

Pontificia Universidad Católica del Ecuador
Facultad de Ingeniería
Escuela de Civil



Disertación Previa a la Obtención del Título de:
Ingeniero Civil

“Comparación Técnica-Económica de Elementos
Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de
Hormigón Armado”

Sebastián Navarro

Director: **Ing. Juan Carlos Garcés**

Quito, diciembre 2012

Dedicatoria

A mis padres, quienes no solo hicieron posible mis estudios, sino que me enseñaron que no existe atajos para el éxito, solo con esfuerzo, disciplina y trabajo se debe tratar de alcanzar las cumbres más altas y difíciles, pues solo en ellas descansa el verdadero sentido de triunfo.

Agradecimientos

A mi director, por sus enseñanzas y apoyo.

A mis correctores, por su tiempo y opiniones.

A la PUCE, donde me formé y de la cual siempre seré un orgulloso ex alumno.

Y a mi padre, el co-director de este trabajo.

Carta del Director

Quito D.M., 05 de diciembre de 2012

Doctor

Roberto Díaz Guevara

Secretario de la Facultad de Ingeniería

Ciudad.-

De mis consideraciones:

Mediante la presente notifico que el señor **Sebastián Navarro Villagómez**, portador de la cédula de identidad número **172094495-6**, ha concluido la disertación de grado titulada: **"COMPARACIÓN TÉCNICA-ECONÓMICA DE ELEMENTOS COMPUESTOS VS. ELEMENTOS DE ACERO Y ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO"**. Dicha disertación cumple con los parámetros establecidos por la facultad.

Sírvase hacer uso de la presente para los fines consiguientes.

Atentamente,



Ing. Juan Carlos Garcés
DIRECTOR

Tabla de Contenidos

Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Carta del Director	IV
Tabla de Contenidos	V
Resumen	VI
Capítulo # 1 “Introducción”	1
1.1 Definición de Elementos Compuestos.....	1
1.2 Ventajas y Desventajas del uso de Elementos Compuestos.....	2
1.2.1 Ventajas.....	2
1.2.2 Desventajas.....	4
Capítulo # 2 “Conceptos Básicos”	5
2.1 Propiedades de los Elementos Compuestos.....	5
2.1.1 Clasificación de los Elementos Compuestos.....	5
2.1.2 Estados Límites de las Secciones Compuestas.....	8
2.2 Comportamiento de los Elementos Compuestos.....	12
2.3 Filosofía de Diseño de los Elementos Compuestos.....	15
2.3.1 Limitaciones de Materiales.....	16
2.3.2 Reglamento General.....	17
Capítulo # 3 “Diseño de Vigas”	17
3.1 Principios del Diseño de Vigas.....	17
3.1.1 Elementos Sujetos Esencialmente a Flexión.....	17
3.1.2 Principios del Diseño de Vigas a Flexión.....	18
3.2 Fundamentos del Diseño de Vigas.....	23
3.2.1 Fundamentos del Diseño de Vigas de Hormigón Armado.....	23
3.2.2 Fundamentos del Diseño de Vigas de Acero.....	28
3.2.3 Fundamentos del Diseño de Vigas Compuestas.....	36
3.3 Reglamentos y Normas del Diseño de Vigas.....	40
3.3.1 Reglamentos y Normas del Diseño de Vigas de Hormigón Armado.....	40
3.3.2 Reglamentos y Normas del Diseño de Vigas de Acero.....	47
3.3.3 Reglamentos y Normas del Diseño de Vigas Compuestas.....	61

Capítulo # 4 “Diseño de Columnas”	72
4.1 Principios del Diseño de Columnas.....	72
4.1.1 Elementos Sujetos Esencialmente a Flexo-Compresión.....	72
4.1.2 Principios del Diseño de Columnas.....	74
4.2 Fundamentos del Diseño de Columnas.....	84
4.2.1 Fundamentos del Diseño de Columnas de Hormigón Armado.....	84
4.2.2 Fundamentos del Diseño de Columnas de Acero.....	89
4.2.3 Fundamentos del Diseño de Columnas Compuestas.....	96
4.3 Reglamentos y Normas del Diseño de Columnas.....	102
4.3.1 Reglamentos y Normas del Diseño de Columnas de Hormigón Armado.....	102
4.3.2 Reglamentos y Normas del Diseño de Columnas de Acero.....	109
4.3.3 Reglamentos y Normas del Diseño de Columnas Compuestas.....	117
Capítulo # 5 “Diseño de Losas Unidireccionales”	125
5.1 Principios del Diseño de Losas Unidireccionales.....	125
5.2 Fundamentos del Diseño de Losas Unidireccionales.....	128
5.2.1 Fundamentos del Diseño de Losas Unidireccionales de Hormigón Armado.....	128
5.2.2 Fundamentos del Diseño de Losas Unidireccionales con Panel Metálico.....	131
5.3 Reglamentos y Normas del Diseño de Losas Unidireccionales.....	140
5.3.1 Reglamentos y Normas del Diseño de Losas Unidireccionales de Hormigón Armado.....	140
5.3.2 Reglamentos y Normas del Diseño de Losas Unidireccionales con Panel Metálico.....	147
Capítulo # 6 “Diseño de Conectores”	154
6.1 Principios del Diseño de Conectores.....	154
6.2 Fundamentos del Diseño de Conectores.....	159
6.3 Reglamentos y Normas del Diseño de Conectores.....	165
Capítulo # 7 “Programas Computarizados de Aplicación”	170
7.1 Principios de los Programas Computarizados de Aplicación.....	170
7.2 Programas de Aplicación.....	175

7.2.1 Vigas de Hormigón Armado – Simplemente Armadas y de Sección Rectangular.....	175
7.2.2 Vigas de Hormigón Armado – Simplemente Armadas y de Sección Tipo T”.....	176
7.2.3 Vigas Metálicas – Perfiles Tipo I Doblemente Simétricos.....	177
7.2.4 Vigas Compuestas – Perfiles Metálicos Tipo I Monosimétricos con Losa de Hormigón Armado con Panel Metálico.....	178
7.2.5 Columnas de Hormigón Armado – Rectangulares y Simétricas.....	179
7.2.6 Columnas Metálicas – Perfiles Tubulares Cuadrados de Espesor Constante.....	181
7.2.7 Columnas Compuestas – Perfiles Tubulares Cuadrados de Espesor Constante de Acero, Rellenas de Hormigón Armado.....	182
7.2.8 Losas de Hormigón Armado – Unidireccionales y Macizas.....	183
7.2.9 Losas Compuestas – Hormigón Armado sobre Panel Metálico.....	184
7.2.10 Conectores de Cortante.....	185
Capítulo # 8 “Ejercicios de Comparación”.....	186
8.1 Parámetros Generales de Comparación.....	186
8.2 Ejercicios de Comparación.....	189
8.2.1 Sistema Constructivo en Hormigón Armado.....	189
8.2.2 Sistema Constructivo en Acero.....	202
8.2.3 Sistema Constructivo con Elementos Compuestos.....	215
8.3 Presupuestos de los Modelos.....	229
8.3.1 Sistema Constructivo en Hormigón Armado.....	229
8.3.2 Sistema Constructivo en Acero.....	231
8.3.3 Sistema Constructivo con Elementos Compuestos.....	232
Capítulo # 9 “Conclusiones y Recomendaciones”.....	233
9.1 Conclusiones.....	233
9.1.1 Conclusiones Económicas.....	233
9.1.2 Conclusiones Técnicas.....	235
9.2 Recomendaciones.....	238
Bibliografía.....	239
Anexos.....	242

Resumen

El objetivo de la presente disertación, es el de realizar un estudio desde el punto de vista teórico y práctico, del uso de los elementos compuestos como un método constructivo. Para lograr dicho objetivo, debemos compararlo con los sistemas más comunes, que son el de Hormigón Armado y el de Acero. Estos dos sistemas, al igual que el de Elementos Compuestos, tienen sus ventajas y desventajas. Son estos factores los que se deben considerar para poder tener una base teórica sustentada a la hora de elegir el sistema constructivo en nuestro proyecto.

Los capítulos 1 y 2, pretenden introducir y detallar las características y propiedades de los Elementos Compuestos. Ya que, a pesar de que cada día su uso aumenta, sus características siguen siendo desconocidas por gran número de profesionales, sobretodo en el Ecuador, donde el trabajo con Elementos Compuestos, es relativamente nuevo y bajo.

En los capítulos 3, 4, 5 y 6, se da el sustento teórico para poder realizar el diseño de los elementos que se van a comparar, estos elementos son los más utilizados en la construcción, y son: las Vigas (capítulo # 3), Columnas (capítulo # 4) y Losas (capítulo # 5). El capítulo # 6, es el diseño de conectores, elementos necesarios para poder obtener la acción compuesta, y de los cuales en nuestro medio, la información es pobre o casi nula.

Los capítulos 7 y 8, son los capítulos prácticos, donde se utiliza toda la base teórica de los capítulos anteriores, para poder diseñar algunas estructuras, siendo los resultados, el material necesario para la comparación entre los sistemas constructivos. El capítulo # 7 es donde se desarrolló programas computarizados de aplicación y el capítulo # 8 donde se utilizan esos programas para el diseño de los elementos.

En el capítulo # 9 se puntualizan las conclusiones y resultados del análisis práctico realizado en el capítulo # 8.

CAPÍTULO # 1 **“INTRODUCCIÓN”**

1.1 Definición de Elementos Compuestos.

Elemento Compuesto, para la ingeniería estructural, es aquel elemento conformado por dos o más materiales de construcción. Estas combinaciones pueden ser varias, teniendo construcciones compuestas de: hormigón-madera, madera-acero, e incluso materiales ecológicos como la caña (*guadua angustifolia kunth*), que está ganando terreno en la nueva era de la construcción verde. Sin embargo, los elementos compuestos por excelencia, son aquellos conformados por la unión acero - hormigón armado.

Es importante separar de esta definición al hormigón armado, que de hecho es un material compuesto por hormigón y varillas de refuerzo de acero, porque por esencia el hormigón muy resistente a compresión, pero muy pobre a tracción, no podría funcionar sin sus varillas de acero con alta resistencia a la tensión. Por lo que se sobrentiende al hormigón armado como un material único, diferente a los conocidos elementos compuestos, que son la unión de materiales que podrían funcionar solos o en conjunto. Es decir, podemos diseñar columnas de acero, o solo de hormigón armado, pero también podemos combinar estas dos técnicas para conformar columnas compuestas.

El Eurocódigo 4 define a los elementos compuestos como: *“Miembro estructural con componentes de hormigón y perfiles de acero estructurales conformados en frío, interconectados con conexiones a corte que limitan el deslizamiento longitudinal entre los miembros de concreto y acero, y la separación de un componente del otro”*¹.

Existen algunas formas de conformar Elementos Compuestos, una de ellas es el simple revestimiento de los perfiles de acero para protegerlos contra la corrosión y las altas temperaturas de los incendios. Existen dos grandes grupos (de los cuatro) de elementos compuestos: Perfiles embebidos en hormigón y perfiles de acero rellenos de hormigón. Esta clasificación la detallaremos en el capítulo # 2.

¹European Committee for Standardization (CEN), Eurocode 4: Design of composite Steel and Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004, Brussels, Bélgica, sección 1.5.2.1

1.2 Ventajas y Desventajas del uso de Elementos Compuestos.

Uno de los análisis que se debe hacer respecto a los elementos compuestos, son sus ventajas y desventajas. Para entender la dimensión del uso de elementos compuestos, examinaremos los factores a favor y en contra desde el punto de vista técnico y económico.

1.2.1 Ventajas:

Optimización del material²: Al combinar las grandes ventajas técnicas del acero y del hormigón armado, obtenemos elementos más resistentes, que nos permite utilizar menores dimensiones, lo que nos da una disminución de material, sobretodo de acero.

Mayores luces libre³: El acero perse es un material que gracias a su alta relación resistencia/peso nos permite luces libres de sus elementos considerablemente mayores a las obtenidas por el hormigón armado. Y si a esto le sumamos las rigidez que nos proporciona el hormigón, obtenemos miembros con mayores luces libres, usando igual dimensiones, en comparación al acero solo o al hormigón solo.

Mayor resistencia a la corrosión: Esta fue la razón por la que nació la combinación hormigón armado – acero estructural. El acero es un material que se usó, en un comienzo, en los países nórdicos, donde las 4 estaciones y climas más severos a los que se tiene en el Ecuador ubicado en el centro del mundo, les obligó a buscar otras técnicas a las tradicionales en hormigón. Es así que en los meses de invierno, se fabricaba las estructuras en taller, donde se tenía bajo control las amenazas climáticas, y en los meses de verano, se las montaba en sitio a mayor velocidad que el hormigón. Sin embargo, la exposición del acero a estos climas severos, produjo que se creen problemas de corrosión. Al recubrir los perfiles de acero con hormigón, estamos protegiéndole en gran medida (por no decir total) a los efectos de la corrosión.

² VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág. 2

³ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág. 2

Mayor resistencia a incendios⁴: Una de las desventajas que tiene la construcción en acero, es su baja resistencia a las altas temperaturas y al fuego. Incluso expertos creen que la razón por la que las torres gemelas colapsaron en el atentado del 11 de septiembre del 2001, fue que su forma constructiva con un núcleo central, permitió que el fuego se propague por dicho núcleo, haciendo que la estructura de acero se debilite y colapse. Al revestir los perfiles de acero con hormigón, lo estamos aislando del fuego por las propiedades del hormigón. Y si el hormigón se encuentra en el interior del perfil, sus características no conductoras y disipadoras de calor, aumentan la resistencia del perfil al fuego y sus altas temperaturas.

Menor costo de construcción: Esta ventaja está relacionada con la primera, ya que al tener menor dimensión de elementos para una misma condición, tenemos un menor costo para su construcción. Incluso, al tener miembros de menor dimensión, tendremos alturas entre piso menores, lo que nos significará una reducción de costos en la estructura, debido a que a menor altura, menor es el efecto sísmico. Esta ventaja se la pretende demostrar, en esta disertación, realizando ejercicios de diseño en diferentes condiciones, donde se compararán los tres sistemas estructurales, siendo uno de ellos, los Elementos Compuestos.

Control de deformaciones y vibraciones: La rigidez que le ofrece el hormigón al perfil de acero permite que tanto las vibraciones como las deformaciones sean menores en comparación al acero solo o al hormigón solo.

⁴ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág. 2

1.2.1 Desventajas:

Cálculo de rigidez: Cuando se determina la rigidez de un elemento, hay que tener en cuenta que la resistencia a tracción del hormigón es despreciable. El comportamiento plástico de la sección no ha sido resuelto en su totalidad, lo que agrega un grado de dificultad en su cálculo, sobretodo cuando se trata de determinar la inercia de la sección compuesta y su forma real de modelar su comportamiento real.

*Flujo plástico del hormigón*⁵: Los fenómenos de flujo plástico, así como el de retracción del hormigón, pueden llegar a ser mayores para el caso de los elementos compuestos que en los elementos de hormigón.

*Coordinación constructiva*⁶: Cuando estamos en la construcción in situ de la estructura, se debe combinar las especialidades en acero y en hormigón, lo que nos genera una mayor dificultad para coordinar los procesos, cronogramas y trabajos constructivos.

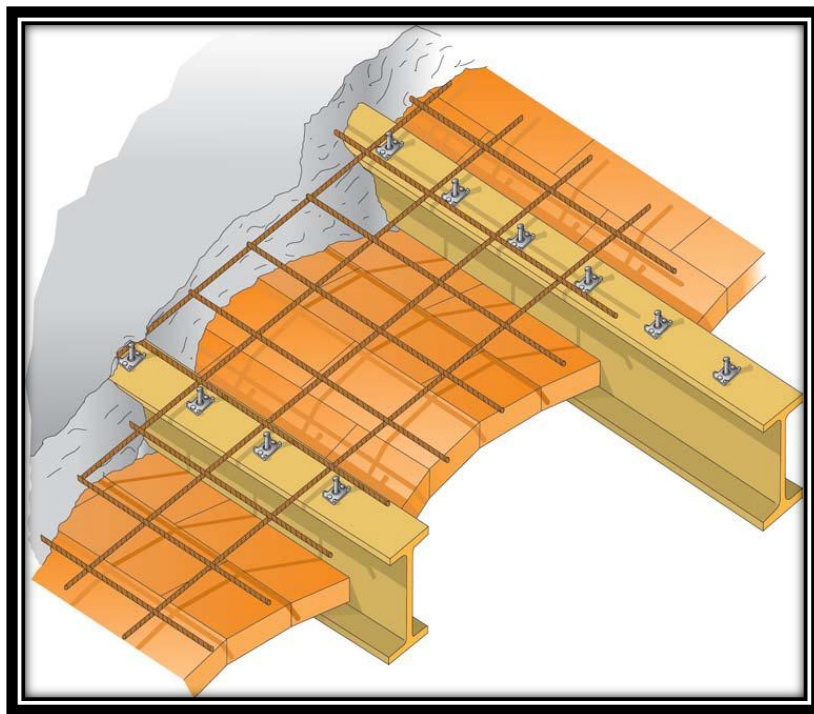


Figura 1. 1 Sistema Constructivo con Elementos Compuestos. Referencia 35.

⁵ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág.3.

⁶ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág.3.

CAPÍTULO # 2 “CONCEPTOS BÁSICOS”

2.1 Propiedades de los Elementos Compuestos

2.1.1 Clasificación de los Elementos Compuestos

Se puede clasificar a los elementos compuestos de dos maneras. La primera es según su función, es decir según el tipo de elemento estructural. Existen vigas, columnas y losas. La segunda forma de clasificación, es según su configuración o conformación. Tenemos cuatro tipos que son los siguientes:

- *Elementos compuestos con perfiles de acero embebidos en hormigón*

Esto ocurre cuando se embebe parcial o totalmente a al perfil metálico en una sección de hormigón, la cual puede tener refuerzo extra de varillas si el cálculo lo requiere. Las ventajas de este tipo de elementos, son que el hormigón restringe el pandeo local del perfil de acero y provee protección contra el fuego y la corrosión.

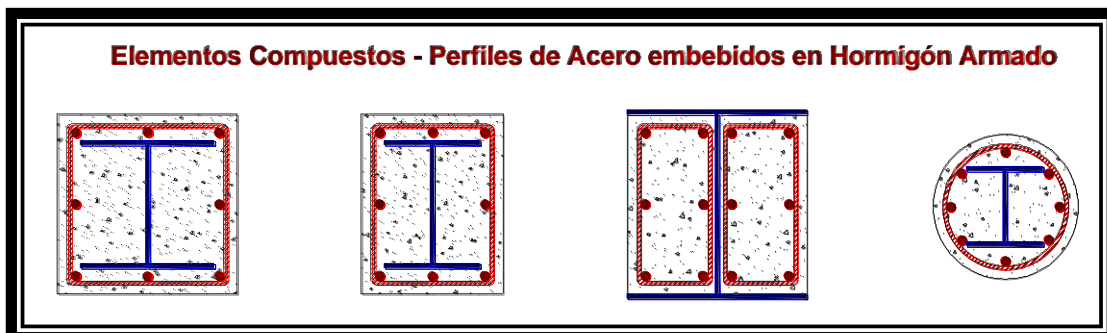


Figura 2. 1: Elementos Compuestos con perfiles de acero embebidos en hormigón.

- *Elementos compuestos de secciones tubulares de acero rellenas de hormigón.*

Estos elementos son secciones tubulares de acero, ya sean rectangulares, cuadradas o redondas; rellenas en su interior de hormigón. Si el cálculo lo requiere, se puede o no, armar el interior de hormigón. Las ventajas de estos elementos son que no requieren encofrados para su elaboración, y a pesar de que el acero no está revestido de hormigón, el centro de concreto provee de una mayor resistencia al fuego al perfil de acero.

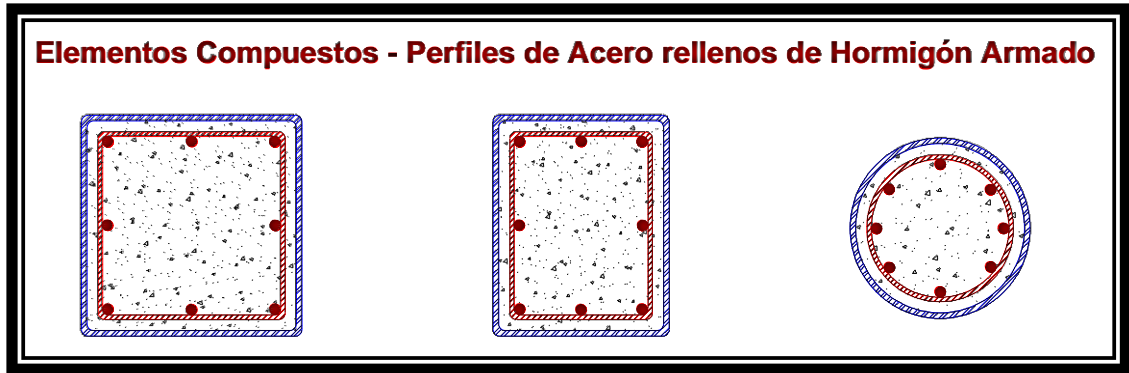


Figura 2. 2: Elementos Compuestos de secciones tubulares de acero rellenas de hormigón.

- *Vigas de acero con losa colaborante*

Estas vigas están conectadas con la losa de hormigón, ya sea a través de conectores, o a que parte de la viga se encuentra embebida en la losa. En este caso, hay contacto directo viga-losa. Una ventaja de este tipo de elementos, es una fácil adaptación a una construcción mayoritariamente de hormigón, donde se incorpora algunos elementos de acero, especialmente viguetas.

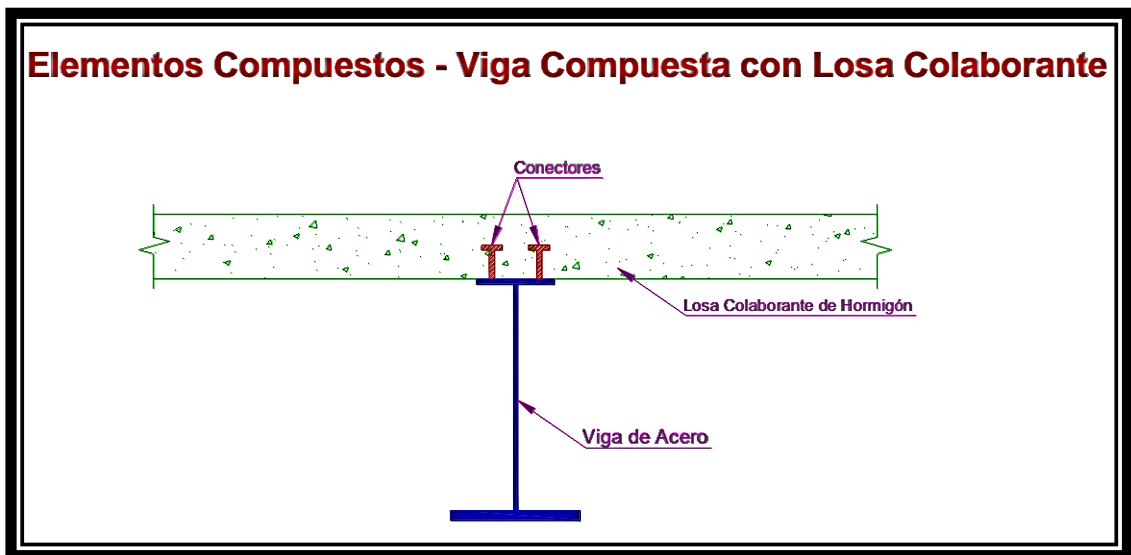


Figura 2. 3: Viga Compuesta con Losa Colaborante.

- Vigas de acero con losa fundida sobre panel colaborante.

Estos elementos se forman cuando usamos losa con panel metálico. Estas losas funcionan como losas en una sola dirección, y sus vigas metálicas se conectan a la losa con ayuda de conectores ubicados en las intersecciones de las nervaduras⁷. La gran ventaja de este elemento es que no se necesita encofrado para la losa, lo que disminuye considerablemente el tiempo de construcción.

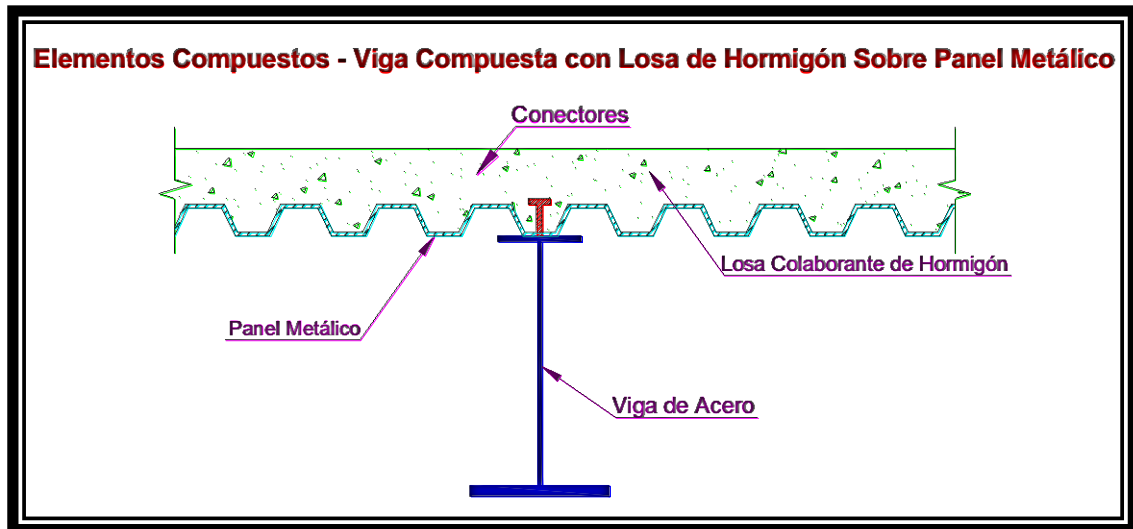


Figura 2. 4: Viga Compuesta con Losa de Hormigón sobre Panel Metálico.

⁷ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- "Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos", Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág.9.

2.1.2 Estados límites de las Secciones Compuestas

Una de las propiedades de los elementos, es saber hasta donde pueden resistir, en otras palabras, cuales son sus estados límites. En el caso de los elementos compuestos, se tiene estados límites por la falla de los materiales que lo conforman, o por falla del elemento en su conjunto. En cuanto a los materiales que conforman el miembro compuesto, se debe controlar los siguientes estados límites:

- ✓ *Falla del Hormigón en Compresión*⁸: Aunque en el diseño de hormigón armado, el objetivo es tener una falla dúctil, es posible que en los elementos compuestos sea el hormigón el que falle antes que el acero. Cuando falla el hormigón por compresión, es decir cuando el esfuerzo de compresión es superior al f'_c , antes que el perfil haya fluido, se obtiene una falla explosiva donde incluso se desprenden pedazos de concreto del elemento. En el caso de los elementos compuestos con perfiles tubulares rellenos, al no tener como desplazarse el hormigón, hay un ligero aumento en la resistencia del mismo gracias al confinamiento que produce la sección tubular de acero. Sin embargo al tener una falla de este tipo, la capacidad del elemento se ve reducida a la resistencia del perfil de acero.
- ✓ *Fluencia del Acero en Tracción*⁹: Este estado límite, es una falla dúctil. Sucede cuando el acero falla por tensión antes que el hormigón falle por compresión. Para que esto suceda, debe haber un área considerable a compresión, reduciendo el área a tensión de la sección, resultando esto en la falla a tracción.

Así como existen fallas de los materiales que conforman el elemento compuesto por separado, existen estados límites o fallas propias del elemento compuesto en su conjunto, dichas estados límites son los siguientes:

⁸ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág.10.

⁹ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág.11.

- *Pérdida de acción compuesta entre Acero y Hormigón*¹⁰: Esto ocurre cuando la adherencia o la unión mecánica entre acero y hormigón, tienen una capacidad de transferencia de corte menor que la resultante a compresión en el hormigón o la resultante a tracción del acero. Si esto sucede, existe un deslizamiento entre las superficies de contacto de los dos materiales, lo que se traduce en una pérdida de la acción compuesta, estando los materiales trabajando por separado, generando una disminución de la capacidad del elemento.

Este deslizamiento es conocido como acción compuesta incompleta, mientras que si existe una transferencia total del corte, estamos ante una acción compuesta completa.

- *Inestabilidad Global*¹¹: Existen dos posibilidades de inestabilidad global. La primera sucede cuando tenemos una falla del elemento por pandeo local (este concepto será revisado en el capítulo#3, sección 3.3.2), debido a los esfuerzos de compresión. Aunque es posible esta falla, una de las características de los elementos compuestos es justamente controlar o reducir el pandeo local de las secciones de acero, y se logra gracias a que los perfiles están rellenos o embebidos en hormigón, lo que le dota de la rigidez necesaria para evitar este estado límite.

La segunda posibilidad es debido al pandeo lateral-torsional ocasionado por la flexión del elemento. Para entender mejor este concepto, ilustraremos un ejemplo: tenemos una viga de acero conectada con una losa de hormigón. En este caso tenemos una transferencia suficiente del corte así que estamos hablando de un elemento con acción compuesta completa. El patín superior de la viga se encuentra arriostrado continuamente debido a la losa, sin embargo si la altura es relativamente grande, el patín inferior no está arriostrado. En este caso la capacidad del elemento compuesto se reduce a la capacidad de la viga de acero, la cual puede fallar por pandeo lateral torsional en su ala inferior como lo ilustra la figura 2.5.

¹⁰ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág.11.

¹¹ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág.13.

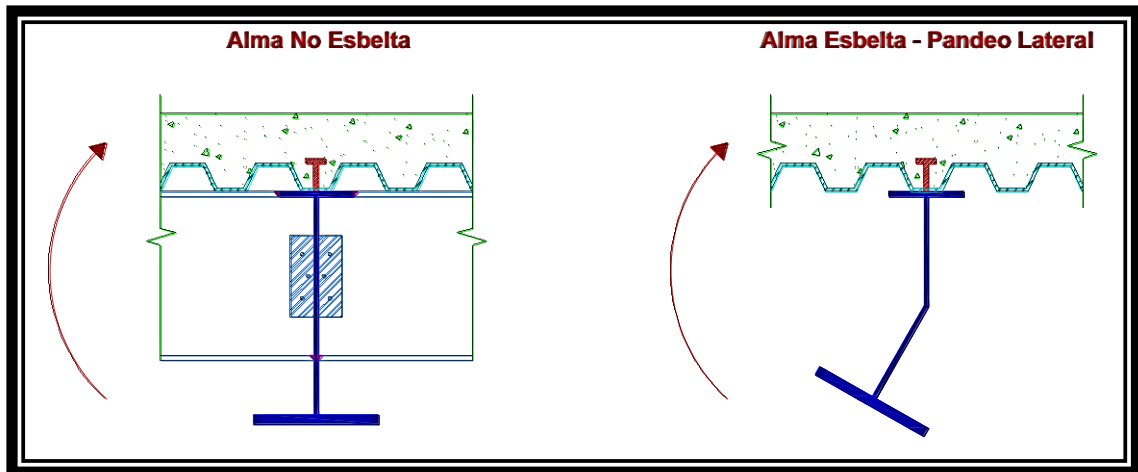


Figura 2. 5: Pandeo Torsional del patín inferior de la viga compuesta.

Otros estados límites que se debe considerar, son los estados límites de servicio. Hay que recordar que las fallas anteriormente descritas, son fallas últimas ya que tienen que ver con su resistencia. Pero las fallas de servicio, por más que no sean fallas que lleven al colapso de la estructura, son igualmente importantes porque responden a la servicialidad que debe tener la estructura. Los estados límites más importantes son:

- *Fisuración excesiva*¹²: Este fenómeno es una respuesta normal que tienen el hormigón a las acciones estructurales. Las fisuras en su mayor parte afectan a las vigas, debido a que estas trabajan esencialmente a flexión, sollicitación para la cual la resistencia del hormigón es muy pobre. Es necesario controlarlas, ya que fisuras muy anchas pueden atentar o afectar la durabilidad del elemento, al permitir el ingreso de humedad al acero. Otra razón es que visualmente puede ser molesto, en incluso puede llegar a destruir acabados como cerámicas. Por lo que es mejor tener una buena distribución de fisuras donde existan varias pequeñas a muy pocas pero grandes. Para lograr esto es necesario un refuerzo o una cuantía mínima de acero, la cual no siempre es lograda por el perfil de acero. Este fenómeno solo afecta a aquellos elementos compuestos con perfiles embebidos en el hormigón.

¹² VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- "Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos", Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág. 14.

- *Deformaciones Excesivas:* Aunque una de las características de los elementos compuestos son el aumento de la rigidez, existen casos como las vigas de acero conectadas a losas, que al mejorar su capacidad tienden a ser elementos más pequeños, pero en ocasiones a pesar de que se pueda disminuir la sección por resistencia, es necesario mayores dimensiones para controlar la deformación. Hay que tener en cuenta que deflexiones muy grandes pueden afectar a la servicialidad de la estructura, puede dañar elementos no estructurales como puertas y ventanas, puede dañar acabados e incluso pueden dar una percepción de inseguridad y de daño estructural por parte de los usuarios.
- *Vibración Excesiva:* Al igual que en las deformaciones excesivas, este fenómeno puede suceder por la disminución de las secciones de los elementos, gracias al aumento de la resistencia por al acción compuesta. Estas vibraciones pueden dar incomodidad al usuario, daños a elementos no estructurales, y afectación a equipos que requieran niveles bajos de vibración.

“El parámetro comúnmente asociado con este efecto es la frecuencia natural de la losa o viga “fr”. Hay un límite inferior de 4Hz (ciclos por segundo) comúnmente aceptado como la frecuencia natural mínima de cada viga de losa.”¹³

¹³VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág.17.

2.2 Comportamiento de los Elementos Compuestos

El comportamiento de la sección compuesta se basa en la acción compuesta. Esta acción se define como el trabajo conjunto entre el hormigón y el acero. Y esto solo se logrará si existe una transferencia de esfuerzos entre el hormigón y el acero, y viceversa. Este intercambio se alcanza gracias a la adherencia entre los dos materiales, su restricción se debe a que esta resistencia es limitada. En caso de que la fricción no sea suficiente para garantizar la transferencia de esfuerzos, se usa conexiones mecánicas, o más conocidas como conectores. Los conectores son tema de análisis posterior en el capítulo #6.

La mejor forma de entender el comportamiento compuesto, es con el ejemplo de una viga metálica simplemente apoyada con losa de hormigón en su parte superior. En la figura 2.6, podemos observar el comportamiento: a) de una viga compuesta sin comportamiento compuesto, y el b) de una viga compuesta con el comportamiento compuesto.



Figura 2. 6: Comparación de vigas deformadas con y sin acción compuesta.

En el caso a) se ilustra la deformación de la viga bajo la carga uniformemente distribuida. Tanto la sección de acero como la de hormigón, están actuando independientemente. Si bien, juntos están resistiendo la carga, al deformarse cada uno por su cuenta, los esfuerzos también son independientes, lo que requiere que una parte de la sección de hormigón se encuentra a tracción, lo que nos lleva a la conclusión de que el hormigón no está siendo aprovechado en su totalidad. Mientras que la viga de acero está a compresión, quitando sección a tracción, solicitación para la cual es más eficiente el acero. Aunque es cierto que de esta forma el sistema resiste más que la viga sola o la losa sola, es un comportamiento no en conjunto que no permite tener una eficiencia en los materiales y por ende aprovechar todas las ventajas de los elementos compuestos descritos en el capítulo #1.

En el caso b) se tiene una deformación conjunta, es decir, el acero y el hormigón se deforman iguales, esto gracias a la acción compuesta que existe en este caso. La figura muestra que la sección de hormigón se encuentra solo a compresión, solicitación para la cual es muy eficiente, mientras que la mayor parte de la sección de acero se encuentra tensionada.

2.3 Filosofía de Diseño de los Elementos Compuestos

Un elemento compuesto, está conformado por hormigón y acero. Es por esto que la visión y la filosofía de diseño de los mismos, depende del código del cual hagamos referencia. Por un lado, la ACI, busca transformar el área de los perfiles de acero, en áreas equivalentes de acero de refuerzo (varillas). Por otro lado la AISC y la SDI, quienes buscan lo opuesto, transforman el área del hormigón en un área equivalente de acero. A esta filosofía se une el Eurocódigo, el cual transforma el hormigón en acero. Sin embargo, en la versión actual de la AISC, se han dado ciertas modificaciones para que la normativa sea acorde y compatible con la normativa de la ACI. Inclusive en varias ocasiones, sobretodo en los subcapítulos I2, I3 e I8; se evoca a la normativa de la ACI como parte de la normativa de la AISC. Hay que recordar que estos dos códigos son americanos, lo que les permite ser compatibles entre sí. No es el caso del Eurocódigo, por lo que hay que tener mucho cuidado en este campo, puesto que no se puede mezclar normativas de diferentes códigos con el afán de lograr un diseño más económico.

En esta disertación, se tomará como referencia para el estudio de los elementos compuestos a la AISC, ya que este código regula de una forma más organizada y amplia, e inclusive dedica un capítulo entero al estudio de dichos elementos. El capítulo que regula los elementos compuestos en la AISC es el I. Inclusive, la AISC reconoce en sus comentarios, que la regulación para elementos compuestos dada por la ACI, no ha sido actualizada durante algunos años, y la misma AISC decide omitir ciertas especificaciones de su reglamento.

2.3.1 Limitaciones de Materiales

Las limitaciones de los materiales dadas por la AISC, aplican al hormigón, al acero estructural y al acero de refuerzo (varillas).

- *Para el hormigón:* con el fin de garantizar que exista realmente el esfuerzo asumido del concreto, este no debe tener una resistencia $f'c$ menor a 3 ksi (210 kg/cm²), y no mayor a 10 ksi (700 kg/cm²). En el caso de hormigones livianos o ligeros, el $f'c$ no debe ser menor a 3 ksi (210 kg/cm²), y no mayor a 6 ksi (420 kg/cm²).
- *Para el acero:* tanto para el acero estructural como para el acero de refuerzo, el esfuerzo de fluencia no debe ser mayor a 75ksi (5250 kg/cm²).

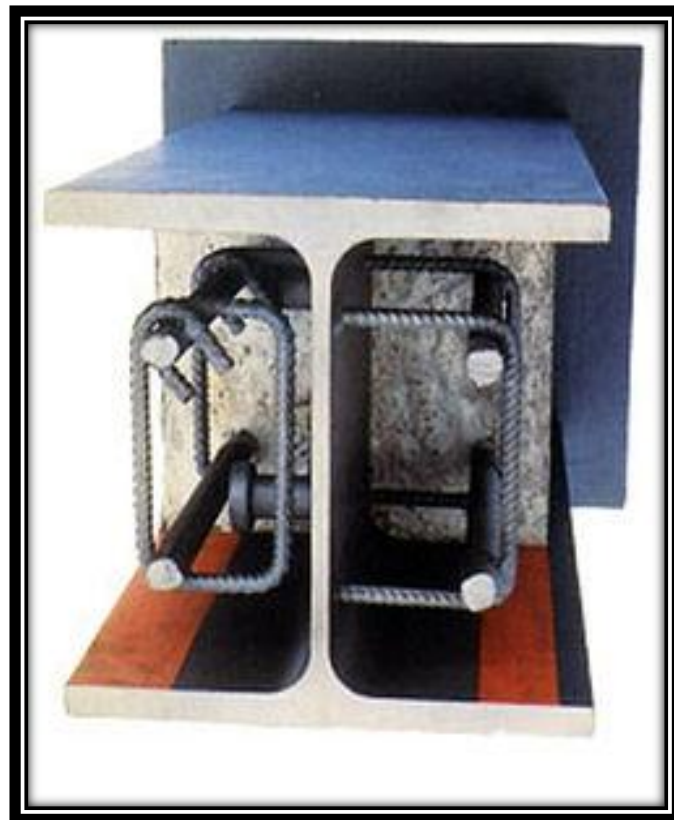


Figura 2. 7 Viga Compuesta Pre-Fabricada. Referencia 25.

2.3.2 Reglamento General

Existen dos posibilidades para el cálculo del esfuerzo nominal en elementos compuestos, ya sea a través del método de distribución del esfuerzo plástico o el método de compatibilidad de deformaciones.

El segundo método, la AISC lo recomienda sobretodo para el cálculo de secciones irregulares, o aquellas secciones donde el acero no tiene un comportamiento elasto-plástico. En este caso, se debe usar la deformación unitaria del hormigón igual a 0.003. Este procedimiento esta basado en datos experimentales.

El primer método, del cual se basará nuestro análisis, asume en sus cálculos, que el acero de la sección transversal alcanza su límite de fluencia, ya sea si se encuentra en compresión o en tracción. De igual forma, se considera que el hormigón alcanza su máxima resistencia igual a $0.85 f'c$. En este punto, cuando el elemento compuesto esta conformado por un perfil HSS (perfil rectangular), la AISC permite un incremento en la resistencia del hormigón, a $0.95 f'c$, esto gracias al efecto de confinamiento que produce el perfil de acero. Además, este método asume que no existe deslizamiento longitudinal entre el acero y el hormigón, y que tanto las dimensiones del concreto como las relaciones ancho espesor de los perfiles de acero, previenen que ocurra una falla por pandeo local de la sección antes de que exista cierta flexión y cierto fisuramiento en el hormigón.

CAPÍTULO # 3

“DISEÑO DE VIGAS”

3.1 Principios del Diseño de Vigas

3.1.1 Elementos sujetos esencialmente a flexión.

Dentro de la ingeniería estructural se denomina viga a un elemento constructivo lineal donde la longitud predomina sobre las otras dos dimensiones y suele ser horizontal. Más aún, el doctor Vinnakota define a una viga como: “... un elemento estructural diseñado para soportar cargas aplicadas transversalmente a su eje longitudinal, y para transferir esas cargas a puntos designados en la viga...”¹⁴. Es esta condición de carga y forma de trabajo de las vigas, que las convierte en elementos sujetos esencialmente a flexión. Se suele colocar a la viga de manera que todas las cargas y reacciones coincidan en el plano de simetría, de esta forma se asegura el comportamiento de flexión simple. Además de las vigas, existen otros elementos sujetos esencialmente a flexión, como por ejemplo los travesaños, sin embargo centraremos nuestro estudio en las vigas debido a que son los elementos más utilizados, más comunes y que pueden caracterizar o representar a todos los elementos que caen dentro de esta categoría.

¹⁴ VINNAKOTA, Sriramulu, Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, McGraw-Hill, Mayo 2007, México D.F., México, pág. 457.

3.1.2 Principios del Diseño de Vigas a Flexión

Simplificaciones:

El diseño de vigas a flexión, se lo puede resumir, como dar la resistencia adecuada al elemento para que soporte flexión y cortante, a la vez que se asegura que las deflexiones cumplan con los valores mínimos que establece la norma. Para esto se deberá asumir ciertos principios, que permitirán simplificar el estudio, a la vez que facilitan el trabajo para poder predecir, lo más cercano a la realidad, el comportamiento del elemento a flexión. Estos principios son:

1. Las secciones transversales del elemento originalmente planas, son planas y permanecen planas incluso después de la deformación. Cumpliendo de esta forma el teorema de Bernoulli en el que se establece que las deformaciones son directamente proporcionales al eje neutro.
2. El diagrama esfuerzo-deformación de los materiales se idealiza de tal forma que la zona elástica será una línea recta con inclinación igual al modulo elástico. Y de igual forma la zona plástica será una recta donde la deformación aumente sin aumentar el esfuerzo.

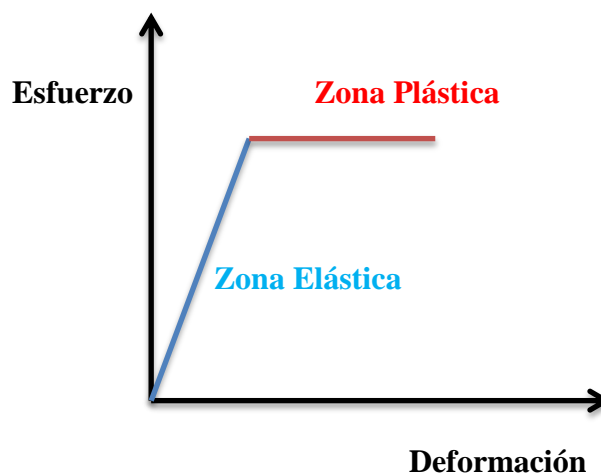


Figura 3. 1 Diagrama Esfuerzo-Deformación Idealizado.

3. No hay cargas axiales actuando sobre el elemento.

4. Los momentos se aplican en el plano de simetría de la sección transversal, asegurando de esta forma la existencia de flexión simple, y eliminando la torsión.
5. Se va a cumplir la ecuación general de la flexión la cual establece que el esfuerzo (σ) es igual:

$$\sigma = M * C/I; \quad \text{donde: } M = \text{Momento que lo produce.}$$

I = Momento de inercia de la sección respecto al eje neutro.

C = Distancia al eje neutro.

Criterio de Última resistencia:

Este criterio basa su estudio en una viga rectangular de longitud unitaria, material constante que esta sujeta a momentos flexionantes de magnitud M . La figura 3.2, muestra la distribución de esfuerzos en la sección transversal a medida que el momento flector M aumenta progresivamente desde cero. Tenemos las siguientes etapas:

1. Cuando la deformación unitaria ϵ es menor que ϵ_y , nos encontramos en la zona elástica donde los esfuerzos de todas las fibras de la sección transversal son menores al esfuerzo de fluencia del material. De igual forma la curvatura Φ es menor a Φ_y . En esta etapa ninguna deformación es permanente y una vez terminada la carga la sección vuelve a su condición inicial.
2. La deformación unitaria ϵ es igual ϵ_y , de igual forma la curvatura Φ es igual a Φ_y . Aquí sucede que el esfuerzo en las fibras más externas, se iguala al esfuerzo de fluencia del material, lo cual significa que la última fibra de la sección ha fluido. El momento flector aplicado en este instante es igual al momento de fluencia (M_y), y es hasta este punto, donde el método ASD trabaja.
3. En la tercera etapa, el momento flector sigue aumentado y ya ha superado al momento de fluencia. Las fibras extremas fluyen y entran dentro de la zona plástica (área sombreada), mientras que las fibras intermedias se mantienen en la zona elástica. El esfuerzo se mantiene constante e igual a F_y sobre la parte de la sección

que esta dentro de la zona plástica, y varía de manera lineal en el resto de la sección. Este proceso de fluencia sucesiva de las fibras al aumentar el momento flector se le conoce como: plastificación de la sección transversal. Mientras el momento flector siga aumentando, este proceso continuará hasta llegar a la etapa 4.

4. En esta etapa, el 100% de la sección ha fluido. Es decir, toda la sección ha entrado en la zona plástica. El momento flector es igual al momento plástico (M_p), y como convención, se considera que este momento es el máximo posible, dejando a un lado o como seguridad extra, los beneficios del endurecimiento por deformación. Es en este instante donde se ha alcanzado la resistencia última de la sección, y es aquí donde basa su diseño el método LRFD.

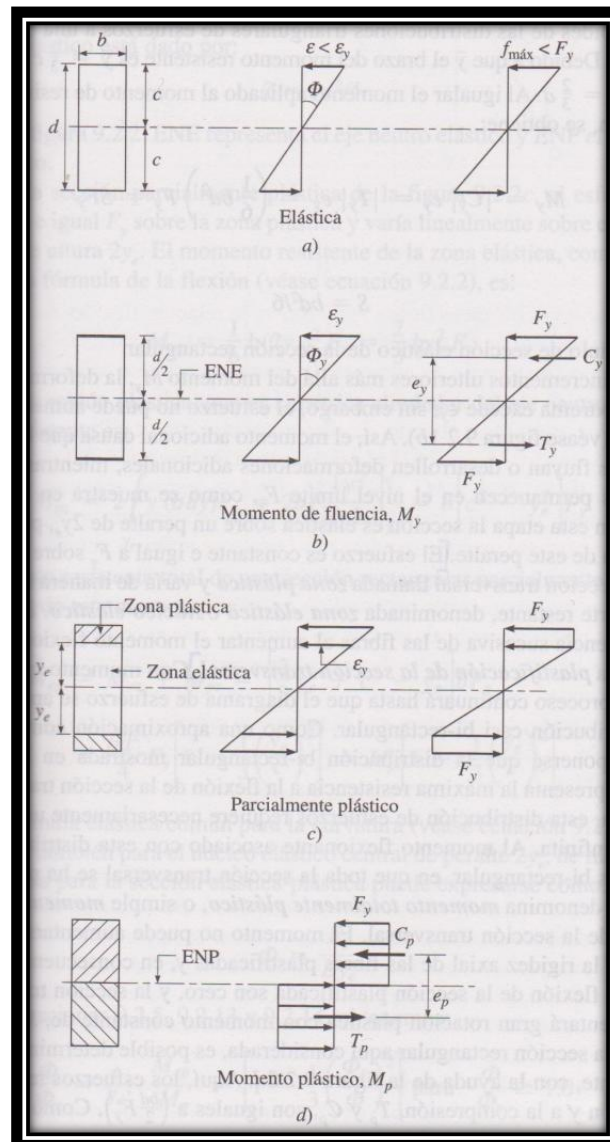


Figura 3. 2: Distribución de esfuerzos en una sección rectangular. Referencia 10.

Este proceso descrito anteriormente sucede por igual en una viga de sección I, como lo muestra la figura 3.3.

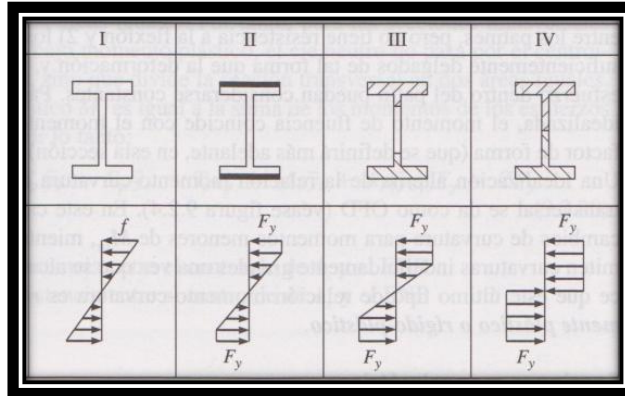


Figura 3.3: Distribución de esfuerzos en secciones tipo I. Referencia 10.

Fórmulas en última resistencia:

De la gráfica 3.1, podemos deducir algunas fórmulas:

✓ $M_y = S * F_y$; donde: M_y = Momento de Fluencia.

S = Módulo de sección elástico.

F_y = esfuerzo de fluencia

✓ $S = \frac{I}{c}$; donde: I = inercia de la sección transversal

c = distancia del eje neutro a la fibra extrema.

✓ $I = \sum(\frac{b_i * h_i^3}{12} + A_i * y_i^2)$; donde: A_i = área de las partes de la sección.

b_i = base de la parte de la sección.

h_i = Altura de la parte de la sección.

y_i = distancia del centro de gravedad de las partes de la sección al extremo de la parte.

✓ $M_p = Z * F_y$; donde: M_p = Momento plástico

Z = Módulo de sección plástico

✓ $Z = \sum(A_i * |y_{pi}|)$ donde: A_i = Área de las secciones de la sección.

y_{pi} = distancia del centro de gravedad de la partes de la sección al eje neutro de la sección.

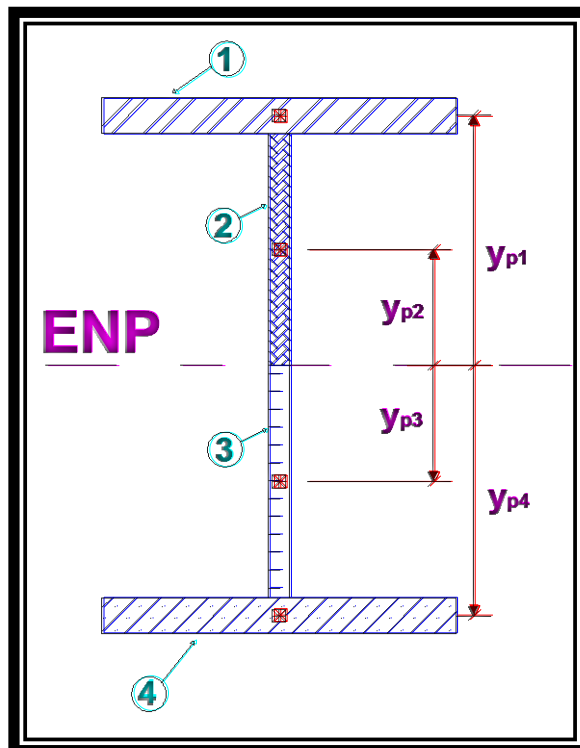


Figura 3. 4: Distancias para obtener el modulo plástico de una sección tipo I doblemente simétrica.

3.2 Fundamentos del diseño de Vigas

3.2.1 Fundamentos del diseño de Vigas de Hormigón Armado.

El diseño de vigas en hormigón armado, basa su estudio en algunos principios fundamentales. Como lo expusimos, en general para vigas, partimos del principio de Navier, que dice que las secciones planas permanecen planas después de la carga. En el caso del hormigón armado, este principio se cumple solo si existe una buena adherencia entre el acero y el hormigón. Para esto se debe cumplir con las longitudes de desarrollo que el refuerzo requiere. La longitud de desarrollo, es aquella distancia que la varilla de acero debe estar embebida en el hormigón para que esta no se desgarre y de esta forma pueda fallar por fluencia. Sin embargo, Navier no es aplicable para vigas de gran peralte o en regiones de la viga donde la sollicitación por cortante es muy elevada.

Al igual que en vigas de acero, se desprecia el aumento de esfuerzo gracias al endurecimiento que sufre el acero en el momento de la deformación. Así como se desprecia el aporte o el esfuerzo que pueda dar el concreto en su zona de tensión. Hay que recordar que el esfuerzo a tensión del hormigón es de $0.15f'c$, es decir apenas el 15% de su resistencia a la compresión.

El tercer principio fundamental de diseño específicamente para vigas de hormigón, es quizás el más importante, debido a que su uso permitió una significativa simplificación del proceso de diseño de vigas, además de su mayor facilidad. Este principio es el Diagrama de Whitney.

Diagrama de Whitney:

En el diseño de vigas de hormigón armado se debe tomar en cuenta, por un lado el diseño del acero para que este soporte esfuerzo a tensión inducido en la viga, y por otro lado el diseño del hormigón para que este soporte el esfuerzo a compresión (en vigas simplemente armadas). El esfuerzo del concreto ha sido muy estudiado, y se lo puede representar mediante una curva parabólica, como se muestra en la figura 3.5. Esta curva tiene su complejidad, además que se debe determinar ciertos parámetros, como el punto de inflexión, que dificulta aun más su estudio.

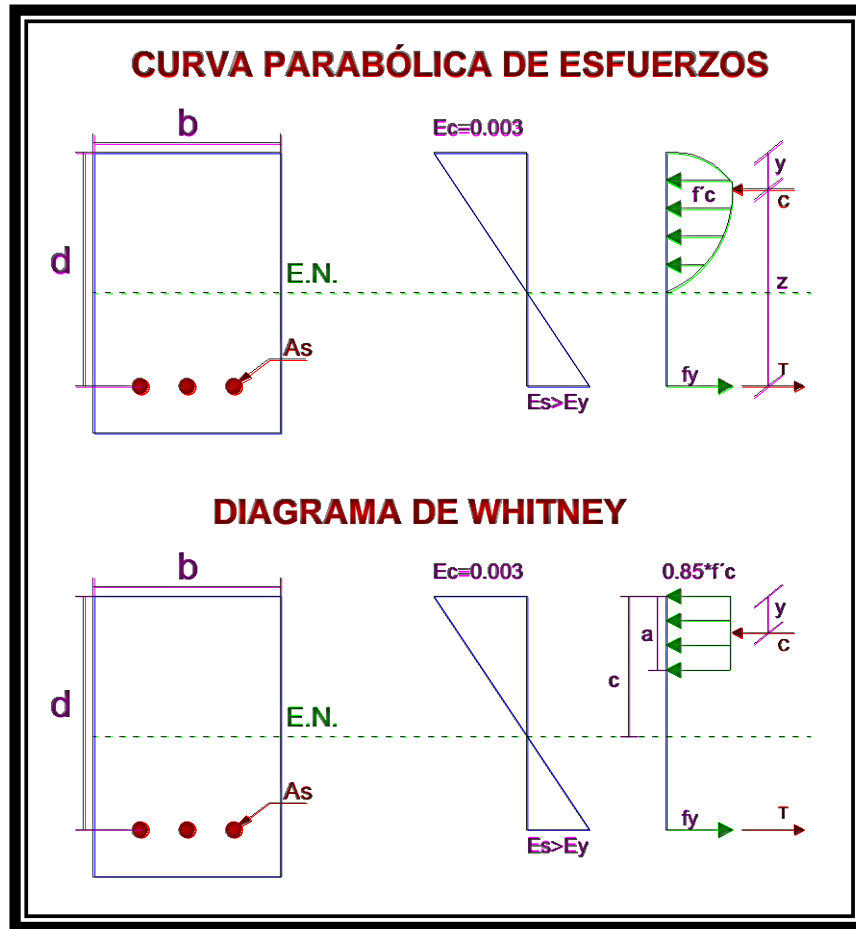


Figura 3. 5: Diagrama de Whitney en una viga rectangular.

En 1937, el profesor Charles S. Whitney presento una alternativa al diseño de vigas de concreto. Su idea fue cambiar la curva parabólica de esfuerzos del hormigón por un rectángulo de esfuerzos. Este rectángulo tiene que cumplir con parámetros, tanto en su área como en intensidad, para que su efecto sea aproximadamente igual a la curva parabólica. La resultante de la fuerza de compresión se debe mantener en el mismo lugar. Si nos basamos en la figura 3.5, la fuerza c esta ubicada a la misma distancia “ y ” del extremo superior de la viga. El hecho de que la resultante este ubicada en el mismo lugar, quiere decir que el área de la curva parabólica debe ser igual al área del rectángulo.

Este principio, el diagrama de Whitney, facilitó mucho el diseño de vigas de hormigón armado, y es aplicable para casi todos los tipos de viga, incluidos viga “T”, “L” y rectangulares.

Falla Dúctil:

La ACI obliga a que la viga de hormigón armado falle en forma dúctil. Para esto se debe controlar la cantidad de acero que se coloca y de esta forma asegurar que sea el acero el que falle antes que el hormigón. La cantidad de acero se basa en la viga balanceada.

Se conoce como viga balanceada a aquella viga donde el hormigón falla al mismo tiempo que el acero. Esto sucede cuando el hormigón alcanza su deformación unitaria máxima de 0.003 y el acero entra en su estado de fluencia. Este es el estado que nos ilustra la figura 3.4. El principio de viga balanceada esta normado en el código ACI 318-08 en su artículo 10.3.2. Si tenemos más área de refuerzo transversal que el de la viga balanceada, tenemos una falla frágil. Esta falla es peligrosa porque es repentina y explosiva. Mientras que si tenemos menos acero que el balanceado, tenemos una falla dúctil. La falla dúctil permite deformaciones relativamente grandes, las cuales se hacen visibles y permite la evacuación de la estructura antes de su falla, preservando de esa forma las vidas y en ciertos casos los bienes materiales de los usuarios.

Según la ACI una falla dúctil normal se da cuando el acero utilizado es igual al 75% del acero balanceado. Sin embargo, un criterio económico es el uso del 50% del acero balanceado. En criterio sísmico es importante recordar que el área del refuerzo longitudinal no debe exceder el 2.5% del área de Hormigón para que su comportamiento sea dúctil y su trabajabilidad, sobretodo la colocación de hormigón in situ, sea fácil.

