

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS
COMPUESTAS EN EDIFICACIONES**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

EDISSON ALBERTO MOSCOSO ALCANTARA

Lima- Perú

2014

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

AGRADECIMIENTOS

Es un honor el poder agradecerles a estas personas ya que sin su aporte, la realización de esta obra hubiera sido casi imposible finalizarla.

A Dios, por darme la fuerza y guiarme cada día para poder realizar mis metas. A mi padre, Augusto Moscoso y madre, María Alcántara, quienes vertieron su confianza con consejos y paciencia. A mi esposa e hijo quienes acompañan, brindan el calor de hogar y me hacen feliz todos los días. A mi asesor Dr. Víctor Fernández – Dávila, que con su voz guía, paciencia y apoyo incondicional, no pudiera haber terminado esta obra.

Finalmente agradezco a todos aquellos que me apoyaron, dieron su tiempo y consejo en el proceso de esta meta y las siguientes.

	Pág.
RESUMEN	6
LISTA DE TABLAS	7
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	11
INTRODUCCIÓN	13
CAPITULO I: ANTECEDENTES GENERALES	15
1.1. ANTECEDENTES	15
1.1.1. Elementos Compuestos	15
1.1.2. Modelaje, Análisis y Diseño	18
1.2. POSIBILIDADES DE PRE PROCESAMIENTO	20
1.3. POSIBILIDADES DE PROCESAMIENTO	21
1.4. POSIBILIDADES DE POST PROCESAMIENTO	21
CAPITULO II: INTRODUCCIÓN	23
2.1. EL USO DE ELEMENTOS COMPUESTOS COMO PROPUESTAS ESTRUCTURALES.	23
2.2. CONSTRUCCIÓN COMPUESTA.	29
2.3. EL TRABAJO DEL DISEÑADOR ESTRUCTURAL	31
2.4. HIPÓTESIS DE TRABAJO	33
CAPITULO III: CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS ELEMENTOS COMPUESTOS	34
3.1. VIGA COMPUESTA	34
3.1.1. Procedimientos de Construcción	37
3.1.1.1. <i>Apuntalada</i>	37
3.1.1.2. <i>Sin apuntalar</i>	38
3.1.2. Dimensionamiento	39
3.1.2.1. <i>Ancho efectivo de patines</i>	40
3.1.3. Conectores de cortante	42
3.1.3.1. <i>Desarrollo de los Conectores de Cortante</i>	43
3.1.3.2. <i>Tipos de Conectores de Cortante</i>	44
3.1.3.3. <i>Conexión de Cortante</i>	46
3.1.3.4. <i>Vigas parcialmente compuestas</i>	47

3.1.3.5. Resistencia de los Conectores por Cortante	48
3.1.3.6. Número, espaciamiento y recubrimiento de los conectores de cortante	51
3.1.4. Resistencia por flexión	53
3.1.4.1. Eje neutro en la losa de concreto	54
3.1.4.2. Eje neutro en el ala superior de la viga de acero	55
3.1.4.3. Eje neutro en el alma de la viga de acero	56
3.1.5. Resistencia por Cortante	57
3.1.6. Deflexiones	58
3.1.6.1. Deflexiones a largo plazo por flujo plástico	60
3.1.6.2. Deflexiones de vigas compuestas	61
3.1.6.3. Deflexión de vigas embebidas	62
3.1.7. Vigas compuestas con cubierta de acero troqueladas	62
3.1.8. Vigas Embebidas	67
3.1.9. Vigas Continuas	68
3.1.10. Diseño de secciones compuestas	69
3.1.11. Diseño de secciones embebidas	71
3.2. COLUMNA COMPUESTA	73
3.2.1. Especificaciones para columnas compuestas	75
3.2.2. Resistencias de diseño de columnas compuestas, cargadas axialmente.	77
3.2.3. Tablas del manual LRFD	79
3.2.4. Resistencias de diseño de columnas compuestas	80
3.2.5. Ecuación de flexión con carga axial	80
3.2.6. Diseño de columnas compuestas sujetas a carga axial y flexión	82
3.2.7. Transmisión de la carga a la cimentación	83
3.3. LOSA COMPUESTA	83
3.3.1. Características cualitativas de las losas colaborantes.	84
3.3.2. Características cuantitativas de las losas colaborantes.	88
3.3.3. Necesidad de apuntalamiento	88
3.3.4. Diseño de lámina colaborante como encofrado (No apuntalada)	89
3.3.5. Diseño de lámina colaborante y concreto como sección compuesta	90
3.3.6. Teoría vibracional	98
3.4. CONEXIONES VIGA – COLUMNA	103

3.4.1.	Conexiones a corte	104
3.4.2.	Conexiones con asiento	107
3.4.3.	Conexiones a momento	112
3.5.	DISEÑO DE PLACAS BASE PARA COLUMNAS Y PLACAS DE SOPORTE PARA VIGAS	116
3.5.1.	Placas base para columna	117
3.5.2.	Placas de Soporte para Vigas	143
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE ELEMENTOS COMPUESTOS		147
4.1.	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	147
4.2.	MODELO ESTRUCTURAL	150
4.3.	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	152
4.4.	CARGAS VERTICALES	152
4.4.1.	Carga Muerta	152
4.4.2.	Carga Viva	152
4.4.3.	Zonificación (Z)	153
4.4.4.	Parámetros del Suelo (S)	153
4.4.5.	Factor de ampliación Sísmica (C)	153
4.4.6.	Categoría de las edificaciones (U)	153
4.4.7.	Sistemas estructurales (R)	153
4.4.8.	Categoría y estructura de la edificación	155
4.4.9.	Espectro Inelástico de Pseudo-aceleraciones	155
4.4.10.	Combinaciones de Carga	156
4.5.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS	156
4.5.1.	Masas y Rigidez	156
4.5.2.	Modos de Vibración	157
4.5.3.	Fuerzas Globales	158
4.5.4.	Desplazamientos y Distorsiones	159
4.6.	RESULTADOS DEL DISEÑO	160
4.6.1.	Diseño de viga compuesta	160
4.6.2.	Diseño de columna compuesta	163
4.6.3.	Diseño de Losa compuesta	166
4.6.4.	Diseño de conexión viga-columna	174
4.6.5.	Diseño de Placa base de columna en cimentación	177

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	181
5.1. CONCLUSIONES	181
5.2. RECOMENDACIONES	182
BIBLIOGRAFÍA	183
ANEXOS	185

RESUMEN

En nuestro país, la mayoría de los grandes centros comerciales y edificios de oficinas, son construidos últimamente con los sistemas compuestos a base de acero estructural y concreto, estos en elementos como columnas, vigas y losas. Investigaciones indican que esto se realizaba desde inicios del siglo XIX y XX, cuando el concreto se utilizaba para la protección como recubrimiento del perfil de acero. Actualmente, el análisis y diseño de estos elementos en sus diferentes variedades, necesita el uso de un programa computacional para la demanda de tiempo en la realización de un proyecto, siempre y cuando se tenga el conocimiento de su comportamiento.

Los elementos de concreto y acero poseen una gran capacidad en compresión y tracción respectivamente, esto hace que con una ubicación y adherencia adecuadas, se tengan elementos de menores secciones que trabajen en sus capacidades óptimas, siendo ésta una de las ventajas principales, pues el peso en general de la edificación disminuye, teniendo su cimentación de menores dimensiones, menores costos, etc. Sin embargo, en nuestro país, muchas veces no es utilizado por la falta de conocimiento en su comportamiento y las propiedades que éstas generan en un sistema estructural, en ocasiones se puede proponer este sistema compuesto cuando no es necesario, encareciendo la obra por su elevado costo en la preparación e instalación.

La viga de acero se puede apuntalar antes del vaciado de la losa (viga y losa conectadas forman la viga compuesta), para que la carga sea soportada por los puntales, si no se apuntala, las cargas son soportadas por la viga de acero. Para columnas, tenemos, columnas con perfiles de acero embebidos, columnas tubulares rellenas en concreto, donde su diseño es muy similar a la de una columna tradicional, pero se pueden realizar elementos con menores dimensiones.

La viga compuesta es la más usada y difundida por los ingenieros estructurales, por sus características y propiedades, además, los programas de cómputo, presentan más datos de ingreso y reglamentos que rigen inclusive para el Perú. En columnas compuestas, algunos programas sólo presentan el análisis estructural.

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla N°2.1 Coeficientes de Reducción	31
Tabla N° 3.1 Resistencia nominal a cortante, Q_n (Klb) de conectores de ¾ pulg con cabeza (PERNOS)	49
Tabla N°3.2. Resistencias axiales de diseño	79
Tabla N° 3.3. Espesores de las láminas de los tableros metálicos	86
Tabla N° 3.4. Deflexiones Límites.	93
Tabla N° 3.5. Estimación del amortiguamiento disponible	102
Tabla N°4.1 Espectro Inelástico de Pseudo-aceleraciones	155
Tabla N°4.2 Tabla de centros de masas y de rigidez	157
Tabla N°4.3 Tabla de índices de Periodos y Frecuencia Modal del programa	157
Tabla N°4.4 Tablas de índices participación de masa modal del programa	157
Tabla N°4.5 Fuerzas Estáticas	158
Tabla N°4.6 Contribuciones de cada Modo a las Fuerzas Resultantes en la Base	158
Tabla N°4.7 Distorsiones Máximas por nivel	159
Tabla N°4.8 Distorsiones Máximas (según Norma E.030)	160
Tabla 4.9 Comparación de Resultados	163

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura N°1.1 Armadura Howe	15
Figura N°1.2 Viga de un puente metálico antiguo	16
Figura N°1.3 a) Piso de puente compuesto con conectores de cortante. (b) Sección embebida para pisos de edificio. (c) Pisos de edificio con conectores de cortante.	17
Figura N°1.4 Secciones compuestas usando tableros de acero formado. a) Costillas paralelas a la viga. b) Costillas perpendiculares a la viga	18
Figura N°3.1 Viga compuesta conformada por una viga laminada. a. Viga sin embeber a la losa el ala superior. b. Viga con ala superior embebida en losa de concreto.	34
Figura N°3.2 Viga con cubreplaca	35
Figura N°3.3 Vigas con cubierta de acero troquelada	35
Figura N°3.4 Viga Embebida	36
Figura N°3.5 Viga T sobre T	36
Figura N°3.6 Viga con "T" laminada	36
Figura N°3.7 Viga cajón	37
Figura N°3.8 Esfuerzos en el ancho efectivo de la losa de concreto	39
Figura N° 3.9. Ancho Efectivo de la losa	40
Figura N°3.10. be en una viga interior	41
Figura N°3.11. be en una viga de borde	41
Figura N°3.12. be en vigas	41
Figura 3.13. be para una viga interior y de borde	42
Figura N°3.14. Conector de perno	44
Figura N° 3.15. Diferentes tipos de conectores que se han utilizado	45
Figura 3.16. Fuerzas cortantes según ubicación del E.N.	46
Figura N°3.17 Arreglo de los conectores.	52
Figura N° 3.18 Eje neutro plástico (ENP) en la losa.	55
Figura N° 3.19 Eje neutro plástico (ENP) en el ala superior de la viga	56
Figura N° 3.20 Curva de flujo plástico (carga o esfuerzo constante)	60
Figura N° 3.21 Curva de relajación de esfuerzos (deformación constante)	60
Figura N° 3.22. Vigas Compuestas con cubierta de acero troqueladas	63
Figura N° 3.23. Costillas de la lámina perpendiculares a la viga de acero	63

Figura N° 3.24. Costillas de la lámina perpendiculares a la viga de acero	65
Figura N° 3.25. Nervadura por encima del alma superior de la viga de acero	65
Figura N° 3.26. Requisitos en cubiertas de acero troqueladas	67
Figura N° 3.27. Requisitos vigas embebidas	68
Figura N° 3.28. Eje Neutro en la losa	70
Figura N° 3.29. Planos críticos de falla para la resistencia al cortante en momentos positivos	72
Figura N° 3.30. Planos críticos de falla para la resistencia al cortante en momentos negativos	73
Figura N° 3.31. Columnas compuestas	74
Figura N° 3.32. Losa compuesta.	84
Figura N° 3.33. Tipos de lámina de acero.	84
Figura N° 3.34. Restricciones y criterios en la geometría de las láminas.	85
Figura N° 3.35. Restricciones y criterios en la geometría de las láminas.	100
Figura N° 3.36. Gráfica del Modelo del Impulso causado por una persona al caminar	101
Figura N° 3.37. Medidas para la Formulas de Diseño de la Resistencia del Alma de la Vigueta	111
Figura 3.38. Placa Base con Momento Pequeño	125
Figura 3.39 Placa Base con Momento Grande	128
Figura 3.40 Cono de Ruptura del Concreto (Corte)	134
Figura 3.41 Cono de Ruptura del Concreto (Planta)	134
Figura 3.42 Uso del Diafragma de Acero	135
Figura 3.43 Empotramiento de una Columna	136
Figura 3.44 Profundidad de Empotramiento del Diafragma	137
Figura 3.45 Plano de Falla del Concreto	138
Figura 3.46 Diagrama de Fuerzas en la Soldadura	140
Figura 3.47 Profundidad de Empotramiento con Mortero	143
Figura 3.48 Geometría de una Placa de Soporte	144
Figura N°4.1 Primer piso de edificación	148
Figura N°4.2 Segundo piso de edificación	148
Figura N°4.3 Tercer piso de edificación	149
Figura N°4.4 Corte A-A de edificación	149
Figura N°4.5 Corte B-B de edificación	149

Figura N°4.6 Corte C-C de edificación	150
Figura N°4.7 Corte D-D de edificación	150
Figura N°4.8 Planta típica con ubicación de elementos estructurales	151
Figura N°4.9 Elevación lateral longitudinal (ubicación de arriostres excéntricos)	151
Figura N°4.10 Elevación lateral transversal (ubicación de arriostres excéntricos)	152
Figura N°4.11 Dimensiones para la verificación de la irregularidad por discontinuidad del diafragma.	154
Figura N°4.12 Espectro Inelástico de Pseudo-aceleraciones	156
Figura N°4.13 Sección de columna metálica	163
Figura N°4.14 Planta típica con ubicación de elementos estructurales	164
Figura N°4.15 Dimensiones de losa tipo placa colaborante a diseñar	168
Figura N°4.16 Área de concreto que contribuye al cortante	172
Figura N°4.17 Sección de viga metálica	174
Figura N°4.18 Planta típica con ubicación de elementos estructurales	175
Figura N°4.19 Esquema en placa base	177
Figura N°4.20 Planta típica con ubicación de elementos estructurales	178
Figura N°4.21 Esquema de esfuerzos en placa base	179

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

Ac	: Área del patín de concreto en una viga compuesta área de concreto
A_R	: Área de acero de refuerzo dentro del ancho efectivo de la losa
As	: Acero de refuerzo longitudinal
Aw	: Área del alma
be	: Ancho efectivo de la losa de concreto en una viga compuesta
b-eff	: Ancho efectivo de la losa de concreto especificado por el usuario
c1, c2, c3	: Coeficientes numéricos.
DL	: Carga muerta definida en el programa.
Es	: Módulo de elasticidad del acero.
Ec	: Módulo de elasticidad del concreto.
f'c	: Resistencia a compresión del concreto a los 28 días.
fv	: Esfuerzo cortante vertical y horizontal en el punto de interés.
Fu	: Resistencia a tensión mínima del conector.
Fy, fy	: Esfuerzo de fluencia.
Fy_R	: Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
LL	: Carga viva definida en el programa.
Mn	: Resistencia nominal por flexión.
Mp	: Momento plástico.
Mu	: Momento por carga factorizada.
P_{ex}, P_{ey}	: Carga de pandeo de Euler en los ejes x, y
phi-bcne	: Factor de resistencia aplicado a la capacidad de flexión negativa en una sección de viga compuesta cuando la capacidad a flexión, Mn, se determina de una distribución elástica de esfuerzo.
phi-bcnp	: Factor de resistencia aplicado a la capacidad de flexión negativa en una sección de viga compuesta cuando la capacidad a flexión, Mn, se determina de una distribución plástica de esfuerzo.
phi-bcpe	: Factor de resistencia aplicado a la capacidad de flexión positiva en una sección de viga compuesta cuando la capacidad a flexión, Mn, se determina de una distribución elástica de

	esfuerzo.
phi-bcpp	: Factor de resistencia aplicado a la capacidad de flexión positiva en una sección de viga compuesta cuando la capacidad a flexión, M_n , se determina de una distribución plástica de esfuerzo.
phi-v	: Factor de resistencia para la capacidad a corte en una viga de acero.
q	: Carga permisible de un conector. esfuerzo ultimo de tensión del acero estructural.
Qn	: Capacidad a Cortante para un conector individual.
AISC	: American Institute of Steel Construction.
AASSHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials.
LRFD	: Load and Resistance Factor Design.
IMCA	: Instituto Mexicano de la Construcción en Acero.

INTRODUCCIÓN

La vulnerabilidad sísmica y los terremotos ocurridos en el Perú, han dejado una triste experiencia a las poblaciones afectadas, marcando las tendencias de diseño y construcción de edificaciones sismo-resistentes. Por ello, conocer el comportamiento de los materiales constructivos, ha permitido al Ingeniero tomar medidas de control de calidad y reemplazo de materiales por otros más flexibles, duraderos, etc., para obtener una estructura más segura.

Un ejemplo, es el combinar distintos materiales básicos, para obtener elementos compuestos cuyas propiedades y cualidades mecánicas resulten superiores a las de sus constituyentes. Entre los materiales más utilizados en los elementos compuestos, están el concreto y el acero en el diseño de estructuras.

En el Capítulo I, podremos observar como las vigas de acero y las losas de concreto reforzado se han utilizado durante muchos años, sin tomar en consideración ningún efecto de colaboración entre ambas. Sin embargo, se ha demostrado que puede lograrse gran resistencia, uniéndolas de modo que actúen como una sola unidad, lo cual se logra gracias a los conectores de corte. La viga de acero y la losa de concreto, formando un elemento compuesto, en ocasiones pueden llegar a soportar aumentos mayores a un tercio de la carga que podría soportar una viga de acero trabajando por separado. Así también, las columnas compuestas se construyen con perfiles de acero, ahogado en concreto o con concreto colocado dentro de tubos de acero, teniendo como resultantes secciones capaces de soportar cargas considerablemente mayores que las columnas de concreto armado de las mismas dimensiones.

En el Capítulo II, se aprecia que la utilización de los elementos compuestos conlleva a muchas soluciones estructurales, que con una propuesta tradicional resultarían poco viables. Actualmente en el país no existe la suficiente información sobre estructuras compuestas aplicadas a edificaciones, además, es una dificultad el gran tiempo demandado en realizar el análisis y diseño estructural de manera manual. Esta tesis se orienta en esta línea de acción a fin de aportar al estado del arte del conocimiento y servir de guía a estudiantes e ingenieros estructurales.

En el Capítulo III, se presentará definiciones, ventajas, desventajas, entre otros tópicos sobre la utilización de estos elementos compuestos, para comprender el comportamiento cuando formen parte de una estructura que es solicitada por cargas de naturaleza gravitacional o sísmica.

El objetivo general de este trabajo, es realizar el análisis y diseño estructural de elementos compuestos. Así también el objetivo específico es reproducir el comportamiento real de una edificación constituida por elementos compuestos y poder desarrollar un modelo matemático simplificado, logrando una razonable implementación en un programa de computo existente (ETABS, Versión 9.7.0 Computers and Structures, Inc), los que se podrán apreciar en el Capítulo IV.

El presente trabajo está basado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, específicamente en la Norma E.090 de "Estructuras Metálicas", y esta a su vez, en las Especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) y el manual LRFD; en lo relacionado al diseño de vigas y columnas compuestas.

En los anexos, se podrá apreciar que con la ayuda de un programa computacional adecuado, se reduce considerablemente el tiempo requerido para esos cálculos y emplear el tiempo ahorrado para considerar otras alternativas de diseño. Sin embargo, aunque las computadoras incrementen la productividad en el análisis y diseño; ellas tienden sin duda al mismo tiempo a reducir la intuición del ingeniero hacia las estructuras. Esto puede ser un problema especial para los ingenieros jóvenes con poca experiencia previa en el diseño. A menos que los ingenieros tengan esta intuición, el uso de las computadoras puede resultar ocasionalmente en la generación de grandes errores.

CAPITULO I: ANTECEDENTES GENERALES

1.1. ANTECEDENTES

1.1.1. Elementos Compuestos

La utilización de los elementos compuestos en el diseño de estructuras, se ha incrementado notablemente en los últimos años. Esta tendencia se debe al hecho de que estos elementos poseen características y cualidades que resultan totalmente distintas a las de los elementos utilizados normalmente con fin estructural.

Anteriormente, la combinación de dos o más materiales, ya estaba en uso en diferentes culturas o civilizaciones, se empezó a estudiar el sistema compuesto a mediados del siglo XIX. En 1840 William Howe patentó una armadura compuesta de madera y hierro forjado, la que se muestra en la Fig N°1.1; esta misma combinación de materiales la utilizaron Thomas y Caleb Pratt para diseñar una armadura de una configuración diferente. (Navarrete, 2003)

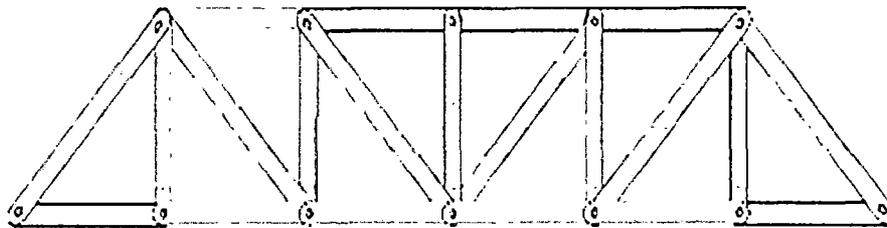


Figura N°1.1 Armadura Howe

A principios del siglo XX se realizaron varios estudios de las vigas compuestas, ya que se utilizaba como un sistema para la protección contra el fuego. En 1923 se realizaron estudios sobre el comportamiento de vigas de acero embebidas en concreto, lo cual en 1925 Scott publicó los resultados de la investigación, años después R. A. Caughey estudió el comportamiento de vigas compuestas de acero estructural y concreto. (Navarrete, 2003)

En 1929 Caughey y Scott publicaron un artículo sobre el diseño de una viga de acero con una losa de concreto, donde mencionaron que para resistir las fuerzas cortantes horizontales se tienen que incluir conectores mecánicos; estos estudios los hicieron con y sin uso de puntales. (Navarrete, 2003)

Este tipo de estructuras se originaron en el intento de incrementar la capacidad de carga de puentes metálicos antiguos. Estos estaban constituidos por perfiles metálicos sobre los cuales se colocaban perfiles *zores* o canaletas, como se muestra en la Fig. N° 1.2 y encima de estas, cascajo el cual constituía la superficie de rodadura. Para mejorar la resistencia del puente, se retiraba el cascajo y los zores y se vaciaba una losa de concreto que envolvía el ala del perfil. Al inicio se presentan fallas por corte longitudinal. Para evitarlas, se soldaban espirales de acero sobre el ala del perfil para mejorar la adherencia. Esta técnica ha sido mejorada con el tiempo. (Harmsen, 1997)

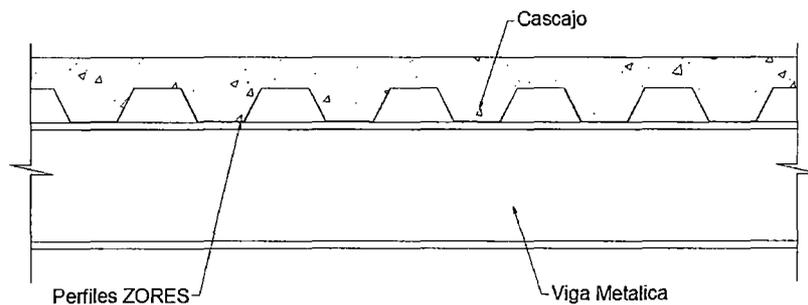


Figura N°1.2 Viga de un puente metálico antiguo

Una vez que se había extendido el uso compuesto, se empezaron a utilizar conectores de cortante de diferentes tipos como el de espiral. El uso compuesto se empleaba comúnmente en puentes, por lo que se empezó a incluir en las especificaciones de la American Association of State Highway Officials (ASSHO) en 1944 y el American Institute of Steel Construction (AISC) en 1952. (Navarrete, 2003)

El adoptar las especificaciones AASHTO en 1944, mismas que aprueban el método de construcción de elementos compuestos, permitió la utilización de dichos elementos en puentes carreteros. Desde la década de 1950 el uso de puentes con pisos compuestos ha aumentado rápidamente y hasta la fecha se construyen normalmente en todo el mundo. (Mc Cormac, 2002)

En 1952, las especificaciones AISC aprobaron por vez primera el uso en edificios de pisos compuestos y en la actualidad se vuelven rápidamente más populares. Las vigas de acero de estos pisos compuestos pueden estar (rara vez por lo caro que resulta) o no, embebidas en el concreto, como se muestra en las partes b) y

c) de la Fig. N°1.3, respectivamente; si no está embebida tendrá conectores de fuerza cortante, como se ilustra.

El mayor porcentaje de pisos compuestos para edificios construidos actualmente, ha sido del tipo en donde la viga no está embebida. Si las secciones de acero están embebidas en concreto, la transferencia de la fuerza cortante se hace tanto por la adherencia y fricción entre la viga y el concreto, como por la resistencia de éste al corte a lo largo de las líneas interrumpidas mostradas en la parte b) de la Fig. N°1.3. (McCormac, 2002)

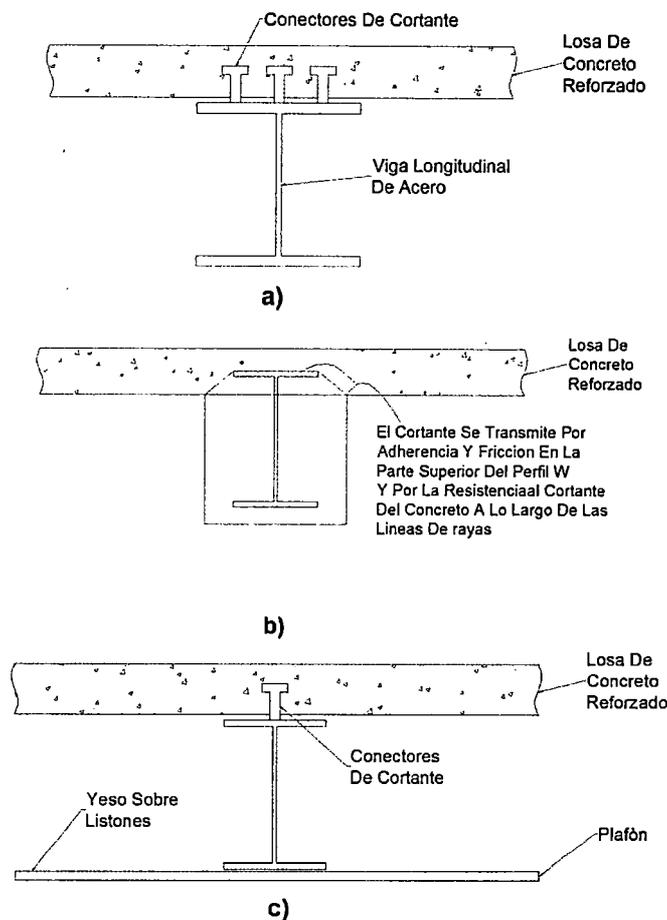
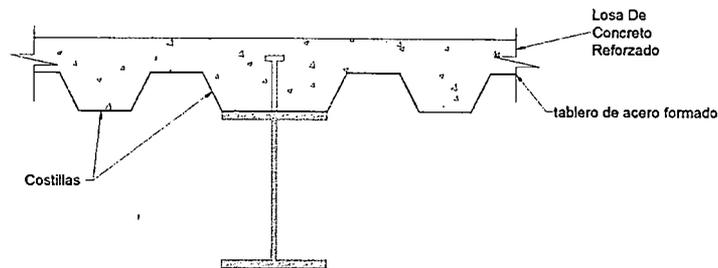


Figura N°1.3 a) Piso de puente compuesto con conectores de cortante. (b) Sección embebida para pisos de edificio. (c) Pisos de edificio con conectores de cortante.

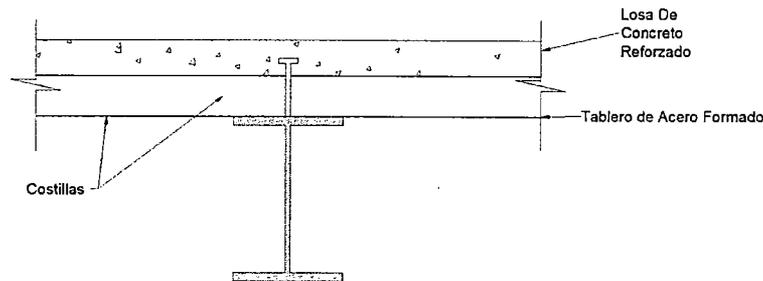
La tendencia de las investigaciones se encaminó a secciones de acero-concreto, para lo cual se trataron aspectos como la tendencia al levantamiento de las losas, la eficiencia de los conectores de cortante de distintos tipos, la adherencia

natural entre acero y concreto, vibración y resistencia última, y los efectos de la torsión. (Navarrete, 2003)

Actualmente se usan los tableros de acero formados (ilustrados en la Fig. N°1.4) para casi todos los pisos compuestos de edificios. (McCormac, 2002)



a) Costillas Paralelas a La Viga



b) Costillas Perpendiculares a La Viga

Figura N°1.4 Secciones compuestas usando tableros de acero formado. a) Costillas paralelas a la viga. b) Costillas perpendiculares a la viga

En estos últimos años la construcción compuesta es una de las alternativas para los ingenieros y arquitectos en el diseño de estructuras, para lo cual su uso se ha ido extendiendo. (Navarrete, 2003)

1.1.2. Modelaje, Análisis y Diseño

Antes del desarrollo de los programas de análisis estructural, los ingenieros analizaban los edificios como un conjunto de pórticos planos empleando métodos aproximados, utilizando para las operaciones numéricas reglas de cálculo o calculadoras de mano.

En 1970, el Dr. Edward L. Wilson, lanzó en EE.UU el primer programa completo de análisis estructural, llamado SAP, el cual representaba para su época el

estado del arte de los procedimientos numéricos para la ingeniería estructural. En esa época, el programa era utilizado en computadoras de gran tamaño, por lo que estuvo restringido a las organizaciones gubernamentales y a las grandes compañías. Los programas elaborados a inicios de los 70s tenían una serie de limitaciones, como: una capacidad muy reducida de análisis, un complicado proceso de ingreso de datos (que se realizaba a través de tarjetas perforadas) y una trabajosa lectura de los resultados, los cuales se obtenían en papel impreso. Estas desventajas iniciales, que demandaban un gran cuidado en el ingreso de los datos y en la lectura de los resultados, se fueron reduciendo con los años debido al aumento en la memoria y velocidad de las nuevas computadoras, la implementación de nuevos métodos numéricos, la invención de nuevos algoritmos, lenguajes de programación y sistemas operativos con entornos gráficos más avanzados.

A finales de los años 70, aparecieron las computadoras personales, lo cual hizo que los programas de análisis también se volvieran populares en las pequeñas compañías y entre algunos usuarios individuales.

En el año 1980, se desarrolló la primera aplicación para análisis estructural en 3D para computadoras personales. (Taboada, 2009)

Remontándonos a más de 30 años atrás, el desarrollo original del SAP2000, el predecesor del ETABS, fue claramente reconocido que los edificios constituyen un tipo de estructura muy especial. Se lanzaron programas anteriores a ETABS, que proveyeron datos de entrada, de salida y soluciones numéricas de técnicas que tomaron en consideración las características únicas de las estructuras del tipo del edificio, proporcionando una herramienta que ofreció ahorros significativos en tiempo y aumentó exactitud sobre los programas para fines generales. Mientras las computadoras y los interfaces de las computadoras se fueron desarrollando, ETABS añadió computacionalmente opciones analíticas complejas tales como comportamiento no lineal dinámico, y poderosas herramientas de dibujo CAD-like de una interfase grafica basada en el objeto. (CSI-Manual, 2005)

Actualmente, los programas de análisis y diseño de estructuras permiten realizar rápidamente la creación del modelo a través del dibujo de un conjunto de objetos

que poseen propiedades (dimensión, material, sección transversal, etc.) y que representan a los elementos de la estructura. Los programas cuentan también con herramientas de edición; opciones para obtener la geometría global de la estructura a través de plantillas o mediante la importación de archivos de dibujo de CAD. Asimismo, cuenta con opciones de visualización del modelo (3d, planta, elevación), opciones de visualización de resultados (en pantalla o archivos de texto), los cuales pueden ser exportados a diversas aplicaciones de Windows (Excel, Word, Access). En estos programas, el modelaje, el procesamiento numérico de los datos y la visualización de los resultados, se realiza en entornos de trabajo perfectamente definidos, que corresponden a las etapas de pre-procesamiento, procesamiento y post-procesamiento, respectivamente. (Taboada, 2009)

1.2. POSIBILIDADES DE PRE PROCESAMIENTO

Los programas actuales permiten desarrollar la geometría del modelo mediante un conjunto de objetos, como líneas o mallas de elementos finitos bi o tri dimensionales, a los cuales se les asigna sus propiedades mecánicas (módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, etc.), propiedades geométricas (sección transversal, momentos de inercia, espesores en el caso de losas, etc.), el material y las solicitaciones de carga (fuerzas, desplazamientos, cambios de temperatura, etc.).

Mediante las opciones de selección, los elementos pueden ser elegidos de acuerdo a la planta a la que pertenecen, a su sección transversal, al tipo de objeto (punto, línea, área), etc.

De otro lado, la geometría del modelo, que puede ser modificada a través de las opciones edición, como las de copiado, pegado y eliminación, se puede visualizar a través de vistas tridimensionales, vistas en planta o vistas en elevación.

Es posible también, poder visualizar las asignaciones realizadas a los elementos, tales como, cargas, nombre, material, ejes locales, etc. y personalizar las opciones de visualización. (Taboada, 2009)

Muchos de los niveles del piso en los edificios son similares. Esta concordancia se puede utilizar numéricamente para reducir esfuerzo computacional. La mayoría de los edificios se forman de geometría directa, con vigas horizontales y columnas verticales. Aunque configurar cualquier edificio es posible con ETABS, en muchos de los casos, un simple sistema de cuadrícula definido por pisos horizontales y columnas verticales puede establecer la geometría del edificio con un esfuerzo mínimo. (CSI-Manual, 2005)

1.3. POSIBILIDADES DE PROCESAMIENTO

Las posibilidades de procesamiento, están relacionadas con el tipo de análisis que se puede ejecutar. Algunos de estos tipos corresponden al análisis estático elástico, análisis dinámico lineal (modal, tiempo-historia y espectral), análisis de acciones incrementales (Pushover), análisis de respuesta térmica, análisis transitorio lineal y no lineal y al análisis de líneas de influencia.

Es posible también, considerar durante el análisis, el efecto de la secuencia constructiva.

1.4. POSIBILIDADES DE POST PROCESAMIENTO

Los resultados del análisis pueden ser mostrados en pantalla a través de gráficos, tablas y funciones, o de manera impresa, a través de archivos de texto.

De manera gráfica, es posible mostrar las reacciones en la base, las fuerzas internas en los objetos de línea y la representación de la distribución de fuerzas y esfuerzos en los objetos de área y volumen.

De manera impresa, es posible mostrar los desplazamientos, rotaciones y reacciones en los nudos, las fuerzas internas en los elementos, los modos del edificio, etc.

También se pueden generar funciones que corresponden a curvas espectrales de respuesta, trazas tiempo-historia y curvas estáticas Pushover.

Con la información relacionada a las restricciones, grados de libertad, masa de los elementos, períodos y frecuencias modales, factores de participación modal,

porcentaje de masa de participación modal, etc., se puede generar un archivo de texto que podrá ser visualizado de manera impresa.

Es posible además, obtener animaciones de la forma deformada del modelo (para un caso de carga) y los modos de vibración y exportar los resultados del análisis a hojas de cálculo, procesadores de texto o bases de datos. (Taboada, 2009)

Los resultados producidos por los programas deben ser usados de forma directa por el ingeniero. Los programas de uso general producen resultados en los que se requiere de procesos adicionales antes de que sean usadas en el diseño estructural. (CSI-Manual, 2005)

CAPITULO II: INTRODUCCIÓN

2.1. EL USO DE ELEMENTOS COMPUESTOS COMO PROPUESTAS ESTRUCTURALES.

En el pasado, el concreto era usado para proteger al acero contra el fuego y la corrosión sin considerar sus características estructurales, en los últimos años, los ingenieros proyectistas aprovechan las propiedades estructurales del concreto en la acción compuesta con el acero estructural.

En la construcción compuesta, la viga sigue siendo todavía la más utilizada, en los pisos compuestos se aprovecha la resistencia del concreto y del acero. (Navarrete, 2003)

La losa de los pisos compuestos actúa no solamente como una losa para resistir las solicitaciones de carga y como diafragma rígido, sino también, como una parte integrante de la viga de acero, aumentando su resistencia y rigidez. Los pisos compuestos aprovechan la alta resistencia del concreto a la compresión, haciendo que toda o casi toda la losa trabaje a compresión, al mismo tiempo que un mayor porcentaje del acero (vigas) trabaje a tracción, comportamiento idóneo para las estructuras de acero. Esto hace que la sección de las vigas de acero disminuya considerando las mismas solicitaciones de carga y luces o poder aumentar estas últimas sin variar la sección inicial.

Las secciones compuestas tienen mayor resistencia, rigidez y menores deflexiones en comparación con las secciones de acero y concreto por separado, por lo general el aumento es de 20% a 30%. Además, las pruebas han demostrado que la capacidad de una estructura compuesta para soportar sobrecargas adicionales, definitivamente es mayor que la del otro tipo. (McCormac, 2002)

Las secciones compuestas se pueden utilizar en estructuras de gran altura, así como también en estructuras de poca altura; las columnas compuestas sometidas a ciertas cargas en comparación con las de concreto reforzado, disminuyen considerablemente su sección.

Una ventaja adicional de la construcción compuesta es la posibilidad de tener menores espesores de piso, un factor que es de gran importancia en edificios altos. Al ser las vigas de piso más pequeñas en su peralte, transmiten menos peso a las columnas, lo cual provoca la disminución de la sección de éstas. Menor altura entre techo y piso del mismo nivel, permite alturas de construcción reducidas, con las ventajas subsiguientes de costos menores de los recubrimientos exteriores de cada piso, muros, plomería, alambrado, ductos y elevadores. Otra ventaja importante, aunada a la reducción del peralte de las vigas, es el ahorro de recubrimiento contra incendio porque un recubrimiento de material contra fuego es sobre perfiles de acero más pequeños y de menor peralte. (Mc Cormac, 2002)

El aumento de la rigidez y capacidad de carga de las secciones compuestas en comparación con las secciones convencionales, reduce considerablemente las dimensiones del acero estructural (10 al 15% del peso total del acero), al igual que el sistema de piso compuesto, donde la losa actúa como diafragma ayudando a resistir cargas laterales que actúan sobre la estructura. Esto ha proporcionado una disminución de peso total de las estructuras, así como también de la dimensión de la cimentación. (Zahn, 1989)

En la construcción compuesta se tienen que colocar conectores de cortante para que el acero y el concreto trabajen como una sección única, anteriormente se instalaban conectores de cortante en espiral, lo cual era muy difícil, al igual que en los conectores de canal, que todavía son aceptados por las especificaciones del AISC y AASHTO.

Los conectores de perno resolvió el problema de la instalación, ya que son fáciles de manejar y de colocar; la colocación se hace con una pistola especial. (Navarrete, 2003)

Suele ser necesario incrementar la capacidad de carga de un sistema de piso existente. A menudo esto puede lograrse muy fácilmente en pisos compuestos soldando cubre placas sobre los patines inferiores de las vigas. (Mc Cormac, 2002)

El apuntalamiento de las losas compuestas, posee algunas ventajas con respecto a la construcción no apuntalada, por ejemplo, las deflexiones son más pequeñas (propiedad básica de la sección compuesta), las cargas iniciales del concreto fresco no se aplican solo a la viga de acero, sino a la sección compuesta total, así también, no es necesario efectuar una revisión de la resistencia de las vigas de acero para esta condición de carga fresca. Esto es a veces muy importante para situaciones en donde se tienen relaciones bajas de carga viva a muerta.

Las deflexiones de pisos no apuntalados debido al concreto húmedo pueden en ocasiones ser muy grandes. Si las vigas no reciben contraflecha, se tendrá que usar concreto adicional (tal vez 10% o más) para nivelar los pisos. Por otra parte, si se especifica demasiada contraflecha, podríamos terminar con losas muy delgadas en aquellas áreas donde las deflexiones por concreto húmedo no son tan grandes como la contraflecha. (Mc Cormac, 2002)

En el caso de las columnas compuestas, estas pueden usarse prácticamente en edificios altos y bajos.

En los edificios de poca altura como bodegas, estacionamientos, etc., las columnas de acero a veces se ahogan en concreto para mejorar la apariencia o como protección contra el fuego, la corrosión y los vehículos en los estacionamientos. Si de todas maneras en tales estructuras se va ahogar el perfil de acero en concreto, conviene entonces aprovechar las propiedades estructurales del concreto y usar perfiles de acero más pequeños.

En edificios altos los tamaños de la columna compuestas son considerablemente menores que los requeridos para las columnas de concreto reforzado sometidas a las mismas cargas. Los resultados que se logran con el diseño compuesto son ahorros apreciables de espacio en los pisos de los edificios. Se pueden usar en edificios muy altos columnas compuestas colocadas muy juntas y conectadas con vigas de fachada para resistir las cargas laterales, con base en el concepto de estructuración tubular. En ocasiones se colocan en las esquinas de edificios muy altos columnas compuestas muy grandes, para aumentar la resistencia a los momentos flexionantes. También pueden usarse secciones de acero

ahogadas dentro de muros de concreto reforzados (muros de cortante) localizados en el núcleo central de edificios altos. Esto también garantiza un mayor grado de precisión en la construcción del núcleo.

En la construcción compuesta las secciones de acero soportan las cargas iniciales, incluido el peso de la estructura, las cargas de gravedad y laterales que ocurren durante la construcción y además el concreto que se coloca posteriormente alrededor del perfil del acero o dentro de las formas tubulares. El concreto y el acero se combinan en forma tal que las ventajas de ambos materiales se usan en las secciones compuestas. Por ejemplo, el concreto reforzado permite reducir más fácilmente las deflexiones laterales; al mismo tiempo lo ligero y resistencia del acero permite usar cimentaciones más pequeñas y de menor peso. (Zahn, 1989)

Las estructuras compuestas de gran altura se montan de manera muy eficiente; se puede trabajar en un gran número de frentes distribuidos verticalmente al mismo tiempo. Esta situación, se describe aquí brevemente.

- a) Un grupo de trabajadores puede encontrarse montando las columnas y vigas de acero de uno o dos pisos en la parte superior de la estructura.
- b) Dos o tres pisos abajo otro grupo estará colocando las cubiertas metálicas para los pisos.
- c) Unos pisos más abajo otro grupo estará vaciando el concreto para las losas de piso.
- d) Esta operación continuará conforme bajamos en el edificio; un grupo se encontrará amarrando en forma de jaula el acero de refuerzo para las columnas mientras que otros grupos más abajo estarán colocando la cimbra, colocando el concreto de las columnas, etc.

