCION 7-7'**

Escala 1:40



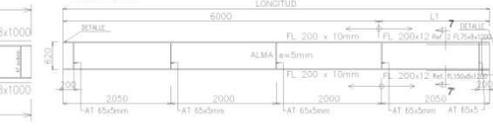
**VIGA TIPO V3C**

Escala 1:100



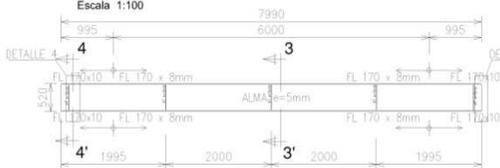
**VIGA TIPO V3B, V3E**

Escala 1:100



**VIGA TIPO V3**

Escala 1:100



**SECCION 3-3'**

Escala 1:40



**SECCION 4-4'**

Escala 1:40



**SECCION 9-9'**

Escala 1:40



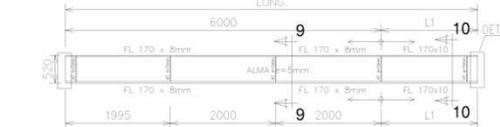
**SECCION 10-10'**

Escala 1:40



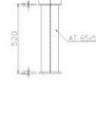
**VIGA TIPO V3A**

Escala 1:100



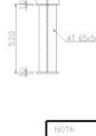
**SECCION 11-11'**

Escala 1:40



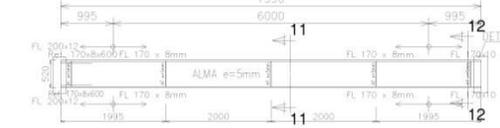
**SECCION 12-12'**

Escala 1:40



**VIGA TIPO V3D**

Escala 1:100



NOTA:  
1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION DE SERENA CONSERVAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS ENTREGADOS POR ALGO VALIOSO INSERENDOS EN EL MODO.  
2. LAS MEDIDAS PREVALEN SIEMPRE EN LA ESCALA.  
SE USARA:  
HORMIGON F'CD=280 kg/cm²  
HORMIGON PARA MURE-COLUMNAS F'CD=280 kg/cm²  
ACERO: e=420N/mm²  
PERFILES ASTM-A36

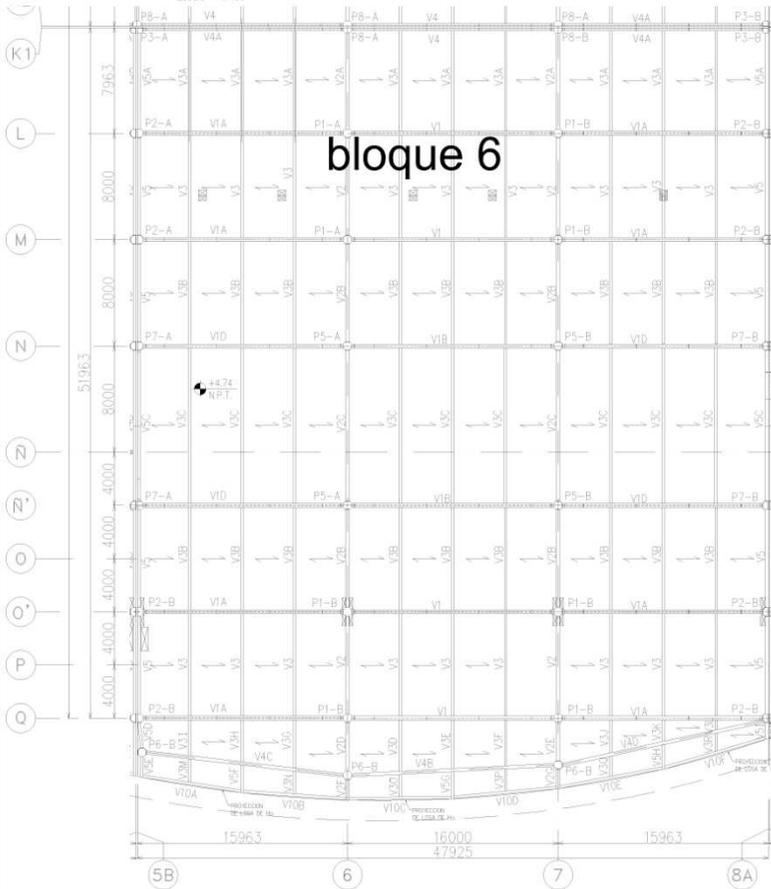


PLANTA BAJA BLOQUE 6		
ESCALA:	INDICADA	FECHA: JUNIO-2012
PROYECTO:	PROYECTO ESTRUCTURAL	PROYECTISTA: CRISTIAN J.B.
PROYECTISTA:	CRISTIAN J.B.	ES-02



# PLANTA NPT + 4.74 BLOQUE 6

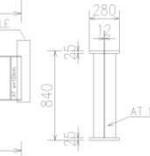
Escala: 1:400



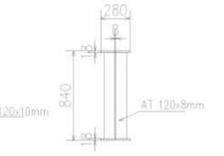
**VIGA TIPO V1**  
escala 1:75



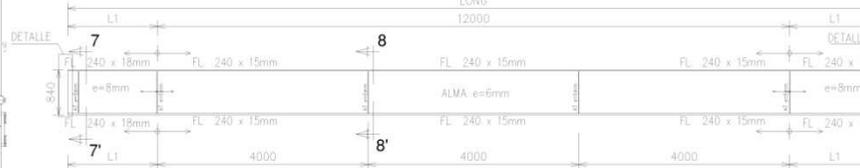
**SECCION 1-1'**  
Escala 1:50



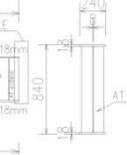
**SECCION 2-2'**  
Escala 1:50



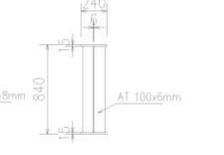
**VIGA TIPO V4**  
escala 1:75



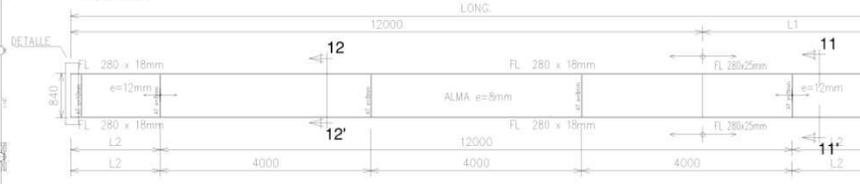
**SECCION 7-7'**  
Escala 1:50



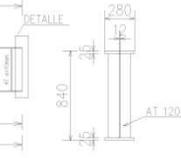
**SECCION 8-8'**  
Escala 1:50



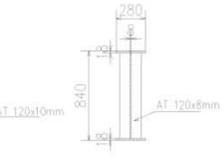
**VIGA TIPO V1A**  
Escala 1:100



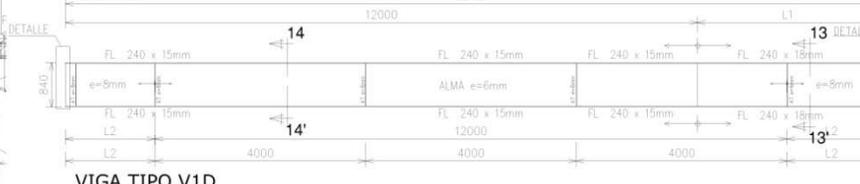
**SECCION 11-11'**  
Escala 1:50



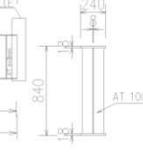
**SECCION 12-12'**  
Escala 1:50



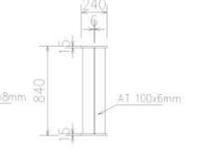
**VIGA TIPO V4A**  
Escala 1:100



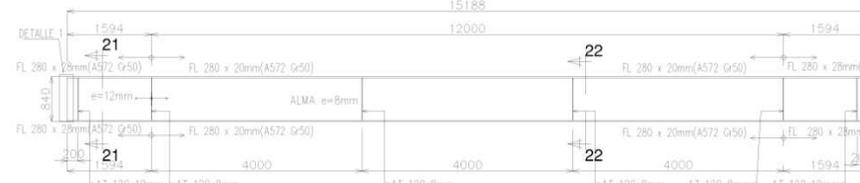
**SECCION 13-13'**  
Escala 1:50



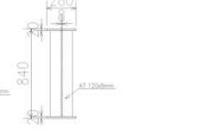
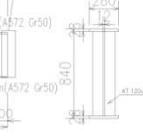
**SECCION 14-14'**  
Escala 1:50



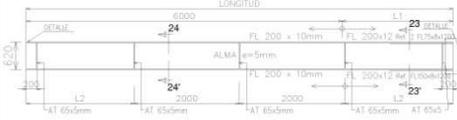
**VIGA TIPO V1D**  
escala 1:75



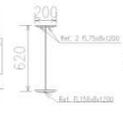
**SECCION 21-21'** **SECCION 22-22'**  
Escala 1:50



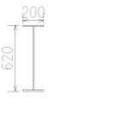
**VIGA TIPO V3B**  
Escala 1:100



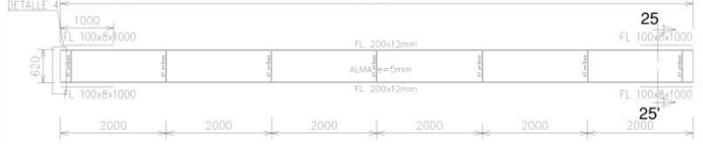
**SECCION 23-23'**  
Escala 1:50



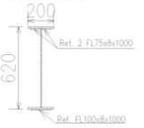
**SECCION 24-24'**  
Escala 1:50



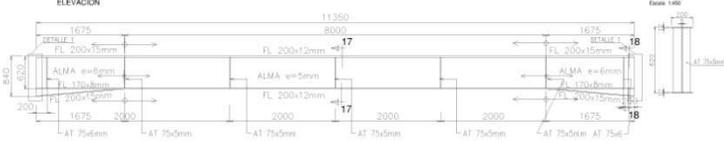
**VIGA TIPO V3C**  
escala 1:75



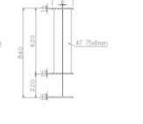
**SECCION 25-25'**  
Escala 1:50



**VIGA TIPO V5C**  
escala 1:75



**SECCION 17-17'**  
Escala 1:50

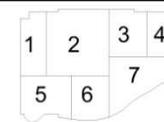


**SECCION 18-18'**  
Escala 1:50



NOTA:  
1. ANTES DE PROCEEDER A LA CONSTRUCCION DE OBRAS  
COMENZAR ALCANZAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES DONDE SE PLANEO  
ANALIZANDO LOS DATOS DE LOS DISEÑOS ESTRUCTURALES  
2. LAS MEDIDAS PREVALEZCAN SOBRE LA ESCALA