Por otro lado, la ACI también norma un acero mínimo que debe tener la viga armada. Este requisito es aplicable cuando las dimensiones de la viga, ya sea por arquitectura, estética, proceso constructivo u otras razones, son mayores a las requeridas por el diseño a resistencia. En este caso el acero a tracción puede ser tan pequeño que de igual forma puede suceder una falla repentina.

Diseño por Servicialidad:

El diseño de un elemento tiene que ser, primero seguro, y segundo útil. Para que un diseño sea útil, es necesario controlar las deformaciones, las cuales no van a llevar a la estructura a su falla, pero que producen problemas tanto visuales como el daño de elementos no estructurales que se apoyen en la estructura en diseño. Estos elementos no estructurales pueden ser ventanas, puertas, paredes, mamparas, entre otros; que si sus bases sufren deformaciones muy grandes se pueden dañar o dejar de ser serviciales. Este fenómeno es importante principalmente en vigas y losas, que son estructuras que soportan la mayoría de elementos susceptibles de daños. Hay dos grandes deformaciones que se deben controlar la flecha excesiva y los agrietamientos.

- 1) *Control de Deflexiones:* El hormigón tiene dos tipos de deflexiones, las inmediatas y las de largo plazo. Las inmediatas son causadas por la carga muerta y por la carga viva aplicada, la cual es una carga viva que no se encuentra todo el tiempo actuando, es por eso que se conoce estas deformaciones como inmediatas. Es importante recordar que las deflexiones se producen por la flexión del elemento, y que la resistencia del hormigón a la tensión es despreciable, es por esto que se debe calcular las deflexiones en base de la inercia del concreto agrietado (I_{cr}). Sin embargo, las grietas y la tensión no son iguales a lo largo de todo el elemento, y no en todo el elemento se agrieta totalmente el hormigón, por lo que en realidad se debe calcular las deflexiones en base de una Inercia Efectiva (I_e), que pretende reflejar la realidad física de la estructura. Mientras más grande sea el momento actuante, más cercano se encontrara la I_e de I_{cr} , y en caso contrario más cerca de I_g . En vigas continuas es conveniente calcular la I_e como el promedio entre la Inercia Efectiva para momento positivo y la Inercia Efectiva para momento negativo.

Por otro lado tenemos las deformaciones a largo plazo, estas son causadas por la carga muerta y la porción de la carga viva que será permanente, por ejemplo, muebles empotrados como butacas o repisas inamovibles. Estas deformaciones suceden por el flujo plástico del hormigón. El flujo plástico es la deformación que sufre el concreto debido a la fluencia del mismo por el paso del tiempo. En ocasiones estas distorsiones pueden ser tan grandes o mayores a las deformaciones inmediatas, es por esto la importancia de controlarlas. Factores que aumentan o disminuyen este

flujo plástico son la resistencia del hormigón, la cantidad de acero de refuerzo, la magnitud de las cargas sostenidas, entre otros. La figura 3.6 muestra el diagrama Tiempo-Deformación donde se refleja el flujo plástico y su efecto.

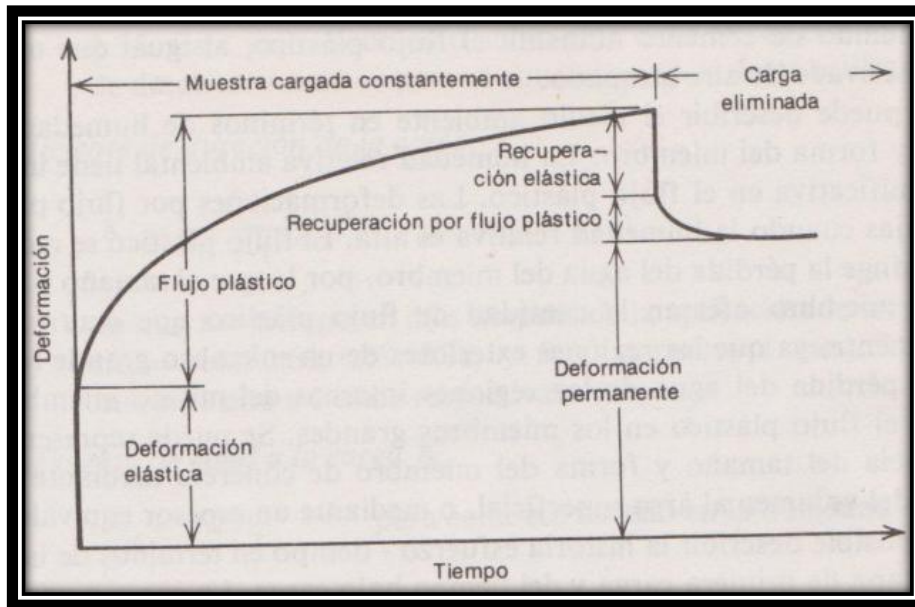


Figura 3. 6 Diagrama Tiempo-Deformación. Referencia 15.

- 2) *Control de Agrietamientos:* Al tensionarse el hormigón, este se agrieta o se rompe debido a que resistencia a la tensión es bastante baja. Estos agrietamientos se producen sin ningún tipo de orden ni con una cantidad determinada. Es así que lo importante no es controlar el número de grietas o su posición, sino el ancho de las mismas. Las grietas anchas pueden producir molestias visuales y la abertura puede generar el ingreso de humedad que produce la corrosión de las varillas. La forma de controlar el agrietamiento es con la ubicación del acero de refuerzo de manera correcta, es por esto que para fines de agrietamiento es mejor tener mayor número de varillas de menor diámetro, a pocas varillas de mayor diámetro.

3.2.2 Fundamentos del diseño de Vigas en Acero.

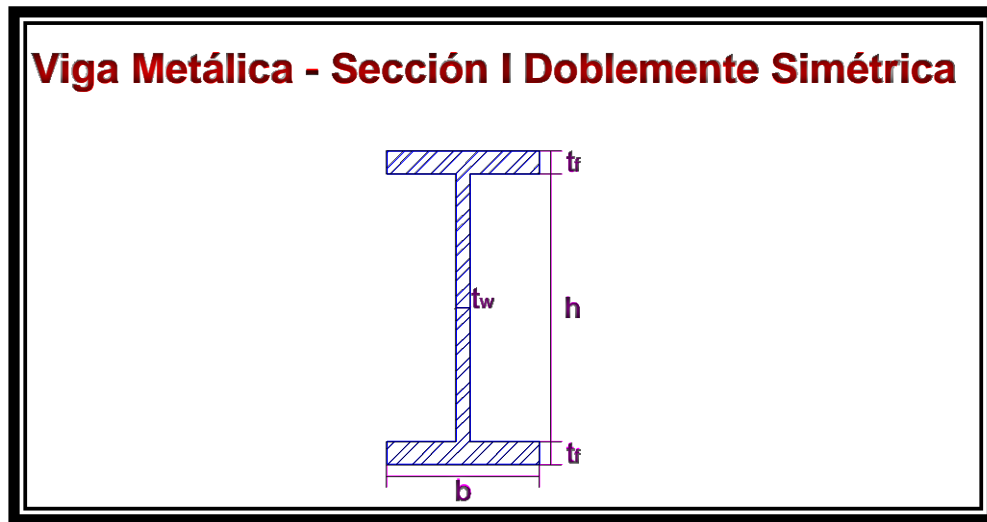


Figura 3.7: Sección tipo I doblemente simétrica.

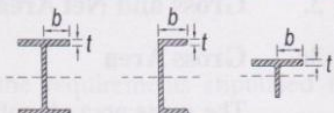
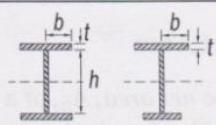
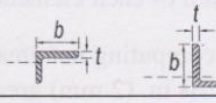
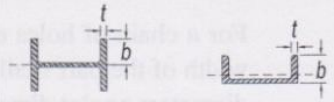
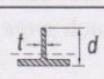
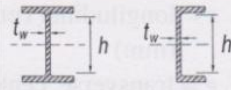
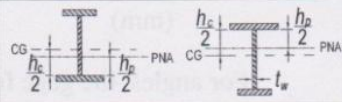
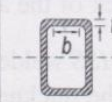
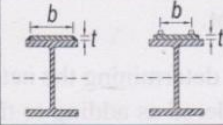
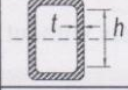

Compacidad:

Es la relación ancho-espesor de las partes que conforman la sección, siguiendo los límites establecidos en la figura 3.8. En el caso que la sección se tenga suficiente compacidad, es decir, que el elemento sea compacto o lo suficientemente robusto, este puede desarrollar sus máximos esfuerzos sin pandearse, alcanzando su esfuerzo máximo que es el producido por el momento plástico.

Existen tres posibles fases de la relación ancho-espesor. Se puede tener elementos compactos, no-compactos o esbeltos. Menos más esbelto es un elemento, menor es su capacidad de resistir el pandeo local, lo que hace que su momento nominal disminuya considerablemente. Incluso, la normativa sísmica, dada en la AISC 314, exige en gran parte de los casos, que se trabaje con secciones compactas sísmicamente, consiguiendo de esta forma alta ductilidad en los elementos.

Para vigas tipo cajón, se debe revisar las secciones verticales. Para esto nos referimos a la tabla B4.1b del código AISC (figura 3.8).

TABLE B4.1b
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements
Members Subject to Flexure

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			λ_p (compact/ noncompact)	λ_r (noncompact/ slender)	
Unstiffened Elements	10 Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12 Legs of single angles	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the weak axis	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14 Stems of tees	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	15 Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16 Webs of singly-symmetric I-shaped sections	h_c/t_w	$\frac{h_c \sqrt{E}}{h_o \sqrt{F_y}}$ [c] $\left(\frac{0.54 M_y}{M_p} - 0.09 \right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17 Flanges of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19 Webs of rectangular HSS and boxes	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20 Round HSS	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$		

[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.
 [b] $F_L = 0.7F_y$ for major axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$;
 $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$ for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$.
 [c] M_y is the moment at yielding of the extreme fiber. M_p = plastic bending moment, kip-in. (N-mm)
 E = modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)
 F_y = specified minimum yield stress, ksi (MPa)

Figura 3.8: Tabla B4.1b del código AISI 360-10. Referencia 1.

El límite para definir si un elemento es compacto o no-compacto esta dado por λ_p ; y el límite para definir si es no-compacto o esbelto es λ_r . De esta forma:

- ✓ Una sección es compacta si: $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ y $\lambda_w \leq \lambda_{pw}$.

donde: λ_f = relación ancho-espesor del patín.

λ_w = relación ancho-espesor del alma.

- ✓ Una sección es esbelta si: $\lambda_f > \lambda_{rf}$ y $\lambda_w > \lambda_{rw}$.

Pandeo Lateral Torsional:

En las secciones de acero, la relación ancho-espesor es muy importante, y es esta lo que nos da la compacidad. Pero aun con elementos compactos, es posible que si tenemos espesores relativamente pequeños, comparándolos con el ancho, este elemento no llegue a desarrollar el máximo de sus esfuerzos antes de fallar. Esto se debe a la tendencia que tienen estos elementos de “doblar” en la zona a compresión. A este “doblamiento” se le conoce como pandeo. Y se lo puedo definir como la tendencia de una viga flexionada alrededor de su eje a desalinearse del mismo.

El primer tipo de pandeo que trataremos, es el Pandeo Lateral Torsional.

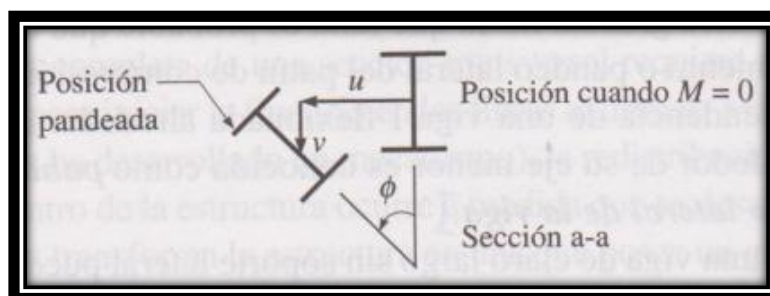


Figura 3. 9: Pandeo lateral de una viga I sometida a Momento Constante. Referencia 10.

El parámetro más simple e importante para prever el pandeo lateral, es el espaciamiento “ L_b ”. L_b es la distancia que hay entre los soportes laterales que arriostran al elemento en estudio. Por otro lado, la distancia “ L_p ”, es la distancia máxima que puede tener el elemento sin soporte lateral adecuado para que este no falle por pandeo lateral plástico. Es decir, si el elemento cumple con la distancia sin apoyo $L_b = L_p$, desarrollará un momento nominal igual al momento plástico de la sección, que es el máximo al que puede llegar.

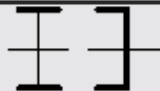

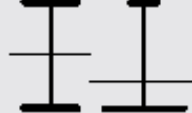
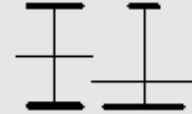
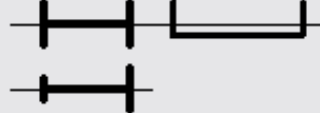



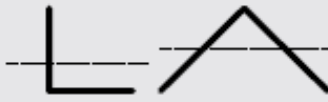

Sin embargo, para poder entender mejor la longitud L_b , es necesario definir que es arriostramiento. Y se lo puede definir como un elemento con la rigidez y resistencia suficiente para que impida un desplazamiento no deseado de un elemento estructural o de una estructura. En el caso particular de vigas, tiene el objetivo de reducir la distancia apoyada, de esta forma evitar un pandeo lateral.

Existen algunos tipos de arriostramiento. Tenemos el arriostramiento puntual o discreto, que puede ser dado por una viga secundaria o un puntal; y el arriostramiento continuo que se lo puede obtener con una correcta conexión de las vigas con la losa, ya sea mediante conectores mecánicos o embebiendo el ala superior del elemento en la losa.

Existe otra longitud libre sin arriostramiento, y es la longitud L_r , esta tiene la particularidad de ser la distancia máxima permitida sin soporte lateral adecuado para que el elemento no entre en un pandeo lateral inelástico. Tanto L_b como L_r , son los parámetros límites que la norma utilizar para dar las diferentes condiciones por las cuales se va a determinar el momento nominal que puede desarrollar la viga. Hay que reconocer que mientras mayor se la longitud sin soporte lateral adecuado, menor será la resistencia o el momento nominal que pueda desarrollar la viga o elemento.

El segundo Pandeo que analizaremos es el Pandeo Local, y este es la tendencia de un elemento a que se “arrugue” en la zona donde el esfuerzo de compresión es mayor a la capacidad de resistencia de dicho elemento. La capacidad viene dada por la relación ancho-espesor, por lo que para controlar dicho pandeo se debe tomar en cuenta la capacidad del elemento. El código AISC nos da 4 posibilidades para vigas tipo I doblemente simétricas:

TABLE User Note F1.1
Selection Table for the Application
of Chapter F Sections

Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Unsymmetrical shapes	N/A	N/A	All limit states

Y = yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling, TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact, S = slender

Figura 3. 10: Tabla F1.1 del Código AISC 360-10. Referencia 1.

1. **F2:** En este caso se tiene tanto los patines, como el alma, compactos. Siendo esta sección exenta de pandeo local, sus condiciones críticas son la flexión y el pandeo lateral.
2. **F3:** Sucede cuando el alma es compacta, pero los patines son no compactos o esbeltos. Los estados límites para este caso son el pandeo lateral, y el pandeo local de los patines.
3. **F4:** En este caso el alma es no-compacta, y los patines entran en cualquier rango, es decir compacto, no-compacto o esbelto. Aquí son la flexión, el pandeo lateral, el pandeo local del alma y la flexión del ala a tensión, los casos críticos.
4. **F5:** Es el caso más crítico, y sucede cuando el alma es esbelta. Hay que recordar que el pandeo local del alma sucede en la relación espesor y alto del alma, por lo que si hablamos de un alma esbelta, el pandeo es muy crítico. Al igual que en el caso F4, no importa el rango en el que se encuentre los patines, y sus estados críticos son los mismos.

Factor de Forma:

El factor de forma es la relación entre M_p y M_y , y es una característica geométrica de la sección.

$$\checkmark \alpha = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z * F_y}{S * F_y} = \frac{Z}{S}$$

Su valor es un índice de la capacidad de momento adicional, que puede soportar la sección más allá de la primera fluencia.

Para secciones I el valor del factor de forma suele variar entre 1,09 y 1,20, siendo 1,12 el más común. 1,5 es el valor de las secciones rectangulares, 1,7 para secciones circulares sólidas y 2,00 para secciones tipo diamante. Por otro lado las secciones circulares de pared delgada tienen un factor de forma de 1,27 y 1,20 para secciones rectangulares de pared delgada.

Requisitos Sísmicos:

Una vez que se ha analizado los requerimientos generales para el diseño de vigas metálicas, hay que tomar en cuenta cierta normativa para el diseño sísmico. Estos requisitos son:

- ✓ La norma 358 de la AISC nos dice que para el diseño sísmico de sistemas especiales o intermedios, solo se permiten vigas tipo W o vigas fabricadas con dimensión similares.
- ✓ En caso de que se utilicen secciones fabricadas, la unión alma con el ala, se la debe realizar con soldadura continua. Y en la zona comprendida entre el extremos de la viga y una distancia no menor a la altura de la viga mas allá de la posición de la rotula plástica, se debe soldar mediante penetración completa con dos filetes de refuerzo. Dichos filetes no tendrán una dimensión menor a 8mm o el espesor del alma.
- ✓ En sistemas de pórticos a especiales, las secciones deben ser compactas sísmicamente. Esto quiere decir, que se necesita alta ductilidad de los elementos dicho límite de compacidad, se encuentra normado en el código AISC 341-10, capítulo D. En el caso de sistemas intermedios, las secciones pueden ser compactas bajo normativa ordinaria.

Arriostramiento o Soporte Lateral-Torsional para Vigas:

En el punto de apoyo de las vigas, se debe restringir o controlar la rotación del elemento alrededor de su eje longitudinal. Sin embargo, en base de la definición anterior de “Pandeo Lateral Torsional”, para lograr que la viga desarrolle su momento nominal igual al momento plástico, es necesario que la longitud entre apoyos (L_b) sea menor que L_p ; y esto no suele suceder de manera frecuente, ya que las luces de las vigas metálicas tienden a ser grandes entre los apoyos. Es por esto que se generan apoyos o arriostramientos intermedios en el elemento para poder cumplir con la condición dada. Pero estos arriostramientos tienen principios y normativas que se deben cumplir, que se dividen en 2 según la AISC:

1. *Soporte Lateral:*

Para un soporte lateral correcto, se lo debe realizar en o cerca del ala a compresión de la viga. Este principio se cumple con excepción de dos condiciones. La primera cuando el soporte lateral es en lado libre de una viga en voladizo, en este caso se lo debe colocar en el ala a tensión o cerca de ella. Y segundo, cuando la viga tiene doble curvatura se debe colocar el soporte lateral tanto en la ala de compresión como en la ala a tensión en los soportes cercanos al punto de inflexión. Esto debido a que la viga puede pandearse localmente en el punto de inflexión.

Cuando el soporte lateral es colocado cercano al eje neutro o centroide de la viga, normalmente es efectivo para el desplazamiento lateral pero inefectivo para el control torsional.

2. *Soporte Torsional:*

El soporte torsional se lo puede realizar de dos maneras. El continuo, por ejemplo con conectores en una losa tipo deck, o en un punto, como con elementos "X".

También se puede realizar el soporte torsional a través de una viga secundaria con conexión a momento o de un muro de corte. Recordando siempre que se debe conectar en el ala a compresión.

3.2.3 Fundamentos del diseño de Vigas Compuestas.

La clasificación de los elementos compuestos vista en el capítulo #1, los divide en: elementos compuestos con perfiles de acero embebidos en hormigón, elementos compuestos de secciones tubulares de acero rellenas de hormigón, vigas de acero con losa colaborante y vigas de acero con losa fundida sobre panel metálico. La AISC por su parte solo las clasifica en tres, las dos primeras y fusiona la tercera y la cuarta en una sola. Sin embargo, para nuestro estudio, se analizará solo vigas de acero con losa colaborante, este fundida esta sobre panel metálico o no.

La razón radica en el uso práctico de los elementos compuestos en nuestro medio. Las vigas con perfiles de acero embebidas, constructivamente hablando, pierden sus ventajas de velocidad constructiva, reducción del tiempo de encofrado y costos de encofrado, por lo que no se utiliza con frecuencia, al menos que por condiciones especiales se necesite reducir el peralte o aumentar la resistencia de la viga. Las vigas de perfil de acero rellenas de hormigón, tampoco son usadas, debido a que no se toma en cuenta el trabajo conjunto entre losa y viga, es un diseño poco eficiente y se obtienen elementos pesados relativamente.

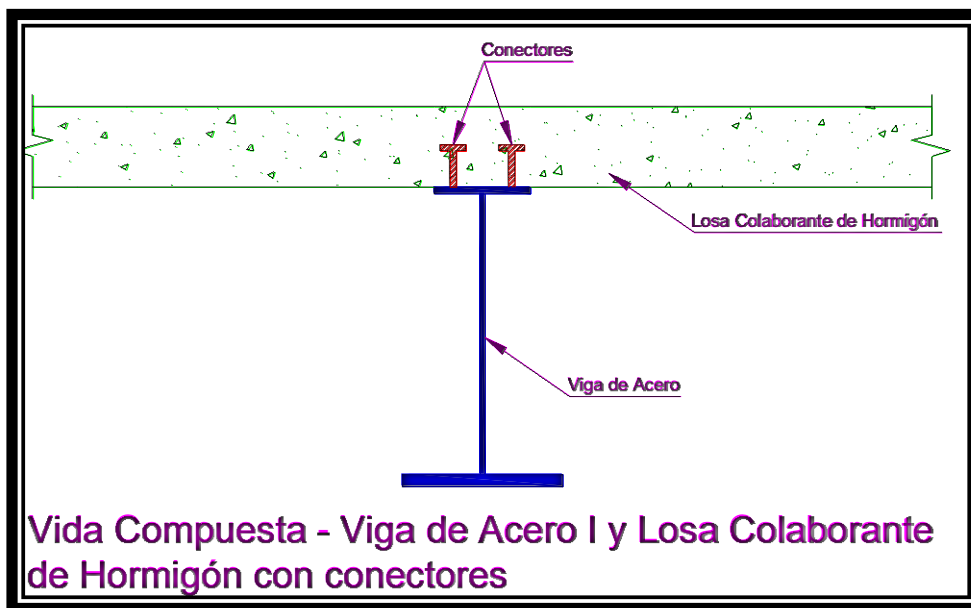


Figura 3.11: Viga Compuesta.

Ya son algunas décadas que se ha utilizado losa de hormigón y vigas de acero en la construcción. Esta losa de concreto esta apoyada en la viga de metal, sin ningún tipo de conexión que garantice la transferencia de esfuerzos entre los dos elementos. Si bien este tipo de construcción es segura, ya que la viga es capaz de resistir todas las solicitaciones y podemos despreciar la ayuda que reciben de la losa al flejar los dos elementos, se ha demostrado que al conectar la losa con la viga y hacer trabajar los dos elementos con acción compuesta, se obtiene un incremento promedio del 30%¹⁶ en la resistencia de la viga de acero en comparación de que si esta actuase sola.

Dentro del reglamento de la AISC, los perfiles de acero utilizados para la conformación del elemento compuesto, deben cumplir con la condición de tener alas y alma compactas, además de que el elemento debe estar correctamente arriostrado. Esto se debe a que la falta de ensayos prácticos¹⁷ para elementos compuestos, a llevado a a la AISC a controlar los efectos del pandeo local y del pandeo lateral-torsional a través de la eliminación de estos estados límites en los perfiles de acero, consiguiéndose dichos resultados con las condiciones antes expuestas.

Acción Compuesta en Vigas Compuestas:

Al igual que en el resto de los elementos compuestos, el correcto diseño de la unión mecánica (conectores) o en su defecto la suficiencia de la adherencia entre el hormigón y el acero (fricción); nos permite tener una acción compuesta completa. Si bien, se puede diseñar los elementos compuestos en base de una acción compuesta parcial, las ventajas de la acción completa superan tanto técnica como económicamente los ahorros en conexión de la acción parcial. Un ejemplo de esto es el ancho efectivo de la losa, cuando se tiene acción parcial, el ancho efectivo es menor, lo que disminuye el aporte de la losa a la viga de acero. Otra ventaja de la acción completa es la resistencia. En el caso completo, el esfuerzo resistente esta limitado por la capacidad del hormigón a compresión o la capacidad del acero a tracción, mientras que en el caso incompleto el esfuerzo resistente esta limitado por la capacidad a cortante de los conectores.

¹⁶ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- "Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos", Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág.42.

¹⁷ American Institute of Steel Construction (AISC), Specification for Structural Steel Buildings, AISC 360-10, Marzo 2010, Chicago, Illinois, USA, pág. 358.

Ancho Efectivo:

El ancho efectivo, es la porción de la losa que participa en la resistencia de la viga de acero. Al estar las vigas de acero separadas entre si, solo cierta porción de la losa adyacente a la viga configura el elemento compuesto. Esto se debe que el esfuerzo a compresión de la losa (gracias a los conectores) es máximo en la zona de la viga y se va disipando a medida que se aleja de esta. En otras palabras, en momento flexionante positivo, la losa de hormigón no participa constantemente.

Es importante determinar el ancho efectivo, ya que es en esta porción de la losa donde los esfuerzos reales se los puede cambiar por esfuerzos equivalentes, simplificando de esta manera el cálculo de esfuerzos, algo muy parecido al diagrama de Whitney para vigas de hormigón. Este fenómeno se lo entiende mejor en la figura 3.12.

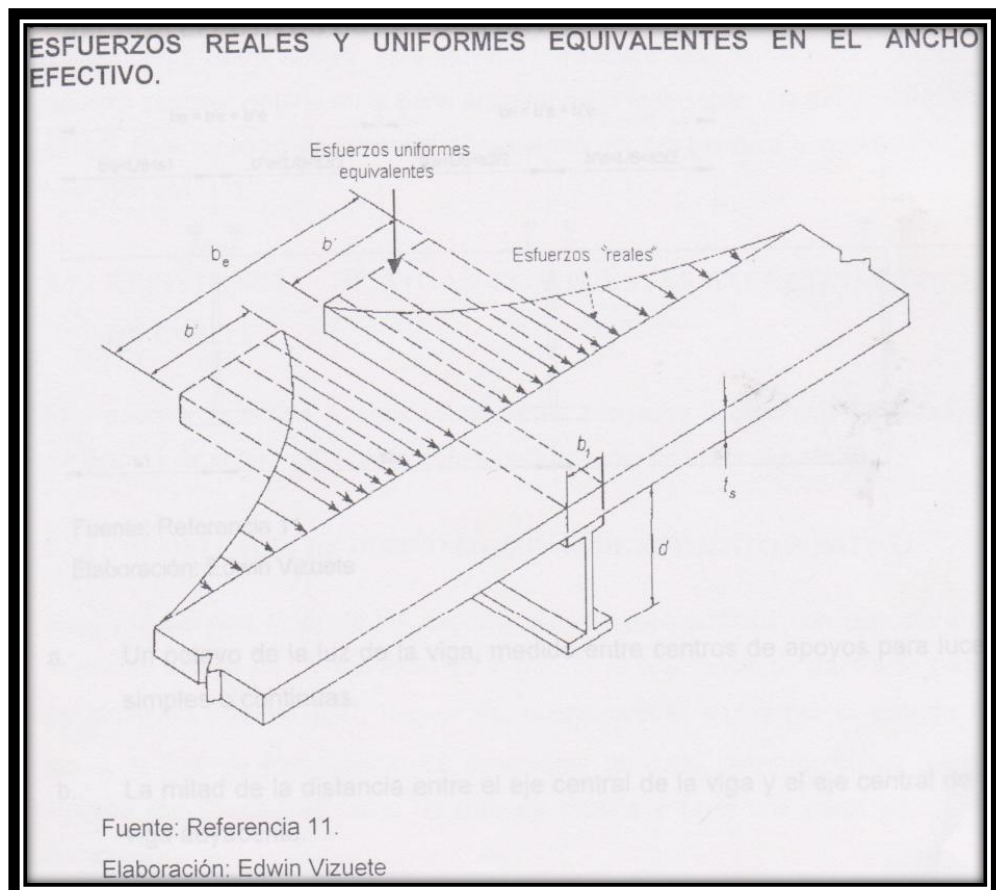


Figura 3.12: Distribución de esfuerzos reales y simplificados en una viga compuesta. Referencia 8.

De los estudios realizados mediante elementos finitos, y de los resultados obtenidos experimentalmente, se ha obtenido conclusiones sobre la distribución de esfuerzos y el ancho efectivo de la losa en vigas compuestas¹⁸. Las más importantes son:

1. El ancho efectivo (b_e) es inversa a la relación l/s , donde l es la luz de la viga y s la separación entre vigas. Mientras la relación aumenta, el ancho efectivo disminuye.
2. Se ha determinado que si la relación l/s es menor o igual a cuatro ($l/s \geq 4$), el ancho efectivo es constante
3. El ancho efectivo es menor cuando la carga es concentrada a comparación a cargas uniformemente distribuidas.
4. El ancho efectivo también es menor al tener una acción compuesta parcial y no completa.

¹⁸ VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- "Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos", Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador, pág.47.

3.3 Reglamentos y Normas del Diseño de Vigas¹⁹

3.3.1 Reglamento y Normas del Diseño de Vigas de Hormigón Armado (ACI).

La normativa que se detalla a continuación, es la correspondiente para el diseño de vigas rectangulares simplemente armadas.

$$\checkmark A_{sr} = 0.85 * \frac{f'_c}{F_y} * b * d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{0.85 * b * f'_c * d^2}} \right]$$

donde: A_{sr} = Área de acero de refuerzo longitudinal requerida. [mm²]

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón. [MPa]

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. [MPa]

b = Ancho de la sección transversal. [mm]

d = Altura efectiva de la sección transversal. [mm]

M_u = Momento último actuante. [N*mm]

$$\checkmark A_s \geq A_{sr}$$

$$\checkmark A_s = n * \frac{\pi * \phi^2}{4}, \text{ para varillas del mismo diámetro.}$$

$$\checkmark A_s \geq A_{s \text{ mín}} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{F_y} * b * d \geq \frac{1.4 * b * d}{F_y}$$

$$\checkmark A_s \leq 1.3 A_{sr}$$

donde: A_s = Área de acero longitudinal proporcionada. [mm²]

$A_{s \text{ mín.}}$ = Área mínima de refuerzo longitudinal. [mm²]

n = Número de varillas longitudinales.

ϕ_L = Diámetro de las varillas longitudinales. [mm]

$$\checkmark b_{\text{mín}} = 2 * R + 2 * \phi_e + n * \phi_L + (n - 1) * e_{\text{mín}}$$

donde: $b_{\text{mín.}}$ = Ancho mínimo necesario para acomodar las varillas longitudinales. [mm]

$e_{\text{mín}}$ = Espaciamiento mínimo entre varillas longitudinales. [mm]

R = Recubrimiento (4cm para vigas). [mm]

¹⁹ Todas las ecuaciones y normativas son obtenidas del código ACI 318-08 y AISC 360-10.

➤ $e_{\min} = \phi_L \geq 2.5\text{cm}$

➤ $g = \frac{\sum M_A}{A}$

donde: g = Centro de gravedad cuando el arreglo de las varillas longitudinales es en 2 o más capas. [mm]

$\sum M_A$ = Sumatoria de los momentos de las diferentes áreas del refuerzo longitudinal. [N*mm]

$\sum A$ = Sumatoria de las áreas de refuerzo longitudinal. [mm²]

Nota: Cuando se realiza el arreglo en 2 o más capas, la altura efectiva $d=h-g$; siendo h la altura de la sección.

✓ $\vartheta = A_s / A_{sr} \geq 1.0$

donde: ϑ = Relación entre el acero proporcionado y el acero requerido.
Mientras más se acerque al 1, más eficiente es el diseño.

✓ $\rho = A_s / b * d$

➤ $\rho \leq 0.75 * \rho_b$, ductilidad normal.

➤ $\rho \leq 0.5 * \rho_b$, criterio económico.

➤ $\rho \leq 0.025$, criterio sísmico.

- $\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{F_y} * \frac{6120}{6120+F_y}$

donde: ρ = Cuantía de Acero.

ρ_b = Cuantía Balanceada de Acero.

β_1 = Coeficiente de Whitney.

Nota: El coeficiente de Whitney (β_1) es igual a 0.85 hasta hormigones con $f'_c = 350\text{kg/cm}^2$. Para hormigones de mayor resistencia el coeficiente disminuye linealmente a razón de 0.05 por cada 7MPa de aumento, pero no debe ser nunca menor a 0.65.

El diseño por corte se regula en el capítulo 11 de la ACI, y a continuación lo detallamos:

$$\checkmark \phi * V_n \geq V_u$$

$$\text{➤ } V_n = V_c + V_s$$

$$- V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$- V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \leq 2.12 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

donde: V_u = Corte Último Actuante. [N]

V_n = Corte Nominal de la sección transversal. [N]

V_c = Resistencia al corte del hormigón. [N]

V_s = Resistencia al corte del refuerzo transversal. [N]

Φ = Factor de Reducción de la capacidad de resistencia. (Corte = 0.85).

s, es el espaciamiento que debe haber entre estribos para que estos permitan a la sección transversal desarrollar su refuerzo a corte.

✓ Para Zonas Sísmicas:

➤ Desde la cara del apoyo hasta 2h:

$$\left. \begin{array}{l} s \leq d/4 \\ s \leq 8 * \Phi_L \\ s \leq 24 * \Phi_E \\ s \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} \text{El menor.}$$

➤ Para el resto de la viga:

$$s \leq d/2$$

➤ $\Phi_{E \text{ mín}} = 10\text{mm}$; $f'_c \text{ mín} = 210\text{kg/cm}^2$

✓ Requisitos Generales:

➤ Si $V_s > 1.06 * \sqrt{f'_c} * b * d$:

$$\left. \begin{array}{l} s \leq d/4 \\ s \leq 30\text{cm} \\ s \leq S_{\text{máx}} \\ s \leq \frac{A_v * F_y * d}{V_s} \end{array} \right\} \text{El menor.}$$

$$- A_v = \frac{\pi * \Phi_E^2}{4}$$

$$- S_{\text{máx}} = \frac{A_v * F_y}{3.5 * b} \geq \frac{A_v * F_y}{0.2 * \sqrt{f'_c}}$$

➤ Si $0 < V_s \leq 1.06 * \sqrt{f'_c} * b * d$:

$$\left. \begin{array}{l} s \leq d/2 \\ s \leq 60\text{cm} \\ s \leq S_{\text{máx}} \\ s \leq \frac{A_v * F_y * d}{V_s} \end{array} \right\} \text{El menor.}$$

➤ Si $\frac{V_c}{2} < \frac{V_u}{\phi} \leq V_c$

$$\left. \begin{array}{l} s \leq d/2 \\ s \leq S_{\text{máx}} \end{array} \right\} \text{El menor.}$$

➤ Si $\frac{V_u}{\phi} \leq \frac{V_c}{2}$; no requiere estribos.

➤ El primer estribo se debe colocar a $d/2$ de la cara del apoyo.

El control de deflexiones se las hace comparando la deflexión real (δ) con la deflexión calculada (δ_{cal}).

$$\checkmark \delta_{cal} \leq \delta$$

- $\delta = \ell/180$, para vigas de cubiertas planas que no soporten elementos no estructurales susceptibles de daños.
- $\delta = \ell/360$, para vigas de entresijos que no soporten elementos no estructurales susceptibles de daños.
- $\delta = \ell/480$, para vigas de entresijos o cubiertas que soporten elementos no estructurales susceptibles de daños.
- $\delta = \ell/240$, para vigas de entresijos o cubiertas que soporten elementos no estructurales no susceptibles de daños.

donde: δ = Deflexión máxima permitida. [mm]

δ_{cal} = Deflexión calculada para la sección dada. [mm]

ℓ = Luz libre de la viga. [mm]

$$\text{➤ } \delta_{cal} = \delta_{LP \text{ c.sos}} + \delta_{IN \text{ c.v.adicional}}$$

donde: $\delta_{LP \text{ c.sos}}$ = Deflexión producida por las cargas sostenidas a largo plazo. [mm]

$\delta_{IN \text{ c.v.adicional}}$ = Deflexión producida por las cargas vivas adicionales de manera inmediata. [mm]

$$- \delta_{LP \text{ c.sos}} = \lambda * \delta_{IN \text{ c.sos}}$$

$$\bullet \delta_{IN \text{ c.sos}} = \frac{l^2}{16 * E_{c1} * I_{e \text{ pro c.sos}}} * \left(\frac{5 * w_{sos} * l^2}{24} \pm M_a \pm M_b \right)$$

$$\bullet \lambda = 2$$

Nota 1: λ es igual 2 para diseños 5 años o más. Para 1 años es igual a 1.4, 1.2 para 6 meses y 1 para 3 meses.

Nota 2: El signo \pm depende del sentido del momento. Si la curvatura producida por el momento aumenta la deflexión entonces es +, caso contrario -.

$$- \delta_{IN\ c.v.adicional} = \delta_{IN\ c.total} - \delta_{IN\ c.sos}$$

$$\bullet \delta_{IN\ c.total} = \frac{l^2}{16 * E_{c1} * I_{e\ pro\ c.total}} * \left(\frac{5 * w_{total} * l^2}{24} \pm M_a \pm M_b \right)$$

donde: $\delta_{IN\ c.sos}$ = Deflexión inmediata producida por las cargas sostenidas. [mm]

$\delta_{IN\ c.total}$ = Deflexión inmediata producida por las cargas totales de servicio. [mm]

E_{c1} = Módulo Elástico del Hormigón bajo parámetros ideales. [MPa]

$I_{e\ pro\ c.sos}$ = Inercia Efectiva promedio para carga sostenida. [mm⁴]

$I_{e\ pro\ c.total}$ = Inercia Efectiva Promedio por carga total. [mm⁴]

w_{sos} = Carga Sostenida. [N/mm²]

w_{total} = Carga Total de servicio. [N/mm²]

M_a y M_b = Momentos en los extremos de la viga. [N*mm]

$$\circ I_{e\ pro\ c.sos} = \frac{I_{e\ c.sos(+)} + I_{e\ c.sos(-)}}{2}$$

$$\circ I_{e\ pro\ c.total} = \frac{I_{e\ c.total(+)} + I_{e\ c.total(-)}}{2}$$

donde: $I_{e\ c.sos}$ = Inercia Efectiva para carga sostenida, sea por refuerzo positivo o negativo. [mm⁴]

$I_{e\ c.total}$ = Inercia Efectiva para carga total, sea por refuerzo positivo o negativo. [mm⁴]

- $I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr}$
- $M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t}$
- $I_{cr} = \frac{b * kd^3}{3} + n * A_s * (d - kd)^2$
- $I_g = \frac{b * h^3}{12}$

donde: I_e = Inercia Efectiva. [mm^4]

I_g = Inercia de la sección sin agrietamiento. [mm^4]

I_{cr} = Inercia de la sección con agrietamiento. [mm^4]

M_a = Momento máximo debido a cargas de servicio, tanto de cargas sostenidas como de cargas totales. [$\text{N} * \text{mm}$]

M_{cr} = Momento de fisuración de la sección. [$\text{N} * \text{mm}$]

f_r = módulo de ruptura del hormigón = $0.62 \sqrt{f_c}$.

Y_t = Distancia entre el eje neutro y la fibra externa a tensión. Y_t es igual a $h/2$ en vigas rectangulares. [mm]

kd = Altura del hormigón a compresión. [mm]

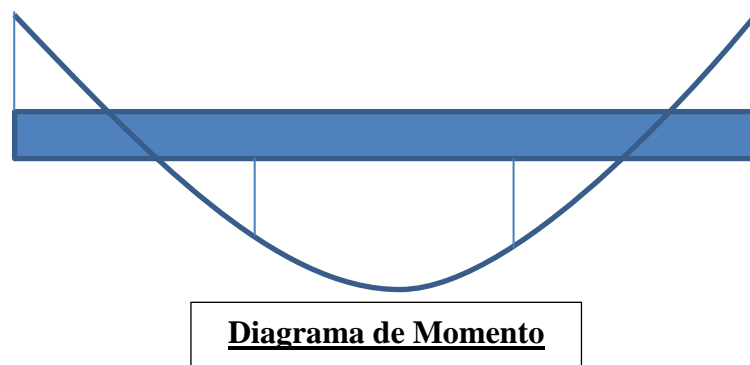
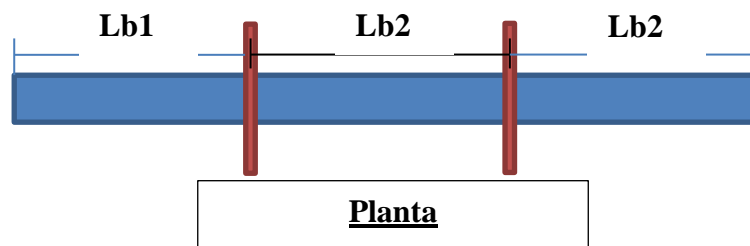
h = Altura de la sección. [mm]

n = Relación modular. ($n = E_s / E_c$)

3.3.2 Reglamento y Normas del Diseño de Vigas de Acero (AISC).

La sección del código AISC 360, que regula el diseño de vigas a flexión, es el capítulo F. Antes de pasar a los casos específicos citados anteriormente (F2-F5), es importante resaltar las disposiciones generales:

- ✓ Para todos los casos, se considera el factor de reducción de resistencia. ($\Phi_b = 0.90$).
- ✓ Todos los requisitos que se dan en este capítulo parten de la suposición de que los apoyos en los extremos de las vigas no permiten la rotación con respecto al eje longitudinal del elemento.
- ✓ “ C_b ” se lo permite considerar 1 de forma conservadora. Para vigas en voladizo se debe considerar $c_b = 1$. Sin embargo, si se desea calcular, la fórmula es la siguiente:



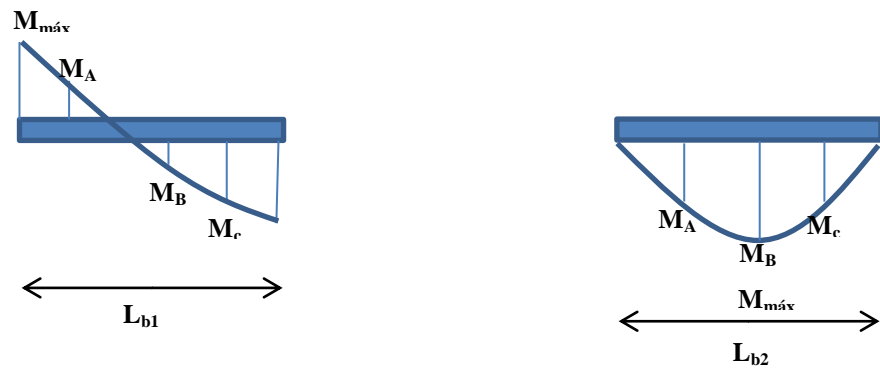


Figura 3.13: Diagrama de Momentos de una viga continuo o con conexi3n a Momento. Referencia 11.

$$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

donde: $M_{m\acute{a}x}$ = Valor absoluto del momento m\acute{a}ximo del segmento no arriostrado. [N*mm]

M_A = Valor absoluto del momento en el cuarto del segmento no arriostrado. [N*mm]

M_B = Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado. [N*mm]

M_C = Valor absoluto del momento en los tres cuartos del segmento no arriostrado. [N*mm]

- En el caso de vigas tipo I doblemente sim\etricas donde no exista carga transversal entre los puntos de arriostramientos, la ecuaci3n de c_b se reduce a 1 para momentos iguales en los extremos pero de sentido contrario, 2.27 para momentos iguales en los extremos del mismo sentido. Y se reduce a 1.67 cuando uno de los momentos del extremo es 0.

Para el c\alculo del Momento Nominal de la secci3n, y debido al efecto de la compacidad de los elementos de la secci3n, la AISC divide en 4 casos para vigas tipo I doblemente sim\etricas. Dichos casos van del subcap\itulo F2 al F5.

- ✓ **F2:** El momento nominal será el menor valor obtenido entre los estados límites a flexión y a pandeo lateral.

Flexión.-

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

donde: M_n = Momento Nominal de la sección transversal. [kip*in]

M_p = Momento plástico de la sección transversal. [kip*in]

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. [ksi]

Z_x = Modulo plástico de la sección, en el sentido de la flexión. [in³]

Pandeo Lateral Torsional.-

- Cuando $L_b \leq L_p$: no existe pandeo lateral.

- Cuando $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_y * S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

donde: C_b = Factor de modificación del Pandeo Lateral Torsional.

S_x = Módulo Elástico de la Sección. [in³]

L_b = Distancia entre soportes laterales de la viga. [in]

L_p = Distancia máxima de soportes laterales para que el elemento no falle por pandeo lateral torsional elástico. [in]

L_r = Distancia máxima de soportes laterales para que el elemento no falle por pandeo lateral torsional inelástico. [in]

- Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p$$

donde: F_{cr} = Esfuerzo de pandeo de la sección. Y se calcula de la siguiente manera:

$$F_{cr} = \frac{c_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J * c}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Nota: El término del radical se lo puede considerar igual a 1 de manera conservadora.

donde: E = Módulo Elástico del Acero.

(200000Mpa).

c = 1 para perfiles I doblemente simétricos.

h_o = Distancia entre los centroides de las alas. [mm]

r_{ts} = Radio efectivo de giro. [in]

J = Constante de Torsión y se calcula:

$$J = \frac{2*b*t*f^3 + (d-t*f)*t*w^3}{3}$$

donde: d = Altura total de la viga. [mm]

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y * h_o}{2 * S_x}$$

Nota: esta ecuación solo es válida para perfiles tipo I doblemente simétricos de alas rectangulares.

donde: I_y = Inercia alrededor del eje Y. [in⁴]

- Los limites L_b y L_r para el caso F2, se calculan de la siguiente manera:

$$L_p = 1.76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

donde: r_y = Radio de giro alrededor del eje y, $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$

$$L_r = 1.95 * r_{ts} * \frac{E}{0.7 * F_y} * \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 * F_y}{E}\right)^2}}$$

donde: c = 1, para vigas tipo I doblemente simétricas

- ✓ **F3:** El momento nominal será el menor valor obtenido entre los estados límites de pandeo lateral torsional y pandeo local del ala a compresión.

Pandeo lateral torsional.-

Se aplica la misma normativa correspondiente a pandeo lateral torcional en los casos F2.

Pandeo Local del ala a compresión.-

- Cuando el ala es no-compacta:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_y * S_x) * \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

- Cuando el ala es esbelta:

$$M_n = \frac{0.9 * E * k_c * S_x}{\lambda^2}$$

donde: $\lambda = \frac{b_f}{2 * t_f}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, máxima esbeltez para ala compacta.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$, máxima esbeltez para ala no-compacta.

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

donde: h = altura del alma

- ✓ **F4:** El momento nominal será el menor valor obtenido entre los estados límites de flexión del ala a compresión, pandeo lateral torsional, pandeo local del ala a compresión y flexión del ala a tensión.

Nota: La AISC recomienda que las secciones tipo I que entran en este caso, se las puede diseñar conservadoramente bajo la normativa de F5.

Flexión del ala a compresión.-

$$M_n = R_{pc} * M_{yc} = R_{pc} * F_y * S_{xc}$$

donde: R_{pc} = factor de plastificación del alma.

S_{xc} = modulo elástico del ala a compresión. [in³]

M_{yc} = momento flector del ala a compresión; $M_{yc} = F_y * S_{xc}$. [kip*in]

Pandeo lateral torsional.-

- Cuando $L_b \leq L_p$: no existe pandeo lateral torsional.

- Cuando $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b * \left[R_{pc} * M_{yc} - (R_{pc} * M_{yc} - F_L * S_{xc}) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} * M_{yc}$$

- Cuando $L_b > L_r$:

$$M_n = F_{cr} * S_{xc} \leq R_{pc} * M_{yc}$$

$$\text{donde: } F_{cr} = \frac{c_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 * \frac{J}{S_x * h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2}$$

para $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$, J se debe tomar iguala cero

donde: I_{yc} = Momento de inercia respecto

al eje Y del ala a compresión. [in⁴]

- F_L , se debe calcular de la siguiente manera:

○ Cuando $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$, $F_L = 0.7 * F_y$

○ Cuando $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$, $F_L = F_y * \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5 * F_y$

- R_{pc} , se calcula de la siguiente forma:

Si $\frac{I_{yc}}{I_y} > 0.23$

• Cuando $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$, $R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}}$

- Cuando $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$,

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) * \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}}$$

donde: $M_p = Z_x * F_y \leq 1.6 * S_{xc} * F_y$

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, máxima esbeltez para alma compacta.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$, máxima esbeltez para alma no-compacta.

h_c = distancia entre el centroide de la sección hasta la cara interior del ala. [in]

$$\text{Si } \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23, \quad R_{pc} = 1.0.$$

- r_t , se calcula de la siguiente forma:
 - o Para secciones tipo I con alas a compresión

$$\text{rectangulares, } r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 * \left(\frac{h_0}{d} + \frac{a_w * h^2}{6 * h_0 * d} \right)}}$$

$$\text{donde: } a_w = \frac{h_c * t_w}{b_{fc} * t_{fc}}$$

b_{fc} = Ancho del ala a compresión. [in]

t_{fc} = Espesor del ala a compresión. [in]

- o Para secciones tipo I con refuerzo en el ala de compresión dado por una platina o su similar,

$$r_t = \frac{b_{jc}}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{a_w}{6} \right)}}$$

Los límites L_b y L_r para el caso F4, se calculan de la siguiente manera:

$$L_p = 1.1 * r_t * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95 * r_t * \frac{E}{F_L} * \sqrt{\frac{J}{S_{xc} * h_o} + \sqrt{\frac{J^2}{S_{xc} * h_o} + 6.76 * \left(\frac{F_L}{E}\right)^2}}$$

Pandeo Local Ala a Compresión.-

- Cuando el ala es compacta: no existe pandeo local.
- Cuando el ala es no-compacta:

$$M_n = R_{pc} * M_{yc} - (R_{pc} * M_{yc} - F_L * S_{xc}) * \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)$$

- Cuando el ala es esbelta:

$$M_n = \frac{0.9 * E * k_c * S_{xc}}{\lambda^2}$$

donde: F_L y R_{pc} se calcula igual que para pandeo torsional.

λ , λ_{pf} , λ_{rf} y k_c se calculan igual que en F3.

Flexión del Ala a Tensión.-

- Cuando $S_{xt} \geq S_{xc}$: la flexión en el ala a tensión no es crítica.
- Cuando $S_{xc} < S_{xt}$:

$$M_n = R_{pc} * M_{yt}$$

donde: $M_{yt} = F_y * S_{xt}$

R_{pc} , se calcula de la siguiente forma:

- Cuando $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$, $R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yt}}$

- Cuando $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$,

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) * \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}}$$

donde: $\lambda = \frac{h_c}{t_w}$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, máxima esbeltez para alma compacta.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$, máxima esbeltez para alma no-compacta.

h_c = distancia entre el centroide de la sección hasta la cara interior del ala. [in]

- ✓ **F5:** El momento nominal será el menor valor obtenido entre los estados límites a flexión del ala a compresión, pandeo lateral torsional, pandeo local del ala a compresión y flexión del ala a tensión.

Flexión del ala a compresión.-

$$M_n = R_{pg} * F_y * S_{xc}$$

donde: R_{pg} es el factor de reducción de la flexión, y se calcula:

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300 * a_w} * \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

Pandeo lateral torsional.-

$$M_n = R_{pg} * F_{cr} * S_{xc}$$

- Cuando $L_b \leq L_p$: no existe pandeo lateral.

- Cuando $L_p < L_b \leq L_r$:

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3 * F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y$$

- Cuando $L_b > L_r$

$$F_{cr} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \leq F_y$$

- Los límites L_b y L_r para el caso F5, se calculan de la siguiente manera:

$$L_p = 1.1 * r_t * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = \pi * r_t * \sqrt{\frac{E}{0.7 * F_y}}$$

Pandeo Local Ala a Compresión.-

$$M_n = R_{pg} * F_{cr} * S_{xc}$$

- Cuando el ala es compacta: no existe pandeo local.

- Cuando el ala es no-compacta:

$$F_{cr} = F_y - (0.3 * F_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

- Cuando el ala es esbelta:

$$F_{cr} = \frac{0.9 * E * k_c}{\left(\frac{b_f}{2 * t_f}\right)^2}$$

$$\text{donde: } \lambda = \frac{b_f}{2 * t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$, máxima esbeltez para ala compacta.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$, máxima esbeltez para ala no-compacta.

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0.76$$

Flexión del Ala a Tensión.-

- Cuando $S_{xt} \geq S_{xc}$: la flexión en el ala a tensión no es crítica.

- Cuando $S_{xc} < S_{xt}$: $M_n = F_y * S_{xt}$

- ✓ La normativa para los arriostramientos que generan la longitud L_b , se encuentra dada en el apéndice 6 del código AISC 360-10 y es la siguiente:

1. Soporte Lateral.-

1.a) Soporte Relativo.-

- Resistencia requerida:

$$P_{rb} = 0.008 * M_r * \frac{C_d}{h_o}$$

donde: P_{rb} = Resistencia requerida. [kips]

M_r = Momento que se quiere resistir en el punto de soporte. [kip*in]

h_o = Altura entre los centroides de las alas. [in]

$C_d = 1.0$, excepto cuando el soporte es cercano al punto de inflexión para vigas con doble curvatura para lo cual es = 2.0.

$\Phi = 0.75$ (LRFD)

- Rigidez requerida:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\Phi} * \left(\frac{4 * M_r * C_d}{L_b * h_o} \right)$$

1.b) Soporte Nodal.-

- Resistencia requerida:

$$P_{rb} = 0.02 * M_r * \frac{C_d}{h_o}$$

- Rigidez requerida:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\Phi} * \left(\frac{10 * M_r * C_d}{L_b * h_o} \right)$$

2. Soporte Torsional.-

2.a) Soporte nodal.-

- Resistencia requerida:

$$M_{rb} = \frac{0.024 * M_r * L}{n * C_b * L_b}$$

donde: C_b = Factor de modificación definido en el capítulo F.

M_r = Momento en el punto del soporte. [kip*in]

L = Longitud de la viga. [in]

n = Número de soportes nodales en la longitud de la viga.

- Rigidez requerida:

$$\beta_{Tb} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}\right)}$$

donde: β_T = refuerzo general de la rigidez del sistema, y es igual a:

$$\beta_T = \frac{1}{\phi} * \left(\frac{2.4 * L * M_r^2}{n * E * I_y * C_b^2} \right)$$

donde: β_{sec} = distorsión de la rigidez del alma incluido el efecto torsional por la rigidez del alma, y es igual a:

$$B_{sec} = \frac{3.3 * E}{h_o} * \left(\frac{1.5 * h_o * t_w^3}{12} + \frac{t_{st} * b_s^3}{12} \right)$$

donde: t_{st} = espesor de la rigidez del alma. [in]

b_s = rigidez de arriostamiento. [in]

Nota: Si $\beta_{sec} < \beta_T$, β_{Tb} será negativo, lo que indica que el soporte torsional es inadecuado debido a la distorsión de la rigidez del alma.

2.b) Soporte Continuo.-

Se mantiene la normativa del soporte torsional nodal, excepto en:

- $L/n = 1.0$
- Y la distorsión de la rigidez del alma (β_{sec}) es igual a:

$$B_{sec} = \frac{3.3 * E * t_w^3}{12 * h_o}$$

La sección del código ASIC 360-10 que regula el diseño de vigas por corte, es el capítulo G. El código contempla dos métodos para obtener el Corte Nominal. El primero que lo regula el subcapítulo G.2, no toma en cuenta el aumento de la capacidad a cortante del alma debido al tensionamiento producido por el pandeo del elemento. Este aumento del esfuerzo a cortante debido al pandeo (regulado en el subcapítulo G.3) se da en la zona de tensión del alma generada por el pandeo. De forma conservadora, y debido a que el aumento del esfuerzo cortante no es significativo, y tomando en cuenta que el corte normalmente no es predominante en el diseño, nos referiremos únicamente al esfuerzo cortante sin considerar este aumento.

$$\checkmark V_u \leq \phi_v * V_n$$

donde: V_u = Corte Último de Diseño. [kips]

ϕ_v = Factor de reducción de la capacidad al corte = 0.9.

V_n = Corte Nominal de la sección [kips].

$$\checkmark V_n = 0.6 * F_Y * A_w * C_v$$

donde: A_w = Área del alma considerando la altura total de la sección
($d * t_w$). [in^2]

C_v = Coeficiente de cortante del Alma.

➤ C_v se calcula de la siguiente forma:

$$\text{- Cuando } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1.0$$

- Cuando $1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$
- Cuando $\frac{h}{t_w} > 1.37 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1.5 * k_v * E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 * F_y}$

donde: h = Distancia libre entre las caras internas de los patines (para secciones tipo I fabricadas). [in]

k_v = Coeficiente de cortante por pandeo del Alma.

- ✓ Cuando no hay rigidizadores, o $\frac{h}{t_w} < 260$, o

$$\frac{a}{h} > 3.0, \text{ o } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{\frac{h}{t_w}} \right]^2$$

$$\rightarrow k_v = 5.00$$

- ✓ Cuando se usa rigidizadores y no se cae en las condiciones anteriores

$$\rightarrow k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

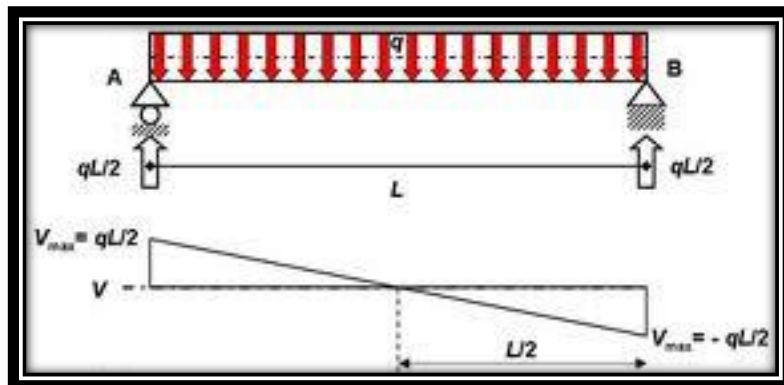


Figura 3. 14 Diagrama de Corte de una Viga Simplemente Apoyada. Referencia 26.

3.3.3 Reglamento y Normas del Diseño de Vigas Compuestas (AISC, ACI).

El reglamento del cual vamos a obtener la mayor parte de las regulaciones, es la AISC, por los motivos expuestos en la sección 2.3, sin embargo también se requiere recoger cierta normativa la ACI, recordando que estos dos códigos, con las medidas necesarias, son compatibles.