Los ahorros de costos de las vigas compuestas, en relación al costo de las no compuestas varía entre el 15 al 25%, tomando en cuenta el costo de la instalación de los conectores de cortante, la soldadura de las cubre placas y el costo del acero estructural. En la construcción compuesta estos ahorros están entre el 15 al 40%, dependiendo del diseño y del procedimiento constructivo. (Navarrete, 2003)

Una desventaja de la construcción compuesta es el costo de la preparación e instalación de conectores de cortante. Este costo extra generalmente excederá las reducciones mencionadas en luces cortas con carga ligera. (Mc Cormac, 2002)

Además, la mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. El uso de aceros intemperados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.

Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Han ocurrido muchos incendios en inmuebles vacíos en los que el único material combustible era el mismo inmueble. El acero es un excelente conductor de calor, de manera que los miembros de acero sin protección pueden transmitir suficiente calor de una sección o compartimiento incendiado de un edificio a secciones adyacentes del mismo edificio e incendiar el material presente.

En consecuencia, la estructura de acero de una construcción debe protegerse mediante materiales con ciertas características aislantes o el edificio deberá acondicionarse con un sistema de rociadores para que cumpla con los requisitos de seguridad del código de construcción de la localidad en que se halle.

(Mc Cormac, 2002)

Además, se puede apreciar de lo mencionado respecto al apuntalamiento, es que si se utiliza, podrán usarse vigas de acero más livianas, que son más baratas. Surge entonces la pregunta, ¿será el ahorro en el costo del acero mayor que el costo extra del apuntalamiento? Probablemente la respuesta sea no. La decisión común es utilizar vigas de acero más pesadas sin apuntalamiento por diversas razones, entre las cuales pueden citarse las siguientes:

a) Independientemente de razones económicas, el uso de puntales es una operación delicada, sobre todo donde su asentamiento es posible, como es frecuente en el caso de construcción de puentes.

b) Al efectuar pruebas se ha encontrado que las resistencias últimas de las secciones compuestas de dimensiones iguales, son las mismas, se utilice o no el apuntalamiento. Si se seleccionan vigas de acero más livianas para un tramo determinado porque se utiliza apuntalamiento, el resultado es una menor resistencia última.

c) Otra desventaja del apuntalamiento es que después de que el concreto se endurece y el apuntalamiento se retira, la losa participa de la acción compuesta para resistir las cargas muertas. La losa será sometida a compresión por estas cargas permanentes y tendrá un flujo plástico y contracción considerables, paralelos a las vigas. El resultado será una gran disminución del esfuerzo de la losa con el correspondiente aumento en los esfuerzos en el acero. La consecuencia probable es que, de cualquier modo la mayor parte de la carga muerta será soportada por las vigas de acero y la acción compuesta servirá en realidad solo para las cargas vivas, como si no se hubieran utilizado apuntalamiento.

d) Además, en la construcción apuntalada se presentan grietas sobre las trabes de acero, requiriéndose entonces barras de acero. De hecho, deben usarse también barras de refuerzo sobre las trabes en la construcción no apuntalada. Aunque las grietas serán ahí menores, ellas estarán ahí presentes y es necesario mantenerlas tan pequeñas como sea posible. (Mc Cormac, 2002)

Como se describió en párrafos precedentes, las columnas compuestas tienen varias ventajas importantes; sin embargo, también tienen desventajas. Un problema particular al usarlas en edificios altos es la dificultad de controlar la rapidez y magnitud de sus acortamientos respecto a los muros de cortante y a las columnas de acero adyacentes. La determinación precisa de estos acortamientos se dificulta mucho, debido a los diferentes tipos y etapas de actividades de construcción que se llevan a cabo simultáneamente en un gran número de pisos del edificio.

Si se usan columnas compuestas en el perímetro de un edificio de gran altura y secciones ordinarias de acero en el núcleo (o si se tienen muros de cortante), el flujo plástico de las secciones compuestas puede ser un problema; las

consecuencias pueden ser pisos de concreto que no encuentran a nivel. Algunos montadores efectúan mediciones muy cuidadosas de los niveles en los empalmes de las columnas y luego hacen ajustes apropiados con calzas de acero para igualar las diferencias entre las elevaciones medidas y las calculadas.

Otro problema con las columnas compuestas es la falta de conocimientos relativos a la adherencia mecánica entre el concreto y los perfiles de acero. Esto es muy importante para la transmisión de momentos a través de juntas de vigas y columnas. Se teme que si ocurriesen en dicha junta grandes inversiones cíclicas de la deformación (como en una zona sísmica), se presentaría una ruptura severa en la junta.

2.2. CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

En la construcción de puentes carreteros no compuestos, el problema más usual es el agrietamiento de la losa y en consecuencia su deterioro, ya que la parte de la losa trabaja en compresión y la parte inferior en tracción, lo cual esta última parte se agrieta y con la acción repetida de las cargas estas se van abriendo cada vez más. La viga compuesta disminuye este problema, ya que si el eje neutro queda en la unión entre la losa de concreto y la viga de acero, la losa trabaja completamente en compresión, y el acero en tensión, aprovechándose así las características estructurales de los dos materiales. En ocasiones cuando el eje neutro queda en el espesor de la losa y solo una parte de ella trabaja en compresión; para evitar esto se le agrega una cubreplaca en el patín inferior de la viga para lograr que el eje neutro baje y quede por debajo de la losa. Este caso particular se extiende para edificaciones cumpliendo la misma función.

Flexión negativa

En las edificaciones de varios tramos continuos, en donde los momentos máximos (negativos) se presentan en los apoyos interiores, el uso de las cubreplacas se puede utilizar en esos puntos, lo cual se escoge una sección de acero que sea capaz de soportar los momentos positivos, y en las zonas de los momentos negativos se puede usar las cubreplacas.

En las secciones de momento negativo de las vigas compuestas continuas se considera que la parte de flexión negativa se agrieta, pero a pesar de esto la losa

reforzada transmite parte de las cargas a las varillas de refuerzo, por lo que la acción compuesta la forman el acero de refuerzo y la viga de acero. Para determinar el número de conectores de cortante en las zonas de flexión negativa, el AISC, la AASHTO contienen fórmulas que se basan en el área y en la resistencia de las varillas de refuerzo.

Para evitar el agrietamiento de la losa en la zona de flexión negativa, se pueden colocar conectores de cortante solamente en las zonas de momento positivo, lo cual elimina la acción compuesta en las zonas de momento negativo de una viga continua. También se puede pre-esforzar la losa esas zonas de momento negativo para que pueda trabajar en compresión.

Soporte lateral

Para el diseño de vigas compuestas, antes de que el concreto fragüe, se tiene que proporcionar el soporte lateral adecuado al patín de compresión para evitar que se pandee, ya que si es insuficiente, su resistencia de diseño tiene que reducirse. Después de que se ha alcanzado el comportamiento compuesto, la losa proporciona suficiente soporte lateral al patín de compresión de la viga de acero, al igual que cuando se unen al patín de compresión de la viga, cubiertas de acero formado o cimbra para el concreto, estas por lo general proporcionan el suficiente soporte lateral.

En secciones embebidas los moldes no proporcionan soporte lateral, por lo que se tiene que hacer por elementos auxiliares; el soporte lateral a las vigas se puede hacer por arriostamiento lateral al patín de compresión de la viga de acero a intervalos suficientemente cortos.

Uso de concretos ligeros

El uso de concretos ligeros en secciones compuestas no implica que estas sean menos resistentes que las secciones compuestas con concreto normal. En el cálculo de la conexión de cortante, se disminuye la resistencia de los conectores de cortante, lo cual aumenta el número de conectores para obtener la acción compuesta total.

Los factores que más influyen en la resistencia de los conectores de cortante son el módulo de elasticidad y la resistencia última del concreto utilizado en la acción compuesta. Los efectos de flujo plástico y contracción aumentan en una forma considerable en este tipo de concreto.

En el cálculo de las deflexiones con el uso de concretos ligeros, es peso por carga muerta disminuye (30 % aproximadamente), lo cual se podría decir que las deflexiones también, pero no es así, ya que al reducirse el peso del concreto aumenta la relación modular, que aumenta las deflexiones de larga plazo, estos dos efectos son del mismo orden y se anulan mutuamente.

En el cálculo de la resistencia de los conectores de cortante cuando se use concreto ligero, de deben multiplicar las resistencias normales de los conectores por coeficientes para reducir el valor de la resistencia, lo cual estos coeficientes los proporciona las especificaciones del AISC.

Para valores comprendidos entre 280 y 350 kg/cm² se pueden obtener por interpolación en la Tabla N°2.1. (Navarrete, 2003)

Tabla N°2.1 Coeficientes de Reducción

Peso unitario del concreto seco en aire, kg/m ³ (lb/pie ³)	1440 (90)	1520 (95)	1600 (100)	1680 (105)	1760 (110)	1840 (115)	1920 (120)
Coeficiente, $f_c \leq 280$ Kg/cm ² (4.0 Ksi).	0.73	0.76	0.78	0.81	0.83	0.86	0.88
Coeficiente, $f_c \geq 350$ Kg/cm ² (4.0 Ksi).	0.82	0.85	0.87	0.91	0.93	0.96	0.99

Fuente: Especificaciones del AISC (AISC, 1999)

2.3. EL TRABAJO DEL DISEÑADOR ESTRUCTURAL.

El diseñador estructural distribuye, dimensiona las estructuras y las partes de estas para que soporten satisfactoriamente las cargas a que quedaran sometidas, esto en concordancia con las demás especialidades involucradas en el proyecto. Sus funciones son: el trazo general de la estructura, el estudio de las

formas estructurales posibles, las consideraciones, las condiciones de carga, el análisis de esfuerzos, deflexiones, etc., posteriormente el diseño de los elementos y la preparación de los planos e informes descriptivos y de cálculos justificativos.

Este proceso es la respuesta a la mejor propuesta estructural, siendo la idónea para cada proyecto en particular, donde debe incluir en sus alternativas, el uso de elementos compuestos, definiendo y eligiendo en base a las ventajas y desventajas que estas puedan generar.

El uso de elementos compuestos ha venido en aumento en la industria de la construcción y ahora en particular en la de edificaciones, pero son pocos quienes las desarrollan, esto por la falta de conocimiento y capacitación en todas sus etapas siendo esto de responsabilidad moral del diseñador estructural.

La disponibilidad de las computadoras personales ha cambiado drásticamente la manera en que se analizan y diseñan las estructuras. En prácticamente toda escuela de ingeniería y oficina, las computadoras se usan rutinariamente para resolver los problemas de análisis estructural. Aunque se han usado mucho menos para trabajos de diseño y en particular de elementos compuestos, la situación está cambiando rápidamente conforme más y más programas se desarrollan y venden comercialmente.

Muchos cálculos están implicados en las etapas de análisis y diseño, y muchos de esos cálculos consumen mucho tiempo además de ser tediosas y engorrosas. Con una computadora, el ingeniero estructural puede reducir considerablemente el tiempo requerido para esos cálculos y emplear supuestamente el tiempo ahorrado para considerar otras alternativas de diseño.

Teóricamente, el diseño por computadora de sistemas alternativos para unos cuantos proyectos debería mejorar sustancialmente el buen juicio del ingeniero en un corto periodo. Sin computadoras, el desarrollo de este mismo juicio requerirá que el ingeniero lo alcance a través de una buena cantidad de proyectos hechos a mano.

Aunque las computadoras incrementan la productividad en el diseño, ellas tienden sin duda al mismo tiempo a reducir la intuición del ingeniero hacia las estructuras. Esto puede ser un problema especial para los ingenieros jóvenes con poca experiencia previa en el diseño. A menos que los ingenieros tengan esta intuición, el uso de las computadoras puede resultar ocasionalmente en la obtención de grandes errores.

2.4. HIPÓTESIS DE TRABAJO

El análisis de la edificación se hizo con el programa ETABS (versión 9.7.4). Fue analizado con modelo tridimensional, suponiendo losas infinitamente rígidas frente a acciones en su plano, esto se incluyó mediante diafragmas rígidos, debido a cumplir con los requisitos mínimos de la Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente. En el análisis se supuso comportamiento lineal y elástico. Los elementos como columnas y vigas se representaron con elementos lineales. Los muros se modelaron con elementos de cáscara, con rigideces de membrana y de flexión, aun cuando estas últimas son poco significativas. Los modelos se analizaron considerando solo los elementos estructurales, sin embargo los elementos no estructurales han sido ingresados en el modelo como solicitaciones de carga, debido a que ellos no son importantes en la contribución de la rigidez y resistencia de la edificación.

CAPITULO III: CARACTERÍSTICAS Y COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS ELEMENTOS COMPUESTOS

3.1. VIGA COMPUESTA

En el diseño de vigas compuestas las que más fácilmente se diseñan y se construyen, es la sección formada por una viga laminada (simétrica, de alas anchos), y una losa de concreto que apoya en la viga de acero (Fig. N°3.1 a). Para proporcionar mayor estabilidad contra el pandeo del ala de compresión de la viga, este se puede embeber a la losa como se muestra en la Fig. N°3.1 b, esta adherencia no se toma en cuenta en el diseño por cortante.

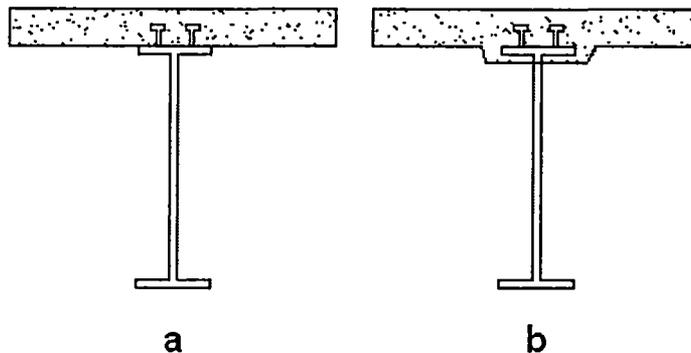


Figura N°3.1 Viga compuesta conformada por una viga laminada. a. Viga sin embeber a la losa el ala superior. b. Viga con ala superior embebida en losa de concreto.

En las vigas anteriores en ocasiones el eje neutro queda dentro de la losa, lo cual la parte superior de eje neutro queda en compresión y la parte inferior en tracción, lo que provocaría que la parte que está en tracción de la losa se agriete, y con el paso del tiempo se deteriore la misma. Para evitar este problema se le agrega una cubreplaca al patín inferior de la viga para que el eje neutro baje y pueda quedar en la unión entre los dos elementos, para que la viga de acero trabaje totalmente en tracción y la losa de concreto en compresión. (Ñurinda, 2008)

También se puede hacer con el uso de un perfil metálico con el ala inferior más grande que el superior. La Fig. N°3.2 muestra una viga con cubreplaca con conector de canal.

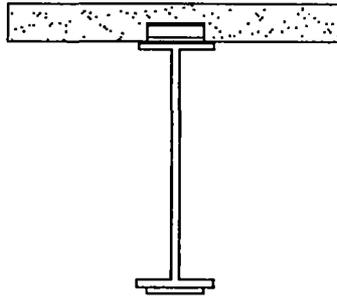


Figura N°3.2 Viga con cubreplaca

En el diseño por cortante se deben cumplir ciertos requisitos, lo cual en vigas que no tienen la suficiente adherencia o conexión para que los dos elementos trabajen como una sola sección; no se le puede considerar como compuesta. Cuando existe adherencia entre la viga y la losa, como es el caso de las Fig. N°3.1 a, b, mostradas anteriormente, no se considera en el cálculo por cortante. Esto también se puede apreciar en las secciones según Fig. N°3.3.

En el caso de vigas embebidas (Fig. N°3.4), la adherencia debe ser tal que debe cumplir ciertos requisitos para que le pueda considerar como compuesta, anteriormente el uso principal del concreto en las vigas de acero era para protegerlas del fuego, sin que se tomara una acción compuesta.

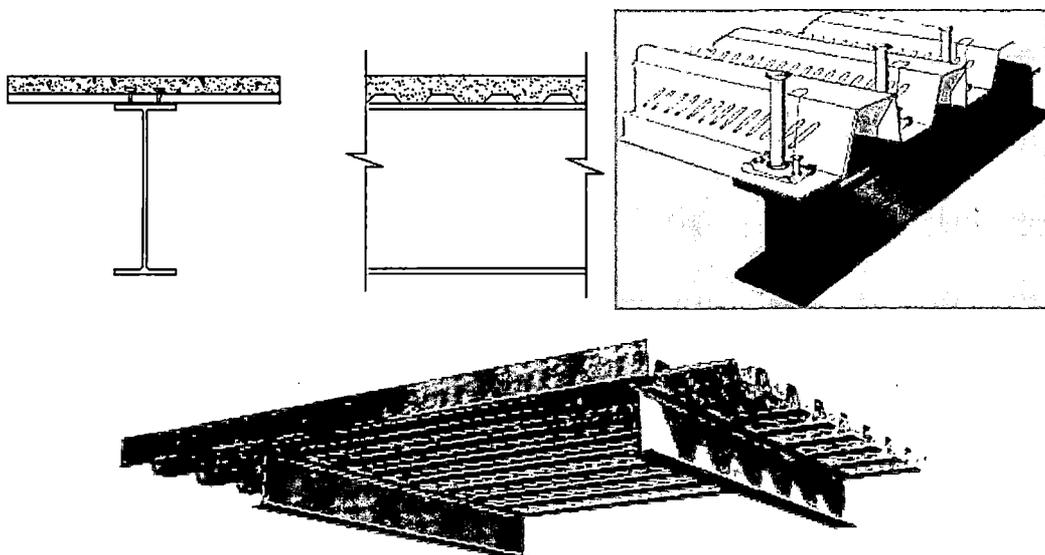


Figura N°3.3 Vigas con cubierta de placa colaborante

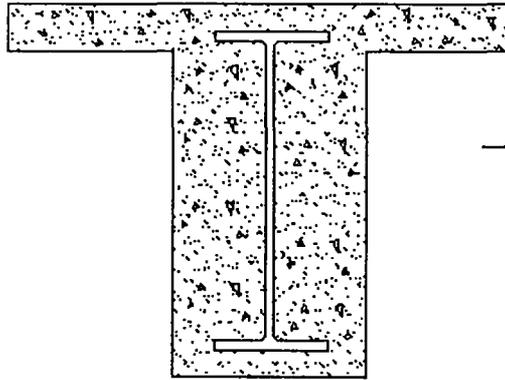


Figura N°3.4 Viga Embebida

En la Fig. N°3.5 se muestra una viga compuesta "T sobre T", en donde la "T" inferior es más grande que la "T" superior, ya que en vigas compuestas simétricas los esfuerzos de compresión se suelen desplazar hacia la losa de concreto, por lo que se puede utilizar este tipo de vigas para que el eje neutro baje.

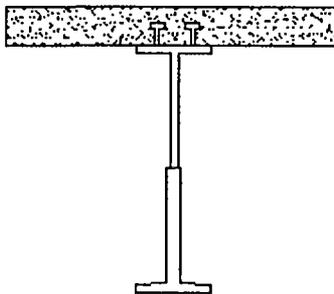


Figura N°3.5 Viga T sobre T

También se puede utilizar una "T" laminada o formada con dos placas soldadas como se muestra en la Fig. N°3.6.

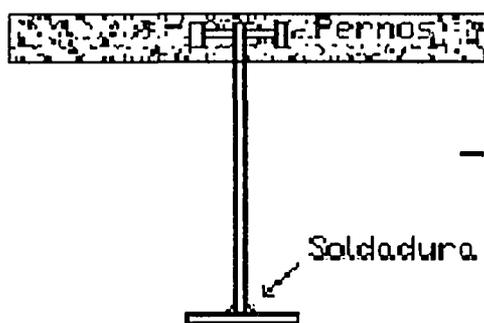


Figura N°3.6 Viga con "T" laminada

Como la sección cuadrada es la que tiene mayor rigidez a la torsión, lo cual las vigas cajón proporcionan esta propiedad, al igual que presentan buena capacidad para soportar cargas. Este tipo de secciones se pueden aprovechar como conductos de calefacción, aire acondicionado, para la protección contra los incendios se le puede usar para el paso de líquidos con agentes anticongelantes para el control de las altas temperaturas, véase Fig. N°3.7.

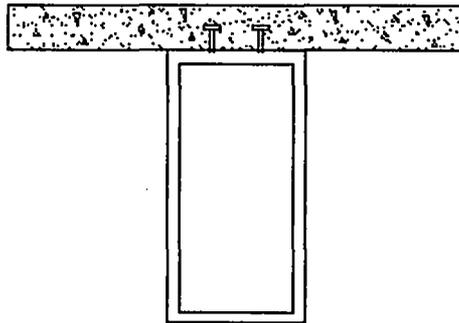


Figura N°3.7 Viga cajón

3.1.1. Procedimientos de Construcción

En el proceso de construcción del sistema de elementos compuestos (losa de concreto y viga metálica), para que se pueda considerar una acción compuesta, el concreto de la losa debe alcanzar por lo menos un 75% de su resistencia en compresión; antes que se alcance la acción compuesta, los pesos debidos a la losa, al encofrado y otros que se puedan presentar, deben ser soportados ya sea por la viga o por puntales. La viga de acero se puede apuntalar antes que soporte esas cargas, para que sean soportadas por los puntales y no por la viga de acero. Si no se apuntala las cargas son soportadas por la viga de acero, lo cual la viga debe de resistir todas esas cargas incluyendo su peso propio.

3.1.1.1. Apuntalada

Si después de haber montado las vigas de acero, se vacea sobre ellas la losa de concreto, las vigas resistirán el peso de la cimbra, el concreto fresco y las otras cargas propias del proceso de construcción, es por eso que para resistir esas cargas se apuntala temporalmente las vigas haciendo que los puntales sean quienes reciban las cargas. La mayoría de las especificaciones indica que después de que el concreto ha adquirido el 75% de su resistencia a los 28 días, la sección ya trabaja como compuesta y todas las cargas aplicables de este

momento en adelante pueden considerarse como resistidas por tal sección. Cuando se usa apuntalamiento, este soporta el concreto fresco y las otras cargas de construcción. Cuando se retiran los puntales (después de que el concreto tiene cuando menos 75% de su resistencia de 28 días), el peso de la losa se transfiere a la sección y no únicamente a las vigas de acero. (Mc Cormac, 2002)

3.1.1.2. Sin apuntalar

Cuando ya están colocadas las vigas de acero, a estas se le cuelgan los moldes del encofrado para la losa, y posteriormente se vacía el concreto, lo cual las vigas deben de resistir los esfuerzos causados por estos pesos y otros que se puedan presentar durante la construcción, posteriormente cuando se alcance el 75 % de su resistencia de compresión del concreto, se quitan los moldes de la cimbra, y la acción compuesta soporta los esfuerzos debidos a las cargas muertas y vivas que se presentan.

Como las cargas son mayores en vigas no apuntaladas que en vigas apuntaladas antes de que el concreto fragüe, lo cual provoca que los esfuerzos en la losa de concreto de la viga apuntalada sean mayores, y los esfuerzos en el acero sean menores. Pero la resistencia última de las vigas no depende de lo anterior.

La construcción apuntalada permite el uso de vigas más chicas en su sección, ya que la viga no tiene que soportar las cargas antes de que el concreto fragüe, lo cual, inicialmente, permite ahorro en el acero en comparación con la construcción no apuntalada, pero esta disminución de la sección provoca que proporcione una menor resistencia última, es decir; si se tienen dos vigas compuestas con la misma sección de acero, una apuntalada y la otra no, estas presentan la misma resistencia última.

Lo cual gran parte de las vigas compuestas no se apuntalan, ya que es una operación delicada, y que la mayoría de las veces supera los costos del ahorro del acero debido a costo de los puntales y de la mano de obra.

3.1.2. Dimensionamiento

En la construcción no apuntalada las vigas de acero deben dimensionarse para que soporten el peso propio del encofrado y del concreto fresco, así como las cargas temporales producidas por obreros y equipo para el vaciado.

En la construcción apuntalada se supone que la sección compuesta soporta todas las cargas.

Las vigas compuestas en servicio deben ser capaces de resistir la totalidad de las cargas vivas y muertas.

Las dimensiones definitivas del miembro compuesto se ven afectadas por consideraciones sobre las condiciones de soporte lateral, deflexiones y uso de cubreplacas, lo mismo que cualquier otro diseño de acero.

Para determinar el ancho de losa que actúa en acción compuesta con la viga de acero, se considera uniforme la distribución de esfuerzos; debido a que los conectores de cortante restringen las deformaciones de la losa y al retraso del cortante, se presentan los esfuerzos máximos por encima de la viga de acero y los mínimos entre las vigas, lo que da origen a una distribución no uniforme de esfuerzos longitudinales en todo el ancho de la losa que actúa en acción compuesta (Ver Fig. N°3.8).

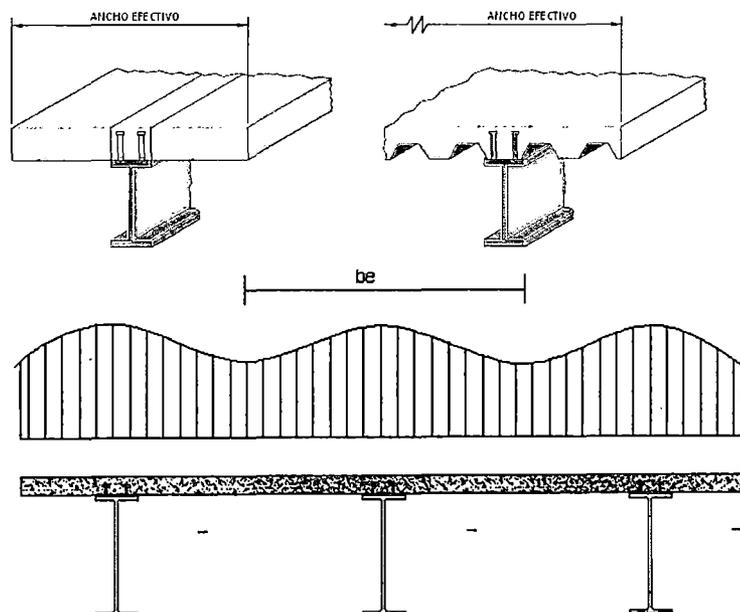


Figura N°3.8 Esfuerzos en el ancho efectivo de la losa de concreto

3.1.2.1. Ancho efectivo de patines

Se presenta un problema al estimar que porción de la losa actúa como parte de la viga. Si las vigas se encuentran relativamente cerca una de otra, los esfuerzos de flexión en la losa se distribuirán en forma bastante uniforme en la zona de compresión. Sin embargo, si la distancia entre éstas es grande, los esfuerzos variarán mucho y se distribuirán en forma no lineal a través del patín. Entre más alejada este una parte de la losa de la viga de acero, menor será su esfuerzo de flexión. Las especificaciones aborda este problema reemplazando la losa real por una losa efectiva menos ancha, pero con un esfuerzo constante. Se supone que esta losa equivalente soporta la misma compresión total que la losa real.

Las especificaciones limitan el ancho efectivo de la losa (Ver Fig. N°3.9) que está en función de la luz, el peralte de la losa y la separación entre las vigas.

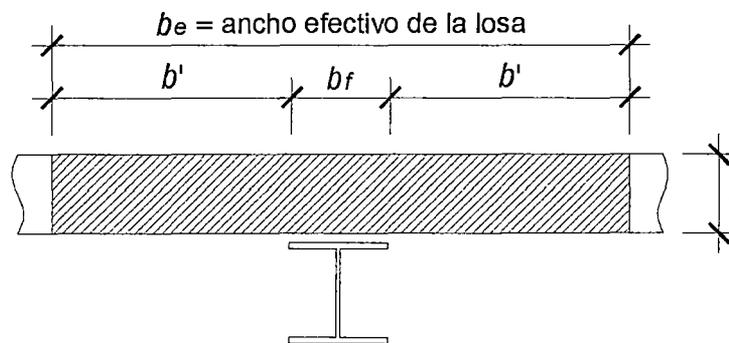


Figura N° 3.9. Ancho Efectivo de la losa

El ancho efectivo de la losa de concreto (b_e), se determinará tomando en ambos lados del eje longitudinal de la viga de acero (sección 9.3.1 de la Norma E.090 "Estructuras Metálicas) el cual no será mayor que:

- un octavo de la luz de la viga, entre centros de apoyos. (X: Ver Figs. N°3.10. y 3.11.)
- la mitad de la distancia entre ejes de vigas adyacentes, ver Fig. N°3.12 (X); o,
- la distancia al borde de la losa. (X1, aplicable solamente a vigas de borde, Ver Fig. N°3.11.)

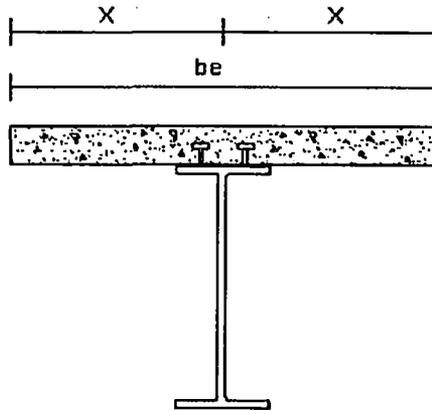


Figura N°3.10. Ancho efectivo en una viga interior

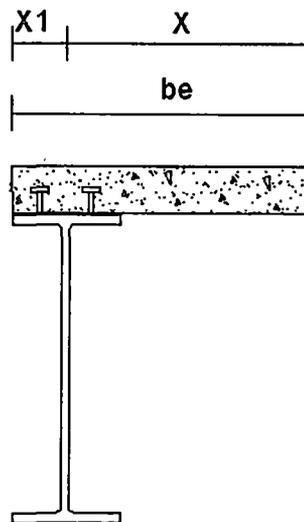


Figura N°3.11. Ancho efectivo en una viga de borde

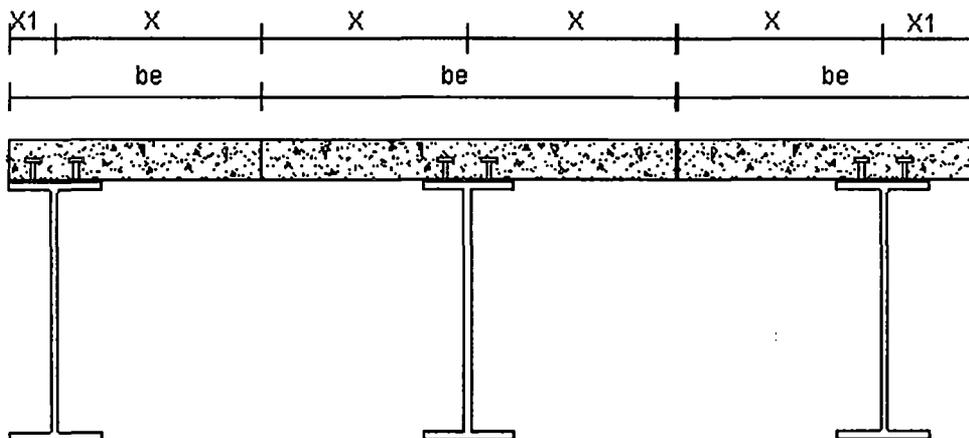


Figura N°3.12. Ancho efectivo en vigas

Requisitos de la AASHTO

Los requisitos de la AASHTO para determinar anchos efectivos de patines son algo diferentes (Ver Fig. N°3.13).

Viga interior.

1. $b_e \leq 1/4$ de la luz de la viga.
2. $b_e \leq 12$ veces el espesor mínimo de la losa.
3. $b_e \leq$ distancia entre centros de las vigas.

Viga de borde.

1. $b_{e'} \leq 1/12$ de la luz.
2. $b_{e'} \leq 6$ veces el espesor de la losa.
3. $b_{e'} \leq 1/2$ de la distancia entre los ejes de la viga y la adyacente.

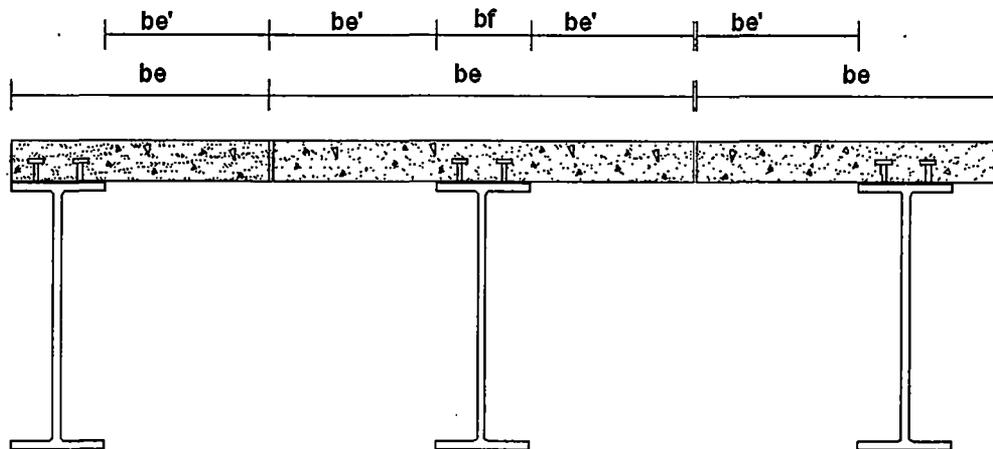


Figura N°3.13. Ancho efectivo para una viga interior y de borde

3.1.3. Conectores de cortante

Las losas de concreto pueden descansar directamente en el patín superior de las vigas de acero, o estas pueden estar completamente embebidas en el concreto para protegerlas contra el fuego. Este último caso rara vez se usa por lo caro que resulta. La fuerza cortante longitudinal puede transferirse entre la losa y la viga por adherencia y esfuerzo cortante y posiblemente cuando las vigas están embebidas se necesita algún tipo de refuerzo por cortante. Si no es así, la carga debe transferirse mediante algún tipo de unión mecánica. La protección contra incendio no es necesaria en puentes y la losa se coloca sobre las vigas de acero. Puesto que los puentes están sujetos a fuertes cargas de impacto, la adherencia entre las vigas y la cubierta se pierde fácilmente, por lo que se

considera insignificante. Debido a esta razón los conectores se diseñan para resistir toda la fuerza cortante entre las losas y las vigas de los puentes.

Para que una losa de concreto, trabaje como una unidad con la viga de acero debe de tener la suficiente adherencia, lo cual se proporciona con conectores de cortante, ya que la adherencia natural entre las dos componentes no es suficiente; en las vigas embebidas, si cumplen ciertos requisitos de adherencia, no necesitan conectores de cortante.

Los requisitos que se deben cumplir en la acción compuesta, es que se debe de resistir la fuerza horizontal que se produce entre la viga y la losa, debido a las cargas a las que va estar sometida la sección compuesta, al igual que no se debe permitir que se levante la losa.

Para el cálculo de los conectores de cortante no se toma en cuenta la adherencia que existe entre la losa de concreto y la viga de acero, lo cual proporciona una reserva de resistencia al cortante horizontal.

3.1.3.1. Desarrollo de los Conectores de Cortante

En el uso compuesto en vigas embebidas de acero concreto se ha comprobado que la adherencia natural entre estos dos materiales incrementa la resistencia, pero en tiempos atrás se realizaron varios estudios sobre comportamiento compuesto. En 1911 W. Basil Scott compiló una serie de tablas de capacidad de carga de "largueros de acero ahogados en concreto", para una empresa británica fabricante de estructuras. Se realizaron diferentes estudios sobre el comportamiento compuesto y sobre conectores de cortante.

Posteriormente en vigas de acero con una losa de concreto Caughey y Scott en 1929 mencionaron que se debe emplear algún tipo de conector mecánico entre las dos componentes para resistir las fuerzas de cortante horizontales actuantes, recomendaron el uso de pernos como conectores de cortante. Más adelante se empezaron a emplear conectores de cortante en espiral en Suiza y placas de cortante en puentes en E.U.A.

En la actualidad, el manual del AISC proporciona las cargas permisibles para conectores de perno y de canal, pero el conector de cortante que más se emplea es el del perno con cabeza.

El perno con cabeza soporta la fuerza cortante horizontal trabajando a flexión, más que por aplastamiento del concreto contra él, y la cabeza proporciona resistencia excelente contra el levantamiento de la losa. El extremo inferior del perno está relleno de un fundente; el perno se ajusta a una pistola especial y se establece un arco eléctrico entre su parte inferior y el patín de la viga, de manera que se forma entre ellos un charco de metal fundido. Para que la soldadura quede limpia y uniforme, el charco se confina con un elemento de cerámica. La operación se completa empujando el perno dentro del metal fundido con la pistola. La longitud original de los pernos es un poco mayor que la especificado en el manual del AISC, para que una vez colocados queden con la longitud correcta. En las últimas ediciones de las especificaciones del AISC, de la AASHTO y del ACI no mencionan los conectores de cortante en espiral, que antes se usaban mucho.

3.1.3.2. Tipos de Conectores de Cortante

Anteriormente se ha experimentado con diversos tipos de conectores de cortante incluyendo algunos elementos como barras, espirales, ángulos, canales, secciones Z, *Tes*, pedazos de viga I, etc. (Ver Fig. N°3.15). En la actualidad, por consideraciones económicas (por su facilidad en su colocación) en general se prefiere el uso de perno con cabeza (Fig. N°3.14), en algunos casos se utilizan los canales.



Figura N°3.14. Conector de perno

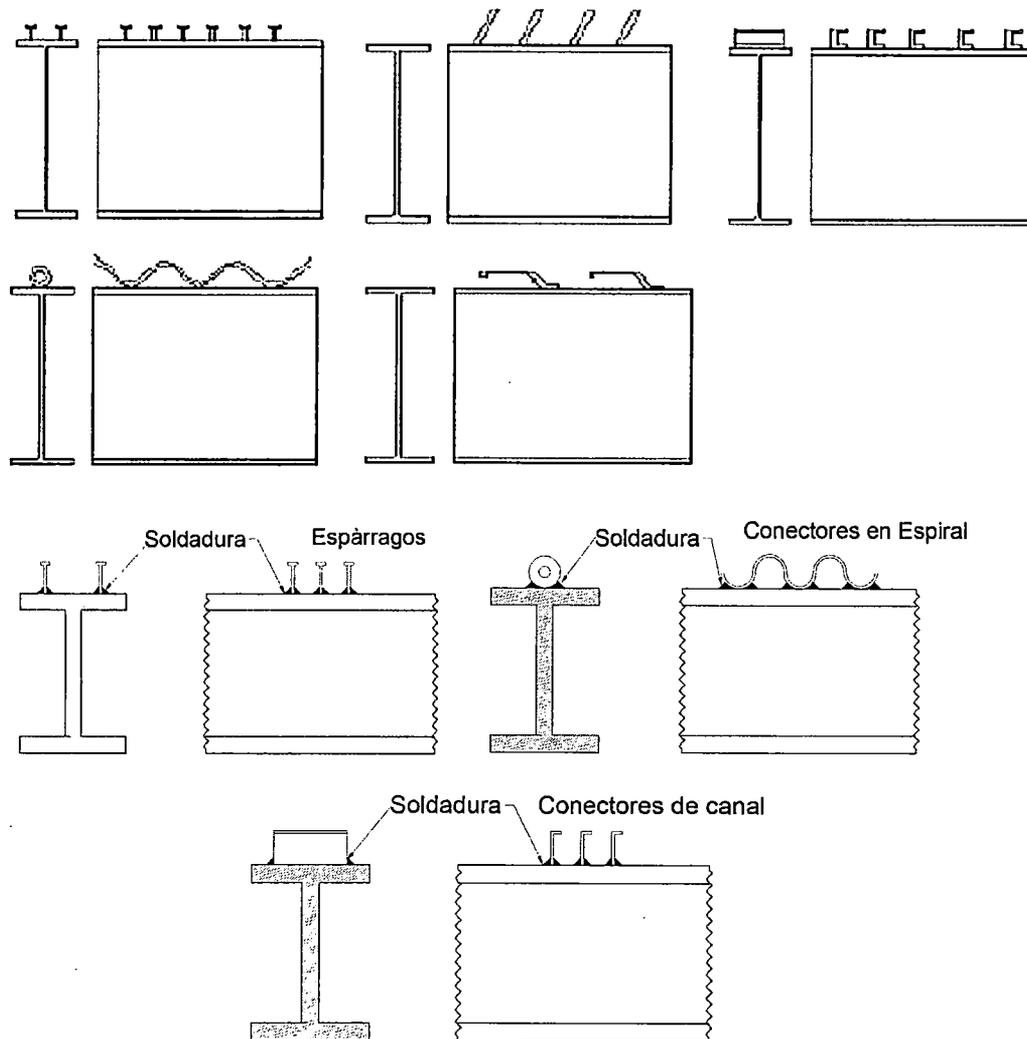


Figura N° 3.15. Diferentes tipos de conectores que se han utilizado.

Se tiene pernos con diámetro de $\frac{1}{2}$ a 1 pulg. y en longitudes de 2 a 8 pulg., pero la especificación LRFD-15.1 establece que sus longitudes no deben ser menores que 4 veces el diámetro.

Los pernos son barras de acero de sección circular soldadas por uno de sus extremos a las vigas de acero. El otro extremo tiene una cabeza para impedir la separación vertical de la losa y la viga. Los pernos pueden fijarlos rápidamente a las vigas de acero con pistolas especiales para soldar, con operarios no especializados. El Comentario 13.5 del AISC describe procedimientos especiales necesarios para tableros de calibre 16 y de mayor espesor así como para

tableros con recubrimientos galvanizados pesados (>1.25 onzas por pie cuadrado).

La instalación en taller de conectores de cortante, resulta más económica, pero existe una mayor tendencia a su instalación en la obra. Existen dos razones principales para esta tendencia: los conectores pueden dañarse fácilmente durante el transporte y montaje de las vigas, y son un estorbo para los operarios que caminan por los patines superiores, durante las primeras fases de la construcción.

Cuando una viga compuesta se somete a prueba, la falla ocurre probablemente por aplastamiento del concreto, por eso parece razonable considerar que el concreto y el acero han llegado a una condición plástica. (Mc Cormac, 2002)

3.1.3.3. Conexión de Cortante

En el diseño de conectores, según las especificaciones del AISC, no se debe hacer usando el método elástico por medio de la fórmula $f_v = VQ/I$, como en la soldadura o el atornillado, sino tomando como base su resistencia última (diseño plástico), aunque las dimensiones de la viga se determinen elásticamente. Con lo cual, el número de conectores debe ser suficiente para resistir el cortante horizontal que se da en la superficie de contacto del acero y del concreto, colocados con separaciones uniformes (generalmente en pares), desde el punto de momento nulo la punto de momento máximo.

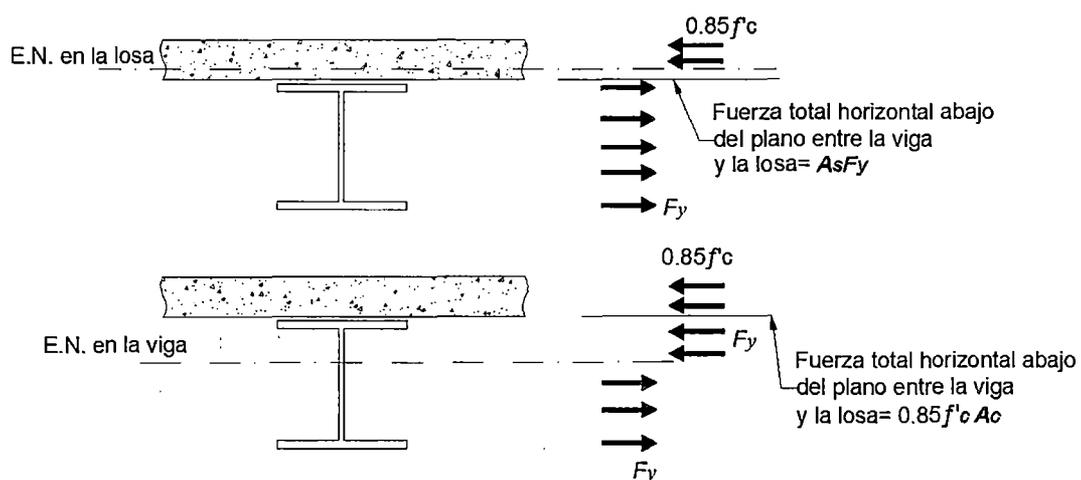


Figura N°3.16. Fuerzas cortantes según ubicación del E.N.