SE USARÁ  
HORMIGÓN PARA LOSA C-2000kg/m³  
HORMIGÓN PARA MURD COLUMNAR C-2000kg/m³  
ACERO: S-4200kg/m³  
PERFILES ADM-48

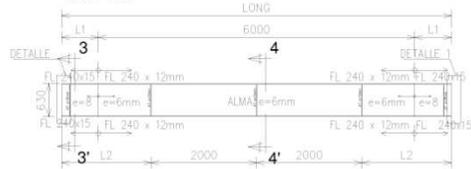


## PLANTA NPT + 4.74 BLOQUE 6

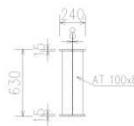
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	JUNIO-2012	PROYECTO:
DISEÑO:	CRISTIAN J.B.	PROYECTO ESTRUCTURAL:	CRISTIAN J.B.	ES-04

# DETALLES-PLANTA NPT + 4.74 BLOQUE 6

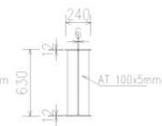
**VIGA TIPO V2**  
Escala 1:100



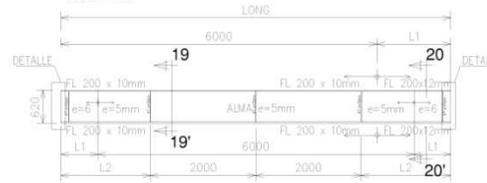
SECCION 3-3'



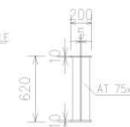
SECCION 4-4'



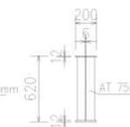
**VIGA TIPO V5A**  
Escala 1:100



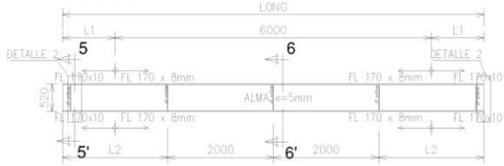
SECCION 19-19'



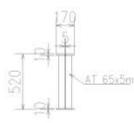
SECCION 20-20'



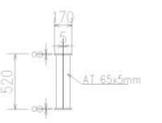
**VIGA TIPO V3**  
Escala 1:100



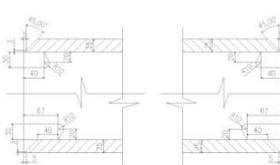
SECCION 5-5'



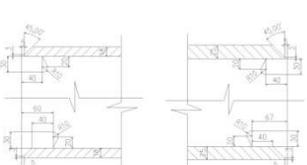
SECCION 6-6'



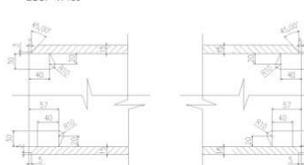
**DETALLE EN VIGA V1**  
ESC. 1:100



**DETALLE EN VIGA V1A**  
ESC. 1:100



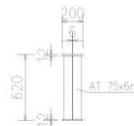
**DETALLE EN VIGA V2**  
ESC. 1:100



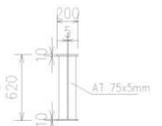
**VIGA TIPO V5**  
Escala 1:100



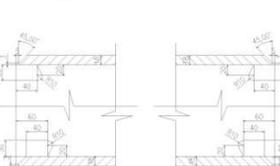
SECCION 9-9'



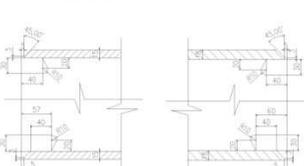
SECCION 10-10'



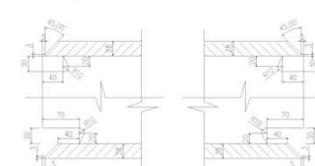
**DETALLE EN VIGA V4**  
ESC. 1:100



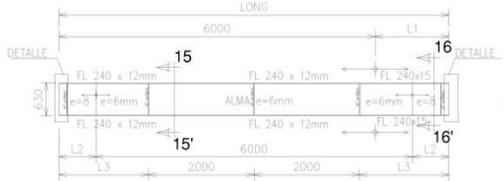
**DETALLE EN VIGA V4A**  
ESC. 1:100



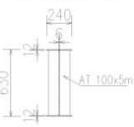
**DETALLE EN VIGA V1D**  
ESC. 1:100



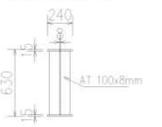
**VIGA TIPO V2A**  
Escala 1:100



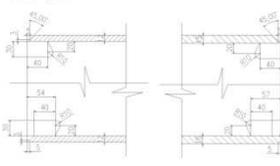
SECCION 15-15'



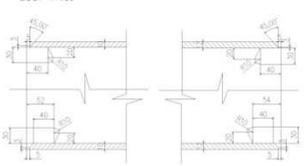
SECCION 16-16'



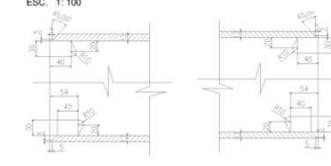
**DETALLE EN VIGA V2A**  
ESC. 1:100



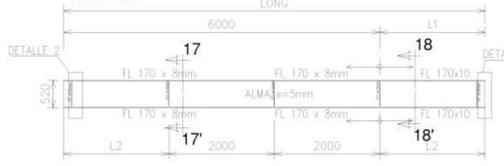
**DETALLE EN VIGA V5A**  
ESC. 1:100



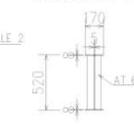
**DETALLE EN VIGA V5**  
ESC. 1:100



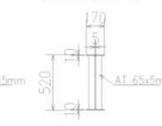
**VIGA TIPO V3A**  
Escala 1:100



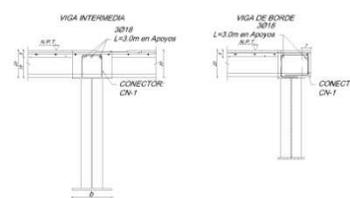
SECCION 17-17'



SECCION 18-18'

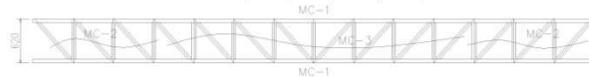


**CONECTORES DE LOSA**  
Escala 1:50



LONG. DE VIGA MARCA	Ø	SEPARACION	
		CENTRO	EXTREMOS
4m	CN-1	12mm	7cm
8m	CN-1	12mm	7cm
16m	CN-1	12mm	7cm

**VIGAS V10A, V10B, V10C, V10D, V10E, V10F**

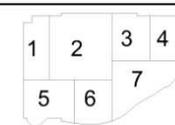


SECCION



	MARCA	MC-1	MC-2	MC-3
V10(a)	LONG. < 8.00	[ 200x50x4	2 L 50x3	2 L 50x3
V10(b)	8.00 > LONG. < 9.00	[ 200x60x5	2 L 50x4	2 L 50x3
V10(c)	9.00 > LONG. < 10.00	[ 200x60x6	2 L 50x5	2 L 50x4

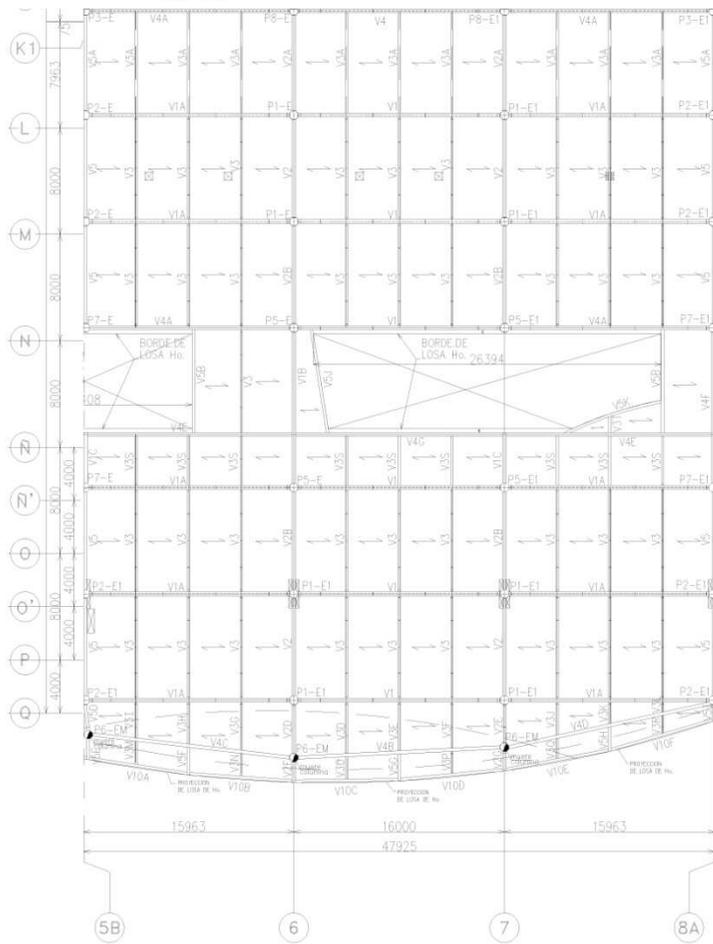
NOTA:  
1. ANTES DE PROCEEDER A LA CONSTRUCCION DE OBRAS DE EJECUCION DE PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS PLANOS ANEXOS TENER EN CUENTA PARA ALICATADO Y ACABADOS.  
2. LAS MEDIDAS PREVIENEN EN JOINE LA ESCALA.  
SE USARA:  
HORMONON PARA LOSA: Fc=20kg/cm²  
HORMONON PARA MURD-COLUMNAS: Fc=20kg/cm²  
ACERO: S=402kg/cm²  
PERFILES ASTM-A36