✓ Ancho Efectivo:

El ancho efectivo de la losa de hormigón, sea esta losa colaborante o losa fundida sobre panel colaborante, es la suma de los anchos efectivos para cada lado de la viga, medido desde eje vertical (recordemos que las vigas metálicas son vigas I para nuestro análisis, las cuales son simétricas con respecto al eje vertical), y cada ancho efectivo parcial no debe exceder:

1. Un octavo de la luz de la viga, medido desde el centro de los apoyos.
2. La mitad de la distancia entre vigas (s), medida desde el eje vertical de las vigas adyacentes.
3. La distancia entre eje vertical de la viga y el borde de la losa

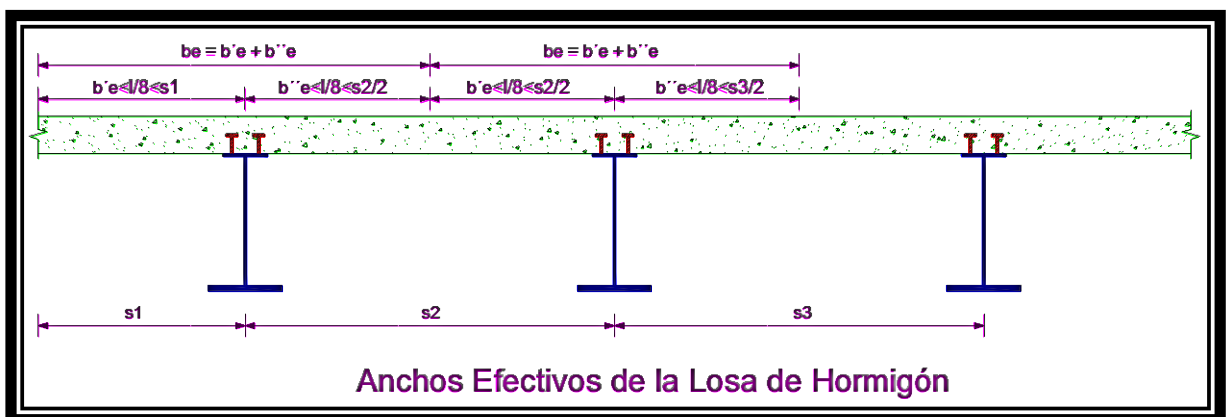


Figura 3. 15: Ancho Efectivo de la Losa de Hormigón, según la AISC.

✓ **Momento Positivo**

El momento nominal positivo [$\Phi_b M_n$ ($\Phi_b = 0.90$)] debe ser diseñado para el estado límite de flexión, siendo menor o igual (\leq) a:

a) Cuando $h/t_w \leq 3.76 * \sqrt{E/F_y}$ (*alma compacta*)

M_n debe ser determinado utilizando la distribución de esfuerzos en la sección de acero completamente plastificada.

b) Cuando $h/t_w > 3.76 * \sqrt{E/F_y}$

M_n debe ser determinado utilizando la superposición de esfuerzos elásticos considerando los efectos de apuntalamiento para el límite de estado de flexión.

Distribución Plástica de esfuerzos para momento positivo:

La fuerza de compresión deber ser la menor de:

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

donde: f'_c = esfuerzo de compresión del hormigón a los 28 días. [ksi]

A_c = área de hormigón en la losa dentro del ancho efectivo. [in^2]

A_s = área de la sección de la viga de acero. [in^2]

F_y = esfuerzo de fluencia del acero estructural de la viga. [ksi]

ΣQ_n = sumatoria de los esfuerzos nominales de los conectores, desde el punto de momento máximo positivo hasta el punto de momento cero a los dos lados. [kips]

El esfuerzo de compresión del refuerzo longitudinal de la losa de hormigón, es despreciable, pero se lo puede considerar cuando la ecuación 2 gobierna. Por lo que la ecuación 2 sería:

$$\text{➤ } C = 0.85 * f'_c * A_c + A_{sr} * F_{yr}$$

donde: A_{sr} = Área del refuerzo longitudinal correctamente desarrollado paralelo a la viga de acero ubicado en el ancho efectivo de la losa de hormigón. $[\text{in}^2]$

F_{yr} = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo del ancho efectivo de la losa de hormigón. $[\text{ksi}]$

Nota: el aporte del refuerzo longitudinal a la compresión, comparado con el esfuerzo del hormigón, es muy pequeño, por lo que no se lo considera, y ese esfuerzo es una pequeña seguridad extra en nuestros diseños.

- La altura del bloque de compresión de Whitney es igual a:

$$a = \frac{C}{0.85 * f'_c * b_e}$$

donde: b_e = ancho efectivo de la losa de hormigón.

El Eje Neutro Plástico (ENP) normalmente se encuentra en la losa de hormigón, sin embargo también puede ser encontrado en el ala superior de la viga de acero o en el alma de la viga. Para los tres casos las ecuaciones son:

- Cuando el Eje Neutro Plástico se encuentra en la losa de hormigón:

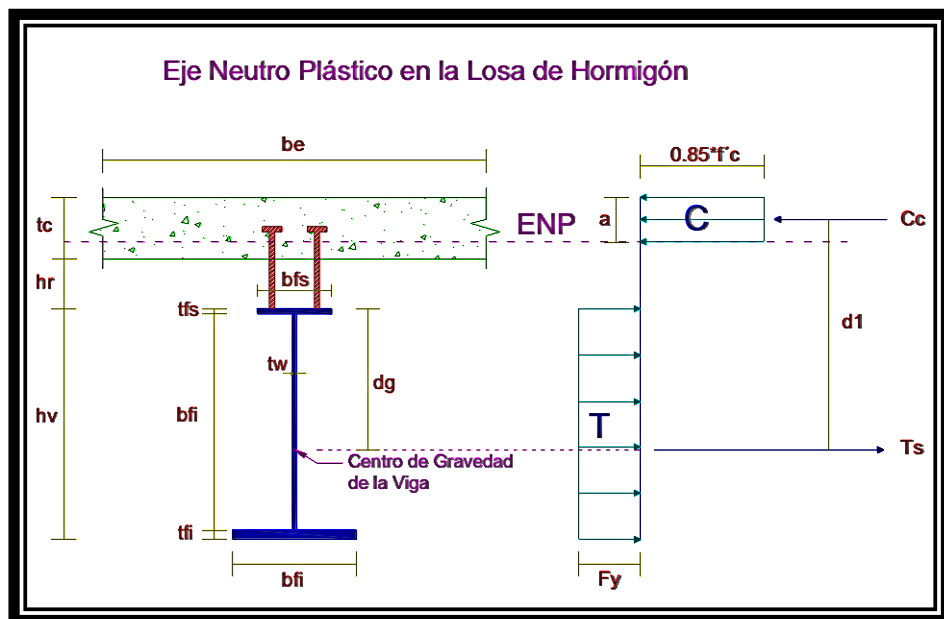


Figura 3. 16: Distribución de esfuerzos cuando el Eje Neutro Plástico está en la Losa de Hormigón.

$$M_n = C_c \alpha T_s \longrightarrow M_n = 0.85 * f'_c * a * b_e * d_1$$

donde: C_c = Fuerza de compresión del Hormigón. [kips]

T_s = Fuerza de tensión del Acero. [kips]

t_c = espesor de la losa de hormigón. [in]

h_r = separación entre la losa de hormigón y el ala superior de la viga de acero. [in]

d_g = distancia del centro de gravedad al extremo superior de la viga. [in]

- $d_1 = t_c - a/2 + h_r + d_g$
- $d_g = \frac{h_w * t_w * (h_w + 2 * t_{fs}) + t_{fi}^2 * b_{fi} - t_{fs}^2 * b_{fs}}{2 * h_w * t_w}$

➤ Cuando el Eje Neutro Plástico se encuentra en ala de la viga:

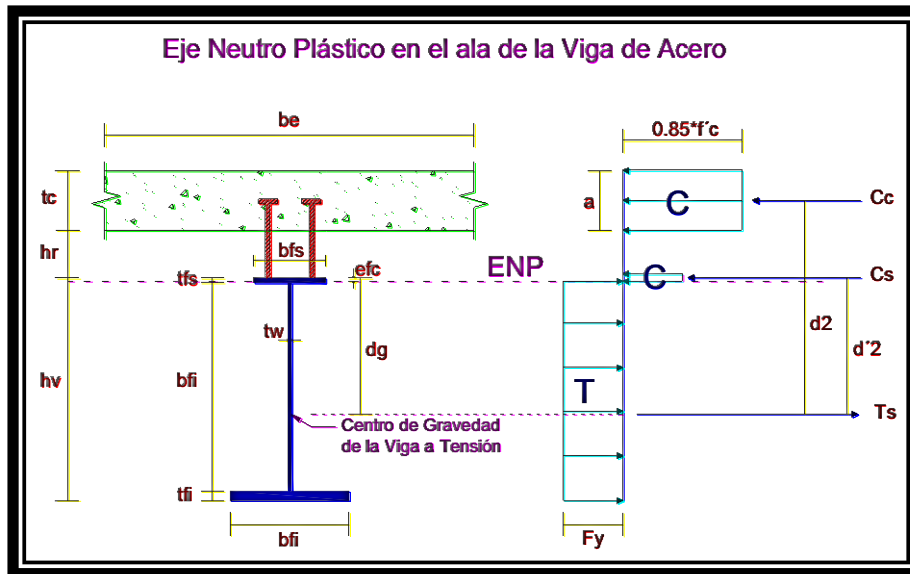


Figura 3. 17: Distribución de esfuerzos cuando el Eje Neutro Plástico está en el ala de la viga.

$$M_n = C_c + C_s \longrightarrow M_n = 0.85 * f'_c * t_c * b_e * d_2 + (e_{fc} * b_{fs}) * f_y * d'_2$$

donde: C_s = Fuerza de Compresión del Acero. [kips]

e_{fc} = Altura de la sección del ala a compresión. [in]

- $d_2 = \frac{t_c}{2} + h_r + d_g$
- $d'_2 = d_g - \frac{e_{fc}}{2}$

$$- e_{fc} = \frac{A_s * F_y - 0.85 * f'_c * b_e * t_c}{2 * b_{fs} * F_y}$$

$$- d_g = \frac{h_w * t_w (h_w + 2 * t_{fs}) + e_{fc} * b_{fs} (2 * t_{fs} - e_{fc}) + t_{fi}^2 * b_{fi} - t_{fs}^2 * b_{fs}}{2 * t_w * h_w}$$

➤ Cuando el Eje Neutro Plástico se encuentra en el alma de la viga:

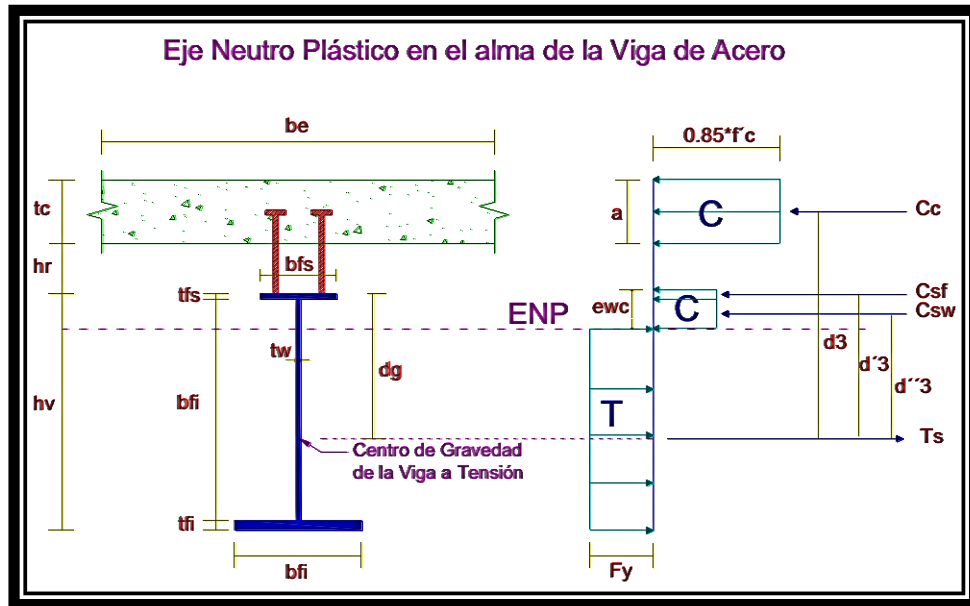


Figura 3. 18: Distribución de esfuerzos cuando el Eje Neutro Plástico está en el alma de la viga.

$$M_n = C_c + C_{sf} + C_{sw} \longrightarrow$$

$$M_n = 0.85 * f'_c * t_c * b_e * d_2 + [t_{fs} * b_{fs}] * f_y * d'_3 + [e_{wc} * t_w] * f_y * d''_3$$

donde: C_{sf} = fuerza de compresión del ala de la viga de acero. [kips]

C_{sw} = fuerza de compresión del alma de la viga de acero. [kips]

e_{wc} = altura de la sección del alma a compresión. [in]

$$- d_3 = \frac{t_c}{2} + h_r + d_g$$

$$- d'_3 = d_g - \frac{t_{fs}}{2}$$

$$- d''_3 = d_g - \frac{(e_{wc})}{2}$$

$$- e_{wc} = \frac{F_y * (h_w * t_w + b_{fi} * t_{fi} - b_{fs} * t_{fs}) - 0.85 * f'_c * A_c}{2 * t_w * F_y}$$

$$- d_g = \frac{h_w * t_w (h_w + 2 * t_{fs} + 2 * e_w) + t_{fi}^2 * b_{fi}}{2 * t_w * h_w}$$

✓ **Momento Negativo**

El momento nominal negativo [$\Phi_b M_n$ ($\Phi_b = 0.90$)], se puede determinar, de manera conservadora, considerando que la viga de acero soporta todo el esfuerzo, en concordancia con lo estipulado para la viga de acero en el capítulo F de la AISC, o en el capítulo 3.3.2 de la presente disertación.

Sin embargo, también se permite determinar el momento nominal negativo, a través de la distribución de esfuerzos plásticos en la sección, siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- 1) La sección de acero es compacta y esta correctamente arriostrada según lo estipula el capítulo F de la AISC – 360.
- 2) Debe existir conectores en la zona de la viga donde el momento es negativo.
- 3) El refuerzo (las varillas) paralelo a la viga metálica de la losa de hormigón que se encuentran ubicados dentro del ancho efectivo, se desarrolla correctamente. Esto quiere decir que el refuerzo longitudinal fallará por fluencia y no por desgarro. Para lograr esto, el refuerzo debe superar el punto de inflexión una distancia mínima igual a su longitud de desarrollo.

Distribución Plástica de esfuerzos para momento negativo:

La fuerza de tensión del refuerzo longitudinal de la losa de hormigón, deber ser la menor de:

1. $T_c = A_r * F_{yr}$
2. $T_c = \Sigma Q_n$

donde: T_c = fuerza de tensión del acero de refuerzo de la losa de hormigón. [kips]

ΣQ_n = sumatoria de los esfuerzos nominales de los conectores, desde el punto de momento máximo negativo hasta el punto de momento cero a los dos lados. [kips]

Para el momento negativo, se debe considerar dos casos en donde se puede encontrar el Eje Neutro Plástico (ENP). El primero cuando pasa por el alma de la viga y el segundo cuando pasa por el ala de la viga de acero.

➤ Cuando el Eje Neutro Plástico se encuentra en alma de la viga:

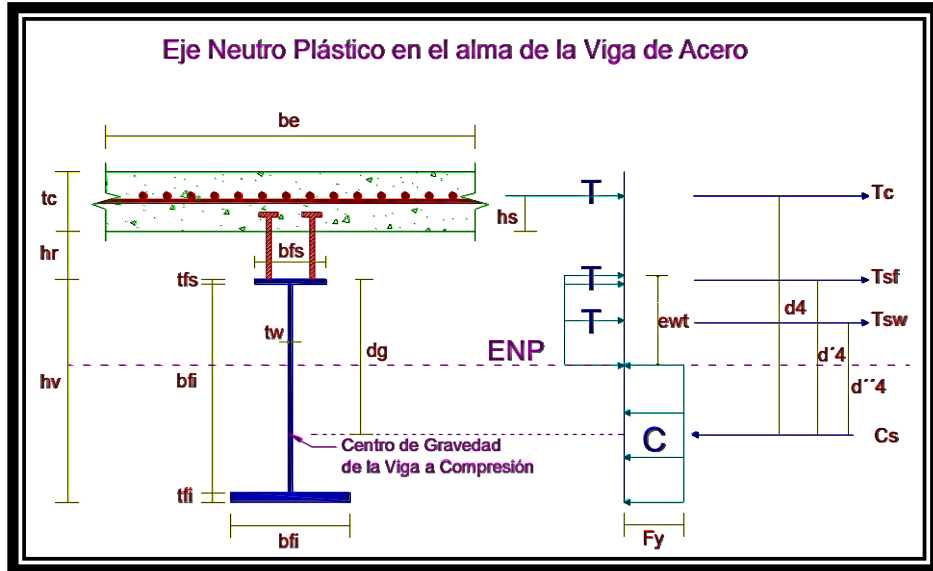


Figura 3. 19: Distribución de esfuerzos en momento negativo cuando el Eje Neutro Plástico está en el alma de la viga.

$$M_n = T_{sw} + T_{sf} + T_c \quad \longrightarrow$$

$$M_n = [t_{fs} * b_{fs}] * f_y * d'_4 + [e_w * t_w] * f_y * d''_4 + A_{sr} * f_{yr} * d_4$$

donde: T_{sf} = Fuerza de tensión del ala de la viga de acero. [kips]

T_{sw} = Fuerza de tensión de la porción del alma a tensión. [kips]

T_c = Fuerza de tensión del refuerzo longitudinal de la losa, paralelo a la viga de acero que se encuentra en el ancho efectivo de la losa. [kips]

h_v = Distancia entre el refuerzo longitudinal de la losa de hormigón paralelo a la viga de acero, a el borde inferior de la losa. [in]

e_{wt} = altura de la sección del alma a tensión. [in]

$$- d_4 = h_v + h_r + d_g$$

$$- d'_4 = d_g - \frac{t_{fs}}{2}$$

$$- d''_4 = (d_g - t_{fs}) - \frac{e_{wt}}{2}$$

$$- e_{wt} = \frac{F_y * (h_w * t_w + b_{fi} * t_{fi} - b_{fs} * t_{fs}) - A_{sr} * f_{yr}}{2 * t_w * F_y}$$

$$- d_g = \frac{h_w * t_w (h_w + 2 * t_{fsw} + 2 * e_w) + t_{fi}^2 * b_{fi}}{2 * t_w * h_w}$$

➤ Cuando el Eje Neutro Plástico se encuentra en ala de la viga:

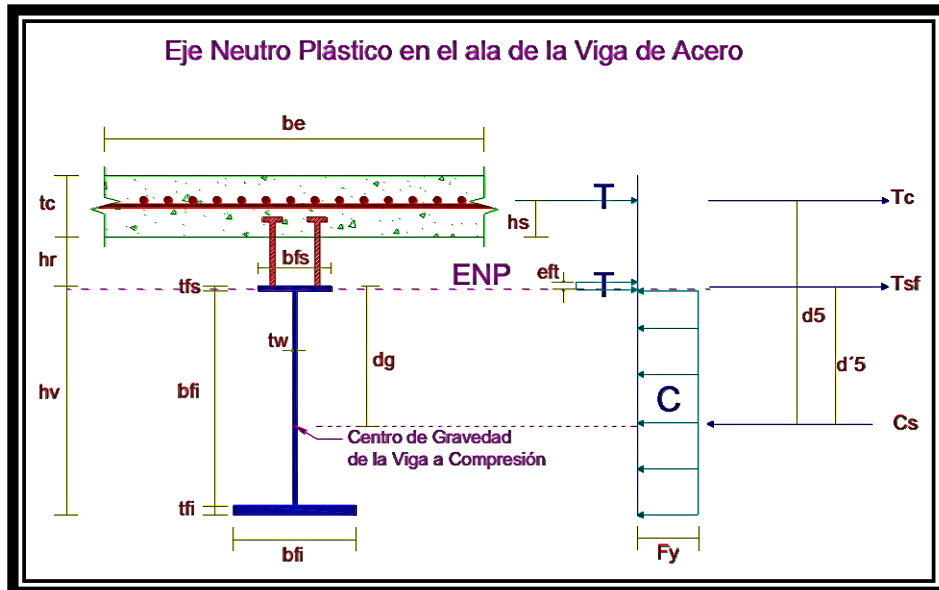


Figura 3.20: Distribución de esfuerzos en momento negativo cuando el Eje Neutro Plástico está en el ala de la viga.

$$M_n = T_{sf} + T_c \longrightarrow M_n = [e_{ft} * b_{fs}] * f_y * d'_5 + A_{sr} * f_{yr} * d_5$$

donde: e_{ft} = altura de la sección del ala a tensión. [in]

$$- d_5 = h_v + h_r + d_g$$

$$- d'_5 = d_g - \frac{e_{ft}}{2}$$

$$- e_{fc} = \frac{A_s * F_y - A_{sr} * f_{yr}}{2 * b_{fs} * F_y}$$

$$- d_g = \frac{t_{fi} * b_{fi} * (0.5 * t_{fi} + h_w + t_{fs}) + h_w * t_w * (0.5 * h_w + t_{fs}) + b_{fs} * (t_{fs} - e_{ft}) * (t_{fs} + e_{ft})}{b_{fs} * (t_{fs} - e_{ft}) + b_{fi} * t_{fi} + h_w * t_w}$$

✓ **Viga compuesta con Panel Metálico**

La normativa respecto al uso de panel metálico en la construcción de losas, se encuentra en el capítulo I3.2c de la AISC. Esta normativa solo se refiere a detalles geométricos que debe tener el panel metálico. Esto se debe a que en el diseño de la viga compuesta no se considera el aporte del panel a la resistencia ya sea a compresión o a tensión.

Geometría del Panel Metálicos:

- 1) La altura de la ondulación (h_o) debe ser menor a 7.5cm.
- 2) El ancho promedio de una ondulación (w_o) debe ser mayor o igual a 5cm. Sin embargo, para los cálculos, se debe utilizar el ancho menor (w_o). (Figura 3.21).
- 3) La losa de hormigón debe estar conectada a la viga de acero mediante conexión mecánica, es decir mediante conectores, los cuales deben estar soldados directamente a través del panel metálico a la viga. Los conectores no deben exceder 19mm de diámetro. Una vez instalados, deben superar mínimo 38 mm a la parte superior del panel metálico. Y no deben tener un recubrimiento menor a 13mm.
- 4) La losa debe tener un espesor mayor a 5cm sobre la parte superior del panel metálico.
- 5) El panel metálico debe estar conectado con la viga de acero, a todo lo largo de la viga, con una separación no mayor a 46cm. Dicha conexión se lo puede hacer a través de los conectores o con la combinación de conectores y puntos de suelda.

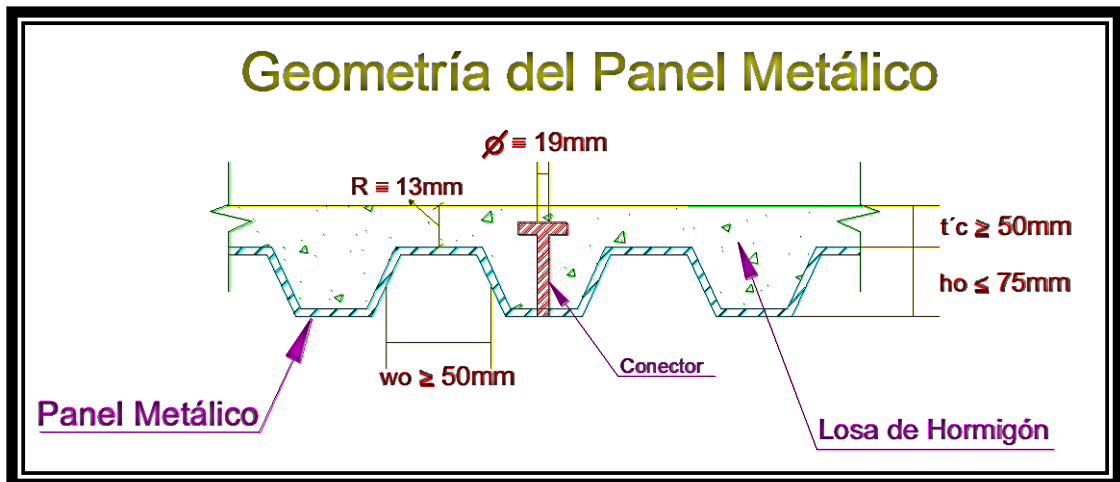


Figura 3. 21: Geometría del Panel Metálico.

Cálculo de A_c cuando las ondulaciones son paralelas a la viga:

El área de hormigón (A_c), puede considerarse, tanto el hormigón sobre el panel metálico, como el hormigón que se encuentra en las ondulaciones.

Cuando la altura del panel metálico es mayor a 38mm, el ancho promedio de la ondulación no debe ser menor a 50mm para el primer conector y un adicional de 4 diámetros del conector por cada conector adicional que se coloque dentro de la misma sección transversal.

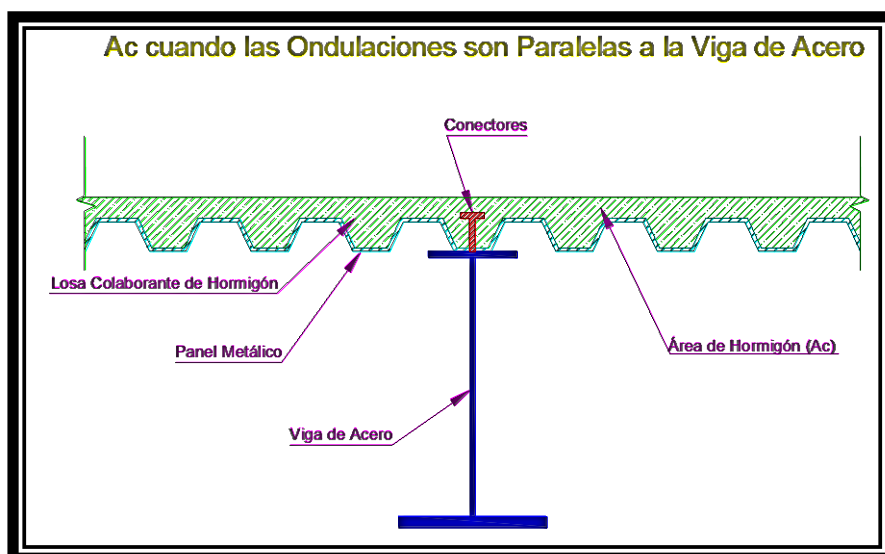


Figura 3. 22. Área del Hormigón con ondulaciones paralelas.

Cálculo de A_c cuando las ondulaciones son perpendiculares a la viga:

El área de hormigón (A_c), debe considerarse solo el hormigón sobre el panel metálico.

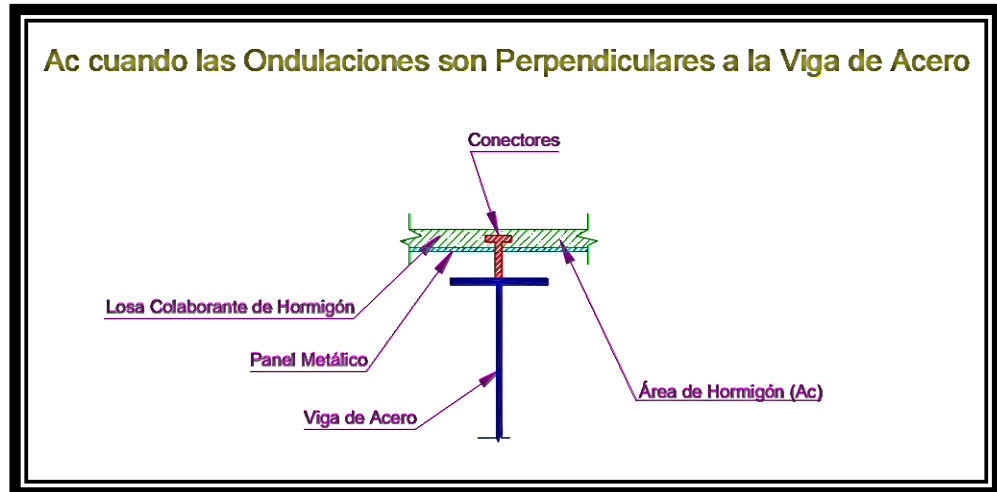


Figura 3. 23: Área del Hormigón con ondulaciones perpendiculares.

CAPÍTULO # 4

“DISEÑO DE COLUMNAS”

4.1 Principios del Diseño de Columnas

4.1.1 Elementos sujetos esencialmente a flexo-compresión.

En este capítulo se analizará los elementos estructurales llamados columnas. También conocidos como pilares, debido a su importancia dentro de una estructura, ya que las columnas son el sostén de una armadura. Para el doctor Vinnakota “*Una columna es un miembro estructural utilizado para transmitir una fuerza de compresión a lo largo de una trayectoria recta en la dirección del eje longitudinal del miembro*”²⁰. Existen otros miembros, tales como: miembros de arriostramiento, cuerdas superiores de armaduras, entre otros; que soportan cargas de compresión, pero se centrará nuestro estudio particularmente en las columnas, debido a su jerarquía antes descrita.

Tanto la norma (AISC), como los libros de texto, diferencian las columnas de las vigas-columnas. Las columnas están sujetas únicamente a cargas axiales de compresión, siendo el esfuerzo de compresión la resultante de las presiones que existe dentro de un miembro, caracterizándose por una tendencia a la reducción de volumen del cuerpo, y a un acortamiento del elemento en determinada dirección. Mientras que las vigas-columnas son miembros que están sujetos a la acción combinada de esfuerzos flectores y de compresión. Las vigas-columnas son los elementos sobre los cuales se realizará el estudio y a los cuales se los denominará indistintamente como columnas, por razones del uso práctico de esta terminología en nuestro medio. El análisis se centrará en dichas columnas ya que encontrar columnas sujetas únicamente a compresión axial es muy poco probable en la práctica.

Las columnas aparte de soportar las fuerzas axiales de compresión debido a cargas gravitacionales, también debe soportar momentos flectores ocasionados por:

- a) Cargas de viento y fuerzas laterales sísmicas.

²⁰ VINNAKOTA, Sriramulu, Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, McGraw-Hill, Mayo 2007, México D.F., México, pág. 351

- b) Fuerzas generadas por los miembros conectados al pilar, como las fuerzas axiales perpendiculares al eje longitudinal de la columna producidas normalmente por vigas.
- c) Fuerzas generadas por los efectos de segundo orden.

Esta combinación de esfuerzos, hace que el análisis y diseño de columnas sea más complicado que el de vigas. Existe una corriente actual que impulsa el estudio de dichos elementos a través de los datos generados o calculados de la interacción total de la estructura. Sin embargo, la mayoría de códigos y textos mantienen el método tradicional, que a la vez es más conservador. Dicho método es el uso de fórmulas de interacción que combinan los efectos de compresión y flexión. Recordemos que los momentos flexionantes en elementos comprimidos son mucho más peligrosos que en elementos tensionados, debido a que la tensión tiende a reducir la deflexión, mientras que la compresión tiende a incrementarla.

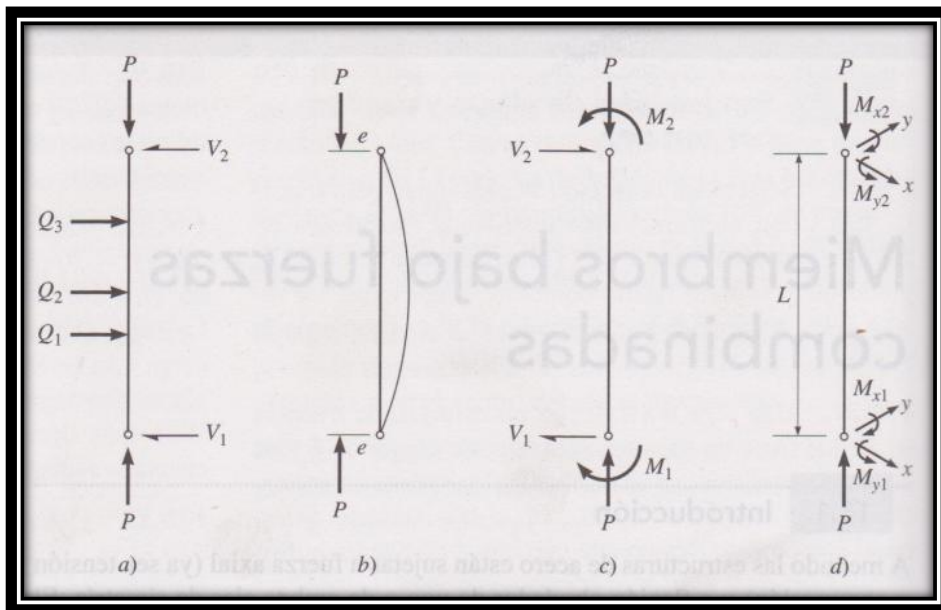


Figura 4. 1 Columna carga flexo-axialmente. Referencia 10.

4.1.2 Principios del Diseño de Columnas.

Al igual que en el caso de las vigas, para poder realizar el diseño de las columnas, y sobretodo, para poder deducir e implementar las ecuaciones de diseño, es necesario realizar ciertas suposiciones, que incluso algunas son las mismas que en vigas:

1. Las columnas son prismáticas y tienen una sección transversal de doble simetría. Además de que son perfectamente rectas.
2. La fuerza de compresión se aplica a lo largo del eje centroidal de la columna.
3. Las secciones transversales del elemento originalmente planas, son planas y permanecen planas incluso después de la deformación.
4. El diagrama esfuerzo-deformación de los materiales se idealiza de tal forma que la zona sección elástica será una línea recta con inclinación igual al módulo elástico. Y de igual forma la zona plástica será una recta donde la deformación aumente sin aumentar el esfuerzo. (Figura 3.1)
5. El material es homogéneo y cumple la ley de Hook que dice: el alargamiento unitario que experimenta un material elástico es directamente proporcional a la fuerza aplicada.
6. Los momentos se aplican en el plano de simetría de la sección transversal, asegurando de esta forma la existencia de flexión simple.
7. No ocurre giro o distorsión en la sección.
8. Se mantiene los criterios de última resistencia descritos en el capítulo 3.1.2.

Una vez enumeradas las suposiciones que se utiliza para idealizar y poder estudiar a las columnas, es importante, analizar dos principios muy importantes que rigen el diseño de columnas. Estos son: la carga crítica de Euler y la longitud efectiva.

Carga Crítica de Euler

En 1757, Leonhard Euler, matemático suizo, escribió un artículo de gran valor relativo al pandeo de columnas; y probablemente él fue el primero en darse cuenta de la importancia del pandeo.²¹ En este artículo propuso la fórmula más famosa respecto a columnas que lleva su nombre, la fórmula de Euler. Con dicha fórmula se dio inicio a una verdadera investigación teórica experimental sobre columnas. Además de impulsar una nueva corriente investigativa basada en la carga crítica de pandeo.

Este matemático - físico suizo, destacó no solo en el ámbito de la ingeniería, sino es considerado el físico más importante del siglo XVIII, un gran filósofo, astrónomo, entre otras especialidades. Además Euler contribuyó de gran manera al campo del cálculo e introdujo el número “e”.



Figura 4. 2 Retrato de Leonhard Euler. Referencia 18.

²¹ McCORMAC, Jack C., Diseño de Estructuras Metálicas, Alfa Omega S.A., 1991, México DF, México, pág. 135

El pandeo lateral en columnas, cumple los mismos principios de pandeo lateral estudiados en el capítulo 3 de esta disertación, por lo que en este capítulo se centrará el análisis en los efectos del mismo más no en su teoría propiamente dicha. El esfuerzo para el cual una columna pandea, dependerá de la longitud de la misma, siendo menor a medida que la longitud aumenta. Cuando la columna alcanza cierta longitud, el esfuerzo se reducirá al límite proporcional del acero. Es para estas longitudes y para mayores, donde se observa una falla elástica del elemento. Cuando la columna pandea elásticamente, se puede calcular la carga de pandeo y el esfuerzo de pandeo, mediante la fórmula de Euler:

$$\checkmark P = \frac{\pi^2 * E * I}{L^2}$$

$$\checkmark \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 * E}{(L/r)^2} = F_e$$

donde: P= Carga crítica de Pandeo

F_e = Esfuerzo crítico o de pandeo de Euler

r= radio de giro

Hay dos factores importantes que se deben tomar en cuenta para poder aplicar la fórmula de Euler. Lo primero se debe tener en cuenta, es que si el valor obtenido del esfuerzo de pandeo de Euler es mayor al límite proporcional la fórmula elástica de Euler no es aplicable. Segundo, el valor de L es idealizado. En la práctica, las diferentes condiciones de apoyo (soldaduras, tornillos, empotramientos, apoyos rotacionales, etc.) hacen que existan diferentes valores para la longitud del elemento que suelen ser diferentes a la longitud real. Estos valores dependen de la deformación que sufre la columna bajo los esfuerzos aplicados. “Para usar la ecuación de Euler con buen resultado en las columnas, el valor de L se tomará como la distancia entre puntos de inflexión de la elástica. Esta distancia se conoce como la *longitud efectiva* de la columna”²².

²² McCORMAC, Jack C., Diseño de Estructuras Metálicas, Alfa Omega S.A., 1991, México DF, México, pág. 138

Longitud Efectiva

“El concepto de longitud efectiva es simplemente un método matemático para reemplazar una columna con cualquier condición en los extremos, por una columna equivalente con extremos articulados”²³. Como se explicó antes, es la distancia que existe entre los puntos de una columna donde los momentos son nulos, es decir la distancia entre sus puntos de inflexión.

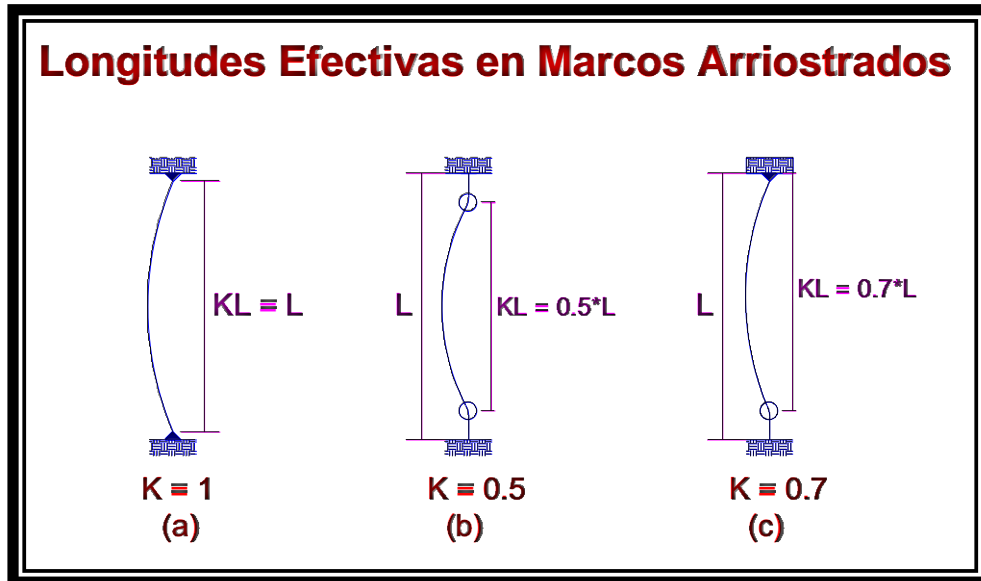


Figura 4. 3 Longitudes efectivas de Marcos Arriostrados.

La longitud efectiva de una columna se denomina como KL , donde K es el factor de longitud efectiva. K es el valor por el cual se debe multiplicar a la longitud real de la columna para poder obtener la longitud efectiva. Este valor depende de la restricción rotacional de los extremos del elemento y de la capacidad que tengan estos para evitar el desplazamiento lateral.

²³ McCORMAC, Jack C., Diseño de Estructuras Metálicas, Alfa Omega S.A., 1991, México DF, México, pág. 138

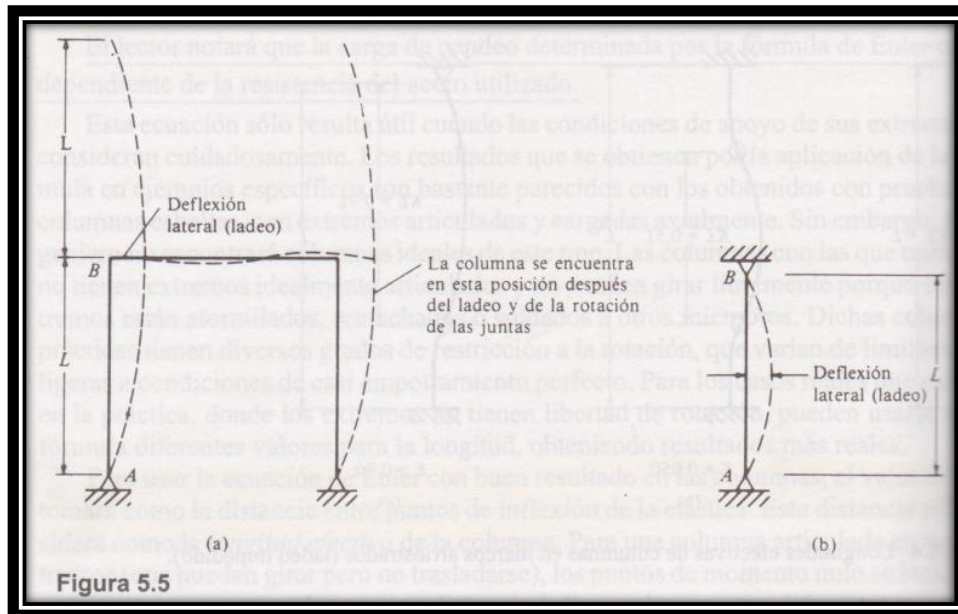


Figura 4. 4 Longitudes Efectivas de Marcos No Arriostrados. Referencia 9.

En la figura 4.4, podemos ver los dos casos de condiciones de apoyo. En el caso b), se puede observar que no está permitido el desplazamiento lateral. En este caso los valores de K varían entre 0.5 y 1, siendo 0.5 para extremos perfectamente empotrados y 1 para extremos perfectamente articulados, y valores intermedios para las diferentes condiciones. Cuando sucede que los dos extremos de una columna están impedidos de desplazarse lateralmente, se tiene lo que se conoce como marcos arriostrados.

El caso a) es la condición de marcos sin arriostrar, esto sucede cuando uno o ambos extremos están permitidos de desplazarse lateralmente. En este caso los valores de K varían entre 1 y ∞ . Es decir, en marcos no arriostrados los valores son mayores a 1 mientras que en marcos arriostrados son menores de 1. Las razones para que existan estos desplazamientos laterales son diversas. La traslación lateral se puede dar debido a cargas laterales, cargas verticales asimétricas, cargas diagonales, o donde los marcos son asimétricos. También puede ocurrir el desplazamiento de los extremos de una columna cuando esta está conectada a otra que se encuentra cargada hasta el punto de pandearse. Para lograr marcos arriostrados se debe utilizar arriostramientos laterales (equis) o muros de cortante. Recordemos que las columnas con menor longitud efectiva nos darán mayor capacidad de carga.

El cálculo de del valor K se lo puede realizar de tres maneras diferentes:

- a) Utilizando tablas que tienen predeterminado el valor de K para las diferentes condiciones de apoyo. Este método es útil para un pre-diseño, sin embargo no es práctico debido a que sus casos son idealizados y escasos.

TABLA 5.1 LONGITUDES EFECTIVAS DE COLUMNAS						
Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna	a)	b)	c)	d)	e)	f)
Valor 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	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
	Rotación y traslación impedidos	Rotación libre y traslación impedida	Rotación impedida y traslación libre	Rotación y traslación libres		
Fuente: Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, diciembre 1, 1993, Chicago, AISC, 1994, pp. 6-184 en el Manual LRFD.						

Figura 4. 5 Valores de K. Figura 5.1 pág. 141. Referencia 9.

- b) Utilizando los nomogramas propuestos por la AISC. Para poder utilizar estos nomogramas, es necesario calcular las rigideces de los dos extremos de la columna (G_A y G_B). Y se procede a trazar una recta entre estos dos valores, donde como resultado, se obtiene en el corte los valores de K.

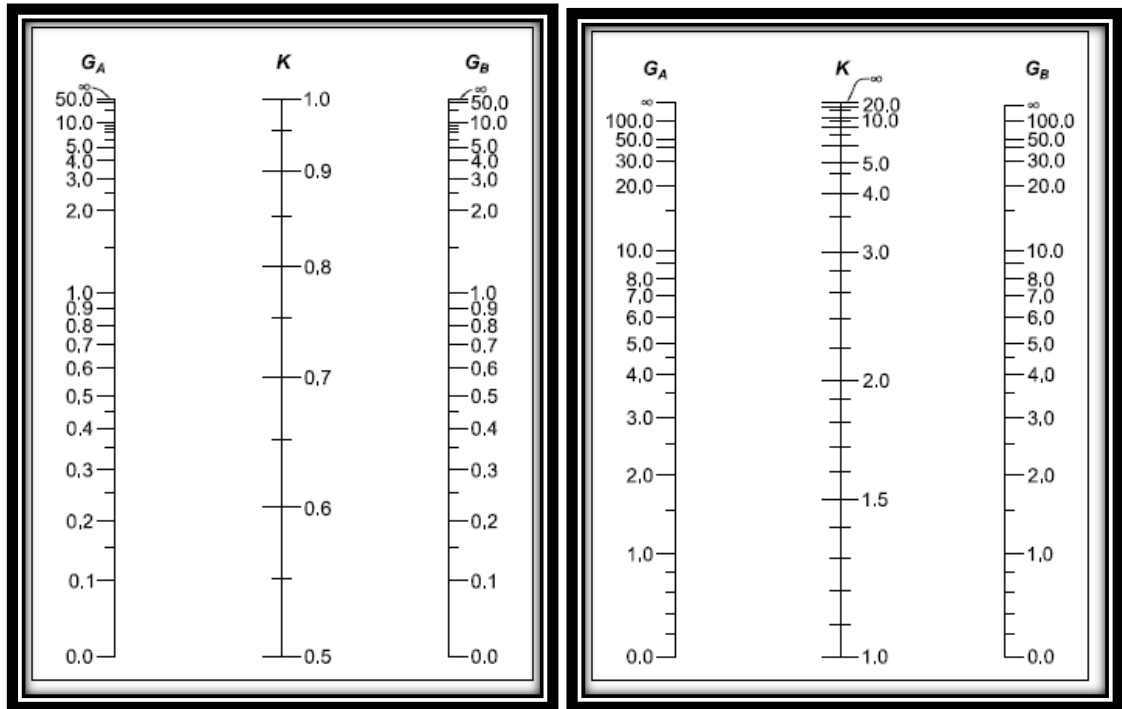


Figura 4. 6 y 4.7 Nomogramas del Valor K. Referencia 9

- c) Utilizando formulas interactivas que permiten calcular el valor K también en base de las condiciones de extremo (G_A y G_B):

Para Marcos Arriostrados:

$$\frac{G_A * G_B}{4} * \left(\frac{\pi}{K}\right)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2}\right) * \left[1 - \frac{\frac{\pi}{K}}{\tan\left(\frac{\pi}{K}\right)}\right] + \frac{2 * \tan\left(\frac{\pi}{2 * K}\right)}{\left(\frac{\pi}{K}\right)} - 1 = 0$$

Para Marcos No Arriostrados:

$$\frac{G_A * G_B * (\pi/K)^2 - 36}{6 * (G_A + G_B)} - \frac{(\pi/K)}{\tan(\pi/K)} = 0$$

Momentos de Segundo Orden, Factores de Amplificación y Factores de Modificación

Para una columna cargada axialmente y con momentos en sus extremos, los momentos inducidos por las condiciones de carga y de apoyo de la propia columna se los conoce como **Momentos de Primer Orden**. A los momentos adicionales inducidos por la deformación del elemento se les denomina **Momentos de Segundo Orden**.

El Momento Plástico (M_p) de una sección de columna solicitada bajo carga axial y un momento flexionante, es menor que el momento plástico teórico. Es por esto, que se lo conoce como *Momento Reducido* (M_{pc}).

Este fenómeno se lo puede apreciar en la figura 4.8, donde se observa en la posición iv), cuando la sección esta totalmente plastificada, que las zonas de compresión y de tensión ya no son equivalentes, y que el ENP ya no se encuentra en el mismo lugar que el Centroide de la sección.

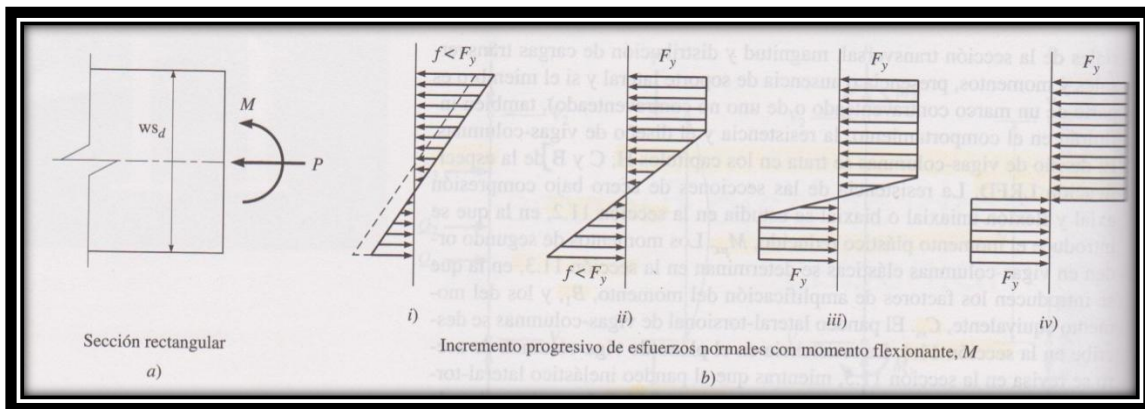


Figura 4. 8 Distribución de esfuerzos en una sección carga flexo-axialmente. Referencia 10.

La AISC plantea dos formas para calcular los momentos de segundo orden. La primera es a través de un análisis de segundo orden o más conocido como un análisis PA. Si este fuera el método escogido, se deberá tomar en cuenta la interacción de los efectos de las cargas factorizadas. La superposición de resultados no es valido, es necesario un análisis con la actuación de las cargas factorizadas al mismo tiempo.

El segundo método, es el cálculo a través de la modificación de los momentos de primer orden. Enfocaremos nuestro estudio en el segundo método.

Una vez obtenido el momento máximo de primer orden al que esta sujeta una columna, debemos amplificar este valor para encontrar el valor de los momentos de segundo orden. Existen dos tipos de momentos de segundo orden:

1. *Efecto $P\delta$* : Cuando una columna se encuentra cargada a lo largo de su longitud, o se encuentra cargada con momentos en sus extremos, o cualquier tipo de esfuerzo flexionante, esta tiende a deformarse en el plano de la flexión en forma perpendicular a su eje longitudinal. El momento en este punto, es el momento de primer orden. Sin embargo, al ocurrir la deformación se genera esfuerzos adicionales de flexión, que a su vez generará mayor deformación, y así sucesivamente hasta llegar a un equilibrio. A estos momentos extras se los conoce como momentos de segundo orden. El factor de amplificación de momento que se utiliza en este efecto para relacionar los dos tipos de momento, se lo conoce como β_1 . Siendo el momento máximo de segundo orden igual al momento máximo de primer orden por el factor de amplificación β_1 .
2. *Efecto $P\Delta$* : Este efecto toma en cuenta los esfuerzos adicionales de flexión producidos por la traslación relativa de los extremos de la columna. Este movimiento relativo de uno de los extremos produce los esfuerzos adicionales, y el factor de amplificación del momento de primer orden que toma en cuenta este efecto, se lo conoce como β_2 .

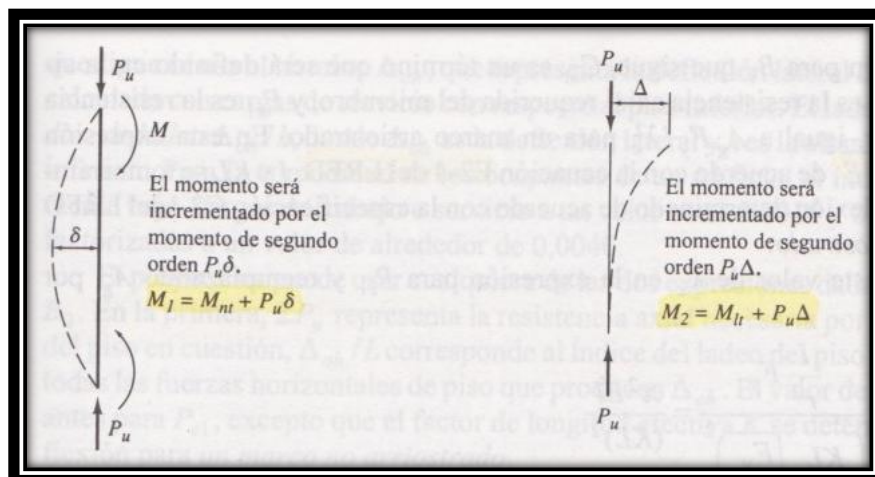


Figura 4.9 Efecto $P\delta$ y Efecto $P\Delta$. Referencia 9.

“Con β_1 se estima el efecto $P\delta$ para una columna, esté o no el marco soportado contra ladeo. Con β_2 se estima el efecto $P\Delta$ en marcos sin soporte lateral”²⁴. Es importante mencionar, que para que el resultado de la aplicación de los factores de amplificación de momento tenga un sentido físico, estos no pueden ser menores a la unidad. Es decir si β_1 y/o β_2 son menores a la unidad, se los debe considerar igual a 1.

En muchas ocasiones, sobretodo cuando tenemos doble curvatura en nuestro elemento, la deformación δ no es tan grande como resultaría si la calculamos con el momento resultante de la amplificación con el factor β_1 . Es por esto que dentro del cálculo de β_1 , se encuentra el factor de reducción de momento C_m . El propósito de este factor es corregir la sobredimensión ocasionada por β_1 , en los casos donde esto suceda, como se ilustra en la figura 4.10.

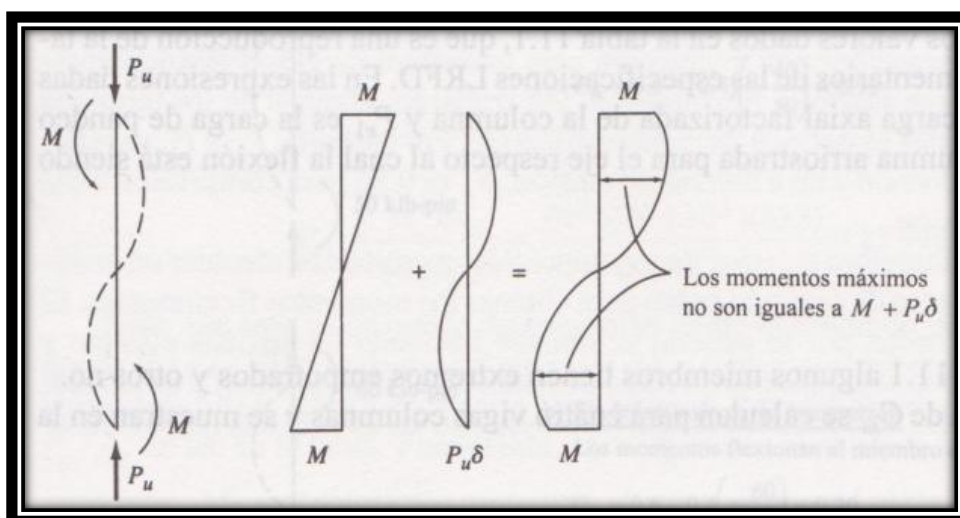


Figura 4. 10 Columna con doble curvatura. Referencia 9.

²⁴ McCORMAC, Jack C., Diseño de Estructuras Metálicas, Alfa Omega S.A., 1991, México DF, México, pág. 325.

4.2 Fundamentos del Diseño de Columnas

4.2.1 Fundamentos del Diseño de Columnas de Hormigón Armado.

El diseño de columnas de hormigón, se basa en conceptos, algunos de los cuales se los detalló en la sección 4.1, tales como la carga crítica de pandeo elástico de Euler, el factor de longitud efectiva K que nos permite modelar en cierta forma las condiciones de apoyo de la columna, entre otras suposiciones. Aunque existen diversas formas de pilares o columnas, y se puede considerar, por su comportamiento, a otras secciones como arcos ser parte de este grupo; en la práctica las dos secciones más usadas en columnas de hormigón son las rectangulares y las circulares. Estas secciones tienen refuerzo longitudinal destinado a resistir la flexión, y refuerzo transversal. Cuando el refuerzo longitudinal es muy grande, se suele empaquetar las varillas, y estos grupos usualmente se los coloca en las esquinas de las secciones. Si se realiza correctamente el empaquetado, con la ayuda de alambres u otras formas, se considera que cada empaque forma una unidad con el área igual a la suma de las áreas de las varillas empaquetadas.

Las columnas circulares suelen tener su refuerzo transversal en zunchos, su funcionamiento es muy simétrico además de ser agradables a la vista y arquitectónicamente codiciables. Por otra parte las columnas rectangulares tienen su refuerzo transversal con estribos, los mismos que cumplen una serie de funciones y otorgan algunos beneficios a la sección de hormigón:

- a. El refuerzo transversal, también conocido como refuerzo a corte, tiene como una de sus funciones, dar el refuerzo extra a corte para la sección, cuando el hormigón es insuficiente para absorber todo el corte. Recordemos que el espaciamiento es muy importante, y suele basarse sus especificaciones en la falla o agrietamiento de la sección a 45° .
- b. Provee de confinamiento al núcleo de la columna. Al confinar, mejora el comportamiento de la resistencia nominal de la columna, logrando así un aumento en la resistencia de la sección.
- c. Posiciona y mantiene en el lugar correcto al refuerzo longitudinal, durante el encofrado y la fundición del elemento.

- d. Brinda de soporte lateral a las varillas longitudinales, permitiéndolas así desarrollar su fluencia antes de fallar por pandeo lateral, lo que permite considerar la falla plástica de la columna.

Diagramas de Interacción:

La resistencia de un elemento depende de su sección sin tomar en cuenta las solicitaciones externas. Esto conlleva a que para cada sección específica, se pueda determinar su capacidad y de esta forma tener una base de datos de columnas que nos permitan escoger la adecuada en cada caso particular de carga. Esta premisa es la base de diseño de uno de los métodos para el diseño de columnas conocido como Diagramas de Interacción. Estos diagramas son una relación cartesiana entre las fuerzas resistentes axiales ubicadas en el eje de las ordenadas y los momentos flectores resistentes ubicados en el eje de las abscisas. Tanto los momentos flectores como las fuerzas axiales están considerados desde el eje centroidal de la columna.

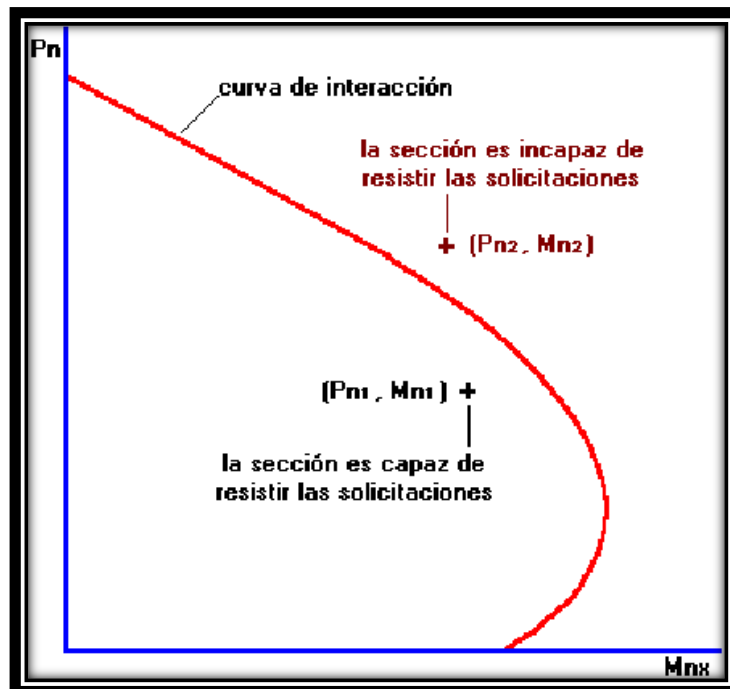


Figura 4. 11 Diagrama de interacción para una columna rectangular. Referencia 27.