Considérese la Fig. N°3.16. Si el eje neutro queda en la losa, la fuerza cortante máxima horizontal (o fuerza horizontal en el plano entre el concreto y el acero) se dice que es igual a $A_s F_y$; y si el eje neutro queda en la sección de acero, la fuerza de corte de máxima horizontal se considera igual a $0.85 f'_c A_c$ donde A_c es el área efectiva de la losas de concreto. (el esfuerzo promedio en la falla en el lado de compresión de una viga de concreto se considera de $0.85 f'_c$.)

Con esta información pueden determinarse expresiones para $\sum Q_n$ (fuerza cortante tomada por los conectores). La especificación LRFD-15.2 establece que para que se tenga acción compuesta, la fuerza cortante horizontal total entre los puntos de máximo momento positivo y de momento nulo, deberá tomarse como el menor de los siguientes valores donde $\sum Q_n$ es la resistencia nominal total por cortante de los conectores.

- a) $0.85 f'_c A_c$
- b) $A_s F_y$ (para vigas híbridas esta fuerza de fluencia debe calcularse por separado para cada una de las componentes de la sección transversal)
- c) $\sum Q_n$

3.1.3.4. Vigas parcialmente compuestas

Para el análisis que sigue, supondremos que se requiere seleccionar una sección de acero, que al trabajar en forma compuesta con la losa de concreto, tenga una resistencia de diseño de $450 \text{ Klb} - pie$. Supondremos además, que cuando se seleccione la sección en el manual, esta tendrá un μ (al trabajar en forma compuesta con la losa) de $510 \text{ Klb} - pie$; pero sólo se requieren $450 \text{ Klb} - pie$.

Parece lógico suponer que debemos proporcionar solo un número suficiente de conectores para desarrollar una resistencia de diseño de $450 \text{ Klb} - pie$. De esta manera podemos reducir el número de conectores y ahorrar algo de dinero (tal vez una buena cantidad si se repite esta sección muchas veces en la estructura). La sección resultante es una sección parcialmente compuesta, o sea, una que no tiene suficientes conectores para desarrollar la resistencia total de la viga compuesta.

El límite inferior que especifica el AISC para la acción compuesta parcial considera que la resistencia total de los conectores usados en una viga específica no debe ser menor que el 25% de la resistencia al cortante, necesaria para una acción compuesta plena ($A_s F_y$). De otra manera nuestros cálculos no mostrarán con exactitud la rigidez y resistencia de una sección compuesta. Este límite es además, para evitar deslizamientos excesivos y pérdida de rigidez de la sección.

El módulo de sección efectivo es:

$$S_{ef} = S_s + \sqrt{\frac{V'h}{V_h}} (S_{tr} - S_s) \quad \dots (3.1)$$

Donde:

$V'h$ =resistencia de cada perno multiplicada por el número de pernos colocados a cada lado del centro del claro.

V_h = Fuerza cortante máxima horizontal para la acción compuesta total.

S_{ef} =modulo de la sección transformada que se requiere para soportar la carga y no el módulo de sección proporcionado.

S_{tr} =modulo de la sección compuesta transformada, referido al patín inferior.

S_s =modulo de sección de la viga de acero respecto al patín inferior.

Entonces;

$$V'h = V_h \left(\frac{S_{ef} - S_s}{S_{tr} - S_s} \right)^2 \quad \dots (3.2)$$

3.1.3.5. Resistencia de los Conectores por Cortante

En las secciones compuestas es permisible usar concreto de peso normal (hecho con agregados específicos en la norma ASTM-C33) o bien, concreto ligero con peso no menor de $90 \text{ Lb}/\text{pie}^3$ (hecho con agregados específicos en la norma ASTM-C33). En otras normas se recomienda usar concretos ligeros con peso volumétrico no menor que $1.8 \text{ Kg}/\text{m}^3$.

Las especificaciones LRFD proporcionan los valores de las resistencia de los pernos con cabeza (espárragos) y de longitud, después de instalados, no menor de 4 diámetros y también los de los canales laminados de acero. Sin embargo, no proporcionan los factores de resistencia para el cálculo de la resistencia de

los conectores. Esto es así porque se considera que el factor utilizado para determinar la resistencia por flexión del concreto es suficiente para tomar en cuenta las variaciones en dicha resistencia, incluyendo las variaciones asociadas con los conectores de cortante.

Pernos de conexión por cortante (espárragos)

La resistencia nominal por cortante en kilo-libras de un esparrago embebido en una losa solida de concreto se determina con la formula siguiente, proporcionada por la especificación LRFD-15.3. En esta fórmula, A_{SC} es el área de la sección transversal del mango del conector en pulgadas cuadradas y f'_c es el esfuerzo de compresión especificado del concreto en K_{SI} . E_c es el módulo de elasticidad del concreto en K_{SI} y es igual $W \cdot \sqrt[1.5]{F'_c}$ en donde W es el peso unitario del concreto en Lb/pie^3 . Finalmente F_u es la resistencia a tensión mínima específica del conector en K_{SI} .

$$Q_n = 0.5 A_{SC} \sqrt{f'_c} \cdot E_c \leq A_{SC} F_u \text{ (Ecuación 15-1 del LRFD)} \dots (3.3)$$

La tabla 3.1 (que es la tabla 5-1 de la parte 5 del manual LRFD) muestra una serie de valores Q_n calculados con esta ecuación para pernos de $\frac{3}{4}$ pulg de acero A36 y embebidos en losas de concreto con varios valores de f'_c y peso de 115 y 145 Lb/pie^3 . (AISC, 1994)

Tabla N° 3.1 Resistencia nominal a cortante, Q_n (Klb) de conectores de $\frac{3}{4}$ pulg con cabeza (PERNOS)

f'_c	W	Q_n
kg/cm ² (Ksi)	kg/cm ³ (Lb/pie ³)	Kg (Kips)
210 (3.0)	1840 (115)	8026.95(17.7)
210 (3.0)	2320 (145)	9523.5 (21.0)
246 (3.5)	1840 (115)	8979.3 (19.8)
246 (3.5)	2320 (145)	10702.6 (23.6)
280 (4.0)	1840 (115)	9795.6 (21.9)
280 (4.0)	2320 (145)	11836.35 (26.1)

Fuente: Manual del LRFD (AISC, 1994)

Canales de conexión por cortante

La resistencia nominal a cortante en Klb de una canal se determina con la formula dada en la especificación LRFD-15.4 en donde T_F y T_W son, respectivamente, los espesores del patín y del alma de la cual; L_c es su longitud. Todos estos valores deben darse en pulgadas. (AISC, 1994)

$$Q_n = 0.3 (T_F + 0.5T_W) \cdot L_c \cdot \sqrt{f'_c} \cdot E_c \text{ (Ecuación 15-2 del LRFD) } \dots (3.4)$$

Pernos de conexión en las costillas de cubiertas de acero

Cuando se colocan conectores en las costillas de acero, sus capacidades nominales determinadas deben reducirse por la expresión Q_n apropiada. Se proporcionan dos factores de reducción uno de los cuales es para el caso en donde las costillas de la cubierta son perpendiculares a las vigas y el otro para el caso en donde son paralelas. Esos factores toman en cuenta los efectos de la separación de los conectores y las dimensiones de las costillas. Si el factor apropiado resulta menor de 1.0, debe multiplicarse éste por Q_n . (AISC, 1999)

Otros conectores

Los conectores más utilizados son los pernos y los canales, tanto el AISC y otras normas para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas proporcionan las resistencias para estos casos, pero también permiten el uso de otros conectores si se realizan ensayos apropiados para determinar su resistencias nominales. (AISC, 1999)

Anteriormente se construyeron estructuras con conectores de cortante de otros tipos, en ocasiones se tiene que evaluar la resistencia de la estructura, por consiguiente la resistencia de ese tipo de conectores utilizados, para lo cual si se conoce la época en que se diseñó la estructura, se puede investigar el reglamento con base a cual de diseñaron.

El Joint Progress Report de 1960 del AISC y de la ASCE proporciona algunas capacidades de carga para algunos tipos de conectores.

PERNOS $q = 165d^2\sqrt{f'_c} \dots (3.5)$

ESPIRALES $q =$ carga permisible por paso, en lb.

$$q = 1900db \sqrt{f'_c} \dots (3.6)$$

CANALES $q = 90(h + 0.5t) w\sqrt{f'_c} \dots (3.7)$

$h =$ espesor máximo del patín, en pulg.

t =espesor promedio del alma, en pulg.

Si la estructura compuesta a que se le desea determinar su resistencia utilizo las formulas anteriores y por consiguiente los conectores.

Si uso concreto de (210 kg/cm^2) 3000 lb/pug^2 .

Para un perno de $\frac{3}{4}$ pulg.

$$q = 165 \left(\frac{3}{4}\right)^2 \sqrt{3000} = 5084 \text{ lb} = 2305.67 \text{ Kg} \dots (3.8)$$

Espiral con varilla de $\frac{5}{8}$ pulg.

$$q = 1900 \left(\frac{5}{8}\right)^2 \sqrt{3000} = 8788 \text{ lb/paso} = 2305.67 \text{ Kg/paso} \dots (3.9)$$

Canal de 5×6.7 , y 6 pulg. de longitud.

$$q = 90(0.45 + 0.5(0.19)) \sqrt{3000} = 16120 \text{ lb} = 7310.66 \text{ Kg} \dots (3.10)$$

En ocasiones no se cuenta con un reglamento para determinar la resistencia de los conectores; por lo que se tiene que hacer utilizando los principios básicos de mecánica estructural para evaluar la resistencia de la estructura compuesta.

3.1.3.6. Número, espaciamento y recubrimiento de los conectores de cortante

El número de conectores entre el punto de momento máximo y cada punto adyacente de momento nulo es igual a la fuerza horizontal que debe resistirse, dividida entre la resistencia nominal Q_n de un conector.

Espaciamento de los conectores

Pruebas realizadas en vigas compuestas con conectores espaciados uniformemente y en vigas compuestas con el mismo número de conectores espaciados según la demanda de fuerza cortante, muestran pocas diferencia respecto a las resistencias ultimas y a las deflexiones bajo cargas de trabajo. Estos resultados ocurren siempre que el número total de conectores sea suficiente para desarrollar la fuerza cortante en ambos lados del punto de momento máximo. En consecuencia la especificación LRFD-15.6 permite un espaciamento uniforme de los conectores a cada lado del punto del momento máximo, excepto que el número de conectores situados entre una carga

concentrada y el punto más cercano de momento nulo debe ser suficiente para desarrollar el momento máximo bajo la carga concentrada.

Espaciamiento máximo y mínimo

Excepto en las cubiertas de acero formado, el espaciamiento mínimo entre centros de conectores a lo largo del eje longitudinal de vigas compuestas es de 6 diámetros, en tanto en la dirección transversal es de 4 diámetros (LRFD-15.6). Dentro de las costillas de cubiertas de acero formado, el espaciamiento mínimo permisible es de 4 diámetros en las dos direcciones. (Escalante, 2003)

Cuando los patines de las vigas de acero son muy estrechos puede resultar difícil lograr el espaciamiento transversal mínimo descrito antes. En tales situaciones los pernos pueden colocarse alternados. La Fig. N°3.17 muestra posible arreglos.

Si las costillas de la cubierta son paralelas al eje de la viga de acero y se requieren más conectores que los que pueden colocarse dentro de la costilla, el comentario LRFD-15.6 permite la división de la cubierta de modo que se tenga espacio suficiente. (AISC, 1999)

Los conectores deben ser capaces de resistir movimientos tanto horizontales como verticales, ya que existe la tendencia a separarse verticalmente entre la viga y la losa, así como deslizarse horizontalmente. Las cabezas de los espárragos ayudan a prevenir la separación vertical. La especificación LRFD-15.6 establece que la separación máxima entre los conectores no debe exceder de 8 veces el espesor total de la losa.

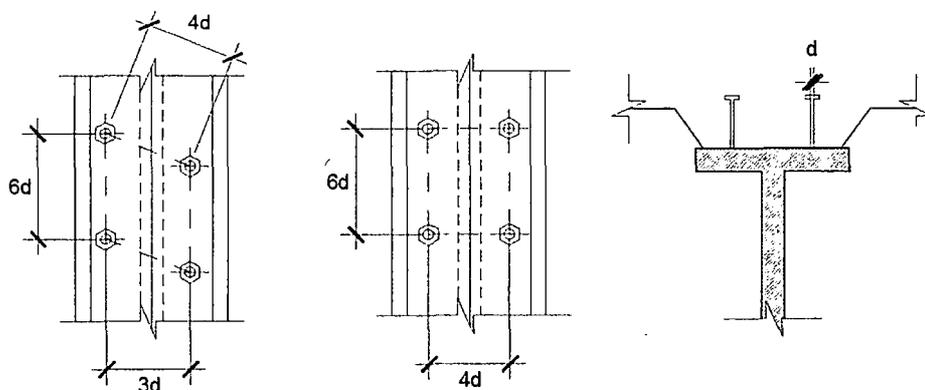


Figura N°3.17 Arreglo de los conectores.

Requisitos para el recubrimiento

Según la especificación LRFD-15.6 debe proporcionar por lo menos 1 pulg de recubrimiento lateral de concreto a los conectores. Esta regla no se aplica a conectores dentro de las costillas de cubiertas de acero formado porque las pruebas han demostrado que las resistencias no se reducen, aun cuando los conectores se coloquen muy cerca de las costillas:

Cuando los espárragos no se colocan directamente sobre las almas de las, estos tienden a separarse de los patines antes de alcanzar su capacidad total a cortante. Para evitar que esto ocurra, la especificación LRFD-15.6 requiere que el diámetro de los espárragos no sea mayor que 2.5 veces el espesor del patín de la viga a la que se encuentran soldados a menos que estén localizados sobre el alma.

Cuando se usan cubiertas de acero formado, la viga de acero debe conectarse a la losa de concreto con conectores cuyos diámetros no sean mayores de $\frac{3}{4}$ pulg. Estos pueden soldarse a través de la cubierta o directamente a la viga de acero. Después de instalados, deben sobresalir por lo menos $1 \frac{1}{2}$ pulg por encima de la parte superior de la cubierta y el espesor de la losa de concreto debe sobresalir no menos de 2 pulg (LRFD-13.5a).

3.1.4. Resistencia por flexión

La resistencia nominal por flexión de una viga compuesta en la región del momento positivo puede determinarse por la resistencia plástica de la sección, por la de la losa de concreto o por la de los conectores de cortante. Además, si el alma es muy esbelta y una porción grande de ella está a compresión, el pandeo del alma puede limitar la resistencia nominal del miembro.

Poco se ha investigado acerca del pandeo del alma de secciones compuestas y por esta razón la especificación LRFD-13.2 y la Norma E.090 de "Estructuras Metálicas" aplica conservadoramente las mismas reglas a las almas de secciones compuestas que a las de secciones simples de acero.

La resistencia de diseño positiva en flexión $\phi_b M_n$ será determinada como sigue:

$$\text{a) Para } \frac{h}{t_w} \leq \frac{1680}{\sqrt{F_y f}} \quad \dots (3.11)$$

$\phi_b = 0.85$; Mn se determinará en base a una distribución plástica de esfuerzos sobre la sección compuesta.

En esta expresión h es la distancia entre las puntas de los filetes del alma, o sea, $d-2t_f$; t_w es el espesor del alma y F_{yf} es el esfuerzo de fluencia del ala de la viga con unidades de MPa. Todos los perfiles laminados en el manual LRFD (W, S, M, HP, C) cumple este requisito hasta valores F_y de $65 K_{SI}$. (Para secciones compuestas h es la distancia entre líneas adyacentes de sujetadores o la distancia libre entre alas cuando se usan soldaduras.)

b) Para $\frac{h}{t_w} > \frac{1680}{\sqrt{F_{yf}}}$... (3.12)

$\phi_b = 0.90$; Mn se determinará en base a la superposición de esfuerzos elásticos considerando los efectos del apuntalamiento.

La capacidad nominal por momento de las secciones compuestas, determinada por medio de pruebas puede estimarse en forma precisa con la teoría plástica. En esta teoría se supone que la sección de acero durante la falla está totalmente plastificada y que una parte de la losa de concreto (zona a compresión) tiene esfuerzos iguales a $0.85 \cdot f'_c$. Si cualquier parte de la losa está en la zona de tensión, ésta supondrá agrietada e incapaz de soportar esfuerzos.

El eje neutro plástico (ENP) puede recaer en la losa, en el ala de la viga de acero o en su alma.

3.1.4.1. Eje neutro en la losa de concreto

Los esfuerzos de compresión en la losa de concreto tienen una pequeña variación entre el eje neutro plástico y la parte superior de la losa. Sin embargo, para simplificar los cálculos, estos esfuerzos se suponen con un valor constante igual a $0.85 \cdot f'_c$ sobre un área de profundidad a y ancho b_e . (Esta distribución se escoge para proporcionar un bloque de esfuerzos que tenga la misma compresión total C y el mismo centro de gravedad para la fuerza total que el que se tiene en la losa real.)

El valor de "a" puede determinarse con la siguiente expresión en donde la tensión total en la sección de acero se igual a la compresión total en la losa.

$$T = C \quad \dots (3.13)$$

$$A_s F_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_e \quad \dots (3.14)$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_e} \quad \dots (3.15)$$

Si a es igual o menor que el espesor de la losa, el eje neutro plástico recae en la losa y la capacidad por momento plástico o nominal de la sección compuesta puede expresarse como la tracción total T o la compresión total C, multiplicada por la distancia entre sus centros de gravedad. Ver Fig. N° 3.18.

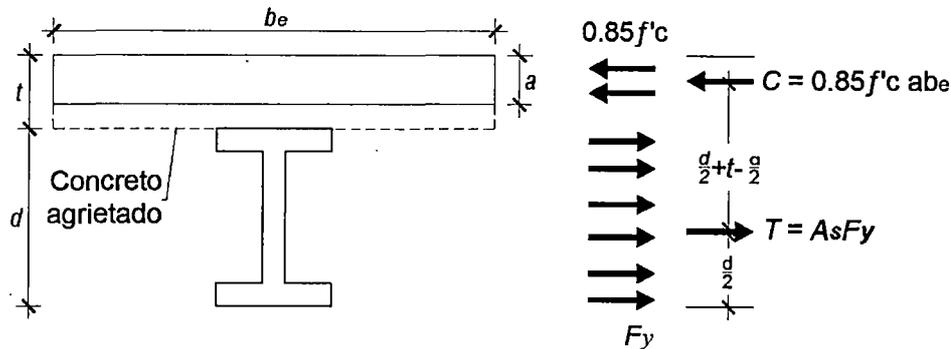


Figura N° 3.18 Eje neutro plástico (ENP) en la losa.

De donde:

$$M_n = M_p = A_s F_y \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right) \quad \dots (3.16)$$

3.1.4.2. Eje neutro en el ala superior de la viga de acero

Si se calcula a como se describió previamente y es mayor que el espesor t de la losa, el eje neutro plástico (ENP) quedara en la sección de acero. Si esto ocurre, será necesario determinar si el ENP recae en el ala o debajo de él. Supongamos que se encuentra en la base del ala. La fuerza de compresión total c es igual a $0.85 \cdot f'_c \cdot b_e t + A_f F_y$ en donde A_f es el área del ala y la fuerza total a tracción es $T = F_y (A_s - A_f) \dots (3.17)$. Si C es mayor que T, el ENP estará en el ala. Si $C < T$, el ENP quedara por debajo del ala.

Suponiendo que el ENP está en el ala, podemos encontrar su posición haciendo que \bar{y} sea la distancia al ENP medida desde la parte superior del ala e igualando C con T , como sigue:

$$C = T \quad \dots (3.18)$$

$$0.85 f'_c \cdot b_e t + F_y b_f \bar{y} = F_y A_s - F_y b_f \bar{y} \quad \dots (3.19)$$

En donde \bar{y} es igual a

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85 f'_c b_e t}{2 F_y b_f} \quad \dots (3.20)$$

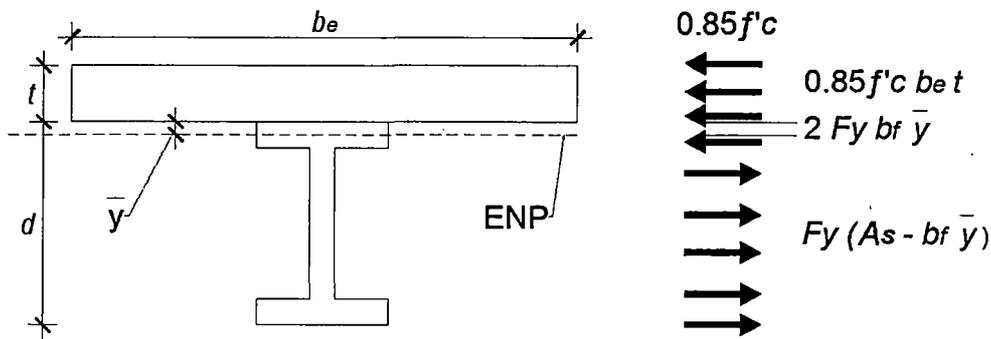


Figura N° 3.19 Eje neutro plástico (ENP) en el ala superior de la viga.

La capacidad por momento plástico o nominal de la sección puede determinarse con la expresión que sigue y haciendo referencia a la Fig. N° 3.19. Al tomar momentos respecto al ENP se obtiene:

$$M_p = M_n = 0.85 f'_c b_e t \cdot \left(\frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2 F_y b_f \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad \dots (3.21)$$

3.1.4.3. Eje neutro en el alma de la viga de acero

Si para una sección compuesta determinada encontramos que a es mayor que el espesor de la losa, suponemos que el ENP se localiza en la base del patín de acero, calculamos C y T y resulta que T es mayor que C , entonces el ENP recaerá en el alma. Podemos efectuar cálculos similares a los que usamos para el caso en donde el ENP se localiza en el patín.

3.1.5. Resistencia por Cortante

El AISC y la Norma E.090 de "Estructuras Metálicas" dice que el cortante debe ser resistido por el alma de la viga de acero, para lo cual la resistencia por cortante de una viga de acero:

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad \dots (3.22)$$

Donde

V_u =fuerza cortante máxima basada en la combinación gobernante de cargas factorizadas.

ϕ_v =factor de resistencia por cortante=0.90

V_n =resistencia nominal por cortante

Como es esfuerzo cortante para una viga homogénea está dado por la expresión:

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} \quad \dots (3.23)$$

Donde:

f_v = esfuerzo cortante vertical y horizontal en el punto de interés

V =fuerza cortante vertical de la sección bajo consideración

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

I =momento de inercia respecto al eje neutro

b =ancho de la sección transversal en el punto de interés

La expresión de f_v se basa en la hipótesis en que el esfuerzo es constante sobre el ancho b , y es exacta solo para valores pequeños de b , lo cual el error será la relación de d/b , donde para la relación de $d/b = 2$ es aproximadamente el 3%, para $d/b = 1$, es de 12 % y para $d/b = 1/4$ es del 100%.

El alma fluye completamente antes de que los patines empiecen a fluir, lo cual la fluencia del alma representa uno de los estados límite por cortante, por lo que la aplicación de la expresión f_v es diferente para el patín y para el alma. Como el esfuerzo promedio del alma V/A_w no difiere mucho del esfuerzo máximo del alma f_v , por lo que se toma el 60% del esfuerzo de fluencia por tracción para el esfuerzo cortante de fluencia.

$$f_v = \frac{V_n}{A_w} = 0.60F_y \quad \dots (3.24)$$

Donde:

A_w =área del alma

Por lo tanto la resistencia nominal por estado límite cuando no se tiene pandeo por cortante del alma, es:

$$V_n = 0.60F_yA_w \quad \dots (3.24)$$

El pandeo del alma estará en función de la relación ancho-espesor h/t_w del alma, si el alma es demasiado esbelta, esta puede pandearse por cortante, elástica o inelásticamente.

✓ Para $\frac{h}{t_w} \leq \frac{1098}{\sqrt{F_y}}$, no hay pandeo en el alma, y

$$V_n = 0.60F_yA_w \quad \dots (3.25)$$

✓ Para $\frac{1098}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{1373}{\sqrt{F_y}}$, puede ocurrir pandeo inelástico del alma, y

$$V_n = 0.60 F_y A_w \left(\frac{\frac{1098}{\sqrt{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \right) \quad \dots (3.26)$$

✓ Para $\frac{1373}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 260$, el estado límite es el pandeo elástico del alma, y

$$V_n = \left(\frac{910000A_w}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \right) \quad \dots (3.27)$$

Si h/t_w es mayor que 260, se requieren atisadores del alma.

3.1.6. Deflexiones

Las deflexiones en vigas compuestas pueden calcularse con los mismos métodos usados para otros tipos de vigas. El usuario debe ser cuidadoso al calcular deflexiones por separado para los varios tipos de cargas. Por ejemplo, hay cargas muertas aplicadas solo a la sección de acero (si no se usa apuntalamiento), cargas muertas aplicadas a la sección compuesta y cargas vivas aplicadas a la sección compuesta.

El efecto a lo largo plazo del flujo plástico en el concreto a compresión causa que las deflexiones aumenten con el tiempo. Sin embargo, esos incrementos no son usualmente considerados importantes en una viga compuesta promedio. Si el ingeniero estructural piensa que ellas son importantes, deberá calcular las deflexiones a largo plazo usando valores de aproximadamente $2n$ para la razón modular al determinar las propiedades de la sección compuesta por usarse para las deflexiones.

Si va a usarse concreto de peso ligero, deberá considerarse el módulo de elasticidad real E_c de ese concreto (que puede ser muy pequeño) al calcular I_{tr} en el cálculo de las deflexiones. Para el cálculo de esfuerzos usamos E_c para concreto de peso normal.

En general las deflexiones por cortante se desprecian, aunque en ocasiones ellas pueden ser bastante grandes. Las vigas de acero pueden recibir contraflecha para toda o parte de las deflexiones. Es factible en algunos casos fabricar una losa de piso un poco más gruesa en el centro que en sus bordes para compensar las deflexiones.

El ingeniero estructural podría desear controlar las vibraciones en pisos compuestos sometidos a tráfico peatonal u otras cargas móviles. Este puede ser el caso donde se tienen grandes áreas abiertas sin amortiguamiento proporcionado por muros divisorios, como en los grandes centros comerciales. En tales casos deben efectuarse análisis dinámicos.

Cuando se usan las especificaciones LRFD para seleccionar vigas de acero para secciones compuestas, los resultados serán a menudo vigas de acero algo pequeñas y pisos de poco espesor. Tales pisos no apuntalados tendrán con frecuencia grandes deflexiones al colocar el concreto. En consecuencia, los ingenieros requerirán contraflecha en las vigas. Otras alternativas incluyen la selección de vigas mayores $\phi_b M_n$ suficientes para soportarse a sí mismas y al concreto húmedo. Sin embargo, sus tamaños estarán probablemente dictados más por las deflexiones debidas al concreto húmedo que por consideraciones de momentos.

3.1.6.1. Deflexiones a largo plazo por flujo plástico

El flujo plástico es la variación de la deformación causada por cargas o esfuerzos constantes a través del tiempo.

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

En la Fig. N° 3.20, se muestra la forma general de las curvas de flujo plástico: al aplicar la carga se produce una deformación instantánea del concreto, seguida de deformaciones adicionales dependientes del tiempo.

La relajación de esfuerzos es la disminución de estos bajo deformación constante; en la Fig. N° 3.21, se ilustra una curva típica.

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

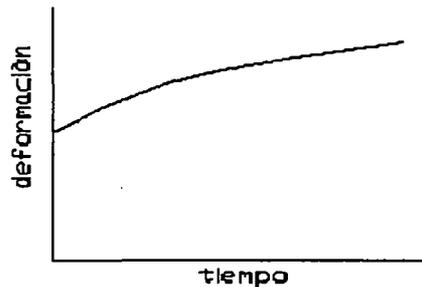


Figura N° 3.20 Curva de flujo plástico (carga o esfuerzo constante)

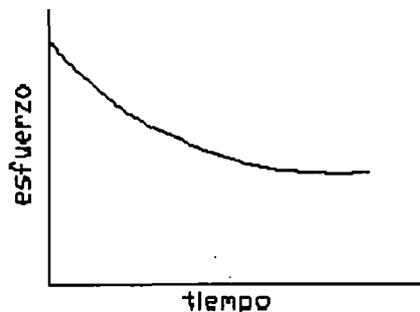


Figura N° 3.21 Curva de relajación de esfuerzos (deformación constante)

3.1.6.2. Deflexiones de vigas compuestas

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

Las deflexiones causadas por las cargas aplicadas antes de que el concreto fragüe, deben calcularse con el momento de inercia del perfil de acero.

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

Para deflexiones a largo plazo causadas por cargas muertas aplicadas en la acción compuesta se emplea el momento de inercia de la sección transformada con la relación modular según el AISC de $2n$ y según la AASHTO $3n$, para considerar los efectos de flujo plástico y relajación de esfuerzos. La relación modular incrementada se utiliza para reducir el área de concreto en la sección transformada que reduce el momento de inercia, y aumenta la deflexión.

La deflexión vertical máxima para una viga simplemente apoyada y con carga uniformemente distribuida es:

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} \quad \dots (3.28)$$

La deflexión máxima de vigas y losas, incluyendo los efectos de largo plazo, se fija en 0.5 cm más la luz entre 240. Si la deformación de la viga o losa puede perjudicar a elementos no estructurales, la deflexión que pueda presentarse después de la colocación de dichos elementos se limita a 0.3 cm más la luz entre 480.

Las deflexiones permisibles por cargas vivas.

AISC:

$$\frac{1}{360}L \quad \dots (3.29)$$

AASHTO: (Secciones de acero considerando carga viva más impacto).

$$\frac{1}{800}L \quad \dots (3.30)$$

La relación entre la deflexión de la viga no compuesta y la de la compuesta es igual a la relación entre S_s y S_{tr} .

Las especificaciones del AISC recomiendan las siguientes relaciones peralte-claro, donde el peralte se mide desde la parte inferior de la viga de acero a la parte superior de la losa de concreto.

$$1/22 \text{ para } F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 (36 \text{ Ksi}). \quad \dots (3.31)$$

$$1/16 \text{ para } F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2 (50 \text{ Ksi}). \quad \dots (3.32)$$

Estas relaciones ayudan en el diseño de las secciones compuestas debido a las deflexiones.

3.1.6.3. Deflexión de vigas embebidas

El AISC permite el cálculo de las deflexiones de las vigas embebidas utilizando cualquier método de mecánica estructural. Para el cálculo de las deflexiones se puede usar el momento de inercia empleado para el diseño por momento positivo, lo cual para su cálculo desprecia el concreto de la zona de tensión. En edificios se permite las vigas embebidas continuas, pero se pueden calcular las deflexiones como si fuera una viga libremente apoyada, lo cual sería más conservador.

3.1.7. Vigas compuestas con cubierta de acero troqueladas

En la actualidad este tipo de vigas compuestas es la que más se está utilizando, ya que debido a que no requiere apuntalamiento, no se tiene que utilizar cimbra, debido a la configuración de sus canales, se pueden aprovechar para el paso de instalaciones eléctricas, telefónicas, para el aire acondicionado etc., este sistema

de piso lo conforma la lámina de metal acanalada, losa de concreto y la viga de acero, para resistir las fuerzas cortantes horizontales se utilizan conectores de cortante de tipo perno, la orientación de los canales de la lámina puede ser paralela o perpendicular a la viga, por lo regular se orientan en forma perpendicular a las vigas de piso y paralela a las trabes de soporte, los canales deben proporcionar un recubrimiento de concreto mínimo a los conectores de cortante para que estos puedan ser efectivos, los pernos deben ser la suficiente largos para que puedan quedar bien confinados por la losa de concreto, lo cual deben sobresalir por encima de la lámina. Los conectores pueden estar soldados a la viga de acero, o bien directamente a la cubierta (que es la práctica usual), lo cual se puede considerar que la cubierta da soporte lateral a la viga.

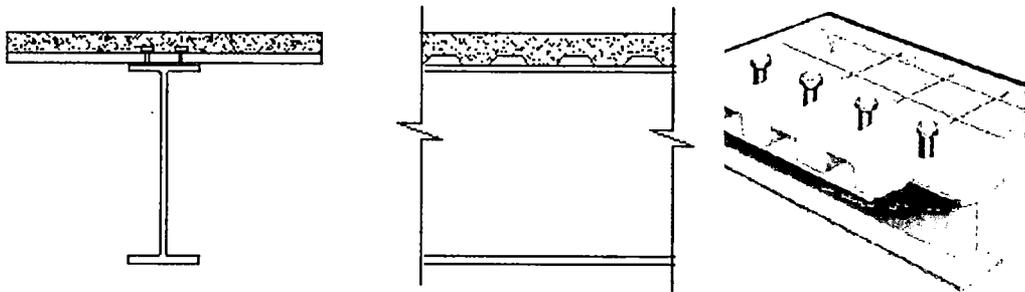


Figura N° 3.22. Vigas Compuestas con cubierta de acero troqueladas

El diseño de este tipo de vigas es igual al de vigas con losas planas, con las siguientes excepciones.

Si las costillas de la lámina son perpendiculares a la viga de acero.



Figura N° 3.23. Costillas de la lámina perpendiculares a la viga de acero.

Solo se toma en cuenta el concreto de la parte superior de la cubierta para el cálculo de A_c y otras propiedades de la sección.

El espaciamiento longitudinal de los conectores ≤ 81.28 cm (32 pulg). El IMCA señala 80 cm.

La capacidad de los conectores de cortante se debe reducir multiplicándose con el siguiente factor de reducción:

$$\left(\frac{0.85}{\sqrt{N_r}}\right) \left(\frac{w_r}{h_r}\right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1.0\right) \leq 1.0 \quad \dots (3.33)$$

Donde:

N_r =número de pernos por costilla en la intersección con la viga (≤ 3 , aun si son más de 3 pernos).

w_r =ancho promedio de la costilla, en cm.

h_r =altura de la costillas en cm.

H_s =longitud del conector en cm, siendo $\leq (h_r + 7.62$ cm).

La lamina de acero se debe anclar a todos los miembros que la sostienen a espaciamientos ≤ 45.72 cm (18 pulg). (se utilizan pernos soldados o puntos de soldadura), el IMCA señala 40 cm.

Debido a que por lo regular la separación de los conectores es limitada por la separación de las costillas de la cubierta de acero y no se puede usar siempre el número total de conectores para la acción compuesta total, el diseño se hace para una acción compuesta parcial.

Si las costillas de la lámina son paralelas a la viga de acero.

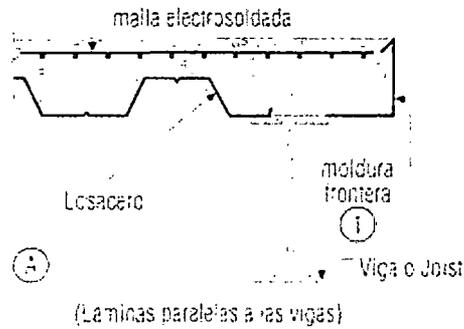


Figura N° 3.24. Costillas de la lámina perpendiculares a la viga de acero

Para el cálculo de A_c se toma en cuenta también el concreto que está por debajo de la parte superior de la lámina, y también se puede tomar el mismo para el cálculo de otras propiedades de la sección. (Vinnakota, 1988)

La lámina se puede cortar en forma longitudinal (a lo largo de la nervadura) y separarla para formar un capitel de concreto sobre la viga de acero para aumentar el volumen de concreto en contacto con el patín de la viga de acero (véase Fig. N°3.25).

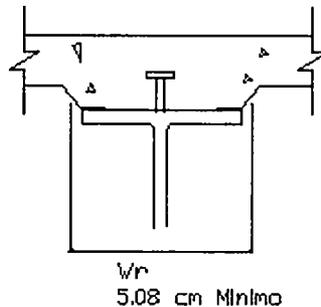


Figura N° 3.25. Nervadura por encima del alma superior de la viga de acero

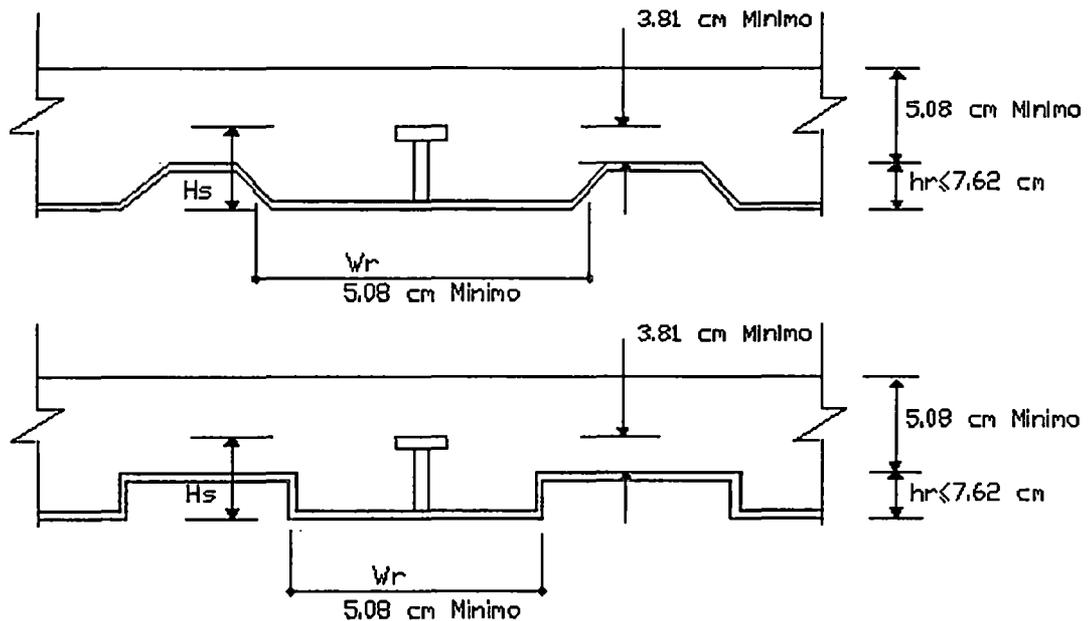
Cuando la lámina de acero tenga una altura nominal $h_r \geq 4$ cm, el ancho promedio de la nervadura w_r no será menor que 5 cm para un perno, más 4 diámetros del mismo perno para cada perno adicional.

Cuando $w_r/h_r < 1.5$ la resistencia nominal de cada perno se reduce multiplicándose por el siguiente factor de reducción:

$$0.6 \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1.0 \quad \dots (3.34)$$

Requisitos de los conectores y de las cubiertas de acero troqueladas

- ✓ Altura máxima de la costilla $h_r = 7.62$ cm (3 pulg).
- ✓ Ancho mínimo promedio de la costilla $w_r = 5.08$ cm (2 pulg), pero el valor de w_r usado en los cálculos no excederá el ancho libre de la parte superior de la cubierta.
- ✓ Espesor mínimo de la losa de concreto arriba de la parte superior de la cubierta = 5.08 cm (2 pulg).
- ✓ Diámetro máximo del conector = 1.905 cm (3/4 pulg) ò 2.5tf.
- ✓ Altura máxima del conector arriba de la parte superior de la cubierta = 3.81 cm (1 ½ pulg), el IMCA señala 4 cm.
- ✓ Separación longitudinal máxima entre los conectores de cortante = 81.28 cm (32 pulg), el IMCA señala 80 cm.



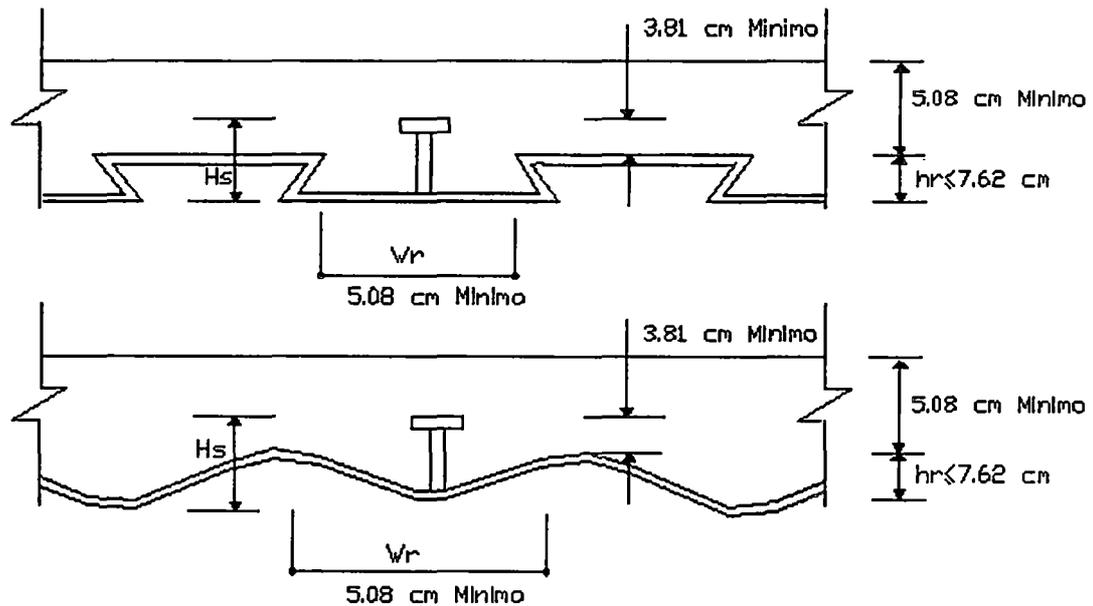


Figura N° 3.26. Requisitos en cubiertas de acero troqueladas

Para el cálculo del peso de la losa de concreto se puede tomar el espesor total de la losa (desde el fondo de la cubierta a la parte superior de la losa), considerando para el peso unitario del concreto reforzado el peso del concreto simple más 80 kg/m^3 (5 lb/pe^3), otra forma para calcular el peso de la losa es considerando el espesor de la losa arriba de la cubierta más la mitad de la altura de la costilla como espesor del concreto. Otra forma es tomar el peso de la losa de las tablas proporcionadas por el fabricante de la cubierta, donde proporciona el peso combinado de la losa de concreto y la cubierta.

3.1.8. Vigas Embebidas

En este tipo de vigas no se requiere conectores de cortante para la acción conjunta entre la viga de acero y la losa de concreto, ya que las fuerzas cortantes horizontales pueden ser transmitidas por la adherencia y fricción entre los dos elementos, esto es si se cumplen ciertos requisitos:

- ✓ El concreto alrededor de la viga debe colarse monolíticamente con el concreto de la losa.
- ✓ El acero debe tener un recubrimiento mínimo.
- ✓ El concreto debe reforzarse (malla de alambre) alrededor de la viga de acero, para evitar el desprendimiento del concreto.

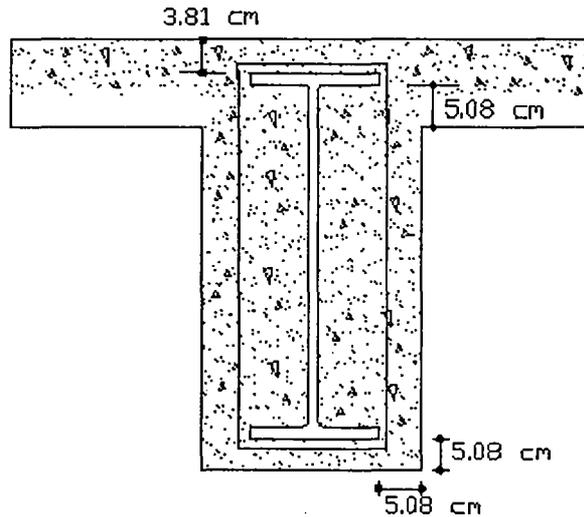


Figura N° 3.27. Requisitos vigas embebidas

Las Normas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas redondean los valores anteriores, es decir, 3.81 cm a 4cm y 5.08 cm a 5 cm.