DETALLES-PLANTA NPT + 4.74 BLOQUE 6			
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	JUNIO-2012
SIBILO:	CRISTIAN J.B.	PROYECTO ESTRUCTURAL:	CRISTIAN J.B.
			ES-05

# PLANTA NPT + 11.24 BLOQUE 6

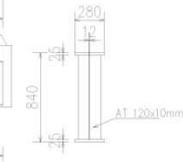
Escala: 1:400



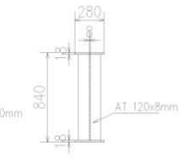
**VIGA TIPO V1**  
Escala 1:100



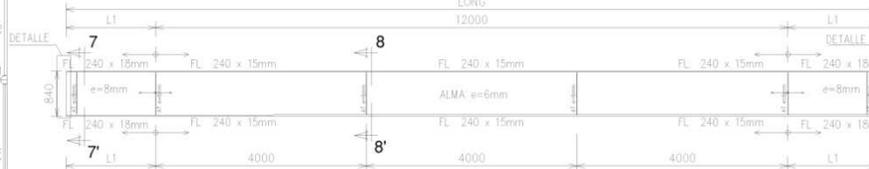
**SECCION 1-1'**  
Escala 1:50



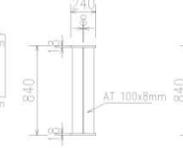
**SECCION 2-2'**  
Escala 1:50



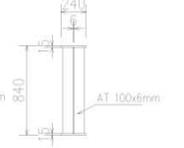
**VIGA TIPO V4**  
Escala 1:100



**SECCION 7-7'**  
Escala 1:50



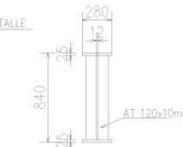
**SECCION 8-8'**  
Escala 1:50



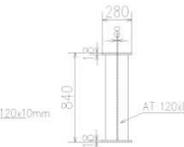
**VIGA TIPO V1A**  
Escala 1:100



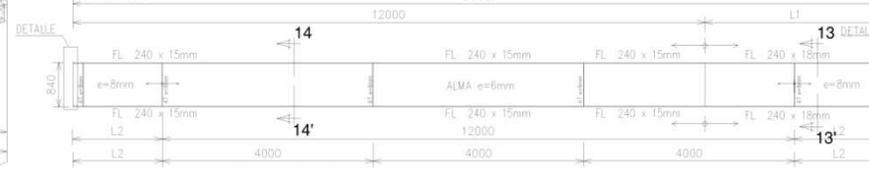
**SECCION 11-11'**  
Escala 1:50



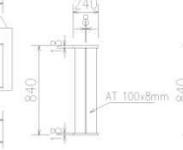
**SECCION 12-12'**  
Escala 1:50



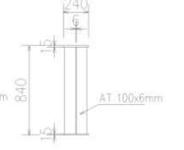
**VIGA TIPO V4A**  
Escala 1:100



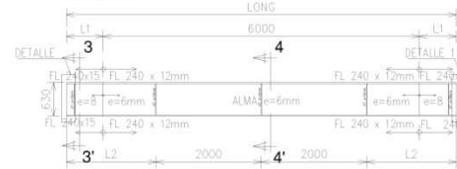
**SECCION 13-13'**  
Escala 1:50



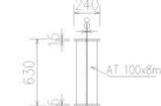
**SECCION 14-14'**  
Escala 1:50



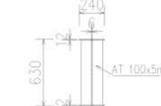
**VIGA TIPO V2**  
Escala 1:100



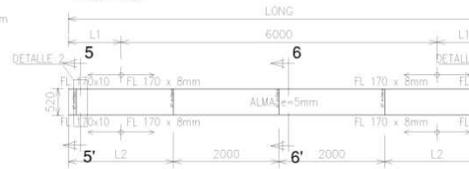
**SECCION 3-3'**



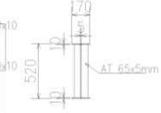
**SECCION 4-4'**



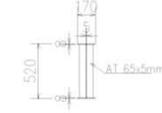
**VIGA TIPO V3**  
Escala 1:100



**SECCION 5-5'**



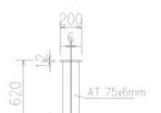
**SECCION 6-6'**



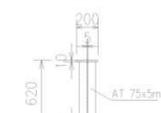
**VIGA TIPO V5**  
Escala 1:100



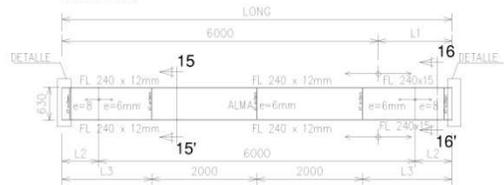
**SECCION 9-9'**



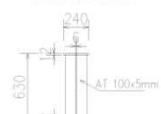
**SECCION 10-10'**



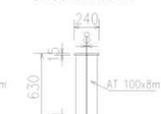
**VIGA TIPO V2A**  
Escala 1:100



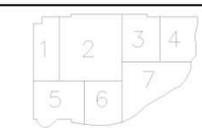
**SECCION 15-15'**



**SECCION 16-16'**



NOTA:  
- ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION DE OBRAS, SE DEBE ASEGURAR QUE LOS PLANOS (ESTRUCTURALES) SON LOS PLANOS INDICADOS EN LOS PLANOS DE OBRAS.  
- LAS MEDIDAS PREVALECEAN SOBRE LA CANTIDAD.  
SE USARA:  
- FERRALLON PARA LOSA: Fc=280 kg/cm²  
- FERRALLON PARA MURD-COLUMNAS: Fc=350 kg/cm²  
- ALAMBRE: Fc=420kg/cm²  
- PASTILLAS: AC-408.

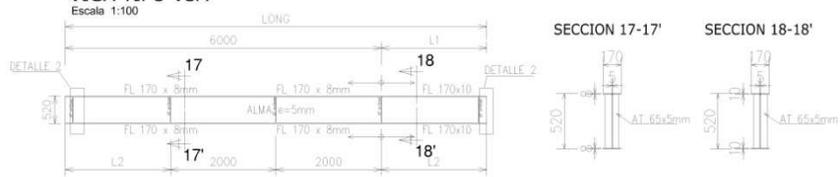


**PLANTA NPT + 11.24 BLOQUE 6**

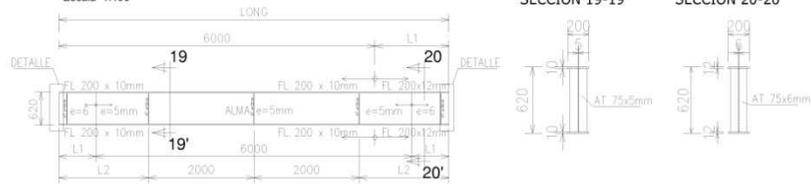
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	JUNIO-2012	PROYECTO:	ESTRUCTURAL
DISEÑADO:	CRISTIAN J.B.	PROYECTADO:	CRISTIAN J.B.	REVISADO:	ES-06

# DETALLES-PLANTA NPT + 11.24 BLOQUE 6

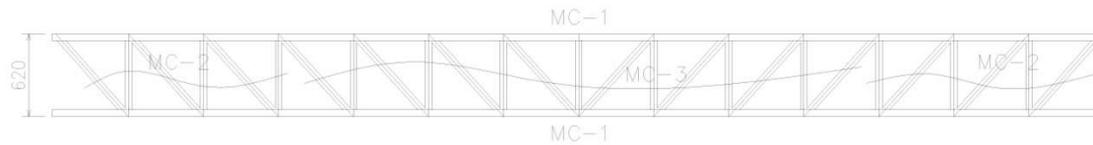
## VIGA TIPO V3A



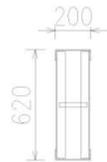
## VIGA TIPO V5A



## VIGA TIPO V10A, V10B, V10C, V10D, V10E, V10F

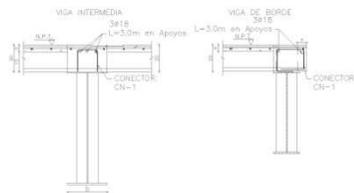


## SECCION



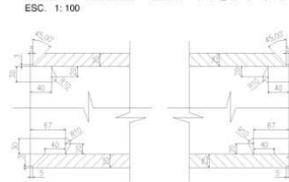
	MARCA	MC-1	MC-2	MC-3
V10(a)	LONG. < 8.00	[ 200x50x4	2 L 50x3	2 L 50x3
V10(b)	8.00 > LONG. < 9.00	[ 200x60x5	2 L 50x4	2 L 50x3
V10(c)	9.00 > LONG. < 10.00	[ 200x60x6	2 L 50x5	2 L 50x4

## CONECTORES DE LOSA

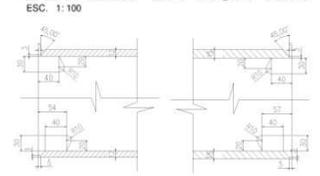


LONG. DE VIGA	MARCA	Ø	SEPARACION CENTRO EXTREMOS	
4m	CN-1	12mm	7cm	15cm
8m	CN-1	12mm	7cm	30cm
16m	CN-1	12mm	7cm	40cm