En la figura anterior (4.11) se puede visualizar un ejemplo de curva de interacción. Es importante notar los dos puntos que se muestran. El punto 1, de coordenadas (P_{u1}, M_{u1}) , esta en el interior de la curva de interacción, por lo que la sección específica es capaz de resistir esas solicitaciones. Mientras que el punto 2, de coordenadas (P_{u2}, M_{u2}) , esta en el exterior de la curva, lo que significa que la sección transversal no es capaz de resistir esas solicitaciones.

Existen tres estados de falla que se reflejan en la curva de interacción. El primero es cuando existe compresión pura ($M_n=0$), en este caso el elemento falla por aplastamiento de la sección de hormigón, este punto es donde corta la curva de interacción con el eje de las ordenadas. El segundo punto es cuando existe flexión pura ($P_n=0$), la falla en este punto es por fluencia debido a flexión de las varillas longitudinales. Este punto se encuentra cuando la curva de interacción corta el eje de las abscisas. Y el tercer punto es el punto balanceado, es decir cuando el hormigón alcanza su deformación unitaria máxima de 0.03 y el acero de refuerzo se encuentra en fluencia, este es el punto de inflexión de la curva. Todos los puntos que se encuentran entre el punto de compresión pura y el punto balanceado, significa que la falla será por aplastamiento de la sección de hormigón, mientras que todos los puntos entre el punto balanceado y el punto de flexión pura, la sección fallará por flexión del acero de refuerzo.

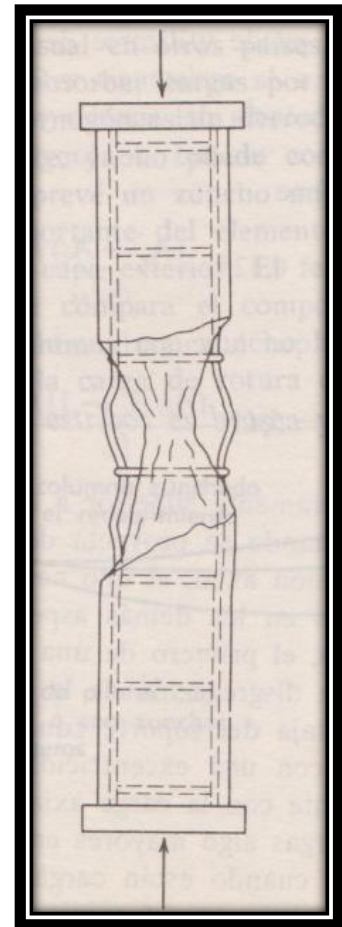


Figura 4. 12. Falla por aplastamiento del Hormigón de una columna. Referencia 14.

El diagrama de la figura 4.11 corresponde a una sección carga axialmente y con flexión en una sola dirección. Este caso no es muy usual, es más común encontrar columnas cargadas a flexión bidireccionalmente. Esto se puede observar en la figura 4.13, donde se presenta un diagrama biaxial que da como resultado un diagrama en 3D.

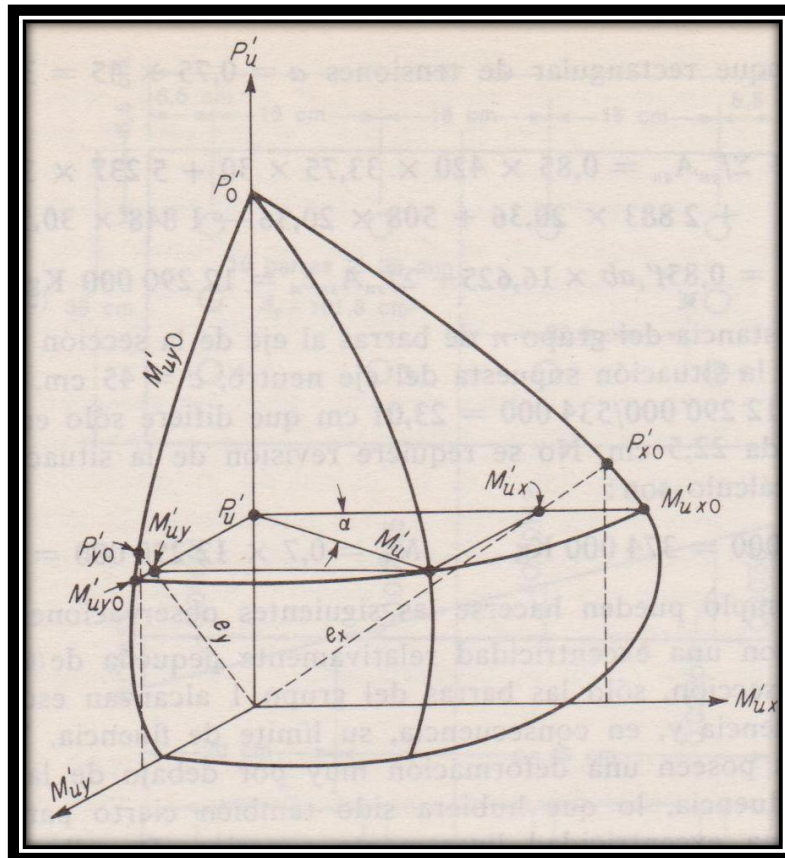


Figura 4. 13 Diagrama de Interacción Bidireccional. Referencia 14.

Aunque los diagramas son una gran ayuda para el diseño, también existen métodos numéricos para determinar la resistencia de una columna cargada biaxialmente. Estos se basan en una fórmula de interacción ya sea la de Bresler: $\frac{P_u}{P_{xn}} + \frac{P_u}{P_{yn}} + \frac{P_u}{P_n} = 1$, o la formula de interacción inversa de Bresler usada por la ACI: $\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} + \frac{1}{P_o}$, la cual es base en el detallamiento de la sección 4.3.1 para la normativa de columnas de hormigón.

Factores de reducción de la capacidad resistente de la sección (ϕ):

El método de última resistencia contempla factores de seguridad. Por un lado se tiene los factores de amplificación de cargas que se encuentran en las diferentes combinaciones de carga. Un ejemplo es la combinación: $1.2C_M + 1.6C_V$, donde se aumenta un 20% a la carga muerta que es conocida y precisada con mayor seguridad y un aumento del 60% para carga viva que por su naturaleza es más difícil de prever. Pero por otro lado se tiene los factores de reducción de la capacidad de carga o resistencia de una sección bajo una sollicitación en específico. Es así que la ACI para secciones sujetas a flexión pura como vigas, utiliza un factor de reducción $\phi = 0.9$, mientras que para compresión con estribos utiliza $\phi = 0.7$. La explicación radica en que en flexión, falla la armadura longitudinal a tracción que esta provista por varillas de acero laminadas, lo que da un mejor control de calidad en fábrica.

Mientras que a compresión la falla es por el aplastamiento del hormigón, el cual fue colado y/o preparado en sitio, lo que da paso a una mayor posibilidad de diferencias de resistencia a lo largo del elemento. Es decir, se necesita un factor que reduzca más la capacidad de carga de los materiales que por su naturaleza es posible que no se encuentre perfectamente elaborado como supone la teoría y sus formulas.

En el caso de columnas no es la excepción, y la ACI maneja el factor de reducción de la capacidad de carga de un elemento con estribos igual al factor por compresión (0.7). Sin embargo, el mismo código permite que cuando hay cargas axiales muy pequeñas ($P_u \leq 0.10f'_c A_g$), el factor puede incrementarse linealmente hasta llegar al valor de 0.9 cuando existe flexión pura ($P_u=0$).

4.2.2 Fundamento de Diseño de Columnas de Acero.

Antes de pasar a los principios de diseño, es importante saber con que perfiles se puede conformar una columna metálica y cuales son las ventajas de cada tipo.

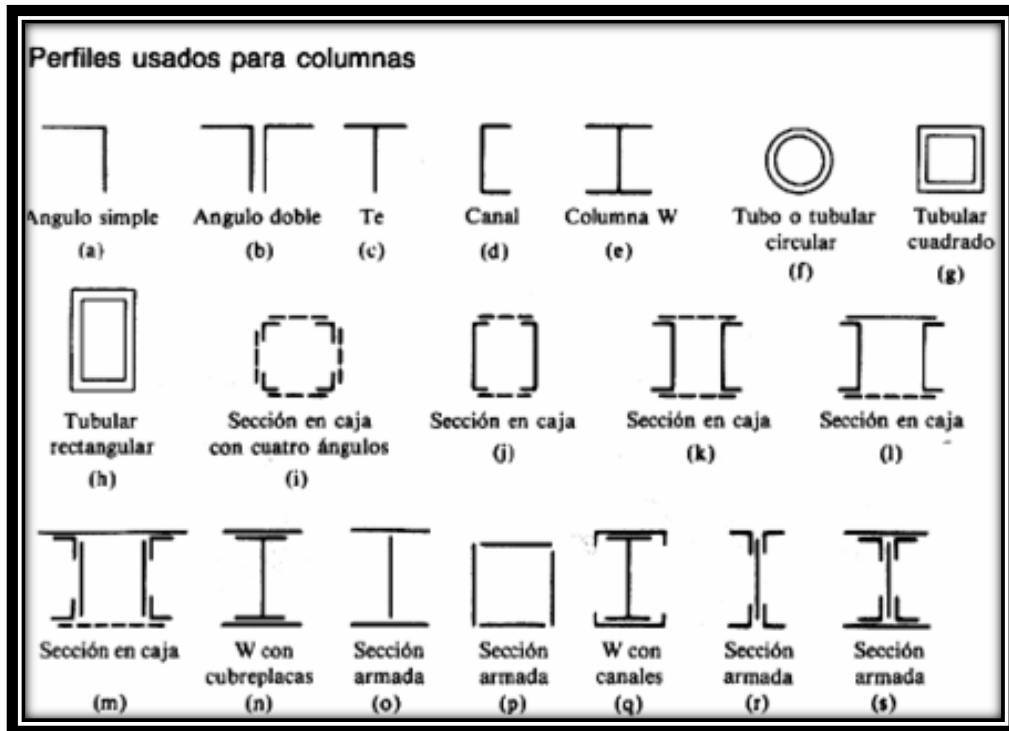


Figura 4. 14: Tipos de miembros a compresión. Figura 5.2 pág. 131. Referencia 9.

A pesar de tener una gran variedad de perfiles y formas para conformar una columnas, el perfil más utilizado en Estados Unidos, son los perfiles I, o W como se los conoce según la AISC. El uso de canales, ángulos o varillas no es aconsejable para miembros a compresión, dado a que estos elementos son muy esbeltos. Antes, el uso de perfiles tubulares era poco práctico y poco económico, esto debido a que las conexiones apernadas para estos elementos son muy complicadas. Tras la aparición de la soldadura y de la fabricación de perfiles tubulares huecos con finalidad estructural, dichos perfiles han ganado fuerza y cada vez su uso es más usual. Algunas de las razones por las cuales tanto ingenieros como arquitectos prefieren cada vez más el uso de perfiles tubulares huecos son las siguientes:

1. Un miembro compresión es más eficiente cuando su radio de giro es constante con respecto a su centroide. Es por esto que el perfil más eficiente es el tubo circular. Los tubos rectangulares les siguen en orden de eficiencia.

2. Aplicar pintura, enlucido con mortero u otro recubrimiento es más fácil y bastante menos complicado en los perfiles tubulares de cuatro lados o redondos, a comparación de los seis lados y espacios huecos de los perfiles W, S y M.
3. Para una misma condición de carga, los perfiles tubulares tienen menos área superficial, lo que disminuye los costos de pintura, epóxidos o recubrimientos anti-fuego.
4. Los perfiles tubulares tienen una excelente resistencia a la torsión, por lo que es poco usual que los estados límites de pandeo local o pandeo torsional rijan el diseño.
5. Visualmente, sobretodo para los arquitectos, los perfiles tubulares son más agradables. Incluso en la antigua Roma y Grecia, los pilares debían ser circulares en los templos y construcciones por ser amigables, imponentes y de fácil construcción. En la actualidad, el tener columnas circulares le da cierto aire de importante o cierto prestigio extra a una estructura.
6. Si se compara perfiles tubulares circulares con perfiles de caras planas como perfiles tipo I, los primeros tienen menor resistencia al viento, lo que le permite soportar mayores esfuerzos eólicos.
7. En lugares donde la limpieza sea importante, es más fácil la limpieza o barrido de perfiles tubulares, en comparación de los espacios cóncavos que se producen en los perfiles W o S.

Una pequeña desventaja que tienen los perfiles tubulares frente a los perfiles W, S o M, es que se les debe colocar una tapa en el borde superior para protegerlos contra la corrosión. Y es importante recordar que cuando de vigas se trata, los perfiles W son los más eficientes, siendo un 50% más livianos frente a los perfiles tubulares bajo una misma condición de carga.

Estados Límites de Falla en Columnas de Acero:

En columnas de acero, existen tres estados límites de carga:

- a) Pandeo Flexionante o Pandeo de Euler.
- b) Pandeo Local.
- c) Pandeo Torsionante.

El pandeo de Euler es el estado límite más común, y sus características fueron analizadas en el capítulo 3.2.2 (para vigas pero que son principios aplicables en columnas) y en el capítulo 4.1.2.

El Pandeo Local ocurre cuando una parte del elemento a compresión, al no tener una relación ancho-espesor adecuada, pandea localmente antes de que ocurra el pandeo flexionante o torsional. El pandeo local consiste en la formación de ondas cortas en las partes esbeltas del perfil.

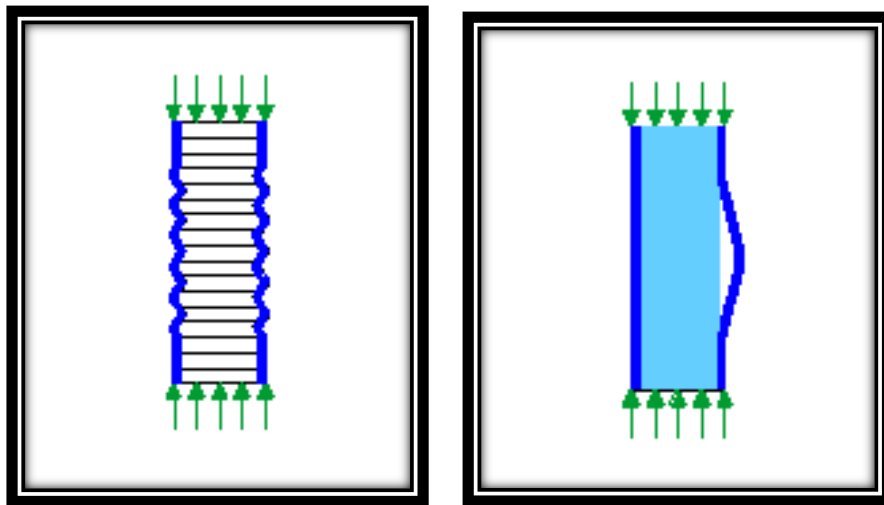
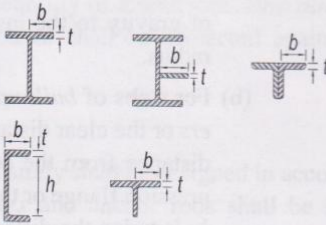
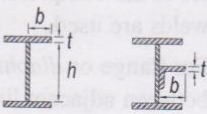
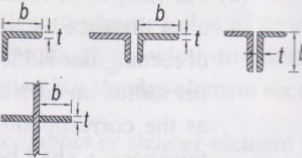

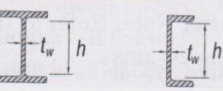

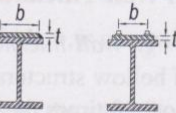

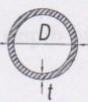


Figura 4. 15 y 4.16 Ejemplos de Pandeo Local. Referencia 20.

El concepto de compacidad dado en el capítulo 3.2.2 que dice: “Compacidad - es la capacidad que tiene un elemento, que al ser compacto o suficientemente robusto, este puede desarrollar sus máximos esfuerzos sin pandearse, es decir alcanza su esfuerzo máximo que es el producido por el momento plástico”; es aplicable en esta sección con la diferencia que la tabla que se debe utilizar para definir los límites compacto, no-compacto y esbeltos, son dados por la tabla B4.1a del código 360 de la AISC.

TABLE B4.1a
Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements
Members Subject to Axial Compression

Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3 Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Stems of tees	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Stiffened Elements	5 Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6 Walls of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8 All other stiffened elements	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9 Round HSS	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

Specification for Structural Steel Buildings, June 22, 2010
 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Figura 4. 17 Tabla B4.1a. Referencia 1

El pandeo Torsionante ocurre en columnas con una cierta configuración especial en su sección transversal. Como el cálculo y la correcta precisión del pandeo torsional es muy complicado, es mejor evitarlo antes de considerarlo. Las secciones abiertas como las secciones I tienen baja resistencia a la torsión, por lo que es recomendable reducir su longitud cuando estén presentes los esfuerzos torsionantes, así como dar un correcto soporte lateral, de esta manera se garantiza que el estado límite de flexión sea el que rija nuestro diseño.

Los factores que intervienen en el pandeo torsional son:

- 1) Simetría y geometría de la sección.
- 2) Localización del centro de cortante (C.C.).
- 3) Excentricidad de la carga.

La magnitud de la carga crítica P_{crz} para pandeo torsional puro, considerando la torsión restringida, puede determinarse de la misma manera que Euler determinó la carga crítica para pandeo flexional:

$$\checkmark P_{crz} = \frac{1}{r_z^2} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{L^2} \right)$$

$$\checkmark F_{crz} = \frac{P_{crz}}{A_g} = \frac{1}{r_z^2 * A_g} * \left(G * J + \frac{\pi^2 * E * C_w}{L^2} \right)$$

Como se mencionó anteriormente, evitar el pandeo torsional puede ayudar mucho al diseñador para evitar la tediosa tarea de precisar este fenómeno, es por esto que la geometría de la sección transversal es un factor que nos ayuda mucho, a continuación se presenta las propiedades de algunas secciones transversales para los cálculos del Pandeo Torsional y el Pandeo Flexo-Torsional:

TABLA 3.2 Propiedades de secciones para el pandeo lateral-torsional		
	$J = (2Be^3 + dt^3)/3$ $C_w = \frac{d^2}{4} I_y = \frac{ed^2 B^3}{24}$	Si $t = e$ $J = t^3 (2B+d)/3$
	$y_0 = \frac{hB_1^3}{B_1^3 + B_2^3}$ $J = [(B_1 + B_2)e^3 + dt^3]/3$ $C_w = \frac{ed^2 B_1^3 B_2^3}{12(B_1^3 + B_2^3)}$	Si $t = e$ $J = t^3 (B_1 + B_2 + d)/3$
	$x_0 = 3B^2e/(6Be + dt)$ $J = (2Be^3 + dt^3)/3$ $C_w = \frac{d^2 B^3 e (3eB + 2td)}{12 (6eB + td)}$	Si $t = e$ $x_0 = 3B^2/(6B + d)$ $J = t^3 (2B + d)/3$ $C_w = \frac{d^2 B^3 t (3B + 2d)}{12 (6B + d)}$
	$J = (dt^3 + Be^3)/3$ $C_w = \frac{(dt)^3 + (Be)^3}{36}$	Si $t = e$ $J = t^3 (d + B)/3$ $C_w = \frac{t^3}{36} (d^3 + B^3)$
	$J = (dt^3 + Be^3)/3$ $C_w = \frac{(Be)^3 + (dt)^3}{144} + \frac{(dt)^3}{36}$	Si $t = e$ $J = t^3 (d + B)/3$ $C_w = \frac{t^3}{144} (B^3 + 4d^3)$
	$J = (2Be^3 + dt^3)/3$ $C_w = d^2 I_y / 4$	Si $t = e$ $J = t^3 (2B + d)/3$
	$x_0 = \frac{2a(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha)}{\alpha - \sin \alpha \cos \alpha}$ $J = \frac{2a \alpha t^3}{3}$ $C_w = \frac{2ta^5}{3} \left[\alpha^3 - \frac{6(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha)^2}{\alpha - \sin \alpha \cos \alpha} \right]$	Si $2\alpha = \pi$ $x_0 = \frac{4a}{\pi}$ $J = \frac{\pi a t^3}{3}$ $C_w = \frac{2ta^5}{3} \left(\frac{\pi^3 - 12}{8\pi} \right) = 0,0374ta^5$

Figura 4. 18. Propiedades de Secciones para Pandeo Torsional. Referencia 27.

Filosofía de Diseño:

El diseño de columnas se sugiere realizarlo bajo un análisis de segundo orden. Sin embargo, cuando no se utilizan programas especializados para determinar las solicitaciones de segundo orden, y por lo complicado del análisis, se suele tomar parcialmente el método de amplificación de solicitaciones de la AISC. Esto quiere decir que se tome en cuenta solo el efecto $P\delta$ y dejar de lado el efecto $P\Delta$.

Cuando se hace un diseño de primer orden, no se toma ninguno de los dos efectos ($P\delta$ y $P\Delta$). Para el caso del efecto $P\Delta$, el no considerar este efecto no genera un margen de error considerable, porque no se está tomando en cuenta la interacción del aumento de momento por desplazamiento del extremo de la columna. Pero el no tomar en cuenta el efecto $P\delta$, conlleva cierto nivel de error a la hora del diseño debido a que no se está tomando en cuenta la curvatura de la columna ni el efecto de la flexión en la magnificación o disminución del pandeo lateral del elemento. El efecto $P\delta$, nos permite introducir el factor C_m , el cual es el encargado de introducir los efectos de curvatura en el análisis de la resistencia de nuestra columna.

En la sección 4.3.2 de este capítulo, se ilustra las formulas y parámetros bajo los cuales se debe diseñar las columnas de acero, incluyendo el método de amplificación de momentos, estipulado en el apéndice 8 de la AISC 360-10, sin embargo para tomar en cuenta lo antes descrito, se permite no considerar a la hora del análisis, el factor β_2 y todo lo relacionado y afectado por él.



Figura 4. 19. Columna Metálica. Referencia 22.

4.2.3 Fundamentos de Diseño de Columnas Compuestas.

Las ventajas que genera la construcción compuesta son muy visibles y palpables en el diseño y construcción de columnas. Cada vez su uso es más frecuente. Y no puede ser de otra forma, puesto que en el pasado, cuando teníamos estructuras de acero, por razones arquitectónicas, para protección contra incendios e incluso en estacionamientos para protección contra impactos vehiculares, recubríamos los perfiles con hormigón. Y si en la actualidad mantenemos esas prácticas, porque no aprovechar las ventajas que nos genera el uso mixto de estos dos materiales.

Existen dos grandes tipos de columnas compuestas. Columnas de hormigón armado con un perfil metálico embebido e su núcleo y secciones tubulares de acero rellenas de hormigón. En primer caso, las secciones normalmente son cuadradas o rectangulares, y el refuerzo longitudinal suele colocarse en las esquinas, con la ubicación de estribos a todo lo largo de la columna para dar confinamiento al elemento. Además, estos estribos deben ser abiertos y en forma de U, esto debido a que de otra manera interferiría con el perfil de acero embebido. El diseño de este tipo de columnas se lo realiza como una columna de hormigón armado bajo la normativa de la ACI.

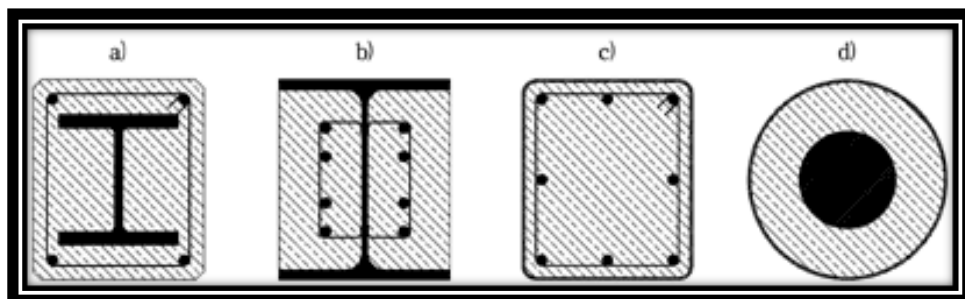


Figura 4. 20. Tipos de Columnas Compuestas. Referencia 23.

El segundo tipo, secciones tubulares rellenas de hormigón (columnas c) y d) de la figura 4.20), es en el cual se va centrar el estudio ya que es el tipo más usado en el medio ecuatoriano. Las razones son varias, pero una de ellas es que utiliza las grandes ventajas de la sección tubular de acero descritas en el capítulo 4.2.2 y los beneficios del uso compuesto con hormigón.

Ventajas y Desventajas de las Columnas Compuestas:

A parte de las ventajas de la construcción compuesta que ya enumeramos en el capítulo 1.2.1, se le suma ciertas ventajas específicas de las columnas compuestas de perfiles tubulares rellenos de hormigón:

1. “El relleno de hormigón proporciona a los perfiles tubulares mayor rigidez y mayor capacidad de soportar cargas, por tanto con estéticas columnas esbeltas se pueden soportar mayores cargas sin incrementar las dimensiones externas. Este resultado se puede intensificar mediante el uso de armadura de refuerzo”²⁵.
2. En edificios altos, suele usarse en las columnas externas grandes columnas compuestas por su gran aporte a la resistencia de los momentos laterales.
3. “...el concreto reforzado permite reducir más fácilmente las deflexiones laterales; al mismo tiempo lo ligero y resistente del acero permite usar cimentaciones más pequeñas y de menor peso”²⁶.
4. Las columnas compuestas tienen mejores características de amortiguamiento que las de acero, además de una ductilidad y tenacidad adecuadas para su empleo en zonas sísmicas. Su gran resistencia frente a sismos se demostró durante el terremoto South Hyogo que tuvo lugar el 17 de Enero de 1995 en Japón.
5. El núcleo de hormigón aumenta la resistencia contra el fuego, y colocando el refuerzo adecuado los perfiles tubulares pueden resistir más de 90 minutos frente al fuego²⁷.

²⁵ www.grupos.unican.es.com

²⁶ McCORMAC, Jack C., *Diseño de Estructuras Metálicas*, Alfa Omega S.A., 1991, México DF, México, pág. 559.

²⁷ www.grupos.unican.es.com

6. “El tubular sirve a la vez de encofrado y de refuerzo para el hormigón. No son necesarios encofrados adicionales”²⁸. Esto nos deriva una serie de ventajas, disminución del costo por encofrado y desencofrado tanto en materiales como en mano de obra, mayor rapidez de construcción pues se evita la espera del fraguado para seguir con la construcción del elemento o de la estructura en general, y los equipos y tecnología para el relleno son los básicos usados en las construcciones.



Figura 4. 21. Columna Compuesta. Referencia 22.

Sugerencias para la construcción de columnas compuestas:

Es recomendable tener ciertas prácticas adecuadas en la construcción compuesta para garantizar que lo analizado teóricamente en el diseño se cumpla en campo y en la vida de la estructura, es por esto que a continuación se enumeran recomendaciones importantes:

- a. Se debe realizar pequeños agujeros de ventilación en las paredes metálicas para evitar la generación de presiones internas debido al evaporamiento de agua residual del colado, que pueden generar el estallido del elemento. Este evaporamiento se puede generar debido a incendios, y los agujeros de ventilación no deben ser menores 20mm de diámetro, colocados uno en cada extremo del elemento o intermedios en caso de que la columna se larga (mayor de 5m).

²⁸ www.grupos.unican.es.com

- b. La superficie interior del perfil, debe estar libre de grasas, agua, aceites u otras impurezas que afecten la correcta adherencia del hormigón.
- c. Cuando se usa armadura extra para el hormigón, esta debe tener un recubrimiento o una separación de la pared de acero respecto a la barra longitudinal que varía normalmente entre 2,5 y 5 cm.
- d. El hormigón debe tener una plastificación adecuada para su correcto colamiento. Se recomienda mayores contenidos de cemento y agregado fino, y menores tamaños máximos de agregado grueso.
- e. La consistencia del hormigón debe estar entre 7 y 10cm según el ensayo de asentamiento estipulado en la ACI.
- f. Es necesario chequear la composición química de los aditivos que se utilicen en la preparación del hormigón, esto con el fin de evitar agentes corrosivos como el cloruro de calcio (C_1C_a).
- g. El colado del hormigón se lo debe realizar en capas de 30 a 50cm, las cuales deben ser correctamente vibradas antes de la colocación de la siguiente capa. Si el colado se lo realiza con bombeo, se recomienda una vibración constante.
- h. La vibración se la puede realizar mediante vibradores externos sujetos a las paredes del perfil tubular, o con vibradores de aguja para vibraciones internas.
- i. Para comprobar que se realizó una correcta fundición, existe la prueba de golpear el perfil tubular con un maso de caucho para ver si hay alguna variación en el nivel final del hormigón, además de que el sonido permite detectar espacios vacíos.

Filosofía de Diseño Eurocódigo 4, ACI y AISC:

Tanto el Eurocódigo como las normas norteamericanas, basan su método de diseño en los estados límites últimos. Es decir, ambos códigos comparten la filosofía y teoría de diseño. Las grandes diferencias se encuentran en los valores que se les da a los factores. Es así que la AISC trabaja con factores de reducción de la capacidad de carga del acero de 0.9 mientras el Eurocódigo utiliza 0.86. Además, los límites de compacidad varían. Otra diferencia esta en que el Eurocódigo creó un método simplificado de diseño donde todo el cálculo se realiza en base las curvas de pandeo lateral diseñadas por el mismo código. Las normas americanas por su parte separan las columnas en dos grupos, las de perfil embebido en el núcleo que se diseñan bajo normativa de la ACI y AISC como columna de hormigón armado, y las de perfiles tubulares rellenos de hormigón que las diseña bajo normativa de la AISC como si fueran columnas de acero, con diferencias en el cálculo de rigideces, áreas efectivas, radios de giro y en la determinación de la compacidad, la cual tiene sus propios límites estipulados en la tabla I1.1a e I1.1b que se presenta a continuación:

TABLE I1.1A
Limiting Width-to-Thickness Ratios for
Compression Steel Elements in Composite
Members Subject to Axial Compression
For Use with Section I2.2

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	λ_p Compact/ Noncompact	λ_r Noncompact/ Slender	Maximum Permitted
Walls of Rectangular HSS and Boxes of Uniform Thickness	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Round HSS	D/t	$\frac{0.15E}{F_y}$	$\frac{0.19E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

TABLE I1.1B
Limiting Width-to-Thickness Ratios for
Compression Steel Elements in Composite
Members Subject to Flexure
For Use with Section I3.4

Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	λ_p Compact/ Noncompact	λ_r Noncompact/ Slender	Maximum Permitted
Flanges of Rectangular HSS and Boxes of Uniform Thickness	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Webs of Rectangular HSS and Boxes of Uniform Thickness	h/t	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Round HSS	D/t	$\frac{0.09E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$	$\frac{0.31E}{F_y}$

Specification for Structural Steel Buildings, June 22, 2010
 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Figura 4. 22 Relación ancho-espesor para elementos compuestos. Referencia 1.

4.3 Reglamentos y Normas del Diseño de Columnas²⁹

4.3.1 Reglamento y Normas del Diseño de Columnas de Hormigón Armado (ACI).

La normativa referente a columnas, al igual que el caso de vigas, se encuentra disperso en varios capítulos de la ACI. Los capítulos de los cuales se va hacer referencia son el 8, 9, 10,11 y 21. El capítulo 12 correspondiente a longitud de desarrollo, no se tomará en cuenta debido a que corresponde a detallamiento estructural y no a diseño estructural, que es el tema de esta disertación.

La sección transversal de estudio, y de la cual se hará referencia para el detallamiento de esta normativa, es una sección rectangular con refuerzo longitudinal simétrico y con estribos. El refuerzo longitudinal debe ser simétrico debida a la inversión de momentos producidos por las sollicitaciones sísmicas.

$$\checkmark P_u \leq \phi P_n$$

donde: P_n = Carga Bi-Axial Nominal. [N]

ϕ = Factor de reducción de resistencia (0.70 compresión).

P_u = Carga Última Axial Aplicada. [N]

$$\checkmark \frac{1}{\phi P_n} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{yx}} - \frac{1}{\phi P_{o \text{ máx}}}$$

donde: P_{nx} = Carga Axial Nominal en el sentido x considerando e_x . [N]

P_{ny} = Carga Axial Nominal en el sentido x considerando e_y . [N]

$P_{o \text{ máx}}$ = Carga Axial Nominal Máxima sin excentricidad. [N]

$$\triangleright P_{o \text{ máx}} = 0.80 * P_o$$

donde: P_o = Carga Axial Nominal sin excentricidad. [N]

$$- P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + F_y * A_{st}$$

donde: f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón. [MPa]

A_g = Área total de la sección de hormigón. [mm²]

A_{st} = Área total de refuerzo longitudinal. [mm²]

²⁹ Toda la normativa es obtenida del código AISC 360-10, AISC 341-10 y ACI 318-08

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. [MPa]

- $0.01 * A_g \leq A_{st} < 0.08 * A_g$

*Nota: El valor máximo permitido para A_{st} en zonas de alto riesgo sísmico es de $0.06 * A_g$.*

- Mínimo se debe colocar 4 varillas longitudinales para columnas de sección rectangular, las mismas que deben estar situadas en las esquinas de la sección.

➤ Si $e < e_b$, falla por compresión.

➤ Si $e > e_b$, falla por tracción.

donde: e = excentricidad en el eje de estudio. [mm]

e_b = excentricidad balanceada de la sección. [mm]

$$- e_b = \frac{M_b}{P_b}$$

- $P_b = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c_b * b + \sum_{i=1}^n (A_{si} * F_{si})$

- $M_b = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c_b * b * \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + \sum_{i=1}^n \left[A_{si} * F_{si} * \left(\frac{h}{2} - d_i\right)\right]$

donde: M_b = Momento Nominal Balanceado. [N*mm]

P_b = Carga Axial Nominal Balanceada. [N]

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón.
[MPa]

β_1 = Coeficiente de Whitney.

c_b = Altura de la sección balanceada a compresión. [mm]

b = Ancho de la sección a compresión. [mm]

A_{si} = Área del refuerzo de cada capa. [mm²]

f_{si} = Esfuerzo del Acero de cada capa. [MPa]

h = Altura de la sección transversal. [mm]

a = Altura del rectángulo de Whitney. [mm]

d_i = Altura Efectiva de cada capa de refuerzo.
[mm]

- Si la falla es por compresión, los esfuerzos de las capas de acero se deben calcular:

$$f_{si} = \frac{6120 * (c - d_i)}{c}$$

- Si la falla es por tensión, los esfuerzos de las capas de acero se deben calcular:

$$f_{si} = \frac{(c - d_i)}{(d - c)} * f_y$$

donde: c = Altura de la sección a compresión. [mm]

d = Altura Efectiva de la última capa a tensión. [mm]

Nota: El cálculo de c se lo hace en base del M_n requerido por el M_u , utilizando una interacción con la fórmula de M_b intercambiando c_b por c . $M_n = M_u \phi$.

- El cálculo de P_{nx} , P_{ny} , se lo hace en base de c , con la misma formula de P_b (Carga Axial Nominal Balanceada) cambiando c_b por c .

El diseño por corte se regula en el capítulo 11 de la ACI, y a continuación lo detallamos:

$$\checkmark \phi * V_n \geq V_u$$

$$\text{➤ } V_n = V_c + V_s$$

$$- V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$- V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

donde: V_u = Corte Último Actuante. [N]

V_n = Corte Nominal de la sección transversal. [N]

V_c = Resistencia al corte del hormigón. [N]

V_s = Resistencia al corte del refuerzo transversal. [N]

Φ = Factor de Reducción de la capacidad de resistencia
(Corte = 0.85).

➤ Corte Último Actuante (V_u):

a) Asociado con la Resistencia Nominal:

$$- P_u = \phi * P_{nu}$$

- M_n tanto del nudo superior como del inferior se calcula en base del P_{nu} .

$$- V_u = \frac{M_{ns} + M_{ni}}{l_n}$$

donde: P_u = Carga Última Axial. [N]

P_{nu} = Carga Axial Nominal en base de P_u . [N]

M_{ns} y M_{ni} = Momento Nominal superior e inferior respectivamente, en base de P_{un} . [N*mm]

l_n = Luz libre de la columna. [mm]

b) Asociado con el doble de carga sísmica:

$$- U = 0.75 * (1.2 * D + 1.6 * L) + 2 * (1.4 * E)$$

$$- V_u = \frac{M_1 \pm M_2}{l_n}$$

donde: u = Combinación última de cargas para obtener M_1 y M_2 .

D = Carga Muerta. [N/mm²]

L = Carga Viva. [N/mm²]

E = Carga Sísmica. [N]

M_1 y M_2 = Momento superior e inferior último.

\pm , es positivo si es curvatura simple y negativo si es curvatura doble.

Nota: Se usa el mayor entre el caso a) y b).

“s”, es el espaciamiento que debe haber entre estribos para garantizar el confinamiento adecuado del hormigón, y el soporte lateral adecuado para las varillas longitudinales. Pero s no debe ser mayor que S_s para que el refuerzo transversal garantice que se obtenga la resistencia a corte del acero (V_s).

$$\checkmark S_s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

donde A_v = Área del Refuerzo Transversal paralelo al corte actuante V_u .

Requisitos Generales:

➤ Espaciamiento a todo lo largo de la columna (s):

$$\left. \begin{array}{l} s \leq 16 * \Phi_L \\ s \leq 48 * \Phi_E \\ s \leq \text{Lado menor.} \end{array} \right\} \text{El menor.}$$

- El primer estribo, tanto superior como inferior debe estar a no más de $s/2$.
- “Los estribos se arreglan de tal manera que cada varilla esquinera y alterna tengan un apoyo lateral provisto por las esquinas de un estribo con un ángulo comprendido no mayor a 135° y ninguna varilla estará separada más de 15cm libres a cada lado de tal varilla lateralmente soportada”³⁰.

Para Zonas Sísmicas:

Se divide la columna en tres zonas. Dos zonas de confinamiento (l_o) en los extremos y una zona central (l).

- l_o :

$l_o \geq$ lado mayor.	}	El mayor.
$l_o \geq l_n/6$		
$l_o \geq 45\text{cm}$		

- $l = l_n - 2 * l_o$

- Espaciamiento en la zona de confinamiento (s_o):

$s_o \leq$ lado menor/4	}	El menor.
$s_o \leq 6 * \Phi_L$		
$s_o \leq 10 + \frac{35 - h_x}{3}$		
$s_o \leq 15\text{cm}$		
$s_o \geq 10\text{cm}$		
$s_o \leq \frac{A_{sh} * f_y}{0.3 * b_c * f'_c * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)}$		
$s_o \leq \frac{A_{sh} * f_y}{0.09 * b_c * f'_c}$		

³⁰Cuaderno de Hormigón 2, clase dictada por el Ing. Gustavo Leoro, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica del Ecuador.

- Espaciamiento en la zona central (s):

$$\left. \begin{array}{l} s_o \leq 6 * \Phi_L \\ s_o \leq 15\text{cm} \end{array} \right\} \text{El menor.}$$

donde: h_x = Mínima dimensión entre patas de estribos.

($h_x \leq 35\text{cm}$). [mm]

b_c = Dimensión del núcleo de la columna medida desde el centro de los estribos externos. [mm]

A_{sh} = Área total del refuerzo transversal (incluyendo amarres), perpendicular a la dimensión b_c . [mm²]

A_{ch} = Área del núcleo de la columna medida desde la parte exterior de los estribos. [mm²]

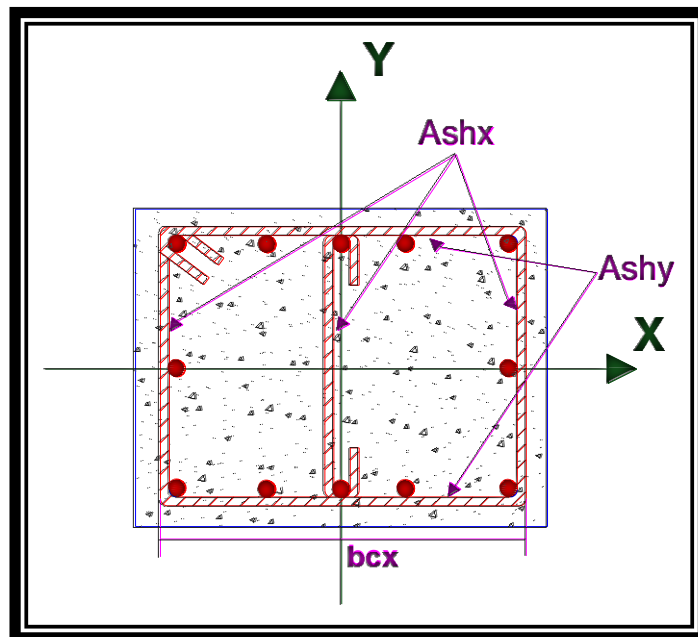


Figura 4. 23. Detalle de Ash.

4.3.2 Reglamento y Normas del Diseño de Columnas de Acero (AISC).

En el capítulo H de la AISC, se regula el diseño de columnas sujetas a flexo-compresión, entre otros casos. Sin embargo, algunos parámetros se obtienen del capítulo E y F del código.

El estudio se centra en columnas de acero en base de perfiles tubulares rectangulares, de espesor constante.

Las fórmulas de interacción para el diseño de columnas están dadas en el capítulo H1.1 de la AISC:

a) Cuando $\frac{P_u}{\phi_c * P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi_c * P_n} + \frac{8}{9} * \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

b) Cuando $\frac{P_u}{\phi_c * P_n} \leq 0.2$

$$\frac{P_u}{2 * \phi_c * P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

donde: P_u = Carga última axial obtenida bajo un análisis de segundo orden.

[kips]

P_n = Carga nominal de la columna. [kips]

Φ_b = Factor de reducción de carga a flexión = 0.9.

Φ_c = Factor de reducción de carga a compresión = 0.9.

M_u = Momento último alrededor del eje x o y, obtenido bajo un análisis de segundo orden. [kip*in]

M_n = Momento nominal alrededor del eje x o y. [kip*in]

Carga Última Axial (Pu):

$$\checkmark P_u = P_{ut} + \beta_2 * P_{lt}$$

donde: P_{ut} = Carga última axial considerando la columna arriostrada. [kip]

P_{lt} = Carga última, considerando solamente las cargas transversales.
[kip]

β_2 = Factor de amplificación.

$$\triangleright \beta_2 = \frac{1.0}{1 - \frac{P_{u\text{ piso}}}{P_{e\text{ piso}}}} \geq 1.0$$

donde: $P_{u\text{ piso}}$ = Carga última axial total del piso arriostrado. [kip]

$P_{e\text{ piso}}$ = Carga de Pandeo Elástica total del piso en la dirección de pandeo considerado. [kip]

$$- P_{e\text{ piso}} = R_M * \frac{T * H}{\Delta T}$$

donde: $R_M = 1 - 0.15 * (P_{mf} / P_{u\text{ piso}})$.

T = Corte total producido por todas las cargas transversales del piso. [kip]

ΔT = Deriva del piso producido por el análisis de primer orden. En caso de existir derivas diferentes en el mismo piso, se puede coger la máxima o el promedio en proporción a la carga vertical. [kip]

H = Altura del Piso. [in]

P_{mf} = Carga total horizontal del piso, aplicado a columnas que son parte del pórtico de momento resistente. Se lo considera 0 en sistemas arriostrados en el sentido del análisis. [kip]

Carga Axial Nominal (P_n) para Columnas con Elementos No Esbeltos:

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

donde: F_{cr} = esfuerzo crítico. [ksi]

A_g = área de la sección transversal. [in^2]

➤ F_{cr} se determina como:

a) Cuando $\frac{K*L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y$$

b) Cuando $\frac{K*L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e$$

donde: F_e = Esfuerzo de Pandeo Elástico o Esfuerzo de Euler. [ksi]

K = Factor de Longitud Efectiva.

L = Longitud sin soporte lateral de la columna. [in]

r = Radio de giro de la sección en el sentido del pandeo. [in]

E = Modulo elástico del acero. [ksi]

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. [ksi]

$$- F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K*L}{r}\right)^2}$$

$$- r = \sqrt{\frac{I}{A_g}}$$

Nota 1: En columnas arriostradas $K=1$, salvo que mediante un análisis se calcule un valor menor.

Nota 2: Para miembros sujetos a compresión se recomienda que:

$$\left(\frac{K*L}{r}\right) \leq 200$$

Carga Axial Nominal (P_n) para Columnas con Elementos Esbeltos:

A diferencia de las columnas sin elementos esbeltos que solo se debe realizar el diseño para el estado límite de Pandeo Flexionante o Pandeo Lateral, para las columnas con elementos esbeltos también se debe diseñar para los estados límites de Pandeo Torsional y Pandeo Flexo-Torsional. Es importante mencionar que el código contempla la posibilidad de tener “alas” esbeltas más no “almas” esbeltas.

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

➤ F_{cr} se determina como:

a) Cuando $\frac{K*L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q*F_y}}$

$$F_{cr} = Q * \left[0.658 \frac{Q*F_y}{F_e} \right] * F_y$$

b) Cuando $\frac{K*L}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q*F_y}}$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e$$

donde: Q = Factor de reducción de resistencia aplicado a todos los elementos esbeltos a compresión.

- $Q_a = \frac{A_e}{A_g}$

donde: Q_a = Factor de reducción para elementos esbeltos atiesados.

A_e = Sumatoria de las áreas efectivas de la sección transversal basado en el ancho efectivo b_e . [in²]

- $b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f}} * \left[1 - \frac{0.38}{(b/t)} * \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b$

donde: t = espesor de un lado de la columna.

[in]

b = ancho de un lado de la columna. [in]

f = P_n / A_e

Nota: Para evitar el cálculo de $f=P_n / A_e$ que requiere una interacción, f se puede tomar igual a f_y . Esto resultará en un diseño conservador de la resistencia de la columna.

Momento Último Actuante (M_u):

$$\checkmark M_u = \beta_1 * M_{ut} + \beta_2 * M_{lt}$$

donde: M_{ut} = Momento último considerando la columna arriostrada. [kip*in]

M_{lt} = Momento último, considerando solamente las cargas transversales. [kip*in]

β_1 = Factor de amplificación.

$$\blacktriangleright \beta_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / P_{el}}$$

donde: C_m = Factor de reducción de momento.

P_{el} = Pandeo de Elástico en el sentido de la curvatura calculada asumiendo que la columna esta arriostrada con la rigidez modificada. [kip]

$$- P_{el} = \frac{\pi^2 * EI^*}{(K_1 * L)^2}$$

donde: EI^* = Rigidez flexionante multiplicada por el factor:
 $0.8 * \tau_b$.

I = Inercia de la sección transversal en el sentido de la curvatura. [in⁴]

K_1 = Factor de longitud efectiva para columnas arriostradas. K_1 se lo debe considerar conservadoramente igual a 1, y menor a la unidad si el análisis los justifica.

- $0.8 * \tau_b$ = factor de reducción de la rigidez por sollicitaciones a flexo-compresión.

- Cuando $\frac{P_u}{P_y} \leq 0.5$

$$\tau_b = 1.0$$

- Cuando $\frac{P_u}{P_y} > 0.5$

$$\tau_b = 4 * \left(\frac{P_u}{P_y}\right) * \left[1 - \frac{P_u}{P_y}\right]$$

donde: $P_y =$ Carga axial de fluencia

$$(F_y * A_g)$$

*Nota: Se permite usar $\tau_b=1$ cuando $P_u/P_y > 0.5$, si se aplica la carga lateral nocial (N_i), en todos los pisos de la estructura y en todas las combinaciones de carga. $N_i=0.002*Y_i$, donde Y_i es la carga vertical aplicada en el piso i .*

- C_m es igual a:

- Para columnas sin carga transversal entre sus puntos de apoyo:

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

donde: M_1 y $M_2 =$ momentos flexionantes de primer orden de los extremos de la columna. Siendo M_1 el mayor.

Nota: La relación M_1/M_2 es positiva cuando la columna tiene doble curvatura y negativa cuando tiene curvatura simple.

- Para columnas con carga transversal entre sus puntos de apoyo, C_m se debe tomar de manera conservadora igual a 1, o debe determinarse mediante análisis.

Momento Nominal (Mn):

Es el menor de los valores obtenidos bajo el análisis de los estados límites de fluencia por momento plástico y pandeo local por flexión pura de los secciones del elemento.

Fluencia por Flexión.-

$$\checkmark M_n = M_p = F_y * Z$$

donde: M_p = Momento plástico de la sección transversal. [kip*in]

Z = Módulo plástico de la sección transversal. [in³]

Pandeo Local.-

El código separa las partes de una sección rectangular en “Alas” y “Almas”, siendo las “Alas” el lado corto de la sección. En caso de secciones cuadradas, se debe considerar a todo como “Almas”. Los límites de compacidad están dados en la tabla B4.1b de la AISC (Figura 3.8).

“Alas”:

- a) Para “Alas” compactas, el Pandeo Local no aplica.
- b) Para “Alas” no-compactas:

$$\checkmark M_n = M_p - (M_p - F_y * S) * \left[3.57 * \frac{b}{t_f} * \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right] \leq M_p$$

donde: S = Módulo elástico de la sección transversal. [in³]

b = Ancho del “Ala”. [in]

t_f = Espesor del “Ala”. [in]

- c) Para “Alas” esbeltas:

$$\checkmark M_n = F_y * S_e$$

donde: S_e = Módulo elástico efectivo de la sección transversal, calculado en base del ancho efectivo b_e . [in³]

$$\triangleright b_e = 1.92 * t_f * \sqrt{\frac{E}{F_y}} * \left[1 - \frac{0.38}{b/t_f} * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b$$

“Almas”:

- a) Para “Almas” compactas, el Pandeo Local no aplica.
- b) Para “Almas” no-compactas:

$$\checkmark M_n = M_p - (M_p - F_y * S_x) * \left[0.305 * \frac{h}{t_w} * \sqrt{\frac{F_y}{E} - 0.738} \right] \leq M_p$$

donde: S_x = Módulo elástico de la sección transversal en el sentido perpendicular a h. [in³]

h = Altura del “Alma”. [in]

t_w = Espesor del “Alma”. [in]

El diseño por corte de la columna es especificado en el código AISC en su capítulo G.

$$\checkmark V_u \leq \phi_v * V_n$$

donde: V_u = Corte Último de Diseño. [kip]

ϕ_v = Factor de reducción de la capacidad al corte = 0.9.

V_n = Corte Nominal de la sección. [kip]

$$\text{➤ } V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

donde: A_w = Área de las “almas” (2*h*t). [in²]

C_v = Coeficiente de cortante del Alma.

- C_v se calcula de la siguiente forma:

- Cuando $\frac{h_c}{t} \leq 1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1.0$

- Cuando $1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} < \frac{h_c}{t} \leq 1.37 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$

$$\rightarrow C_v = \frac{1.10 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}}{\frac{h_c}{t}}$$

- Cuando $\frac{h_c}{t_w} > 1.37 * \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1.5 * k_v * E}{\left(\frac{h_c}{t}\right)^2 * F_y}$

donde: h_c = Altura neta contra cortante (h-3*t). [in]

k_v = Coeficiente de cortante por pandeo del Alma. $k_v = 5.00$

4.3.3 Reglamento y Normas del Diseño de Columnas Compuestas (AISC, ACI).

En el capítulo I de la AISC, se regula el diseño de elementos compuestos. En el caso de perfiles tubulares rellenos de hormigón y de perfiles embebidos en hormigón, el código AISC permite usar la fórmula de interacción para elementos sujetos a flexo-compresión, estipulado en el capítulo H1.1 del código.

En el estudio se usará columnas de perfiles tubulares rellenos de hormigón.

Las fórmulas de interacción para el diseño de columnas están dadas en el capítulo H1.1 de la AISC (y detallada en el capítulo 4.3.2 de esta disertación), y es aplicable para el diseño de columnas compuestas con diferencias en la determinación de la carga axial y del momento resistentes, así como las cargas de pandeo elástico, inercias, radios de giro y rigideces.

El cálculo de la carga axial última actuante (P_u), se lo realiza de la misma forma como se detalla en el capítulo 4.3.2.

Carga Axial Nominal (P_n):

La carga axial nominal se debe diseñar para el estado límite de Pandeo Flexionante con las siguientes limitaciones:

- a) El factor de reducción de la capacidad de carga por cortante (ϕ_c) es igual a 0.75.
- b) Para perfiles tubulares rellenos de hormigón, el área de la sección transversal de acero no puede ser menor al 1% de la sección transversal total (sección de acero más sección de hormigón).
- c) Se debe clasificar la sección según su compacidad, bajo los límites estipulados en la tabla II.1a e II.1b (figura 4.22). Si todos los elementos de la sección transversal son compactos, la sección se clasifica como compacta. Si uno o más de los elementos de la sección son no-compacto, la sección es no-compacta. Y si uno o más de los elementos de la sección son esbeltos, la sección es esbelta.

d) La carga axial nominal de la columna compuesta no puede ser menor que la carga axial nominal de la sección de acero sola, determinada por el capítulo E (capítulo 4.3.2) de la AISC.

✓ Cuando $\frac{P_{no}}{P_{ec}} \leq 2.25$

$$P_{nc} = P_{no} * \left[0.658^{\frac{P_{no}}{P_{ec}}} \right]$$

✓ Cuando $\frac{P_{no}}{P_{ec}} > 2.25$

$$P_{nc} = 0.877 * P_{ec}$$

donde: P_{ec} = Carga de Pandeo Elástico o de Euler de la sección compuesta. [kip]

P_{no} = Carga Axial de la sección compuesta. [kip]

P_{nc} = Carga Axial Nominal de la sección compuesta. [kip]

$$\rightarrow P_{ec} = \frac{\pi^2 * EI_{eff}}{(K * L)^2}$$

donde: EI_{eff} = Rigidez Flexionante Efectiva de la sección compuesta. [kip*in²]

K = Factor de Longitud Efectiva.

L = Longitud de la columna. [in]

$$- EI_{eff} = E_s * I_s + 0.5 * E_{sr} * I_{sr} + C_3 * E_c * I_c$$

donde: E_s = Modulo Elástico del Acero. [ksi]

I_s = Momento de Inercia de la sección de acero respecto del eje neutro elástico de la sección compuesta. [in⁴]

I_{sr} = Momento de Inercia de las barras longitudinales respecto del eje neutro elástico de la sección compuesta. [in⁴]

E_c = Módulo Elástico de Hormigón. [ksi]

I_c = Momento de Inercia del Hormigón respecto del eje neutro elástico de la sección compuesta. [in⁴]

C_3 = Coeficiente de cálculo de la rigidez efectiva de un perfil tubular de acero relleno de hormigón sujeto a compresión.

$$\bullet C_3 = 0.6 + 2 * \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

donde: A_s = Área de la sección de acero. [in²]

A_c = Área de la sección de hormigón. [in²]

- El cálculo de la Carga Axial de la sección Compuesta (P_{nc}) se determina según la compacidad de la sección:

a) Para secciones Compactas:

$$P_{nc} = P_p$$

$$\text{donde: } P_{nc} = F_y * A_s + C_2 * f'_c * \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

donde: F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. [ksi]

$C_2 = 0.85$ para secciones rectangulares.

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón. [ksi]

A_{sr} = Área de la sección de acero de refuerzo longitudinal. [in²]

b) Para secciones No-Compactas:

$$P_{nc} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} * (\lambda - \lambda_p)^2$$

donde: λ , λ_p y λ_r = Límites de compacidad
estipulados en la tabla II.1a.

P_p , se calcula de la misma forma que para secciones compactas.

$$P_y = F_y * A_s + 0.7 * f'_c * \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

c) Para secciones Esbeltas:

$$P_{nc} = F_{cr} * A_s + 0.7 * f'_c * \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

donde: F_{cr} = Esfuerzo crítico, y para secciones tubulares de acero rellenas de hormigón. [ksi]

- $F_{cr} = \frac{9 * E_s}{(b/t)^2}$

donde: b = Lado menor del perfil tubular. [in]

t = Espesor del perfil tubular. [in]

Momento Nominal (M_n):

Al igual que para el calculo de la carga axial nominal, en la determinación del momento nominal se debe clasificar a la sección según su compacidad siguiendo tanto los límites de la tabla II.1b como los parámetros de clasificación descritos en el literal c) de las limitaciones para carga axial nominal.

El factor de reducción de carga por esfuerzos flexionantes (ϕ_b), se mantienen en 0.9 al igual que para la determinación del momento nominal de columnas de acero.