3.1.9. Vigas Continuas

En zonas de momento negativo se debe proporcionar los suficientes conectores de cortante para que haya cierta continuidad entre la viga de acero y el refuerzo, ya que la losa de concreto estará en tensión, lo cual no habrá un comportamiento compuesto entre la losa de concreto y la viga de acero; el único comportamiento que se presenta es entre el acero de refuerzo longitudinal y la viga de acero. Debido a que los conectores de cortante no permite el levantamiento de la losa gracias a que tienen una cabeza, la resistencia a flexión $\phi_b M_n$ en una sección compuesta en la región de flexión negativa puede basarse en:

- ✓ La resistencia del perfil de acero.
- ✓ La resistencia plástica de una sección compuesta, formada por la viga de acero y el refuerzo longitudinal en la losa, donde $\phi_b = 0.85$.

Para lo cual se deben cumplir las siguientes condiciones:

- ✓ El perfil de acero debe ser compacto y tener el soporte lateral adecuado.

- ✓ Debe de haber los conectores de cortante suficientes en la zona de momento negativo.
- ✓ El refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo debe tener la longitud de desarrollo adecuada para que tengan la suficiente adherencia con el concreto y desarrollen sus esfuerzos.

Donde:

La fuerza cortante horizontal total entre el punto de momento nulo y el punto de momento negativo máximo es igual a la menor se los siguientes valores.

$$A_r F_{yr} \text{ ó } \Sigma Q_n \quad \dots (3.35)$$

Donde:

A_r = área de acero de refuerzo dentro del ancho efectivo de la losa.

F_{yr} = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

La resistencia adicional proporcionada por el refuerzo del acero es relativamente pequeña, por lo que en ocasiones se usan cubreplacas en zonas de momento negativo.

3.1.10. Diseño de secciones compuestas

Sistema de piso no apuntalado

Una vez que se conoce el espesor de la losa y las separaciones de las vigas se procede a lo siguiente:

1. Se calcula el momento factorizado máximo antes y después de que fragüe el concreto.
2. Se selecciona un perfil de acero preliminar.
3. Se calcula la resistencia de diseño del perfil de acero preliminar y se compara con el momento factorizado máximo calculado antes de que fragüe el concreto.
4. Se calcula el ancho efectivo de la losa de concreto.
5. Se calcula la resistencia de diseño por flexión de la sección compuesta y se compara con el momento máximo calculado una vez que el concreto haya endurecido.
6. Se revisa la resistencia por cortante de la sección de acero.
7. Se diseñan los conectores de cortante.

Se calcula la fuerza cortante horizontal V_h .

Se calcula el número total de conectores de cortante (ya sea acción total o parcial).

8. Se revisan las deflexiones.

Para la selección del perfil de acero preliminar se puede hacer con la siguiente formula de área del acero requerido ò peso requerido, donde se supone el peralte de la viga y el valor de la profundidad del bloque de esfuerzos del concreto, a , generalmente se supone de 5 cm (2 pulg).

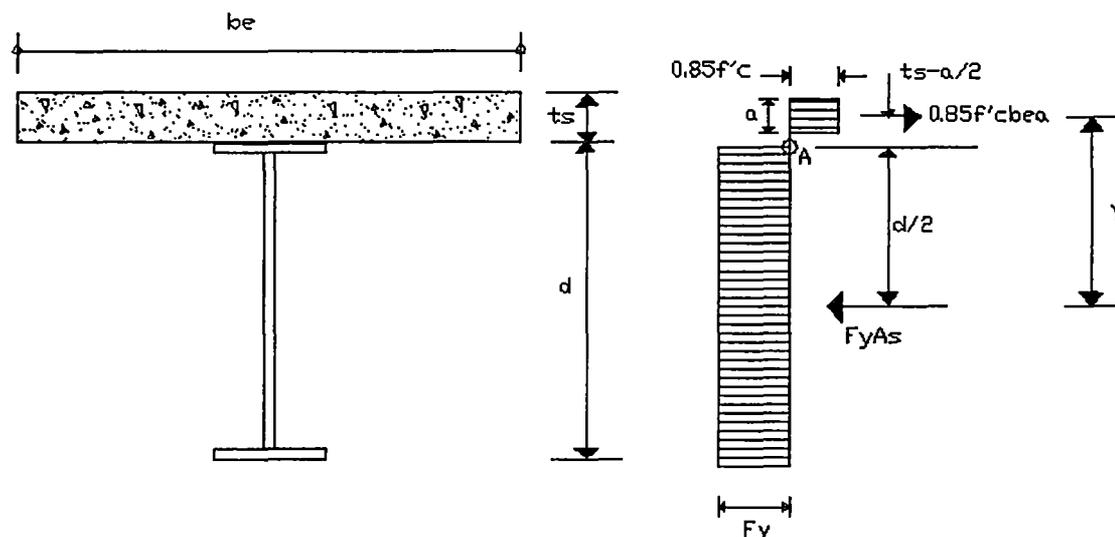


Figura N° 3.28. Eje Neutro en la losa

Si se supone el eje neutro plástico en la losa (Ver Fig. N°3.28), se puede escribir la resistencia de diseño como sigue:

$$\phi b M_n = \phi b (T_y) = \phi b (A_s F_y (y)) \quad \dots (3.36)$$

Igualando la resistencia de diseño con el momento factorizado máximo, se tiene:

$$\phi b (A_s F_y (y)) = M_u \quad \dots (3.37)$$

Despejando A_s

$$A_s = \frac{M_u}{\phi b F_y (y)} \quad \dots (3.38)$$

Donde

$$y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \quad \dots (3.39)$$

La ecuación anterior se puede escribirse en términos de peso, como sigue:

Para A_s en cm^2 y con el peso del acero igual a 7850 kg/m^3 (490 lbs/pie^3), se tiene:

$$w = 0.785 \left[\frac{M_u}{\phi b F_y \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right)} \right] \dots (3.40)$$

Donde:

M_u en (kg – cm)

F_y en (kg/m^2)

d y t_s en (cm)

$\phi_b = 0.85$

3.1.11. Diseño de secciones embebidas

Las vigas embebidas además de proteger el acero contra el fuego, aumenta la rigidez de la estructura al analizarla bajo cargas verticales y horizontales combinadas, para lo cual se presta poca atención, ya que en el diseño se toma únicamente el área de concreto que trabaja en compresión, para el área total contribuye al aumentar la resistencia al cortante en forma considerable.

Debido a que en este tipo de vigas no es práctico el uso de apuntalamiento, su diseño se hace como no apuntalado.

El cálculo de la resistencia de diseño $\phi_b M_n$ donde $\phi_b = 0.9$ y M_n se calcula:

1. No tomando la acción compuesta y calculando el momento plástico del perfil de acero únicamente, esto es $M_n = M_p = Z F_y$.
2. Tomando la acción compuesta entre los dos elementos, considerando el efecto de apuntalamiento y la distribución elástica de esfuerzos.

Cortante

El AISC no dice como se calcula el cortante longitudinal en secciones embebidas, lo cual este se puede calcular para momentos positivos considerando la adherencia entre la parte superior del patín en compresión de la viga de acero y el concreto, la resistencia al cortante en los planos críticos de falla y el refuerzo de la malla de acero colocada alrededor de la viga de acero.

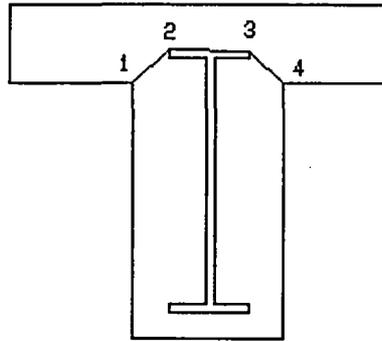


Figura N° 3.29. Planos críticos de falla para la resistencia al cortante en momentos positivos

Un valor común del esfuerzo permisible de adherencia entre el acero y el concreto es $0.03 f_c$, y para el cortante permisible para el concreto es de $0.12 f_c$. Estos son valores para condiciones de cargas de servicio.

En este caso que no se usa apuntalamiento, el único cortante longitudinal que debe resistirse es el causado por las cargas aplicadas cuando el concreto ya ha endurecido.

Cuando el corte longitudinal es mayor que la suma de las resistencias por adherencia y cortante a lo largo de la línea de falla, será necesario proporcionar algún tipo de refuerzo sobre esa línea. El uso de conectores de cortante no son de mucho valor, ya que antes de que se transmita una carga a los conectores, tendrán que ocurrir deformaciones relativamente grandes, lo cual provoca que la adherencia natural entre el acero y el concreto se pierda.

Como las secciones embebidas no cuentan con conectores de cortante, no se puede aplicar la teoría de resistencia última, por lo cual se emplea para el cálculo de la resistencia de cortante, la conocida fórmula $f_v = \frac{VQ}{I}$

Donde:

f_v =esfuerzo cortante

V =fuerza cortante externa

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

Para zonas de momentos negativos se hace tomando en cuenta el área de concreto a compresión debajo del eje neutro y al plano crítico de falla localizado en el patín inferior de la viga (Ver Fig. N°3.30).

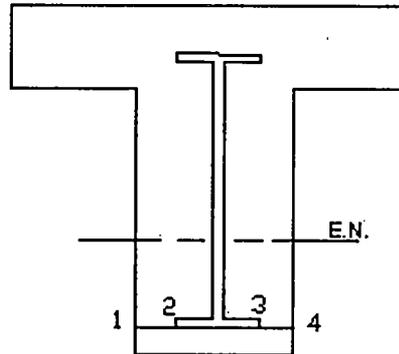


Figura N° 3.30. Planos críticos de falla para la resistencia al cortante en momentos negativos

3.2. COLUMNA COMPUESTA

Las columnas compuestas se construyen con perfiles laminados o armados de acero, ahogado en concreto o con concreto colocado dentro de tubos o tubulares de acero.

Los miembros resultantes son capaces de soportar cargas considerablemente mayores que las columnas de concreto reforzado de las mismas dimensiones.

En la Fig. N° 3.30 se muestran varias columnas compuestas. En la parte a) de la figura se muestran un perfil *W* ahogado en concreto. Las secciones transversales, que por lo general son cuadradas o rectangulares tienen una o más barras longitudinales colocadas en cada esquina. Además, se colocan estribos alrededor de las barras longitudinales a ciertos intervalos verticales. Los estribos son muy efectivos para aumentar la resistencia de las columnas; previenen que las barras longitudinales se salgan de su lugar durante la construcción y resisten la tendencia de esas mismas barras a pandearse bajo la acción de las cargas externas; la ausencia de estribos ocasionaría la resquebrajadura o el desconchamiento del recubrimiento externo de concreto. Obsérvese que los estribos son siempre abiertos y en forma de U; de otra manera no podrían instalarse porque los perfiles de acero para la columna

siempre se colocan primero. En b) y c) de la figura se muestran tubos y tubulares de acero rellenos con concreto.

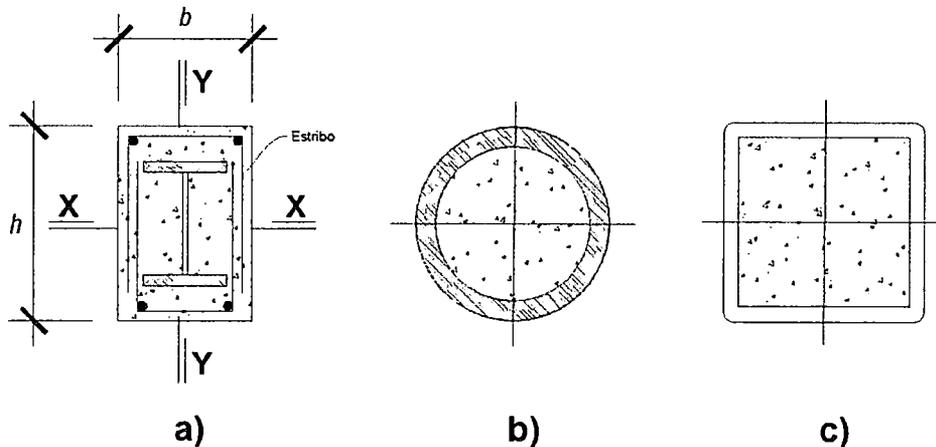


Figura N° 3.31. Columnas compuestas.

Soporte lateral.

La resistencia de caras laterales en los edificios altos con las estructuras comunes de acero o concreto reforzado, se proporciona conforme avanza la construcción de los pisos. Por ejemplo, durante la construcción de un edificio con estructura de acero puede proporcionarse en cada piso un sistema de arriostramiento diagonal, o bien, juntas resistentes a momento. De igual manera la resistencia lateral requerida en una estructura de concreto reforzado puede proporcionarse mediante la resistencia a momentos lograda con la construcción monolítica de sus miembros o por medio de muros de cortante.

En la construcción compuesta, la resistencia lateral de un edificio no se obtiene sino hasta que el concreto se ha colocado alrededor o dentro de los miembros de acero montados y ha endurecido lo suficiente. Esta situación se logra probablemente 10 a 18 pisos anteriores a donde se está realizando el montaje del acero.

Como hemos mencionado, al montar la estructura de acero el fabricante proporciona el arriostramiento contraviento necesario conforme va montando los pisos. En general, los marcos de acero usados en edificios altos en construcción compuesta no tienen tal arriostramiento y los marcos no poseen la resistencia lateral deseada. Esta resistencia se logra solo después de que se ha colocado el concreto y curado en muchos pisos del edificio. El ingeniero responsable de la

estructura debe entonces establecer claramente las condiciones generadas por las posibles fuerzas laterales y tomar medidas al respecto durante el montaje.

3.2.1. Especificaciones para columnas compuestas

Las columnas compuestas pueden construirse teóricamente con secciones transversales cuadradas, rectangulares, redondas, triangulares o de cualquier otra forma. Sin embargo, en la práctica estas se construyen generalmente con sección cuadrada o rectangular con una barra de refuerzo en cada esquina de la columna. Este arreglo nos permite usar conexiones lo bastantes sencillas entre la vigas (de fachada y piso) y los perfiles de acero dentro de las columnas, sin interferir demasiado con el refuerzo vertical.

Las especificaciones LRFD no proporcionan requisitos detallados para la separación entre barras de refuerzos, empalmes, etc. Entonces, es aconsejable observar los requisitos del código ACI-318⁷ en los casos no cubiertos claramente por las especificaciones LRFD.

La sección 12.1 de las especificaciones LRFD proporciona los requisitos detallados acerca de las áreas de las secciones transversales de los perfiles de acero, resistencias del concreto, áreas de los estribos, y separación de las barras verticales de refuerzo, etc.

Esta información se lista y analiza brevemente en los párrafos siguientes:

- a) El área total de la sección transversal del perfil o perfiles de acero no debe ser menor que el 4% del área total de la columna de concreto reforzado y su diseño debe hacerse de acuerdo con el Building Code Requirements For Reinforced Concrete (Requisitos del Código de Construcción para Concreto Reforzado) del Instituto Americano Del Concreto.
- b) Cuando un núcleo de acero se ahoga en concreto, el colado debe reforzar con barras longitudinales que soportan carga (que deben ser continuas en los niveles de los pisos) y con estribos laterales espaciados a no más de $2/3$ veces la dimensión mínima que 0.007 pulg^2 , por pulgada de separación entre las barras de refuerzo.

Debe haber por lo menos 1 1/2 *pulg* de recubrimiento se requiere como protección contra el fuego y la corrosión. La cantidad de refuerzo longitudinal y transversal requerido se considera suficiente para prevenir el desconchamiento de la superficie de concreto durante un incendio.

c) La resistencia especificada a la compresión f'_c del concreto debe ser por lo menos de $3K_{SI}$, pero no mayor de $8 K_{SI}$ si se usa concreto de peso normal. Para concreto de peso ligero, no debe ser menor de $4K_{SI}$ ni mayor de $8K_{SI}$. Se proporciona el límite superior de $8K_{SI}$ porque no se disponía de suficientes resultados de pruebas en columna compuestas con concreto de alta resistencia, cuando se preparó esta especificación. El límite inferior de f'_c se especificó con el propósito de asegurar el uso de un control de calidad que sea disponible inmediatamente y de garantizar el uso de un control de calidad adecuado. Esto podría no ser el caso si se especificara un concreto de menor grado.

d) Los esfuerzos de fluencia de los perfiles de acero y de las barras de refuerzo no deben ser mayores de $55 K_{SI}$. Si se usa un acero con un esfuerzo de fluencia mayor que $55K_{SI}$. Un objetivo importante del diseño compuesto, solo, pueden utilizarse en los cálculos $55K_{SI}$. Un objetivo importante del diseño compuesto es prevenir el pandeo local de las barras longitudinales de refuerzo y del perfil ahogado de acero. Para lograr esto, el recubrimiento de concreto no debe fracturarse o desconcharse. Los redactores de esta especificación LRFD supusieron que este concreto está en peligro de fracturarse o desconcharse si su deformación unitaria alcanza el valor 0.0018. si este valor lo multiplicamos por E_s obtenemos $(0.0018) (29000) \approx 55 K_{SI}$. Por tanto, $55K_{SI}$ es un estado límite para el esfuerzo del refuerzo.

e) El espesor mínimo permisible para la pared de un tubular de acero relleno con concreto es igual $a \cdot b \cdot \sqrt{F_y/3E} \dots (3.41)$ para cada una de ancho b de sección rectangular. El espesor mínimo para tubos de diámetro exterior D es $D\sqrt{F_y/8E} \dots (3.42)$. Estos valores son los mismos que los dados en el código ACI de 1989. Es conveniente que los proyectistas usen tubos o tubulares de suficiente espesor para que no se pandeen antes de fluir.

f) Cuando las columnas compuestas contiene más de un perfil de acero, estos deben conectarse por medio de enrejado simple, placas o barras de unión para que no sea posible el pandeo de los perfiles individuales antes de que el concreto endurezca. Después de que el concreto ha endurecido, se supone que todas las partes de la columna trabajan como una unidad para resistir la carga.

g) En necesario evitar sobreesforzar el concreto o el acero estructural en las conexiones. En consecuencia, la especificación LRFD-12.4 requiere que la parte de la resistencia de diseño de columnas compuesta, cargas axialmente, resistida por el concreto debe desarrollarse por apoyo directo en las conexiones. Si el concreto de soportar es más ancho en uno o más lados que el área cargada y está restringida contra expansión lateral en el o los lados restantes, la resistencia de diseño a compresión del concreto en la columna compuesta debe calcularse con la expresión $1.7\phi_c \cdot f'_c \cdot A_B \dots (3.43)$ con $\phi_c = 0.6$ para apoyo sobre concreto, en donde A_B es el área cargada.

3.2.2. Resistencias de diseño de columnas compuestas, cargadas axialmente

La contribución de cada componente de una columna compuesta a su resistencia total es difícil si es que no imposible de determinar. La cantidad de agrietamiento por flexión en el concreto varía a lo largo de la altura de la columna. El concreto no es tan homogéneo como el acero; además, el módulo de elasticidad del concreto varía con el tiempo y bajo la acción de cargas de larga duración o permanentes. Las longitudes efectivas de columnas compuestas en las estructuras monolíticas rígidas en las que frecuentemente se usan, no pueden determinarse con precisión. La contribución del concreto a la rigidez total de una columna compuesta varía, dependiendo de si está colocado dentro de un tubo o si está en el exterior de un perfil W ; en este último caso su contribución a la rigidez es menor.

El párrafo anterior presenta algunas razones por las que es difícil desarrollar una fórmula teórica útil para el diseño de columnas compuestas. En consecuencia, las especificaciones LRFD presentan un conjunto de fórmulas empíricas para el diseño de columnas compuestas.

Las resistencias de diseño de columnas compuestas ($\phi_c \cdot P_n$ con $\phi_c = 0.85$ y $P_n = A_g F_{cr}$) se determinan en forma parecida a como se hace en el caso de columnas ordinarias de acero. Las formulas por usarse en columnas compuestas para el esfuerzo crítico F_{cr} , son las mismas, excepto que las áreas, radios de giro, esfuerzos de fluencia y módulos de elasticidad se modifican para tomar en cuenta el comportamiento compuesto. Las expresiones para columnas, dadas en la sección E2 de las especificaciones LRFD, se reproducen a continuación:

Si $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{Ecuación E2-2 del LRFD}) \quad \dots (3.44)$$

Si $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (\text{Ecuación E2-3 del LRFD}) \quad \dots (3.45)$$

En donde:

$$\lambda_c = \left(\frac{KL}{r\pi} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{Ecuación E2-4 del LRFD}) \quad \dots (3.46)$$

Las modificaciones hechas en estas fórmulas son las siguientes:

- Reemplace A_g por A_s siendo A_s el área del perfil de acero, tubo o tubular, pero sin incluir ningún a barra de refuerzo.
- Reemplace r por r_m el radio de giro de los perfiles de acero, tubos o tubulares. Para perfiles de acero ahogados en concreto, no debe ser menor que 0.3 veces el espesor total del miembro compuesto en el plano de pandeo.
- Reemplace F_y por el esfuerzo de fluencia modificado F_{my} y E por el módulo de elasticidad modificado E_m . Sus valores son los siguientes:

$$F_{my} = F_y + c_1 \cdot F_{yr} \left(\frac{A_R}{A_S} \right) + c_2 \cdot f'_c \left(\frac{A_c}{A_S} \right) \quad (\text{Ecuación I2-1 del LRFD}) \quad \dots (3.46)$$

$$E_m = E + c_3 \cdot E_c \left(\frac{A_c}{A_S} \right) \quad (\text{Ecuación I2-2 del LRFD}) \quad \dots (3.47)$$

En estas expresiones para F_{my} y E_m se usan las siguientes abreviaturas:

- A_c, A_s , y A_R son respectivamente, el área del concreto, área de la sección de acero y área de las barras de refuerzo.

- B. E y E_C son, respectivamente, los módulos de elasticidad del acero y del concreto. La especificación 12.2 del LRFD establece que E_C , el módulo de elasticidad del concreto en K_{SI} .
- C. F_y y F_{yr} son los esfuerzos de fluencia mínimos específicos de la sección de acero y de las barras de refuerzo.
- D. c_1, c_2, c_3 son coeficientes numéricos. Para tubos y tubulares rellenos de concreto, $c_1 = 1.0$, $c_2 = 0.85$ y $c_3 = 0.4$. para perfiles ahogados en concreto. $c_1 = 0.7$, $c_2 = 0.6$ y $c_3 = 0.2$.

3.2.3. Tablas del manual LRFD.

El manual LRFD en su quinta parte presenta una serie de tablas para determinar las resistencias de diseño por carga axial de varios perfiles W ahogadas en secciones cuadradas y rectangulares, así como numerosos tubos y tubulares estructurales rellenos con concreto. Las tablas se manejan de la misma manera que las presentadas en la tercera parte del manual para columnas simples de acero cargadas axialmente. Las resistencias se dan con respecto al eje menor para una serie de valores $K_y L_y$. (AISC, 1994)

Las tablas se prepararon para concretos de peso normal e incluyen perfiles W ahogadas con valores F_y de 36 y 50 K_{SI} . Las barras de refuerzo usadas en las secciones compuestas son todas de grado 60 ($60K_{SI}$).

Se compara una columna $W14 \times 90$ de acero A36 con las resistencias de esa misma sección compuesta con una sección de 22pulg \times 22pulg de concreto reforzado ($f'_c = 3.5 K_{SI}$ y barras de refuerzo de grado 60).

Tabla N°3.2. Resistencias axiales de diseño

Longitud Efectiva KL (PIE)	Resistencia axial de diseño de sección compuesta ($Kips$)	Resistencia axial de diseño de una ($W14 \times 90$) ($Kips$).	Razón de la resistencia de la sección compuesta a la de la $W14 \times 90$
0	1780	811	2.19
10	1740	767	2.27

20	1600	650	2.46
30	1390	493	2.86
40	1150	334	3.44

Fuente: Manual del LRFD (AISC, 1994)

La creciente ventaja en resistencia de las columnas compuestas más largas sobre las columnas de acero simple, se muestran en la tabla 17.1. En esta tabla, la resistencia axial de diseño de una columna de 22pulg \times 22pulg (con $f'_c = 3.5 K_{SI}$ y barras de refuerzo de grado 60) compuesta con una $W14 \times 90$ de acero A36, se compara con la resistencia axial de diseño de una columna simple $W14 \times 90$ de acero A36. La razón de la resistencia de la sección compuesta a la de la sección simple va de 2.27 para una longitud efectiva de 10 a 3.44 para una longitud efectiva de 40pie. Vemos entonces que la resistencia de una columna compuesta decrece a una tasa considerablemente menor que la de una columna W simple cuando se incrementa la longitud efectiva.

3.2.4. Resistencias de diseño de columnas compuestas

La resistencia nominal por flexión de columnas compuestas se calcula suponiendo una distribución plástica de esfuerzos. Podemos localizar la posición del eje neutro plástico igualando la fuerza de tensión a un lado del miembro con la fuerza y parte del perfil de acero ahogado estará esforzado a la fluencia. Sobre el lado de compresión habrá una fuerza de compresión igual a $0.85 f'_c$ veces el área de un bloque equivalente de esfuerzos. Este bloque equivalente de esfuerzos tiene un ancho igual al de la columna y una profundidad igual a β_1 veces la distancia al ENP (eje neutro plástico). (El valor de β_1 lo proporciona el código ACI). La resistencia nominal a la flexión M'_n es entonces igual a la suma de los momentos de las fuerzas axiales respecto al ENP.

En la quinta parte del manual LRFD se muestran los valores de $\phi_b \cdot M_{nx}$ y $\phi_b \cdot M_{ny}$ para cada una de las columnas compuestas. Estos valores se necesitarán al analizar vigas-columnas en la siguiente sección.

3.2.5. Ecuación de flexión con carga axial

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

Si $P_u/P_n \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ecuación H1-1a del LRFD}) \quad \dots (3.48)$$

Si $P_u/P_n < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ecuación H1-1b del LRFD}) \quad \dots (3.49)$$

Esa exposición incluyó las definiciones de varios valores necesarios para calcular M_{ux} y M_{uy} (B_1, M_{nt} , B_2 y M_{it}).

Esas mismas ecuaciones de interacción se usan para revisar las vigas-columnas, solo que algunos de los términos se modifican. Estas modificaciones son las siguientes:

a) Las cargas de pandeo elástico de Euler P_{ex} y P_{ey} que se usan en el cálculo de los factores de flexión B_1 y B_2 , deben determinarse con la siguiente expresión en la que F_{my} es el esfuerzo de fluencia modificado, definido en la sección 3.2.2. Los valores de P_{ex} y P_{ey} multiplicados por el cuadrado de la longitud efectiva apropiada en pie y divididos entre 10^4 se presentan en las tablas para cada una de las columnas compuestas

$$P_e = \frac{A_s F_{my}}{\lambda_c^2} \quad \dots (3.50)$$

b) El factor de resistencia ϕ_b debe usarse como en las vigas compuestas en donde es igual a 0.85 si $h/t_w \leq 640/\sqrt{F_{yf}}$ y se usa una distribución plástica de esfuerzos para calcular M_n ; o se toma igual a 0.9 si $h/t_w > 640/\sqrt{F_{yf}}$ y M_n se determina sobreponiendo los esfuerzos elásticos.

c) El parámetro de esbeltez de columnas λ_c debe modificarse igual que al determinar las resistencias de diseño de columnas compuestas cargadas axialmente.

3.2.6. Diseño de columnas compuestas sujetas a carga axial y flexión

Esta sección se dedica al diseño de columnas compuestas sujetas a cargas axiales y momentos. El procedimiento es base de tanteos en el que se selecciona una sección de prueba, se aplica la formula de interacción apropiada, posiblemente la selección de otra sección de prueba, nuevamente la aplicación de la formula, etc., hasta que se tiene una columna satisfactoria.

Un diseño perfectamente satisfactorio puede lograrse como se describió antes, pero el proceso puede implicar un buen número de tanteos si la primera estimación no fue muy buena. Por esta razón, un método aproximado para estimar tamaños se presenta posteriormente. Este método permitirá al proyectista hacer una buena primera estimación y reducir así el número de tanteos.

Para este análisis se supone que debe diseñarse una columna compuesta para soportar una cierta P_u y un cierto M_{ux} con M_{uy} igual a cero. Se supone además que la fórmula LRFD-H1-1a se aplica al miembro. Si M_{uy} es cero la fórmula es

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1.0 \quad \dots (3.51)$$

El proyectista puede estimar los valores finales de las dos partes de esta ecuación; una posibilidad es que ambas partes sean iguales

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.5 \text{ y } \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} = 0.5 \quad \dots (3.52)$$

Supongamos que debemos seleccionar una columna compuesta con un perfil ahogado con los siguientes datos: $KL = 12 \text{ pie}$, acero A36, concreto con $f'_c = 3.5 \text{ KSI}$, $P_u = 500 \text{ Klb}$ y $M_{ux} = 100 \text{ Klb} - \text{pie}$. Los valores estimados de ϕP_n y $\phi_b M_{nx}$

Pueden determinarse como sigue:

$$\begin{array}{ll} \frac{P_u}{\phi P_n} = 0.5 & \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} = 0.5 \\ \frac{500}{\phi P_n} = 0.5 & \frac{8}{9} \frac{100}{\phi_b M_{nx}} = 0.5 \\ \phi P_n = 1000 \text{ Klb} & \phi_b M_{nx} = 177.8 \text{ Klb} - \text{pie} \end{array}$$

El proyectista puede entonces recorrer las tablas para elementos compuestos y escoger una sección que tenga valores ϕP_n y $\phi_b M_{nx}$ parecidos a los valores anteriores. Por ejemplo, una sección cuadrada de 18 x 18 *pulg* con un perfil ahogado $W8 \times 35$ tiene una $\phi_b M_{nx}$ de 174 *Klb – pie*. Como un primer ensayo el proyectista podría escoger una sección en las tablas que se hallara entre estas dos, por ejemplo una 16 x 16 *pulg* con una $W8 \times 48$, o bien, con una $W8 \times 58$.

3.2.7. Transmisión de la carga a la cimentación

Por lo general se proporciona una pequeña placa de acero de base en las columnas compuestas. Su propósito es recibir los pernos necesarios para anclar el perfil de acero ahogado a la cimentación durante el montaje de la estructura, antes de que el concreto endurezca y pueda desarrollarse la acción compuesta. Esta placa debe ser suficientemente pequeña para que no interfiera con las espigas necesarias en la parte de concreto reforzado en la columna.

Las especificaciones LRFD no proporcionan detalles para el diseño de esas espigas, pero un procedimiento similar al del Código ACI-318-89 puede ser satisfactorio.

Si la P_u de la columna es mayor que $1.7\phi_c f'_c A_b$, el exceso de carga deben resistirlo las espigas. Si P_u no excede este valor, aparentemente no se requieren espigas. Para una situación así, el Código ACI (secciones 15.8.2.1 y 15.8.2.3) establece que debe usarse un área mínima de espigas igual a 0.005 veces la sección transversal de la columna y que el diámetro de las barras No. 11. Esta limitación del diámetro garantiza una unión suficiente de la columna con la cimentación sobre el área total de contacto. El uso de unas cuantas espigas solamente, muy separadas entre sí no cumpliría este propósito.

3.3. LOSA COMPUESTA

Es un sistema de entrepiso que incorpora láminas de acero formadas en frío (steel deck) y una losa de concreto reforzada vaciada sobre dichas láminas y que actúan de manera monolítica conformando una sección compuesta (Composite Floor Steel Deck).

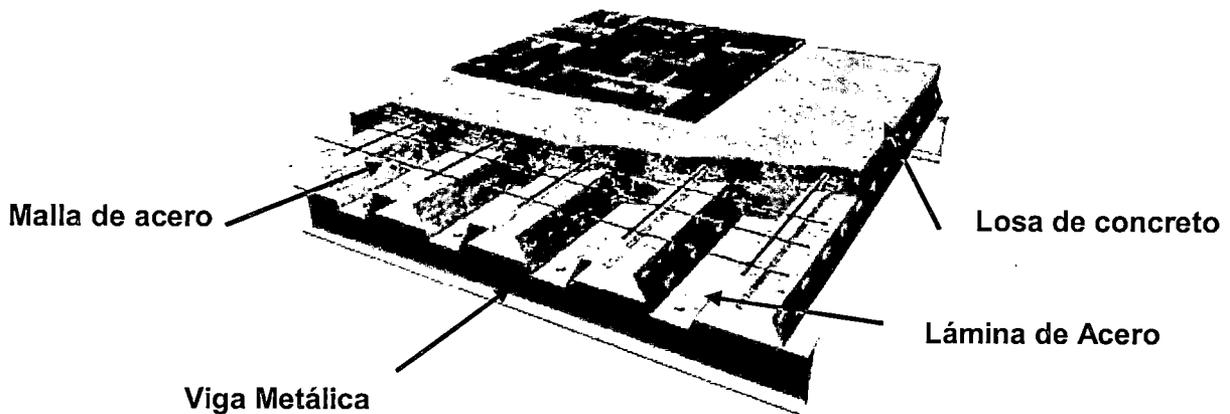


Figura N° 3.32. Losa compuesta.

La lámina cumple diferentes funciones: oficia de plataforma de trabajo para el montaje, se utiliza como encofrado, se comporta como una estructura propia durante el llenado, en la fase de construcción sirve para rigidizar y estabilizar la estructura. La función principal en el estado final es ejercer de armadura inferior – sometida a la tracción de la losa de concreto.



Figura N° 3.33. Tipos de lámina de acero.

Las losas compuestas que utilizan las placas colaborantes se comportan como un diafragma rígido, el cual distribuye las fuerzas laterales, sísmicas o de viento (la que domine el diseño), a las columnas, paredes, o sistemas de arriostramiento vertical.

3.3.1. Características cualitativas de las losas colaborantes

Funciones y características de la lámina de acero (steel deck). Las láminas de acero tienen dos funciones principales:

- Servir como encofrado durante el vaciado de la losa de concreto. Antes del endurecimiento del concreto fresco, la lámina debe soportar su propio peso más el peso propio del concreto fresco y las cargas adicionales de construcción. En este punto se deben verificar tanto los esfuerzos como las deflexiones máximas las cuales se compararán con las admisibles.

- Actúa como refuerzo positivo de la losa una vez que el concreto haya fraguado. Esta propiedad de la lámina de actuar como refuerzo de la losa le da características de lámina colaborante. Una vez endurecido el concreto fresco, el concreto y el acero actúan en forma compuesta para resistir las cargas muertas y vivas. La interacción se forma a partir de una combinación de adherencia superficial entre el concreto y el acero y por medios mecánicos mediante la restricción impuesta por la forma de la lámina a través de resaltes en la superficie, hendiduras o dispositivos para transferencia de cortante como pernos (studs) o alambres transversales uniformemente espaciados. En este estado deben calcularse también los esfuerzos y deflexiones máximas y compararlas con las admisibles correspondientes.

La lámina colaborante utiliza un acero del tipo Cold Rolled (láminado en frío) y trabaja básicamente bajo un comportamiento elastoplástico, con esfuerzo de fluencia mínimo nominal igual a 2325 kg/cm² (A36) y con un módulo de elasticidad igual a 2.07×10^6 kg/cm². El acero debe cumplir con la sección A3 de la última edición del American Iron and Steel Institute (AISI), Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members. El acero debe cumplir además con la norma ASTM A611, Grados C y D, o norma ASTM A466, grados A, C y E.

Según el Manual AISC – LRFD, página 6-65, se presentan algunas restricciones y criterios en la geometría de estas láminas. Estas características se pueden apreciar en la siguiente figura:

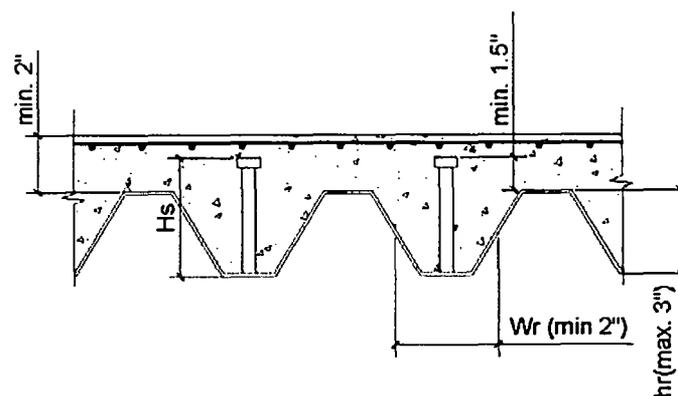


Figura N° 3.34. Restricciones y criterios en la geometría de las láminas.

Los espesores de las láminas de los tableros metálicos varían por lo general entre los calibres 24 y 18, aunque a veces se usan espesores fuera de este intervalo. Los espesores de diseño correspondientes a las designaciones de los calibres típicos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N° 3.3. Espesores de las láminas de los tableros metálicos.

Designación del calibre	Espesor de diseño(pulg)	Espesor de diseño(mm)
28	0.0149	0.37
26	0.0179	0.45
24	0.0239	0.6
22	0.0299	0.75
20	0.0359	0.9
18	0.0478	1.2
16	0.0598	1.5

Fuente: Manual del LRFD

Concreto empleado

La resistencia mínima de compresión especificada para el concreto (f'_c) será de 210 kg/cm². No se permite el uso de aditivos o acelerantes que contengan sales clorhídricas ya que estos pueden producir corrosión sobre la lámina de acero.

Malla de acero-refuerzo de repartición

La malla de refuerzo que se recomienda colocar en el sistema tiene el propósito fundamental de absorber los efectos de la retracción de fraguado del concreto y de los cambios térmicos que ocurran en el sistema. Esta malla o refuerzo, conformado por barras con resistencia a la fluencia de al menos 4200 kg/cm² o por mallas electro soldadas de alambroón, deben tener un área mínima, tal como se indica a continuación:

A mín. = 0.0018 (Área de concreto por encima de la lámina colaborante)

Esta área no debe ser menor de 0.6 cm² por metro de ancho de losa.

Para losas que involucren varias luces consecutivas, se puede modelar un sistema de losa continua en los apoyos, caso en el cual es necesario diseñar la

losa para el momento negativo que se genera y deberá colocarse el refuerzo negativo complementario en estos puntos de apoyo.

En la mayoría de los casos la malla de acero que conforma el acero de repartición no es suficiente para absorber la totalidad de momento negativo en los apoyos continuos.

Se considerará el primer caso, es decir la modelación será simplemente apoyada en los tramos, entonces no existirá momento negativo y solo será necesario el acero de repartición.

El recubrimiento mínimo de la malla de temperatura será de 2 cm, siendo el recomendado de 2 cm a 2.5 cm.

Comportamiento frente al fuego

La mayor parte de las aplicaciones de rellenos de concreto sobre tableros metálicos en edificios requieren que el sistema de placa de piso tenga una resistencia al fuego establecida. Para tableros metálicos, dicha resistencia se obtiene usualmente bien sea suministrando suficiente espesor de concreto por encima del tablero metálico, o aplicando material de protección contra el fuego, lanzado a la cara inferior del tablero metálico. Como alternativa un sistema de cielo raso resistente al fuego puede ser instalado debajo del tablero metálico.

Si se usa un material de protección contra el fuego lanzado en la cara inferior del tablero metálico, el espesor del concreto por encima del tablero puede ser el mínimo requerido para resistir las cargas aplicadas de piso. El espesor mínimo por lo general es de 2.5 pulgadas, y concreto de peso normal, menos costoso, puede usarse en lugar de concreto ligero.

Luego, las dos opciones que se consideran con frecuencia para un sistema convencional de tablero metálico de piso con una clasificación de resistencia al fuego de 2 horas son: 3.75 pulgadas (9.5 cm.) de concreto aligerado por encima del tablero metálico sin capa de material protector contra el fuego lanzado, y 2.5 pulgadas (6.35 cm.) de concreto de peso normal por encima del tablero metálico con capa de material protector contra el fuego.

Fijación Lateral

Las láminas de acero deben sujetarse unas con otras en sentido transversal con tornillos autoperforantes, remaches o puntos de soldadura. Las especificaciones para las mismas pueden verse en el manual del fabricante que abastecerá del sistema.

3.3.2. Características cuantitativas de las losas colaborantes.

El diseño de entrepiso con el sistema deck comprende dos etapas de comportamiento básicas, las cuales se indican a continuación:

- Cuando el concreto fresco aún no ha endurecido: en la cual la lámina colaborante funciona principalmente como encofrado.
- Cuando el concreto endurece y la losa trabaja como sección compuesta, es decir existe una unión consistente entre el concreto y la lámina colaborante.

3.3.3. Necesidad de apuntalamiento

Para soportar el peso del concreto recién fraguado y las cargas vivas de construcción aplicadas al tablero metálico, este puede ser apuntalado o puede ser diseñado para auto apuntalarse entre los miembros de apoyo. Si el tablero es apuntalado, se puede usar un tablero de menor peralte o una lámina más delgada. En este procedimiento se deberán evaluar las deflexiones generadas después de remover el apuntalamiento. De igual forma la losa de concreto debe diseñarse para resistir los esfuerzos resultantes de la carga muerta total combinada con todas las cargas superpuestas.

Cuando se utiliza el apuntalamiento, este no se puede quitar hasta que se haya alcanzado al menos el 75% de la resistencia a la compresión especificada a los 28 días.

Para el procedimiento de tableros metálicos no apuntalados, el peso del concreto hace que la lámina se defleccione entre sus apoyos. Esta deflexión se limita por lo general al menor valor entre $1/180$ de la luz del tablero y $3/4$ de pulgada. Ya que a la superficie superior de la losa de concreto normalmente se le dará un

determinado nivel, se deberá colocar una cantidad adicional de concreto de concreto como consecuencia de la deflexión del tablero.

3.3.4. Diseño de lámina colaborante como encofrado (No apuntalada)

Propiedades de la lámina

Las propiedades de la lámina colaborante para el diseño como encofrado tales como el área de la sección transversal, momento de inercia y otras constantes para el diseño deben determinarse de acuerdo con las especificaciones del AISI, Specification for the Design of Cold Formed Steel Structural Members.

Cargas

Para el diseño de la lámina colaborante actuando como encofrado la carga de diseño debe incluir:

- Peso propio del tablero.
- Peso propio del concreto fresco.
- Cargas de construcción temporales que se calculan como la más severa entre una carga uniformemente distribuida de 100 kg/m² sobre la superficie de la lámina y una carga distribuida de 300 kg/m actuando sobre un tramo del deck de análisis. Las cargas temporales son las que resultan producto del manejo del concreto, peso de equipos y personas que trabajan en la construcción de la losa.

Deflexiones admisibles

Para el cálculo de las deflexiones verticales de la lámina colaborante, deberá considerarse el peso propio de del concreto de acuerdo con el espesor de diseño y el peso propio de la lámina. Las cargas de construcción no deben tenerse en cuenta por ser de carácter temporal. Debido a que la lámina colaborante se diseña para permanecer en el rango elástico, esta se recuperará una vez que se retire dicha carga temporal.

Las deflexiones verticales que se produzcan en condición de encofrado calculadas con las cargas establecidas y medidas respecto a la deflexión vertical del apoyo deben limitarse a:

$$\delta_{adm.} \leq \delta_{adm} = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{100L}{180} \\ 1.9 \end{array} \right. \quad \dots (3.53)$$

Donde:

$\delta_{cal.}$ = Deflexión de cálculo (cm.).