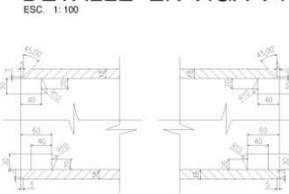
## DETALLE EN VIGA V1



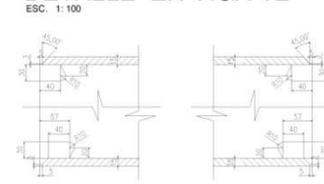
## DETALLE EN VIGA V2A



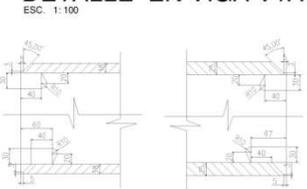
## DETALLE EN VIGA V4



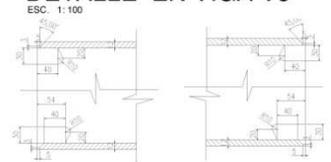
## DETALLE EN VIGA V2



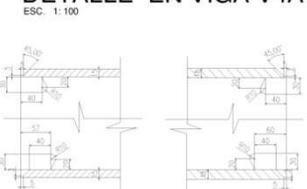
## DETALLE EN VIGA V1A



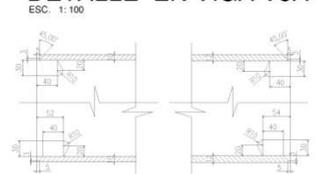
## DETALLE EN VIGA V5



## DETALLE EN VIGA V4A



## DETALLE EN VIGA V5A



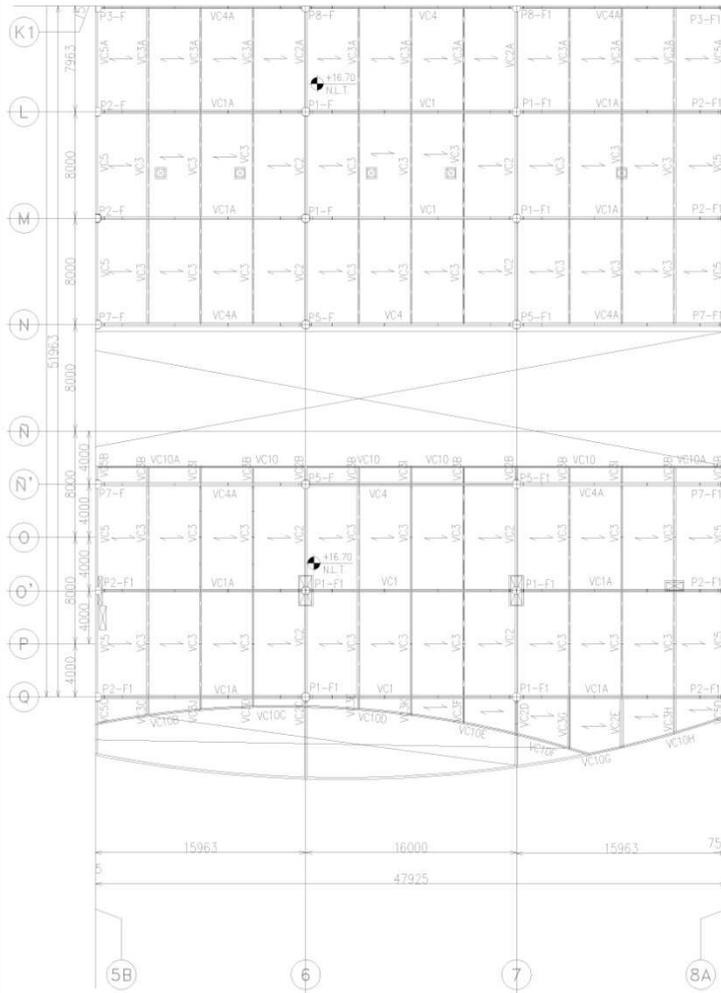
NOTA:  
1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION DE DESARROLLO DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS ENTREGAR POR ALBO VISUPE ARQUITECTOS.  
2. LAS MEDIDAS PREVALECEN SOBRE LA COTAS.  
SE USARÁ:  
FORMACION PARA LOSA F<sub>ck</sub>=280 kg/cm<sup>2</sup>  
FORMACION PARA MURO-COLUMNA F<sub>ck</sub>=300 kg/cm<sup>2</sup>  
ACERO F<sub>yk</sub>=500kg/cm<sup>2</sup>  
PERFILES ASTM-A36



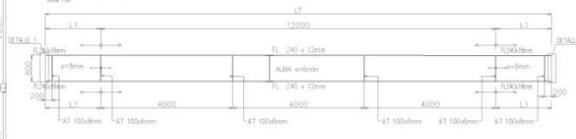
DETALLES PLANTA NPT + 11.24 BLOQUE 6			
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	JUNIO-2012
DISEÑO:	CRISTIAN J.B.	PROYECTO ESTRUCTURAL:	CRISTIAN J.B.
			ES-07

# PLANTA DE AZOTEA NPT+ 16.80 BLOQUE 6

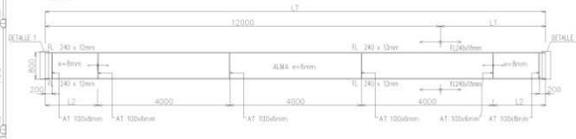
Escala 1:400



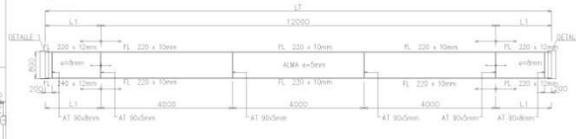
VIGA TIPO VC1



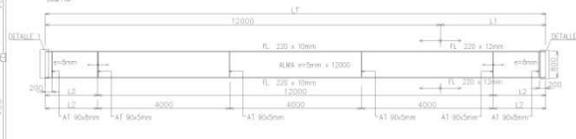
VIGA TIPO VC1A



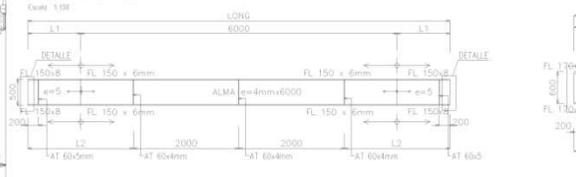
VIGA TIPO VC4



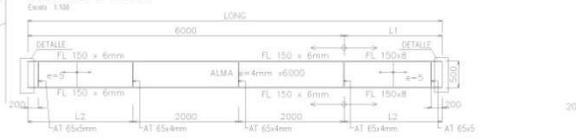
VIGA TIPO VC4A



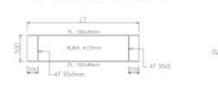
VIGA TIPO VC3



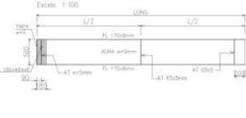
VIGA TIPO VC3A



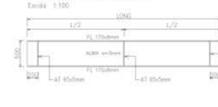
VIGA TIPO VC3B  
VC3C, VC3D, VC3E, VC3F



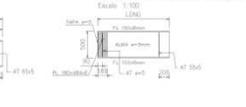
VIGA TIPO VC3G



VIGA TIPO VC3H



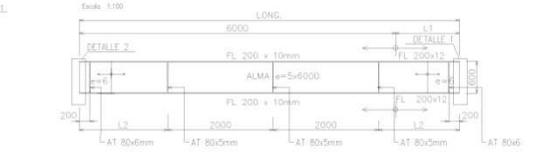
VIGA TIPO VC3I, VC3J, VC3K



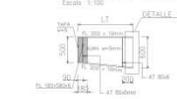
VIGA TIPO VC2



VIGA TIPO VC2A



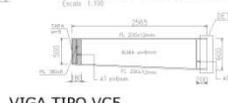
VIGA TIPO VC2B



VIGA TIPO VC2C



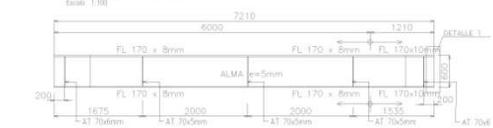
VIGA TIPO VC2D, VC2E



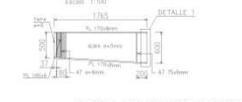
VIGA TIPO VC5



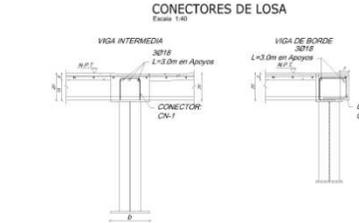
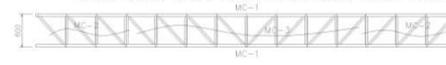
VIGA TIPO VC5A



VIGA TIPO VC5B, VC5C, VC5D



VIGAS VC10B, VC10C, VC10D, VC10E, VC10F, VC10G, VC10H



LONG. DE VIGA MARCA	Ø	SEPARACION CENTRO	EXTREMOS
4m	CN-1	12mm	7cm 15cm
8m	CN-1	12mm	7cm 30cm
16m	CN-1	12mm	7cm 40cm