- ✓ El calculo del Momento Nominal depende de la compacidad de la sección y se determina de la siguiente manera:

a) Para secciones compactas:

$$M_n = M_{pc}$$

donde: M_{pc} = Momento plástico de la sección compuesta, calculado con la inercia, y modulo de la sección plástico de la sección compuesta. [kip*in]

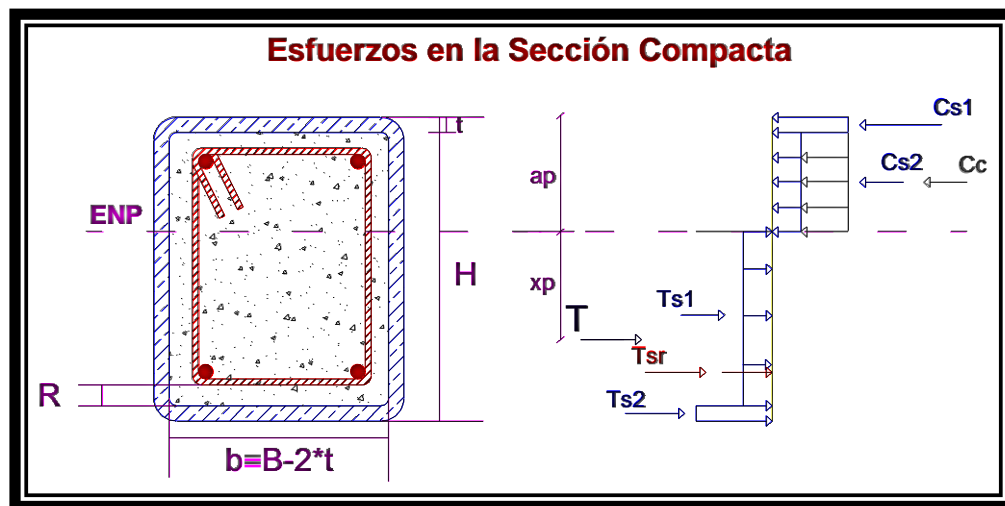


Figura 4. 24 Esfuerzos en la sección compacta compuesta.

$$M_{pc} = 0.85 * f'_c * b * (a_p - t) * \left(\frac{a_p - t}{2} + x_p \right) + b * t * F_y * \left(a_p - \frac{t}{2} + x_p \right) + 2 * t * a_p * F_y * \left(\frac{a_p}{2} + x_p \right)$$

donde: x_p = Distancia entre el Eje Neutro Plástico y la resultante a tensión de la sección. [in]

b = Ancho de la sección calculado = $B - 2*t$. [in]

a_p = Distancia entre el Eje Neutro Plástico y la fibra externa a compresión. [in]

t = Espesor de la sección de acero. [in]

$$\Rightarrow a_p = \frac{0.85 * f'_c * b * t + 2 * h * t * F_y + A_{sr} * F_{sr}}{0.85 * f'_c * b + 4 * t * F_y}$$

b) Para secciones no-compactas:

$$M_n = M_{pc} - (M_{pc} - M_{yc}) * \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_c - \lambda_p} \right)$$

donde: M_{yc} = Momento de fluencia de la sección transversal, calculado el modulo elástico de la sección compuesta (S_c), el limite de fluencia del acero (F_y) y la resistencia a la compresión del hormigón = $0.7 * f_c$. [kip*in]

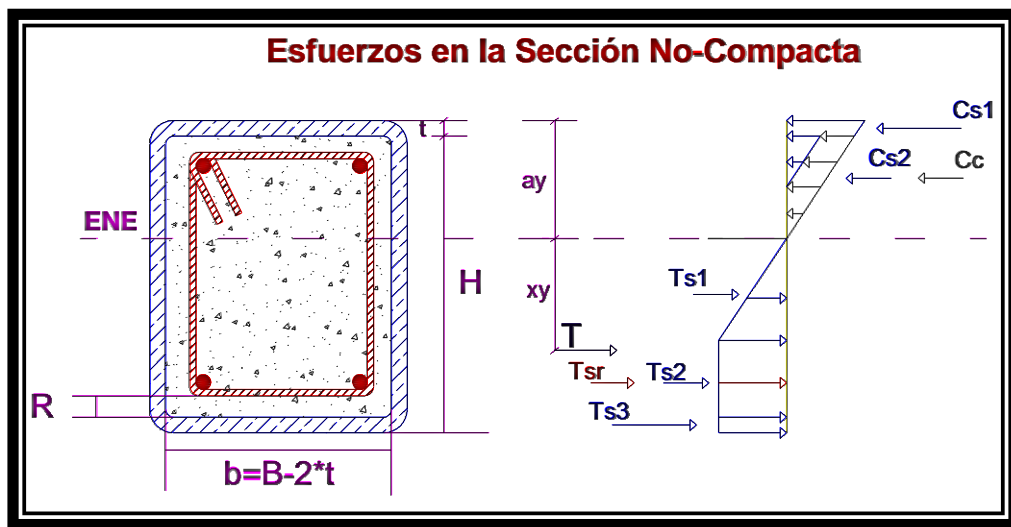


Figura 4. 25 Esfuerzos de la Sección No-Compacta Compuesta.

$$M_{yc} = 0.35 * f'_c * b * (a_y - t) * \left(\frac{2 * (a_y - t)}{3} + x_y \right) + t * a_y * \left(\frac{2 * a_y}{3} + x_y \right) * F_y + b * t * F_y * (a_p - t/2 + x_y)$$

donde: a_y = Distancia entre el Eje Neutro Elástico y la fibra externa a compresión. [in]

x_y = Distancian entre el Eje Neutro Elástico y la resultante a tensión de la sección. [in]

$$\rightarrow a_y = \frac{0.35 * f'_c * b * t + 2 * h * t * F_y + A_{sr} * F_{sr}}{0.35 * f'_c * b + 4 * t * F_y}$$

c) Para secciones esbeltas:

$$M_n = M_{y_{cr}}$$

donde: $M_{y_{cr}}$ = Momento de fluencia de la sección transversal, en base del esfuerzo crítico (F_{cr}) calculado de la misma manera que (F_{cr}) para carga axial nominal de secciones esbeltas. [kip*in]

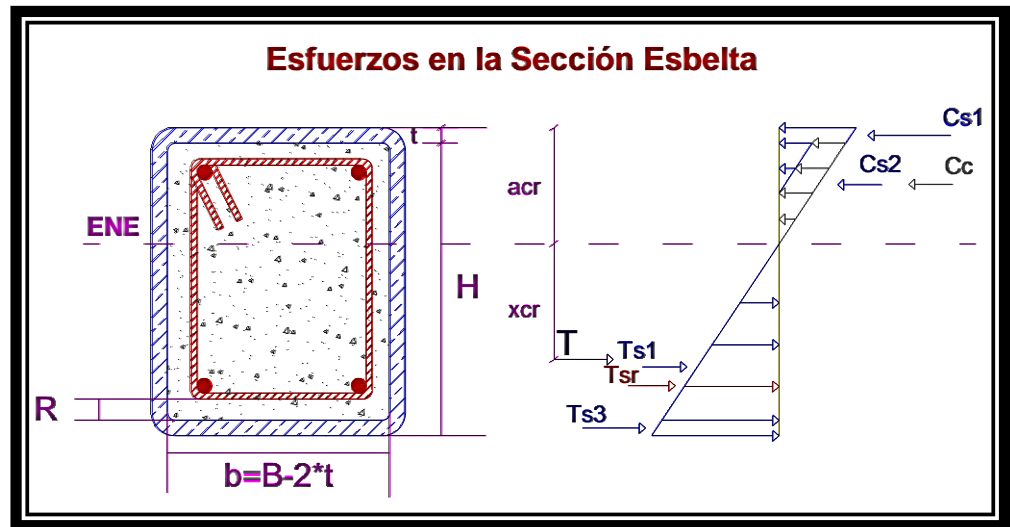


Figura 4. 26 Esfuerzos en la Sección Esbelta Compuesta

$$\checkmark \quad M_{y_{cr}} = 0.35 * f'_c * b * (a_{cr} - t) * \left(\frac{2 * (a_{cr} - t)}{3} + x_{cr} \right) + b * t * F_{cr} * \left(a_{cr} - \frac{t}{2} + x_{cr} \right) + t * a_{cr} * F_{cr} * \left(\frac{2 * a_{cr}}{3} + x_{cr} \right)$$

donde: a_{cr} = Distancia entre el Eje Neutro Elástico y la fibra externa a compresión. [in]

F_{cr} = Esfuerzo crítico de la sección esbelta. [ksi]

x_{cr} = Distancia entre el Eje Neutro Elástico y la resultante a tensión de la sección compuesta. [in]

$$\triangleright \quad a_{cr} = \frac{b * t * (0.35 * f'_c + F_y - F_{cr}) + h * t * F_y + A_{sr} * F_{sr}}{0.35 * f'_c * b + 4 * t * F_y}$$

$$\triangleright \quad F_{cr} = \frac{9 * E_s}{(b/t)^2}$$

La AISC estipula que para la resistencia a corte de la sección transversal es igual a la sumatoria de la resistencia al cortante de la sección de acero más la resistencia al corte de la sección de hormigón armado, con un factor de seguridad al cortante (ϕ_{vc}) igual a 0.75.

$$\checkmark V_n = \phi_c * (V_s + V_c + V_{sr})$$

donde: V_s = Resistencia al corte de la sección de acero. [kip]

V_c = Resistencia al corte del hormigón. [kip]

V_{sr} = Resistencia al corte del acero de refuerzo del hormigón armado.
[kip]

La resistencia al corte de la sección de acero se la realiza en base a lo estipulado en el capítulo G de la AISC, que se encuentra detallado en la sección 4.3.2 de la presente disertación.

La resistencia al corte de la sección de hormigón armado, se la debe realizar en base de lo estipulado en el capítulo 11 la ACI, que se encuentra detallado en la sección 4.3.1 de la presente disertación.

CAPÍTULO # 5

“DISEÑO DE LOSAS UNIDIRECCIONALES”

5.1 Principios del Diseño de Losas Unidireccionales.

Las losas son miembros estructurales tipo placa, donde su ancho y largo son mucho mayores que el espesor, que soporta cargas transversales a su propio plano, ocasionando que trabaje bajo las solicitaciones de flexión y corte.

Las losas tienen como objeto brindar una superficie plana y útil que es usada tanto en entresijos como pisos directamente apoyados al suelo. En las losas se desarrollan la mayoría de las actividades para las cuales fue pensada y diseñada la estructura. Sin embargo, también nos pueden servir como cimentaciones, esto debido a que los grandes edificios transmiten cargas muy grandes al suelo, y para evitar efectos de punzonamiento o fallas locales del suelo, la losa sirve para distribuir la carga en una mayor área, permitiendo de esta manera que la reacción del suelo sea suficiente para equilibrar las solicitaciones y de esta forma se haga posible la cimentación.

Cumpliendo con su objetivo de proporcionar una superficie plana y útil, se le puede considerar a las losas como una placa de hormigón armado, que se clasifica según algunos criterios:

✓ *Según el tipo de apoyo:*

- a) Si esta soportada sobre vigas, ya sean estas parte o no de la losa, del mismo material o no, coladas monolíticamente o no, se denominan **Losas Apoyadas Sobre Vigas**. Si las vigas están embebidas en la losa, se les conoce como vigas banda o embebidas, y si son de mayor tamaño que el espesor de la losa, se les conoce como vigas colgadas.

- b) Si esta soportada sobre muros de albañilería o muros de hormigón armado, conocidos como muros de cortante, se les conoce como **Losas Apoyadas sobre Muros**.

- c) Si están apoyadas directamente sobre pilares, ya sea utilizando o no ábacos y capiteles para evitar o contra restar los efectos de punzonamiento, se las denomina **Losas Planas**. Estas losas están prohibidas en un medio sísmico, ya que la configuración de este tipo de losas no permite que trabajen en el rango inelástico, evitando así un comportamiento dúctil necesario para la sismo-resistencia.
- d) Si son apoyadas o coladas directamente sobre el suelo, se les conoce como **Losas Apoyadas Sobre el Suelo**, o más conocidas en la práctica como **Losas de Contrapiso**.

✓ Según la configuración interna:

- a) Si el hormigón ocupa todo el volumen de la losa, se le conoce como **Losa Maciza**. Estas Losas pueden ser planas o con vigas de apoyo ya sean embebidas o descolgadas.
- b) Cuando parte del volumen de la losa es ocupado por alivianamientos, se le conoce como **Losa Alivianada, Losa Aligerada o Losa Nervada**. Existen algunos tipos y materiales para alivianar las Losas:

- Están las formaletas que pueden ser de madera o plásticas.
- Existen a base de mampostería o cerámica aligerada. Los alivianamientos de mampostería son los más usados en nuestro medio.
- Y hoy por hoy, el uso de poliestireno expandido ha ganado mucho terreno, ya que esta conformado en un 98% de aire, haciéndolo sumamente liviano.

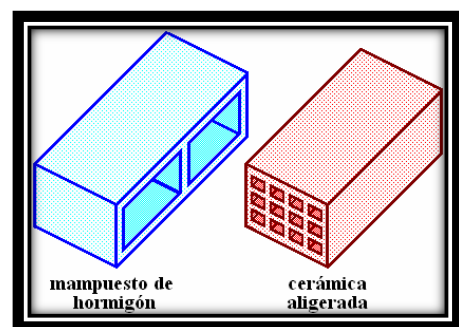


Figura 5. 1 Alivianamientos a base de mampostería o cerámica aligerada. Referencia 29.

- c) Existen **Losas Pre-Tensadas** que son Losas coladas en sitio, sobre refuerzos tanto superiores como inferiores, pretensados con anterioridad. Estas losas tienen la ventaja de resistir mayores luces con el mismo refuerzo que una losa maciza o alivianada.

- d) Por último se tiene **Losas Pre-Fabricadas**, que son elaboradas en planta para luego ser izadas en obra. Las ventajas de estas losas, son el control de las condiciones de fabricación, lo que se traduce en un mejor control de calidad. Estas suelen realizarse en planchas de varios metros, que posteriormente son cortadas según las dimensiones del proyecto. Una de las grandes ventajas de estas losas, además de alcanzar luces mucho mayores a las anteriores descritas, es el ahorro en tiempo de construcción, ya que son elaboradas en planta e izadas cuando la planificación del proyecto lo requiera, evitando horas de trabajo a pie de obra, así como el tiempo requerido de provisión, almacenamiento y transporte de materiales, necesarios para la elaboración de losas, de un lado a otro.

✓ *Según la forma de trabajo:*

- a) Cuando los esfuerzos en las dos direcciones son comparables, es decir de magnitudes similares, se trata de una **Losa Bidireccional**. Aquí la distribución de los esfuerzos se produce en los 4 sentidos ortogonales según las condiciones de apoyo. Estas son las losas más comunes en el uso de entresijos y losas de cimentación.

- b) Si uno de los esfuerzos en una dirección es preponderante al otro, se denomina **Losa Unidireccional**. En este tipo, los esfuerzos son transmitidos en una dirección ortogonal.

5.2 Fundamentos de Diseño de Losas Unidireccionales

5.2.1 Fundamentos de Diseño de Losas Unidireccionales de Hormigón Armado.

Una losa unidireccional se comporta básicamente como una viga ancha, basando su estudio en una franja unitaria que representa a la totalidad de la losa, donde el ancho es paralelo al apoyo, de magnitud igual a la unidad, y la longitud a la distancia entre apoyos.

Cuando la losa rectangular está apoyada sobre dos extremos opuestos y no tiene apoyo en los otros dos extremos, esta se debe diseñar como una losa unidireccional. De igual manera, si está apoyada sobre los cuatro extremos, pero uno de lados es mayor al otro en 2 o más veces, trabaja en la dirección corta y se debe diseñar como Losa Unidireccional, aunque se debe proveer de cierto refuerzo superior sobretodo en los extremos donde se pueden generar momentos negativos importantes.

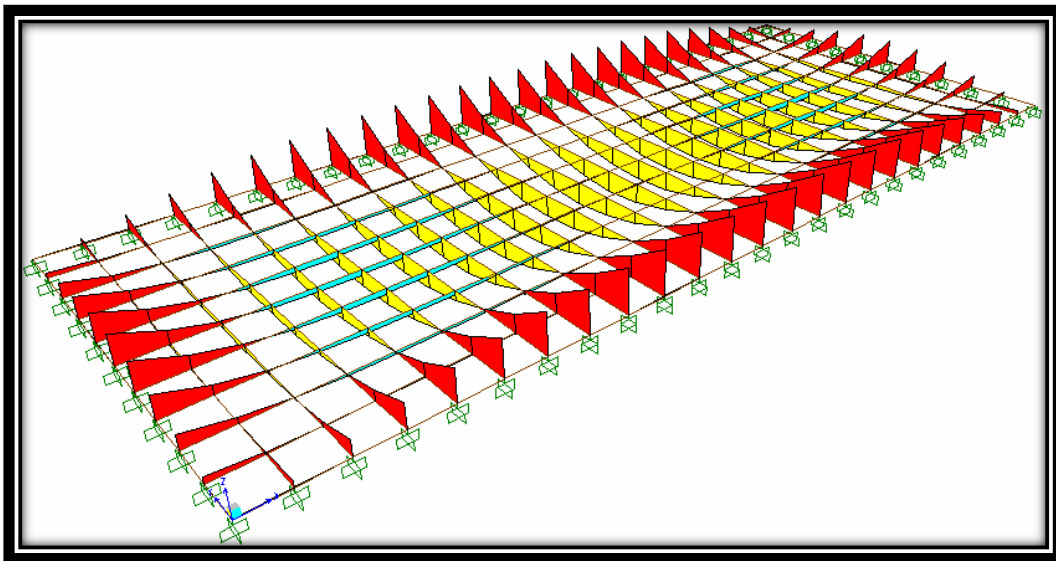


Figura 5. 2 Momentos en una Losa Unidireccional apoyada en los 4 extremos. Referencia 29.

Como se ilustra la figura 5.2, la distribución de los momentos, por ende de los esfuerzos, son preponderantes en el sentido corto, lo que nos permite que el diseño, de este tipo de losas como vigas anchas, sea bastante cercano a la realidad, con las acotaciones del caso, como refuerzo por temperatura y un refuerzo adicional en los extremos para los momentos negativos que se generan en los extremos de apoyo paralelos a la dirección corta. Estos momentos no se generan para las losas apoyadas en solo dos extremos opuestos.

Parámetros de Diseño

Las losas unidireccionales, por su comportamiento a flexión en un sentido, se comportan de una manera muy similar a una viga ancha. Es por esto que, tanto el código ACI como los libros de texto, casi no diferencian el diseño de Losas Unidireccionales con el de vigas. Sin embargo, existen ciertas diferencias debido a la naturaleza y geometría del elemento, detalles como ser una placa de hormigón armado, hacen que se tomen consideraciones especiales.

La primera consideración especial, es el refuerzo a temperatura y retracción, que en el caso de losas, puede ser crítico, llegando en muchas ocasiones a ser mayor que el refuerzo principal a flexión. La ACI en su reglamento, indica en su artículo 10.5.4, que el refuerzo en una losa no puede ser menor al refuerzo requerido por temperatura, y en el artículo 7.12.1 precisa que se debe colocar refuerzo perpendicular al refuerzo principal por flexión, para el control de la retracción y temperatura.

La segunda consideración es el control de deflexiones. La ACI en su tabla 9.5.b), da límites de deflexiones máximas permisibles tanto para losas macizas como para losas nervadas y vigas, que se comportan de igual forma. Además, incluye la tabla 9.5.a) donde se indican espesores mínimos de losa, para realizar el cálculo de deflexiones. Esto era verdad en ediciones anteriores del código, e incluso se menciona en algunos libros de texto desarrollados algún tiempo atrás. Pero en la actual edición, en la ACI 318-08, se menciona que estos espesores mínimos son solo válidos para losas que no soporten muros divisorios u otros elementos no estructurales capaces de dañarse bajo grandes deflexiones. Esta limitante sin duda, deja casi sin validez el uso de los espesores mínimos, ya a que en la gran mayoría de los casos, las losas entran dentro de las condiciones de la limitación. Es por esto, que hoy por hoy, se debe calcular las deflexiones y en base de aquel cálculo justificar el espesor del elemento.

La tercera consideración a tomar en cuenta, es el refuerzo a corte. En losas no se usa refuerzo transversal (estribos y espirales) para resistir los esfuerzos cortantes. Es así que la sección de hormigón debe por si misma resistir dichos esfuerzos. En el caso de losas apoyadas directamente sobre columnas, es necesario controlar los efectos de punzonamiento, por lo que se debe revisar el corte biaxial que se produce en el

perímetro alrededor a la columna con una separación de $d/2$ (d es la altura efectiva de la losa), respecto a la cara de la columna. Además se debe controlar el corte unidireccional a una distancia d respecto a la cara de la losa. En el caso práctico de las Losas Unidireccionales, es necesario controlar únicamente el corte unidireccional, debido a que solo en el caso específico de losas planas va a existir el corte bidireccional, que no es un caso muy práctico ni económico y mucho menos es aceptado sísmicamente.

En ciertos casos, donde existen restricciones de altura, y la sección de hormigón no es capaz de soportar el corte por sí solo, se ha usado refuerzo transversal en losas, pero son casos muy efímeros.

Por último, es importante anotar, que el diseño de losas macizas unidireccionales es similar al diseño de vigas rectangulares, y el diseño de losas nervadas unidireccionales es similar al diseño de vigas T, donde el ancho cooperante (b_w) para la losa es la distancia libre entre nervios.

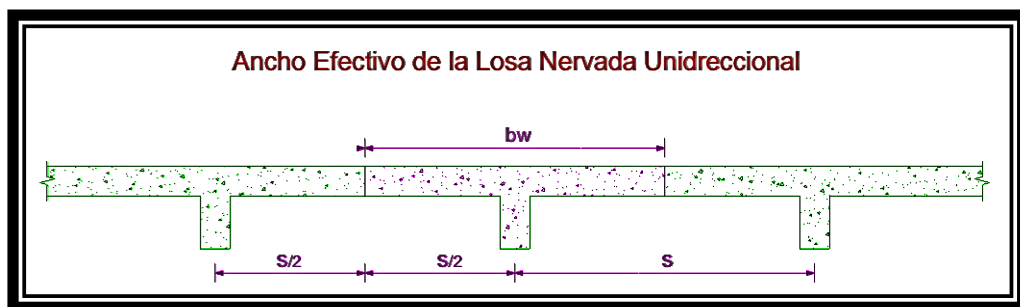


Figura 5.3 Ancho Efectivo de la Losa Nervada Unidireccional

5.2.2 Fundamento de Diseño de Losas Unidireccionales con Panel Metálico.

El uso de la acción compuesta cada vez gana terreno dentro del diseño estructural. Las Losas Unidireccionales de hormigón armado con panel metálico, son un sistema constructivo que se está usando con frecuencia debido a las grandes ventajas técnico-económicas que brinda. Inclusive, aún antes del aprovechamiento de la acción compuesta, se usaba el panel metálico como encofrado perdido, ya que los beneficios por su facilidad y velocidad de instalación, y el ahorro en encofrado y desencofrado, justifican su uso.

Se evidencia tanto esto, que inclusive se puede observar en el medio ecuatoriano, edificios con estructura mixta, donde columnas y vigas principales son de hormigón armado, las vigas secundarias o viguetas de acero y losas con panel metálico.

Ventajas del Uso de Panel Metálico para Losas

Las ventajas del uso de panel metálico, van desde lo técnico-constructivo, hasta lo económico. Algunas de sus ventajas más importantes son:

1. En trabajo como encofrado, evita la acción de encofrar y desencofrar con madera, ahorrando tiempo.
2. Con una correcta planificación de proyecto, se puede reducir los tiempos constructivos gracias a que se pueden fundir simultáneamente algunas losas, inclusive a diferentes niveles.
3. Proporciona una plataforma segura de trabajo.
4. Mayor velocidad de instalación frente a la madera con un número similar de trabajadores.
5. Ofrece el refuerzo a flexión positiva, siendo en un gran número de casos suficiente refuerzo que evita el uso de refuerzo extra por flexión.
6. Las corrugaciones del Panel Metálico logran una gran adherencia con el hormigón, ayudando a que la acción compuesta completa este presente.

7. El uso de vigas compuestas en losas compuestas con Panel Metálico, permite obtener secciones más rígidas y resistentes, logrando una disminución en el peso de la estructura, que a su vez se traduce en una menor carga sísmica. Siempre y cuando la separación entre viguetas sea adecuada.
8. Se puede considerar cierto ahorro en el transporte, esto debido a que el bajo peso del panel metálico permite transportar grandes cantidades de material. Un tráiler estándar puede transportar hasta 1000 m² de panel.
9. El Panel Metálico provee de arriostamiento o soporte lateral (con el uso de conectores), para el ala superior de las vigas compuestas en base de perfiles de acero I. Esto permite que se utilice menores secciones en el patín superior, ahorrando en material y peso de la estructura.
10. En la actualidad los clientes exigen cada vez más una construcción sustentable. Inclusive, Londres ganó la sede de los Juegos Olímpicos 2012, gracias a su plan de construir un estadio desarmable, reusable y reciclable. El panel metálico es un aporte en este sentido, ya que el acero puede ser reusado y reciclado. Y si comparamos con los encofrados a base de madera, que su vida útil es corta, el desperdicio es alto y no puede ser reciclado; el panel metálico es ecológicamente más amigable.
11. Al ser compatible con las instalaciones de cielorraso, y permitir una fácil instalación de ductos y tuberías, el panel metálico admite una instalación de servicios eléctricos, hidro-sanitarios, telefónicos, informativos, así como instalaciones de cielo raso; de manera más rápida y fácil. Además de permitir un mantenimiento más fácil y amigable de dichos servicios.
12. En caso de que el profesional lo considere adecuado, el acabado inferior de la Losa de Panel Metálico, no requiere de cielo-falso en lucido u otros acabados. Esto se puede observar en parqueaderos.



Figura 5. 4 Vista del Panel Metálico como acabado de techo. Referencia 30.

Sugerencias de Uso del Panel Metálico

Hay ciertas consideraciones especiales que se deben tener en cuenta para el uso del panel metálico en Losas:

1. *Almacenamiento:* El galvanizado protege a la plancha de panel metálico del agua y la intemperie, por lo que su almacenamiento se lo puede realizar sin necesidad de tener un techo como protección. Se recomienda usar un alza para que las planchas no queden en contacto con el suelo con el fin de evitar cualquier daño o desgaste. Estas alzas deben estar distanciadas máximo un metro unas de otras para evitar daños por deformación debido a la flexión producida por el peso de las planchas superiores almacenadas. Además, no se deberá colocar más de 1500 kilos por pila de planchas.



Figura 5. 5 Panel Metálico Almacenado. Referencia 30.

2. *Transporte:* Se puede realizar el transporte en altura o de un lugar a otro del panel metálico, ya sea por izaje mecánico o manual. En el proceso se debe tener cuidado de no dañar o doblar las esquinas o bordes de la plancha, así como evitar raspaduras que puedan desprender la película de galvanizado que protege la plancha.



Figura 5. 6 Izaje Mecánico del Panel Metálico. Referencia 30.

3. *Colocación:* Se debe apoyar sobre una viga metálica o penetrar en una viga de hormigón armado, una distancia mínima de 4cm. La conexión entre una plancha y otra a lo largo, se deberá hacer mediante el uso de pestañas, y la parte menor del valle debe estar apoyado sobre la viga. La plancha se debe fijar sobre la viga metálica.

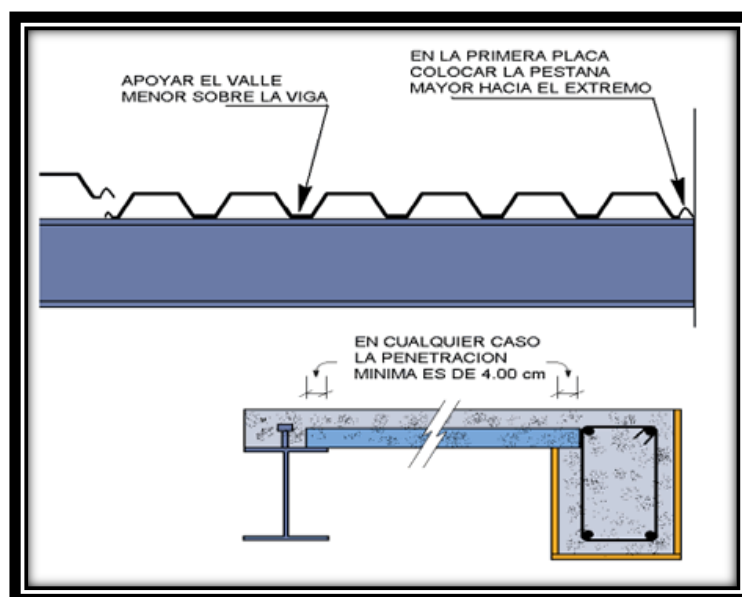


Figura 5. 7 Colocación del Panel Metálico. Referencia 30.

4. *Fijación:* El objetivo de la fijación es evitar que el panel se desplace durante su colocación así como evitar problemas por deformación. Se puede fijar el panel metálico a la viga metálica, o a la viga de hormigón, con la ayuda de una placa embebida en el hormigón. Para esto se puede usar clavo, tornillo o soldadura. Si se usa clavo, este debe estar sujeto al ala de la viga metálica. Si se usa tornillo, la rosca debe atravesar por completo el ala de la viga siendo posible su visualización desde abajo. En el caso de la soldadura, se debe sujetar con un punto de soldadura teniendo cuidado de no perforar el panel. El uso de conectores también sirve como fijación, pero estos deben estar soldados directamente contra la viga metálica.

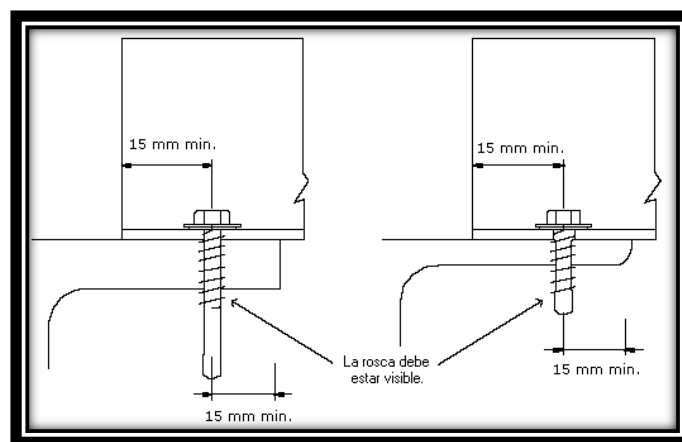


Figura 5. 8 Fijación del Panel Metálico con Tornillo. Referencia 31.

5. *Acero de Temperatura:* Es importante recordar que se debe provisionar de acero extra para temperatura y retracción, acero de refuerzo a flexión negativa y de ser necesario acero extra flexión positiva.



Figura 5. 9 Refuerzo por Temperatura en Paneles Metálicos. Referencia 30.

6. *Colado de Hormigón:* Se lo puede realizar mediante el uso de bomba o carretillas. En caso de uso de carretillas, se recomienda utilizar maderas para el paso de las mismas, puesto que su peso puede dañar la geometría del panel. De igual forma, se debe dar protección donde se coloca los soportes de la tubería de la bomba de concreto. Se recomienda el vibrado del hormigón, para evitar la segregación así como las bolsas de aire. Hay que evitar el acumular volúmenes de concreto excesivo en un área puntual. Y el uso de aditivos debe ser controlado puesto que ciertos aditivos tienen composiciones químicas que pueden reaccionar con el galvanizado del panel. El Cloruro de Calcio es nocivo para el Panel Metálico.

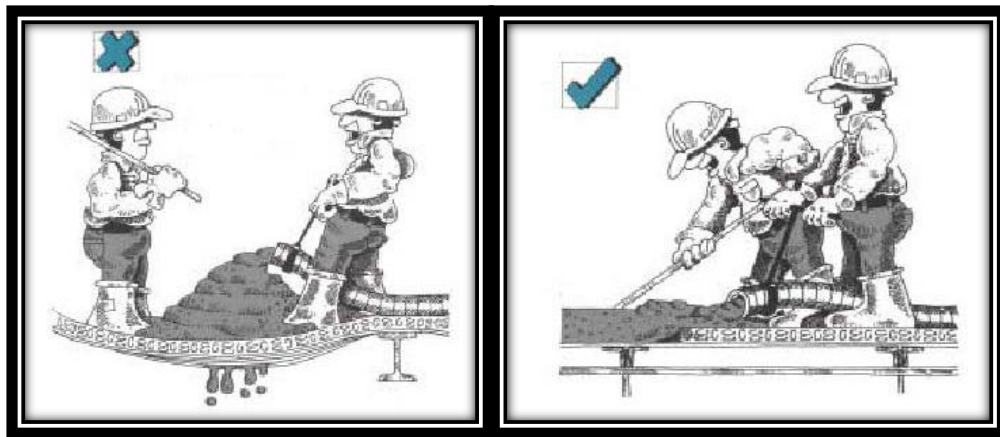


Figura 5. 10 Correcto colado de hormigón. Referencia 31.

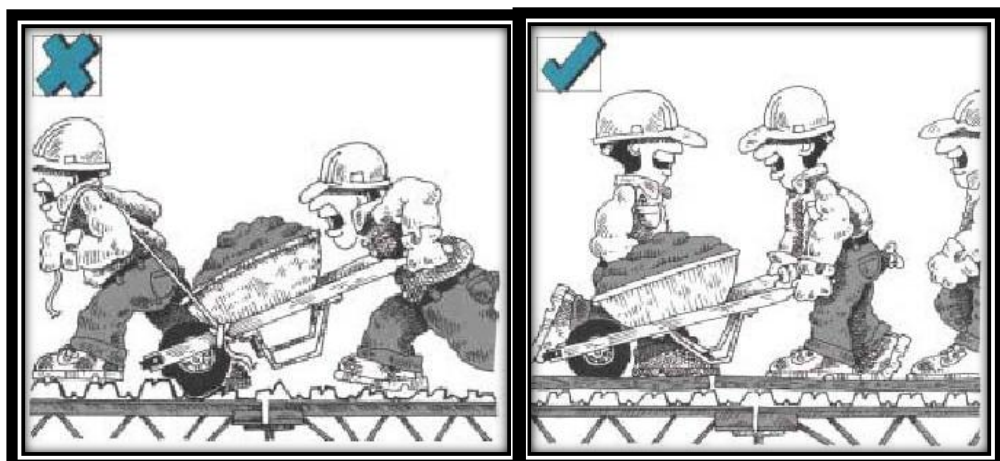


Figura 5. 11 Correcta Circulación de Material en el Panel Metálico. Referencia 31.

7. *Apuntalamiento*: Se recomienda el uso de puntales al momento de la fundición, para evitar que el panel se deforme por el peso del hormigón. Esta deformación no solo que puede ocasionar fallas en la losa, sino que es necesario mayor cantidad de hormigón en la losa para corregirlas. El acabado por la parte inferior de la losa también se ve afectado por estas deformaciones.



Figura 5. 12 Apuntalamiento en Panel Metálico. Referencia 22.

8. *Acabados*: Como se mencionó con anterioridad, una de las ventajas del panel metálico es la no necesidad de acabados de techo como cielo-falso, sobretodo en la construcción industrial. Ha esto se le conoce como acabado natural, sin embargo, este método constructivo es muy amigable para la colocación de cielo raso como acabado. También, si se decide dejar con acabado natural, se lo puede pintar para hacerlo agradable al usuario.



Figura 5. 13. Acabado con Pintura del Panel Metálico. Referencia 30.

Filosofía de Diseño con Panel Metálico

El diseño de Losas Unidireccionales con Panel Metálico, se lo realiza con normativa ACI, cumpliendo con la normativa dada por la SDI (Steel Deck Institute). Y la resistencia a flexión se lo debe hacer en base de la resistencia de la sección compuesta por cualquiera de los métodos estipulados en 2.4.B.1 de la SDI.

Si se desea no apuntalar al Panel Metálico durante la colocación del hormigón, el diseño de estas losas se debe realizar para dos estados. En el primer estado, el diseño se lo debe realizar para que el Panel Metálico soporte por si mismo, su peso propio, el peso del hormigón colado y una sobre carga por construcción (bombas, material, obreros colocando el hormigón, impacto, etc.). Sin embargo, el uso de puntales permite que este estado no sea crítico dentro del diseño.

El segundo estado, es el diseño para la vida útil de la losa, donde existen parámetros que el diseñador debe considerar, algunos de los más importantes son:

- Para flexión negativa, el Panel Metálico no debe ser considerado en los cálculos. De igual manera para losas en voladizo, por su condición de flexión negativa, no se debe considerar al panel metálico en la resistencia a flexión.
- Tampoco se recomienda el uso del deck metálico para pisos que vayan a soportar montacargas o tráfico de vehículos que carguen grandes pesos, aunque se ha tenido resultados aceptables para bodegas donde existe solo el uso no muy frecuente de cargadoras manuales.
- Para el cálculo de deformaciones, es necesario obtener una inercia efectiva dada por las ondulaciones del panel metálico, puesto que la rigidez que este aporta es importante y considerable dentro del diseño.
- Si se utilizada apuntalamiento en la losa con panel metálico, se podrá retirar los puntales cuando el hormigón haya alcanzado al menos el 75% de su resistencia. En la práctica, esperar 7 días posteriores al colado del hormigón, antes del retiro de los puntales, ha generado muy buenos resultados.

La SDI propone dos métodos de diseño para las losas compuestas. El primer método, que se encuentra estipulado en el Apéndice 2 de la SDI C-2011, utiliza coeficientes de acuerdo con la geometría de los relieves del panel metálico. Este método tiene la limitación de ser útil cuando la losa compuesta falla por tensión, lo que significa que es el panel metálico el que debe fallar.

El segundo método, que se encuentra estipulado en el Apéndice 3 de la SDI C-2011, es un método más general, que considera tanto la falla por tensión del panel metálico, como la falla por compresión del hormigón. Este es el procedimiento que vamos a detallar más adelante en la sección 5.3.2, para el diseño de losas compuestas con panel metálico.

El Método por Corte Bond, sirve para determinar la resistencia de la losa cuando trabaja de manera compuesta, es decir cuando esta trabajando bajo momento positivo. En el caso de que la losa con Panel Metálico, este trabajando a momento negativo, se la debe diseñar como Losa Unidireccional de Hormigón Armado, como se detalla en la sección 5.3.1 de esta disertación.

Este procedimiento requiere que la altura de hormigón sobre la cresta del panel, sea mayor o igual a 5 cm. Además, la resistencia de la losa compuesta debe ser la menor de los siguientes estados límites:

1. Resistencia al Corte Bond.
2. Resistencia a la Flexión.
3. Resistencia al Corte Unidireccional.

La SDI C-11, en su Apéndice 4, nos muestra el método por el cual se debe calcular la rigidez efectiva de la losa compuesta, con el objetivo de poder determinar las deflexiones, y poder compararlas estas con las deflexiones permitidas por la ACI.

5.3 Reglamentos y Normas del Diseño de Losas Unidireccionales³¹

5.3.1 Reglamento y Normas del Diseño de Losas Unidireccionales de Hormigón Armado (ACI).

La normativa que se detalla a continuación, es la correspondiente para el diseño de Losas Macizas Unidireccionales, apoyadas continuamente en dos extremos opuestos y ortogonales a la dirección de trabajo.

Aunque el uso de la tabla 9.a.5 de la ACI, para determinar el espesor mínimo de la losa, ya no exime del control de deflexiones, a continuación se presenta la tabla como un método bastante acertado de dimensionamiento preliminar.

TABLA 9.5(a) — ALTURAS O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREENFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES				
Elementos	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.				
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

NOTAS:
 Los valores dados en esta tabla se deben usar directamente en elementos de concreto de peso normal y refuerzo grado 420 MPa. Para otras condiciones, los valores deben modificarse como sigue:
 (a) Para concreto liviano estructural con densidad w_c dentro del rango de 1 440 a 1 840 kg/m³, los valores de la tabla deben multiplicarse por $(1.65 - 0.0003w_c)$, pero no menos de 1.09.
 (b) Para f_y distinto de 420 MPa, los valores de esta tabla deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

Figura 5. 14 Tabla 9.5.a) de la ACI 318-08. Referencia 3.

³¹ Toda la normativa es obtenida del código ACI 318-08 , AISI S 100-07 y SDI C-11

$$\checkmark A_{sr} = 0.85 * \frac{f'_c}{F_y} * b * d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{0.85 * b * f'_c * d^2}} \right]$$

donde: A_{sr} = Área de acero de refuerzo longitudinal requerida por flexión.
[mm²]

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón. [MPa]

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. [MPa]

b = Ancho de la sección transversal. [mm]

d = Altura efectiva de la sección transversal. [mm]

M_u = Momento último actuante. [N*mm]

$$\checkmark A_{s \text{ Temp}} = b * d * \rho_{\text{mín}}$$

$$\checkmark A_s \geq A_{sr}$$

$$\checkmark A_s \geq A_{s \text{ Temp}}$$

$$\checkmark A_s = n * \frac{\pi * \Phi^2}{4}, \text{ para varillas del mismo diámetro.}$$

$$\checkmark A_s \geq A_{s \text{ mín}} = \frac{0.25 * \sqrt{f'_c}}{F_y} * b * d \geq \frac{14 * b * d}{F_y}$$

$$\checkmark A_s \leq 1.3 A_{sr}$$

donde: A_s = Área de acero longitudinal proporcionada. [mm²]

$A_{s \text{ Temp}}$ = Área mínima de acero longitudinal para el refuerzo por retracción y temperatura. [mm²]

$\rho_{\text{mín}}$ = Cuantía de acero mínima por temperatura y retracción. Para varillas de grado 60 $\rho_{\text{mín}}=0.0018$.

$A_{s \text{ mín}}$ = Área mínima de refuerzo longitudinal. [mm²]

n = Número de varillas longitudinales.

Φ_L = Diámetro de las varillas longitudinales. [mm]

$$\blacktriangleright b_{\text{mín}} = 2 * R + n * \Phi_L + (n - 1) * e_{\text{mín}}$$

donde: $b_{\text{mín}}$ = Ancho mínimo necesario para acomodar las varillas longitudinales. [mm]

$e_{\text{mín}}$ = Espaciamiento mínimo entre varillas longitudinales. [mm]

R = Recubrimiento (2cm para Losas). [mm]

$$- e_{min} = \phi_L \geq 2.5cm$$

$$\triangleright \vartheta = A_s / A_{sr} \geq 1.0$$

donde: ϑ = Relación entre el Acero Proporcionado y el Acero Requerido. Mientras más se acerque al 1, más eficiente es el diseño.

$$\triangleright \rho = A_s / b * d$$

donde: ρ = Cuantía de Acero.

El diseño por corte se regula en el capítulo 11 de la ACI, y se debe controlar el corte unidireccional, teniendo la sección de hormigón que resistir todo el esfuerzo cortante.

$$\checkmark \phi * V_n \geq V_u$$

$$\triangleright V_n = V_c$$

$$- V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

donde: V_u = Corte Último Actuante (Corte Unidireccional). [N]

V_n = Corte Nominal de la sección transversal. [N]

V_c = Resistencia al corte del hormigón. [N]

Φ = Factor de Reducción de la capacidad de resistencia (Corte = 0.85).

b = Ancho continuo de apoyo de la losa medido a una distancia d de la cara del apoyo. [mm]

h = Altura de la sección de la losa. [mm]

✓ El espaciamiento entre varillas longitudinales en el sentido de la flexión:

➤ El espaciamiento máximo es:

$$\left. \begin{array}{l} s \leq 3 \cdot h \\ s \leq 45 \text{cm} \end{array} \right\} \text{ El menor.}$$

➤ El espaciamiento mínimo es:

$$s \geq 2.5 \text{cm}$$

✓ El espaciamiento entre varillas longitudinales perpendiculares al sentido de la flexión:

➤ El espaciamiento máximo es:

$$\left. \begin{array}{l} s \leq 5 \cdot h \\ s \leq 45 \text{cm} \end{array} \right\} \text{ El menor.}$$

➤ El espaciamiento mínimo es:

$$s \geq 2.5 \text{cm}$$

✓ El control de deflexiones se las hace comparando la deflexión real (δ) con la deflexión calculada (δ_{cal}).

➤ $\delta_{cal} \leq \delta$

- $\delta = \ell/180$, para losas de cubiertas que no soporten elementos no estructurales susceptibles de daños.

- $\delta = \ell/360$, para losas de entrepisos que no soporten elementos no estructurales susceptibles de daños.

- $\delta = \ell/480$, para losas de entrepisos o cubiertas que soporten elementos no estructurales susceptibles de daños.

- $\delta = \ell/240$, para losas de entrepisos o cubiertas que soporten elementos no estructurales no susceptibles de daños.

donde: δ = Deflexión máxima permitida. [mm]

δ_{cal} = Deflexión calculada para la sección dada.
[mm]

l = Luz libre de la losa. [mm]

$$- \delta_{cal} = \delta_{LP \ c.sos} + \delta_{IN \ c.v.adicional}$$

donde: $\delta_{LP \ c.sos}$ = Deflexión producida por las cargas sostenidas a largo plazo. [mm]

$\delta_{IN \ c.v.adicional}$ = Deflexión producida por las cargas vivas adicionales de manera inmediata. [mm]

$$\bullet \delta_{LP \ c.sos} = \lambda * \delta_{IN \ c.sos}$$

$$\circ \delta_{IN \ c.sos} = \frac{l^2}{16 * E_{c1} * I_{e \ pro \ c.sos}} * \left(\frac{5 * w_{sos} * l^2}{24} \pm M_a \pm M_b \right)$$

$$\circ \lambda = 2$$

Nota 1: λ es igual 2 para diseños 5 años o más. Para 1 años es igual a 1.4, 1.2 para 6 meses y 1 para 3 meses.

Nota 2: El signo \pm depende del sentido del momento. Si la curvatura producida por el momento aumenta la deflexión entonces es +, caso contrario -.

$$\bullet \delta_{IN \ c.v.adicional} = \delta_{IN \ c.total} - \delta_{IN \ c.sos}$$

$$\circ \delta_{IN \ c.total} = \frac{l^2}{16 * E_{c1} * I_{e \ pro \ c.total}} * \left(\frac{5 * w_{total} * l^2}{24} \pm M_a \pm M_b \right)$$

donde: $\delta_{IN \ c.sos}$ = Deflexión inmediata producida por las cargas sostenidas. [mm]

$\delta_{IN \ c.total}$ = Deflexión inmediata producida por las cargas totales de servicio. [mm]

E_{c1} = Módulo Elástico del Hormigón
bajo parámetros ideales. [MPa]

$I_{e\ pro\ c.sos}$ = Inercia Efectiva promedio
para carga sostenida. [mm⁴]

$I_{e\ pro\ c.total}$ = Inercia Efectiva Promedio
por carga total. [mm⁴]

w_{sos} = Carga Sostenida. [N/mm²]

w_{total} = Carga Total de servicio. [N/mm²]

M_a y M_b = Momentos en los extremos de
apoyo de la Losa. [N*mm]

$$\circ\ I_{e\ pro\ c.sos} = \frac{I_{e\ c.sos(+)} + I_{e\ c.sos(-)}}{2}$$

$$\circ\ I_{e\ pro\ c.total} = \frac{I_{e\ c.total(+)} + I_{e\ c.total(-)}}{2}$$

donde: $I_{e\ c.sos}$ = Inercia Efectiva para carga
sostenida, sea por refuerzo
positivo o negativo. [mm⁴]

$I_{e\ c.sos}$ = Inercia Efectiva para carga total,
sea por refuerzo positivo o
negativo. [mm⁴]

$$\blacksquare\ I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr}$$

$$\blacksquare\ M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t}$$

$$\blacksquare\ I_{cr} = \frac{b * k d^3}{3} + n * A_s * (d - k d)^2$$

$$\blacksquare\ I_g = \frac{b * h^3}{12}$$

donde: I_e = Inercia Efectiva. $[\text{mm}^4]$

I_g = Inercia de la sección sin agrietamiento.
 $[\text{mm}^4]$

I_{cr} = Inercia de la sección con agrietamiento.
 $[\text{mm}^4]$

M_a = Momento máximo debido a cargas de servicio, tanto de cargas sostenidas como de cargas totales. $[\text{N}^*\text{mm}]$

M_{cr} = Momento de fisuración de la sección.
 $[\text{N}^*\text{mm}]$

f_r = módulo de ruptura del hormigón = $0.62\sqrt{f'c}$.

Y_t = Distancia entre el eje neutro y la fibra externa a tensión. $[\text{mm}]$

k_d = Altura del hormigón a compresión.

h = Altura de la sección. $[\text{mm}]$

n = Relación modular.

5.3.2 Reglamento y Normas del Diseño de Losas Unidireccionales con Panel Metálico (SDI y AISI).

Al igual que para elementos compuestos, existen ciertas limitaciones en cuanto a las especificaciones que deben cumplir los materiales que conforman la losa con panel metálico. Estas especificaciones son:

- ✓ El esfuerzo de fluencia del acero que conforma el Panel Metálico, no debe ser menor a 230MPa (2350 kg/cm²).
- ✓ El esfuerzo de compresión del hormigón no debe ser menor a 210kg/cm². Esto para garantizar que la calidad del hormigón sea la adecuada y que cumpla con las normas mínimas de fabricación y durabilidad.

La resistencia de la Losa Compuesta debe ser la menor de los tres estados límites: Corte Bond, Flexión y Corte Unidireccional.

Resistencia al Corte Bond

$$✓ V_r = \phi_v * V_t$$

donde: V_r = Resistencia al Corte Bond del espesor de la Losa. [lb/pie]

V_t = Corte Bond del espesor de la Losa. [lb/pie]

ϕ_v = Factor de reducción por Corte Bond ($\phi_v = 0.75$).

$$✓ W_r = \frac{2 * \phi_v * V_t}{L}$$

donde: W_r = Carga uniforme permitida para el cálculo del corte Bond.

[lb/pie²]

L = Luz del Vano en diseño. [pie]

Resistencia a la Flexión

Para el diseño a flexión de las Losas Compuestas, primero se debe clasificar a la losa según el tipo de falla que esta tenga. Para esta clasificación se debe determinar la relación de Profundidad-Compresión (c/d), siendo la losa compuesta sub-armada si (c/d) es menor que la condición balanceada, produciéndose una falla dúctil por fluencia del panel metálico. Si (c/d) es igual o mayor a la condición balanceada, la sección es sobre-armada y la falla es frágil debido a que es el hormigón el que falla.

$$\checkmark \left(\frac{c}{d} \right) = \frac{A_s * F_y}{f'_c * d * b * \beta_1}$$

$$\checkmark \left(\frac{c}{d} \right)_b = \frac{0.003 * (h - d_d)}{\left(\frac{F_y}{E_s} + 0.003 \right) * d}$$

donde: A_s = Área del Panel Metálico. [in^2/pie]

b = Ancho de análisis de la Losa Compuesta. ($b = 1\text{m}$). [in]

c = Distancia entre el Eje Neutro de la Sección Compuesta y la fibra externa a compresión. [in]

d = Altura Efectiva de la Sección Compuesta. Distancia entre el Eje Neutro del Panel Metálico y la fibra externa a compresión. [in]

$(c/d)_b$ = Condición Balanceada.

d_d = Altura del Panel Metálico. [in]

E_s = Modulo Elástico del Panel Metálico. [psi]

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón. [psi]

F_y = Esfuerzo de fluencia del Panel Metálico. [psi]

h = Espesor de la Losa Compuesta. [in]

β_1 = Coeficiente de Whitney.

*Nota: El coeficiente de Whitney (β_1) es igual a 0.85 hasta hormigones con $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$. Para hormigones de mayor resistencia el coeficiente disminuye a razón de: $\beta_1 = 1.09 - 0.008 * f'_c \geq 0.65$*

➤ Losas Compuestas Sub-Armadas:

$$M_{ru} = \phi_s * M_y$$

$$- M_y = \frac{F_y * I_c}{(h - y_{cc})}$$

donde: M_{ru} = Momento Resistente de la Losa Compuesta bajo flexión positiva. [lb*in]

M_y = Momento de fluencia de la Losa Compuesta, considerando la sección agrietada. [lb*in]

ϕ_s = Factor de Reducción ($\phi_s = 0.85$)

I_c = Inercia de la Sección Agrietada. [in⁴]

y_{cc} = Distancia entre el Eje Neutro de la sección agrietada y la fibra externa a compresión. [in]

$$- I_c = \frac{b}{3 * n} * y_{cc}^3 + A_s * y_{cs}^2 + I_{sf}$$

$$\bullet y_{cc} = d * [\sqrt{2 * \rho * n + (\rho * n)^2} - \rho * n] \leq h_c$$

$$\bullet y_{cs} = d - y_{cc}$$

$$\bullet I_{sf} = \frac{t^3 * (w_c + w_v)}{4} + \frac{t * \sqrt{(d_d - t)^2 + w_s^2} * (d_d - t)^2}{2} + 3 * t * \left(w_v * \frac{(C.G.S - t)}{2} \right)^2 + w_c * \left(\frac{d_d - C.G.S - t}{2} \right)^2 + 6 * \left(t * \sqrt{(d_d - t)^2 + w_s^2} \right) * \left(\frac{d_d - t/2}{2} \right)^2$$

donde: y_{cc} = Altura a compresión de la Sección Compuesta. [in]

y_{cs} = Altura de la Sección a Tensión. [in]

I_{sf} = Inercia del Panel Metálico. [in⁴]

h_c = Altura del Hormigón sobre el Panel Metálico. [in]

n = Relación modular.

Nota: Los parámetros para la ecuación I_{sf} están dados en la figura 5.6.

➤ Losas Compuestas Sobre-Armadas:

$$M_{ro} = \phi_c * f'_c * b * c * \beta_1 \left(d - \beta_1 * c / 2 \right)$$

$$- \quad c = d * \left[\sqrt{\rho * m + \left(\frac{\rho * m}{2} \right)^2} - \frac{\rho * m}{2} \right]$$

donde: M_{ro} = Momento Resistente de la Losa Compuesta
bajo flexión positiva. [lb*in]

ϕ_c = Factor de Reducción ($\phi_c = 0.65$)

- $\rho = \frac{A_s}{b * d}$
- $m = \frac{0.003 * E_s}{\beta_1 * f'_c}$

Se debe también proporcionar de un refuerzo extra por temperatura y retracción que es igual a:

$$\checkmark \quad A_{S \text{ Temp}} = 0.00075 * A'_c$$

donde: $A_{S \text{ Temp}}$ = Área mínima de acero longitudinal para el refuerzo a retracción y temperatura. [in²]

A'_c = Área del Concreto sobre el panel Metálico. [in²]

Nota: La SDI no permite un refuerzo por temperatura y retracción menor que el dado por la malla electro-soldada (152x152-MW9xMW9), que provee de 0.59cm²/m, equivalente a una Malla Electro-soldada con varilla de 4.5 mm de diámetro y espaciada 150 mm en las dos direcciones.

Resistencia al Corte Unidireccional

$$\checkmark \quad \phi * V_n = \phi_v * V_c + \phi_s * V_D \leq \phi_v * 0.172 * A_{cc} * \sqrt{f'_c}$$

$$\text{➤} \quad V_c = 0.086 * \lambda * A_{cc} * \sqrt{f'_c}$$

donde: V_n = Corte Nominal. [kips]

ϕ = Factor de Reducción por cortante ($\phi = 0.75$)

ϕ_v = Factor de Reducción de Cortante del Concreto.
($\phi_v = 0.75$).

V_c = Resistencia al Corte de la Sección de Hormigón. [kips]

ϕ_s = Factor de Reducción de Cortante del Panel Metálico.
($\phi_s = 0.85$).

V_D = Resistencia al Corte del Panel Metálico. [kips]

$\lambda = 1.0$ para hormigones con densidad superior a 2100kg/m^3 .
 0.75 cuando la densidad del concreto es menor a 2100kg/m^3 .

A_{cc} = Área Efectiva del Hormigón para el Corte Unidireccional. (Figura 5.5). [in^2]

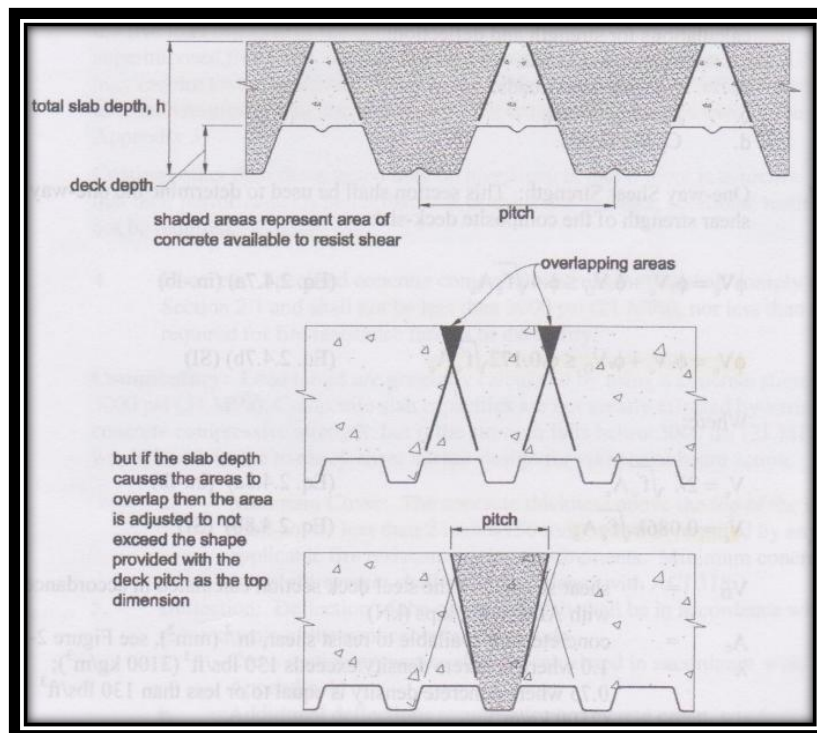


Figura 5. 15 Área Efectiva para el Corte Unidireccional. Referencia 6.

- La resistencia al corte del Panel Metálico (V_D), se calcula en base del capítulo 3.2 de la AISI S100-07, que detalla lo siguiente:

$$\phi_v * V_D = A_w * F_v$$

donde: ϕ_v = Factor de Reducción al Corte ($\phi_v=0.95$)

A_w = Área del Alma del Elemento. [in^2]

F_v = Esfuerzo del Acero al Corte. [ksi]

- $A_w = h * t$

donde: h = Altura del Alma del Elemento. [in]

t = Espesor del Alma del Elemento. [in]

- F_v se calcula:

• Cuando $h/t \leq \sqrt{E_s * k_v / F_y}$

$$F_v = 0.6 * F_y$$

• Cuando $\sqrt{E_s * k_v / F_y} < h/t \leq 1.51 * \sqrt{E_s * k_v / F_y}$

$$F_v = \frac{0.6 * \sqrt{E_s * k_v * F_y}}{\left(\frac{h}{t}\right)}$$

• Cuando $h/t > 1.51 * \sqrt{E_s * k_v / F_y}$

$$F_v = \frac{0.904 * E_s * k_v}{\left(\frac{h}{t}\right)^2}$$

Nota: k_v es el coeficiente de pandeo por cortante. Y su valor es igual a 5.34, para almas no reforzadas con rigidizadores.

Para el control de deflexiones, la SDI en su Apéndice 4, determina el método para el cálculo de la Inercia Efectiva (I_e) que sirve para el control de deflexiones, las mismas que se deben calcular en base de lo detallado para Losas Unidireccionales de Hormigón Armado en la sección 5.3.1.

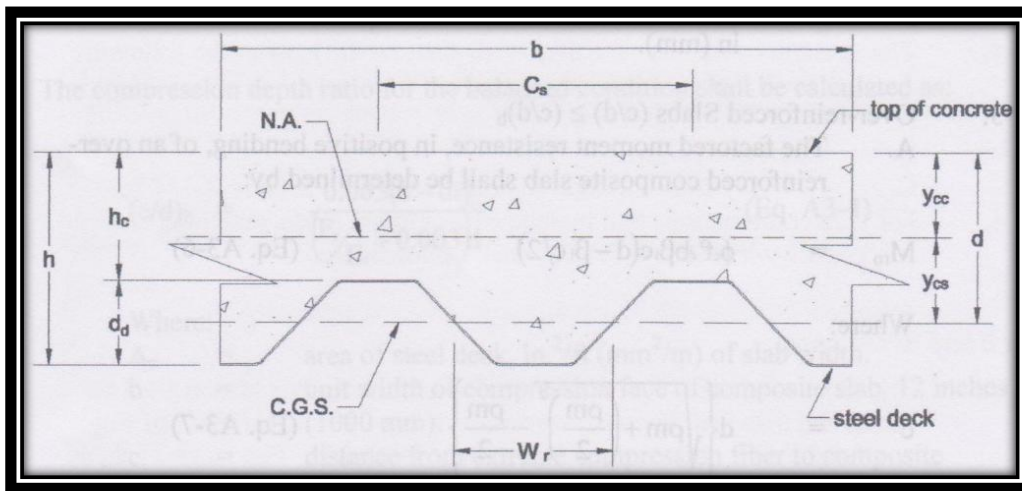


Figura 5. 16 Sección de la Losa Compuesta. Referencia 6.

$$\checkmark I_e = \frac{I_u + I_c}{2}$$

donde: I_u = Inercia de la Sección Compuesta sin Agrietamiento. [in^4]

I_c = Inercia de la Sección Compuesta Agrietada. [in^4]

$$\triangleright I_u = \frac{b \cdot h_c^3}{12 \cdot n} + \frac{b \cdot h_c}{n} \cdot (y_{cc} - 0.5 \cdot h_c)^2 + I_{sf} + A_s \cdot y_{cs}^2 + \frac{W_r \cdot b \cdot d_d}{n \cdot C_s} \cdot \left[\frac{d_d^2}{12} + (h - y_{cc} - 0.5 \cdot d_d)^2 \right]$$

$$- y_{cc} = \frac{0.5 \cdot b \cdot h_c^2 + n \cdot A_s \cdot d + W_r \cdot d_d \cdot (h - 0.5 \cdot d_d) \cdot \frac{b}{C_s}}{b \cdot h_c + n \cdot A_s + W_r \cdot d_d \cdot \frac{b}{C_s}}$$

$$- y_{cs} = d - y_{cc}$$

donde: W_r = Ancho promedio del Valle de una Ondulación del Panel Metálico. [in]

d_d = Altura de una Ondulación del Panel Metálico.