$\delta_{adm.}$ = Deflexión admisible (cm.).

L = Longitud de luz libre (m.).

Esfuerzos Admisibles

Los esfuerzos de tracción y compresión por flexión en la lámina colaborante no deben exceder:

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm} = 0.6f_y \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots (3.54)$$

Donde:

σ_s = Esfuerzo actuante en el acero (kg/cm^2).

σ_{cal} = Esfuerzo admisible en el acero (kg/cm^2).

f_y = Esfuerzo de fluencia en el acero (kg/cm^2).

El cálculo de los módulos elásticos para las fibras superior e inferior de la lámina de acero y para condiciones de flexión positiva o negativa debe realizarse de acuerdo a la metodología propuesta por el AISI, Specification for Design of Cold Formed Steel Structural Members.

Cuando se verifiquen los esfuerzos para la carga distribuida de construcción se permitirá un incremento del 33 % en el esfuerzo admisible del acero. Esto aplicable sólo únicamente para la carga temporal de 300 Kg/m.

Existe una pequeña variación en la metodología cuando se consideran apoyos intermedios. Esto se puede apreciar el Manual AISI. En el presente trabajo no abordaré este punto, entonces desde el comienzo asumiré que no se emplearán apuntalamientos.

3.3.5. Diseño de lámina colaborante y concreto como sección compuesta

La losa en sección compuesta se diseña como una losa de concreto armado en la cual la lámina colaborante actúa como acero de refuerzo positivo.

Hipótesis de análisis

El diseño parte del tipo de modelamiento a realizar, el cual puede ser:

- a. Losa continua sobre apoyos múltiples.
- b. Losas con luces simplemente apoyadas.

a. Losa continua sobre apoyos múltiples.

En este tipo de modelamiento se tiene en cuenta la continuidad de los apoyos intermedios, entonces, se deberá diseñar el refuerzo negativo que estar dispuesto en la parte superior de la losa.

En este caso para la sección en el apoyo se desprecia el efecto de la lámina colaborante actuando en compresión. Por otro lado, la malla derivada de los cálculos para evitar el efecto de retracción y temperatura es insuficiente para absorber los momentos negativos generados por la continuidad del apoyo.

b. Losa con luces simplemente apoyadas.

En este modelo, la hipótesis asumida se basa en luces simplemente apoyadas; básicamente se supone que la losa se fisura en la parte superior en cada uno de los apoyos. Para efectos estéticos se recomienda de todas maneras colocar cuantías nominales de refuerzo que garanticen la formación de varias fisuras y no una sola grieta de mala apariencia.

Hipótesis de carga

Las hipótesis de carga que deben utilizarse para el diseño son:

Combinaciones Básicas (Método de Esfuerzo de Trabajo)

DL (Carga Muerta)

DL + LL (Carga Muerta + Carga Viva)

La que sea más crítica

Combinaciones Básicas (Método del Factor de Carga y de Resistencia)

1.4DL

1.4DL + 1.7LL

la que sea más crítica

Cargas

El proceso constructivo utilizado en el vaciado del concreto resulta vital para establecer las cargas de diseño que se utilizarán en el cálculo de la losa. Generalmente se presentan los siguientes casos:

- a) Condición sin apuntalamiento.
- b) Condición con apuntalamiento uniforme.
- c) Condición con apuntalamiento intermedio.
- a) Condición sin apuntalamiento.

En este caso, todo el peso propio del tablero y del concreto lo soporta la lámina de acero misma.

Sólo las cargas que se apliquen con posteridad al fraguado del concreto (cargas sobre impuestas), como son las cargas muertas adicionales y las cargas vivas, actuarán sobre la acción compuesta, considerando que ya sobre la lámina hay esfuerzos previos actuando.

- b) Condición con apuntalamiento uniforme.

Si la lámina está temporalmente soportada en forma uniforme hasta que el concreto fragüe para luego retirar los soportes, todas las cargas, o sea el peso propio de la lámina colaborante y del concreto, las cargas muertas adicionales y las cargas vivas, actuarán todas sobre la acción compuesta. En este caso todo el peso propio del tablero y del concreto deben aplicarse como carga uniformemente distribuida a la sección compuesta adicionalmente a las cargas muertas adicionales y cargas vivas que se apliquen enseguida.

- c) Condición de apuntalamiento intermedio.

Si la lámina tiene un sólo apoyo intermedio durante el fraguado del concreto, este deberá soportar los momentos flectores (sin considerar el comportamiento como sección compuesta), producidos por su peso propio y el peso del concreto fresco considerando la nueva condición de apoyo.

Deflexiones por cargas vivas

Las hipótesis básicas de trabajo son las siguientes:

- Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de aplicada la flexión, lo que significa que las deformaciones unitarias longitudinales en el concreto y en el acero en cualquier sección transversal al tablero son proporcionales a la distancia de las fibras desde el eje neutro a la sección compuesta.
- Para las cargas de servicio, los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones tanto para el concreto como para el acero.
- Puede utilizarse la totalidad de la sección de acero excepto cuando esta se ve reducida por huecos.
- El momento de inercia utilizado en el estimativo de las deflexiones por carga viva se calcula utilizando el promedio entre el momento de inercia fisurado de la sección transformada y el momento de inercia no fisurado de la sección transformada. Para la sección transformada se utiliza normalmente un módulo de acero de 2100000 Kg/cm² y una relación modular $N = 11$.

Las deflexiones verticales del sistema compuesto calculadas con las cargas y propiedades establecidas y medidas con respecto a la deflexión vertical del apoyo deben limitarse a lo dado en la tabla siguiente:

Tabla N° 3.4. Deflexiones Límites.

Tipo de Elemento	Deflexión que se considera	Deflexión Límite
Cubiertas planas que no soportan o no están unidas a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones grandes.	Deflexión instantánea debido a carga viva	L/180
Losas que no soportan o no están unidas a elementos no estructurales que puedan ser dañados por deflexiones grandes.	Deflexión instantánea debido a carga viva.	L/360
Cubiertas o losas que soportan o están unidas a elementos no estructurales susceptibles de daño debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que se presenta después de la unión a elementos no estructurales, ósea la suma de las deflexiones de largo plazo	L/480
Cubiertas o losas que soporten o estén unidas a elementos no estructurales que no puedan ser dañados por deflexiones grandes.	Debida a cargas permanentes, más la instantánea debida a cualquier carga viva adicional.	L/240

Fuente: AISC-LRFD

Diseño a flexión – Método de los Esfuerzos Admisibles

El método de los esfuerzos admisibles para diseño a flexión está basado en la fluencia del ala inferior de la lámina colaborante (fibra más alejada del eje neutro). Este método resulta adecuado cuando no hay suficientes pernos de corte sobre la viga perpendicular a la dirección de la lámina colaborante.

La eventual presencia de los pernos de corte en número suficiente sobre las vigas perpendiculares a la dirección del tablero garantizaría el no deslizamiento relativo entre el concreto y la lámina y permitirían llegar a la sección a su resistencia última.

En este procedimiento se combinan los esfuerzos de la lámina, causados por su unión con el concreto, con los esfuerzos causados por las cargas de servicio actuando sobre la sección compuesta.

Los esfuerzos resultantes se comparan con los valores admisibles de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_s = \left(\frac{M_{pp}}{+S_i} + \frac{M'_{pp}}{S_{ic}} + \frac{M_{cs}}{+S_{ic}} \right) \cdot 10^5 \leq 1.33(0.6fy) = 2019 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots (3.55)$$

$$\sigma_s = \left(\frac{M_{pp} + M'_{pp} + M_{cs}}{S_{ic}} \right) \cdot 10^5 \leq 0.6fy = 1518 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots (3.56)$$

Donde:

σ_s = Esfuerzo actuante en el acero (kg/cm^2).

$+S_i$ = Módulo elástico de la sección de acero para el ala inferior en flexión positiva (cm^3).

S_i = Módulo elástico para la sección compuesta de la fibra inferior del acero (cm^3).

M_{pp} = Momento para la carga de peso propio W_{pp} (Ton-m).

M'_{pp} = Momento para la carga de peso propio producido al retirar el apuntalamiento. W_{pp} (Ton-m).

M_{cs} = Momento para la carga sobre impuesta W_{cs} (Ton-m).

Compresión en el concreto

El esfuerzo compresión sobre el concreto debe limitarse a $0.45f'_c$.

Para el cálculo del esfuerzo en el concreto se utilizan las siguientes expresiones:

$$\sigma_c \leq \sigma_{adm} = 0.45f'_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \dots (3.57)$$

$$\sigma_c = \frac{(M'_{pp} + M_{cs})}{S_{cc}N} \quad \dots (3.58)$$

Donde:

σ_c = Esfuerzo de compresión actuante en el concreto (kg/cm²).

σ_{adm} = Esfuerzo admisible en el concreto (kg/cm²).

S_{cc} = Módulo elástico para la sección compuesta de la fibra superior de concreto (cm³).

N = Relación de módulos de elasticidad (E_s/E_c)

M'_{pp} = Momento para la carga de peso propio producido al retirar el apuntalamiento. W_{pp} (Ton-m).

M_{cs} = Momento para la carga sobre impuesta W_{cs} (Ton-m).

f'_c = Resistencia a la compresión especificada para el concreto (Kg/cm²)

Diseño a flexión – Método del Factor de Carga y Resistencia

Este método está basado en la fluencia total de la lámina colaborante por lo cual son aplicables las fórmulas tradicionales de diseño a la rotura para el concreto.

Para alcanzar la capacidad última a momento de la sección compuesta, se ha demostrado experimentalmente que se requiere un número suficiente de pernos de corte sobre la viga perpendicular a la dirección principal de la lámina.

Aunque la lámina colaborante en la estructura terminada sirve de acero positivo de refuerzo, las dimensiones de su sección transversal y por lo tanto su área "As" están controladas en general por las condiciones de diseño temporales de la lámina actuando con encofrado, luego, las losas compuestas pueden ser subreforzadas o sobre reforzadas.

Se establece la cuantía balanceada, que es aquella para la cual la deformación unitaria de tracción en la parte superior de la lámina colaborante alcanza la deformación de fluencia al mismo tiempo que en la superficie de concreto se alcanza la deformación límite de $\epsilon_c = 0.003$.

$$\rho_b = 0.85\beta_1 \left(\frac{f'_c}{F_y} \right) \left(\frac{E_s \epsilon_c}{E_s \epsilon_c + F_y} \right) \left(\frac{h - h_r}{d} \right) \quad \dots (3.59)$$

Donde:

ρ_b = Cuantía balanceada del acero de refuerzo

$\beta_1 = 0.85$ para concretos con $f'_c < 280 \text{ Kg/cm}^2$

ϵ_c = Deformación unitaria límite del concreto

ϵ_y = Deformación unitaria límite del acero

h = Espesor nominal de la losa (cm)

h_r = Altura de la lámina colaborante (cm)

d = Altura efectiva de la parte superior de la losa de concreto al centroide del acero a tensión (cm)

f'_c = Resistencia a la compresión especificada para el concreto (Kg/cm^2)

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero (Kg/cm^2)

Las losas compuestas con una cuantía de acero menor que ρ_b están subreforzadas y el acero en la lámina estará en fluencia en el momento en que el concreto alcance su deformación límite, mientras que aquellas con una cuantía de acero superior de ese límite se encuentran sobre reforzadas y tendrán un esfuerzo sobre el acero menor que su límite de fluencia, cuando el concreto alcance su deformación límite.

La ecuación básica que debe verificarse es la siguiente:

$$M_u \leq \phi M_n \quad \dots (3.60)$$

Donde:

M_u = Momento total actuante mayorado o factorizado (Ton-m)

M_n = Momento nominal resistente (Ton-m)

ϕ = Coeficiente de reducción de resistencia de acuerdo con lo siguiente:

Losas subreforzadas $\phi = 0.90$

Losas subreforzadas con $(f_u/f_y) < 1.08$ $\phi = 0.70$

Losas sobre reforzadas $\phi = 0.75$

Casi la totalidad de las normas recomiendan un diseño de losas subreforzadas a fin de proporcionar advertencia suficiente contra la falla frágil.

Las ecuaciones para calcular las losas subreforzadas son las siguientes:

$$M_u \leq A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) 10^5 \quad \dots (3.61)$$

Donde:

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b} \quad \dots (3.62)$$

Resistencia de adherencia a cortante

Una de las formas de falla más comunes en las losas compuestas con láminas colaborantes es la llamada falla por adherencia a cortante, en la cual se produce un deslizamiento horizontal entre la lámina de acero y el concreto. Los resaltes y muescas existentes en las láminas colaborantes del sistema deck tiene como objetivo mejorar la adherencia a cortante por medios mecánicos, efecto que va ha sumarse a la adherencia propia entre los dos materiales.

La resistencia de adherencia a cortante se trabaja con esfuerzos últimos y se verifica mediante la siguiente ecuación:

$$v_u < \phi v_n \quad \dots (3.63)$$

Donde:

v_u = Esfuerzo cortante de adherencia último actuante (Kg/cm²)

$$v_u = \frac{V_u}{bd} \quad \dots (3.64)$$

v_n = Esfuerzo cortante de adherencia nominal resistente (Kg/cm²)

$$v_n = \frac{V_n}{bd} \quad \dots (3.65)$$

V_n = Fuerza cortante de adherencia nominal resistente (Kg)

$V_n = \left(k\sqrt{f'_c} + m\frac{\rho d}{l} \right) bd \dots (3.66)$ $k, m =$ Constantes determinadas experimentalmente

b = Ancho de análisis. Normalmente en losas se toma un ancho unitario de 100 cm (cm)

d = Altura efectiva de la parte superior de la losa de concreto al centroide del acero a tensión (cm)

ρ = Cuantía del acero de refuerzo dada como la relación del área de la sección transversal de la lámina colaborante y el área efectiva del concreto.

ϕ = Factor de reducción de resistencia al corte por adherencia ($\phi = 0.80$)

V_u = Fuerza cortante última (Kg)

l' = Distancia de la carga concentrada al apoyo más cercano en el ensayo con dos cargas concentradas simétricas (cm)

3.3.6. Teoría vibracional

Aun cuando un sistema de piso puede ser diseñado adecuadamente desde el punto de vista de resistencia, se pueden presentar problemas de funcionamiento de servicio si ocurren vibraciones inaceptables durante el uso normal del piso.

El criterio que se maneja actualmente obedece a recomendaciones dadas por el AISC, las cuales se obtuvieron a partir de datos experimentales.

Los comentarios consignados en la manual de diseño del AISC sugieren que la altura de las vigas de acero para tales áreas sea por lo menos $L/20$. En tales casos, generalmente las vigas tienen un buen comportamiento vibracional.

La vibración de los sistemas piso debido a la actividad de sus ocupantes es a menudo ignorada por los diseñadores; sin embargo, el criterio vibracional en los sistemas de piso está adquiriendo gran importancia, pues es a partir de este criterio que se le puede brindar un grado aceptable de confort a los ocupantes. La vibración ocurre cuando el diseño del sistema de piso tiene:

- Inadecuada rigidez.
- Bajo amortiguamiento
- Poca masa.

Cuando la respuesta del sistema de piso debido a la actividad normal de los ocupantes causa molestia e incomodidad, las actividades no se pueden realizar de la mejor forma, lo que se traduce en un bajo rendimiento de los ocupantes.

Una actividad tan rutinaria y afable como el caminar puede ser suficiente para excitar un sistema de piso y causar molestias a otros ocupantes en áreas próximas. Este fenómeno, es problemático para el ingeniero estructural, ya que las cargas son transitorias y ninguna de las fuentes de origen pueden ser aisladas o cuantificadas, a diferencia de una máquina que posee un movimiento continuo y fácilmente calculable. De esta forma, muchos aspectos vibracionales del sistema piso son ignorados o no tomados en cuenta en el proceso de diseño, básicamente debido a que:

- Los parámetros de carga no son fácilmente definibles.
- La respuesta estructural de la carga es de naturaleza dinámica.
- El criterio de confiabilidad en servicio no se puede definir claramente.
- Los procedimientos de análisis requieren a menudo herramientas muy potentes que están fuera del alcance de la mayoría de los diseñadores.

Respuesta humana a la vibración

El comportamiento esperado de un sistema de piso puede ser analizado mediante el cálculo de la primera frecuencia natural y la amplitud de vibración de los miembros de entramado de piso, la cual corresponde a la deflexión cuando se somete al impacto de una pesa, y se dibuja el resultado en una escala modificada de Reiher – Meister para determinar el grado de percepción de las vibraciones (Figura 3.35).

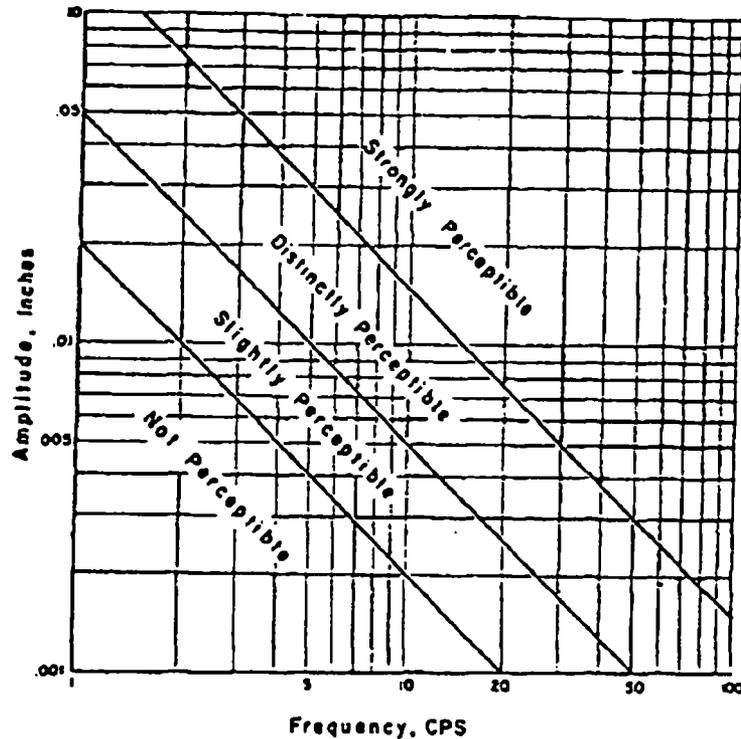


Figura N° 3.35. Restricciones y criterios en la geometría de las láminas (Steel Tips, 1991)

La respuesta humana está caracterizada en cuatro niveles:

- No perceptible
- Ligeramente perceptible
- Claramente perceptible
- Fuertemente perceptible

Por lo general, los diseños que se acerquen o excedan la porción superior del rango "claramente perceptible" deben evitarse.

Varios investigadores han verificado que la escala modificada de Reiher-Meister es precisa para predecir la perceptibilidad a las vibraciones de sistemas de piso de losas de concreto (incluyendo losas colaborantes) armados con viguetas o vigas de acero.

Sistemas de piso con primera frecuencia natural en el rango de 5 a 8 Hz. Pueden causar molestias debido a que estas están en correspondencia con la frecuencia natural de algunos órganos humanos (Hanes, 1970).

Vibración de la losa generada por el caminar.

Para modelar el impulso causado por una persona caminando, un impacto patrón de pisada ha sido definido. Este es el impulso iniciado por una persona con peso de 170 libras (77 Kg) el cual soporta su peso sólo por sus dedos del pie mientras mantiene los talones levantados 2.5 pulgadas (6.35 cm) por encima del suelo, de repente deja caer sus talones y esto genera un impacto. El resultado de esta prueba sobre gran cantidad de sistemas se ploteó en la gráfica que se presenta a continuación.

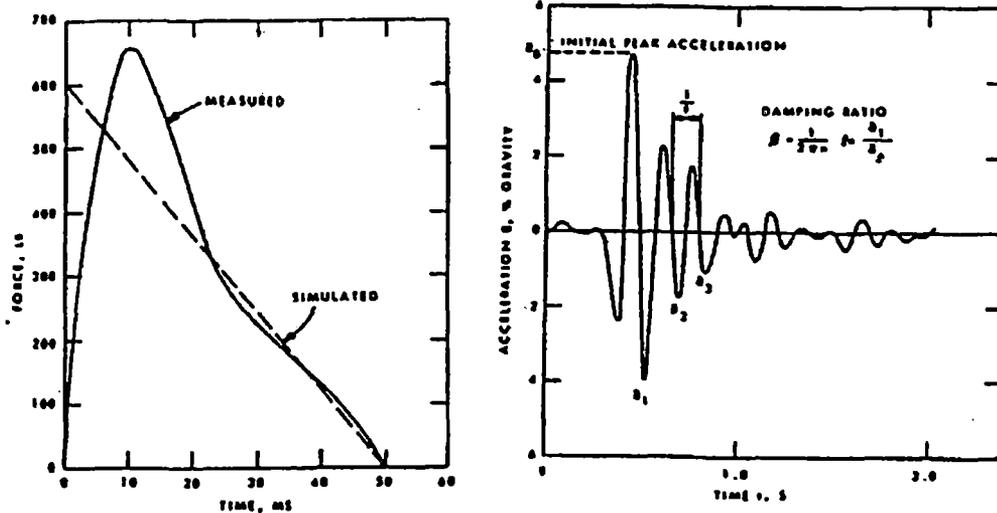


Figura N° 3.36. Grafica del Modelo del Impulso causado por una persona al caminar (Steel Tips, 1991)

Se desarrollará el criterio de confiabilidad de Murray, el mismo que se basa en la metodología señalada líneas arriba. Este método se encuentra desarrollado en el Manual AISC-LRFD.

Criterio de confiabilidad de Murray

Murray provee un procedimiento paso a paso para evaluar los problemas potenciales de vibración de las losas tanto en oficinas como en hoteles. El método está basado sobre estudios de campo y medidas de respuesta del ser humano sobre 100 sistemas de piso diferentes.

El procedimiento del criterio de confiabilidad de Murray es el siguiente:

1. Estimar la cantidad total de amortiguamiento disponible, D_{avail} . A manera de ayuda para estimar el amortiguamiento disponible se sugiere emplear la siguiente tabla:

Tabla N° 3.5. Estimación del amortiguamiento disponible.

Fuente	Amortiguamiento	Comentarios
Losa	1%-3%	El límite inferior es aplicable a losas delgadas de concreto ligero. El límite superior es aplicable a losas gruesas con concreto de peso normal
Cielo raso	1%-3%	Límite inferior aplicable a la sujeción colgada. Límite superior aplicable a sujeción fija contra las viguetas.
Sistemas mecánicos	1%-10%	Depende de la cantidad y de la forma de sujeción.
Tabiques	10%-20%	Si los tabiques están sujetos al piso mediante tres puntos o más y no espaciados más de cinco espaciamientos de viguetas.

Fuente: Steel Tips, 1991

2. Calcular las propiedades de la sección compuesta y la primera frecuencia natural de la viga, f . Si f es mayor que 10 Hz, la viga será satisfactoria aun poseyendo poco o ningún amortiguamiento.

$$f = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{gEI_t}{WL^3}} \quad \dots (3.67)$$

3. Calcular la máxima amplitud inicial de la viga, A_{ot} , debido al impacto patrón del talón.

$$A_{ot} = (DLF)_{max} \left(\frac{L^3}{80EI_t} \right) \quad \dots (3.68)$$

Donde todas las unidades están en k libras y pulgadas y $(DLF)_{max}$ es el factor de carga dinámica.

4. Contabilizar la contribución de rigidez de las viguetas adyacentes, para estimar el número total de viguetas efectivas, N_{eff} , donde:

$$N_{eff} = 2.97 - 0.0578 \left(\frac{S}{d_e} \right) + 2.56 \times 10^{-8} \left(\frac{L^4}{I_t} \right) \quad \dots (3.69)$$

Donde "S" es el espaciamiento entre viguetas y "de" es el espesor efectivo de la losa, ambos en pulgadas.

5. Dividir A_{ot} entre N_{eff} para obtener la máxima amplitud total modificada, A_o , la cual toma en cuenta la rigidez proporcionada por las viguetas adyacentes.

$$A_o = \frac{A_{ot}}{N_{eff}} \quad \dots (3.70)$$

6. Estimar el nivel requerido de amortiguamiento, D_{req} , como:

$$D_{req} = 35A_o f + 2.5 \quad \dots (3.71)$$

7. Comparar D_{avail} contra D_{req} . Si el amortiguamiento disponible es mayor que el requerido, entonces el sistema es seguro contra vibraciones.

3.4. CONEXIONES VIGA - COLUMNA

En la construcción de edificios, la sección A2.2. del AISC reconoce dos tipos básicos de conexiones de viga a columna:

- Conexiones rígidas (FR).
- Conexiones semirígidas (PR).

Tipo FR (Totalmente restringida): se llama también conexión continua o de marco rígido; se supone que la conexión de viga a columna o de viga a viga transmite el momento y cortante calculados y que tiene suficiente rigidez como para proporcionar la continuidad total que se ha supuesto en el análisis estructural. Esto significa que el ángulo original entre los miembros conectados se mantendrá después de aplicadas las cargas.

Tipo PR (Parcialmente restringidas): supone que las conexiones tienen suficiente rigidez para mantener los ángulos originales entre los miembros que se intersecan. Cuando se ignora la restricción rotacional, la conexión se llama

conexión simple. Cuando la relación real momento-rotación la utiliza el diseñador, la conexión es semirígida.

Una conexión adicional a la tipología descrita son las conexiones simples, las cuales se diseñan con la intención de permitir rotaciones del extremo de viga con respecto a la columna o viga maestra a un grado tal que puedan ignorarse los momentos flexionantes incidentales y la pequeña fluencia inelástica que pueda desarrollarse.

Las conexiones semirígidas poseen una curva conocida de momento-rotación intermedia entre la estructuración rígida y simple.

La estructura a desarrollar contará fundamentalmente con dos tipos de conexiones, las conexiones a momento (unión viga a columna) y las conexiones a corte (unión entre las viguetas y las vigas).

A continuación se desarrollará la teoría referida a las conexiones a corte.

3.4.1. Conexiones a corte

Las conexiones simples se usan en estructuras en las que no necesitan ser consideradas las fuerzas laterales o donde otros pórticos del edificio resisten las fuerzas de sismo por acción del pórtico, por sistemas arriostrados o por muros de corte. Las conexiones a corte pueden implicar la unión sólo al alma de la viga, o puede consistir en ángulos superiores e inferiores, designados por el AISC como conexiones de viga por alma y conexiones de viga asentada, respectivamente.

Elas pueden incluir pernos o soldaduras solas o en combinación. El AISC ofrece información de diseño descriptiva y tabular que cubre los tipos más comúnmente usados. Esas conexiones desarrollan una cierta cantidad de momento, que puede llegar a ser el 10% del momento de empotramiento total o aun una cantidad mayor. Sin embargo, esos momentos se desprecian en el diseño. Se supone que existe una holgura nominal de extremo entre el extremo de la viga y la columna de $\frac{1}{2}$ pulgada, no obstante las conexiones se diseñan con una

holgura de $\frac{3}{4}$ de pulgada para considerar la posibilidad de que la viga tenga una longitud un poco menor que la indicada.

Una conexión sin asiento transfiere la carga de una viga a un apoyo a través de uno o dos ángulos de conexión, o una placa de cortante asegurada al miembro de apoyo, o una de te unida al miembro de apoyo o al miembro apoyado. Una conexión con asiento transfiere la carga a través de un asiento debajo de la línea inferior de la viga. Debe usarse un ángulo por encima con las conexiones de asiento para proporcionar apoyo lateral. Este puede fijarse en la aleta superior de la viga o en la parte superior del alma.

Generalmente estas conexiones son más económicas en cuanto a material que las conexiones con asiento. Por ejemplo, en una conexión sin asiento, simétrica y empernada, los conectadores a través del alma están en cortante doble. En una conexión con asiento, los conectadores están en cortante simple. De ahí que las conexiones sin asiento se usen donde lo permitan las holguras de montaje, por ejemplo para conexiones a las aletas de columnas o vigas principales con aletas al mismo nivel que las aletas de las vigas secundarias. Sin embargo, las conexiones con asiento comúnmente son más ventajosas para las conexiones a las almas de las columnas porque la colocación de las vigas entre las aletas de las columnas es más fácil. Los asientos también son útiles en el montaje porque proporcionan apoyos a las vigas mientras se alinean a los agujeros en la obra y se instalan los conectadores. Además, las conexiones con asiento pueden ser más económicas para vigas altas ya que requieren menos pernos de campo, aunque el número total de conectadores de taller y de campo puede ser mayor que el que se requiere para una conexión sin asiento de la misma capacidad.

El manual AISC enumera las capacidades y las verificaciones de diseño que se requieren para las conexiones de las vigas en edificios. El diseño se facilita cuando puede usarse esta información.

El espaciamiento vertical de los conectadores en las conexiones sin asiento está estandarizado en 3 pulgadas. La línea de gramil superior también se ha dispuesto 3 pulgadas por debajo del tope de la viga, cuando es posible. No

obstante, puede usarse un espaciamiento menor siempre y cuando se cumplan las restricciones de la especificación del AISC sobre el espaciamiento mínimo.

Para asegurar la estabilidad y rigidez adecuadas, la longitud del material en una conexión sin asiento debe ser por lo menos la mitad de la distancia entre los filetes aleta-alma de la viga.

La distancia entre las líneas internas de gramil de los lados o aletas sobresalientes del material de conexión está estandarizado en 5.5 pulgadas, pero a veces se necesita un espaciamiento menor para cumplir los requisitos de la especificación del AISC sobre distancia mínima al borde.

El espesor del material de conexión puede determinarse por el cortante en una sección vertical, la disponibilidad de material de los espesores necesarios, o el valor de aplastamiento para el diámetro nominal del conector.

Cuando una viga encaja en una viga principal con los topes de ambas al mismo nivel, el tope de la viga generalmente se destijera o despunta (copado) para quitarle suficiente material a la aleta y el alma y así poder obviar la aleta de la viga principal. La profundidad de corte debe ser suficiente para evitar el filete de transición entre el alma y aleta (distancia k en una sección laminada). La longitud de copado debe ser suficiente para dejar un huelgo con la aleta de la viga principal de $\frac{1}{2}$ a $\frac{3}{4}$ de pulgada. Debe proporcionarse un filete con transición suave en la intersección de los cortes horizontal y vertical que forman el copado. Para las vigas que encajan sobre las aletas de la columna, la mayoría de los fabricantes prefieren conexiones unidas a las columnas en el taller. En este caso las vigas requieren sólo el drilado.

Por tanto, se requiere menos manipulación y menos operaciones en el taller. Además, con el material de conexión unida a las columnas, quienes hacen el montaje tienen mayor flexibilidad al aplomar el acero antes de apretar los pernos en obra o hacer soldaduras de campo.

Algunas de las conexiones sin asiento estandarizadas en el manual AISC están dispuestas en forma que permiten la sustitución de soldaduras en vez de

conectores. Por ejemplo, las soldaduras A reemplazan los conectores de las conexiones del alma. Las soldaduras B reemplazan los conectores en las aletas sobresalientes. El espesor del ángulo debe ser por lo menos igual al tamaño de la soldadura más 1/16 de pulgada con un mínimo de 5/16 de pulgada. Pueden proporcionarse agujeros para pernos de montaje en las aletas que van a ser soldadas en la obra. Cuando se usan conectores en las aletas sobresalientes, debe evaluarse la capacidad de aplastamiento del material de apoyo.

Las soldaduras A se sitúan excéntricamente. Reciben la carga del alma de la viga y la conexión transmite la carga al apoyo en la parte posterior de las aletas sobresalientes. De ahí que se presente una excentricidad de carga igual a la distancia desde la parte posterior de las aletas sobresalientes al centro de gravedad de las soldaduras A.

3.4.2. Conexiones con asiento

Estas pueden ser sin rigidizar o rigidizadas. Un asiento rigidizado casi siempre se usa cuando las cargas que se van a soportar sobrepasan las capacidades del lado sobresaliente de los asientos sin rigidizar estandarizados. Las tablas del manual AISC facilitan el diseño de ambos tipos de conexiones.

Las aplicaciones comunes de los asientos sin rigidizar incluyen conexiones de vigas a almas de columnas y a vigas principales altas. Algunas veces, estas conexiones se usan en las aletas de las columnas. Los asientos rigidizados se usan rara vez para conexiones diferentes a las almas de columnas, porque los rigidizadores pueden sobresalir de la protección contra incendios o del material de acabado arquitectónico y entonces resultan estéticamente indeseables.

El diseño de una conexión con asiento se basa en el supuesto de que el asiento soporta la reacción total de la viga. El ángulo de tope sólo proporciona apoyo lateral. Incluso para vigas grandes este apoyo puede ser pequeño y puede estar unido únicamente con dos conectores en cada aleta o con una soldadura de borde a lo largo de cada aleta.

Con la tolerancia nominal de $\frac{1}{2}$ pulgada entre el extremo de la viga y la cara del apoyo, la longitud del apoyo proporcionado al extremo de la viga por un ángulo de asiento es igual al ancho de la aleta sobresaliente menos $\frac{1}{2}$ pulgada. Así, un ángulo con aleta típica de 4 pulgadas proporciona 3.5 pulgadas de apoyo. A causa del pequeño apoyo, la capacidad de una conexión con asiento puede ser determinada por el espesor del alma de la viga, para que resista la fluencia y el arrugamiento del alma.

En los asientos sin rigidizar, se supone que la longitud del apoyo se extiende desde el extremo de la viga hacia el centro de la luz. El extremo de la viga se considera localizado a $\frac{3}{4}$ de pulgada desde la cara de apoyo, para tenerse en cuenta el retroceso nominal de $\frac{1}{2}$ pulgada y para permitir un posible faltante en la longitud de la viga. La reacción se supone centrada en la longitud de apoyo.

En los asientos rigidizados, se supone que la longitud de apoyo se extiende desde el extremo del asiento hacia el extremo de la viga. Nuevamente, la reacción se supone centrada sobre la longitud del apoyo. No obstante, en el diseño del asiento se usa una excentricidad desde la cara del apoyo del 80% del ancho del asiento de la viga si esta es mayor que la excentricidad basada en la posición de la reacción.

La capacidad de la aleta sobresaliente de un asiento no rigidizado está determinada por su resistencia a la flexión. La sección crítica para la flexión se supone situada en el borde del filete de la aleta sobresaliente. Cuando las reacciones son tan grandes que se requiere más de 3.5 pulgadas de apoyo, se usan asientos rigidizados.

Además de la capacidad de la aleta sobresaliente, la capacidad de un asiento sin rigidizar depende también de los conectadores o soldaduras utilizados. La pequeña excentricidad de la reacción de la viga generalmente se desprecia al determinar las capacidades de los conectadores.

Los siguientes criterios son evaluados para el diseño de conexiones de corte con ángulos de sujeción:

- Capacidad de corte de los pernos y soldadura sobre la viga y los ángulos.
- Soporte del perno sobre el alma de la viga y los ángulos.
- Capacidad a la tracción del apoyo del perno y del ala del ángulo cuando los ángulos absorben parte de la carga axial de la viga.
- Fluencia por corte, fractura por corte y bloque de corte en los ángulos.
- Fluencia por corte, fractura por corte, bloque de corte y carga de tracción por apalancamiento.

Básicamente, se procederá según como se indica a continuación:

a. Resistencia a corte de los pernos = $2 \cdot n \cdot (\phi r_n) > \text{Cortante actuante}$; donde "n" es el número de pernos y ϕr_n es la resistencia del perno multiplicada por el área del mismo.

b. Aplastamiento de los ángulos.

La resistencia de diseño de un ángulo basado en la resistencia de aplastamiento por el perno es la suma de las resistencias de cada perno. El cálculo de la resistencia al aplastamiento toma en cuenta la distancia al borde para el primer perno del extremo del ángulo y el espaciamiento entre pernos para los pernos restantes. Entonces, la resistencia de diseño, ϕR_n , de los dos ángulos está dado por:

$$\phi R_n = 2 \cdot [F_{bre} + F_{brs} \cdot (N_{bf} - 1)] \cdot t \quad \dots (3.72)$$

Donde, "t" es el espesor del ángulo.

c. Aplastamiento del soporte.

Similar al punto "b", sólo que las características a emplear corresponden a la viga.

d. Soldadura en el lado de la viga.

Resistencia de la soldadura (Antes que el alma de la viga sea evaluada) = $2C \cdot L \cdot C_1 \cdot D$; donde C es un coeficiente tabular que incluye una ϕ de 0.75, C1 es un coeficiente que depende del tipo de electrodo empleado (es igual a 1.00 para E70XX), D es el tamaño de la soldadura en dieciseisavos de pulgada y L es la longitud de la soldadura.

Factor de reducción para el espesor del alma de la viga.

$$R_{tw} = 0.84866 \cdot F_y \cdot t_w / ((D/16) \cdot E) < 1.0 \quad \dots (3.73)$$

Capacidad de la soldadura = (Resistencia de la soldadura) $\cdot R_{tw}$ > Cortante actuante.

e. Resistencia de diseño del alma de la viga

Bloque de corte:

La rotura del bloque de corte involucra dos planos de falla, uno cargado en corte y el otro en tracción. La rotura del bloque de corte puede ocurrir o por la fluencia del plano que provee la resistencia al corte y la rotura del plano que resiste la carga de tracción, o viceversa. La condición que controla entre estas dos es la que resulta que tiene mayor resistencia entre las dos.

Entonces, el diseño del bloque de corte está dado por:

$$\phi R_n = 2 \cdot 0.75 \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot A_{nt}) \text{ cuando } A_{nt} > 0.6 A_{nv} \quad \dots (3.74) \text{ y}$$

$$\phi R_n = 2 \cdot 0.75 \cdot (0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt}) \text{ cuando } A_{nt} < 0.6 \cdot A_{nv} \quad \dots (3.75)$$

Donde:

A_{gv} : Área bruta resistente al corte.

A_{nv} : Área neta resistente al corte.

A_{gt} : Área bruta resistente a la tracción

A_{nt} : Área neta efectiva resistente a la tracción.

f. Diseño de resistencia de fluencia por corte:

En primer lugar hay que verificar que no hay necesidad de rigidizadores. Estos se deben evitar ya que su existencia indicaría que existe la posibilidad de un modo de falla frágil.

$$\phi V_n = 0.9 \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A \quad \dots (3.76)$$

Resistencia de fluencia por corte = $\min.(\phi R_n, V_n) >$ Cortante actuante

g. Resistencia del alma de la vigueta copada.

Cuando una viga es copada sólo en el patín superior de la viga, las recomendaciones de diseño se basarán en las expresiones clásicas del pandeo, con un factor "k" basado en tres bordes apoyados simplemente y un borde libre.

Un factor adicional "f", el cual contabilizará la concentración de esfuerzos en la sección reducida de la viga.

De la figura siguiente, cuando $c < 2d$ y $d_c < 0.5d$:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 f k \quad \dots (3.77)$$

Donde:

E=Módulo elástico del acero

ν = Relación de Poisson

f = Factor de ajuste del modelo de placa pandeado

k = Coeficiente de pandeo de la placa.

$h_0 = d - d_c$ = Peralte reducido de viga

Luego, el esfuerzo de pandeo de diseño, ϕF_{bc} para una viga copada sólo en el patín superior es:

$$\phi F_{bc} = 23590 \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 f k \quad \dots (3.78)$$

Donde f y k son determinados de las siguientes ecuaciones:

$$f = 2c/d \quad \text{para } c/d < 1.0 \quad \dots (3.79)$$

$$f = 1 + (c/d) \quad \text{para } c/d > 1.0 \quad \dots (3.80)$$

$$k = 2.2 (h_0/c) \quad \text{para } c/h_0 < 1.0 \quad \dots (3.81)$$

$$k = 2.2 (h_0/c) \quad \text{para } c/h_0 > 1.0 \quad \dots (3.82)$$

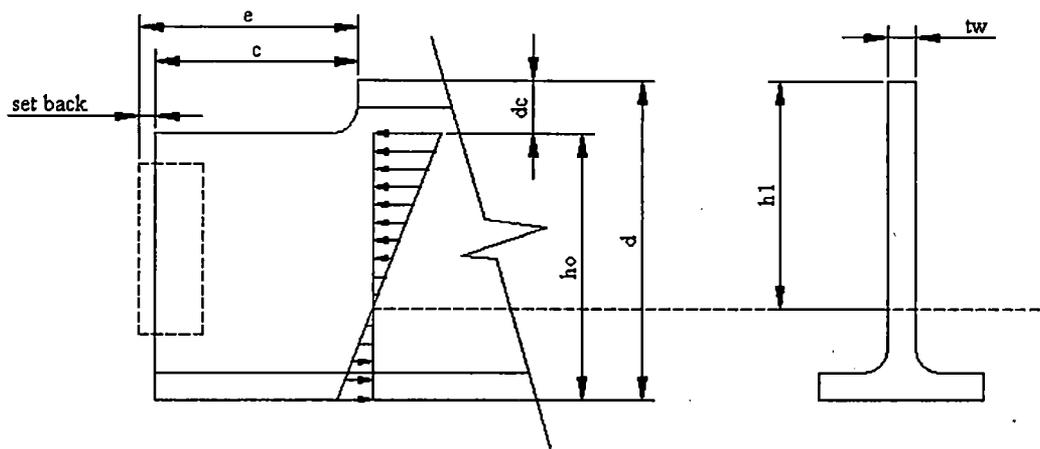


Figura N° 3.37. Medidas para la Formulas de Diseño de la Resistencia del Alma de la Vigueta

Resistencia al pandeo = $\phi F_{bc} * S_{net}/e > \text{Cortante actuante}$.

Donde:

S_{net} = Módulo elástico de la sección neta. (Tablas 8-49 de la Manual AISC-LRFD)

e = Distancia desde el punto de aplicación de la reacción a la cara de copado.

Fluencia local del alma, $\phi b M_n/e > \text{Cortante actuante}$.

h. Resistencia de diseño al corte de los ángulos.

Resistencia de diseño de fluencia por corte:

$\phi R_n = 2 * 0.54 * A_g * F_y > \text{Cortante actuante}$.

Resistencia de diseño de fractura por corte:

$\phi R_n = 2 * 0.45 * A_n * F_u > \text{Cortante actuante}$.

Bloque de corte:

Similar a lo indicado líneas arriba.

3.4.3. Conexiones a momento

Las conexiones rígidas se usan en construcciones continuas que resisten fuerzas laterales causadas o inducidas por sismo. Son también un requisito para pórticos diseñados plásticamente, en cuyo caso las conexiones deben ser suficientemente fuertes para desarrollar un momento de fluencia completo en las articulaciones plásticas adyacentes. Las conexiones rígidas son siempre convenientes si un edificio es cargado accidentalmente por un sismo, más allá de la carga prevista. En tales casos, el comportamiento de pórtico continuo, proporcionado por este diseño plástico o no, dará una resistencia residual contra el colapso último que puede ser una característica salvadora de vidas.

Este tipo de conexión transmite tanto cortante, como momento de flexión desde la viga al apoyo.

El diseño de conexiones a momento comúnmente se basa en el supuesto de que el cortante vertical es soportado por una conexión del alma al apoyo, y el momento por conexiones de la aleta al apoyo. El cortante vertical puede transmitirse a través de asientos rigidizados o no, como para las conexiones a corte.

El procedimiento de diseño a seguir para tratar las conexiones a momento también analiza los pasos planteados en las conexiones a corte, la única diferencia radica en que la presencia de momentos en la conexión, hace que se evalúen otras propiedades de la conexión, como son la necesidad de placas de refuerzo en el alma de la columna y los rigidizadores.

El procedimiento seguido para el diseño de una conexión a momento varía según el tipo de conexión empleada. Se optó por una conexión del tipo placas extremas, ya que según lo indicado por el manual de diseño, estas, se encuentran catalogadas como una de las conexiones de comportamiento más seguro.