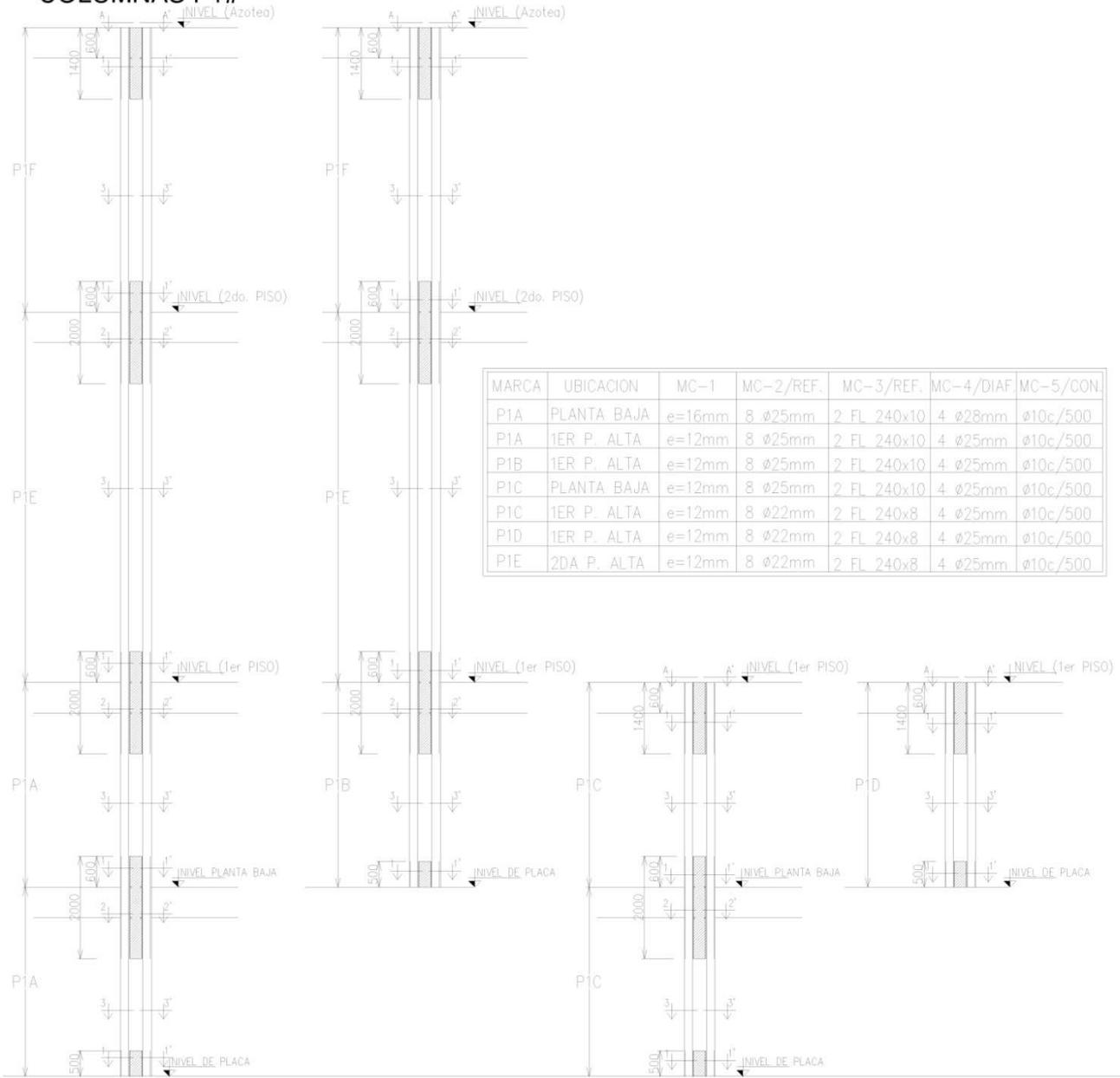
NOTA:  
 1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION DE OBRAS  
 COMENZAR CON PLANOS ESTRUCTURALES CON UN INGENIERO  
 ARQUITECTONICO EMPLAZADO POR ALTO VOLAJE ARQUITECTONICO  
 2. LAS MEDIDAS PREVALEN EN LA OBRA

DE: USARA  
 HONORARIO PARA LOSA: 100000000  
 HONORARIO PARA MURO-COLOMNA: 100000000  
 ASESOR: 100000000  
 PERIODE ESTIMADO:



PLANTA NPT+ 16.80 BLOQUE 6			
ESCALA:	INDICADA	FECHA:	JUNIO-2012
SIBILO:		PROYECTO ESTRUCTURAL:	
	CRISTIAN J.B.		CRISTIAN J.B.
			ES-08

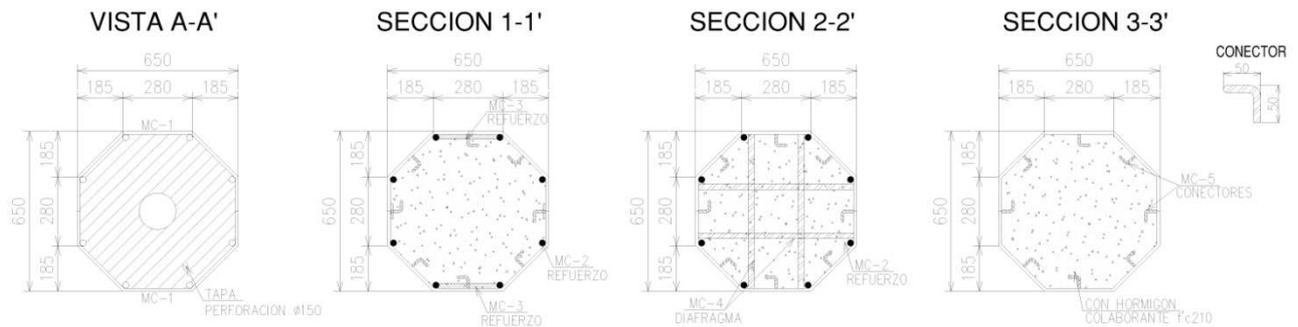
# COLUMNAS P1#



MARCA	UBICACION	MC-1	MC-2/REF.	MC-3/REF.	MC-4/DIAF	MC-5/CON.
P1A	PLANTA BAJA	e=16mm	8 Ø25mm	2 FL 240x10	4 Ø28mm	Ø10c/500
P1A	1ER P. ALTA	e=12mm	8 Ø25mm	2 FL 240x10	4 Ø25mm	Ø10c/500
P1B	1ER P. ALTA	e=12mm	8 Ø25mm	2 FL 240x10	4 Ø25mm	Ø10c/500
P1C	PLANTA BAJA	e=12mm	8 Ø25mm	2 FL 240x10	4 Ø25mm	Ø10c/500
P1C	1ER P. ALTA	e=12mm	8 Ø22mm	2 FL 240x8	4 Ø25mm	Ø10c/500
P1D	1ER P. ALTA	e=12mm	8 Ø22mm	2 FL 240x8	4 Ø25mm	Ø10c/500
P1E	2DA P. ALTA	e=12mm	8 Ø22mm	2 FL 240x8	4 Ø25mm	Ø10c/500

## SECCION DE COLUMNA P1-P6

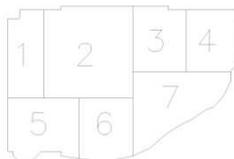
ESC. 1:30



NOTA:  
 1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION SE DEBERA CORRELACIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS EMITIDOS POR ALDO VOLPE ARQUITECTOS  
 2. LAS MEDIDAS PREVALECEEN SOBRE LA ESCALA

SE USARA  
 HORMIGON PARA LIGA  $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$   
 HORMIGON PARA MURO-COLUMNAS  $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$   
 ACERO  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$   
 PERFILES ASTM-A36

OBRA:

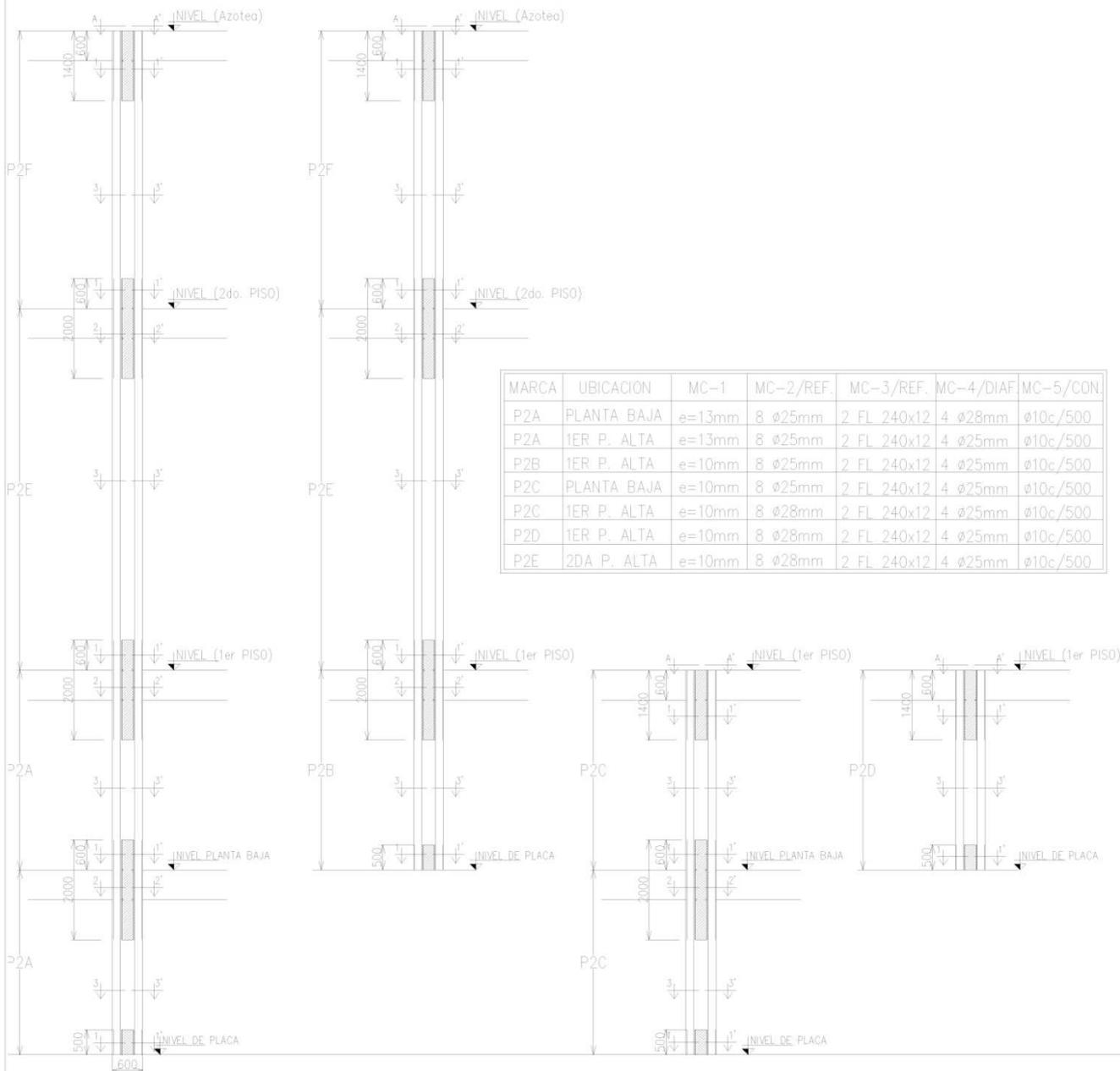


LAMINA:

### COLUMNAS P1

ESCALA:	1:125	FECHA:	JUNIO-2012	FICHA:	ES-09
DEBIDO:	CRISTIAN J.B.	PROYECTO ESTRUCTURAL:	CRISTIAN J.B.		