[in]

C_s = Ancho de una Ondulación Completa. [in]

CAPÍTULO # 6

“DISEÑO DE CONECTORES”

6.1 Principios del Diseño de Conectores.

En el capítulo #1, se detalla una serie de ventajas que tiene la construcción compuesta. Si se cumple la condición esencial de acción compuesta, la eficiencia del uso del hormigón y del acero en conjunto, es alta. Hay que recordar que la acción compuesta era el trabajo, resistencia y deformación conjunta, tanto de acero como de hormigón, en un funcionamiento monolítico. Además de que la acción compuesta puede ser de dos maneras, completa o parcial. Tendremos una acción completa cuando los esfuerzos de corte horizontal sean absorbidos en su totalidad por la conexión perfil de acero – sección de hormigón, sea esta conexión mecánica (conectores) o por fricción resultante del contacto de los dos materiales.

Por otra parte, también se puede diseñar elementos en base de una acción compuesta parcial, que sucede cuando las conexiones no son suficientes para garantizar la transferencia de esfuerzos. Los elementos con acción compuesta completa soportan mayores cargas comparándolos con los elementos con acción compuesta parcial de igual geometría, sin embargo, en la práctica se utiliza, de ser necesario, este tipo de elementos.

La única y gran diferencia que hace que un elemento tenga acción compuesta completa o parcial, radica en su conexión, como ya se lo mencionó. Es por esto que el diseño de conectores es muy importante a la hora de determinar la capacidad de carga de un elemento compuesto. La función principal de los conectores es enlazar a la sección de hormigón con el perfil metálico, evitando así el deslizamiento entre los dos. Este deslizamiento puede ser tanto horizontal como vertical, es la razón para encontrar conectores con algún tipo de detalle, sea cabeza o dobladura que pretende evitar el movimiento vertical entre las secciones de los dos elementos.

Tipos de Conectores:

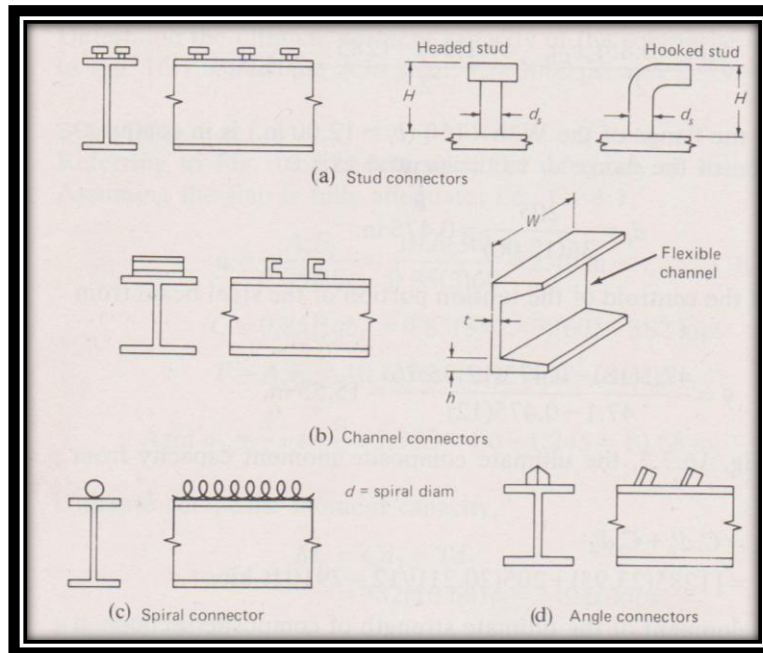


Figura 6.1 Tipos de Conectores. Referencia 16.

Existen algunos tipos de conectores, como lo muestra la figura 6.1. Los más utilizados son los conectores tipo (a) conocidos como Studs, siendo los Headed Studs los más usuales, en español se denomina a este tipo de conectores como Espárragos. Los conectores tipo (b) también son utilizados, teniendo en cuenta que se trata de un canal laminado en caliente y no de un perfil C o G laminado en frío. Los conectores tipo (c) en espiral ya no son utilizados, debido a lo tedioso de su colocación. Una gran parte de los puentes antiguos están diseñados con este tipo de conector. En la práctica, cuando se hace trabajos de rehabilitación, como reparaciones de losas, es común el cambiar los conectores de espiral por los espárragos, ya que es muy difícil mantener a los conectores por espiral. Por el último, se observa el conector tipo ángulo.

Y aunque hay algunos tipos de conectores como los enumerados anteriormente, la AISC solo reconoce a dos de ellos en su normativa, a los tipo espárrago y canal. La razón de esto radica en la información y número de ensayos realizados, puesto que el diseño de la resistencia de conectores no es algo teórico sino experimental. Es así que, al igual que en conexiones, la AISC solo permite los conectores calificados, que en la actualidad son los dos tipos antes descritos.

Se dice que el diseño de los conectores son más del orden experimental debido al comportamiento real de los mismos. Lo ideal es que sean suficientes para absorber los esfuerzos de corte horizontal y de separación vertical que se generan en los elementos compuestos, sin embargo esto sería cierto si los conectores y sus conexiones fueran infinitamente rígidos, lo cual en la práctica no es posible. Incluso el hormigón alrededor de los conectores también tiene un comportamiento inelástico y se deforma bajo las cargas normales de una estructura, es por esto que las formulas sobre la resistencia de los conectores fueron obtenidas desde lo experimental.

Por consideraciones económicas se prefiere en general el uso de espárragos redondos soldados a los patines superiores de las vigas.

Conectores Tipo Espárrago:



Figura 6. 2 Conectores tipo Espárrago. Referencia 32.

El conector tipo Espárrago es una barra redonda de acero, soldada en uno de sus extremos al perfil de acero. El otro extremo posee una cabeza, la cual brinda de la resistencia para los esfuerzos verticales que pretenden separar a las secciones de hormigón y acero. Esta condición geométrica es la que le da el nombre de Headed Studs, y su forma es la que le da el nombre de Espárragos en español.

Como cualquier perfil o perno en acero, existe gran variedad en cuanto a las dimensiones de los conectores tipo espárrago. Su diámetro puede variar desde ½” hasta 1” y su longitud puede ser cualquiera mientras sea mayor a 2”. Estas dimensiones pueden variar según el fabricante, y las especificaciones sobre su longitud, diámetro y separación se verán más adelante en la sección 6.3.1.

La figura 6.3, muestra un catálogo de especificaciones técnicas y comerciales sobre la geometría y resistencia de un conector tipo espárrago de ¾”.

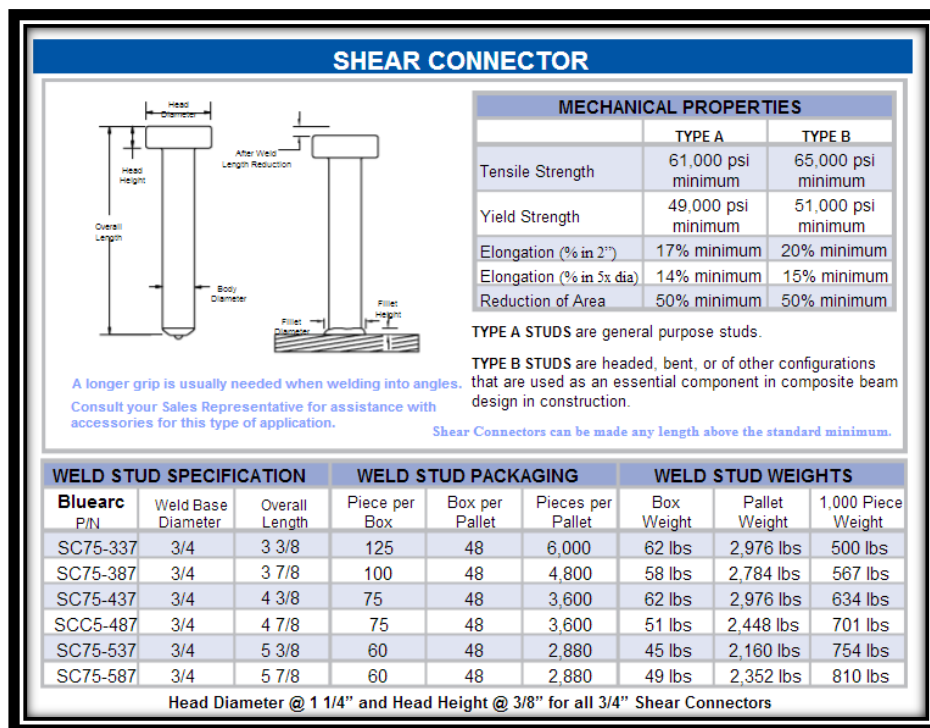


Figura 6. 3. Propiedades de un Conector tipo Espárrago. Referencia 34.

Una de las principales razones por las cuales se considera a este tipo de conectores como económicas, radica en la forma como se los coloca. La soldadura que se realiza para unir los conectores con los perfiles de acero, debe ser en todo el contorno redondo del conector, y para esto se utiliza soldadoras especiales que a diferencia de las soldadoras eléctricas convencionales, estas no se conectan a un porta electrodos, sino a una pistola especial, donde se coloca al conector y con la ayuda de una base hecha de cerámica, se suelda uno de los extremos. El proceso de soldado puede durar pocos segundos, dependiendo del amperaje que necesite el material y el diámetro específico del conector tipo espárrago que

se esté conectando. Este proceso de soldadura no requiere de personal especializado como es el caso de soldaduras estructurales, donde los soldadores se deben calificar cada 6 meses en el tipo de soldadura, la geometría de la soldadura y la posición de soldado. Un equipo de dos personas es capaz de colocar algunos cientos de conectores en una jornada laboral, dependiendo de las condiciones de la obra.

Inclusive, no se requiere que se perfore o se corte el panel metálico para poder soldar directamente al conector con el perfil de acero, puesto que la capacidad de la soldadura es tal que atraviesa el Panel Metálico y suelda directamente al conector. Logrando inclusive un procedimiento no destructivo para el panel colaborante. Es importante tomar en cuenta, que después de su instalación, el espárrago suele reducir su longitud en aproximadamente 5mm, debido al proceso de fundición por la soldadura.



Figura 6. 4. Soldadora de Conectores tipo Espárrago. Referencia 33.

6.2 Fundamentos de Diseño de Conectores.

El objetivo de los conectores es el de absorber los esfuerzos de corte horizontal y vertical, es por esto que la determinación de las fuerzas horizontales son los estados límites de diseño. El diseño de conectores determinará el tipo de acción compuesta, y es por esto que también determinará el tipo estado límite al cual se debe regir el diseño.

Existen tres estados límites en el diseño:

1. La fuerza a compresión del hormigón.
2. La fuerza de Tensión de la viga metálica.
3. La fuerza a corte que puede desarrollar la suma de todos los conectores.

Si se busca trabajar con acción compuesta, el tercer estado no va a regir, ya que la acción completa significa la plastificación de las secciones y la falla se dará ya sea por la falla a compresión del hormigón o por la falla a tensión de la viga metálica. Es importante recordar que en un diseño sismo-resistente requiere de una falla dúctil, por lo que el diseño debe tender a que la viga de acero sea la que falle.

Ahora bien, si se desea trabajar con una acción compuesta parcial, el tercer estado será el crítico, puesto que este será el que determine el esfuerzo resistente de la sección.

Lo antes explicado, es válido cuando estamos trabajando dentro de una zona de momento positivo. En el caso que estemos dentro de una zona de momento negativo, se debe realizar las mismas consideraciones con los estados límites de:

1. El esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de la Losa.
2. La fuerza a corte que puede desarrollar la suma de todos los conectores.

La fuerza a corte del conector viene dada por la suma de las resistencias de todos los conectores colocados, por lo que la fuerza dependerá del número de conectores que coloquemos.

Ubicación de los Conectores:

Existen dos grandes tendencias en cuanto al detallamiento de la ubicación de los conectores. Las separaciones longitudinales, transversales y diagonales se determinarán más adelante según especificaciones de la AISC. Pero en lo que ha estas dos tendencias respecta, es la distribución de los conectores a lo largo de la viga o elemento de acero, lo que les concierne.

Por un lado, se tiene la tendencia que distribuye los conectores de la misma forma que se distribuye estribos en una viga, el espaciamiento depende de la fuerza cortante actuante según el diagrama de corte. Es decir, en los segmentos donde el corte es mayor, el espaciamiento de los conectores va ha ser menor, y donde el corte es menor es espaciamiento será mayor.

Por otro lado, existe la tendencia de distribuir los conectores de manera uniforme a lo largo del elemento. En sí, esta tendencia a nivel constructivo es más fácil y rápida, puesto que los diferentes espaciamientos pueden confundir a los instaladores y amerita una mayor atención por parte del control de la obra en campo. La limitante de esta tendencia, ocurre cuando tenemos cargas concentradas. En este caso particular, es necesario poner el número de conectores correspondientes para que la zona que se ve afectada por la carga puntual tenga la transferencia adecuada de esfuerzos.

En los últimos años, con el uso cada vez mayor de elementos compuestos, algunos organismos han realizado ensayos para determinar los diferentes parámetros de diseño, y la ubicación de los conectores es uno de ellos. La investigación a logrado determinar que: *“los conectores son relativamente flexibles lo que trae en consecuencia cierto deslizamiento entre las trabes de acero y la losa de concreto, cuando existe dicho deslizamiento, existe una redistribución de la carga entre los conectores...”*³²

Dicho en otras palabras, cuando el espaciamiento entre conectores es muy grande, y uno de ellos llega a fluir, los esfuerzos pasan a los conectores más cercanos, redistribuyendo los esfuerzos. Cuando estos fluyen, entregan los esfuerzos residuales a los conectores más cercanos, y así sucesivamente. De esta forma la falla será cuando todos los conectores

³² McCORMAC, Jack C., Diseño de Estructuras Metálicas, Alfa Omega S.A., 1991, México DF, México, pág. 498

hayan fallado. Este estudio lleva a la conclusión de que no importa el tipo de distribución de conectores, no importa la tendencia que se utilice, la resistencia de la viga no varía significativamente.

Existe una consideración especial en cuanto a la ubicación de conectores tipo espárrago. No hace mucho, los fabricantes del Panel Metálico, han aumentado una pestaña o relieve en la mitad del valle de las ondulaciones del panel. Esto con la finalidad de crear una pequeña costilla rigidizadora que mejore el comportamiento del Deck. Por esta razón, el espárrago no puede ser soldado en el centro del valle de la ondulación, teniendo así dos posibilidades de ubicación del conector, como lo muestra la figura 6.5.

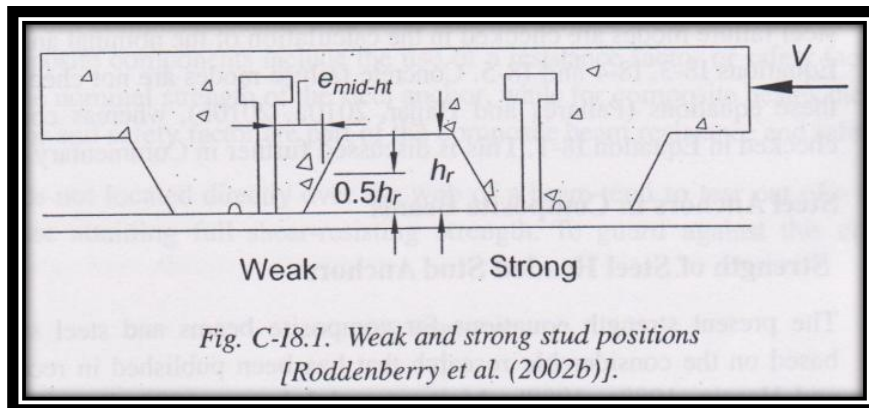


Figura 6. 5. Posibles posiciones de los Espárragos

Estas dos posiciones generan dos diferentes esfuerzos, por lo que se conoce como la posición fuerte y la posición débil. Los diferentes experimentos han determinado que la resistencia de un espárrago ubicado en la posición fuerte, puede ser de aproximadamente 1.45 veces mayor que la resistencia del conector en el lado débil. Esa es la razón por la cual los códigos como la AISC y la SDI especifican la ubicación del conector en el lado fuerte. Inclusive la AISC castiga el esfuerzo a corte de los espárragos con el mismo factor de seguridad con el que castiga el esfuerzo de los conectores ubicados en paneles donde las ondulaciones son perpendiculares a la viga, como veremos más adelante.

Lo complicado de esta situación, es que determinar la posición fuerte o débil no es asunto sencillo. Y para el instalador de los espárragos puede ser muy difícil establecer la posición correcta. Es así que el detallamiento estructural donde se debe especificar la posición del conector. Ya que solo a nivel analítico se puede determinar que posición es fuerte o débil. Cuando una viga esta sujeta solo a carga vertical o gravitacional, el flujo de los esfuerzos cortantes es hacia afuera del centro del vano, como lo indica la figura 6.6.

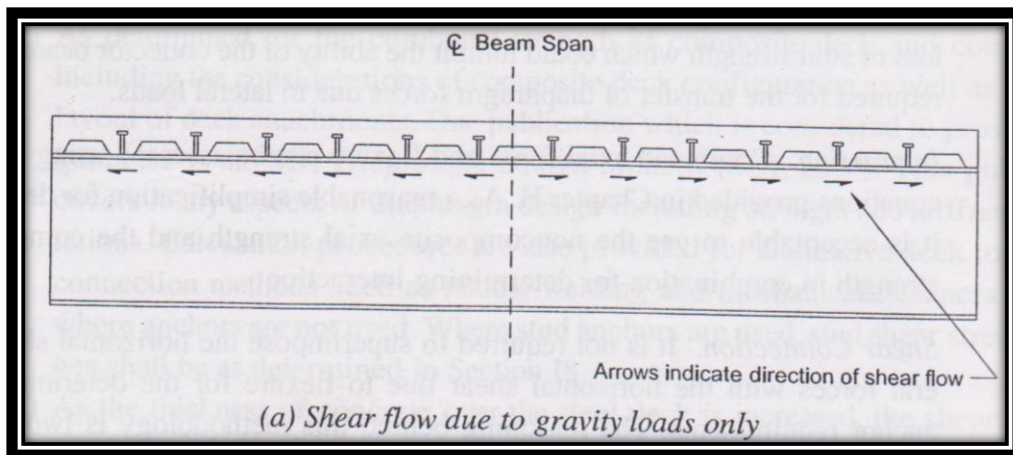


Figura 6. 6. Flujo del Corte por Cargas Gravitacionales en una viga. Referencia 1.

Cuando la viga se encuentra sujeta solo a carga lateral, el flujo de los esfuerzos es en una dirección, siguiendo la trayectoria de aplicación de la carga lateral. Cuando concurren los dos tipos de sollicitaciones, tanto gravitacionales como laterales, en una de las mitades de la longitud del vano, en el flujo de las fuerzas cortantes se van a contrarrestar, mientras que en el otro lado se van a aumentar, como lo indica la figura 6.7. Entonces, la posición fuerte será en el lado donde las cargas se aumentan.

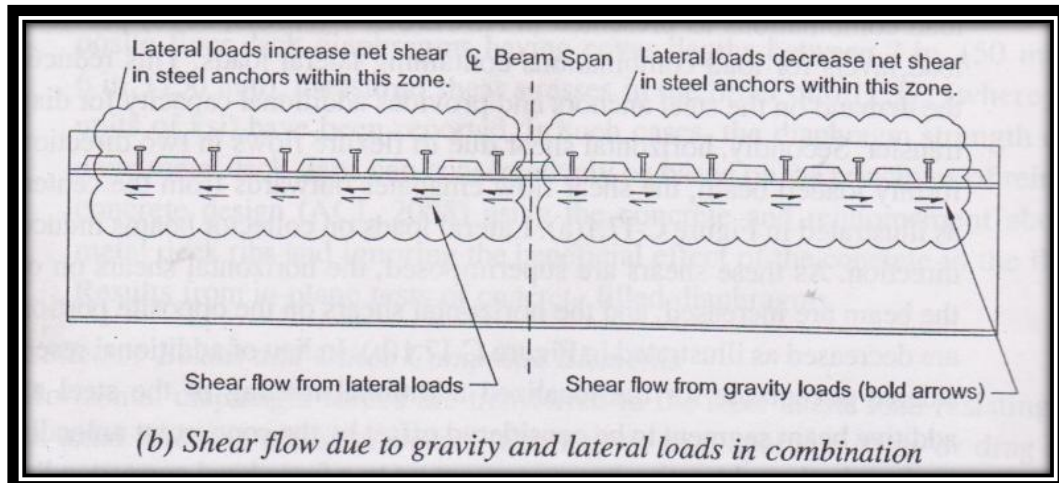


Figura 6. 7 Flujo de las Fuerzas Cortantes Bajo Cargas Gravitacionales y Laterales. Referencia 1.

Para evitar el problema que surge por la posición del esparragó, la AISC adoptó factores que castigan la resistencia de los conectores, con el respaldo de que los estudios han demostrado que una variación significativa en el esfuerzo cortante, no es una variación tan significativa en el esfuerzo flexionante. Esto se puede apreciar en la figura 6.8 donde se compara la resistencia nominal al corte de los espárragos (eje de las abscisas) con la relación de acción compuesta parcial a acción compuesta total (eje de las ordenadas), siendo 1 la acción compuesta total.

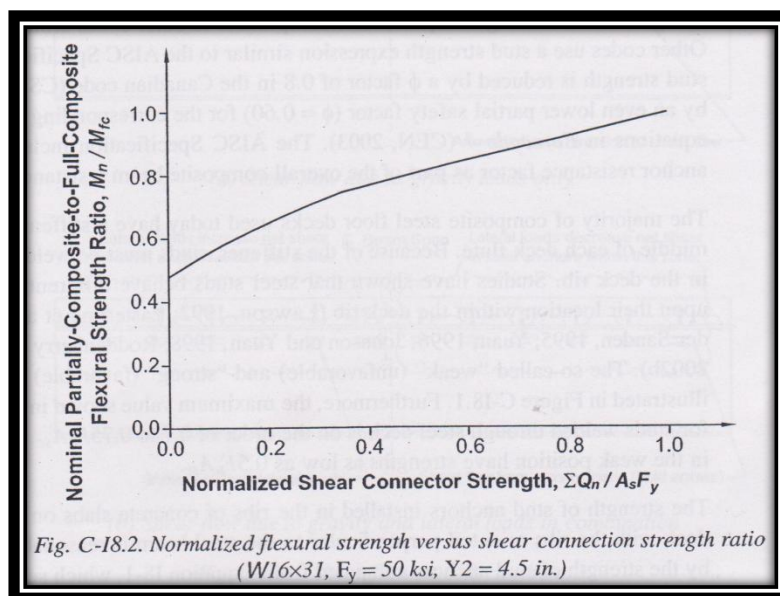


Figura 6. 8 Variación del Momento Nominal Según la Variación del Corte Nominal. Referencia 1.

Transferencia de Carga:

Una de las tareas más importante que tiene el diseñador a la hora de trabajar con elementos compuestos, es la de determinar la carga que debe ser transferida o absorbida por las conexiones, en este caso las conexiones mecánicas que son los conectores. En una viga compuesta de perfil I de acero y losa con Deck apoyada sobre la viga, las cargas horizontales que deben ser transmitidas son las resultantes a tensión y compresión, del acero y del hormigón respectivamente. Esto sucede en todos los miembros donde las cargas externas se aplican tanto a la sección de acero como a la de hormigón. Para este caso particular, es la fuerza que permite el equilibrio de la sección compuesta, la que se debe transmitir. Sin embargo, cuando la carga es aplicada únicamente a la sección de hormigón o a la sección de acero, la AISC determina la magnitud de la carga externa que se debe transmitir (V_r). Estas dos ecuaciones, para hormigón y acero, están estipuladas en las secciones I6.2a y I6.2.b, y son:

- ✓ Para cargas externas aplicadas únicamente a la sección de hormigón:

$$V_r = P_r \left(1 - \frac{F_y * A_s}{P_{no}} \right)$$

- ✓ Para cargas externas aplicadas únicamente a la sección de acero:

$$V_r = P_r \left(\frac{F_y * A_s}{P_{no}} \right)$$

donde: V_r = Carga a transferir requerida. [kips]

P_r = Carga Externa Aplicada. [kips]

P_{no} = Carga Axial Nominal sin consideración de los efectos de esbeltez, determinada en la ecuación I2-4 para perfiles metálicos embebidos en hormigón, y la ecuación I2-9a para perfiles tubulares de acero rellenos de hormigón. [kips]

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. [ksi]

A_s = Área de la sección de acero. [in^2]

6.3 Reglamentos y Normas del Diseño de Conectores³³.

El reglamento que a continuación se va a detallar, es exclusivo para el diseño de conectores embebidos en una losa de hormigón, ya sea con el uso o no de Panel Metálico. Este es el caso correspondiente a las vigas compuestas, estudiadas en la sección 3.2.3. y 3.3.3, de esta disertación. Además, solo se detallará la normativa correspondiente a los conectores tipo espárrago y canal, por ser los únicos aprobados por la AISC.

Especificaciones Generales:

- ✓ El diámetro del espárrago no debe ser mayor a 2.5 veces el espesor de la platina o perfil metálico donde se va a asentar, con la excepción de patines soldados sobre un alma.
- ✓ La longitud del conector tipo espárrago, no debe ser menor a 4 veces su diámetro, medida desde la base del conector hasta su tope, después de la instalación.
- ✓ El conector tipo canal, es un perfil tipo C laminado en caliente.

Corte Nominal del Conector Tipo Espárrago:

$$✓ Q_n = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f'_c * E_c} \leq R_g * R_p * A_{sa} * F_u$$

donde: Q_n = Corte nominal del espárrago. [kips]

A_{sa} = Área de la sección transversal del espárrago. [in^2]

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón. [ksi]

E_c = Modulo de elasticidad del hormigón. [ksi]

F_u = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el espárrago. [ksi]

➤ R_g es igual a:

- 1 cuando:

- Existe un espárrago soldado en el valle de la ondulación, cuando estas están orientadas perpendicularmente a la viga.

³³ Toda la normativa es obtenida del código AISC 360-10, AISI S 100-07 y SDI C-11

- Cualquier número de espárragos soldados directamente en línea al perfil de acero.
 - Cualquier número de espárragos soldados a través del panel metálico en línea al perfil de acero cuando la relación ancho altura del valle es mayor o igual a 1.5.
- 0.85 cuando:
- Existen dos espárragos soldados en el valle de la ondulación, cuando estas están orientadas perpendicularmente a la viga.
 - Existe un espárrago soldado a través del panel metálico al perfil de acero cuando la relación ancho altura del valle es menor a 1.5.
- 0.7 cuando:
- Existen tres o más espárragos soldados en el valle de la ondulación, cuando estas están orientadas perpendicularmente a la viga.
- R_p es igual a:
- 0.75 cuando:
- Los espárragos están soldados directamente al perfil de acero.
 - Los espárragos son parte de una losa compuesta con panel metálico ubicado con sus ondulaciones perpendiculares a la viga y e_{mid-ht} es mayor o igual a 50mm.
 - Los espárragos están soldados a través del panel metálico con sus ondulaciones paralelas a la viga que se encuentra embebida en la losa.

- 0.6 cuando:
 - Los espárragos son parte de una losa compuesta con panel metálico ubicado con sus ondulaciones perpendiculares a la viga y e_{mid-ht} es menor a 50mm.
 - e_{mid-ht} = Distancia entre el conector y el punto medio del alma de la ondulación. Observar figura 6.5.

A continuación se presenta la figura 6.9 que corresponde a la tabla realizada por la AISC en su capítulo I8.2a, donde se muestran algunos valores para los factores R_g y R_p :

User Note: The table below presents values for R_g and R_p for several cases. Capacities for steel headed stud anchors can be found in the Manual.

Condition	R_g	R_p
No decking	1.0	0.75
Decking oriented parallel to the steel shape		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	1.0	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	0.85**	0.75
Decking oriented perpendicular to the steel shape		
Number of steel headed stud anchors occupying the same decking rib		
1	1.0	0.6 ⁺
2	0.85	0.6 ⁺
3 or more	0.7	0.6 ⁺

h_r = nominal rib height, in. (mm)
 w_r = average width of concrete rib or haunch (as defined in Section I3.2c), in. (mm)
 ** for a single steel headed stud anchor
 + this value may be increased to 0.75 when $e_{mid-ht} \geq 2$ in. (51 mm)

Figura 6. 9. Tabla de Valores de R_g y R_p . Referencia 1.

Corte Nominal del Conector Tipo Canal:

$$\checkmark Q_n = 0.3 * (t_f - 0.5 * t_w) * l_a * \sqrt{f'_c * E_c}$$

donde: Q_n = Corte nominal del Canal. [kips]

t_f = Espesor del ala del Canal. [in]

t_w = Espesor del alma del Canal. [in]

l_a = Longitud del Canal. [in]

Nota: La fuerza de Corte Nominal del Canal se debe desarrollar soldándolo al patín de la viga con una fuerza mayor o igual a Q_n , considerando la excentricidad del conector.

Número de Conectores Requeridos:

La fuerza que se debe transmitir por medio de los conectores, es la detallada en “*Transferencia de Cargas*” de la sección 6.2. El número de conectores requeridos es igual a la fuerza que se debe transmitir dividida para la fuerza a cortante de un solo conector. Este número de conectores se los debe distribuir entre la sección de momento máximo, ya sea positivo o negativo, y la sección de momento nulo o punto de inflexión.

Para el caso donde se tenga cargas concentradas, el número requerido de conectores entre el punto de aplicación de la carga y el punto de inflexión o momento cero más cercano, debe ser capaz de desarrollar el momento máximo requerido en el punto de concentración de la carga.

Detallamiento de la ubicación de los Conectores:

- ✓ El número de conectores requerido en la zona de distribución, antes descrita, debe ser distribuido uniformemente, al menos que el documento contratante especifique otra distribución.
- ✓ La distancia mínima entre un conector y el borde o límite de distribución, debe ser de 8" o lo equivalente a 203mm, para hormigones de peso normal.
- ✓ La distancia mínima de espaciamiento entre conectores, de centro a centro, en el sentido longitudinal, debe ser de 6 diámetros del conector.
- ✓ La distancia mínima de espaciamiento entre conectores, de centro a centro, en el sentido transversal, debe ser de 4 diámetros del conector.
- ✓ Cuando los conectores son colocados en paneles metálicos con ondulaciones perpendiculares a la viga de apoyo, la distancia mínima en cualquier dirección debe ser de 4 diámetros del conector.
- ✓ El espaciamiento máximo entre conectores, centro a centro, no debe ser mayor a 8 veces el espesor de la losa o 900mm.

CAPÍTULO # 7

“PROGRAMAS COMPUTARIZADOS DE APLICACIÓN”

7.1 Principios de los Programas Computarizados de Aplicación:

El objetivo de esta disertación, es el de comparar tanto económica como técnicamente los elementos compuestos con elementos de acero y hormigón armado. Para esto, en el capítulo 1 y 2 se dio definiciones, ventajas, desventajas, clasificación y otras características referidas únicamente a los elementos compuestos. Mientras que en los capítulos 3, 4, y 5, se puntualizaron los principios de análisis, diseño, detallamiento y normativa de los principales y más usuales elementos estructurales que son: vigas, columnas y losas, respectivamente.

Dada la inmensa variedad de posibles secciones para cada elemento, el análisis se centró en aquellas secciones usadas con mayor frecuencia en nuestro medio, y además que sean compatibles entre ellas. Cuando se habla de compatibilidad, se está refiriendo a elementos que se puedan comparar, como es el caso de las losas unidireccionales, las cuales son compatibles con las losas con panel metálico, pero sería un error comparar las losas bidireccionales con las losas de panel metálico, puesto que su funcionamiento, comportamiento y bases de diseño son totalmente diferentes.

En el capítulo 6, se dio la normativa, principios y fundamentos para el diseño de conectores. Hay que recordar que son los conectores los encargados de darnos el tipo de acción compuesta con la que se va a diseñar el elemento.

En resumen, hasta el momento se ha sentado las bases y normativas del diseño de elementos estructurales. Lo que se pretende ahora con este capítulo, es el de codificar y agrupar toda la normativa y principios de diseño, en diferentes programas computarizados que nos sirvan para el diseño automático de los elementos. Estos programas se realizaron en el programa Microsoft Excel, por lo que su uso es fácil y rápido. Se desarrolló un programa por cada tipo de elemento, es decir, la columna de metal tiene un programa, la viga compuesta tiene un programa y así sucesivamente.

Los programas computarizados son muy parecidos en formato unos con otros, y su lógica de funcionamiento es la misma. El propósito de los programas, es el de dimensionar los elementos estructurales, es por esto que previo a su utilización, es necesario realizar un análisis estructural del proyecto, puede ser con la ayuda de software especializados como el SAP, ETABS, ROBOT o cualquier programa que el diseñador crea conveniente. La información principal que se necesita extraer de los análisis estructurales antes mencionados, son los momentos y cortes actuantes en el elemento que queramos dimensionar. También para confirmar que el dimensionamiento cumple la normativa respectiva, es posible que se solicite insertar datos como deflexiones o deformaciones, que se obtienen también con la ayuda de los programas especializados antes descritos.

Los programas de hormigón armado y el de vigas compuestas, trabajan directamente con un sistema convencional de unidades. Mientras que los programas de acero y columnas compuestas trabajan en el sistema inglés de unidades. Sin embargo, el usuario podrá solo introducir, observar y obtener datos en el sistema convencional. La razón es que códigos como la AISC desarrollaron sus ecuaciones en el sistema inglés, y el uso de estas ecuaciones en el sistema convencional produce un cierto grado de error debido a los coeficientes de las ecuaciones, sobretodo cuando estas son obtenidas de manera empírica. Otros códigos como la ACI han desarrollado ya sus ecuaciones en el sistema internacional, e inclusive tiene un apéndice donde se muestra la compatibilidad de ecuaciones en los diferentes sistemas.

Se habla de un sistema tradicional, cuando se trabaja en un sistema utilizado de manera práctica, en el sector donde se realizará el análisis. Este sistema esta basado en las unidades del sistema internacional, con la diferencia de que ciertas dimensiones las expresa en otras unidades. Es así que el sistema convencional utiliza metros (centímetros, o milímetros según sea el caso) para longitud y kilogramos (Toneladas) para fuerzas. Mientras que el sistema internacional utiliza solo metros para longitudes y Néwtones para fuerzas.

La forma de utilización de los programas es hacia abajo, es decir, el usuario abre el archivo y debe mover la hoja de cálculo de arriba abajo según crea conveniente. En el caso específico donde se trabajó con unidades inglesas, si el usuario mueve la hoja de cálculo hacia la derecha, podrá observar el mismo programa desarrollado para el sistema inglés,

que es donde se realizan los cálculos y se los exporta a la parte de la hoja de cálculo donde se encuentra el sistema convencional. En la parte donde se encuentra el programa para sistema ingles no se puede y no se debe realizar ninguna modificación, todo trabajo o dato se lo debe realizar en la sección donde esta el sistema convencional. En la figura 7.1, se observa el formato de los programas para sistema convencional, y la figura 7.2 nos muestra el formato del programa continuo desarrollado para el sistema inglés.

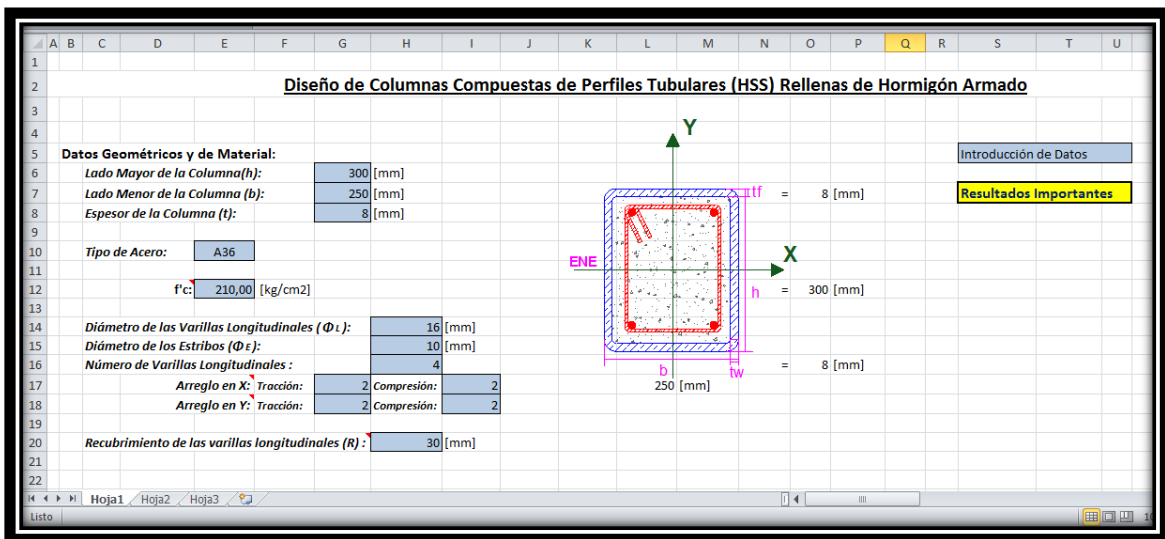


Figura 7. 1 Programa de Columnas compuestas en la Sección del Sistema Convencional.

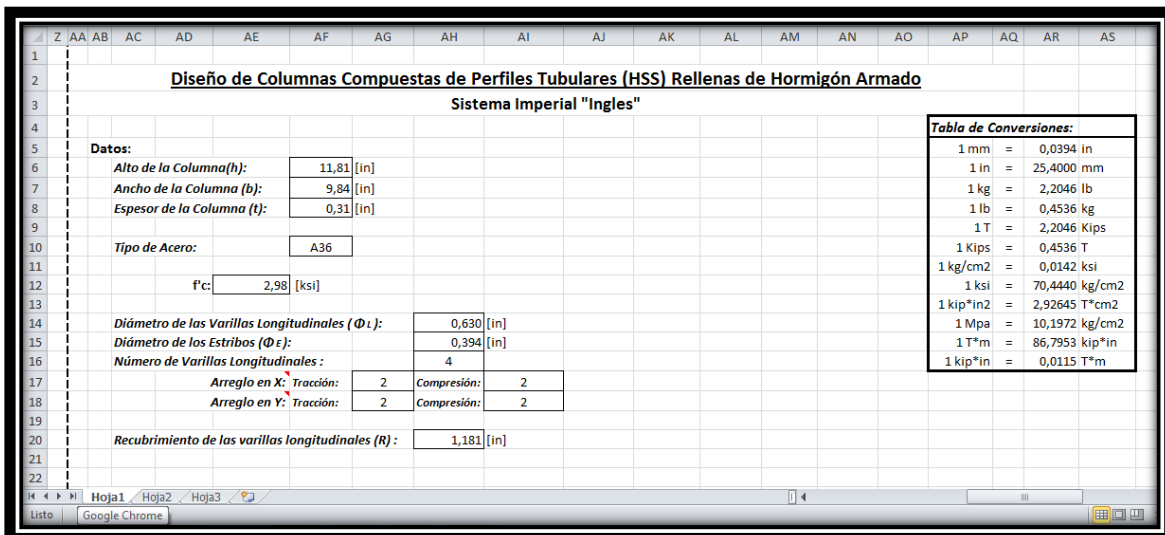





Figura 7. 2 Programa de Columnas Compuestas en la Sección del Sistema Inglés.

Para poder insertar los datos mencionados, existen celdas especiales. De igual forma otras celdas indican información relevante. Se tiene tres tipos de celdas:

-  Aquí se debe insertar el dato que se solicita, en las unidades que están detalladas en el lado izquierdo de la celda.
-  Estos son resultados importantes que se creyeron convenientes resaltar, ya sean resultados como los esfuerzos nominales, o si cierta condición se cumple o no. Estas celdas no deben ser modificadas, son solo informativas.
-  Nos dan datos, símbolos e información. Estas celdas no se deben modificar. Son solo para ser observadas.

De igual forma, es posible que si en el momento de insertar datos o comparar resultados no se cumple con ciertas normativas, comúnmente de orden geométrico, se despliegue una nota en color rojo diciéndonos que hay un error. También existen ciertas notas de color azul, estas son solo informativas y resaltan resultados importantes. Por último, se tiene ciertas notas de color verde, estas quieren resaltar alguna idea o simplemente señalarnos una sugerencia.

En los programas, las mayoría de datos o información calculada, se muestra tan solo con el símbolo que representa a es dato. Por ejemplo, en vez de encontrar: “Esfuerzo de Fluencia del Acero”, se encontrara su símbolo “ F_y ”. Cuando el usuario no sepa que significa o a que se refiere un símbolo en específico, este debe acercar el cursor a la esquina superior de la celda donde se encuentra el símbolo, eso ocasionará que se despliegue una viñeta que detalla la información y/o el nombre del símbolo. Esto se puede observar en la siguiente figura:

1.- Propiedades de la Sección:									
Fy:	2535,98	[kg/cm ²]	Ec:	205548,00	[kg/cm ²]	Fysr:	4200,00	[kg/cm ²]	
Es:	2042876,00	[kg/cm ²]	Ixox:	44667,29	[cm ⁴]	Ixoxr:	212,45	[cm ⁴]	
Ixox:	11582,71	[cm ⁴]	Iyyx:	30323,87	[cm ⁴]	Iyyxr:	161,38	[cm ⁴]	
Iyyx:	8738,63	[cm ⁴]	Ac:	664,56	[cm ²]	Axr:	8,04	[cm ²]	
Sxs:	772,18	[cm ³]	β_i :	Sebastián: Diagrama de Whitney. $\beta_i = 0.85$ hasta $f'c = 280\text{kg/cm}^2$. Disminuye 0,05 por cada 70kg/cm^2 de aumento de $f'c = 280\text{kg/cm}^2$.					
Sys:	699,09	[cm ³]							
Mlyxs:	769,47	[T*m]							
Mlyys:	696,64	[T*m]							
Zx:	906,62	[cm ³]							

Figura 7. 3 Viñeta desplegada con la información del símbolo.

Por último, se recuerda a los usuarios que los programas fueron desarrollados por el autor de la disertación, y en ningún caso estos sustituyen el cálculo estructural del diseñador. Los programas son una guía rápida para que el usuario dimensione elementos estructurales, sin embargo, los datos y resultados obtenidos no garantizan o sustituyen al cálculo de cada diseñador. Los programas no garantizan que los resultados sean los reales.

7.2 Programas de Computarizados de Aplicación:

Se elaboró un programa por cada tipo de sección, que cubre un caso específico de ese elemento estructural. Esto llevó a que además de las consideraciones generales descritas en la sección 7.1, cada programa tenga cierta forma de trabajo muy particular, lo cual se detallará a continuación:

1) *Vigas de Hormigón Armado – Simplemente Armadas y de Sección Rectangular:*

Este programa tiene por objeto el de dimensionar la sección de hormigón, así como la de dimensionar el refuerzo longitudinal. Consta de tres puntos importantes:

- a) Cálculo del Acero de Refuerzo: En esta sección, el programa nos permite dar diferentes diámetros y número de varillas, así como decidir en cuantas capas se realiza el arreglo de las varillas. Tiene la particularidad que le entrega al usuario, la relación entre el acero requerido y el acero provisionado, de esta forma el usuario sabe que el refuerzo que elija debe tener una relación mayor o igual a 1, pero que mientras más cercano este del 1, más eficiente es el diseño y por ende más económico.
- b) Diseño de estribos: En esta parte el usuario tiene la capacidad de elegir el arreglo de los estribos según el tipo de requisito que desee. El usuario tendrá la información necesaria para poder determinar que tipo de requisito necesita, si A, B o C. Inclusive, el diseñador tiene la opción de elegir un arreglo bajo requisitos sísmicos.
- c) Diseño por Servicialidad: Esta unidad permite controlar nuestro diseño bajo normativa y parámetros de servicialidad. Es así que se controla tanto los agrietamientos como las deflexiones, según el límite que el usuario seleccione.

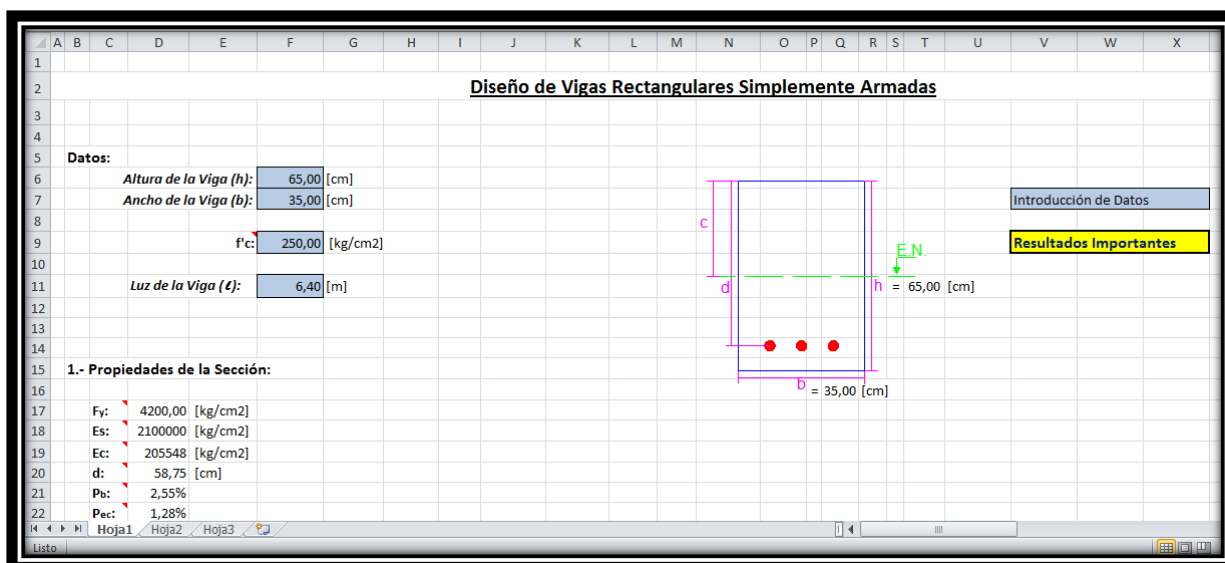


Figura 7. 4 Programa de Vigas Rectangulares Simplemente Armadas.

2) Vigas de Hormigón Armado – Simplemente Armadas y de Sección tipo T:

El programa para secciones tipo T, fue elaborado de la misma manera como se desarrolló el programa para vigas rectangulares. La novedad, es que el programa determina si el análisis es realmente tipo T o Rectangular. Hay que recordar que si el Eje Neutro Plástico se encuentra en el ala de la sección, el análisis es el de una viga rectangular. En el caso de que el programa determine el tipo de análisis como viga rectangular, el usuario deberá ir al programa de vigas rectangulares e insertar ahí los datos correspondientes.

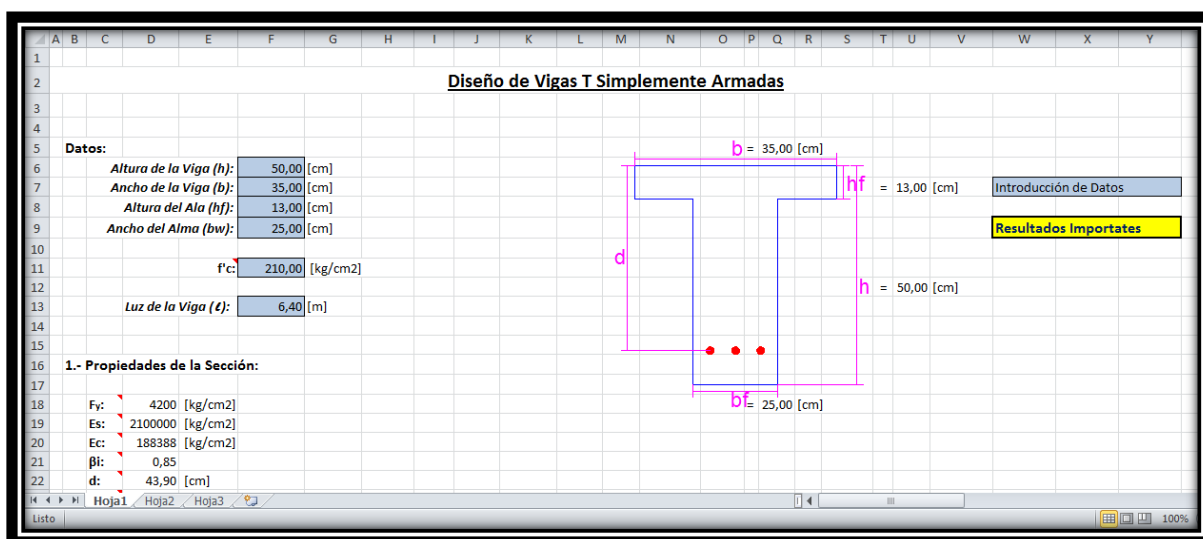


Figura 7. 5 Programa para Vigas Simplemente Armadas tipo T.

3) Vigas Metálicas – Perfiles tipo I Doblemente Simétricos:

Este programa fue desarrollado con un programa paralelo en Sistema Inglés, la razón como ya se lo mencionó, es la compatibilidad de unidades con las ecuaciones de la AISC. El programa tiene la limitación de ser realizado únicamente para perfiles tipo I y que sean doblemente simétricos. Si bien los perfiles tipo I mono-simétricos deben cumplir casi la misma normativa, existen ciertos parámetros y coeficientes que fueron calculados en base de la doble simetría. Es importante señalar que el código AISC tiene un capítulo dedicado únicamente a flexión, que es el capítulo F, este capítulo a su vez tiene 11 secciones diferentes para cubrir la mayor parte posible de perfiles utilizados a flexión. Para las vigas tipo I doblemente simétricas, se recogió la normativa de 4 de estas secciones, permitiéndole al usuario una gran gama de posibles secciones por utilizar.

El programa se compone de 3 secciones importantes:

- a) Compacidad de los elementos: En esta sección se calcula la relación ancho-espesor tanto de las alas como del alma, cumpliendo los límites de las categorías atiesados o no. De esta forma se puede conocer que tipo de elementos tiene la sección. Se determina si el ala es compacta sísmicamente, compacta, no-compacta o esbelta; y se determina si el alma es compacta sísmicamente, compacta o no-compacta. Estas características nos permite clasificar a la sección, para saber bajo que normativa se debe diseñar, utilizando las especificaciones de la sección F2, F3, F4 o F5, según sea el caso.

- b) Momento Nominal de la Sección: Aquí se pide una introducción extra de datos, que nos permite calcular coeficientes importantes como el c_b y las longitudes l_b , l_r y l_p . En esta sección se calcula el momento nominal sin importar si la viga esta o no adecuadamente soportada en forma lateral.

- c) Corte Nominal de la Sección: No solo se calcula la resistencia al corte del alma, sino que se determina si esta va a necesitar rigidizadores y cuales son las dimensiones y espaciamentos de estos rigidizadores.

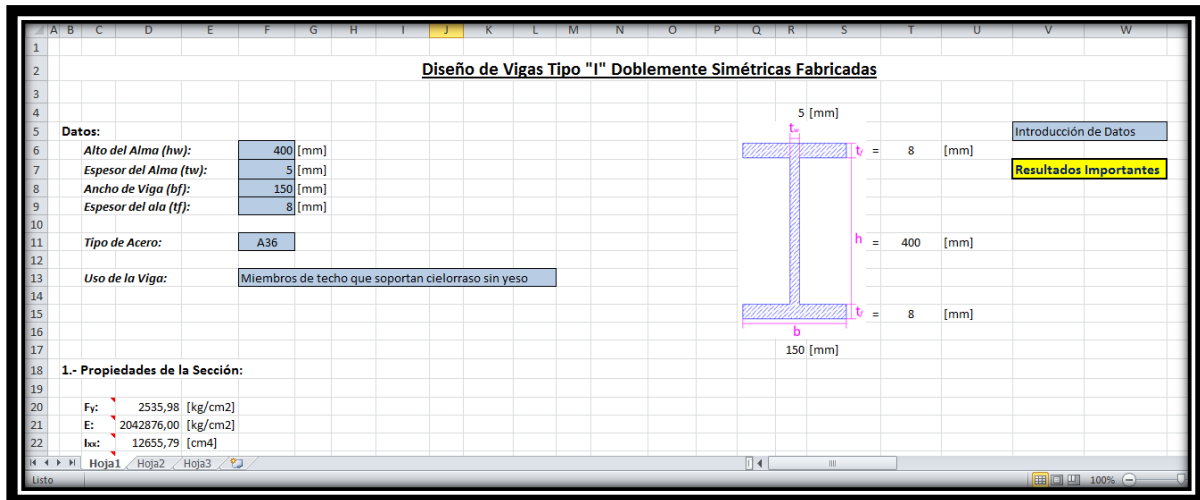


Figura 7. 6 Programa para Vigas Metálicas tipo I Doblemente Simétricas.

4) *Vigas Compuestas – Perfiles Metálicos tipo I Monosimétricos con Losa de Hormigón armado, asentada sobre Panel Metálico:*

Este es uno de los programas donde más datos iniciales se le piden al usuario, esto debido a lo complejo de la relación viga de acero – panel metálico – losa de hormigón armado. Al igual que el programa de vigas metálicas, primero se identifica el tipo de elementos que tiene la sección, con la particularidad de que el programa solo se desarrolló para vigas de acero tipo I con elementos compactos. Esto ya a que esta es una de las condiciones del código para garantizar la acción compuesta completa.

La particularidad muy interesante de este programa, es que determina donde se ubica el Eje Neutro Plástico, y de esta forma el usuario decide como realizar el análisis. Se cubren todas las posibilidades tanto para momento negativo como positivo. Se puede calcular el momento cuando el eje pasa por la losa, el ala del perfil o su alma. Esto para momento positivo. Y en el caso del momento negativo permite calcular el momento cuando el eje esta en el ala o en el alma del perfil. Esto ayuda mucho al diseñador, ya que mientras el eje este en la losa, el diseño compuesto es más eficiente.

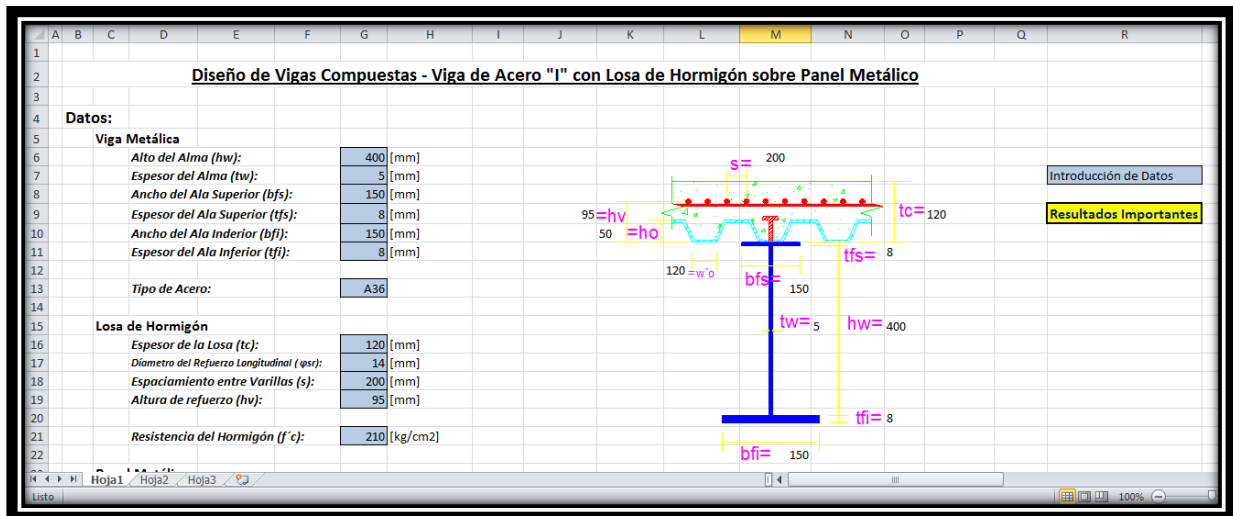


Figura 7. 7 Programa de Vigas Compuestas.

5) *Columnas de Hormigón Armado – Rectangulares y Simétricas:*

Este programa tiene la limitante de usar solo columnas simétricas. Cuando se habla de secciones simétricas, se refiere a que el refuerzo sea ubicado y localizado de manera simétrica.

El programa tiene la capacidad de aceptar hasta 6 capas de refuerzo, tanto en el sentido X como en el sentido Y. Esto permite al usuario cubrir una gran variedad de columnas, que serán útiles hasta edificios de mediana-baja altura. Al comienzo se le pide al usuario que introduzca el número de capas y la cantidad de varillas por capa. También, se le pide el ingreso del factor k, tanto en X como en Y. Si se recuerda que previo al uso del programa se debe realizar el cálculo estructural del proyecto, la obtención del factor k es tan fácil como la obtención de los momentos y cortes actuantes.

El programa se divide en algunas unidades:

- a) Cálculo de la Condición Balanceada: Automáticamente se calculará tanto la carga axial como los momentos nominales de la condición balanceada. Así mismo se calcula los esfuerzos de cada capa de refuerzo longitudinal. Estos

datos son importantes para el diseñador, puesto que la de una idea de la resistencia que tiene esa columna.

- b) Efecto P- δ : De igual manera, de forma automática se mayor los momentos últimos actuantes en la sección debido a los efectos P- δ , recordemos que estos efecto pueden llegar a una mayoración de hasta 40% según lo permite la norma, por lo que la consideración de los mismos es importante.
- c) Cálculo de la Carga Axial: Esta sección responde a la ecuación de interacción de Bresler, donde el cálculo de la capacidad de una columna se la hace en base de las cargas axiales con y sin excentricidad, que soporta la sección. Al ser este proceso de diseño una constante interacción, de igual forma funciona el programa, puesto que el usuario debe ir dando valores de c hasta alcanzar el momento actuante y de esta forma se determina la carga axial correspondiente. Usualmente este tipo de diseño se lo realiza en base de curvas de interacción. En nuestro caso computarizado, tenemos la ventaja de ir interactuando de manera más directa y rápida. Inclusive el programa sugiere la precisión con la que se debe dar el valor c .
- d) Corte Nominal de la Sección: En el caso de columnas de hormigón, la gran sección de hormigón absorbe una gran parte del corte, es por esto que el programa simplemente se dispone a calcular cual sería el espaciamiento máximo que deberían tener los estribos para que la sección resista el corte. El arreglo de dichos estribos los debe realizar el diseñador.