El procedimiento seguido se describe a continuación.

a. Cálculo de la fuerza aplicada sobre cada ala de la viga en la conexión

$$\text{Fuerza en el ala} = F_r = P/2 + M/(d - b_f) \dots (3.83)$$

Donde:

P = Fuerza axial en la viga

M = Momento en uno de los extremos de la viga. Este momento corresponde al valor del cálculo obtenido del diseño de la sección dogbone, y es aproximadamente el 80% del momento plástico de la viga.

d = Peralte de la viga

b_f = Ancho del ala de la viga

b. Definir el tipo de perno y la condición de diseño, es decir si será de contacto o por fricción.

c. Calcular la resistencia de un perno a tracción, ϕ_r

$$\phi_r = 0.75 \cdot F_t \cdot A_b \dots (3.84)$$

Donde

A_b : es el área de la sección transversal del perno

F_t : Resistencia a la tracción del perno. Para A325X y A325N F_t = 90 ksi

- d. Calcular el número de pernos necesarios a tracción, a partir de $F_f / \phi r_n$
- e. Señalar la disposición de los pernos en la plancha, por lo general se suele colocar igual número de pernos alrededor de la aleta superior de la viga como de la inferior, ya que existe la posibilidad de inversión de esfuerzos.

f. Definir el espesor de la plancha y revisar si esta pasa el criterio por aplastamiento, según:

$$\phi r_n = \phi 2.4 d F_u$$

$$\phi R_n = (\text{Número de pernos perpendiculares a la dirección de la carga}) * \phi r_n$$

g. Diseño de la plancha

-Determinación del ancho de la plancha, b_p :

$$b_p = 2L_e + g \quad \dots (3.85)$$

Donde

b_p = ancho de la plancha

L_e = Distancia del centro del agujero al borde

g = Distancia entre centros de agujeros

-Determinación del espesor de la plancha, t_{pmin} :

$$t_{p_{\min}} = \sqrt{\frac{4M_{eu}}{\phi F_y b_p}} \quad \dots (3.86)$$

$$M_{eu} = \alpha_m P_{uf} \frac{p_e}{4} \quad \dots (3.87)$$

$$\alpha_m = C_a C_b \left(\frac{A_f}{A_w} \right)^{1/3} \left(\frac{p_e}{d_b} \right)^{1/4} \quad \dots (3.88)$$

$$C_b = \sqrt{\frac{b_f}{b_p}} \quad \dots (3.89)$$

$$p_e = p_f - \frac{d_b}{4} - w_t \quad \dots (3.90)$$

$$p_f = d_b + 0.5 \quad \dots (3.91)$$

El valor de C_a es obtenido de la Tabla 10-1 del AISC-LRFD

h. Revisión de la fluencia por corte de la plancha

$$\phi R_n = 2\phi * 0.60 F_y * A_g \geq F_t \quad \dots (3.92)$$

i. Determinación de la soldadura filete requerida para unir el alma a la plancha.

Comparo el espesor del alma de la viga con el espesor de la plancha, y tomo el mayor. Con este valor determino el tamaño de soldadura mínimo.

Luego determino el tamaño de soldadura requerido para desarrollar la resistencia del alma a flexión en la zona cercana a los pernos a tracción.

$$D_{\min} = (0.9 F_y t_w) / (2 * 1.392) \quad \dots (3.93)$$

j. Determinación del tamaño de la soldadura por cortante

$$l = 0.5d - t_f \quad \dots (3.94)$$

$$D_{\min} = (V_u) / (2 * 1.392 * l) \quad \dots (3.95)$$

Donde, V_u es el cortante actuante calculado del diseño de la sección dogbone.

k. Determinación de la soldadura de filete para unir el alma de la viga a la plancha

$$l = 2(b_f + t_f) - t_w \quad \dots (3.96)$$

$$D_{\min} = (F_f) / (2 * 1.392 * l) \quad \dots (3.97)$$

I. Revisión del efecto combinado de corte y tracción en los pernos superiores

-Fuerza cortante absorbida por los pernos a tracción en la zona de momento, V

$V = (V_u / (\text{Número de pernos totales})) * (\text{número de pernos que resisten el momento})$

Donde V_u , es el cortante obtenido del procedimiento de diseño de la sección hueso de perro.

Resistencia nominal del perno, $r_n = (117 - 2.5V) / (\text{Número de pernos a momento} * A_b) * A_b \leq F_t * A_b$

Donde F_t es 90 ksi para pernos A325X y A325N

Resistencia de diseño de un perno = $\phi r_n = 0.75 r_n$

Resistencia de diseño a tracción = $(\text{número de pernos a momento}) * C_o * \phi r_n \geq F_t$

m. Determinación de la resistencia de diseño de la columna contra el pandeo local del alma

$$\phi R_n = \phi (b_s / (\rho_e * \alpha_m) * t_f^2 * F_y) \geq F_f \quad \dots (3.98)$$

n. Chequeo de la fluencia del alma de la columna

$$\phi R_n = \phi (6k + N + 2t_p) F_{yw} * t_w \geq F_f \quad \dots (3.99)$$

3.5. DISEÑO DE PLACAS BASE PARA COLUMNAS Y PLACAS DE SOPORTE PARA VIGAS

En esta sección se describe el procedimiento de diseño para cada uno de los casos siguientes:

- Placas base para columnas
 - ✓ Carga axial
 - Sin utilizar confinamiento de concreto
 - Utilizando confinamiento de concreto
 - ✓ Carga axial, momento flector y cortante
 - Momento de magnitud pequeña

- Momento de magnitud grande
- ✓ Carga axial y cortante resistido con diafragma de acero
- ✓ Carga axial y cortante resistido con mortero
- Placas de soporte para vigas

3.5.1. Placas base para columna

En placas base para columnas, el diseño por momento y el diseño por cortante se realizan de manera independiente, asumiendo que no existe una interacción significativa entre ambos.

Carga Axial

Cuando una columna está sometida solo a cargas axiales, su placa base debe ser lo suficientemente grande y gruesa para resistir las presiones ejercidas por el concreto y la columna.

Capacidad de Soporte del Concreto

La resistencia de diseño del concreto se especifica en el "Reglamento para Concreto Estructural" (ACI 318-02), publicado por el "American Concrete Institute" (ACI) y se define como:

$$\phi(0.85 f'_c A_1) \quad \dots (3.100)$$

cuando la superficie de soporte no es mayor que la placa base.

Cuando el área de soporte es mayor que la superficie cargada, entonces la resistencia anterior puede multiplicarse por:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad \dots (3.101)$$

En la sección J8, de las especificaciones 2005 del AISC, se define la fuerza de soporte " P_p ", como se indica a continuación.

Para un área de soporte de concreto igual a la superficie cargada:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \quad \dots (3.102)$$

Para un área de soporte de concreto mayor que la superficie cargada:

$$P_p = (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c A_1 \quad \dots (3.103)$$

El método LRFD indica que las ecuaciones anteriores deben multiplicarse por el factor de reducción de resistencia al aplastamiento $\Phi_c = 0.65$.

Dividiendo las ecuaciones 3.102 y 3.103 entre el área cargada, se obtiene la presión ejercida por la fuerza de soporte nominal. Las ecuaciones resultantes se muestran a continuación.

Para un área de soporte de concreto igual a la superficie cargada:

$$f_{pmax} = 0.85f'_c \quad \dots (3.104)$$

Para un área de soporte de concreto mayor que la superficie cargada:

$$f_{pmax} = (0.85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7f'_c \quad \dots (3.105)$$

La siguiente ecuación determina la presión última, que se obtiene al multiplicar la presión nominal por el factor de reducción de resistencia a la compresión.

$$f_{pumax} = \Phi_c f_{pmax} \quad \dots (3.106)$$

Si el esfuerzo máximo del concreto es función de su resistencia a la compresión y de la relación existente entre el área de la placa base y el área del concreto, entonces:

$$f_{pmax} = \Phi_c (0.85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \dots (3.107)$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad \dots (3.108)$$

Donde:

f_{pmax} = Esfuerzo máximo que soporta el concreto

Φ_c = Factor de reducción de resistencia al aplastamiento, igual a 0.65

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

A_1 = Área de la placa base

A_2 = Área de soporte máxima, que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada.

El incremento en la capacidad de soporte del concreto, que está asociado con el término $\sqrt{A_2/A_1}$, se debe a los efectos beneficios causados por el confinamiento con concreto. No obstante, existe un límite para tales efectos y por esta razón debe cumplirse que $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$. Nótese que "A₂" es la mayor área geoméricamente similar (que tiene la misma relación de aspecto) a la placa base y puede inscribirse en la superficie superior del concreto sin rebasar sus límites.

La presión ejercida sobre el concreto no debe ser mayor que "f_{pmax}", es decir:

$$\frac{P_u}{A_1} \leq f_{pmax} \quad \dots (3.109)$$

por lo tanto

$$A_{1req} = \frac{P_u}{f_{pmax}} \quad \dots (3.110)$$

Cuando no existe confinamiento de concreto (A₂ = A₁), el área mínima requerida para la placa base puede determinarse como:

$$A_{1req} = \frac{P_u}{\Phi_c 0.85 f'_c} \quad \dots (3.111)$$

Cuando existe confinamiento de concreto (A₂ ≥ 4A₁), entonces el área mínima requerida para la placa base se calcula de la siguiente manera:

$$A_{1req} = \frac{1}{2} \left(\frac{P_u}{\Phi_c 0.85 f'_c} \right) \quad \dots (3.112)$$

Fluencia de la Placa Base

En placas base cargadas axialmente, la presión bajo la placa se asume uniformemente distribuida y puede expresarse como:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{BN} \quad \dots (3.113)$$

Dicha presión genera flexiones en la placa base de acero. El grosor de una placa base puede determinarse a través del siguiente procedimiento.

La resistencia requerida para la placa se obtiene con la expresión siguiente:

$$M_{pl} = f_{pu} \left(\frac{l^2}{2} \right) \quad \dots (3.114)$$

Para el voladizo en la placa, la longitud crítica "l" se toma como la mayor de las dimensiones m, n y λn':

Donde:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad \dots (3.115)$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} \quad \dots (3.116)$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad \dots (3.117)$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad \dots (3.118)$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\Phi_c P_p} \quad \dots (3.119)$$

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \dots (3.120)$$

P_u = La carga axial ultima

N = Largo de la placa base

B = Ancho de la placa base

b_f = Ancho del patín de la columna

d = Peralte de la columna

Para el estado límite de fluencia, el espesor mínimo requerido en la placa base se calcula con la siguiente ecuación:

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\Phi_f F_y B N}} \quad \dots (3.121)$$

Donde:

Φ_f = Factor de reducción de resistencia a la flexión, igual a 0.90

F_y = Esfuerzo de fluencia especificado para la placa base

Procedimiento General de Diseño

Existen tres casos generales de diseño para placas bases sujetas solo a cargas axiales:

$$\text{Caso I: } A_2 = A_1$$

$$\text{Caso II: } A_2 \geq 4A_1$$

$$\text{Caso III: } A_1 < A_2 < 4A_1$$

La aproximación más directa es tomar, conservadoramente, “ A_2 ” igual a “ A_1 ” (Caso I); no obstante, esto generalmente arroja las dimensiones más grandes de una placa base. Las dimensiones más pequeñas se obtienen cuando la relación, entre el área de concreto y el área de la placa, es mayor o igual a cuatro, esto es $A_2 > 4A_1$ (Caso II). Usualmente el área de concreto “ A_2 ” es mayor que el área de la placa base “ A_1 ”, pero menor que $4A_1$, lo que conduce al Caso III.

A continuación se presentan los pasos a seguir para el cálculo de las dimensiones de placas base sometidas a cargas axiales.

Caso I: No se utiliza confinamiento de concreto ($A_2 = A_1$).

1. Calcular la carga axial ultima P_u .
2. Calcular el área mínima requerida para la placa base.

$$A_{1req} = \frac{P_u}{\Phi_c 0.85 f'_c} \quad \dots (3.122)$$

3. Optimizar las dimensiones N y B de la placa base.

$$N = \sqrt{A_{1req} + \Delta} \quad \dots (3.123)$$

Donde:

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} \quad \dots (3.124)$$

Calcular:

$$B = \frac{A_{1req}}{N} \quad \dots (3.125)$$

4. Determinar el espesor mínimo requerido para la placa base.

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad \dots (3.126)$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} \quad \dots (3.127)$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad \dots (3.128)$$

Donde:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad \dots (3.129)$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\Phi_c P_p} \quad \Phi_c P_p = \Phi_c 0.85 f'_c A_1 \quad \dots (3.130)$$

Encontrar:

$$l = \max(m, n, \lambda n')$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\Phi_f F_y B N}} \quad \dots (3.131)$$

5. Determinar el tamaño y la cantidad de anclas que serán utilizadas. Para columnas sometidas solo a cargas axiales, basta con utilizar cuatro anclas ASTM F1554, Grado 36, de diámetro igual a 3/4" y una longitud de 12" (30.5 cm).

Caso II: Utilizando confinamiento de concreto ($A_2 > 4A_1$).

1. Calcular la carga axial ultima P_u .
2. Calcular el área mínima requerida para la placa base.

$$A_{1req} = \frac{P_u}{2\Phi_c 0.85 f'_c} \quad \dots (3.132)$$

3. Optimizar las dimensiones N y B de la placa base. Usar el mismo procedimiento del Caso I (Paso 3).

4. Verificar si existe un área de concreto A_2 suficiente para la aplicación del Caso II ($A_2 > 4A_1$). De ser así, calcular el espesor mínimo requerido para la placa base utilizando el mismo procedimiento mostrado en el Paso 4 del Caso I, con la excepción de que:

$$\Phi_c P_p = \Phi_c f'_c 2A_1 \quad \dots (3.133)$$

5. Determinar el tamaño y la cantidad de anclas que serán utilizadas. Para columnas sometidas solo a cargas axiales, basta con utilizar cuatro anclas ASTM F1554, Grado 36, de diámetro igual a $\frac{3}{4}$ " y una longitud de 12" (30.5 cm).

Caso III: Utilizando confinamiento de concreto ($A_1 < A_2 < 4A_1$).

1. Calcular la carga axial ultima P_u .
2. Calcular el área mínima requerida para la placa base.

$$A_{1req} = \frac{P_u}{2\Phi_c 0.85f'_c} \quad \dots (3.134)$$

3. Optimizar las dimensiones N y B de la placa base. Usar el mismo procedimiento del Caso I (Paso 3).
4. Calcular el área de concreto A_2 , que es geoméricamente similar al área A_1 .
5. Determinar si se cumple que:

$$P_u \leq \Phi_c P_p = \Phi_c 0.85f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \dots (3.135)$$

De no ser así, volver a calcular las áreas, iterando N y B , hasta que se satisfaga la condición anterior.

6. Calcular el espesor mínimo requerido para la placa base utilizando el mismo procedimiento mostrado en el Paso 4 del Caso I.
7. Determinar el tamaño y la cantidad de anclas que serán utilizadas. Para columnas sometidas solo a cargas axiales, basta con utilizar cuatro anclas ASTM F1554, Grado 36, de diámetro igual a $\frac{3}{4}$ " y una longitud de 12" (30.5 cm).

Carga Axial, Momento Flector y Cortante

Considerar el diagrama de fuerzas mostrado en la Figura 3.38. El concreto ejerce una presión cuya fuerza resultante se define como el producto qY , donde:

$$q = f_p B \quad \dots (3.136)$$

f_p = Presión entre la placa base y el concreto

B = Ancho de la placa base

La fuerza resultante actúa en el centro del área de soporte, es decir, en $Y/2$ a la izquierda del punto "A", por lo tanto, la distancia " ε " que va desde la resultante hasta el centro de línea de la placa, se expresa como:

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \quad \dots(3.137)$$

A medida que la dimensión de "Y" disminuye, la distancia " ε " se hace más grande. La longitud "Y" alcanzara su menor valor cuando "q" llegue a su máximo valor, es decir:

$$Y_{min} = \frac{P_r}{q_{max}} \quad \dots(3.138)$$

Donde:

$$q_{max} = f_{pmax}B \quad \dots(3.139)$$

La expresión para ubicar la fuerza resultante, dada en la ecuación 3.137, muestra que la distancia " ε " alcanza su valor máximo cuando "Y" alcanza su mínimo valor, luego entonces:

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}} \quad \dots(3.140)$$

Para lograr el equilibrio de momentos, la línea de acción de la carga aplicada " P_u " debe coincidir con la de la fuerza resultante " qY ". Esto sucede cuando $e = \varepsilon$.

Si la excentricidad $e = M_r/P_r$ (3.141) excede el valor máximo que " ε " puede alcanzar, entonces las anclas se encontraran sometidas a tensión.

El valor crítico para la excentricidad puede expresarse como:

$$e_{crit} = \varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (3.142)$$

En resumen, cuando $e \leq e_{crit}$ las anclas no intervienen en el equilibrio de momentos y se consideran momentos de magnitud pequeña. Por otro lado, si $e > e_{crit}$ las anclas si intervienen y los momentos serán de gran magnitud.

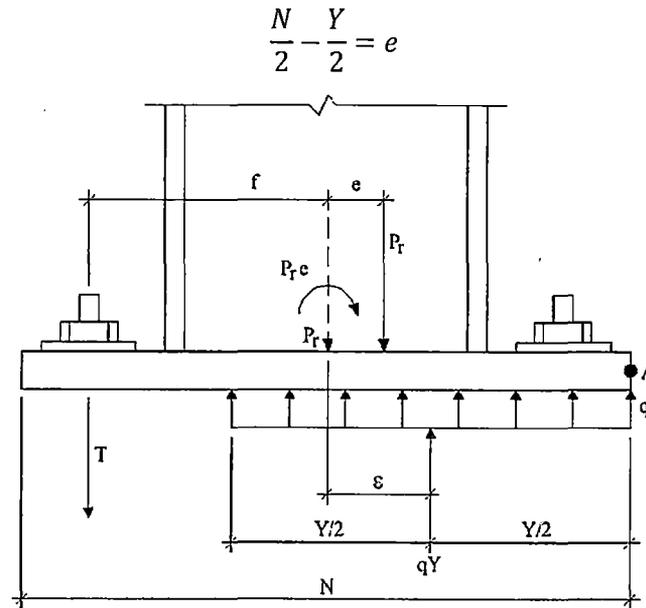


Figura 3.38. Placa Base con Momento Pequeño

Capacidad de Soporte en el Concreto

La presión sobre el concreto puede asumirse como uniformemente distribuida en el area $Y \times B$. Tomando la ecuacion (3.137) y asumiendo que $e = \epsilon$, entonces:

$$\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} = e$$

por lo tanto

$$Y = N - (2)(e) \quad \dots(3.143)$$

Para la condición en que $e = e_{crit}$, la longitud "Y" puede obtenerse utilizando las ecuaciones 3.142 y 3.143, de la siguiente manera.

$$Y = N - 2 \left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \right) = \frac{P_r}{q_{max}} \quad \dots (3.144)$$

Fluencia por Flexión de la Placa Base

La presión entre el concreto y la placa base causara flexión sobre las longitudes en voladizo "m" y "n". Cuando la flexión actúa sobre el eje fuerte de la placa, la longitud "m" se verá afectada. En este caso, la presión "f_p" se calcula como:

$$f_p = \frac{P_r}{BY} = \frac{P_r}{B(N - 2e)} \quad \dots (3.145)$$

La resistencia requerida en la placa base puede determinarse de la siguiente manera:

Para $Y \geq m$:

$$M_{pl} = f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \quad \dots (3.146)$$

Para $Y < m$:

$$M_{pl} = f_{pmax} Y \left(m - \frac{Y}{2} \right) \quad \dots (3.147)$$

Donde:

M_{pl} = Momento flector por unidad de ancho de placa.

La resistencia nominal a la flexión por unidad de ancho puede expresarse como:

$$R_n = \frac{F_y t_p^2}{4} \quad \dots (3.148)$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia especificado para la placa base.

t_p = Espesor de la placa base.

La resistencia disponible a la flexión, por unidad de ancho, en la placa es:

$$\Phi_f R_n = \Phi_f F_y \frac{t_p^2}{4} \quad \dots (3.149)$$

Donde:

Φ_f = Factor de reducción de resistencia a la flexión, igual a 0.90.

Para determinar el espesor de la placa se pueden utilizar las ecuaciones 3.146, 3.147 y 3.148. Sustituyendo " t_p " por " t_{preq} " y despejando esta variable, se obtiene que:

Para $Y \geq m$:

$$t_{preq} = \sqrt{\frac{4 \left[f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \right]}{0.90 F_y}} = 1.5m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad \dots (3.150)$$

Para $Y < m$:

$$t_{preq} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}} \quad \dots (3.151)$$

Donde:

t_{preq} = Espesor mínimo requerido para la placa base

Cuando la dimensión de " n " es mayor que la de " m ", el espesor requerido está gobernado por " n ". Para determinar tal espesor se debe sustituir el valor de " n " por el de " m " en las ecuaciones 3.150 y 3.151.

Momento de Magnitud Pequeña

El siguiente procedimiento muestra los pasos a seguir para diseñar placas base, que soportan columnas sometidas a momentos de magnitud pequeña.

1. Determinar la carga axial última P_u y el momento último M_u .
2. Proponer las dimensiones N y B de la placa base, para realizar una primera iteración.
3. Determinar la excentricidad equivalente

$$e = \frac{M_r}{P_r}$$

y la excentricidad crítica.

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

Si $e < e_{crit}$ pasar al siguiente punto, de lo contrario, referirse al diseño por momento de magnitud grande.

4. Determinar la longitud de soporte Y .

$$Y = N - (2)(e)$$

5. Calcular el espesor mínimo requerido t_{preq} para la placa base.

6. Determinar el tamaño y la cantidad de anclas que serán utilizadas (Referirse a la sección 3.5.5). Cuando el momento es de magnitud pequeña ($e < e_{crit}$) no hay tensión en las anclas, $T_u = 0$.

Momento de Magnitud Grande

Los momentos de gran magnitud son comunes en marcos rígidos diseñados para resistir sismos o cargas laterales por viento. La Figura 3.39 ilustra lo que ocurre en la base de una columna cuando se presentan estos fenómenos.

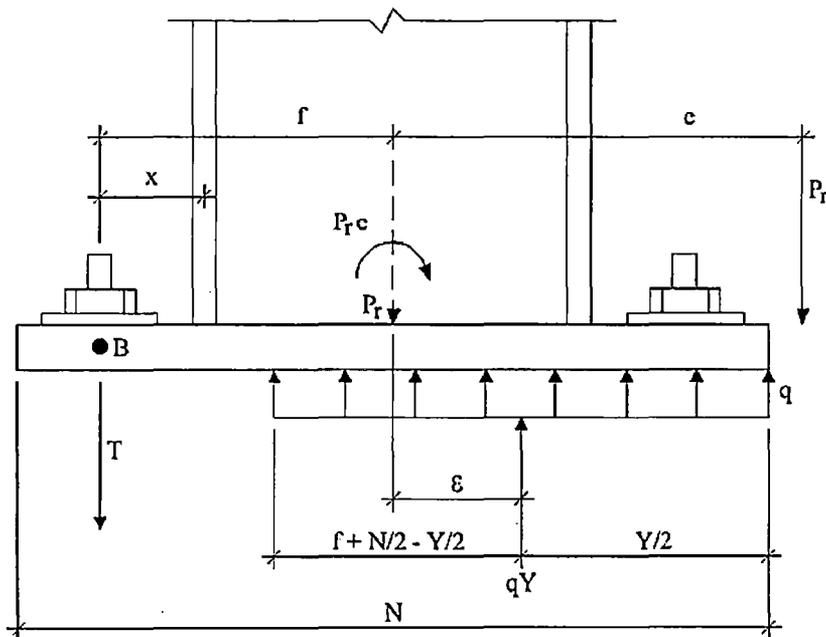


Figura 3.39 Placa Base con Momento Grande

El diseño de placas base por momento de magnitud grande, se presenta si cumple la siguiente condición:

$$e > e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad \dots(3.152)$$

Para excentricidades mayores que " e_{crit} ", la presión de soporte " q " es igual a su valor máximo " q_{max} ". Asumiendo lo anterior y utilizando la Figura 3.39, se puede calcular la fuerza de tensión.

El equilibrio de fuerzas verticales requiere que:

$$\sum F_{vertical} = 0$$

por lo tanto

$$T = q_{max}Y - P_r \quad \dots (3.153)$$

Donde:

T = Fuerza de tensión requerida en las anclas.

La sumatoria de momentos con respecto al punto B, también debe ser igual a cero, por lo tanto:

$$q_{max}Y \left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_r(e + f) = 0$$

Reacomodando los términos de la expresión anterior se obtiene una ecuación de segundo orden. Si se resuelve dicha ecuación para la variable " Y ", resulta:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}} \quad \dots (3.154)$$

Una vez obtenida la longitud de soporte " Y " de la formula anterior, basta con resolver la ecuación 3.153 para obtener la fuerza de tensión " T " en las anclas.

Para ciertas combinaciones de fuerza, momento y geometría, no existe una solución real de la ecuación 3.154. Particularmente si se cumple lo siguiente:

$$\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 < \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}} \quad \dots (3.155)$$

En tal caso, el valor dentro de la raíz cuadrada (ecuación 3.154) será negativo y no habrá solución real posible. Si la expresión 3.155 se satisface, entonces se requiere un incremento en las dimensiones de la placa.

Fluencia en la Interface de Compresión

En situaciones donde se presentan momentos de gran magnitud, la presión se encuentra en su valor límite, es decir $f_p = f_{pmax}$. El espesor requerido para la placa puede determinarse utilizando las ecuaciones 3.150 y 3.151. Cuando la dimensión de "n" es mayor que la de "m", el espesor requerido está gobernado por "n". Para determinar tal espesor, se debe sustituir el valor de "n" por el de "m" en las ecuaciones 3.150 y 3.151.

Fluencia en la Interface de Tensión

La fuerza de tensión "Tu" en las anclas, causa flexión en la placa base. La longitud "x" del claro en voladizo sometido a flexión, va desde el centro del patín hasta el centro de línea del ancla. Para un ancho unitario de placa base, la resistencia a la flexión requerida puede determinarse como:

$$M_{pl} = \frac{T_u x}{B} \quad \dots (3.156)$$

Donde:

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 1.5 \quad \dots (3.157)$$

El peralte total de la columna es "d" y "N" es el largo de la placa base.

La ecuación 3.149 proporciona la resistencia disponible por unidad de longitud en la placa. Si tal resistencia debe ser igual al momento obtenido en la ecuación 3.156, entonces el espesor requerido para la placa puede calcularse como:

$$t_{preq} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}} \quad \dots (3.158)$$

El siguiente procedimiento muestra los pasos a seguir para diseñar una placa base, que soportan columnas sometidas a momentos de gran magnitud.

1. Determinar la carga axial última P_u y el momento último M_u .
2. Proponer las dimensiones N y B de la placa base, para realizar una primera iteración.
3. Determinar la excentricidad equivalente.

$$e = \frac{M_r}{P_r}$$

y la excentricidad crítica.

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

Si $e > e_{crit}$ pasar al siguiente punto, de lo contrario, referirse al diseño por momento de magnitud pequeña (Sección 3.5.1).

4. Verificar si se satisface la siguiente expresión:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 < \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}$$

Si no se cumple la desigualdad anterior, se deben proponer unas dimensiones mayores para la placa.

5. Determinar la longitud de soporte Y , y la fuerza de tensión T_u en las anclas.
6. Calcular el espesor requerido tanto en la interface de compresión, como en la de tensión. El espesor requerido t_{req} para la placa, será el mayor de los anteriores.
7. Determinar el tamaño y la cantidad de anclas que serán utilizadas (Sección 3.5.1).

Diseño de Anclas

A continuación se describe el procedimiento para diseñar anclas sometidas a tensión y cortante.

1. Determinar el cortante último V_u .
2. Proponer un diámetro D_r para las anclas.

3. Calcular la resistencia a la tensión T_r disponible en el ancla.

$$T_r = \phi_t 0.75 F_u A_r$$

Donde:

ϕ_t = Factor de reducción de resistencia a la tensión, igual a 0.75

F_u = Resistencia a la tensión especificada para el ancla

A_r = Area del ancla

4. Determinar el número de anclas necesarias n_r para resistir la fuerza de tensión.

$$n_r = \frac{T_u}{T_r}$$

Donde:

T_u = Fuerza de tensión en las anclas.

Cuatro anclas deben utilizarse como mínimo, por lo tanto, al menos dos deben resistir tensión, es decir $n_r \geq 2$.

5. Calcular el momento flector M_l en las anclas.

$$M_l = \frac{V_u \text{Brazo}}{n_r}$$

Donde:

$$\text{Brazo} = \frac{t_p + 0.125 \text{ in}}{2}$$

6. Determinar el esfuerzo f_{ta} debido a la tensión y el esfuerzo f_{tb} debido a la flexión.

$$f_{ta} = \frac{T_u}{n_r A_r} \qquad f_{tb} = \frac{M_l}{S}$$

Donde:

$$S = \frac{D_r^3}{6}$$

7. Verificar que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$f_t \leq \phi_v F'_{nt} = \phi_v \left(1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi_v F_{nv}} f_v \right) \leq \phi_v F_{nt}$$

Donde:

$$f_t = f_{ta} + f_{tb}$$

$$F_{nt} = 0.75 F_u$$

$$F_{nv} = 0.4 F_u$$

$$\phi_v = 0.75$$

$$f_v = \frac{V_u}{n_r A_r}$$

Probar con anclas de mayor diámetro en caso de que la expresión anterior no se satisfaga.

8. Proponer una profundidad de anclaje h_{ef} y revisar si es suficiente para impedir que el ancla se zafe del concreto.

Si $1.5 h_{ef} > 6D_r$ entonces:

$$A_{Nc} = [12D_r + (n_r - 1)(3D_r)] \cdot (6D_r + 1.5h_{ef})$$

$$A_{Nco} = (6D_r + 1.5h_{ef})^2$$

Si $1.5 h_{ef} \leq 6D_r$ entonces:

$$A_{Nc} = [3h_{ef} + (n_r - 1)(3D_r)] \cdot 3h_{ef}$$

$$A_{Nco} = (3h_{ef})^2$$

Para $h_{ef} < 11$ in.

$$\phi_p N_{cbg} = \phi_p \psi_3 24 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}$$

Para $h_{ef} \geq 11$ in.

$$\phi_p N_{cbg} = \phi_p \psi_3 16 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \frac{A_{NC}}{A_{NCO}}$$

Donde:

ϕ_p = Factor de reducción, igual a 0.70

ψ_3 = 1.25, considerando un concreto no agrietado. Usar 1.0 en caso contrario.

A_{NC} = Cono de ruptura del concreto, para el grupo de anclas

A_{NCO} = Cono de ruptura del concreto, para un ancla

Si $\phi_p N_{cbg} \geq T_u$ entonces la profundidad de anclaje es adecuada, de no ser así, la dimensión de " h_{ef} " debe incrementarse.

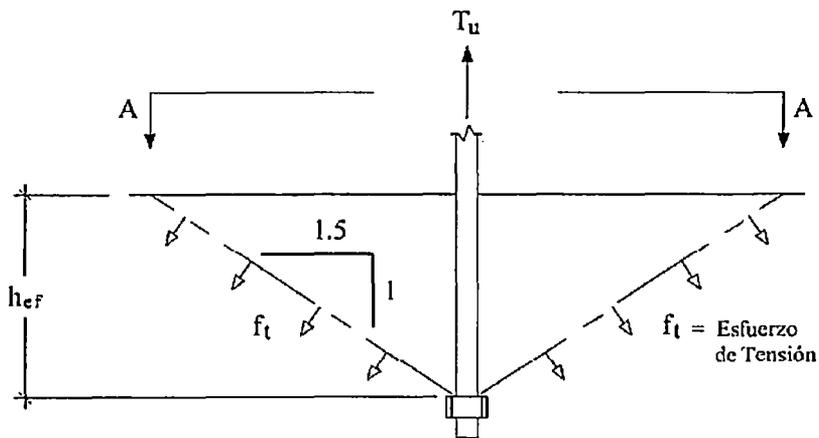


Figura 3.40 Cono de Ruptura del Concreto (Corte)

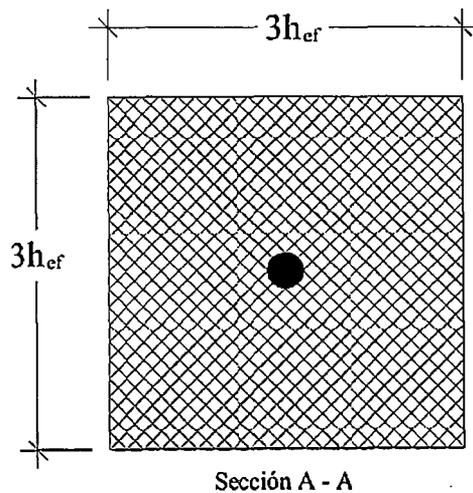


Figura 3.41 Cono de Ruptura del Concreto (Planta)

Las Figuras 3.40 y 3.41 ilustran el cono de ruptura del concreto para un ancla sometida a tensión.

Carga Axial y Cortante Resistido con Diafragma de Acero

Hay tres formas de transferir el cortante de las placas base al concreto. La primera, descrita anteriormente, es utilizando un sistema de anclas embebidas en la cimentación. Las otras dos consisten en transmitir la fuerza cortante mediante el uso de un diafragma de acero o empotrando la columna en el cimiento. Estos métodos se ilustran en las Figuras 3.42 y 3.43.

Cuando se utiliza un diafragma de acero, este debe empotrarse en el concreto de la cimentación. Para determinar la profundidad de empotramiento, es necesario tomar en cuenta la resistencia del concreto, tanto a la compresión como al cortante.

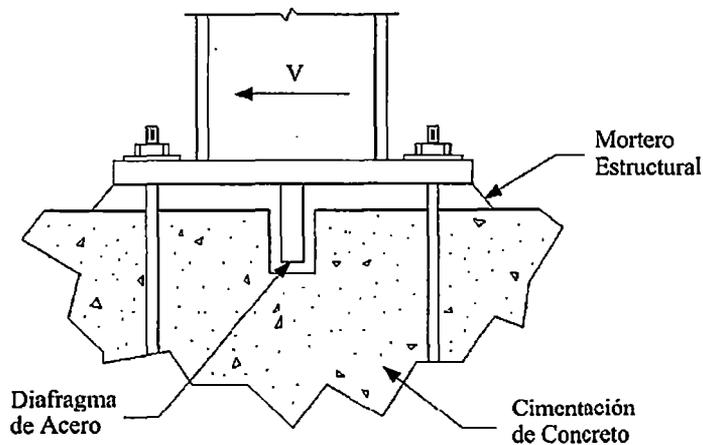


Figura 3.42 Uso del Diafragma de Acero

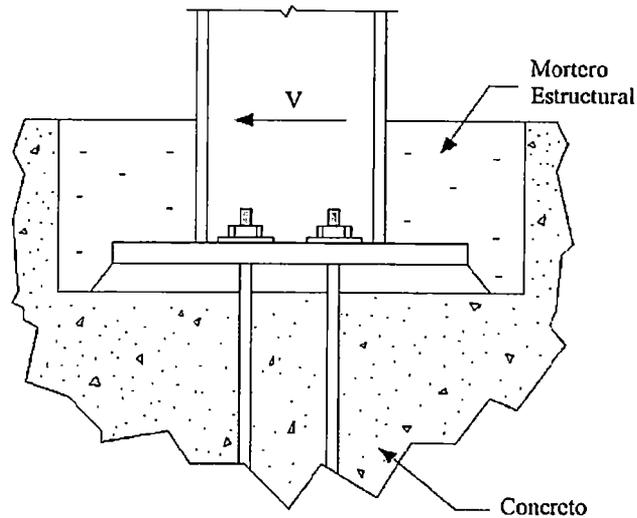


Figura 3.43 Empotramiento de una Columna

La resistencia última a la compresión, del concreto en contacto con el diafragma, se evalúa como:

$$0.8f'_c A_l \quad (3.159)$$

Dicha resistencia debe ser suficiente para soportar la fuerza cortante, es decir:

$$0.8f'_c A_l = V_u$$

Donde:

A_l = Área del diafragma de acero

V_u = Fuerza cortante ultima

Resolviendo la ecuación anterior para la variable " A_l ", se obtiene el área requerida " A_{lreq} " para el diafragma.

Posteriormente se establece un ancho de diafragma " B_l " igual al ancho de la placa base. Una vez obtenido este valor, se procede a determinar la profundidad de empotramiento " d' " requerida para el diafragma:

$$d' = \frac{A_{lreq}}{B_l} \quad (3.159)$$

En la Figura 3.44 se esquematiza la profundidad de empotramiento requerida. Se debe verificar que, utilizando esa profundidad, el concreto resistirá la fuerza cortante.

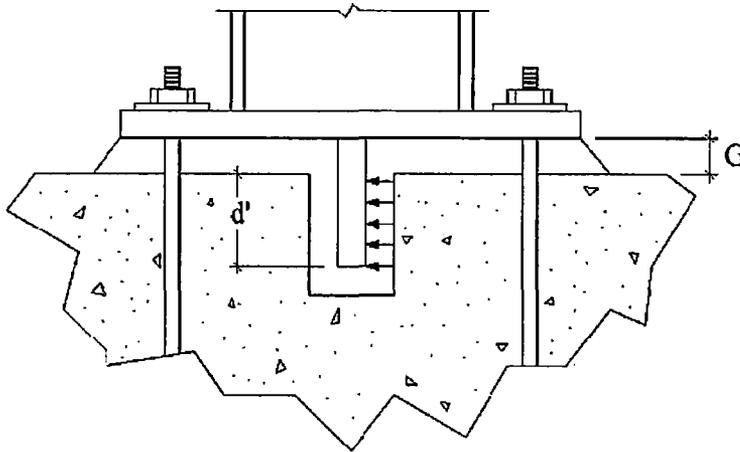


Figura 3.44 Profundidad de Empotramiento del Diafragma

Finalmente, para obtener la profundidad total " d_1 " del diafragma, se debe sumar el espesor del mortero que se encuentra entre el concreto y la placa base, luego entonces:

$$d_1 = d' + G \quad (3.160)$$

Donde:

G = Espesor del mortero (Grout)

La resistencia del concreto al cortante se evalúa como un esfuerzo uniforme de tensión, igual a $4\phi\sqrt{f'_c}$ con $\phi = 0.75$, actuando sobre un área de esfuerzo efectiva. Dicha área se define proyectando un plano de 45° , desde la superficie del diafragma hasta la superficie libre del concreto. La Figura 3.45 muestra el plano de falla proyectado sobre el concreto.

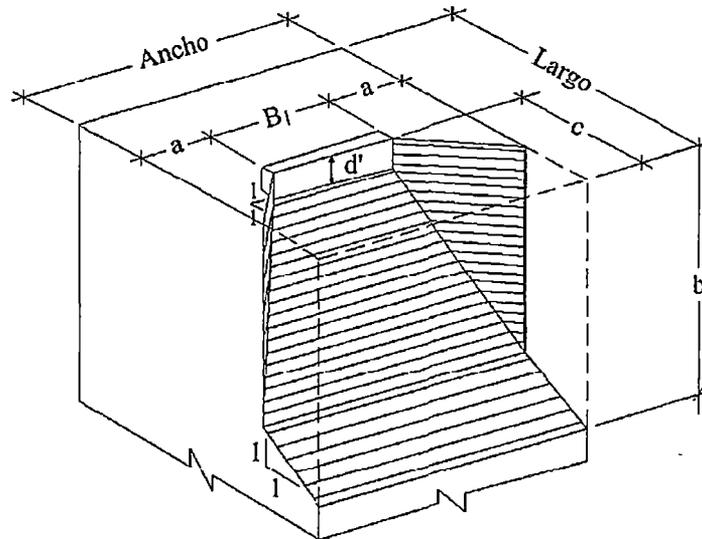


Figura 3.45 Plano de Falla del Concreto

Utilizando la figura anterior, se pueden determinar las dimensiones "a", "b" y "c" de la siguiente manera.

Asumiendo que el diafragma tiene un espesor igual a "t₁" y se encuentra situado en medio del pedestal, entonces:

$$a = \frac{\text{Ancho} - B_1}{2} \quad \dots (3.161)$$

$$b = d' + c \quad \dots (3.162)$$

Donde:

$$c = \frac{\text{Largo} - t_1}{2}$$

Excluyendo el área del diafragma de acero, el área proyectada "A_v" del plano de falla puede calcularse como:

$$A_v = \text{Ancho} \cdot b - B_1 \cdot d' \quad \dots (3.163)$$

La resistencia al cortante " V_{uc} " del concreto en frente del diafragma, puede determinarse usando el área obtenida en la ecuación 3.163, de la siguiente manera:

$$V_{uc} = 4\Phi\sqrt{f'_c}A_v \quad \dots (3.164)$$

Donde:

Φ = Factor de reducción de resistencia al cortante, igual a 0.75

Si no se cumple que $V_{uc} \geq V_u$ entonces la profundidad " d' " debe incrementarse.

Una vez que se ha determinado la profundidad de empotramiento, el siguiente paso es calcular el espesor del diafragma. Utilizando un modelo en voladizo para el diafragma de acero, se obtiene la ecuación siguiente:

$$M_l = \Phi_f F_y Z \quad \dots (3.165)$$

Donde:

Φ_f = Factor de reducción de resistencia a la flexión, igual a 0.90

F_y = Esfuerzo de fluencia especificado para el diafragma

$$M_l = V_u \left(G + \frac{d'}{2} \right) \quad \dots (3.166)$$

$$Z = \frac{B_1 t^2}{4} \quad \dots (3.167)$$

Resolviendo la ecuación 3.165 para la variable " t ", se puede calcular el espesor mínimo requerido para el diafragma " t_{req} ". Es recomendable usar un espesor mínimo de placa base igual al espesor del diafragma de acero.

Procedimiento General de Diseño

A continuación se describen los pasos a seguir para el diseño de diafragmas de acero.

1. Determinar el cortante último V_u .
2. Determinar el empotramiento requerido para el diafragma d' .
3. Calcular el espesor requerido para el diafragma t_{req}
4. Diseñar la soldadura entre la placa base y el diafragma.

Para adherir el diafragma de acero a la placa base se utiliza una soldadura de filete.

La siguiente figura muestra las fuerzas que actúan sobre la soldadura.

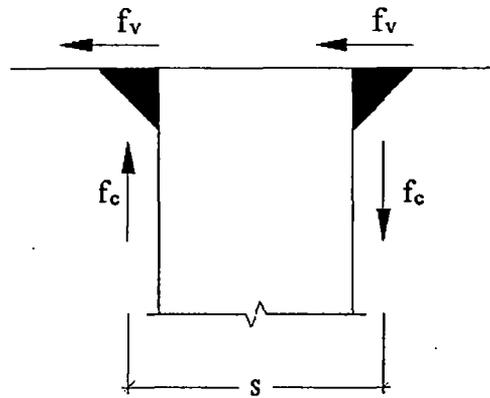


Figura 3.46 Diagrama de Fuerzas en la Soldadura

La fuerza resultante sobre la soldadura se define como:

$$f_r = \sqrt{f_v^2 + f_c^2} \quad \dots (3.168)$$

Donde:

$$f_v = \frac{V_u}{2B_1}$$

$$f_c = \frac{M_l}{B_1 S}$$

$$S = t_1 + 2 \left(\frac{w}{3} \right)$$

w = Tamaño de la soldadura

t₁ = Espesor del diafragma de acero

La resistencia de diseño para la soldadura puede calcularse con la siguiente expresión:

$$R_w = w0.707F_w \quad \dots (3.169)$$

Donde:

$$F_w = \Phi (0.60) F_{EXX}$$

F_{EXX} = Resistencia por clasificación de la soldadura

Φ = Factor de reducción de resistencia al cortante, igual a 0.75

Si se cumple que $R_w \geq f_r$ entonces la soldadura es adecuada. En el caso contrario, se debe incrementar el tamaño o la resistencia de la soldadura.