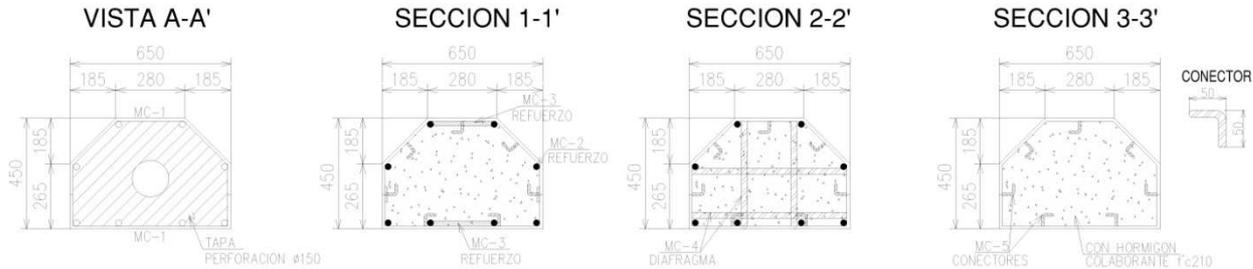
# COLUMNAS P2#



MARCA	UBICACION	MC-1	MC-2/REF.	MC-3/REF.	MC-4/DIAF.	MC-5/CON.
P2A	PLANTA BAJA	e=13mm	8 ø25mm	2 FL 240x12	4 ø28mm	ø10c/500
P2A	1ER P. ALTA	e=13mm	8 ø25mm	2 FL 240x12	4 ø25mm	ø10c/500
P2B	1ER P. ALTA	e=10mm	8 ø25mm	2 FL 240x12	4 ø25mm	ø10c/500
P2C	PLANTA BAJA	e=10mm	8 ø25mm	2 FL 240x12	4 ø25mm	ø10c/500
P2C	1ER P. ALTA	e=10mm	8 ø28mm	2 FL 240x12	4 ø25mm	ø10c/500
P2D	1ER P. ALTA	e=10mm	8 ø28mm	2 FL 240x12	4 ø25mm	ø10c/500
P2E	2DA P. ALTA	e=10mm	8 ø28mm	2 FL 240x12	4 ø25mm	ø10c/500

## SECCION DE COLUMNA P2

ESC. 1:30



NOTA:  
 1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION SE DEBERA CORRELACIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS EMITIDOS POR ALDO VOLPE ARQUITECTOS  
 2. LAS MEDIDAS PREVALECIEN SOBRE LA ESCALA.

SE USARA  
 HORMIGON PARA LOSA f'c=280 kg/cm²  
 HORMIGON PARA MURO-COLUMNAS f'c=350 kg/cm²  
 ACERO fy=4200kg/cm²  
 PERFILES ASTM-A36

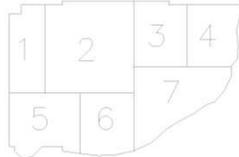
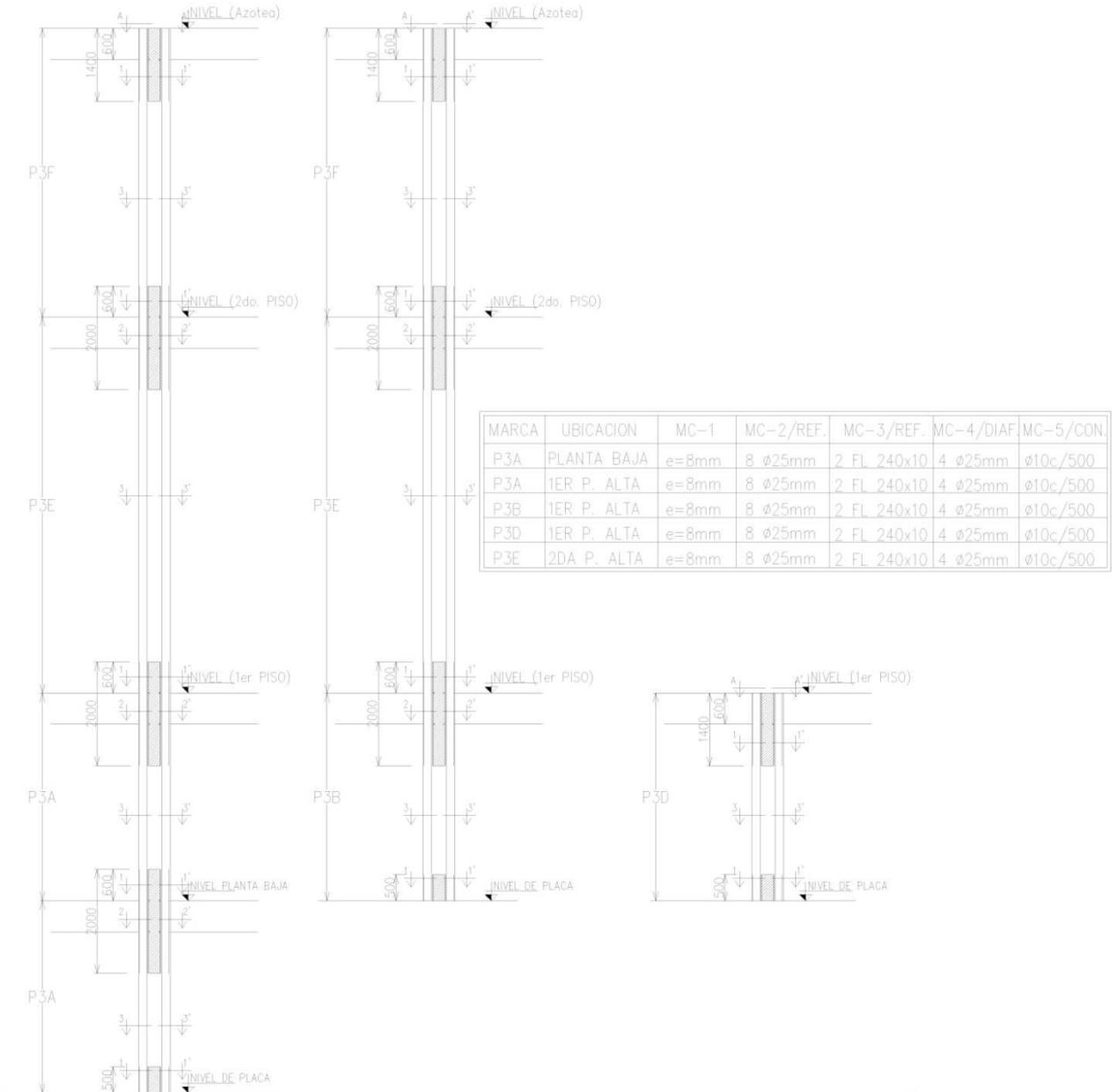


LÁMINA		
<b>COLUMNAS P2</b>		
ESCALA:	FECHA:	FICHA:
1:125	JUNIO-2012	
DIBUJO:	PROYECTO ESTRUCTURAL:	<b>ES-10</b>
CRISTIAN J.B.	CRISTIAN J.B.	

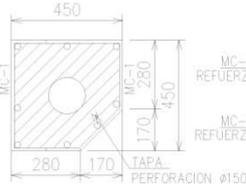
# COLUMNAS P3



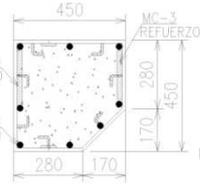
## SECCION DE COLUMNA P3

ESC. 1:30

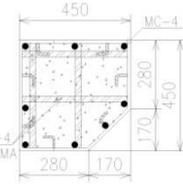
VISTA A-A'



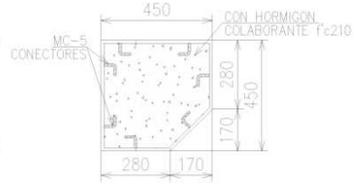
SECCION 1-1'



SECCION 2-2'



SECCION 3-3'

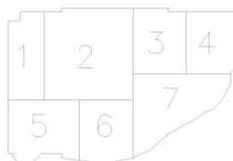


CONECTOR



NOTA:  
 1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION SE DEBERA CORRELACIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS EMITIDOS POR ALDO VOLPE ARQUITECTOS  
 2. LAS MEDIDAS PREVALECEM SOBRE LA ESCALA