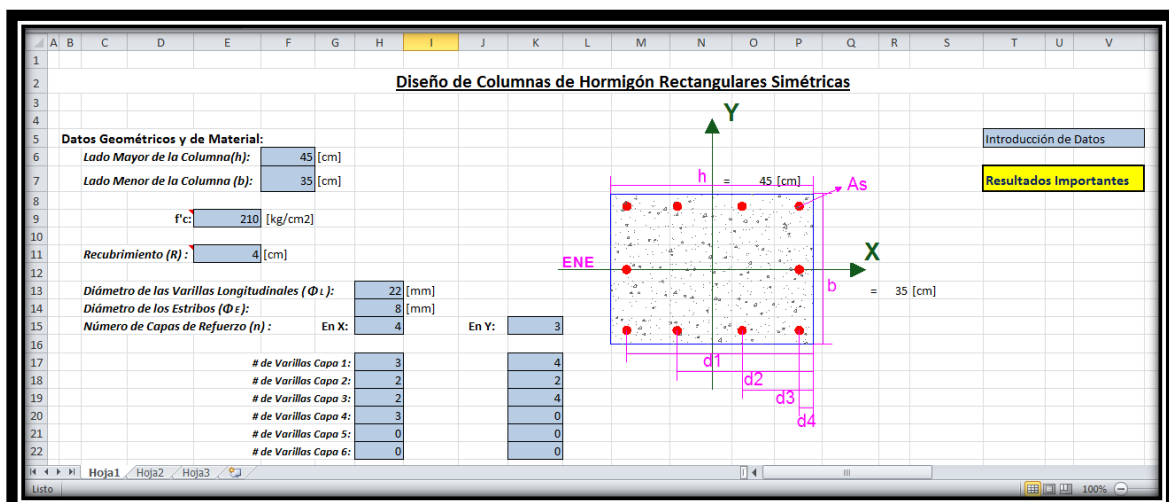


Figura 7. 8 Programa para el diseño de Columnas Rectangulares de Hormigón Armado.

6) *Columnas Metálicas – Perfiles Tubulares Cuadrados de Espesor Constante:*

Este programa recoge su funcionamiento en una mezcla entre el de columnas de hormigón y el de vigas metálicas. Al igual que en columnas se pide insertar ciertos datos de la sección como el factor k , previo al análisis. También se realiza la mayoración automática de los momentos últimos actuantes, con la diferencia que el procedimiento para esto, es el obtenido en la AISC, que discrepa con el procedimiento de la ACI, utilizado en el programa de columnas de hormigón.

De la misma forma, al igual que el programa de vigas metálicas, se determina la compacidad de los elementos de la sección, sin embargo, en este caso existe solo 1 categoría en la que entra el diseño de la sección, que es el F7. Pero en cambio, para el cálculo de la carga axial existen dos categorías, E3 y E7.

Este programa también se desarrollo con un programa paralelo en el sistema inglés, por las razones ya mencionadas.

Una unidad importante, quizás la más interesante, es la de resultados de diseño. En esta sección se muestra los resultados de la formula de interacción que estipula la AISC. Inclusive, desglosa ese valor obtenido en las diferentes componentes. Esto es una ayuda gigante para el diseñador, al optimizar su diseño. Hay que recordar que el valor siempre debe ser menor o igual a 1, y mientras más cercano es al 1, más eficiente es el diseño. Aquí, el usuario tendrá la capacidad de visualizar donde o que solicitud es la que esta condicionando a la sección, haciendo que las variaciones de las dimensiones para adecuar la sección a las solicitaciones, sea de una manera más analítica y real. Inclusive, permite al diseñador analizar otro tipo de soluciones, como el uso de arriostramientos, soportes laterales u otras restricciones.

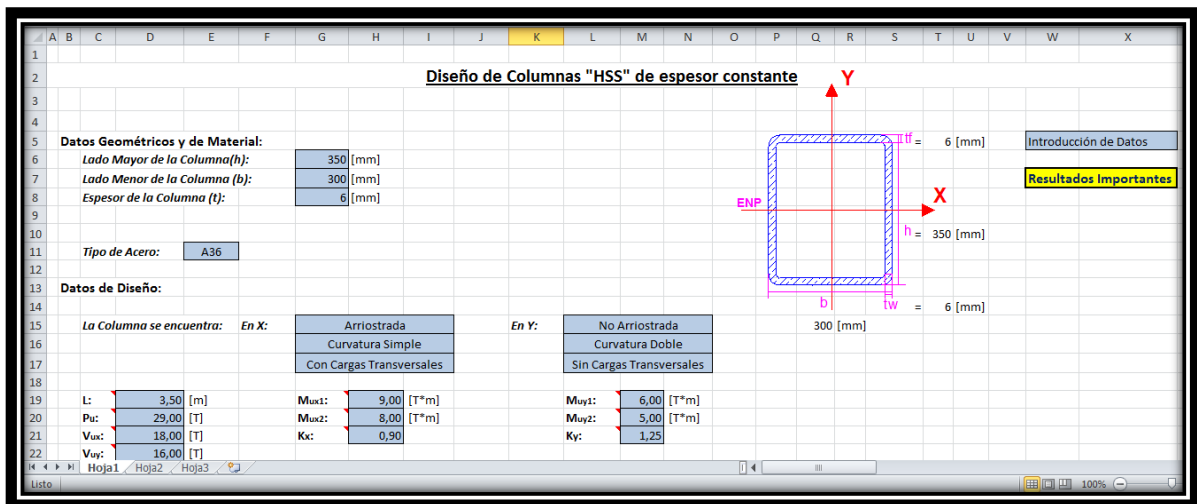


Figura 7. 9 Programa para el Diseño de Columnas Metálicas.

7) *Columnas Compuestas – Perfiles Tubulares Cuadrados de Espesor Constante de Acero, Rellenos de Hormigón Armado:*

Este programa es muy parecido al de columnas metálicas. Esto porque el diseño de las columnas compuestas se lo hizo bajo normativa de la AISC y el perfil metálico utilizado es el mismo que en columnas metálicas. Una de las grandes diferencias es que se determina el uso o no de estribos y su espaciamiento en caso de ser requeridos. Otra diferencia, es que para el cálculo del momento nominal, la clasificación de la sección varía un poco.

Una ventaja importante es que el programa permite o no el uso de varillas longitudinales de refuerzo. Esto a pesar de que la AISC no desarrolló sus ecuaciones y condiciones para esta alternativa, pero que en base del diseño por compatibilidad de deformaciones y con el análisis tanto plástico como elástico de la sección, se incorporo esta opción que le permite al diseñador tener más posibilidades de columnas compuestas. Lo cual es muy práctico, donde por motivos de restricciones de dimensionamiento, debamos aumentar la capacidad de la columna. El diseñador deberá analizar cual alternativa, si engrosar a la sección o utilizar varillas longitudinales, le resulta más económico.

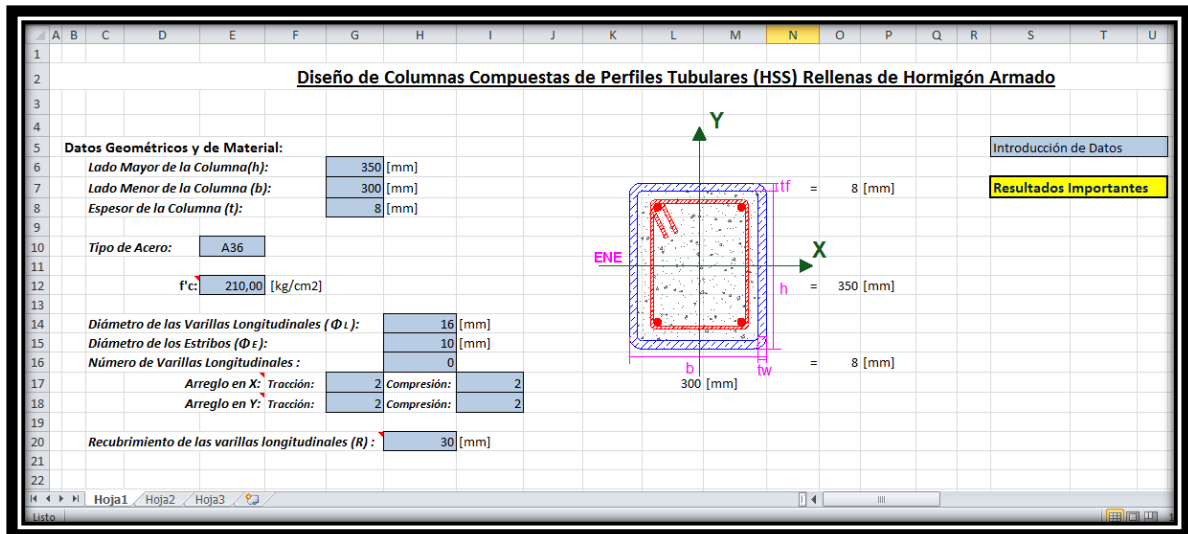


Figura 7. 10 Programa de Columnas Compuestas.

8) Losas de Hormigón Armado – Unidireccionales y Macizas:

El diseño de una losa de hormigón armado unidireccional es muy parecido al diseño de vigas de hormigón armado. Esta es la razón por la cual el programa desarrollado para este elemento estructural es bastante parecido al de vigas de hormigón rectangulares, con las consideraciones pertinentes. Una de esas consideraciones es el cálculo del refuerzo por temperatura y retracción. También el ancho de análisis es de 1 metro. Es importante mencionar que en el caso de losas, es el hormigón el encargado de absorber los esfuerzos cortantes, pues no se suele utilizar refuerzo transversal en losas.

El programa también tiene incorporado la altura sugerida por la ACI para evitar el cálculo de deflexiones. Sin embargo, la misma ACI en su última versión, estipula que estas alturas solo son una guía más, se debe realizar el análisis de deflexiones. El programa realiza el cálculo de deflexiones, y en caso de que el espesor elegido por el usuario se menor que el sugerido por las tablas de la ACI, tiene una nota de advertencia, pero es solo informativa.

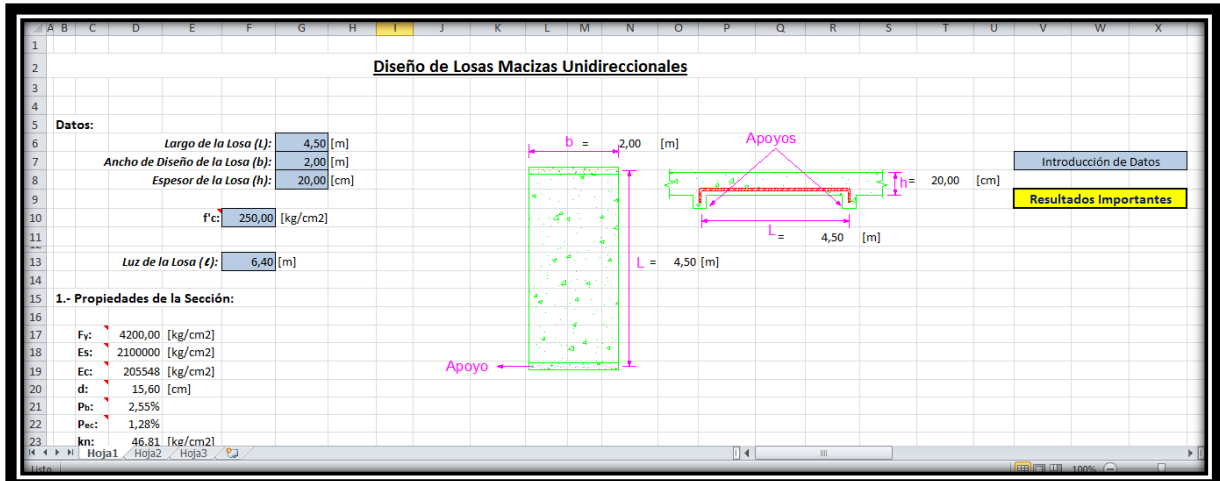


Figura 7. 11 Programa para el diseño de Losas Unidireccionales.

9) *Losas Compuestas – De Hormigón Armado Asentadas sobre Panel Metálico:*

Este tipo de losas, son unidireccionales. Pero tienen una particularidad, que el panel metálico no solo sirve como encofrado, sino también como refuerzo positivo de la losa. El objetivo del programa es el de diseñar Losas Compuestas donde el refuerzo positivo sea totalmente dado por el Panel Metálico.

Una particularidad interesante de este programa, es que tiene una sección dedicada al cálculo del acero de refuerzo por retracción y temperatura. En toda losa con panel metálico es necesario agregar un refuerzo en varillas para absorber los esfuerzos por retracción y temperatura. El usuario tiene la posibilidad en esta unidad de ir dando dimensiones de mallas electro-soldadas hasta encontrar, de forma parecida al refuerzo longitudinal en vigas de hormigón armado, la más eficiente para su diseño.

Para el diseño por servicialidad, al momento de calcular la inercia efectiva de la sección compuesta, el programa ha sido desarrollado bajo la normativa SDI C-2011. Esto quiere decir que el procedimiento de cálculo esta estipulado en el apéndice 4 de dicho código, que nos da valores muy cercanos a la realidad en cuanto al comportamiento del hormigón armado y el panel metálico en conjunto.

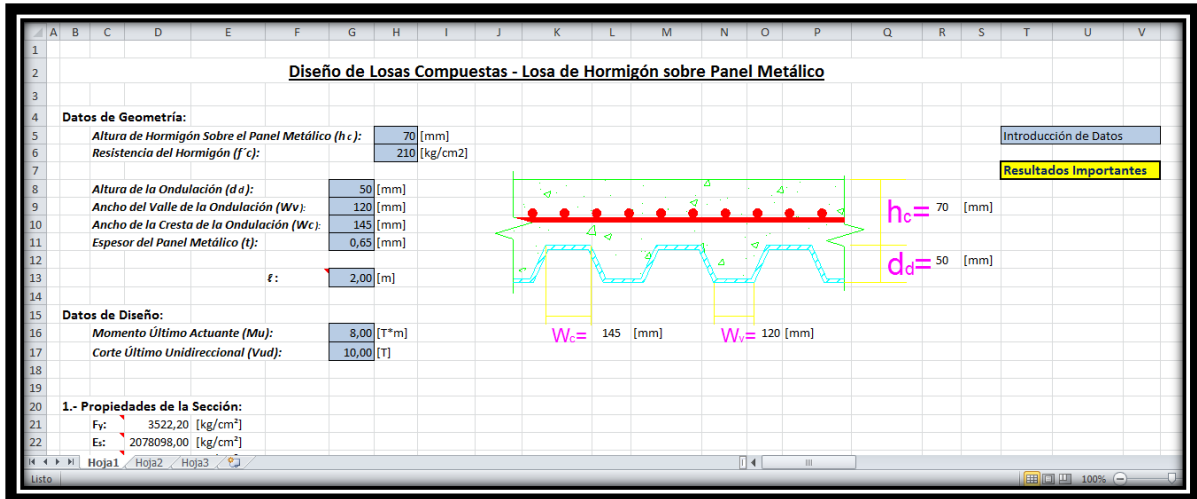


Figura 7. 12 Programa de Losas Compuestas.

10) Conectores de Cortante – Conectores Tipo Espárrago:

Aunque no se desarrollo un programa para este elemento, si se incorporó dentro del programa de vigas compuestas, una nueva sección donde se puede calcular tanto la resistencia del conector tipo espárrago, como la cantidad necesaria para que la transferencia de esfuerzos sea suficiente y se logre una acción compuesta completa. El usuario tiene la oportunidad de dar las características geométricas del espárrago y de manera automática se obtiene el número necesario de conectores tanto para la zona de momento negativo, como para la zona de momento positivo.

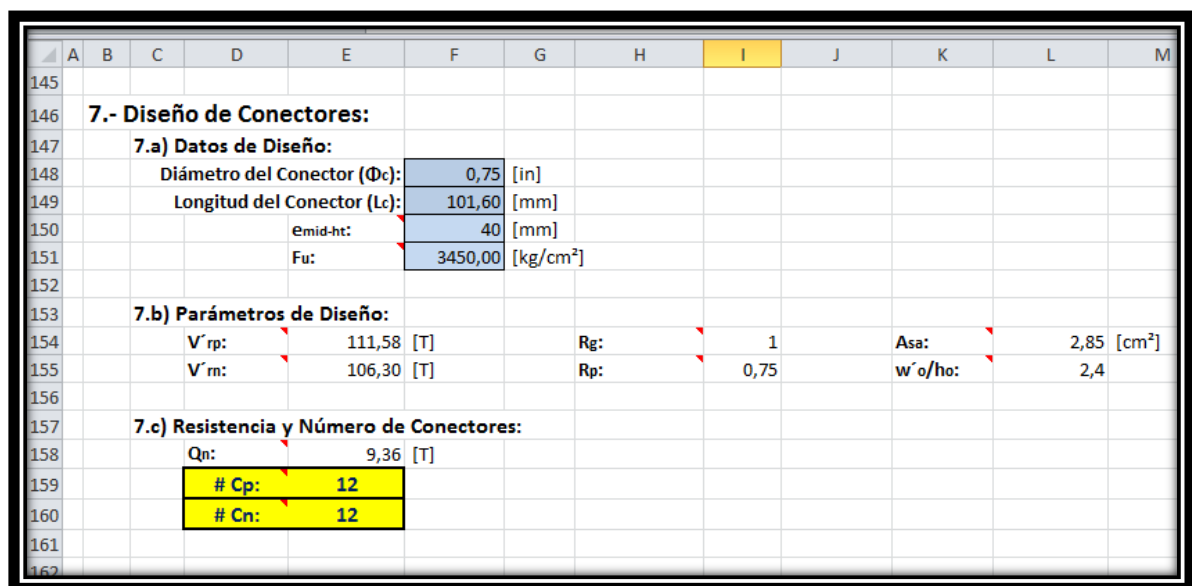


Figura 7. 13 Sección para el cálculo de conectores.

CAPÍTULO # 8

“EJERCICIOS DE COMPARACIÓN”

8.1 Parámetros Generales de Comparación.

Para poder comparar los tres sistemas constructivos, Hormigón Armado – Acero – Compuesto, es necesario establecer ciertos parámetros para que la comparación sea lo más precisa posible. Se utilizará las mismas características geométricas, así como ciertas condiciones de carga. Esto con el afán de que los modelos constructivos sean lo más parecidos. Pero siempre manteniendo claro que el objetivo de esta comparación es a nivel de elementos estructurales más no del comportamiento general de la estructura.

Se diseñará el piso intermedio de un edificio de 3 pisos con los siguientes parámetros generales:

- ✓ Se realizarán tres diseños por sistema constructivo, donde se variará el modulado del edificio en:
 - 3x3 m
 - 6x6 m
 - 10x10 m

- ✓ Se empotrará las bases del edificio en todos los diseños.

- ✓ No se utilizará elementos extras, como arriostramientos, puntales, muros de corte, entre otros. Solo se utilizará los elementos estructurales estudiados en esta disertación, que son: vigas, columnas, conectores y losas unidireccionales.

- ✓ Los modelos serán Pórticos Espaciales Sismo-Resistentes.

- ✓ Todos los edificios de diseño tendrán un uso de oficinas.

- ✓ Las cargas verticales, tanto vivas como muertas, y las cargas laterales, serán determinadas en base de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11).

- ✓ Por motivos comparativos, la carga muerta será separada en dos. Una carga muerta referida al peso propio de los elementos la cual identificaremos como P_p (peso propio), y una carga muerta referida a instalaciones y elementos no estructurales.
- ✓ Para la carga lateral se tomará en cuenta solo el sismo, con la primicia de que dichos modelos serán elaborados en Quito, Ecuador. Esto con el propósito de que la comparación se acerque a la realidad quiteña. El sismo se calculará individualmente para cada modelo, ya que las diferencias de pesos de cada sistema estructural, hace que el sismo varíe y este sea un punto de comparación para los sistemas.
- ✓ Se tendrá una altura libre de entre piso de 2.40 m.
- ✓ Se controlará desplazamientos laterales, en base de la normativa del NEC-11.
- ✓ Se diseñará solo el piso intermedio de los edificios, para que las condiciones de apoyo sean lo más generales posibles.
- ✓ El edificio constará de un solo vano tanto en el sentido X como el Y.
- ✓ Se utilizarán el número necesario de vigas intermedias con el afán de mantener la condición de losas unidireccionales, y de esta manera, poder hacer los modelos constructivos compatibles. Estas vigas serán simplemente apoyadas.
- ✓ Para el diseño de los elementos estructurales, se utilizará el programa Autodesk Robot Structural Professional para el análisis estructural del modelo, y de dichos análisis se obtendrán los datos necesarios para el diseño de los elementos como momentos y cortes actuantes. Con los resultados obtenidos del Robot, se empleará los programas desarrollados en esta disertación para el dimensionamiento de los elementos estructurales. Los programas se encuentran detallados en el Capítulo #7 de esta disertación.
- ✓ El peso propio se determinará automáticamente con la ayuda del Robot.

- ✓ Una vez terminado el diseño, se calculará los volúmenes de obra para realizar el presupuesto correspondiente a cada diseño. Los rubros del presupuesto serán respaldados con un análisis de precios unitarios.

- ✓ Se trabajará con tipo de suelo C.

- ✓ Los perfiles de acero serán con material A36 y todos los hormigones tendrán una $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

8.2 Ejercicios de Comparación.

8.2.1) Sistema Constructivo en Hormigón Armado.

8.2.1.1) Modulado de 3 x 3 metros.

Definición de Cargas:

1.- CARGAS VERTICALES

1.a) Carga Muerta (Cm):

Masillado e= 2 cm	40,00	[Kg/m ²]
Acabado de Piso	35,00	[Kg/m ²]
Instalaciones:	5,00	[Kg/m ²]
Cielo Raso:	10,00	[Kg/m ²]
Mampostería:	180,00	[Kg/m ²]
Cm	270,00	[Kg/m²]

Cm: 270,00 [Kg/m²]

1.b) Peso Propio (Pp):

Pp: 754,30 [Kg/m²]

1.c) Carga Viva (Cv):

Cv: 250,00 [Kg/m²]

2.- CARGAS SISMICAS

2.a) Parámetros de Diseño.

Fa:	1,20	k:	1,00
Fd:	1,30	η:	2,8
Fs:	1,30	Tc:	0,775
r:	1,00		

2.b) Determinación del Corte Basal (Va):

Z	I	Ct	α	hn [m]	T [s]	Sa	R	φP	φE
0,40	1,00	0,047	0,9	9,00	0,340	1,34	6,00	1,00	1,00

PISO	Losa	hi [m]	Ai [m ²]	W [T/m ²]	Wi [T]	Wi * hi [T*m]	Fi [T]	Ex [T]:	Ey [T]:
Piso 1	1	3,00	9,00	1,087	9,78	29,34	1,10	0,274	0,082
Piso 2	2	6,00	9,00	1,087	9,78	58,69	2,19	0,548	0,164
Piso 3	3	9,00	9,00	1,087	9,78	88,03	3,29	0,822	0,246
Σ		9,00			29,34	176,06	6,57		

Va: 6,57 [T]

% Va: 22,40%

3. DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

ΔM: 18 [cm]

Datos de Diseño Obtenidos del Robot:

- ✓ Estructura: Desplazamiento= 1.7 [cm]

- ✓ Vigas Principales: Momento Positivo = 2.32 [T * m]
Momento Negativo = 3.12 [T * m]
Corte = 2.99 [T]

- ✓ Vigas Secundarias: Momento Positivo = 2.39 [T * m]
Momento Negativo = 3.37 [T * m]
Corte = 2.99 [T]

- ✓ Viguetas: Momento Positivo = 0.29 [T * m]
Momento Negativo = 0.00 [T * m]
Corte = 0.28 [T]

- ✓ Columnas: Momento Superior X = -2.88 [T * m]
Momento Inferior X = 2.98 [T * m]
Momento Superior Y = -2.92 [T * m]
Momento Inferior Y = 3.01 [T * m]
Carga Axial = 7.32 [T]
 $k_x = 1.84$
 $k_y = 1.84$

- ✓ Losa Unidireccional: Momento Positivo = 0.40 [T * m]
Momento Negativo = 0.15 [T * m]
Corte = 0.58 [T]

Resultados del Diseño con los Programas de Aplicación:

- ✓ Vigas Principales y Secundarias:
 - Al tener las vigas principales y las secundarias momentos de diseño muy parecidos, por construcción, se realizó un solo diseño bajo los momentos más desfavorables.
 - La viga es de 30 cm de alto y 20 cm de ancho.
 - El refuerzo positivo constara de 3 Φ_L 12[mm].
 - El refuerzo negativo será de 3 Φ_L 14[mm].
 - Los estribos se distribuirán:
 - 10 Φ_E 10[mm] @ 6[cm].
 - 15 Φ_E 10[mm] @ 12[cm].
 - 10 Φ_E 10[mm] @ 6[cm].

- ✓ Vigüeta:
 - Los esfuerzos inducidos en la vigüeta son muy bajos, es por esto que después del diseño se utilizó la sección mínima de vigas.
 - La vigüeta es de 20 cm de alto y 20 cm de ancho.
 - El refuerzo positivo será de 2 Φ_L 10[mm].
 - El refuerzo negativo no es necesario al ser simplemente armada, sin embargo por razones constructivas es necesario mínimo dos varillas, así que la vigüeta constará de 2 Φ_L 10[mm].
 - Los estribos se distribuirán:
 - 30 Φ_E 10[mm] @ 10[cm].

- ✓ Columnas:
 - Los esfuerzos en las columnas son muy pequeños relativamente, aun así se cumplió con la normativa mínima que nos dice que la sección mínima es de 30 cm x 30 cm, así como que mínimo se debe utilizar 4 varillas.
 - El refuerzo longitudinal constara de 8 Φ_L 12[mm].

- Los estribos se distribuirán:
 - 5 Φ_E 10[mm] @ 10[cm].
 - 19 Φ_E 10[mm] @ 15[cm].
 - 5 Φ_E 10[mm] @ 10[cm].

- Losa Unidireccional:
 - A pesar que las deformaciones y los esfuerzos permiten menores dimensiones, el espesor mínimo con el que se trabaja para la Losa Unidireccional, es de 100 mm.
 - El refuerzo positivo será el mínimo aceptado por razones constructivas: 1 Φ_L 10[mm] @ 200[mm].
 - El refuerzo negativo, de igual forma, será el mínimo aceptado: 1 Φ_L 10[mm] @ 200[mm].
 - La malla de refuerzo para cumplir con la temperatura y retracción, es de 250x250x6 [mm].

Cantidades de Obra:

Elemento	#	Dimensiones			Hormigón [m ³]	Acero de Refuerzo [kg]	
		Alto [cm]	Ancho [cm]	Longitud [m]		Longitudinal	Transversal
Vigas	4	30	20	3	0,72	71,59	65,65
Viguetas	1	20	20	3	0,12	7,40	10,37
Columnas	4	30	30	3	1,08	85,25	62,98
Losa	1	300	10	3	0,9	55,53	19,98
Total					2,82	378,75	

Cuántía de Acero = 134.31 kg/m³

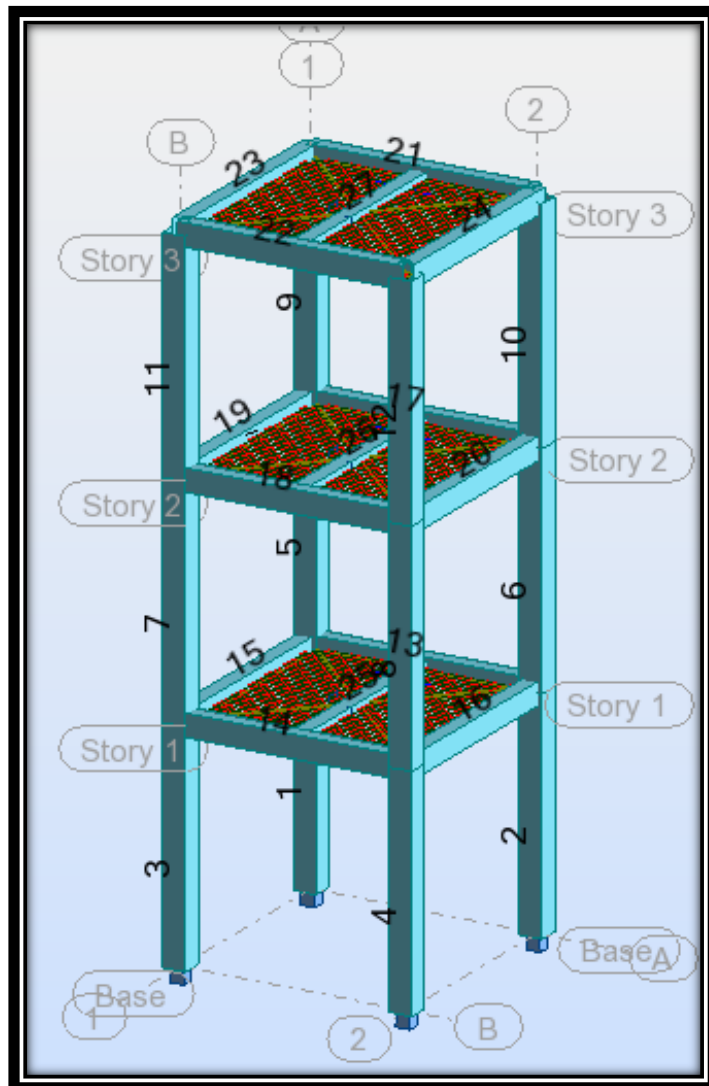


Figura 8. 1 Modelo para Hormigón Armado de 3x3m.

8.2.1.2) Modulado de 6 x 6 metros.

Definición de Cargas:

1.- CARGAS VERTICALES

1.a) Carga Muerta (Cm):

Masillado e= 2 cm	40,00	[Kg/m ²]
Acabado de Piso	35,00	[Kg/m ²]
Instalaciones:	5,00	[Kg/m ²]
Cielo Raso:	10,00	[Kg/m ²]
Mampostería:	180,00	[Kg/m ²]
Cm	270,00	[Kg/m²]

Cm: 270,00 [Kg/m²]

1.b) Peso Propio (Pp):

Pp: 553,68 [Kg/m²]

1.c) Carga Viva (Cv):

Cv: 250,00 [Kg/m²]

2.- CARGAS SISMICAS

2.a) Parámetros de Diseño.

Fa:	1,20	k:	1,00
Fd:	1,30	η:	2,8
Fs:	1,30	Tc:	0,775
r:	1,00		

2.b) Determinación del Corte Basal (Va):

Z	l	Ct	α	hn [m]	T [s]	Sa	R	φP	φE
0,40	1,00	0,047	0,9	9,00	0,340	1,34	6,00	1,00	1,00

PISO	Losa	hi [m]	Ai [m ²]	W [T/m ²]	Wi [T]	Wi * hi [T*m]	Fi [T]	Ex [T]:	Ey [T]:
Piso 1	1	3,00	36,00	0,886	31,90	95,71	3,57	0,893	0,268
Piso 2	2	6,00	36,00	0,886	31,90	191,41	7,15	1,787	0,536
Piso 3	3	9,00	36,00	0,886	31,90	287,12	10,72	2,680	0,804
Σ		9,00			95,71	574,24	21,44		

Va: 21,44 [T]

% Va: 22,40%

3. DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

Δm: 18 [cm]

Datos de Diseño Obtenidos del Robot:

- ✓ Estructura: Desplazamiento= 3.7 [cm]

- ✓ Vigas Principales: Momento Positivo = 7.09 [T * m]
Momento Negativo = 14.48 [T * m]
Corte = 9.50 [T]

- ✓ Vigas Secundarias: Momento Positivo = 7.14 [T * m]
Momento Negativo = 15.11 [T * m]
Corte = 8.25 [T]

- ✓ Viguetas: Momento Positivo = 6.45 [T * m]
Momento Negativo = 0.0 [T * m]
Corte = 4.22 [T]

- ✓ Columnas: Momento Superior X = -9.70 [T * m]
Momento Inferior X = 9.74 [T * m]
Momento Superior Y = -9.67 [T * m]
Momento Inferior Y = 9.81 [T * m]
Carga Axial = 29.04 [T]
Corte X = 6.50 [T]
Corte Y = 6.48 [T]
 $k_x = 1.35$
 $k_y = 1.35$

- ✓ Losa Unidireccional: Momento Positivo = 1.00 [T * m]
Momento Negativo = 0.59 [T * m]
Corte = 1.47 [T]

Resultados del Diseño con los Programas de Aplicación:

- ✓ Vigas Principales y Secundarias:
 - Al tener las vigas principales y las secundarias momentos de diseño muy parecidos, por construcción, se realizó un solo diseño bajo los momentos más desfavorables.
 - La viga es de 50 cm de alto y 25 cm de ancho. La altura de 50 cm se debe a la necesidad de tener una cuantía de acero económica.
 - El refuerzo positivo constara de 3 Φ_L 14[mm].
 - El refuerzo negativo constará de 4 Φ_L 18[mm].
 - Los estribos se distribuirán:
 - 9 Φ_E 10[mm] @ 11[cm].
 - 18 Φ_E 10[mm] @ 22[cm].
 - 9 Φ_E 10[mm] @ 11[cm].

- ✓ Vigüeta:
 - La vigüeta es de 40 cm de alto y 25 cm de ancho. La altura de 40 cm fue necesaria para controlar deflexiones.
 - El refuerzo positivo constará de 4 Φ_L 14[mm].
 - El refuerzo negativo no es necesario al ser simplemente armada, sin embargo, por razones constructivas es necesario mínimo dos varillas, así que la vigüeta constará de 2 Φ_L 10[mm].
 - Los estribos se distribuirán:
 - 35 Φ_E 10[mm] @ 17[cm].

- ✓ Columnas:
 - La sección mínima fue suficiente para absorber las cargas actuantes. Esta es de 30 cm x 30 cm, con mínimo 4 varillas.
 - El refuerzo longitudinal constará de 8 Φ_L 12[mm].
 - Los estribos se distribuirán:
 - 5 Φ_E 10[mm] @ 10[cm].
 - 19 Φ_E 10[mm] @ 15[cm].
 - 5 Φ_E 10[mm] @ 10[cm].

- Losa Unidireccional:
 - Debido al control de deflexiones, y a pesar del que el corte es pequeño, se requiere de un espesor de 100[mm].
 - El refuerzo positivo será el mínimo aceptado por razones constructivas: $1\Phi_L 10[mm] @ 200[mm]$.
 - El refuerzo negativo, de igual forma, será el mínimo aceptado: $1\Phi_L 10[mm] @ 200[mm]$.
 - La malla de refuerzo para cumplir con la temperatura y retracción, es de 250x250x6 [mm].

Cantidades de Obra:

Elemento	#	Dimensiones			Hormigón [m ³]	Acero de Refuerzo [kg]	
		Alto [cm]	Ancho [cm]	Longitud [m]		Longitudinal	Transversal
Vigas	4	50	25	6	3,00	262,80	113,73
Viguetas	1	40	25	6	0,6	36,40	22,46
Columnas	4	30	30	3	1,08	85,25	68,71
Losa	1	600	14	6	5,04	159,19	81,504
Total					9,72	830,03	

Cuántía de Acero = 85.39 kg/m³

8.2.1.3) Modulado de 10 x 10 metros.

Definición de Cargas:

1.- CARGAS VERTICALES

1.a) Carga Muerta (Cm):

Masillado e= 2 cm	40,00	[Kg/m ²]
Acabado de Piso	35,00	[Kg/m ²]
Instalaciones:	5,00	[Kg/m ²]
Cielo Raso:	10,00	[Kg/m ²]
Mampostería:	180,00	[Kg/m ²]
Cm	270,00	[Kg/m²]

Cm: 270,00 [Kg/m²]

1.b) Peso Propio (Pp):

Pp: 696,19 [Kg/m²]

1.c) Carga Viva (Cv):

Cv: 250,00 [Kg/m²]

2.- CARGAS SISMICAS

2.a) Parámetros de Diseño.

Fa:	1,20	k:	1,00
Fd:	1,30	η:	2,8
Fs:	1,30	Tc:	0,775
r:	1,00		

2.b) Determinación del Corte Basal (Va):

Z	I	Ct	α	hn [m]	T [s]	Sa	R	φP	φE
0,40	1,00	0,047	0,9	9,00	0,340	1,34	6,00	1,00	1,00

PISO	Losa	hi [m]	Ai [m ²]	W [T/m ²]	Wi [T]	Wi * hi [T*m]	Fi [T]	Ex [T]:	Ey [T]:
Piso 1	1	3,00	100,00	1,029	102,87	308,61	11,52	2,880	0,864
Piso 2	2	6,00	100,00	1,029	102,87	617,21	23,04	5,761	1,728
Piso 3	3	9,00	100,00	1,029	102,87	925,82	34,56	8,641	2,592
Σ		9,00			308,61	1.851,64	69,13		

Va: 69,13 [T]

% Va: 22,40%

3. DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

Δm: 18 [cm]

Datos de Diseño Obtenidos del Robot:

- ✓ Estructura: Desplazamiento= 3.4 [cm]

- ✓ Vigas Principales: Momento Positivo = 29.10 [T * m]
Momento Negativo = 52.65 [T * m]
Corte = 23.08 [T]

- ✓ Vigas Secundarias: Momento Positivo = 37.45 [T * m]
Momento Negativo = 62.65 [T * m]
Corte = 24.95 [T]

- ✓ Viguetas: Momento Positivo = 19.93 [T * m]
Momento Negativo = 0.0 [T * m]
Corte = 8.79 [T]

- ✓ Columnas: Momento Superior X = -39.38[T * m]
Momento Inferior X = 38.95 [T * m]
Momento Superior Y = -36.73 [T * m]
Momento Inferior Y = 36.65 [T * m]
Carga Axial = 83.52 [T]
Corte X = 24.46 [T]
Corte Y = 26.11 [T]
 $k_x = 1.32$
 $k_y = 1.32$

- ✓ Losa Unidireccional: Momento Positivo = 1.81 [T * m]
Momento Negativo = 2.23 [T * m]
Corte = 2.337 [T]

Resultados del Diseño con los Programas de Aplicación:

✓ Vigas Principales:

- La viga es de 70 cm de alto y 40 cm de ancho. La altura de 70 cm se debe a la necesidad de tener una cuantía de acero económica.
- El refuerzo positivo estará dado por $3 \Phi_L 25[\text{mm}]$.
- El refuerzo negativo será de $5 \Phi_L 25[\text{mm}]$.
- Los estribos se distribuirán:
 - $9 \Phi_E 10[\text{mm}] @ 16[\text{cm}]$.
 - $22 \Phi_E 10[\text{mm}] @ 32[\text{cm}]$.
 - $9 \Phi_E 10[\text{mm}] @ 16[\text{cm}]$.

✓ Vigas Secundarias:

- La viga es de 70 cm de alto y 40 cm de ancho. La altura de 70 cm se debe a la necesidad de tener una cuantía de acero económica.
- El refuerzo positivo constara de $5 \Phi_L 22[\text{mm}]$.
- El refuerzo negativo constará de $7 \Phi_L 25[\text{mm}]$. El arreglo de las varillas debe ser en dos capas, 5 en la más cercana al extremo de arriba de la viga, y dos en la siguiente capa.
- Los estribos se distribuirán:
 - $9 \Phi_E 10[\text{mm}] @ 16[\text{cm}]$.
 - $22 \Phi_E 10[\text{mm}] @ 32[\text{cm}]$.
 - $9 \Phi_E 10[\text{mm}] @ 16[\text{cm}]$.

✓ Vigueta:

- La vigueta es de 50 cm de alto y 30 cm de ancho.
- El refuerzo positivo constará de $4 \Phi_L 22[\text{mm}]$.
- El refuerzo negativo no es necesario al ser simplemente armada, sin embargo por razones constructivas es necesario mínimo dos varillas, así que la vigueta constará de $2 \Phi_L 10[\text{mm}]$.
- Los estribos se distribuirán:
 - $45 \Phi_E 10[\text{mm}] @ 22[\text{cm}]$.

✓ Columnas:

- Por motivos constructivos, y para lograr una buena conexión con las vigas de ancho 40, y porque los momentos en X como en Y son muy parecidos, la sección para la columna es de 40 cm x 40 cm, con mínimo 4 varillas.
- El refuerzo longitudinal constará de 12 Φ_L 14[mm].
- Los estribos se distribuirán:
 - 5 Φ_E 10[mm] @ 10[cm].
 - 19 Φ_E 10[mm] @ 15 [cm].
 - 5 Φ_E 10[mm] @ 10[cm].
- Losa Unidireccional:
 - Debido al control de deflexiones, y a pesar del que el corte es pequeño, se requiere de un espesor de 120[mm].
 - El refuerzo positivo será de 1 Φ_L 12[mm] @ 200[mm].
 - El refuerzo negativo será de: 1 Φ_L 14[mm] @ 200[mm].
 - La malla de refuerzo para cumplir con la temperatura y retracción, es de 200x200x6 [mm].

Cantidades de Obra:

Elemento	#	Dimensiones			Hormigón [m ³]	Acero de Refuerzo [kg]	
		Alto [cm]	Ancho [cm]	Longitud [m]		Longitudinal	Transversal
Vigas P	2	70	40	10	5,60	443,10	95,76
Vigas S	2	70	40	10	5,60	548,85	95,76
Viguetas	2	50	30	10	3,00	131,70	74,41
Columnas	4	40	40	3	1,92	173,95	97,34
Losa	1	1000	12	10	12,00	668,51	283
Total					28,12	2612,36	

Cuantía de Acero = 92.90 kg/m³

8.2.2) Sistema Constructivo en Acero.

8.2.2.1) Modulado de 3 x 3 metros.

Definición de Cargas:

1.- CARGAS VERTICALES

1.a) Carga Muerta (Cm):

Panel Metálico:	5,90	[Kg/m ²]
Masillado e= 2 cm	40,00	[Kg/m ²]
Acabado de Piso	35,00	[Kg/m ²]
Instalaciones:	5,00	[Kg/m ²]
Cielo Raso:	10,00	[Kg/m ²]
Mampostería:	180,00	[Kg/m ²]
Cm	275,90	[Kg/m²]

Cm: 275,00 [Kg/m²]

1.b) Peso Propio (Pp):

Pp: 273,05 [Kg/m²]

1.c) Carga Viva (Cv):

Cv: 250,00 [Kg/m²]

2.- CARGAS SISMICAS

2.a) Parámetros de Diseño.

Fa:	1,20	k:	1,00
Fd:	1,30	η:	2,8
Fs:	1,30	Tc:	0,775
r:	1,00		

2.b) Determinación del Corte Basal (Va):

Z	l	Ct	α	hn [m]	T [s]	Sa	R	φP	φE
0,40	1,00	0,072	0,8	9,00	0,418	1,34	6,00	1,00	1,00

PISO	Losa	hi [m]	Ai [m ²]	W [T/m ²]	Wi [T]	Wi * hi [T*m]	Fi [T]	Ex [T]:	Ey [T]:
Piso 1	1	3,00	9,00	0,611	5,49	16,48	0,62	0,154	0,046
Piso 2	2	6,00	9,00	0,611	5,49	32,97	1,23	0,308	0,092
Piso 3	3	9,00	9,00	0,611	5,49	49,45	1,85	0,462	0,138
Σ		9,00			16,48	98,91	3,69		

Va: 3,69 [T]

% Va: 22,40%

3. DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

Δm: 18 [cm]

Datos de Diseño Obtenidos del Robot:

- ✓ Estructura: Desplazamiento= 5.8[cm]

- ✓ Vigas Principales: Momento Positivo = 1.03 [T * m]
Momento Negativo = 2.24 [T * m]
Corte = 3.024 [T]

- ✓ Vigas Secundarias: Momento Positivo = 1.37 [T * m]
Momento Negativo = 1.85 [T * m]
Corte = 2.022 [T]

- ✓ Viguetas: Momento Positivo = 0.23 [T * m]
Momento Negativo = 0.0 [T * m]
Corte = 0.362 [T]

- ✓ Columnas: Momento Superior X = -1.32[T * m]
Momento Inferior X = 1.38 [T * m]
Momento Superior Y = -1.44 [T * m]
Momento Inferior Y = 1.51 [T * m]
Carga Axial = 6.235 [T]
Corte X = 0.98 [T]
Corte Y = 0.87 [T]
 $k_x = 1.10$
 $k_y = 1.10$

- ✓ Losa Unidireccional: Momento Positivo = 0.73 [T * m]
Momento Negativo = 0.57 [T * m]
Corte = 4.66 [T]

Resultados del Diseño con los Programas de Aplicación:

- ✓ Vigas Principales y Secundarias:
 - Al tener las vigas principales y las secundarias momentos de diseño muy parecidos, por construcción, se realizó un solo diseño bajo los momentos más desfavorables.
 - La viga es de un perfil tipo I 100x6-150x3.

- ✓ Vigüeta:
 - La vigüeta será de un perfil tipo I 100x3-150x3.

- ✓ Columnas:
 - La columna será de un perfil tipo HSS, es decir un perfil tubular de espesor constante. Las columnas serán de 150x150x5.

- Losa Unidireccional:
 - Por motivos constructivos, la losa con panel metálico, tendrá un espesor mínimo de 120[mm].
 - El panel es del mínimo espesor disponible, 0.65 [mm]
 - El refuerzo negativo será de: $1\Phi_L 8$ [mm] @ 250[mm].
 - La malla de refuerzo para cumplir con la temperatura y retracción, es de 150x150x6 [mm].

Cantidades de Obra:

Elemento	#	Dimensiones		Hormigón [m³]	Acero de Refuerzo [kg]		Área de Panel [m²]
		Área de Sección [cm²]	Longitud [m]		Longitudinal	Transversal	
Losa	1	950	3	0,855	12,324	26,64	9,00
Total				0,855	38,96		9,00

Elemento	Material	Can.	Long. (m)	Peso (kg/m)	Peso Final (kg)
Columnas					
Columna	∅: 150 150 5	1	3,000	22,77	68,30
Rigidizador Inter.	PL: 35 1000 5	4	3,000	1,37	16,49
Rigidizador Sup.	PL: 300 1000 3	2	0,070	7,07	0,99
Rigidizador Inf.	PL: 300 1000 3	2	0,070	7,07	0,99
					86,76
		Unidades = 4		Total Elemento	347,03
Vigas					
Patín	PL: 100 1000 6	3	3,000	4,71	42,39
Alma	PL: 150 1000 3	1	3,000	3,53	10,60
Placas de Remate	PL: 50 1000 3	4	0,130	1,18	0,61
					53,60
		Unidades = 4		Total Elemento	214,40
Vigas					
Patín	PL: 100 1000 3	2	3,000	2,36	14,13
Alma	PL: 150 1000 2	1	3,000	2,36	7,07
Placas de Remate	PL: 50 1000 2	4	0,130	0,79	0,41
					21,60
		Unidades = 1		Total Elemento	21,60
Peso Total de Elementos				583,04	[kg]

8.2.2.2) Modulado de 6 x 6 metros.

Definición de Cargas:

1.- CARGAS VERTICALES

1.a) Carga Muerta (Cm):

Panel Metálico:	5,90	[Kg/m ²]
Masillado e= 2 cm	40,00	[Kg/m ²]
Acabado de Piso	35,00	[Kg/m ²]
Instalaciones:	5,00	[Kg/m ²]
Cielo Raso:	10,00	[Kg/m ²]
Mampostería:	180,00	[Kg/m ²]
Cm	275,90	[Kg/m²]

Cm: 275,00 [Kg/m²]

1.b) Peso Propio (Pp):

Pp: 329,94 [Kg/m²]

1.c) Carga Viva (Cv):

Cv: 250,00 [Kg/m²]

2.- CARGAS SISMICAS

2.a) Parámetros de Diseño.

Fa:	1,20	k:	1,00
Fd:	1,30	η:	2,8
Fs:	1,30	Tc:	0,775
r:	1,00		

2.b) Determinación del Corte Basal (Va):

Z	I	Ct	α	hn [m]	T [s]	Sa	R	φP	φE
0,40	1,00	0,072	0,8	9,00	0,418	1,34	6,00	1,00	1,00

PISO	Losa	hi [m]	Ai [m ²]	W [T/m ²]	Wi [T]	Wi * hi [T*m]	Fi [T]	Ex [T]:	Ey [T]:
Piso 1	1	3,00	36,00	0,667	24,03	72,08	2,69	0,673	0,202
Piso 2	2	6,00	36,00	0,667	24,03	144,17	5,38	1,346	0,404
Piso 3	3	9,00	36,00	0,667	24,03	216,25	8,07	2,018	0,606
Σ		9,00			72,08	432,50	16,15		

Va: 16,15 [T]

% Va: 22,40%

3. DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

Δm: 18 [cm]

Datos de Diseño Obtenidos del Robot:

- ✓ Estructura: Desplazamiento= 4.6 [cm]

- ✓ Vigas Principales: Momento Positivo = 4.29 [T * m]
Momento Negativo = 12.67 [T * m]
Corte = 9.01 [T]

- ✓ Vigas Secundarias: Momento Positivo = 4.78 [T * m]
Momento Negativo = 11.49 [T * m]
Corte = 8.14 [T]

- ✓ Viguetas: Momento Positivo = 2.58 [T * m]
Momento Negativo = 0.00 [T * m]
Corte = 2.00 [T]

- ✓ Columnas: Momento Superior X = -7.41[T * m]
Momento Inferior X = 7.49 [T * m]
Momento Superior Y = -7.62 [T * m]
Momento Inferior Y = 7.66 [T * m]
Carga Axial = 22.28 [T]
Corte X = 5.09 [T]
Corte Y = 4.97 [T]
 $k_x = 1.08$
 $k_y = 1.08$

- ✓ Losa Unidireccional: Momento Positivo = 1.90 [T * m]
Momento Negativo = 1.17 [T * m]
Corte = 1.90 [T]

Resultados del Diseño con los Programas de Aplicación:

- ✓ Vigas Principales:
 - La viga es de un perfil tipo I 150x10-300x6.

- ✓ Vigas Secundarias:
 - Aunque las vigas secundarias tienen momentos y cortes actuantes muy parecidos a los de las vigas principales, estas vigas tienen la ventaja de estar soportadas lateralmente por las viguetas, lo que disminuye la dimensión L_b , resultando en una mayor capacidad resistente.
 - Las vigas secundarias serán un perfil I 150x10-300x5.

- ✓ Vigueta:
 - La vigueta será de un perfil tipo I 150x6-250x4.

- ✓ Columnas:
 - Las columnas serán de 250x250x10. Para poder tener secciones compactas de alta ductilidad, sin usar espesores muy altos, se colocó un rigidizador en el interior de los cuatro lados de la columna. El rigidizador consta de una platina de PL:40x8.

- Losa Unidireccional:
 - Por flexión, la losa con panel metálico, tendrá un espesor mínimo de 140[mm].
 - El panel tendrá un espesor = 0.70 [mm]
 - El refuerzo negativo será de: $1\Phi_L 10[mm] @ 200[mm]$.
 - La malla de refuerzo para cumplir con la temperatura y retracción, es de 200x200x8 [mm].

Cantidades de Obra:

Elemento	#	Dimensiones		Hormigón [m³]	Acero de Refuerzo [kg]		Área de Panel [m²]
		Área de Sección [cm²]	Longitud [m]		Longitudinal	Transversal	
Losa	1	1150	6	4,14	66,636	142,2	36,00
Total				4,14	208,84		36,00

Elemento	Material	Can.	Long. (m)	Peso (kg/m)	Peso Final (kg)
Columnas					
Columna	∅: 250 250 10	1	3,000	75,36	226,08
Rigidizador Inter.	PL: 40 1000 8	4	3,000	2,51	30,14
Rigidizador Sup.	PL: 300 1000 6	2	0,150	14,13	4,24
Rigidizador Inf.	PL: 300 1000 6	2	0,150	14,13	4,24
					264,70
		Unidades = 4		Total Elemento	1058,81
Vigas 1					
Patín	PL: 150 1000 10	2	6,000	11,78	141,30
Alma	PL: 300 1000 6	1	6,000	14,13	84,78
Placas de Remate	PL: 50 1000 6	4	0,280	2,36	2,64
					228,72
		Unidades = 2		Total Elemento	457,44
Vigas 2					
Patín	PL: 150 1000 10	2	6,000	11,78	141,30
Alma	PL: 300 1000 5	1	6,000	11,78	70,65
Placas de Remate	PL: 50 1000 6	4	0,280	2,36	2,64
					214,59
		Unidades = 2		Total Elemento	429,18
Viguetas					
Patín	PL: 150 1000 6	2	6,000	7,07	84,78
Alma	PL: 250 1000 4	1	6,000	7,85	47,10
Placas de Remate	PL: 50 1000 4	4	0,230	1,57	1,44
					133,32
		Unidades = 1		Total Elemento	133,32
Peso Total de Elementos				2078,74	[kg]

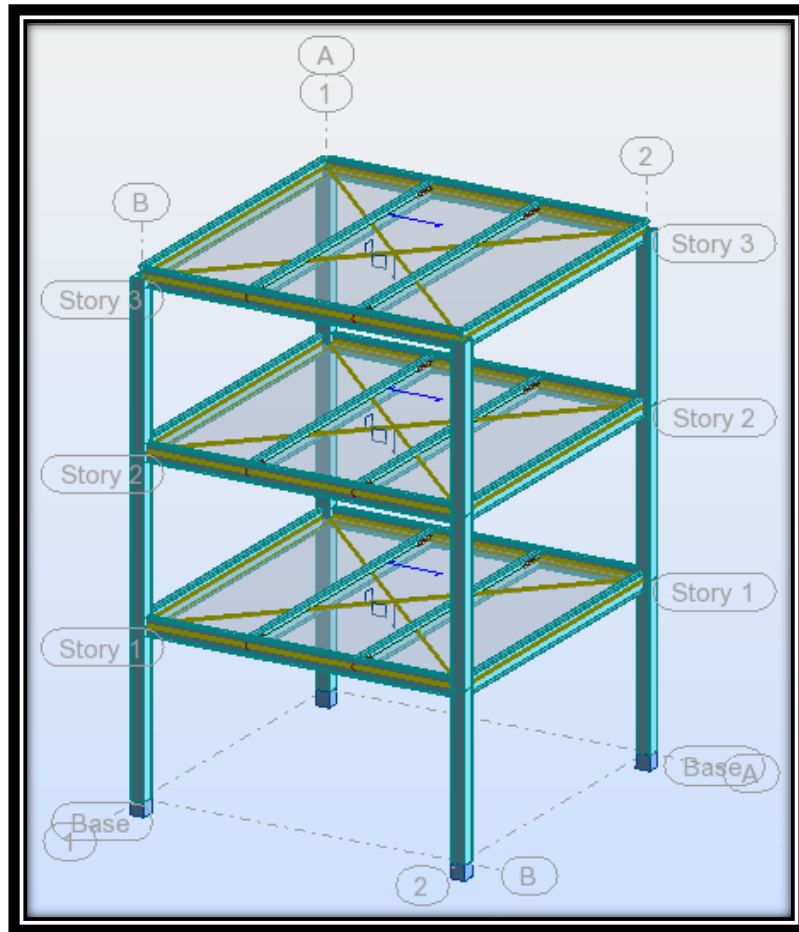


Figura 8. 2 Modelo en Acero 6x6.

8.2.2.3) Modulado de 10 x 10 metros.

Definición de Cargas:

1.- CARGAS VERTICALES

1.a) Carga Muerta (Cm):

Panel Metálico:	5,90	[Kg/m ²]
Masillado e= 2 cm	40,00	[Kg/m ²]
Acabado de Piso	35,00	[Kg/m ²]
Instalaciones:	5,00	[Kg/m ²]
Cielo Raso:	10,00	[Kg/m ²]
Mampostería:	180,00	[Kg/m ²]
Cm	275,90	[Kg/m²]

Cm: 275,00 [Kg/m²]

1.b) Peso Propio (Pp):

Pp: 285,63 [Kg/m²]

1.c) Carga Viva (Cv):

Cv: 250,00 [Kg/m²]

2.- CARGAS SISMICAS

2.a) Parámetros de Diseño.

Fa:	1,20	k:	1,00
Fd:	1,30	η:	2,8
Fs:	1,30	Tc:	0,775
r:	1,00		

2.b) Determinación del Corte Basal (Va):

Z	I	Ct	α	hn [m]	T [s]	Sa	R	φP	φE
0,40	1,00	0,072	0,8	9,00	0,418	1,34	6,00	1,00	1,00

PISO	Losa	hi [m]	Ai [m ²]	W [T/m ²]	Wi [T]	Wi * hi [T*m]	Fi [T]	Ex [T]:	Ey [T]:
Piso 1	1	3,00	100,00	0,623	62,31	186,94	6,98	1,745	0,523
Piso 2	2	6,00	100,00	0,623	62,31	373,88	13,96	3,490	1,047
Piso 3	3	9,00	100,00	0,623	62,31	560,82	20,94	5,234	1,570
Σ		9,00			186,94	1.121,63	41,87		

Va: 41,87 [T]

% Va: 22,40%

3. DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

Δm: 18 [cm]

Datos de Diseño Obtenidos del Robot:

- ✓ Estructura: Desplazamiento= 3.8 [cm]

- ✓ Vigas Principales: Momento Positivo = 10.92 [T * m]
Momento Negativo = 31.91 [T * m]
Corte = 12.06 [T]

- ✓ Vigas Secundarias: Momento Positivo = 20.36 [T * m]
Momento Negativo = 48.85 [T * m]
Corte = 20.27 [T]

- ✓ Viguetas Centrales: Momento Positivo = 21.85 [T * m]
Corte = 8.49 [T]

- ✓ Viguetas Laterales: Momento Positivo = 16.23 [T * m]
Corte = 7.26 [T]

- ✓ Columnas: Momento Superior X = -29.99[T * m]
Momento Inferior X = 24.91 [T * m]
Momento Superior Y = -20.74[T * m]
Momento Inferior Y = 19.38 [T * m]
Carga Axial = 53.31 [T]
Corte X = 13.37 [T]
Corte Y = 12.01[T]
 $k_x = 3.11$
 $k_y = 2.61$

- ✓ Losa Unidireccional: Momento Positivo = 1.90 [T * m]
Momento Negativo = 1.17 [T * m]
Corte = 1.90 [T]

Resultados del Diseño con los Programas de Aplicación:

- ✓ Vigas Principales:
 - La viga es de un perfil tipo I 200x12-450x8. Se debe colocar un soporte lateral extra en los tercios de la viga, que soporten tanto el ala superior como el inferior.

- ✓ Vigas Secundarias:
 - Las Vigas Secundarias tienen la ventaja de estar soportadas lateralmente por las viguetas, que son de una altura y rigidez suficiente como para dar el soporte lateral adecuado tanto en el ala superior como en la inferior.
 - Las vigas secundarias serán un perfil I 200x16-500x8.

- ✓ Vigueta:
 - Debido a la configuración de la estructura, las dos viguetas del centro cargan más que las dos laterales, es así que se realizó diseños diferentes para los dos tipos de viguetas.
 - La vigueta central será de un perfil tipo I 150x8-400x6.
 - Las viguetas laterales son de un perfil tipo I 150x10-400x6

- ✓ Columnas:
 - Las columnas serán de 350x350x16, con rigidizador interior de: PL:50x10.

- Losa Unidireccional:
 - La losa con panel metálico, tendrá un espesor mínimo de 120[mm].
 - El panel tendrá un espesor = 0.65 [mm]
 - Se utilizará un refuerzo adicional positivo de: $1\Phi_L 10$ [mm] @ 200[mm].
 - El refuerzo negativo será de: $1\Phi_L 10$ [mm] @ 200[mm].
 - La malla de refuerzo para cumplir con la temperatura y retracción, es de 250x250x8 [mm].