Carga Axial y Cortante Resistido con Mortero

Cuando no se desee utilizar diafragmas de acero para resistir cortante, existe la opción de empotrar la columna usando mortero estructural. Este absorbe los esfuerzos producidos por el cortante al mismo tiempo que transfiere parte de ellos al concreto.

A continuación se describe el procedimiento general de diseño, para determinar la profundidad total de empotramiento de una columna sometida a carga axial y cortante.

1. Determinar el cortante último V_u .
2. Calcular el área proyectada de la placa base A_{brg} .

$$A_{brg} = t_p B \quad \dots (3.170)$$

Donde:

t_p = Espesor de la placa base

B = Ancho de la placa base (perpendicular a la fuerza cortante)

3. Determinar la resistencia al cortante R_v del mortero en el borde de la placa.

$$R_v = 0.6(0.85)f_{cg}A_{brg} \quad \dots (3.171)$$

Donde:

f'_{cg} = Resistencia a la compresión del mortero

4. Calcular la diferencia entre el cortante último V_u y la resistencia al cortante R_v .

$$V_{ur} = V_u - R_v$$

Si $R_v \geq V_u$ entonces no es necesario empotrar la columna; el soporte proporcionado por la plantilla es suficiente.

5. Determinar la profundidad mínima h de empotramiento para la columna.

El cortante " V_{ur} " que sobra, debe ser resistido por el empotramiento, por lo tanto, el área requerida es:

$$A_{brg} = \frac{V_{ur}}{0.6(0.85)f_{cg}} \quad \dots (3.172)$$

La profundidad " h " de empotramiento, se calcula de la siguiente manera:

$$h = t_p + \left(\frac{A_{brg}}{b_f} \right) \quad \dots (3.173)$$

Donde:

b_f = Ancho del patín de la columna

En la siguiente figura se esquematiza la profundidad de empotramiento para una columna.

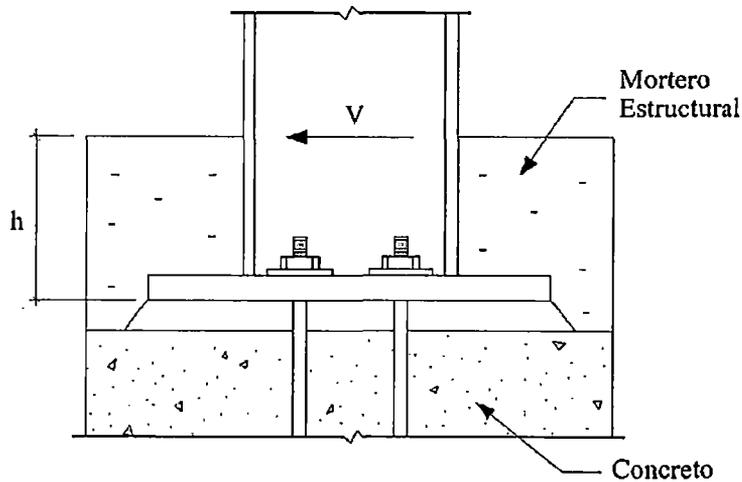


Figura 3.47 Profundidad de Empotramiento con Mortero

3.5.2. Placas de Soporte para Vigas

Cuando los extremos de una viga se apoyan sobre placas de soporte, se asume que en cada extremo la reacción se distribuye uniformemente a través de la placa y que el concreto reacciona contra dicha placa con una presión uniforme que es igual a la reacción última " R_u " dividida entre el área " A_l " de la placa.

Fluencia del Alma

La fluencia del alma tiene lugar sobre la sección más cercana de espesor " t_w ". En un perfil de acero, esta sección está en la punta del filete, es decir, a una distancia " k " del eje longitudinal de la viga. La distancia " k " es la misma que la distancia de la cara exterior del patín al límite del filete del alma, dado en tablas para cada sección (o igual al espesor del patín, más el radio del filete).

Suponiendo que la carga se distribuye según una pendiente de 1:2.5, entonces el área en el soporte sometido a fluencia es $(2.5k + N)t_w$. Multiplicando esta área por el esfuerzo de fluencia, se obtiene la resistencia nominal por fluencia del alma en el soporte:

$$R_n = (2.5k + N)F_y t_w \quad \dots (3.174)$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de fluencia especificado para la placa de soporte

t_w = Grosor del alma de la viga

La longitud “ N ” de apoyo en el soporte no debe ser menor que “ k ”. Esta longitud se ilustra en la Figura 3.48.

La resistencia de diseño por fluencia del alma es ΦR_n , donde $\Phi = 1.0$.

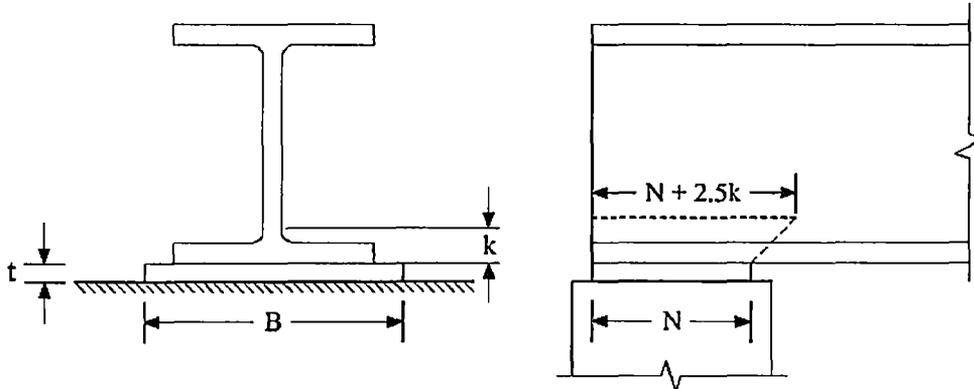


Figura 3.48 Geometría de una Placa de Soporte

Aplastamiento del Alma

Para una reacción en o cerca del soporte (distancia no mayor que la mitad del peralte de la viga), la resistencia nominal es:

Cuando $(N/d) \leq 0.2$

$$R_n = 68t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \quad \dots (3.175)$$

Cuando $(N/d) > 0.2$

$$R_n = 68t_w^2 \left[1 + \left(4 \frac{N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}} \quad \dots (3.176)$$

El factor de reducción de resistencia para este estado limite es $\Phi = 0.75$.

Resistencia de Apoyo del Concreto

En la sección J8, de las especificaciones 2005 del AISC, se define la fuerza de soporte “ P_p ”, como se indica a continuación.

Para un área de soporte de concreto igual a la superficie cargada:

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \quad \dots (3.177)$$

Para un área de soporte de concreto mayor que la superficie cargada:

$$P_p = (0.85f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7f'_c A_1 \quad \dots (3.178)$$

El método LRFD indica que las ecuaciones anteriores deben multiplicarse por el factor de reducción de resistencia a la compresión, $\Phi_c = 0.65$.

Espeor de la Placa

La presión de apoyo promedio se trata como carga uniforme sobre la cara inferior de la placa, que se supone soportada en su parte superior sobre un ancho central $2k$ (en apoyos interiores) y longitud " N ". La placa se considera entonces flexionada respecto a un eje paralelo al claro de la viga. La placa es tratada así como un voladizo de claro $n = (B - 2k)/2$ y ancho " N ". Véase la Figura 3.49

El momento flector máximo en la placa puede calcularse como:

$$M_u = \frac{R_u}{BN} \cdot N \cdot \frac{n}{2} \quad \dots (3.179)$$

Donde:

R_u/BN = La presión de apoyo promedio entre la placa y el concreto

Para una sección transversal rectangular flexionada respecto al eje menor, la resistencia nominal por momento " M_n " es igual a la capacidad por momento plástico " M_p ".

Para una sección transversal rectangular de ancho unitario y profundidad " t ", el momento plástico es:

$$M_p = F_y \left(1 \cdot \frac{t}{2}\right) \left(\frac{t}{2}\right) \quad \dots (3.180)$$

Como $\Phi_f M_n$ debe ser por lo menos igual a " M_u ", entonces:

$$\phi_f M_p \geq M_u \quad \dots (3.181)$$

por lo tanto

$$0.9F_y \frac{t^2}{4} \geq \frac{R_u n^2}{2BN} \quad \dots (3.182)$$

Despejando la variable "t" de la desigualdad anterior, se obtiene la expresión siguiente:

$$t \geq \sqrt{\frac{2.222R_u n^2}{BNF_y}} \quad \dots (3.183)$$

Donde:

t = Grosor de la placa

R_u = Reacción ultima en el apoyo

N = Largo de la placa de soporte

B = Ancho de la placa de soporte

F_y = Esfuerzo de fluencia especificado para la placa de soporte

Procedimiento General de Diseño

A continuación se describen los pasos a seguir para el diseño de placas de soporte para vigas.

1. Determinar la reacción ultima en el apoyo R_u.
2. Determinar la longitud de apoyo N requerida para prevenir la fluencia del alma.
Utilizar la ecuación 3.174.
3. Calcular el valor requerido de N para prevenir el aplastamiento del alma.
Utilizar las ecuaciones 3.175 y 3.176.
4. Determinar la dimensión B considerando la resistencia de apoyo del concreto.

$$A_1 \geq \frac{R_u}{\phi_c 0.85 f'_c} \quad B = \frac{A_1}{N}$$

5. Calcula el espesor requerido para la placa t.

CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE ELEMENTOS COMPUESTOS

En el presente Capítulo se realizará el análisis y diseño estructural de una edificación que presenta entre sus elementos estructurales, vigas, losas y columnas compuestas. También serán realizados con un programa computacional aplicando la Norma AISC-LRFD99 comparando los resultados obtenidos con la norma peruana E.090 de "Estructuras Metálicas", el detalle del proceso y resultados del programa se pueden ver en los anexos.

4.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

La edificación es de 3 niveles destinada para un Centro Comercial ubicada en el centro del distrito de Villa El Salvador, provincia y departamento de Lima.

En su distribución arquitectónica cuenta con tiendas de diferentes dimensiones subdivididas mediante tabiquería. Presenta servicios higiénicos convencionales y para discapacitados, así como una escalera presurizada unida estructuralmente a la edificación mediante muros estructurales de concreto armado.

Existe un elevador y escaleras metálicas en el patio central aislados estructuralmente de la edificación. Las alturas de entrepiso son 3.50 m en el primer nivel y 3.00 m para los siguientes.

Debido a presentar un sistema estructural compuesto, en el techo se ocultará las vigas metálicas mediante un falso cielo raso y las columnas serán circulares.

Según características del terreno y la ubicación de la edificación, el tipo de suelo será considerado como flexible.

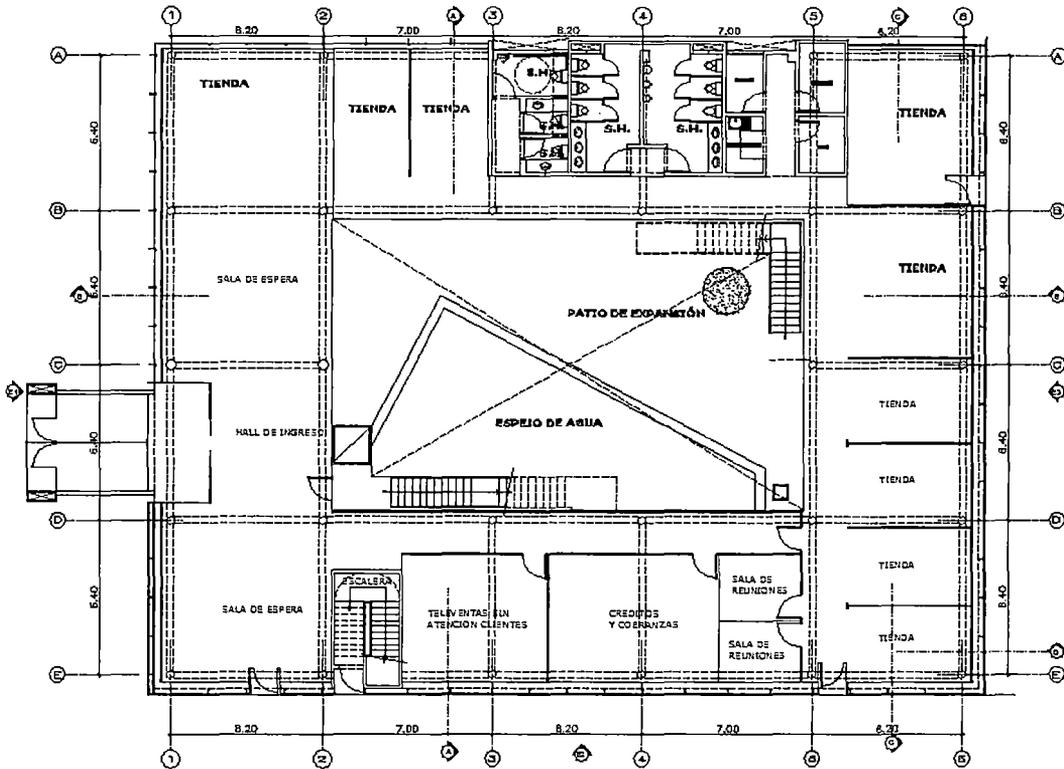


Figura N°4.1 Primer piso de edificación

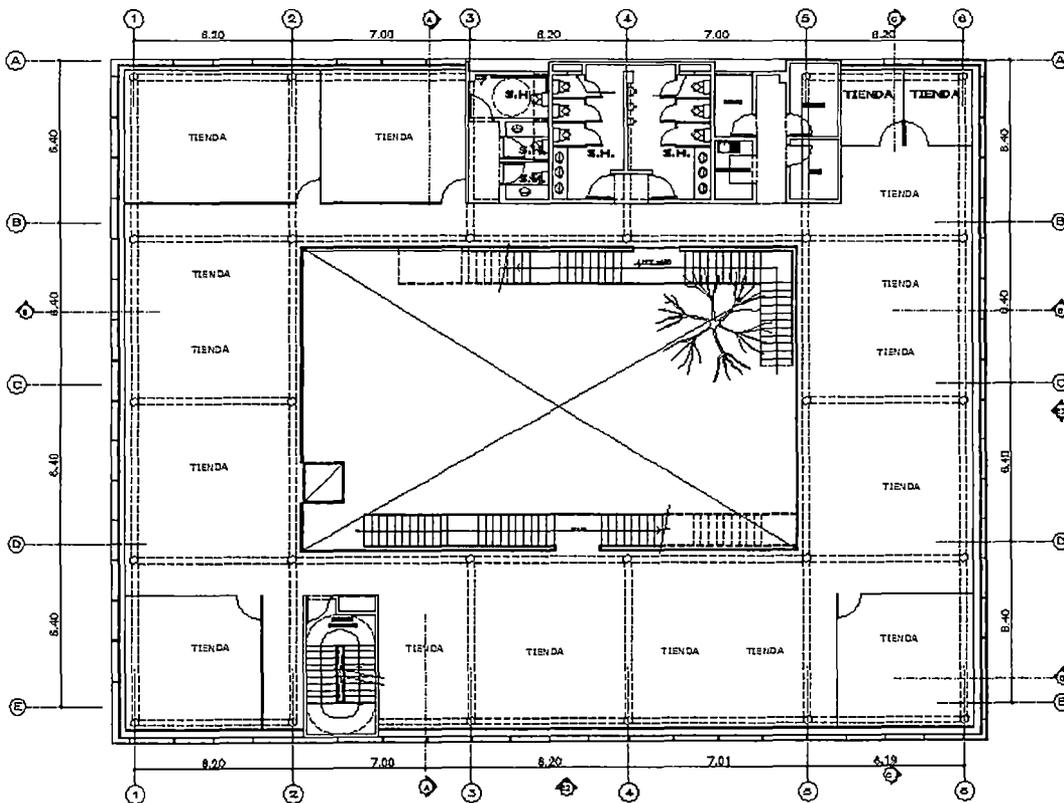


Figura N°4.2 Segundo piso de edificación

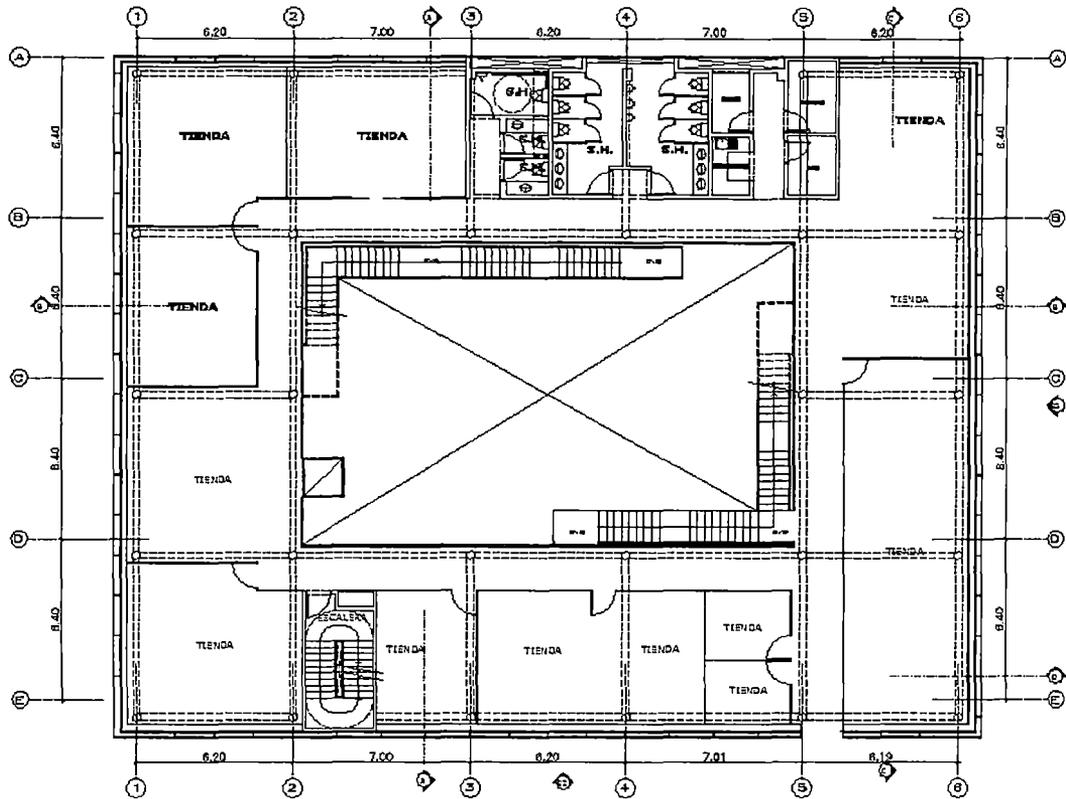


Figura N°4.3 Tercer piso de edificación

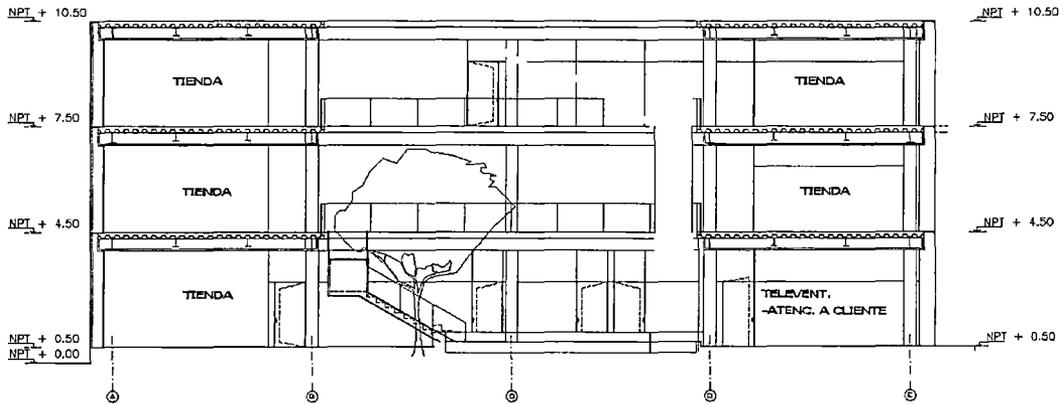


Figura N°4.4 Corte A-A de edificación

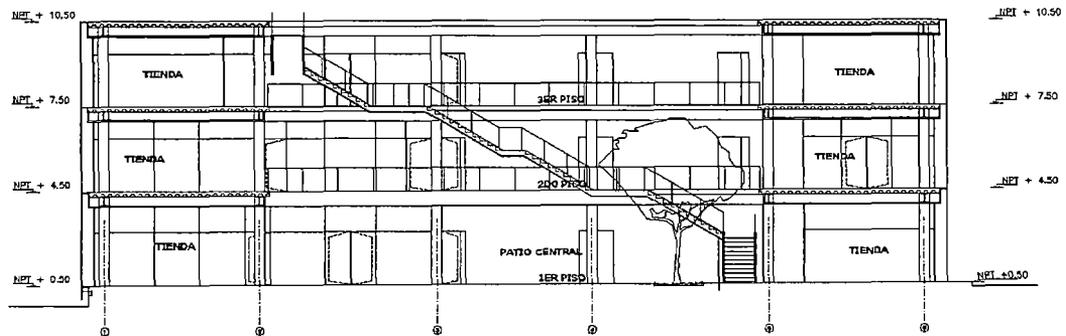


Figura N°4.5 Corte B-B de edificación

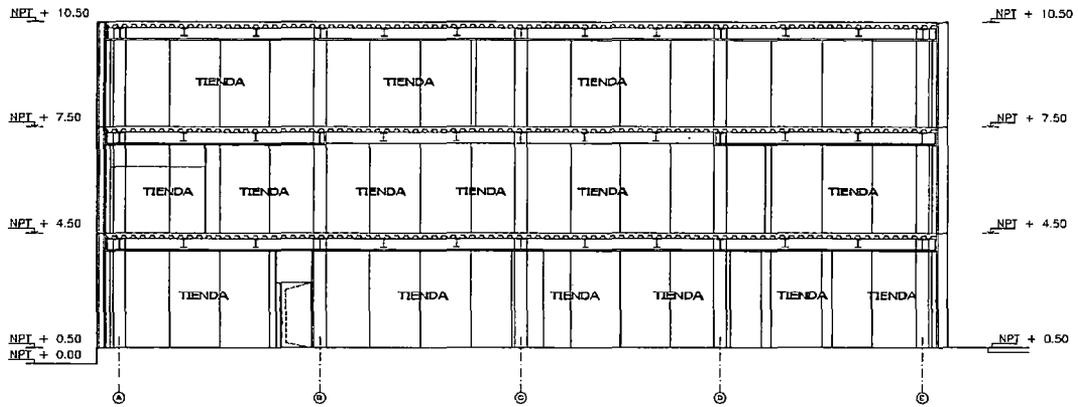


Figura N°4.6 Corte C-C de edificación

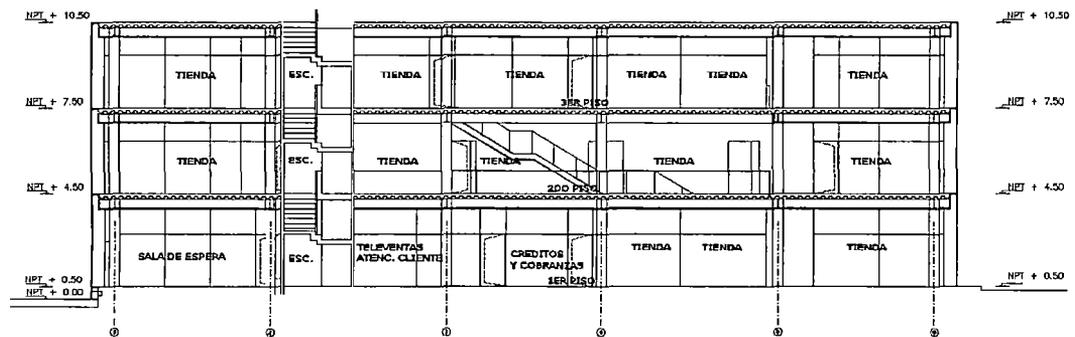


Figura N°4.7 Corte D-D de edificación

4.2. MODELO ESTRUCTURAL

La Edificación ha sido estructurada mediante pórticos de acero con arriostres excéntricos de acero estructural y placas estructurales de concreto armado. Los arriostres se ubican a los cuatros lados externos de la edificación, estos para aportar de la rigidez necesaria en ambos sentidos. Las losas de entrepiso son del tipo compuesta (losa troquelada) de un espesor de 11 cm.

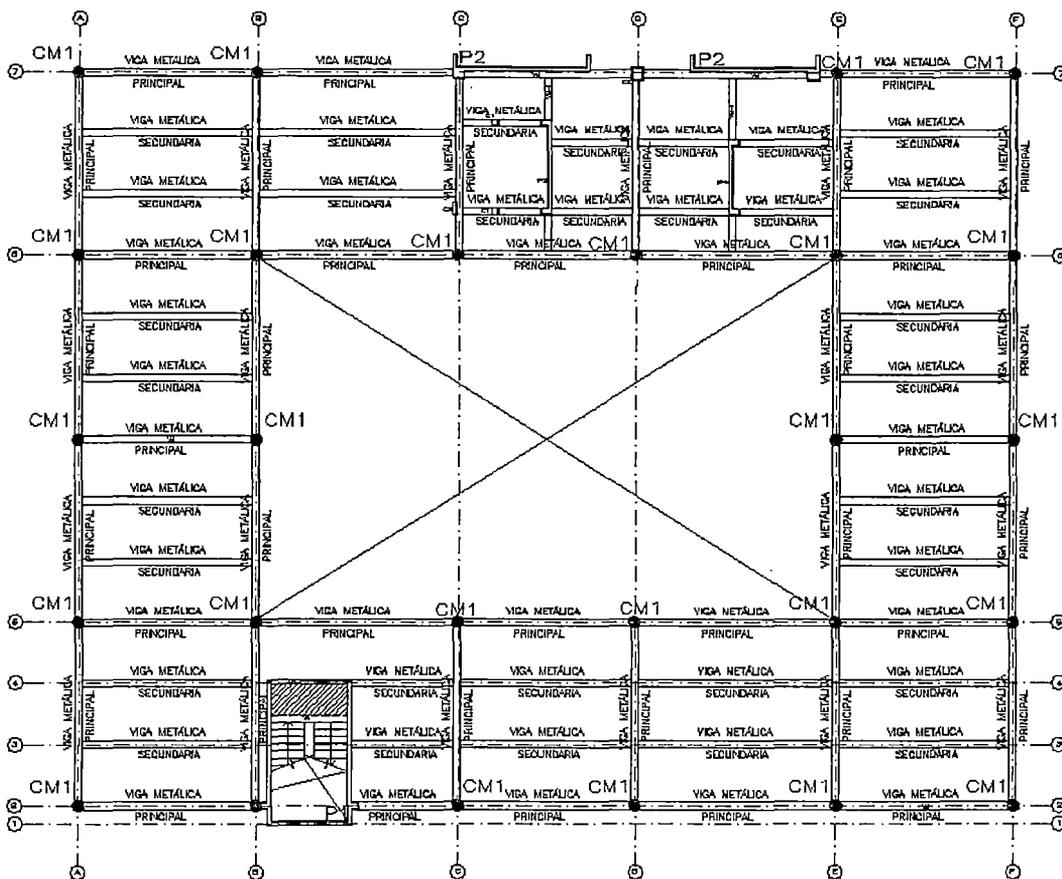


Figura N°4.8 Planta típica con ubicación de elementos estructurales

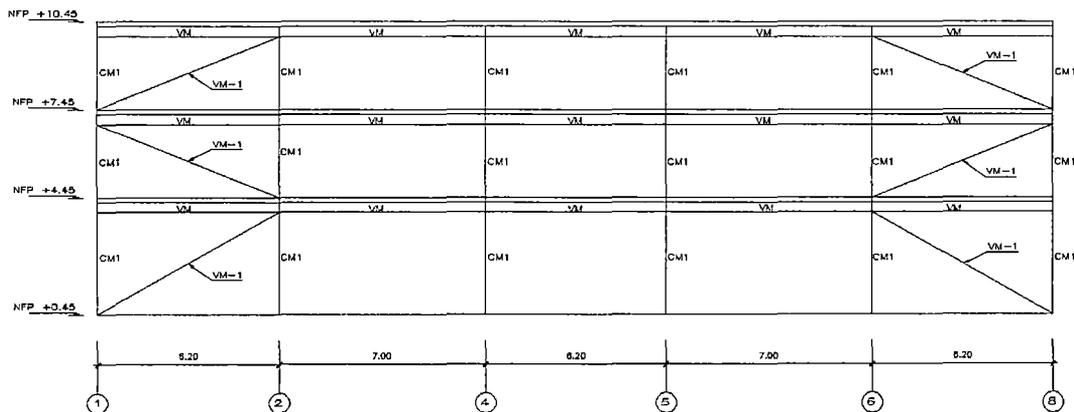


Figura N°4.9 Elevación lateral longitudinal (ubicación de arriostres excéntricos)

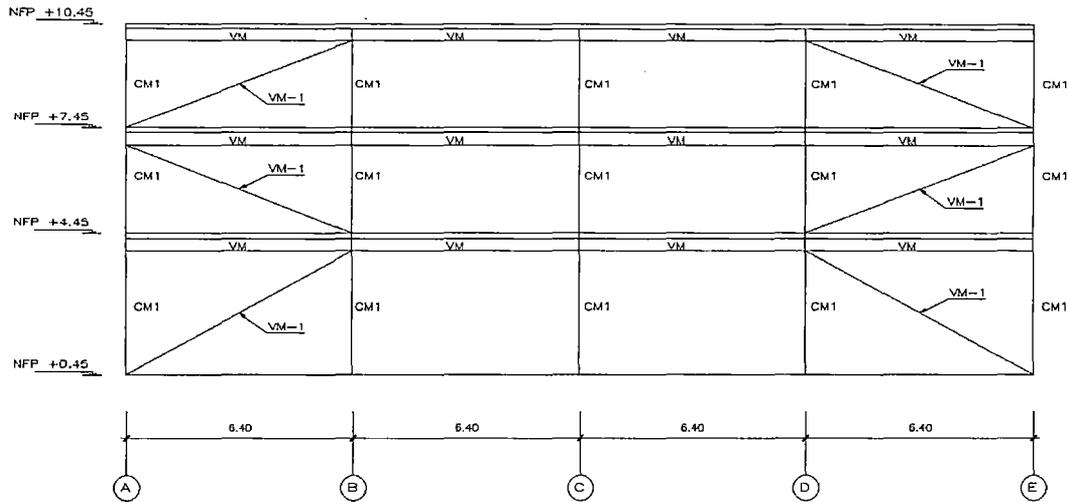


Figura N°4.10 Elevación lateral transversal (ubicación de arriostres excéntricos)

4.3. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para los análisis y diseños en los perfiles de acero estructural, se han adoptado los valores del acero ASTM A992 grado 50, resistencia a la fluencia $f_y = 50 \text{ ksi} = 3515.3 \text{ kg/cm}^2$, $f_u = 65 \text{ ksi} = 4570.0 \text{ kg/cm}^2$ y $E = 2\,038\,902 \text{ kg/cm}^2$ (Ver Fig. N°5.6).

Para los análisis y diseños del concreto armado, se han adoptado los valores de: Resistencia a la compresión $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $E = 217\,000 \text{ kg/cm}^2$

4.4. CARGAS VERTICALES

4.4.1. Carga Muerta

Los pesos de todos los elementos estructurales modelados, se estimaron a partir de sus dimensiones reales, considerando un peso específico de 2400 kg/m^3 para los elementos de concreto armado y 7833 kg/m^3 para los perfiles de acero. Se incluyó igualmente el peso de acabados de piso y de techo y tabiquería, estimado en 220 kg/m^2 .

4.4.2. Carga Viva

Las cargas vivas se estimaron conforme a la norma de Cargas E-020 (Ver Anexo N°1).

- ✓ Tiendas: 500 kg/m^2
- ✓ Corredores y escaleras: 400 kg/m^2

CARGAS HORIZONTALES

Las consideraciones adoptadas para poder realizar un análisis dinámico de la edificación son tomadas mediante movimientos de superposición espectral, es decir, basado en la utilización de periodos naturales y modos de vibración que podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

Se trabajó con la combinación cuadrática completa (CQC). Considerando las condiciones de suelo, características de la estructura y las condiciones de uso.

4.4.3. Zonificación (Z)

Para la presente edificación, la zona en la que está ubicado el proyecto corresponde a la zona 3 y su factor de zona Z será 0.4 (Ver Anexo N°2 y 3).

4.4.4. Parámetros del Suelo (S)

Para efectos de la aplicación de la norma E-0.30 de diseño sismo resistente se considera que el perfil de suelo en esa zona es de tipo flexible (S3), el parámetro T_p asociado con este tipo de suelo es de 0.90 s. y el factor de amplificación del suelo se considera $S = 1.4$ (Ver Anexo N°4).

4.4.5. Factor de amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define al factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times (T_p/T); \quad C \leq 2.5$$

4.4.6. Categoría de las edificaciones (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, la norma establece un factor de importancia $U = 1.3$, para este tipo de edificación calificada como edificación importante, que es el que se tomará para este análisis (Anexo N°5).

4.4.7. Sistemas estructurales (R)

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección.

De acuerdo a la clasificación de una estructura (Ver Anexo N°8) se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica (R).

Este factor puede afectarse por $\frac{3}{4}$ de su valor si la edificación presenta alguna irregularidad en altura o planta según norma E.030 (Ver Anexo N°6 y 7).

De la Fig. N°4.11, verificaremos si la edificación es irregular en planta por Discontinuidad del Diafragma, al no presentar otras según Norma E.030.

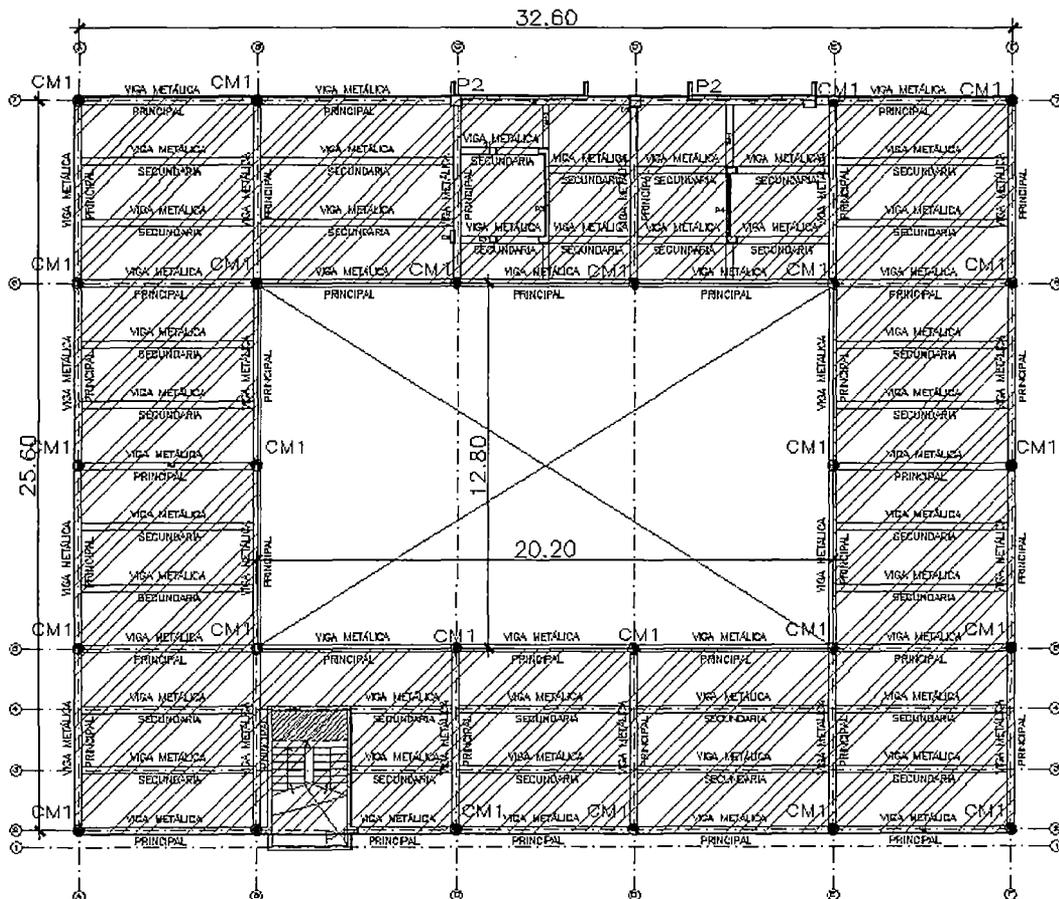


Figura N°4.11 Dimensiones para la verificación de la irregularidad por discontinuidad del diafragma

De la Fig. N°4.11 se tiene:

$$\text{Área Bruta del Diafragma} = 25.6 \times 32.6 = 834.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Área abierta} = 20.2 \times 12.8 = 258.56 \text{ m}^2$$

$$\text{De donde: } (258.56 / 834.56) \times 100\% = 30.98 \% < 50 \%$$

Se podrá considerar a la edificación regular, sin que "R" sea afectado.

Para la edificación, en ambas direcciones, casi la totalidad de la rigidez de la estructura será proporcionada por los arriostres excéntricos de acero, que predominan, por lo cual se usará el factor de reducción de fuerza sísmica para este tipo de estructuras, $R = 6.5$ para acción de sismo severo (Anexo N°8).

4.4.8. Categoría y estructura de la edificación

La estructuración de la edificación, en cuanto al sistema estructural y regularidad, dependerá además del uso (categoría de la edificación) que tenga (Anexo N°9).

La categoría de la edificación es importante (B), por lo que es compatible su regularidad (Regular) y su sistema estructural (Acero, Arriostres excéntricos) según tabla 4 de la Norma E.030 (Anexo N°9).

4.4.9. Espectro Inelástico de Pseudo-aceleraciones

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones (Ver Fig. N°4.12) definido por:

$$S_a = \frac{ZUSC}{R} \cdot g$$

Tabla N°4.1 Espectro Inelástico de Pseudo-aceleraciones

DIRECCION X-X e Y-Y		
Z	0.400	ZONA 3
U	1.300	CAT. B (IMPORTANTE)
S	1.400	S3 (FLEXIBLE)
R	6.500	ARRIOSTRES EXCÉNTRICOS
g	9.81	Aceleración de la Gravedad

T (s)	Sa (m/s ²)
0.05	2.747
0.1	2.747
0.15	2.747
0.2	2.747
0.25	2.747
0.3	2.747
0.35	2.747
0.4	2.747
0.45	2.747
0.5	2.747
0.55	2.747
0.6	2.747
0.65	2.747
0.7	2.747
0.75	2.747

T (s)	Sa (m/s ²)
0.8	2.747
0.85	2.747
0.9	2.747
0.95	2.602
1	2.472
1.05	2.354
1.1	2.247
1.15	2.150
1.2	2.060
1.25	1.978
1.3	1.902
1.35	1.831
1.4	1.766
1.45	1.705
1.5	1.648

T (s)	Sa (m/s ²)
1.55	1.595
1.6	1.545
1.65	1.498
1.7	1.454
1.75	1.413
1.8	1.373
1.85	1.336
1.9	1.301
1.95	1.268
2	1.236
2.05	1.206
2.1	1.177
2.15	1.150
2.2	1.124

Fuente: Elaboración propia

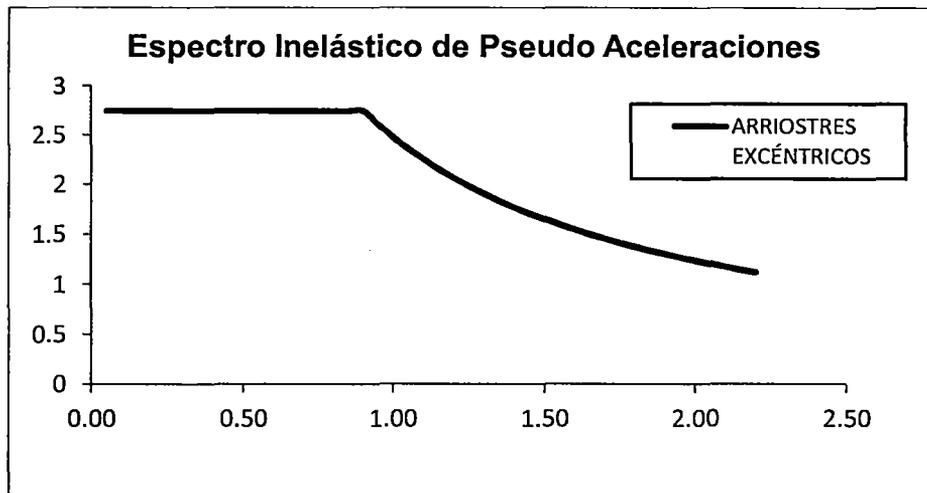


Figura N°4.12 Espectro Inelástico de Pseudo-aceleraciones

4.4.10. Combinaciones de Carga

Según Norma E.090 "Estructuras Metálicas", La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas factorizadas. El efecto crítico puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando.

- ✓ **Combinación 1:** 1.4D
- ✓ **Combinación 2:** 1.2D+1.6L
- ✓ **Combinación 3:** 1.2D+0.5L±1.00Sx
- ✓ **Combinación 4:** 1.25D+1.25L±1.00Sy
- ✓ **Combinación 5:** 0.9D ± 1.00Sx
- ✓ **Combinación 6:** 0.9D ± 1.00Sy
- ✓ **Envolvente:** ENV(COMB1,COMB2,COMB3,COMB4,COMB5)

4.5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

4.5.1. Masas y Rigidez

Las masas se evaluarán según lo especificado en la norma de Diseño Sismo Resistente E-030 y en la norma de Cargas E-020. Se incluyeron las masas de las losas, vigas, columnas, tabiquería, acabados de piso y techo, así como el 50% de la sobrecarga debido a ser una edificación importante y 25% de la sobrecarga del último nivel.

En la tabla N°4.2 se indican las masas en cada nivel, la posición del centro de masas y del centro de rigidez (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis modal).

Tabla N°4.2 Tabla de centros de masas y de rigidez

Centros de Masas y de Rigidez					
Nivel	Masa (t s ² /m)	Centro de masas		Centro de Rigidez	
		X _M (m)	Y _M (m)	X _R (m)	Y _R (m)
1ER NIVEL	47.756	16.267	13.809	12.36	17.38
2DO NIVEL	46.204	16.301	13.774	12.388	16.57
3ER NIVEL	27.092	16.319	13.737	12.819	15.864

Fuente: Elaboración Propia a partir de los resultados del programa

4.5.2. Modos de Vibración

La Norma E-030 señala que se deberá considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura (Ver Tabla N°4.3 y 4.4).