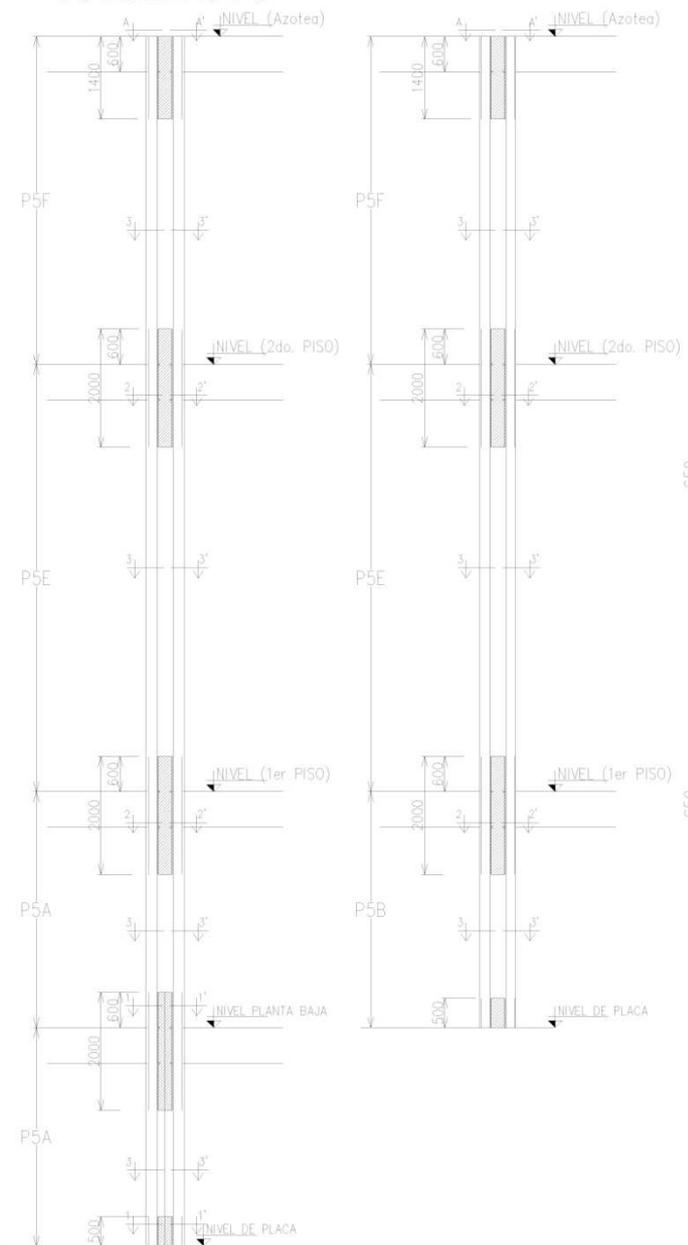
SE USARA:  
 HORMIGON PARA LOSA  $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$   
 HORMIGON PARA MURO-COLUMNAS  $f'c=350 \text{ Kg/cm}^2$   
 ACERO  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 PERFILES ASTM-A36



## COLUMNAS P3

ESCALA:	1:125	FECHA:	JUNIO-2012	REDA:	
DIBUJO:	CRISTIAN J.B.	PROYECTO ESTRUCTURAL:	CRISTIAN J.B.	ES-11	

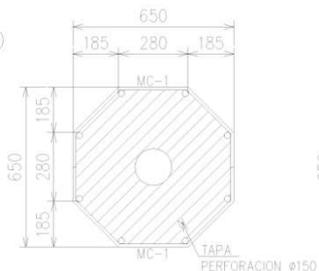
# COLUMNAS P5



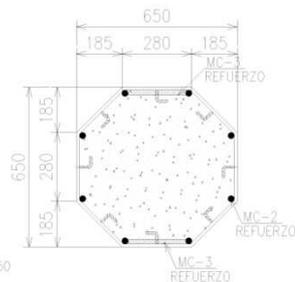
## SECCION DE COLUMNA P5

ESC. 1:30

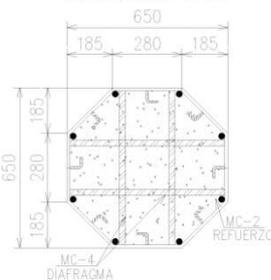
### VISTA A-A'



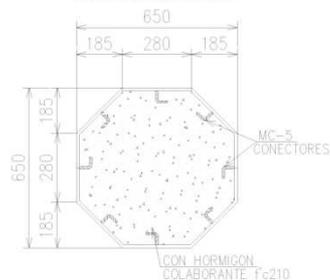
### SECCION 1-1'



### SECCION 2-2'



### SECCION 3-3'



### CONECTOR

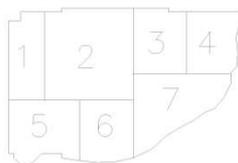


MARCA	UBICACION	MC-1	MC-2/REF.	MC-3/REF.	MC-4/DIAF	MC-5/CON.
P5A	PLANTA BAJA	e=16mm	8 ø28mm	2 FL 240x10	4 ø28mm	ø10c/500
P5A	1ER P. ALTA	e=12mm	8 ø25mm	2 FL 240x10	4 ø28mm	ø10c/500
P5B	1ER P. ALTA	e=12mm	8 ø25mm	2 FL 240x10	4 ø28mm	ø10c/500
P5E	2DA P. ALTA	e=10mm	8 ø22mm	2 FL 240x10	4 ø25mm	ø10c/500

NOTA:  
 1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION SE DEBERA CORRELACIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS EMITIDOS POR ALDO VILPE ARQUITECTOS  
 2. LAS MEDIDAS PREVALECIEN SOBRE LA ESCALA.

SE USARA  
 HORMIGON PARA LOSA f'c=280 kg/cm<sup>2</sup>  
 HORMIGON PARA MURO-COLUMNAS f'c=350 kg/cm<sup>2</sup>  
 ACERO fy=4200kg/cm<sup>2</sup>  
 PERFILES ASTM-A36

UBI.

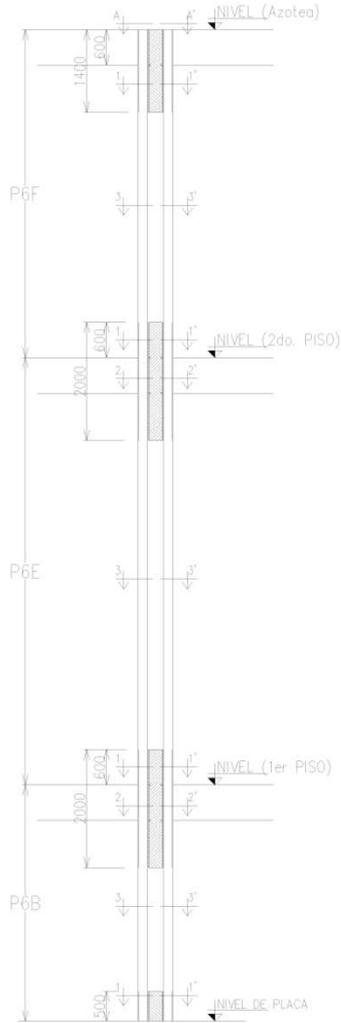


UBI.

## COLUMNAS P5

ESCALA:	1:125	FECHA:	JUNIO-2012	FICHA:	
DIBUJO:	CRISTIAN J.B.	PROYECTO ESTRUCTURAL:	CRISTIAN J.B.	ES-12	

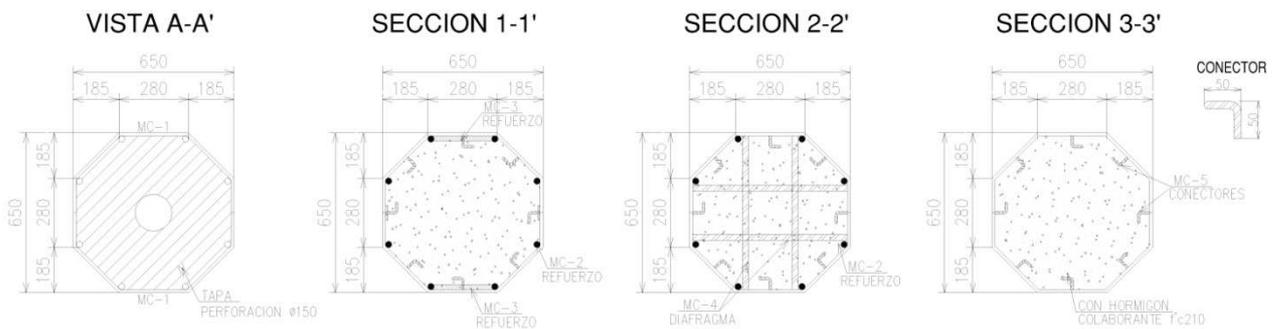
# COLUMNAS P6



MARCA	UBICACION	MC-1	MC-2/REF.	MC-3/REF.	MC-4/DIAF	MC-5/CON.
P6B	1ER P. ALTA	e=8mm	8 Ø22mm	2 FL 240x8	4 Ø25mm	Ø10c/500
P6E	2DA P. ALTA	e=8mm	8 Ø22mm	2 FL 240x8	4 Ø25mm	Ø10c/500

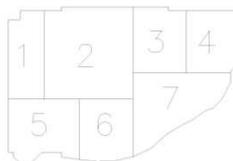
## SECCION DE COLUMNA P1-P6

ESC. 1:30



NOTA:  
 1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION SE DEBERA CORRELACIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS ENTREGADOS POR ALCO. VILFE. ARQUITECTOS  
 2. LAS MEDIDAS PREVALECEN SOBRE LA ESCALA