Cantidades de Obra:

Elemento	#	Dimensiones		Hormigón [m³]	Acero de Refuerzo [kg]		Área de Panel [m²]
		Área de Sección [cm²]	Longitud [m]		Longitudinal	Transversal	
Losa	1	950	10	9,5	481,26	316	100,00
Total				9,5	797,26		100,00

Elemento	Material	Can.	Long. (m)	Peso (kg/m)	Peso Final (kg)
Columnas					
Columna	∅: 350 350 16	1	3,000	167,80	503,40
Rigidizador Inter.	PL: 50 1000 10	4	3,000	3,93	47,10
Rigidizador Sup.	PL: 300 1000 10	2	0,218	23,55	10,27
Rigidizador Inf.	PL: 300 1000 10	2	0,218	23,55	10,27
					571,04
Unidades = 4				Total Elemento	2284,16
Vigas Principales					
Patín	PL: 200 1000 12	2	10,000	18,84	376,80
Alma	PL: 450 1000 8	1	10,000	28,26	282,60
Placas de Remate	PL: 50 1000 8	4	0,430	3,14	5,40
					664,80
Unidades = 2				Total Elemento	1329,60
Vigas Secundarias					
Patín	PL: 200 1000 16	2	10,000	25,12	502,40
Alma	PL: 500 1000 8	1	10,000	31,40	314,00
Placas de Remate	PL: 50 1000 8	4	0,480	3,14	6,03
					822,43
Unidades = 2				Total Elemento	1644,86
Viguetas Centrales					
Patín	PL: 150 1000 8	2	10,000	9,42	188,40
Alma	PL: 400 1000 6	1	10,000	18,84	188,40
Placas de Remate	PL: 50 1000 6	4	0,380	2,36	3,58
					380,38
Unidades = 2				Total Elemento	760,76
Viguetas Laterales					
Patín	PL: 150 1000 10	2	10,000	11,78	235,50
Alma	PL: 400 1000 6	1	10,000	18,84	188,40
Placas de Remate	PL: 50 1000 6	4	0,380	2,36	3,58
					427,48
Unidades = 2				Total Elemento	854,96
Otros					
Soporte Lateral	∅: 100 1000 2	2	10,000	1,57	31,40
					31,40
Unidades = 4				Total Elemento	125,60
Peso Total de Elementos				6999,94	[kg]

8.2.3) Sistema Constructivo en Elementos Compuestos.

Como se detalló en las ventajas y desventajas de los elementos compuestos del capítulo 1 y 2, uno de los problemas es el cálculo de la rigidez real de la sección compuesta. Hay que recordar que dentro de la matriz de deformación por flexión, entra tanto el área transformada como la inercia transformada. El área transformada es convertir la sección de hormigón en área de acero que se ve reflejado en un aumento del espesor del perfil original de acero. Lo mismo sucede con la inercia transformada, que consta de la inercia del acero más la inercia del hormigón transformada. Para realizar estas equivalencias se divide tanto la sección como la inercia para la relación modular (n).

El problema surge al ingresar el área transformada, nos da una inercia mayor a la inercia transformada, por lo que se requiere un factor de corrección para las inercias.

Ahora bien, la SDI afirma esta teoría, puesto que codifica la inercia transformada, pero nunca utiliza tanto inercia como área transformada en la misma ecuación.

En nuestro medio, después de consultar, lo que se suele hacer para el cálculo de momentos y desplazamiento, es trabajar con el área transformada, cuya ecuación la presento a continuación:

$$A_t = A_s + \frac{A_c}{n}$$

donde: A_t = Área Transformada.

A_s = Área de la sección de acero.

A_c = Área de la sección de hormigón.

n = Relación modular = E_s/E_c

8.2.3.1) Modulado de 3 x 3 metros.

Definición de Cargas:

1.- CARGAS VERTICALES

1.a) Carga Muerta (C_m):

Panel Metálico:	5,90	[Kg/m ²]
Masillado e= 2 cm	40,00	[Kg/m ²]
Acabado de Piso	35,00	[Kg/m ²]
Instalaciones:	5,00	[Kg/m ²]
Cielo Raso:	10,00	[Kg/m ²]
Mampostería:	180,00	[Kg/m ²]
Cm	275,90	[Kg/m²]

Cm: 275,00 [Kg/m²]

1.b) Peso Propio (P_p):

Pp: 324,30 [Kg/m²]

1.c) Carga Viva (C_v):

Cv: 250,00 [Kg/m²]

2.- CARGAS SISMICAS

2.a) Parámetros de Diseño.

Fa:	1,20	k:	1,00
Fd:	1,30	η:	2,8
Fs:	1,30	Tc:	0,775
r:	1,00		

2.b) Determinación del Corte Basal (V_a):

Z	I	Ct	α	hn [m]	T [s]	S _a	R	φ _P	φ _E
0,40	1,00	0,072	0,8	9,00	0,418	1,34	6,00	1,00	1,00

PISO	Losa	h _i [m]	A _i [m ²]	W [T/m ²]	W _i [T]	W _i * h _i [T*m]	F _i [T]	Ex [T]:	Ey [T]:
Piso 1	1	3,00	9,00	0,662	5,96	17,87	0,67	0,167	0,050
Piso 2	2	6,00	9,00	0,662	5,96	35,74	1,33	0,334	0,100
Piso 3	3	9,00	9,00	0,662	5,96	53,61	2,00	0,500	0,150
Σ		9,00			17,87	107,21	4,00		

V_a: 4,00 [T]

% V_a: 22,40%

3. DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

Δ_m: 18 [cm]

Datos de Diseño Obtenidos del Robot:

- ✓ Estructura: Desplazamiento= 5.2 [cm]

- ✓ Vigas Principales: Momento Positivo = 1.09 [T * m]
Momento Negativo = 2.39 [T * m]
Corte = 3.17 [T]

- ✓ Vigas Secundarias: Momento Positivo = 1.27 [T * m]
Momento Negativo = 1.99 [T * m]
Corte = 2.41 [T]

- ✓ Viguetas: Momento Positivo = 0.22 [T * m]
Momento Negativo = 0.0 [T * m]
Corte = 0.36 [T]

- ✓ Columnas: Momento Superior X = -1.41[T * m]
Momento Inferior X = 1.51 [T * m]
Momento Superior Y = -1.57 [T * m]
Momento Inferior Y = 1.64 [T * m]
Carga Axial = 6.65 [T]
Corte X = 1.07 [T]
Corte Y = 0.98 [T]
 $k_x = 1.14$
 $k_y = 1.14$

- ✓ Losa Unidireccional: Momento Positivo = 0.76 [T * m]
Momento Negativo = 0.40 [T * m]
Corte = 5.06 [T]

Resultados del Diseño con los Programas de Aplicación:

- ✓ Vigas Principales y Secundarias:
 - Los esfuerzos de estas vigas son tan bajos que la sección compuesta es la sección mínima para que las compactidades sean sísmicamente compactas.
 - Tanto vigas principales como vigas secundarias serán de un perfil tipo I 100x6-150x3, con 5 conectores en la zona de momento positivo y 4 conectores en la zona de momento negativo.

- ✓ Vigueta:
 - Los esfuerzos en las viguetas son bajos, y al no cumplir normativa sísmica podríamos poner secciones muy pequeñas, sin embargo, por motivos constructivos se utilizó una sección mínima.
 - La vigueta será de un perfil tipo I 75x5-150x3, tendrá 4 conectores.

- ✓ Columnas:
 - La columna será de un perfil tipo HSS, rellena de hormigón. Se utilizó la sección mínima que sea compacta sísmicamente.
 - Las columnas serán de 150x150x4, rellenas de hormigón simple.

- Losa Unidireccional:
 - Por motivos constructivos, la losa con panel metálico, tendrá un espesor mínimo de 120[mm].
 - El panel es del mínimo espesor mínimo disponible, 0.65 [mm]
 - El refuerzo negativo será de: $1\Phi_L 8[mm] @ 250[mm]$.
 - La malla de refuerzo para cumplir con la temperatura y retracción, es de 150x150x6 [mm].

Cantidades de Obra:

Elemento	#	Dimensiones		Hormigón [m³]	Acero de Refuerzo [kg]		Área de Panel [m²]
		Área de Sección [cm²]	Longitud [m]		Longitudinal	Transversal	
Columnas	4	201,64	3	0,181	-	-	-
Losa	1	950	3	0,855	12,324	26,64	9,00
Total				1,036	38,96		9,00

Elemento	#	Conectores		
		Positivo	Negativo	Total
Vigas	4	8	6	56
Viguetas	1	4	-	4
Total				60

Elemento	Material	Can.	Long. (m)	Peso (kg/m)	Peso Final (kg)
Columnas					
Columna	∅: 150 150	4	1	3,000	18,34
Rigidizador Sup.	PL: 150 1000	3	2	0,142	3,53
Rigidizador Inf.	PL: 150 1000	3	2	0,142	3,53
					57,02
		Unidades = 4		Total Elemento	228,08
Vigas					
Patín	PL: 100 1000	6	2	3,000	4,71
Alma	PL: 150 1000	3	1	3,000	3,53
Placas de Remate	PL: 50 1000	3	4	0,130	1,18
					39,47
		Unidades = 4		Total Elemento	157,88
Viguetas					
Patín	PL: 75 1000	5	2	3,000	2,94
Alma	PL: 150 1000	3	1	3,000	3,53
Placas de Remate	PL: 50 1000	2	4	0,130	0,79
					28,67
		Unidades = 1		Total Elemento	28,67
Peso Total de Elementos				414,62	[kg]

8.2.3.2) Modulado de 6 x 6 metros.

Definición de Cargas:

1.- CARGAS VERTICALES

1.a) Carga Muerta (Cm):

Panel Metálico:	5,90	[Kg/m ²]
Masillado e= 2 cm	40,00	[Kg/m ²]
Acabado de Piso	35,00	[Kg/m ²]
Instalaciones:	5,00	[Kg/m ²]
Cielo Raso:	10,00	[Kg/m ²]
Mampostería:	180,00	[Kg/m ²]
Cm	275,90	[Kg/m²]

Cm: 275,00 [Kg/m²]

1.b) Peso Propio (Pp):

Pp: 297,04 [Kg/m²]

1.c) Carga Viva (Cv):

Cv: 250,00 [Kg/m²]

2.- CARGAS SISMICAS

2.a) Parámetros de Diseño.

Fa:	1,20	k:	1,00
Fd:	1,30	η:	2,8
Fs:	1,30	Tc:	0,775
r:	1,00		

2.b) Determinación del Corte Basal (Va):

Z	I	Ct	α	hn [m]	T [s]	Sa	R	φP	φE
0,40	1,00	0,072	0,8	9,00	0,418	1,34	6,00	1,00	1,00

PISO	Losa	hi [m]	Ai [m ²]	W [T/m ²]	Wi [T]	Wi * hi [T*m]	Fi [T]	Ex [T]:	Ey [T]:
Piso 1	1	3,00	36,00	0,635	22,84	68,53	2,56	0,640	0,192
Piso 2	2	6,00	36,00	0,635	22,84	137,06	5,12	1,279	0,384
Piso 3	3	9,00	36,00	0,635	22,84	205,59	7,68	1,919	0,576
Σ		9,00			68,53	411,18	15,35		

Va: 15,35 [T]

% Va: 22,40%

3. DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

Δm: 18 [cm]

Datos de Diseño Obtenidos del Robot:

- ✓ Estructura: Desplazamiento= 10.3 [cm]

- ✓ Vigas Principales: Momento Positivo = 3.60 [T * m]
Momento Negativo = 11.60 [T * m]
Corte = 8.86 [T]

- ✓ Vigas Secundarias: Momento Positivo = 3.03 [T * m]
Momento Negativo = 9.83 [T * m]
Corte = 6.95 [T]

- ✓ Viguetas: Momento Positivo = 1.05 [T * m]
Momento Negativo = 0.0 [T * m]
Corte = 0.97 [T]

- ✓ Columnas: Momento Superior X = -7.37[T * m]
Momento Inferior X = 6.23 [T * m]
Momento Superior Y = -8.34 [T * m]
Momento Inferior Y = 6.83 [T * m]
Carga Axial = 20.76 [T]
Corte X = 5.06 [T]
Corte Y = 4.53 [T]
 $k_x = 1.24$
 $k_y = 1.24$

- ✓ Losa Unidireccional: Momento Positivo = 2.30 [T * m]
Momento Negativo = 0.96 [T * m]
Corte = 2.50 [T]

Resultados del Diseño con los Programas de Aplicación:

- ✓ Vigas Principales y Secundarias:
 - Los esfuerzos de estas vigas son muy parecidos, por lo que su diseño fue el mismo, utilizando las solicitaciones más desfavorables
 - Tanto vigas principales como vigas secundarias serán de un perfil tipo I 100x6-250x4-150x8, tendrá 8 conectores en la zona positiva, y 6 conectores en la zona negativa

- ✓ Vigueta:
 - Los esfuerzos en las viguetas son bajos, y al no cumplir normativa sísmica podríamos poner secciones muy pequeñas, sin embargo, por motivos constructivos se utilizó una sección mínima.
 - La vigueta será de un perfil tipo I 75x5-150x3, tendrá 4 conectores.

- ✓ Columnas:
 - Las columnas serán de 250x250x6, rellenas de hormigón simple.

- Losa Unidireccional:
 - Por motivos constructivos, la losa con panel metálico, tendrá un espesor mínimo de 120[mm].
 - El panel es del mínimo espesor mínimo disponible, 0.65 [mm].
 - El refuerzo positivo será de: $1\Phi_L 10[mm] @ 250[mm]$.
 - El refuerzo negativo será de: $1\Phi_L 14[mm] @ 150[mm]$.
 - La malla de refuerzo para cumplir con la temperatura y retracción, es de 150x150x6 [mm].

Cantidades de Obra:

Elemento	#	Dimensiones		Hormigón [m³]	Acero de Refuerzo [kg]		Área de Panel [m²]
		Área de Sección [cm²]	Longitud [m]		Longitudinal	Transversal	
Columnas	4	566,44	3	0,68	-	-	-
Losa	1	950	6	3,42	262,8	106,56	36,00
Total				4,10	369,36		36,00

Elemento	#	Conectores		
		Positivo	Negativo	Total
Vigas	4	8	6	56
Viguetas	2	4	-	8
Total				64

Elemento	Material	Can.	Long. (m)	Peso (kg/m)	Peso Final (kg)
Columnas					
Columna	∅: 250 250 6	1	3,000	45,97	137,91
Rigidizador Sup.	PL: 250 1000 4	2	0,238	7,85	3,74
Rigidizador Inf.	PL: 250 1000 4	2	0,238	7,85	3,74
					145,38
		Unidades = 4		Total Elemento	581,53
Vigas					
Patín Superior	PL: 100 1000 6	1	6,000	4,71	28,26
Patín Inferior	PL: 150 1000 8	1	6,000	9,42	56,52
Alma	PL: 150 1000 8	1	6,000	9,42	56,52
Placas de Remate	PL: 50 1000 3	4	0,130	1,18	0,61
					141,91
		Unidades = 4		Total Elemento	567,65
Viguetas					
Patín	PL: 75 1000 5	2	6,000	2,94	35,33
Alma	PL: 150 1000 3	1	6,000	3,53	21,20
Placas de Remate	PL: 50 1000 2	4	0,130	0,79	0,41
					56,93
		Unidades = 2		Total Elemento	113,86
Peso Total de Elementos				1263,03	[kg]

8.2.3.3) Modulado de 10 x 10 metros.

Definición de Cargas:

1.- CARGAS VERTICALES

1.a) Carga Muerta (Cm):

Panel Metálico:	5,90	[Kg/m ²]
Masillado e= 2 cm	40,00	[Kg/m ²]
Acabado de Piso	35,00	[Kg/m ²]
Instalaciones:	5,00	[Kg/m ²]
Cielo Raso:	10,00	[Kg/m ²]
Mampostería:	180,00	[Kg/m ²]
Cm	275,90	[Kg/m²]

Cm: 275,00 [Kg/m²]

1.b) Peso Propio (Pp):

Pp: 303,11 [Kg/m²]

1.c) Carga Viva (Cv):

Cv: 250,00 [Kg/m²]

2.- CARGAS SISMICAS

2.a) Parámetros de Diseño.

Fa:	1,20	k:	1,00
Fd:	1,30	η:	2,8
Fs:	1,30	Tc:	0,775
r:	1,00		

2.b) Determinación del Corte Basal (Va):

Z	I	Ct	α	hn [m]	T [s]	Sa	R	φP	φE
0,40	1,00	0,072	0,8	9,00	0,418	1,34	6,00	1,00	1,00

PISO	Losa	hi [m]	Ai [m ²]	W [T/m ²]	Wi [T]	Wi * hi [T*m]	Fi [T]	Ex [T]:	Ey [T]:
Piso 1	1	3,00	100,00	0,641	64,06	192,18	7,17	1,794	0,538
Piso 2	2	6,00	100,00	0,641	64,06	384,37	14,35	3,587	1,076
Piso 3	3	9,00	100,00	0,641	64,06	576,55	21,52	5,381	1,614
Σ		9,00			192,18	1.153,10	43,05		

Va: 43,05 [T]

% Va: 22,40%

3. DESPLAZAMIENTO LATERAL PERMITIDO

Δm: 18 [cm]

Datos de Diseño Obtenidos del Robot:

- ✓ Estructura: Desplazamiento= 4.9 [cm]

- ✓ Vigas Principales: Momento Positivo = 13.99 [T * m]
Momento Negativo = 38.58 [T * m]
Corte = 16.98 [T]

- ✓ Vigas Secundarias: Momento Positivo = 13.91 [T * m]
Momento Negativo = 37.47 [T * m]
Corte = 16.31 [T]

- ✓ Viguetas: Momento Positivo = 6.29 [T * m]
Momento Negativo = 0.00 [T * m]
Corte = 3.10 [T]

- ✓ Columnas: Momento Superior X = -29.48[T * m]
Momento Inferior X = 19.44 [T * m]
Momento Superior Y = -29.41 [T * m]
Momento Inferior Y = 20.03 [T * m]
Carga Axial = 51.76 [T]
Corte X = 16.48 [T]
Corte Y = 16.30 [T]
 $k_x = 4.28$
 $k_y = 4.09$

- ✓ Losa Unidireccional: Momento Positivo = 1.95 [T * m]
Momento Negativo = 1.26 [T * m]
Corte = 1.95 [T]

Resultados del Diseño con los Programas de Aplicación:

- ✓ Vigas Principales y Secundarias:
 - Los esfuerzos son muy parecidos en estos dos tipos de vigas, así que se realizó un solo diseño con las condiciones más desfavorables.
 - Las vigas serán de un perfil tipo I 150x10-350x6-200x12, con 17 conectores en la zona positiva, y 14 conectores en la zona negativa.

- ✓ Vigueta:
 - La vigueta será de un perfil tipo I 100x6-200x4, con 6 conectores.

- ✓ Columnas:
 - Las columnas serán de 400x400x12.

- ✓ Losa Unidireccional:
 - Por motivos constructivos, la losa con panel metálico, tendrá un espesor mínimo de 120[mm].
 - El panel es del mínimo espesor mínimo disponible, 0.65 [mm].
 - El refuerzo positivo será de: $1\Phi_L 12$ [mm] @ 250[mm].
 - El refuerzo negativo será de: $1\Phi_L 14$ [mm] @ 150[mm].
 - La malla de refuerzo para cumplir con la temperatura y retracción, es de 150x150x6 [mm].

Cantidades de Obra:

Elemento	#	Dimensiones		Hormigón [m³]	Acero de Refuerzo [kg]		Área de Panel [m²]
		Área de Sección [cm²]	Longitud [m]		Longitudinal	Transversal	
Columnas	4	1414	3	1,70	-	-	-
Losa	1	950	10	9,5	808,44	297,48	100,00
Total				11,20	1105,92		100,00

Elemento	#	Conectores		
		Positivo	Negativo	Total
Vigas	4	17	14	124
Viguetas	4	14	-	56
Total				180

Elemento	Material				Can.	Long. (m)	Peso (kg/m)	Peso Final (kg)
Columnas								
Columna	∅:	400	400	12	1	3,000	146,20	438,60
Rigidizador Sup.	PL:	350	1000	10	2	0,376	27,48	20,66
Rigidizador Inf.	PL:	350	1000	10	2	0,376	27,48	20,66
								479,92
					Unidades = 4		Total Elemento	1919,67
Vigas								
Patín Superior	PL:	150	1000	10	1	10,000	11,78	117,75
Patín Inferior	PL:	200	1000	15	1	10,000	23,55	235,50
Alma	PL:	350	1000	6	1	10,000	16,49	164,85
Placas de Remate	PL:	50	1000	6	4	0,330	2,36	3,11
								521,21
					Unidades = 4		Total Elemento	2084,83
Viguetas								
Patín	PL:	100	1000	6	2	10,000	4,71	94,20
Alma	PL:	200	1000	4	1	10,000	6,28	62,80
Placas de Remate	PL:	50	1000	4	4	0,180	1,57	1,13
								158,13
					Unidades = 4		Total Elemento	632,52
Peso Total de Elementos							4637,03	[kg]

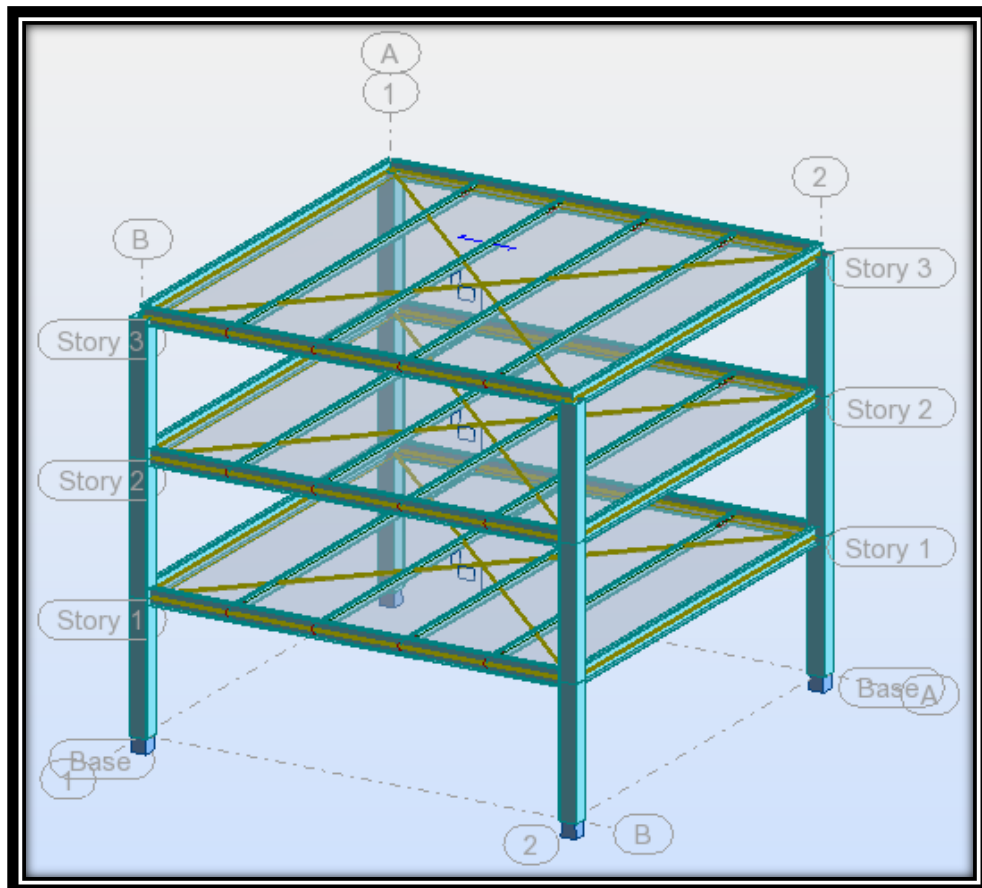


Figura 8. 3 Modelo en Elementos Compuestos 10x10

8.3 Presupuestos de los Modelos.

Los precios unitarios son precios actuales de mercado, donde se tomó en cuenta precios reales de oferta de algunas constructoras. Se utilizó como precios bases, los rubros referenciales publicados por la Cámara de la Construcción, pero corregidos en base de la experiencia constructiva de las empresas constructoras.

Para poder mantener los estándares de comparación, rubros como la colocación de malla electro-soldada y los diferentes encofrados, fueron cuantificados bajo una misma unidad de medida, sin importar sus dimensiones. Esto quiere decir que la malla electro-soldada se cuantificó por kilogramos y no por una malla específica, como por ejemplo, una malla de 250x250x6. Para llegar a los precios unitarios de este tipo de rubros, se seleccionó algunos ejemplos y se llegó a un valor en base a la interpolación.

8.3.1) Sistema constructivo de Hormigón Armado.

8.3.1.1) Modulado de 3 x 3 metros.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Armado del Refuerzo Longitudinal en Vigas	kg	78,99	2,17	\$ 171,42
2	Armado del Refuerzo Transversal en Vigas	kg	76,01	2,17	\$ 164,95
3	Encofrado/Desencofrado de Vigas	m ²	11,40	23,00	\$ 262,20
4	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Vigas	m ³	0,84	130,48	\$ 109,60
5	Armado del Refuerzo Longitudinal en Columnas	kg	85,25	2,17	\$ 184,99
6	Armado del Refuerzo Transversal en Columnas	kg	62,98	2,17	\$ 136,67
7	Encofrado/Desencofrado de Columnas	m ²	14,40	20,73	\$ 298,51
8	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Columnas	m ³	1,08	137,59	\$ 148,60
9	Armado del Refuerzo Longitudinal en Losas	kg	55,53	2,17	\$ 120,50
10	Malla Electro-Soldada 250x250x6	kg	19,98	2,77	\$ 55,34
11	Encofrado/Desencofrado de Losas	m ²	9,00	23,80	\$ 214,20
12	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Losas	m ³	0,90	130,48	\$ 117,43
Total Costo Proyecto =					\$ 1.984,42

8.3.1.2) Modulado de 6 x 6 metros.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Armado del Refuerzo Longitudinal en Vigas	kg	299,20	2,17	\$ 649,26
2	Armado del Refuerzo Transversal en Vigas	kg	136,18	2,17	\$ 295,52
3	Encofrado/Desencofrado de Vigas	m ²	36,30	23,00	\$ 834,90
4	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Vigas	m ³	3,60	130,48	\$ 469,73
5	Armado del Refuerzo Longitudinal en Columnas	kg	85,25	2,17	\$ 184,99
6	Armado del Refuerzo Transversal en Columnas	kg	68,71	2,17	\$ 149,10
7	Encofrado/Desencofrado de Columnas	m ²	14,40	20,73	\$ 298,51
8	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Columnas	m ³	1,08	137,59	\$ 148,60
9	Armado del Refuerzo Longitudinal en Losas	kg	159,19	2,17	\$ 345,43
10	Malla Electro-Soldada 250x250x6	kg	81,50	2,77	\$ 225,77
11	Encofrado/Desencofrado de Losas	m ²	36,00	23,80	\$ 856,80
12	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Losas	m ³	5,04	130,48	\$ 657,62
Total Costo Proyecto =					\$ 5.116,22

8.3.1.3) Modulado de 10 x 10 metros.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Armado del Refuerzo Longitudinal en Vigas	kg	1123,64	2,17	\$ 2.438,30
2	Armado del Refuerzo Transversal en Vigas	kg	265,93	2,17	\$ 577,06
3	Encofrado/Desencofrado de Vigas	m ²	98,00	23,00	\$ 2.254,00
4	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Vigas	m ³	14,20	130,48	\$ 1.852,82
5	Armado del Refuerzo Longitudinal en Columnas	kg	173,95	2,17	\$ 377,48
6	Armado del Refuerzo Transversal en Columnas	kg	97,34	2,17	\$ 211,22
7	Encofrado/Desencofrado de Columnas	m ²	19,20	20,73	\$ 398,02
8	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Columnas	m ³	1,92	137,59	\$ 264,17
9	Armado del Refuerzo Longitudinal en Losas	kg	730,12	2,17	\$ 1.584,35
10	Malla Electro-Soldada 200x200x6	kg	222,00	2,77	\$ 614,94
11	Encofrado/Desencofrado de Losas	m ²	100,00	23,80	\$ 2.380,00
12	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Losas	m ³	12,00	130,48	\$ 1.565,76
Total Costo Proyecto =					\$ 14.518,12

8.3.2) Sistema constructivo de Acero.

8.3.2.1) Modulado de 3 x 3 metros.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Estructura Metálica	kg	583,04	2,30	\$ 1.340,98
2	Panel Colaborante	m ²	9,00	12,83	\$ 115,47
3	Armado del Refuerzo Longitudinal en Losas	kg	12,32	2,17	\$ 26,74
4	Malla Electro-Soldada 150x150x6	kg	26,64	2,77	\$ 73,79
5	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Losas	m ³	0,86	130,48	\$ 111,56
Total Costo Proyecto =					\$ 1.668,55

8.3.2.2) Modulado de 6 x 6 metros.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Estructura Metálica	kg	2078,74	2,30	\$ 4.781,11
2	Panel Colaborante	m ²	36,00	12,83	\$ 461,88
3	Armado del Refuerzo Longitudinal en Losas	kg	66,64	2,17	\$ 144,60
4	Malla Electro-Soldada 150x150x6	kg	142,20	2,77	\$ 393,89
5	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Losas	m ³	4,14	130,48	\$ 540,19
Total Costo Proyecto =					\$ 6.321,67

8.3.2.3) Modulado de 10 x 10 metros.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Estructura Metálica	kg	6999,94	2,30	\$ 16.099,86
2	Panel Colaborante	m ²	100,00	12,83	\$ 1.283,00
3	Armado del Refuerzo Longitudinal en Losas	kg	481,26	2,17	\$ 1.044,33
4	Malla Electro-Soldada 250x250x8	kg	316,00	2,77	\$ 875,32
5	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Losas	m ³	9,50	130,48	\$ 1.239,56
Total Costo Proyecto =					\$ 20.542,07

8.3.3) Sistema constructivo de Elementos Compuestos.

8.3.3.1) Modulado de 3 x 3 metros.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Estructura Metálica	kg	414,62	2,30	\$ 953,64
2	Panel Colaborante	m ²	9,00	12,83	\$ 115,47
3	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Columnas	m ³	0,18	137,59	\$ 24,97
4	Armado del Refuerzo Longitudinal en Losas	kg	12,32	2,17	\$ 26,74
5	Malla Electro-Soldada 150x150x6	kg	26,64	2,77	\$ 73,79
6	Conectores	u	60,00	1,94	\$ 116,40
7	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Losas	m ³	1,04	130,48	\$ 135,24
Total Costo Proyecto =					\$ 1.446,25

8.3.3.2) Modulado de 6 x 6 metros.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Estructura Metálica	kg	1263,03	2,30	\$ 2.904,98
2	Panel Colaborante	m ²	36,00	12,83	\$ 461,88
3	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Columnas	m ³	0,68	137,59	\$ 93,52
4	Armado del Refuerzo Longitudinal en Losas	kg	262,80	2,17	\$ 570,28
5	Malla Electro-Soldada 150x150x6	kg	106,56	2,77	\$ 295,17
6	Conectores	u	64,00	1,94	\$ 124,16
7	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Losas	m ³	4,10	130,48	\$ 534,93
Total Costo Proyecto =					\$ 4.984,92

8.3.3.3) Modulado de 10 x 10 metros.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Estructura Metálica	kg	4637,03	2,30	\$ 10.665,16
2	Panel Colaborante	m ²	100,00	12,83	\$ 1.283,00
3	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Columnas	m ³	1,70	137,59	\$ 233,42
4	Armado del Refuerzo Longitudinal en Losas	kg	808,44	2,17	\$ 1.754,32
5	Malla Electro-Soldada 150x150x6	kg	297,48	2,77	\$ 824,02
6	Conectores	u	180,00	1,94	\$ 349,20
7	Hormigón f'c = 210kg/cm ² en Losas	m ³	11,20	130,48	\$ 1.460,92
Total Costo Proyecto =					\$ 16.570,04

CAPÍTULO # 9 “CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”

9.1 Conclusiones.

9.1.1) Conclusiones Económicas.

- ✓ En el modulado de 3x3, es la construcción con Elementos Compuestos la más económica. Le sigue el acero con un 6.4% más, y luego el hormigón armado con un 37.3% más. La principal causa por la que el hormigón es considerablemente más caro, es el uso de columnas sísmicas, que deben ser de un tamaño mínimo de 30x30 cm, esto lleva a que el diseño de dichos elementos haya sido por normativa sísmica y no por las cargas actuantes. En otras palabras, las columnas de hormigón están subutilizadas.
- ✓ En el modulado 6x6, sigue siendo la construcción con Elementos compuesta la más económica. Sin embargo, esta vez, es el Hormigón Armado el que le sigue con un 2.6% más caro y luego el Acero con un 26.8% más alto.
- ✓ Es en el modulado de 10x10, donde los Elementos Compuestos son superados, siendo 14.1% más caros que la construcción en Hormigón. El Acero sigue con un 41.5% más caro respecto al Hormigón Armado.

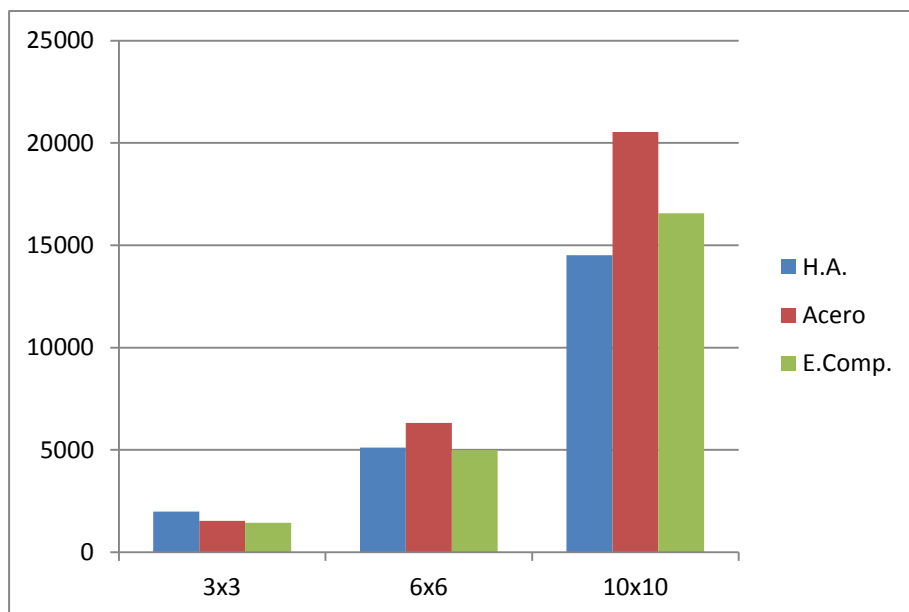


Figura 9. 1 Precio de Construcción vs Modulado.

- ✓ En la figura 9.1, se observa la evolución de los costos de los diferentes sistemas constructivos en las diferentes luces. Es importante notar que para luces cortas y medias (3x3 y 6x6 respectivamente), el factor económico no es tan significativo a la hora de tomar una decisión en la elección del sistema constructivo. Y las diferencias tan pequeñas, permiten que dependa mucho del diseñador el precio de cada sistema, puesto que pequeños cambios en el diseño pueden hacer que un sistema pase a ser más económico que otro.
- ✓ Estos resultados reflejan la realidad del Ecuador, confirmando que somos un país mucho más ligado a la Construcción en Hormigón Armado que a la construcción en Acero. Y no es solo la ventaja económica lo que apuntala esta conclusión, si no también la menor necesidad de personal calificado para el hormigón armado, permitiendo así mayor accesibilidad a este tipo de construcción. Hay que recordar que somos un país que importa el acero, y son las tasas comerciales y de transporte muy influyentes en el precio, dándole una desventaja frente al hormigón armado.
- ✓ Es importante también la relación que tienen el acero y los elementos compuestos, ya que a pesar de que ambos sistemas constructivos son en base de acero, el apoyo que le da el hormigón a los elementos compuestos permite disminuir el costo de construcción. Se obtuvo una reducción del 6% en el modulado de 3x3, 21.1% en el modulado de 6x6 y un 19.3% en el modulado de 10x10. Esto confirma las características que describimos en el capítulo 1 y 2, donde se puntualizó que al trabajar los dos materiales juntos permiten una mayor capacidad de carga, lo que se traduce en menores secciones y mayor economía.

9.1.2) Conclusiones Técnicas.

- ✓ La primera característica técnica que se debe comparar son las luces. En la figura 9.2 se puede observar, los diferentes peraltes para los diferentes ejercicios realizados, de las viguetas intermedias, las cuales serán las que determinen la altura libre de entepiso, puesto que las vigas principales y secundarias de los bordes, se las puede perder con la mampostería. Sin embargo en la figura 9.3 se tabuló el peralte de las vigas principales.

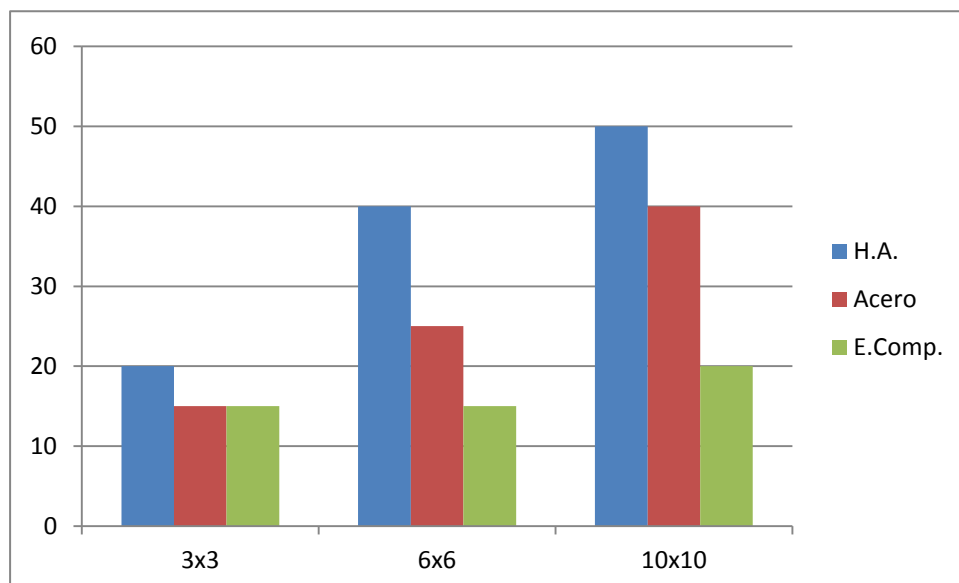


Figura 9. 2 Peralte de Viguetas (cm) vs Modulado

- ✓ Se observar que es la construcción compuesta es la más favorable en este tema, puesto que sus menores peraltes se deben al trabajo conjunto con la losa de hormigón. Este es un factor muy significativo a la hora de elegir nuestro sistema constructivo, ya que a menor altura de entepiso, menor altura total de edificación, lo que se traduce en un menor efecto sísmico, y un ahorro en otro tipo de costos indirectos como grúas y transporte.

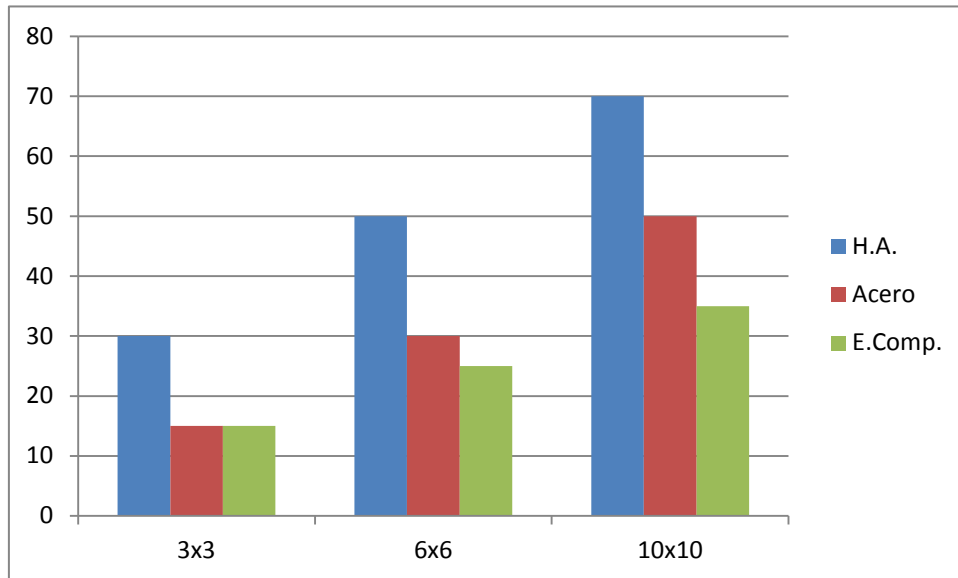


Figura 9.3 Peralte de Vigas (cm) vs Modulado (m).

- ✓ En la figura 9.3 se puede observar una menor diferencia entre el acero y el elemento compuesto, esto porque en vigas tenemos momento negativo, y en los elementos compuestos es básicamente el perfil de acero el que debe soportar la solicitación, con una pequeña ayuda del acero de refuerzo de la losa.
- ✓ Mientras más grandes son las luces, se observa la desventaja de los elementos de hormigón, que necesitan peraltes mucho mayores que los otros sistemas constructivos. Esta es la razón por la que las naves o galpones industriales son en base de acero, puesto que luces de 25, 30 y 50 metros en hormigón no sería posible.
- ✓ El segundo punto técnico que se analizará, es el tamaño de la sección de columnas. Hay que señalar que a menor sección de columna, mayor es el área útil del piso y por ende mayor economía. Esto se visualiza en la figura 9.4

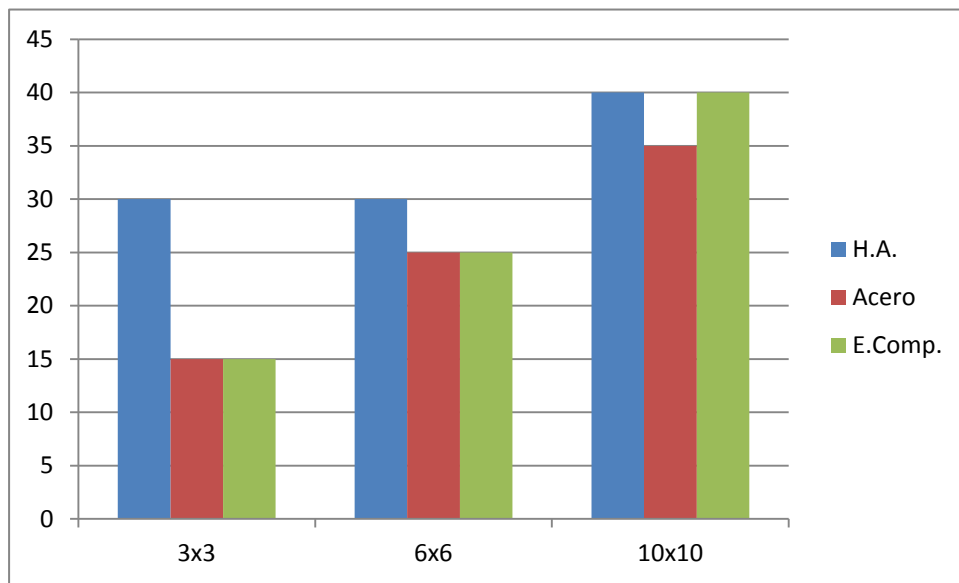


Figura 9. 4 Sección de Columna (cm) vs Modulado (m)

- ✓ La sección de columna no es una característica ventajosa en los elementos compuestos. Podemos observar que es el perfil metálico el más favorable. Sin embargo, estos resultados tienen su sustento en la inercia. Al tener perfil relativamente pequeños, como vigas, en el sistema compuesto, y a esto se le sumamos la inercia gigante que le adiciona el hormigón a al perfil metálico, la columna tiende a absorber la mayor parte de los esfuerzos, debido a su gran inercia. Esto hace que las columnas de elementos compuestos estén bajo solicitaciones altas en comparación de los otros elementos (vigas y viguetas).
- ✓ Los elementos de hormigón, son los más desfavorables en este aspecto, y es por esto que en edificios altos (más de 25 pisos), es mucho más común la construcción en base de acero, ya que las secciones requeridas de columna son considerablemente menores a las de columnas en hormigón armado.

9.2 Recomendaciones.

Las recomendaciones que nacen después de esta disertación, tiene que ver con profundizar y completar ciertos temas que surgieron a medida que se iba desarrollando el presente trabajo. Estos temas son necesarios para poder tener una mayor información a la hora de comparar los tres sistemas constructivos, y son temas aptos para futuras disertaciones:

- ✓ Se recomienda realizar un estudio a nivel de análisis estructural. Es decir, pasar de lo micro, que fue esta disertación, donde la comparación fue a nivel de elementos estructurales, a lo macro, que sería el comportamiento estructural de un edificio o una estructura completa.
- ✓ Realizar un estudio respecto a los conectores. Esto no solo con la finalidad de adaptarlos más a la realidad ecuatoriana, sino de entender mejor su funcionamiento e importancia. Recordemos que los únicos conectores aceptados por la AISC son los de espárrago (que no son nada usuales en el Ecuador) y canales laminados (que tampoco son muy comunes en el Ecuador). Perfiles como ángulos doblados en frío, canales doblados en frío, entre otros, son una sugerencia de estudio.
- ✓ Profundizar en la normativa del NEC, puesto que se basa en otros códigos principalmente en la ASCE 7, pero con modificaciones importantes. Sería interesante que se determine el porqué de estas modificaciones y como se adaptan estas a la realidad ecuatoriana. Un ejemplo es el valor R (factor de reducción de respuesta estructural), donde el NEC permite un valor máximo de 7, mientras que la ASCE 7 permite un valor máximo de 8. Otro es la reducción de la carga viva en cubiertas, en el caso de galpones con cubiertas inclinadas donde se prohíbe la reducción de carga viva debido a posibles caídas de ceniza, en la zona de la sierra.

BIBLIOGRAFÍA

Códigos y Normas

1. American Institute of Steel Construction (*AISC*), Specification for Structural Steel Buildings, AISC 360-10, Marzo 2010, Chicago, Illinois, USA.
2. American Institute of Steel Construction (*AISC*), Specification for Structural Steel Buildings, AISC 341-10, Marzo 2010, Chicago, Illinois, USA.
3. American Concrete Institute (*ACI*), Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, ACI 318S-08, Mayo 2008, Primera Impresión, Farmington Hills, USA.
4. Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-11, 2011, Quito, Ecuador.
5. European Committee for Standardization (*CEN*), Eurocode 4: Design of composite Steel and Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004, Brussels, Bélgica.
6. Steel Deck Institute (*SDI*), Composite Steel Floor Deck-Slabs, SDI C-2011, 2011, Fox River, Illinois, USA.
7. American Iron and Steel Institute (*AISI*), Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, AISI S100-07, Julio 2007, USA.

Libros, Tesis y Cursos:

8. VIZUETE ROMO, Edwin Antonio, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Magíster en Ingeniería Estructural- “Diseño de Edificios de Acero con Elementos Compuestos”, Escuela Politécnica Nacional, Junio 2009, Quito, Ecuador.
9. McCORMAC, Jack C., Diseño de Estructuras Metálicas, Alfa Omega S.A., 1991, México DF, México.

10. VINNAKOTA, Sriramulu, Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD, McGraw-Hill, Mayo 2007, México D.F., México.
11. GARCÉS, Juan Carlos, Curso de Acero, Pontificia Universidad Católica del Ecuador, 2011, Quito, Ecuador.
12. YONG AYÓN, Danny Jim, Tesis Previa a la Obtención del Grado de Doctor: “Diseño de elementos estructurales de acero sujetos a flexo-compresión: Desarrollo teórico y estudio Comparativo, Universidad de Navarra, Escuela Superior de Ingenieros, Abril 2007, San Sebastián, España.
13. Cuaderno de Hormigón 2, clase dictada por el Ing. Gustavo Leoro, Facultad de Ingeniería, Universidad Católica del Ecuador.
14. WINTER, George y NILSON, Arthur, Proyecto de Estructuras de Hormigón, Editorial Reverté Colombiana, 1997, Bogota, Colombia.
15. PARK, R y PAULAY, T, Estructuras de Concreto Reforzado, Editorial Limusa, Primera Edición, Primera Reimpresión, 1978, México.
16. SALMON, Charles G. y JHONSON, Jhon E., Steel Structures: Design and Behavior, Segunda Edición, Harper y Row Publishers, 1980, New York, USA.

Referencias de Internet y Otros

17. GARCÍA, Ana Luisa, Flexión Simple, <http://www.arqhys.com/construccion/simple-flexion.html> (4 de febrero de 2012)
18. Leonhard Euler, http://es.wikipedia.org/wiki/Leonhard_Euler (24 de junio de 2012)
19. SAMPERTEGUI, José María, Elementos Solicitados a Compresión, <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americanab/05-elementosSolicitadosACompresion/5-5.html> (24 de junio de 2012)

Referencias de Imágenes de Internet

20. <http://www.protecnologica.com/MedelSwich/Htm/4300PANS00.htm>
21. http://www.frm.utn.edu.ar/metalias/Ciclo%202009/Guias%20de%20Estudio/CMM_Barras%20Comprimidas_PT_09.pdf
22. Archivo de Fotos de Proyectos – Estructec (Estructuras y Tecnologías S.A.).
23. <http://www.losconstructores.com/BancoConocimiento/R/R122finaledificio/imagenes3/Fig-15-y-16-Model-copia.gif>
24. <http://grupos.unican.es/gidai/web/asignaturas/ISCIE/Pasiva%2002.pdf>
25. http://img.archiexpo.es/images_ae/photo-m2/vigas-prefabricadas-mixtas-acero-hormigon-55693-2205883.jpg
26. http://t2.gstatic.com/images?q=tbn:ANd9GcRzKHOGguhb_eMhiJEsogRqyCLEfXTwC6fuJkS6vHvJP8-Z8xVSxw
27. <http://publiespe.espe.edu.ec/academicas/hormigon/hormigon11-a.htm>
28. <http://www.columnascompuestas.com>
29. <http://es.scribd.com/doc/10239762/Diseno-de-losas>
30. [http://www.acero-deck.com/instalacion\(1\).php](http://www.acero-deck.com/instalacion(1).php)
31. <http://www.steel-deck.com/imagen>
32. http://www.stud-welding-machine.com/photo/pl473474-shear_connector_arc_welding_accessories.jpg
33. <http://www.shearstudconnectors.com/images/stud-welder-GE2500i.jpg>
34. <http://www.bluearcstudwelding.com/images/stories/p71.png>
35. http://www.tecnaria.com/photo234_3.jpg

ANEXOS

Precios Unitarios

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 1

Unidad: kg

Fecha: 2012

Descripción: Acero de Refuerzo Fy:4200kg/cm² (8 a 32mm) en Vigas

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
101	Acero Corrugado	Kg	1,05	1,13	1,18
302	Alambre galvanizado No. 18	Kg	0,14	2,42	0,34
PARCIAL M					1,52

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3006	Maestro Mayor	0,1	0,08	4,15	0,03
3022	Oficial	1	0,08	3,05	0,24
PARCIAL N					0,28

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2012	Herramienta Menor	1	0,01	5% M.O.	0,01
PARCIAL O					0,01

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	1,81
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	0,36
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 2,17

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro
Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado
P.U.: 2 **Unidad:** m² **Fecha:** 2012
Descripción: Encofrado/Desencofrado de Vigas

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
444	Tabla de monte 2,40x0,3	u	3,00	1,83	5,49
308	Clavos 2,5"	kg	0,25	1,00	0,25
437	Puntales 2,5m	u	8,00	0,94	7,52
PARCIAL M					13,26

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3006	Maestro Mayor	0,1	0,85	4,15	0,35
3013	Carpintero	1	0,85	3,15	2,68
3022	Oficial	1	0,85	3,05	2,59
PARCIAL N					5,62

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2012	Herramienta menor	1	0,28	5% M.O.	0,28
PARCIAL O					0,28

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P		19,16
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:		3,83
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%	
UTILIDAD:	8,00%	
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$	23,00

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 3

Unidad: m³

Fecha: 2012

Descripción: Hormigón f'c = 210kg/cm² en Vigas

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
213	Cemento Holcim	saco	6,45	6,80	43,86
206	Arena	m3	0,45	12,00	5,40
224	Ripio	m3	0,89	12,00	10,68
205	Agua	m3	0,23	0,69	0,16
PARCIAL M					60,10

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3006	Maestro Mayor	0,1	3,25	4,15	1,35
3011	Albañil	1	3,25	3,15	10,24
3022	Oficial	2	3,25	3,05	19,83
PARCIAL N					31,41

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2012	Herramienta menor	1	-	2% M.O.	-
2115	Concretera 1 Saco	1	3,25	3,05	9,91
2025	Vibrador	1	3,25	2,25	7,31
PARCIAL O					17,23

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	108,73
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	21,75
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 130,48

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 4

Unidad: kg

Fecha: 2012

Descripción: Acero de Refuerzo $F_y: 4200 \text{ kg/cm}^2$ (8 a 32mm) en Columnas

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
101	Acero Corrugado	Kg	1,05	1,13	1,19
302	Alambre galvanizado No. 18	Kg	0,14	2,42	0,34
PARCIAL M					1,52

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3006	Maestro Mayor	0,1	0,08	4,15	0,03
3022	Oficial	1	0,08	3,05	0,24
PARCIAL N					0,27

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2012	Herramienta menor	1	0,01	5% M.O.	0,01
PARCIAL O					0,01

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	1,81
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	0,36
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 2,17

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 5

Unidad: m²

Fecha: 2012

Descripción: Encofrado/Desencofrado de Columnas

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
413	Duela de eucalipto machimbrada	u	3,61	3,14	11,34
424	Madera de eucalipto 10*10 cm	m	2,00	2,50	5,00
307	Clavos 2"	kg	0,10	1,42	0,14
PARCIAL M					16,48

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3006	Maestro Mayor	0,1	0,12	4,15	0,05
3013	Carpintero	1	0,12	3,15	0,38
3022	Oficial	1	0,12	3,05	0,37
PARCIAL N					0,79

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2012	Herramienta menor	1	0,04	5% M.O.	0,04
PARCIAL O					-

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	17,27
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	3,45
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 20,73

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro
Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado
P.U.: 6 **Unidad:** m³ **Fecha:** 2012
Descripción: Hormigón f'c = 210kg/cm² en Columnas

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
213	Cemento Holcim	saco	6,45	6,80	43,86
206	Arena	m3	0,45	12,00	5,40
224	Ripio	m3	0,89	12,00	10,68
205	Agua	m3	0,23	0,69	0,16
PARCIAL M					60,10

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3006	Maestro Mayor	0,25	3,50	4,15	3,63
3013	Carpintero	1	3,50	3,15	11,03
3022	Oficial	2	3,50	3,05	21,35
PARCIAL N					36,01

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2012	Herramienta menor	1	-	2% M.O.	-
2115	Concretera 1 Saco	1	3,50	3,05	10,68
2025	Vibrador	1	3,50	2,25	7,88
PARCIAL O					18,55

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	114,65
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	22,93
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 137,59

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 7

Unidad: kg

Fecha: 2012

Descripción: Acero de Refuerzo Fy:4200kg/cm² (8 a 32mm) en Losas

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
101	Acero Corrugado	Kg	1,05	1,13	1,19
302	Alambre galvanizado No. 18	Kg	0,14	2,42	0,34
PARCIAL M					1,53

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3006	Maestro Mayor	0,1	0,08	4,15	0,03
3022	Oficial	1	0,08	3,05	0,23
PARCIAL N					0,27

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2012	Herramienta Menor	1	0,01	5% M.O.	0,01
PARCIAL O					0,01

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	1,81
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	0,36
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 2,17

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 8

Unidad: kg

Fecha: 2012

Descripción: Malla Electro-Soldada para Losas

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
237	Malla Electro-Soldada	kg	1,00	2,02	2,02
PARCIAL M					2,02

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3006	Maestro Mayor	0,1	0,08	4,15	0,03
3022	Oficial	1	0,08	3,05	0,24
PARCIAL N					0,28

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2012	Herramienta menor	1	0,01	5% M.O.	0,01
PARCIAL O					0,01

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	2,31
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	0,46
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 2,77

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 9

Unidad: m²

Fecha: 2012

Descripción: Encofrado/Desencofrado de Losas

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
445	Tablon de cedro 30cm cepillado	u	2,05	7,00	14,35
424	Madera de eucalipto 10*10 cm	m	1,40	2,50	3,50
307	Clavos 2"	kg	0,10	1,42	0,14
435	Puntales	u	1,00	1,01	1,01
PARCIAL M					19,00

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3006	Maestro Mayor	0,1	0,12	4,15	0,05
3013	Carpintero	1	0,12	3,15	0,38
3022	Oficial	1	0,12	3,05	0,37
PARCIAL N					0,79

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2012	Herramienta menor	1	0,04	5% M.O.	0,04
PARCIAL O					0,04

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	19,84
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	3,97
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 23,80

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 10

Unidad: m³

Fecha: 2012

Descripción: Hormigón f'c = 210kg/cm² en Losas

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
213	Cemento Holcim	saco	6,45	6,80	43,86
206	Arena	m3	0,45	12,00	5,40
224	Ripio	m3	0,89	12,00	10,68
205	Agua	m3	0,23	0,69	0,16
PARCIAL M					60,10

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3006	Maestro Mayor	0,1	3,25	4,15	1,35
3013	Carpintero	1	3,25	3,15	10,24
3022	Oficial	2	3,25	3,05	19,83
PARCIAL N					31,41

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2012	Herramienta menor	1	-	2% M.O.	-
2115	Concretera 1 Saco	1	3,25	3,05	9,91
2025	Vibrador	1	3,25	2,25	7,31
PARCIAL O					17,23

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	108,73
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	21,75
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 130,48

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 11

Unidad: kg

Fecha: 2012

Descripción: Estructura Metálica
 Incluye Montaje

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
117	Electrodo 1/8 6011	kg	0,09	3,67	0,31
115	Electrodo 1/8 6013	kg	0,04	3,67	0,15
102	Acero A-36	kg	1,05	1,10	1,16
508	Pintura anticorrosiva (metal)	gl	0,01	9,60	0,10
PARCIAL M					1,71

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3029	Soldador	0,1	0,04	3,37	0,01
3030	Ayudante S.	1	0,04	2,69	0,11
3031	Montador	0,5	0,04	4,15	0,07
PARCIAL N					0,20

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2022	Soldadora	1	0,00	2,25	0,01
PARCIAL O					0,01

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	1,91
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	0,38
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 2,30

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 12

Unidad: kg

Fecha: 2012

Descripción: Panel Colaborante

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
132	Panel Colaborante	m2	1,05	9,80	10,29
115	Electrodo 1/8 6013	kg	0,01	3,67	0,02
PARCIAL M					10,31

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3029	Soldador	0,1	0,07	3,37	0,02
3030	Ayudante S.	1	0,07	2,69	0,19
3031	Montador	0,5	0,07	4,15	0,15
PARCIAL N					0,36

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2022	Soldadora	1	0,01	2,25	0,02
PARCIAL O					0,02

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	10,69
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	2,14
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 12,83

Pontificia Universidad Católica Del Ecuador
Facultad de Ingeniería - Escuela de Civil

Autor: Sebastián Navarro

Disertación: Comparación Técnica-Económica de Elementos Compuestos vs. Elementos de Acero y Elementos de Hormigón Armado

P.U.: 13

Unidad: u

Fecha: 2012

Descripción: Conectores

MATERIALES

CODIGO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	COSTO UNITARIO
157	Conector	u	1,00	1,50	1,50
PARCIAL M					1,50

MANO DE OBRA

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	RENDI.	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
3029	Soldador	1	0,02	3,37	0,05
3030	Ayudante S.	1	0,02	2,69	0,04
PARCIAL N					0,10

EQUIPOS

CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	COSTO UNITARIO
2022	Soldadora	1	0,01	2,25	0,02
PARCIAL O					0,02

TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	DISTANCIA Km	UNITARIO / U.Km	COSTO UNITARIO
PARCIAL P					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS: X = M + N + O + P	1,62
TOTAL COSTOS INDIRECTOS:	0,32
COSTOS INDIRECTOS:	12,00%
UTILIDAD:	8,00%
VALOR PROPUESTO:	U.S.\$ 1,94