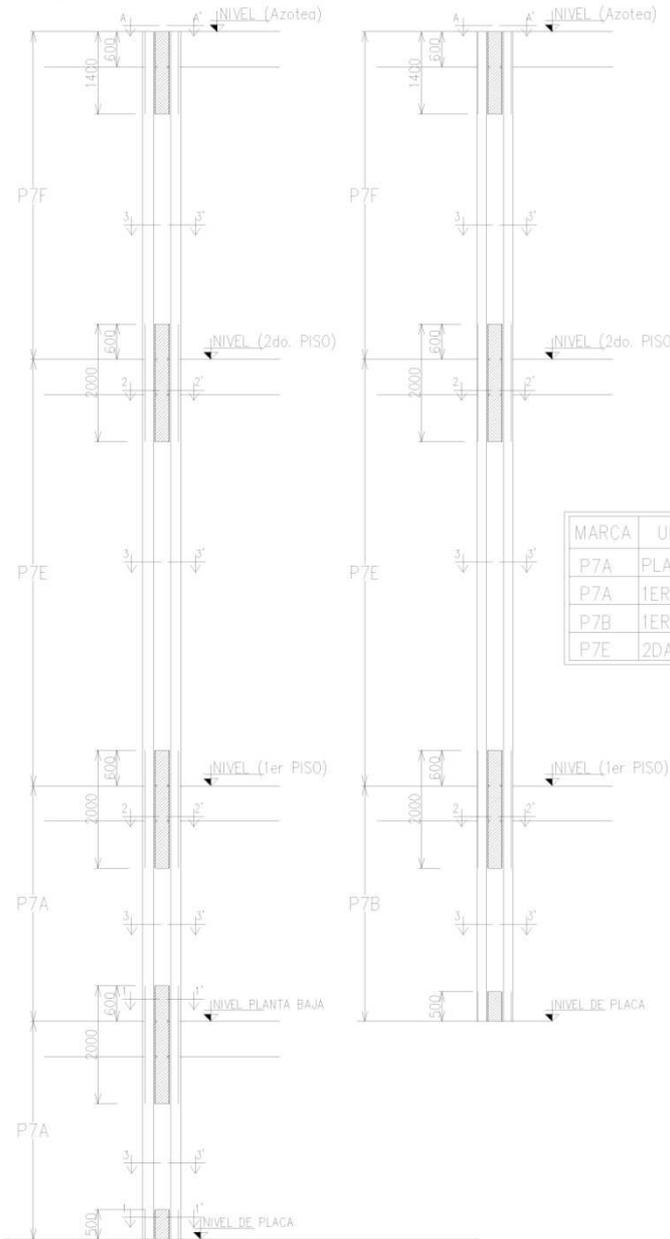
SE USARA:  
 HORMIGON PARA LOSA  $f_c=280 \text{ Kg/cm}^2$   
 HORMIGON PARA MURO-COLUMNAS  $f_c=350 \text{ Kg/cm}^2$   
 ACERO  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 PERFILES ASTM-A36



## COLUMNAS P6

ESCALA:	1:125	FECHA:	JUNIO-2012	FICHA:	
DEBIDO:	CRISTIAN J.B.	PROYECTO ESTRUCTURAL:	CRISTIAN J.B.		ES-13

# COLUMNAS P7



MARCA	UBICACION	MC-1	MC-2/REF.	MC-3/REF.	MC-4/DIAF.	MC-5/CON.
P7A	PLANTA BAJA	e=12mm	8 ø28mm	2 FL 240x12	4 ø28mm	ø10c/500
P7A	1ER P. ALTA	e=12mm	8 ø28mm	2 FL 240x12	4 ø28mm	ø10c/500
P7B	1ER P. ALTA	e=12mm	8 ø28mm	2 FL 240x12	4 ø28mm	ø10c/500
P7E	2DA P. ALTA	e=12mm	8 ø28mm	2 FL 240x12	4 ø25mm	ø10c/500

## SECCION DE COLUMNA P7

ESC. 1:30

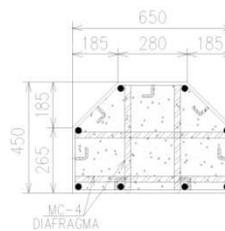
VISTA A-A'



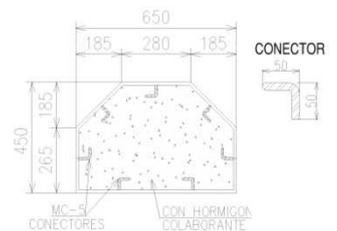
SECCION 1-1'



SECCION 2-2'



SECCION 3-3'



NOTA:  
 1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION SE DEBERA CORRELACIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS EMITIDOS POR ALDO VOLPE ARQUITECTOS  
 2. LAS MEDIDAS PREVALECEEN SOBRE LA ESCALA.

SE USARA  
 HORMIGON PARA LOSA  $F_c=280 \text{ Kg/cm}^2$   
 HORMIGON PARA MURO-COLUMNAS  $F_c=350 \text{ Kg/cm}^2$   
 ACERO  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$   
 PERFILES ASTM-A36

OBRA:

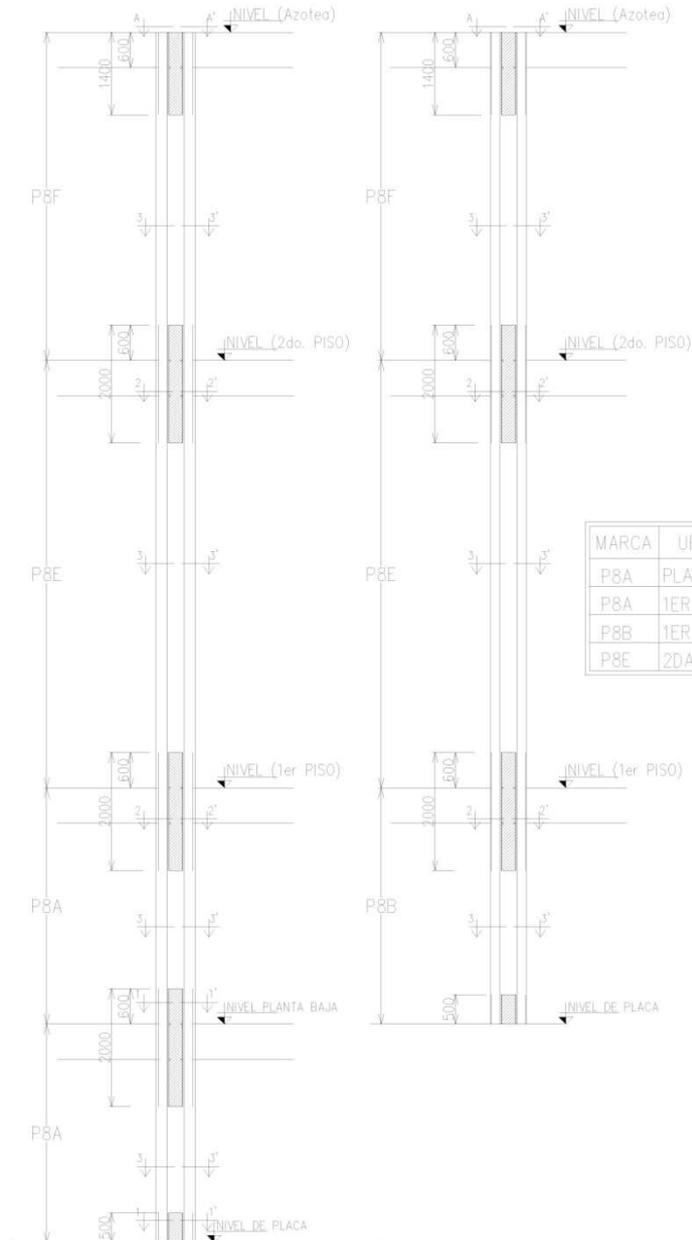


LAMINA:

## COLUMNAS P7

ESCALA:	1:125	FECHA:	JUNIO-2012	FICHA:	ES-14
DISEÑO:	CRISTIAN J.B.	PROYECTO ESTRUCTURAL:	CRISTIAN J.B.		

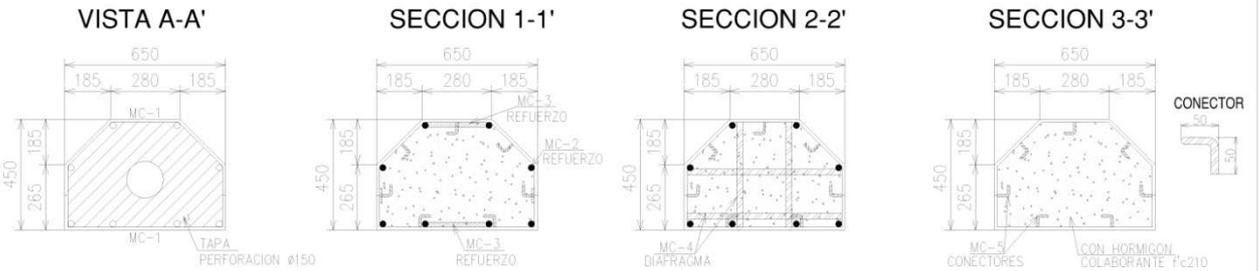
# COLUMNAS P8



MARCA	UBICACION	MC-1	MC-2/REF.	MC-3/REF.	MC-4/DIAF	MC-5/CON.
P8A	PLANTA BAJA	e=10mm	8 ø25mm	2 FL 240x10	4 ø25mm	ø10c/500
P8A	1ER P. ALTA	e=10mm	8 ø22mm	2 FL 240x8	4 ø25mm	ø10c/500
P8B	1ER P. ALTA	e=10mm	8 ø22mm	2 FL 240x8	4 ø25mm	ø10c/500
P8E	2DA P. ALTA	e=10mm	8 ø22mm	2 FL 240x8	4 ø25mm	ø10c/500

## SECCION DE COLUMNA P8

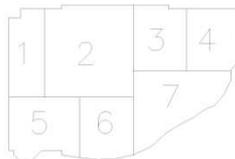
ESC. 1:30



NOTA:  
 1. ANTES DE PROCEDER A LA CONSTRUCCION SE DEBERA CORRELACIONAR LOS PLANOS ESTRUCTURALES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS EMITIDOS POR ALDO VOLPE ARQUITECTOS  
 2. LAS MEDIDAS PREVALECEEN SOBRE LA ESCALA.

SE USARA  
 HORMIGON PARA LOSA  $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$   
 HORMIGON PARA MURD-COLUMNAS  $f_c=330 \text{ kg/cm}^2$   
 ACERO  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$   
 PERFILES ASTM-A36

OBRA:



LABRA:

## COLUMNAS P8

ESCALA:	1:125	FECHA:	JUNIO-2012	FICHA:	
DIBUJO:	CRISTIAN J.B.	PROYECTO ESTRUCTURAL:	CRISTIAN J.B.		ES-15