Tabla N°4.3 Tabla de índices de Periodos y Frecuencia Modal del programa

MODO	PERIODO (TIEMPO)	FRECUENCIA (CICLO/TIEMPO)	FRECUENCIA (RAD/TIEMPO)	EIGENVALOR (RAD/TIEMPO) ²
1	0.2028	4.932	30.986	960.104
2	0.1817	5.503	34.575	1195.421
3	0.1436	6.964	43.757	1914.693
4	0.0613	16.308	102.464	10498.839
5	0.0528	18.957	119.113	14187.792
6	0.0421	23.774	149.376	22313.066
7	0.0350	28.559	179.443	32199.674
8	0.0289	34.596	217.374	47251.303
9	0.0239	41.789	262.565	68940.486

Fuente: Elaboración Propia a partir de los resultados del programa

Tabla N°4.4 Tablas de índices participación de masa modal del programa

Modo	Periodos	Modo Ind. (%)			Suma Acum. (%)		
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.203	8.182	64.441	0.000	8.182	64.441	0.000
2	0.182	72.114	13.302	0.000	80.296	77.743	0.000
3	0.144	8.124	8.851	0.000	88.419	86.594	0.000
4	0.061	2.942	4.785	0.000	91.361	91.379	0.000
5	0.053	6.474	5.627	0.000	97.835	97.006	0.000
6	0.042	1.555	2.033	0.000	99.390	99.038	0.000
7	0.035	0.232	0.355	0.000	99.622	99.394	0.000
8	0.029	0.288	0.461	0.000	99.910	99.855	0.000
9	0.024	0.090	0.145	0.000	100.000	100.000	0.000

Modo	Periodos	Modo Ind. (%)			Suma Acum. (%)		
		RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.203	73.430	8.944	16.209	73.430	8.944	16.209
2	0.182	15.643	81.300	2.731	89.072	90.245	18.940
3	0.144	10.588	9.605	71.040	99.660	99.849	89.980

4	0.061	0.075	0.000	1.754	99.735	99.849	91.734
5	0.053	0.144	0.062	0.000	99.880	99.911	91.734
6	0.042	0.052	0.030	7.713	99.931	99.941	99.447
7	0.035	0.028	0.027	0.177	99.959	99.969	99.624
8	0.029	0.031	0.025	0.018	99.991	99.993	99.642
9	0.024	0.009	0.007	0.358	100.000	100.000	100.000

Fuente: Resultados del programa.

4.5.3. Fuerzas Globales

Empleando las expresiones de la norma E030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes, se tiene:

Tabla N°4.5 Fuerzas Estáticas

Modulo	Z	U	C	S	R	ZUCS/R	P (t)	.80*V (t)
X-X	0.4	1.3	2.5	1.4	6.5	0.280	1187.520	266.005
Y-Y	0.4	1.3	2.5	1.4	6.5	0.280	1187.520	266.005

Fuente: Elaboración propia a partir de los resultados del programa

Tabla N°4.6 Contribuciones de cada Modo a las Fuerzas Resultantes en la Base

Contribuciones de cada Modo a las Fuerzas Resultantes en la Base							
Spec	Mode	F1	F2	M1	M2	M3	
SX	1	27.21	76.35	-599.675	209.294	869.872	
	2	239.8	-102.99	821.732	1873.349	-4980.744	
	3	27.01	28.2	-226.901	216.112	87.731	
	4	9.78	12.48	-11.514	-0.439	66.985	
	5	21.53	-20.07	23.645	15.487	-624.246	
	6	5.17	5.91	-6.935	5.261	24.399	
	7	0.77	0.95	-1.977	1.951	4.817	
	8	0.96	-1.21	2.329	2.06	-32.909	
	9	0.3	0.38	-0.705	0.611	2.016	
	All	260.46	99.83	777.392	2021.231	4680.851	
SY	1	76.35	214.29	-1682.987	587.383	2441.293	
	2	-102.99	44.23	-352.915	-804.56	2139.114	
	3	28.2	29.43	-236.84	225.578	91.574	
	4	12.48	15.91	-14.684	-0.559	85.43	
	5	-20.07	18.71	-22.044	-14.439	581.992	
	6	5.91	6.76	-7.929	6.015	27.897	
	7	0.95	1.18	-2.446	2.414	5.961	
	8	-1.21	1.53	-2.947	-2.606	41.631	
	9	0.38	0.48	-0.895	0.776	2.559	
	All	99.83	244.34	1907.672	761.69	3973.45	
80% del cortante estático Dir X-X		266.00	80% del cortante estático Dir Y-Y		266.00		

Fuente: Elaboración Propia a partir de los resultados del programa

De la Tabla N°4.6, se obtienen las cortantes dinámicas y estáticas.

$$V_{\text{Análisis Dinámico X-X}} = 260.46 \text{ ton} < 80\% V_{\text{Análisis Estático X-X}} = 266.005 \text{ tn}$$

$$V_{\text{Análisis Dinámico Y-Y}} = 244.34 \text{ ton} < 80\% V_{\text{Análisis Estático Y-Y}} = 266.005 \text{ tn}$$

Del análisis dinámico para ambas direcciones se obtienen cortantes en la base, menores que el 80% del cortante estático, por lo tanto es necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos, según Norma de Diseño Sismo-Resistente E.030. Esto se realizará para el diseño de los elementos estructurales (102% en dirección X-X y 109% en dirección Y-Y).

4.5.4. Desplazamientos y Distorsiones

La Norma de Diseño Sismo-Resistente NTE.030 establece que para sistemas estructurales en donde la fuerza sísmica es resistida básicamente por acero la distorsión máxima permitida es del orden de 1/100 (Ver Anexo N°10).

Las distorsiones en las estructuras han sido obtenidas a través del análisis dinámico realizado en el programa y se pueden observar en la tabla N°4.7

Tabla N°4.7 Distorsiones Máximas por nivel

Story	Load	DriftX	DriftY
3ER NIVEL	SX	0.000386	0
3ER NIVEL	SX	0	0.000171
3ER NIVEL	SY	0.000241	0
3ER NIVEL	SY	0	0.000433
2DO NIVEL	SX	0.000405	0
2DO NIVEL	SX	0	0.000198
2DO NIVEL	SY	0.000264	0
2DO NIVEL	SY	0	0.000544
1ER NIVEL	SX	0.000335	0
1ER NIVEL	SX	0	0.000163
1ER NIVEL	SY	0.00023	0
1ER NIVEL	SY	0	0.000428

Fuente: Elaboración Propia a partir de los resultados del programa

En la tabla siguiente, Tabla N°4.8, se indica las distorsiones de cada nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el

programa de análisis por 0.75 R, conforme se especifica en la norma vigente E030.

Tabla N°4.8 Distorsiones Máximas por nivel (según Norma E.030)

Story	Load	DriftX*0.75R	DriftY*0.75R
3ER NIVEL	SX	0.0019	0.0000
3ER NIVEL	SX	0.0000	0.0008
3ER NIVEL	SY	0.0012	0.0000
3ER NIVEL	SY	0.0000	0.0021
2DO NIVEL	SX	0.0020	0.0000
2DO NIVEL	SX	0.0000	0.0010
2DO NIVEL	SY	0.0013	0.0000
2DO NIVEL	SY	0.0000	0.0027
1ER NIVEL	SX	0.0016	0.0000
1ER NIVEL	SX	0.0000	0.0008
1ER NIVEL	SY	0.0011	0.0000
1ER NIVEL	SY	0.0000	0.0021

Fuente: Elaboración Propia a partir de los resultados del programa

Las distorsión máxima en dirección X-X es 0.0020 y en Y-Y, 0.0027.

4.6. RESULTADOS DEL DISEÑO

Para el diseño de los elementos compuestos, se tendrá que tener en cuenta todos los requerimientos del proyecto y realizarlas según Norma peruana E.090 "Estructuras Metálicas". De igual manera se deberá realizar, el diseño de otros elementos (placas, columnas y vigas de concreto armado).

Para la combinación de carga en la construcción, no se considerará la carga permanente no perteneciente a la estructura, pero si una carga viva por construcción de 100 kg/m², según Fig. N°5.27.

Por simplicidad, la carga muerta y viva en la construcción se considerarán juntas durante el vaciado, además el factor de la carga muerta durante la construcción será de 1.6 como en la carga viva (Ver Fig. N°5.28). (Vogel, 1991)

Para el caso de sismo, amplificaremos la cortante dinámica hasta ser como mínimo la cortante estática según sección 5.7.3.

4.6.1. Diseño de viga compuesta

Verificando los resultados según fórmulas del capítulo 3, tenemos:

Posición de viga:	Central		
Longitud:	7	m	(entre centros de apoyo)
Distancia entre ejes de vigas adyacentes:	2.13	m	
Distancia del eje de viga al borde de la losa:	Solamente para borde		
	a = 0.875	m	(X = Menor distancia)
	b = 1.065	m	
	Solamente para borde		
	c = borde		
	beff = 2*0.875 = 1.75 m		

De los anexos, se tiene los resultados del programa:

Flexión

- ✓ Full phiMn: 21.178 tn-m (Al 100% de conexión compuesta)
- ✓ PCC phiMn: 17.821 tn-m (Viga parcialmente compuesta al 58.71%).
- ✓ Mu max = 17.037 tn-m (Momento actuante máximo)

Corte

- ✓ phiVn: 27.44 tn (Resistencia nominal al corte)
- ✓ Vu max = 9.74 tn-m (Cortante actuante máximo)

Mediante las fórmulas del capítulo 3, se puede realizar el diseño y verificar los resultados del programa. De los datos tenemos:

Verificación por Flexión:

Según dimensiones de viga W10X17 y Losa colaborante tenemos:

d	10.1	in	
bf1	4.01	in	
bf2	4.01	in	
tf1	0.33	in	
tf2	0.33	in	
tw	0.24	in	
As	4.99	in ²	32.19 cm ²
Zx	18.7	in ²	306.44 cm ³

La Losa Colaborante tiene 11 cm de peralte y la viga compuesta 100% de conexión compuesta

$f'c$	210 kg/cm ²	
b_e	1.75 m	(Ancho efectivo)
t_c	5 cm	(espesor de losa)
h_r	6 cm	(espesor de nervio)
a	3.62 cm	EN en Losa
M_n	24.92 tn-m	
$\phi_b M_n$	21.178 tn-m	

Para el caso de la viga parcialmente compuesta, el programa itera hasta converger a un valor de PCC óptimo para el diseño.

Verificación por Cortante:

De las fórmulas se obtiene:

h/t_w	36.90
No hay pandeo en el alma	
V_n	32.98 tn
$\phi_v V_n$	29.69 tn

Verificación Conectores de Corte

De los anexos, se tiene los resultados del programa:

$$Q_n = 5.14$$

$$\text{Conectores de Diseño} = 26$$

$$\text{Longitud de desarrollo} = 6.771$$

Al verificar los resultados con las fórmulas del capítulo 3, se tiene:

ΣQ_n	113.17 tn
N_r (filas)	1
w_r (ancho del nervio)	9 cm
h_r (altura del nervio)	6 cm
h_s (altura de conector)	8.5 cm
Factor de Reducción	0.531 (nervios perp.)
Diámetro de perno	0.75 plg
F_u perno	4569.95
Q_n	9.63 tn
Q_{nred}	5.12 tn
N_o	22.12
	23.00 (en media viga)
	46 (en viga completa)
No PCC	13.06
	13.00 (en media viga)
	26 (en viga completa)

Tabla 4.9 Comparación de Resultados

Parámetro	Manual	Programa	%Variación
Ancho efectivo Izquierdo (m)	0.875	0.875	0%
Ancho efectivo Derecho (m)	0.875	0.875	0%
ϕM_n (Al 100% de Conexión Compuesta; tn-m)	21.178	21.178	0%
ϕV_n (tn)	29.69	27.44	-8%
Conectores de Corte por viga (PCC)	26	26	0%

Fuente: Elaboración Propia

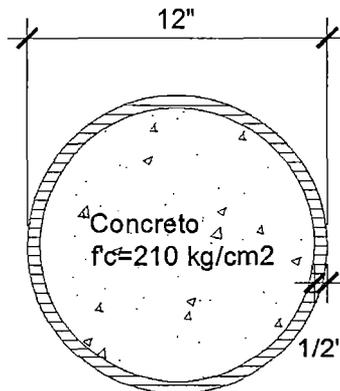
Para la resistencia al corte, la fórmula utilizada por el programa al calcular A_w es:

$$A_w = (d - C_{top} - C_{bot}) * t_w$$

Pero, según Norma E.090 de "Estructuras Metálicas" en la sección 6.2.1 "Determinación del área del alma", indica: "El área del alma A_w se tomará como el peralte total "d" multiplicado por el espesor de alma t_w .", por lo que siempre mostrará resultados diferentes, pero conservadores.

4.6.2. Diseño de columna compuesta

Se diseñará la siguiente columna de la edificación:



Columna Metálica
CM1

Figura N°4.13 Sección de columna metálica

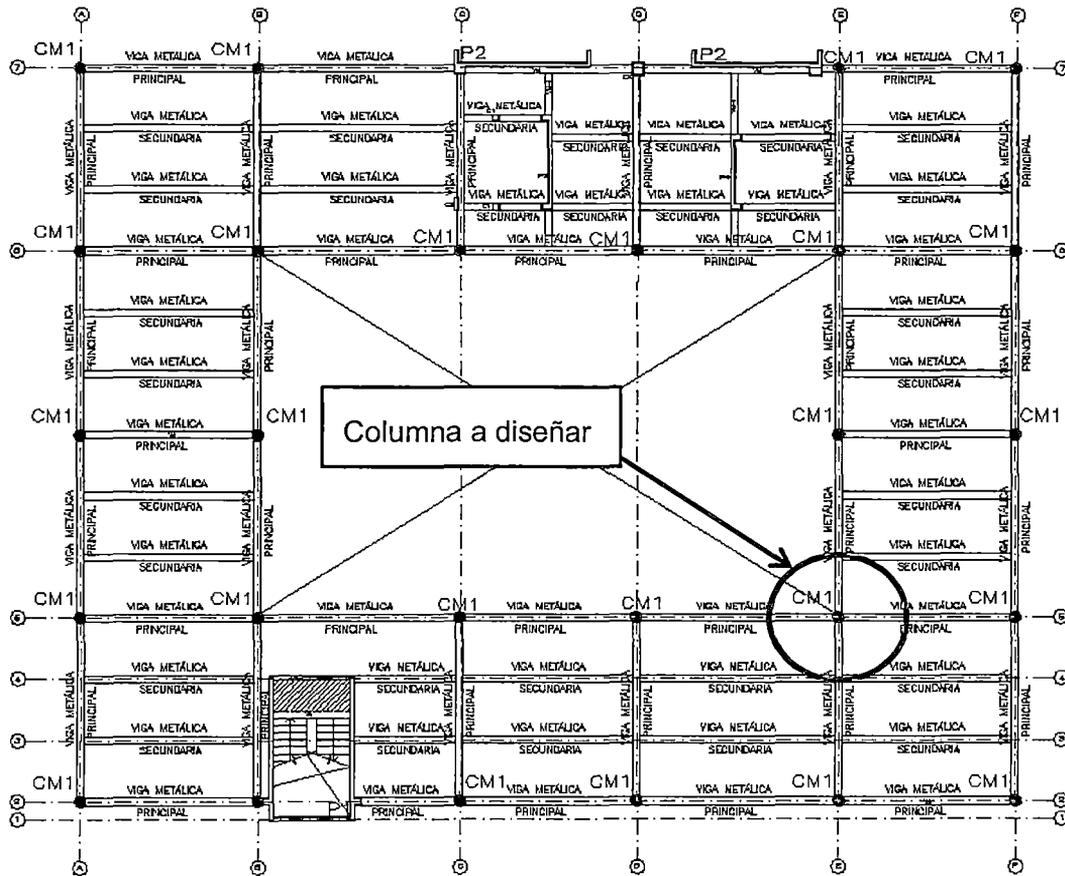


Figura N°4.14 Planta típica con ubicación de elementos estructurales

Se tiene los siguientes datos a partir del análisis (ver anexos):

$$P_u = 115\,626 \text{ kg-f}$$

$$P_u = 254.68 \text{ kips} \quad \text{Carga Axial}$$

$$M_{ux} = 1943.614 \text{ kg-m} \quad \text{Momento flector en}$$

$$M_{ux} = 14.05 \text{ kip-ft} \quad \text{dirección X-X}$$

$$M_{uy} = 500.753 \text{ kg-m} \quad \text{Momento flector en}$$

$$M_{uy} = 3.62 \text{ kip-ft} \quad \text{dirección Y-Y}$$

Determinando su esbeltez:

$$F_y = 50 \text{ ksi}$$

$$F_y = 3515.334 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 3.0 \text{ ksi}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1$$

$$L = 4.5 \text{ m} \quad \text{longitud}$$

$$L = 14.8 \text{ ft}$$

$$KL = 14.8 \text{ ft}$$

$$r = 9.2743 \text{ cm}$$

$$r = 3.65 \text{ in} \quad \text{radio de giro}$$

$$r = 0.304275 \text{ ft}$$

$$KL/r_{T1} = 15.445$$

Luego para perfiles tubulares:

$$C_1 = 1.00 \text{ (por no tener varillas de refuerzo, no se utilizará)}$$

$$C_2 = 0.85$$

$$C_3 = 0.40$$

$$A_c = 613.116 \text{ cm}^2 \quad \text{área del concreto}$$

$$95.03 \text{ in}^2$$

$$A_s = 116.543 \text{ cm}^2 \quad \text{área del acero}$$

$$18.06 \text{ in}^2$$

$$E_s = 2038902 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{módulo de elasticidad del}$$

$$E_s = 29000.1 \text{ ksi} \quad \text{acero}$$

$$E_c = 217370.7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{módulo de elasticidad del concreto}$$

$$E_c = 3091.7 \text{ ksi}$$

$$E_m = E_s + C_3 E_c (A_c / A_s) \quad \text{módulo modificado}$$

$$E_m = 35506 \text{ ksi}$$

$$F_{my} = F_y + C_2 f'c (A_c / A_s) \quad \text{esfuerzo de fluencia modificado}$$

$$F_{my} = 63.357 \text{ ksi}$$

$$\lambda_c = (KL/r_{T1})(F_y/E)^{0.5}$$

$$\lambda_c = 0.6524$$

$$\text{si } \lambda_c \leq 1.5 \quad F_{cr} = F_y * (.658)^{\lambda_c^2}$$

$$\text{si } \lambda_c > 1.5 \quad F_{cr} = F_y * (.877/\lambda_c^2)$$

$$F_{cr} = 53.0176 \text{ ksi}$$

$$\phi P_n = .85 * F_{cr} * A_s$$

$$\phi P_n = 814.06 \text{ kips}$$

$$P_u / \phi P_n = 0.31$$

$$Z_x = 66.17 \text{ in}^3 \quad \text{módulo plástico del perfil metálico}$$

$$M_{ny} = M_{nx} = F_y Z_x$$

$$M_{ny} = M_{nx} = 349.34 \text{ kip-ft}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi_b = 0.9$$

si $P_u / \phi P_n \Rightarrow 0.2$ aplica ecuación LRFD H1-1a $A + 8/9(B+C) \leq 1$

$$A = P_u / \phi P_n = 0.313$$

$$B = M_{ux} / \phi_b M_{nx} = 0.045$$

$$C = M_{uy} / \phi_b M_{ny} = 0.011509585$$

$$D = P_u / 2\phi P_n = 0.156$$

$0.36 \leq 1$ Cumple!

4.6.3. Diseño de Losa compuesta

Como se mencionó, se utilizará Losa del tipo placa colaborante, sus características serán las siguientes:

Calibre. (Gage) =	N°22
Espesor =	0.75 mm
Peralte =	60 mm
Ancho total =	920 mm
Ancho útil =	900 mm
Acabado =	galvanizado
Longitud =	A medida

Propiedades de la sección de acero:

Calibre	W_{Ssd}	I	S_{sup}	S_{inf}
(gage)	(kg/m ²)	(cm ⁴ /m)	(cm ³ /m)	(cm ³ /m)
22	9.12	59.74	18.32	23.3

Propiedades del concreto ($f'_c=210$ kg/cm²)

Altura de losa	Volumen de Concreto	Carga Muerta	A_{consd}
t (cm)	m ³ /m ²	Kg/m ²	m ² /m
11	0.074	177.6	0.074

Parámetros de lámina Acero:

$e =$	0.075	cm	: Espesor de la lámina
$l_{tsd} =$	111.68	cm	: Longitud de la plancha / por el el Ancho Total
$A_{ssd} =$	8.38	cm ²	: Área de acero de la lámina de Acero-Deck
$I_{sd} =$	59.74	cm ⁴	: Inercia
$S_{psd} =$	18.32	cm ³	: Módulo de Sección Superior
$S_{nsd} =$	23.3	cm ³	: Módulo de Sección Inferior
$W_{ssd} =$	9.12	kgf/m	: Peso por unidad de longitud de la lámina de acero
$E_s =$	2,000,000	kgf/cm ²	: Modulo de Elasticidad del acero
$W_1 =$	120	kg/m ²	: Peso por acabado
$W_2 =$	100	kg/m ³	: peso por tabiqueria
$t =$	11	cm	
$A_{consd} =$	0.074	m ² /m	: Area del concreto
$f'_c =$	210	kg/cm ²	: Resistencia del concreto a la compresión
$\gamma_{con} =$	2,400	kg/m ³	: Peso específico del concreto
$W_l =$	500	kg/m	: Carga Viva

Peso Propio de la Losa:

$$\begin{aligned} W_{con_{sd}} &= A_{con_{sd}} \times (\gamma_{con}) && : \text{Peso de concreto por unidad de longitud (kgf/m).} \\ W_{con_{sd}} &= 177.60 \text{ kg/m} && : \text{Carga Muerta} \\ W_{d_{sd}} &= W_{con_{sd}} + W_{s_{sd}} + W_1 + W_2 && : \text{Carga muerta por unidad de longitud (kgf/m).} \\ W_{d_{sd}} &= 406.72 \end{aligned}$$

Determinación de la deflexión de la lámina de acero, actuando como encofrado:

- ✓ Cálculo de la deformación admisible: δ_{adm}

$$\delta_{adm} = \frac{L_{sd} \times 100}{180} \text{ ó } 1.9 \text{ cm (el valor que sea menor)}$$

$$\begin{aligned} L_{sd} &= 2.13 \text{ m} && \text{Luz libre de la losa} \\ \delta_{adm} &= 1.18 \text{ cm} \end{aligned}$$

- ✓ Deformación Calculada: δ_{cal}

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times W_{d_{sd}} \times (L_{sd} \times 100)^4}{E_s \times I_{sd} \times b} \quad \text{Condición de tres ó más tramos}$$

$$\begin{aligned} b &: 100 \text{ cm} && \text{Ancho de análisis} \\ \delta_{cal} &= 0.48 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Verificar: } \delta_{cal} &\leq \delta_{adm} \\ 0.48 &\leq 1.18 \quad \text{Ok} \end{aligned}$$

Esfuerzos de tracción por flexión en el sistema no compuesto:

Datos:

$$\begin{aligned} P_{sd} &= 75 \text{ Kgf} \\ W_{wsd} &= 100 \text{ Kgf-m} \\ f_y &= 4,200 \text{ Kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

Para tres tramos:

- ✓ Cálculo de Momentos
El mayor de:

$$M_{sd}^- = 0.20 \times P_{sd} \times L_{sd} + 0.094 \times W_{d_{sd}} \times L_{sd}^2$$

$$\begin{aligned} M_{sd}^+ &= \text{Momento positivo en la lámina no compuesta (kgf-m)} \\ M_{sd}^+ &= 205.40 \text{ Kg-m} \end{aligned}$$

ó

$$M_{sd}^+ = 0.096 \times (W_{d_{sd}} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2$$

$$M_{sd}^+ = 220.70 \text{ Kg-m} \quad \text{Ok}$$

y

$$M_{sd}^- = 0.117 \times (W_{d_{sd}} + W_{wsd}) \times L_{sd}^2$$

M_{sd}^- = Momento negativo en la lámina no compuesta (kgf-m)

M_{sd}^- = 268.98 Kg-m Ok

✓ Cálculo de Esfuerzos

$$f^+ = \frac{M_{sd}^+}{S_{p_{sd}}} \cdot 100$$

f^+ = Esfuerzo positivo en la lámina (kgf/cm²)

f^+ = 1,204.68 kgf/cm²

$$f^- = \frac{M_{sd}^-}{S_{p_{sd}}} \cdot 100$$

f^- = Esfuerzo negativo en la lámina (kgf/cm²)

f^- = 1,154.40 kgf/cm²

Entonces, verificar que:

$$f^- \leq 0.60 \cdot f_y$$

$f^+ \leq 2,520.00$ kgf/cm²

$$f^- \leq 0.60 \cdot f_y$$

$f^- \leq 2,520.00$ kgf/cm²

Luego: 1,204.68 ≤ 2,520.00 Ok

1,154.40 ≤ 2,520.00 Ok

Cálculo de esfuerzos admisibles en el sistema compuesto

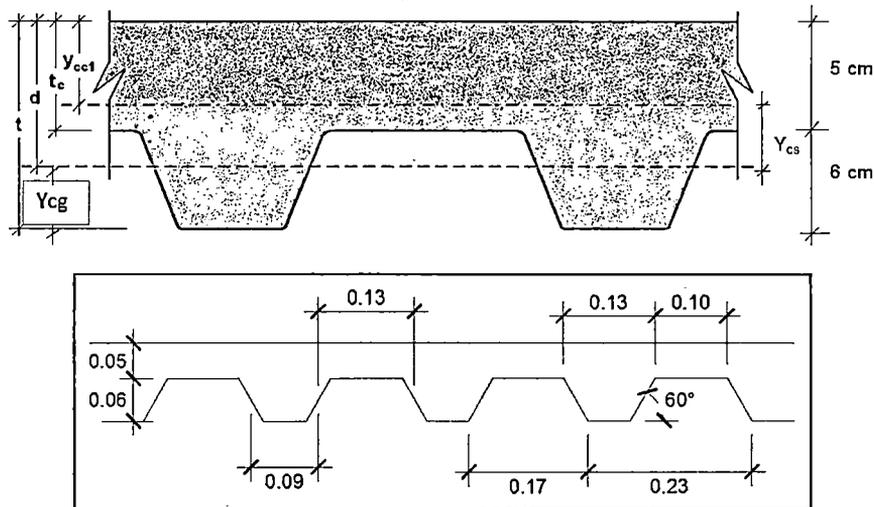


Figura N°4.15 Dimensiones de losa tipo placa colaborante a diseñar

Cálculo del Centroide (Y_{cg}):

$$Y_{cg} = \frac{H}{3} \left(\frac{B + 2A}{B + A} \right) \quad \text{Donde:} \quad \begin{array}{l} B = 17 \text{ cm} \\ A = 10 \text{ cm} \end{array}$$

$$H = d_d = 6 \text{ cm}$$

$$t = 11 \text{ cm}$$

$$Y_{cg} = 2.74 \text{ cm}$$

$$d = t - Y_{cg}$$

$$d = 8.26 \text{ cm}$$

$$t_c = 5.00 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{bxY_{cc1}^3}{3} + nxAs_{sd}xY_{cs}^2 + nxI_{sd}$$

$$Y_{cc1} = dx \sqrt{2x\rho xn + (\rho xn)^2} - \rho xn$$

$$\rho = \frac{As_{sd}}{bxd} \quad n = \frac{Es}{Ec} \quad n = 9$$

Cálculos:

$$\rho = 0.01014$$

$$Y_{cc1} = 2.85 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} = 5.40 \text{ cm}$$

$$I_c = 3,515.03 \text{ cm}^4$$

✓ Cálculo del momento de inercia de la sección transformada no fisurada: I_u (cm^4)

Datos:

$$t = 11.00 \text{ cm}$$

$$d = 8.26 \text{ cm}$$

$$C_s = 23.00 \text{ cm}$$

$$W_r = 9.00 \text{ cm}$$

$$t_c = 5.00 \text{ cm}$$

$$h_r = 6.00 \text{ cm}$$

Fórmulas:

$$Y_{cc2} = \frac{0.5xbxt^2 + nxAs_{sd}xd - (C_s - w_r)bxh_r / C_s x(t - 0.5h_r)}{bxt + nxAs_{sd} - \frac{b}{C_s} xh_r x(C_s - w_r)}$$

$$I_u = \frac{bxt^3}{12} + b + t_c x(Y_{cc2} - 0.5xt_c)^2 + nxI_{sd} + nxAs_{sd}xY_{cs}^2 + \frac{b}{C_s} \left\{ w_r x h_r \left[\frac{h_r^2}{12} + (t - Y_{cc2} - 0.5xh_r)^2 \right] \right\}$$

$$Y_{cs} = d - Y_{cc2}$$

Cálculos:

$$Y_{cc2} = 4.63 \text{ cm}$$

$$Y_{cs} = 3.63 \text{ cm}$$

$$I_u = 8,211.45 \text{ cm}^4$$

- ✓ Cálculo del Momento de Inercia Efectivo : I_e (cm⁴)

$$I_e = \frac{I_u + I_c}{2}$$

$$I_e = 5,863.24 \text{ cm}^4$$

- ✓ Cálculo del $Y_{prom.}$:

$$Y_{prom} = \frac{Y_{ccl} + Y_{cc2}}{2}$$

$$Y_{prom} = 3.74 \text{ cm}$$

- ✓ Cálculo del Módulo de Sección Inferior del sistema compuesto: S_{ic} (cm³)

$$S_{ic} = \frac{I_e}{t - Y_{prom}}$$

$$S_{ic} = 807.85 \text{ cm}^3$$

Cálculo del Momento producido en la losa por las cargas muertas: M_{dsd} (kgf-m).

$$M_{dsd} = \frac{\psi \times W d_{sd} \times L_{sd}^2}{8}$$

Para el factor de reducción de carga según apuntalamiento, se podrán considerar los siguientes valores:

Apuntalamiento es total:	1
Apuntalamiento temporal en los tercios de la luz durante el vaciado:	0.73
Apuntalamiento temporal el centro de la luz durante el vaciado:	0.63
No existe apuntalamiento:	0

$$\psi = 0.73$$

$$M_{dsd} = 168.38 \text{ kgf-m}$$

- ✓ Cálculo del Momento producido en la losa por las cargas vivas: $M_{l_{sd}}$ (kgf-m):

$$M_{l_{sd}} = \frac{W l_{sd} \times L_{sd}^2}{8}$$

$$M_{sd} = 815.71 \text{ kgf-m}$$

Verificación:

$$\frac{Md_{sd} + MI_{sd}}{S_{ic}} \times 100 \leq 0.6x f_y$$

$$121.82 \leq 2,520.00 \text{ Ok}$$

Condición de momento último o resistencia a la flexión

✓ Cálculo de la Cuantía Balanceada: ρ_b

$$a = \frac{A s_{sd} x f_y}{0.85 x f'_c x b}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Para concretos con } f'_c \text{ menores a } 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\rho_b = 0.01286$$

✓ Cálculo del Momento nominal

Se reconocerá como losas sub-reforzadas a aquellas que presenten una cuantía, menor que la cuantía balanceada, si:

$$\rho \leq \rho_b$$

Luego: $0.01014 \leq 0.01286 \text{ Ok}$

$$M_n = A s_{sd} x f_y x \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 x \beta_1 x f'_c}{F_y} x \frac{0.003 x (t - h_r)}{\left(0.003 + \frac{F_y}{E_s} \right) x d}$$

$$a = 1.97082 \text{ cm}$$

$$M_n = 255,888 \text{ Kg-cm}$$

$$M_n = 2,559 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del Momento del Diseño, para falla de Flexión sub-reforzada

$$M_d = \Phi x M_n$$

$\Phi = 0.90$ Coefeciente de Reducción del Momento

$$M_d = 230,299 \quad \text{Kg-cm}$$

$$M_d = 2,302.99 \quad \text{Kg-m}$$

Diseño por cortante

El área de concreto (A_c) a considerar que contribuye a tomar el cortante es igual al área formada por las áreas sombreadas en la siguiente figura:

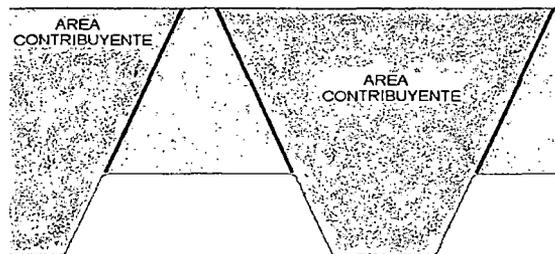


Figura N°4.16 Área de concreto que contribuye al cortante

- ✓ Cálculo del Cortante Nominal

$$V_n = 0.53x\sqrt{f_c'}xA_c$$

$$A_c = 543.44 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 4,173.85 \text{ kgf}$$

- ✓ Cálculo del Cortante último a considerar cerca a los apoyos:

$$V_u = \frac{\psi x W d_{sd} x L_{sd}}{2} + \frac{W l_{sd} x L_{sd}}{2}$$

- ✓ Verificación por Cortante:

$$V_u \leq \phi x V_n$$

$\Phi = 0.85$ Coeficiente de reducción por corte.

$$\Phi V_n = 3,547.77 \quad \text{kgf}$$

$$\text{Luego: } 1,848.06 \leq 3,547.77 \quad \text{Ok}$$

Esfuerzo admisible a compresión en el concreto

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{cc} \times n} \times 100 \leq S_{adm} = 0.45 \times f'_c$$

S_{adm} : Es el esfuerzo admisible

S_{cc} : Módulo elástico de sección superior para la sección compuesta (cm³)

$$0.45 f'_c = 94.5 \quad \text{Kgf/cm}^2$$

$$S_{cc} = \frac{I_{prom.}}{Y_{prom.}}$$

$$S_{cc} = 1,566.81 \quad \text{cm}^3$$

$$\frac{Md_{sd} + Ml_{sd}}{S_{cc} \times n} = 6.98 \quad \text{Kgf/cm}^2$$

$$\text{Luego: } 6.98 \leq 94.5 \quad \text{Ok}$$

Deflexión del sistema compuesto

- ✓ Cálculo de las deflexiones inmediatas debido a cargas propias y cargas vivas

$$\Delta'_{st} = \frac{5}{384} \times \frac{(Wd_{sd} + Wl_{sd}) \times L_{sd}^4}{E_c \times I_e} \times 10^6$$

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

$$E_c = 217,371 \quad \text{Kgf/cm}^2$$

$$\Delta'_{st} = 0.39 \quad \text{cm}$$

- ✓ Cálculo de las deformaciones diferidas o deformaciones a largo plazo

$$\Delta_{LT} = \Delta'_{st} \times \left[2 - 1.2 \times \frac{A'_s}{A_{s_{sd}}} \right]$$

$$A'_s = A_{temp} + A_{comp}$$

$A_s' =$ Acero de flexión negativa en los apoyos (A_{comp}) + el Acero de temperatura (A_{temp})

$A_{comp} =$ En 1m de ancho de losa entran 6 varillas de 8mm

$A_{comp} = 3.02 \text{ cm}^2$

$A_{temp.} =$ Se considera malla electrosoldada de 1/4" (15x15)
En 1m de ancho de losa entran 7 varillas de 1/4"

$A_{temp.} = 2.22 \text{ cm}^2$

$h = 5 \text{ cm}$

$$A_{temp} = 0.002xbxh$$

$A_{temp.} = 1.00 \text{ cm}^2$

Luego:

$A_s' = 5.23 \text{ cm}^2$

$\Delta_{LT} = 0.49 \text{ cm}$

✓ Verificar que la deformación total no exceda la deformación admisible:

$$\Delta_{total} \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{L_{sd}}{240} \times 100$$

$$\Delta_{adm} = 0.89 \text{ cm}$$

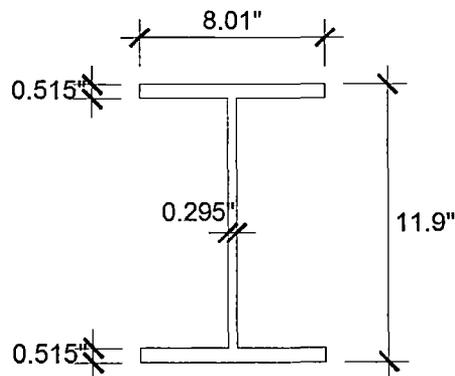
$$\Delta_{total} = \Delta_{LT} + \Delta_{st}'$$

$$\Delta_{total} = 0.87 \text{ cm}$$

Luego: $0.87 \leq 0.89 \text{ ok}$

4.6.4. Diseño de conexión viga-columna

La viga principal tendrá las siguientes dimensiones:



Viga principal

Figura N°4.17 Sección de viga metálica

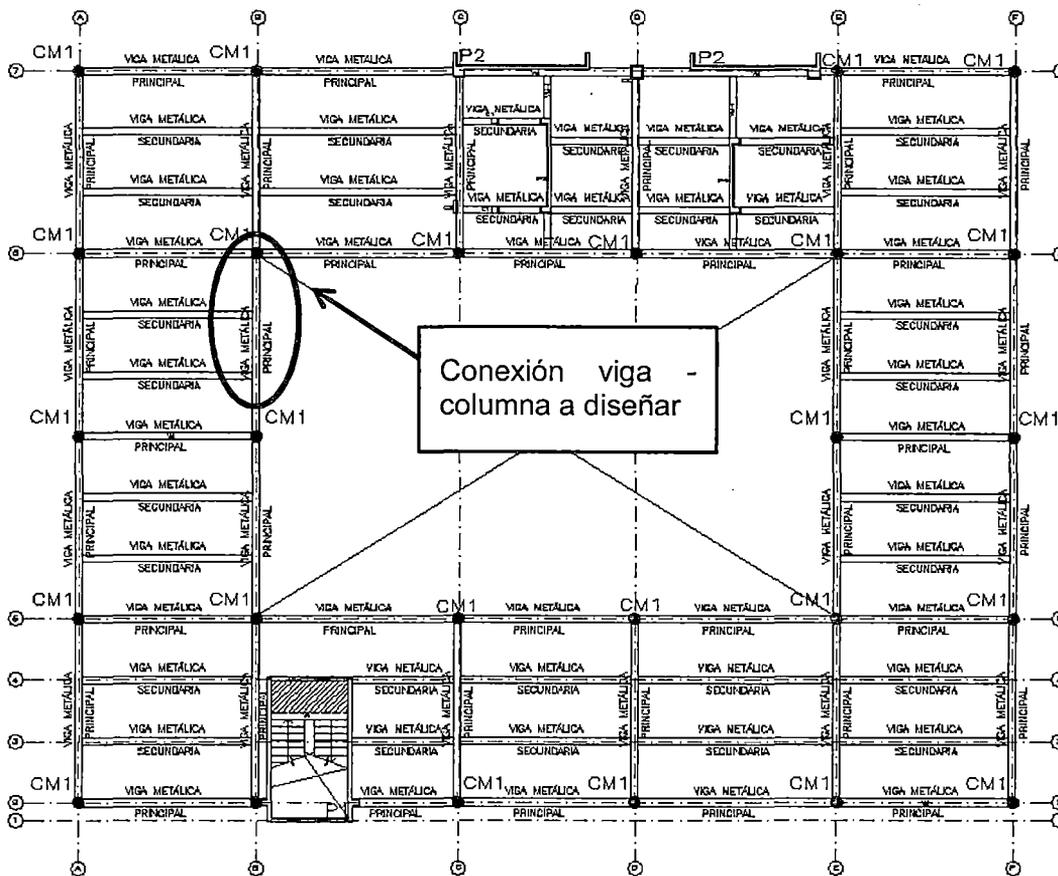


Figura N°4.18 Planta típica con ubicación de elementos estructurales

Luego el diseño de la soldadura y plancha en la conexión viga-columna se realizarán de la siguiente manera:

✓ **Materiales**

Esfuerzo de cedencia del acero

Planchas : $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

Viga : $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

Columna : $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

Electrodos soldadura :

E 70 XX

Esfuerzo de cedencia en soldadura :

$F_y = 4932 \text{ kg/cm}^2$

✓ **Geometría de los componentes**

VIGA Y COLUMNA

Elemento	Designación	d (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw (mm)
Viga	W12x40	302.26	203.454	13.081	7.493
Columna	PIPE12x1/2	304.8	304.8	12.7	----

PLANCHA DE CABEZA

GEOMETRIA PLANCHA	hp (mm)	bp (mm)	tp (mm)
Valores sugeridos	482.26	253.454	17.1
Valores adoptados	500	270	19.05

✓ **Solicitaciones actuantes y de diseño**

Corte :	V =	9.26	t
Momento :	M =	13.07	t*m
Corte mínimo de diseño :	$V_{min} = 0,5*(tw*d*0,40 Fy) =$	15.9	t
Momento mínimo de diseño :	$M_{min} = 0,5*(0,66 Fy*Sxx) =$	9.6	t-m
Corte de diseño :	V =	15.9	t
Momento de diseño :	M =	13.07	t*m

✓ **Diseño de la plancha extrema**

Momento de diseño	Me =	am * F * Le / 4	
Distancia ala-perno	b =	40	mm
Diametro del perno	db =	25	mm
Espesor soldadura ala-plancha	dw =	9.525	mm (supuesto)
Longitud efectiva de plancha	Le =	b - (db / 4) - 0,707dw	
	Le =	28	mm
Factor de corrección	am =	Ca * Cb * (Af / Aw) ^{1/3} * (Le / db) ^{1/4}	
	Ca =	1.13	
	Cb =	(bf / bp) ^{1/2}	= 0.87
	Af =	bf * tf	= 26.61 cm2
	Aw =	(d - 2*tf) * tw	= 20.69 cm2
	am =	1.098	
	Me =	34.9	t*cm
Espesor requerido de plancha por flexión :	tp =	(6 Me / (bp * Fb)) ^{1/2}	
	Fb =	0,75 Fy	= 2637 kg/cm2
	tp =	17.1	mm OK
Espesor requerido de plancha por corte :	tp =	F / (2 * bp * Fv)	
	Fv =	0,40 Fy	= 1406 kg/cm2
	tp =	6.0	mm OK
Espesor requerido de plancha por aplastamiento :	tp =	V / (n * db * Fp)	
	Fp =	1,35 Fy	= 4746 kg/cm2
	tp =	1.7	mm OK
Aplastamiento en el ala de la columna :	tf =	12.7	mm > 1.7 OK

✓ **Diseño de la soldadura viga - plancha extrema**

Dimensión filete en el ala traccionada :	dw(f) =	F / (2 * (bf + tf) * 0,707 * 0,40 Fy)	
	dw(f) =	9.525	mm
	dmin =	8	mm OK

	$d_{max} =$	17.05	mm	OK
Dimensión filete en el alma de la viga :	$d_{w(w)} =$	$0,66 F_y * t_w / (2 * 0,707 * 0,40 F_y)$		
	$d_{w(w)} =$	9.525	mm	
	$d_{min} =$	8	mm	OK
	$d_{max} =$	17.05	mm	OK
Longitud mínima filete en el alma de la viga :	$L_{min} =$	$R / (2 * 0,707 * d_{w(w)} * 0,40 F_y)$		
	$L_{min} =$	107	mm	

4.6.5. Diseño de Placa base de columna en cimentación

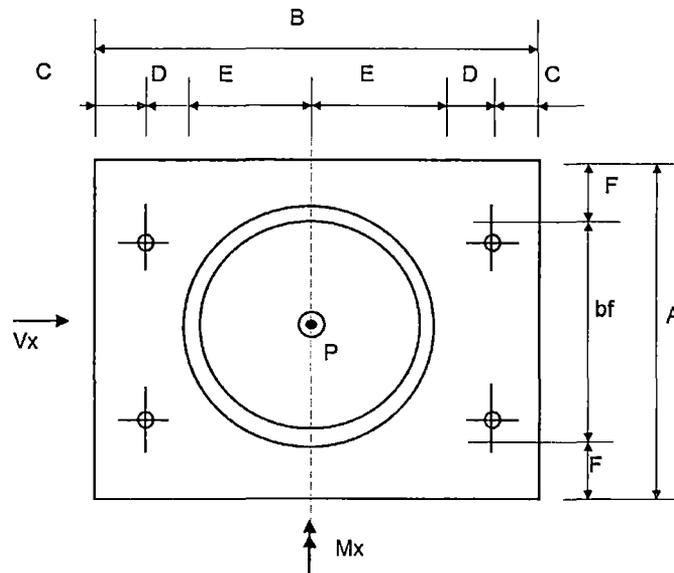


Figura N°4.19 Esquema en placa base

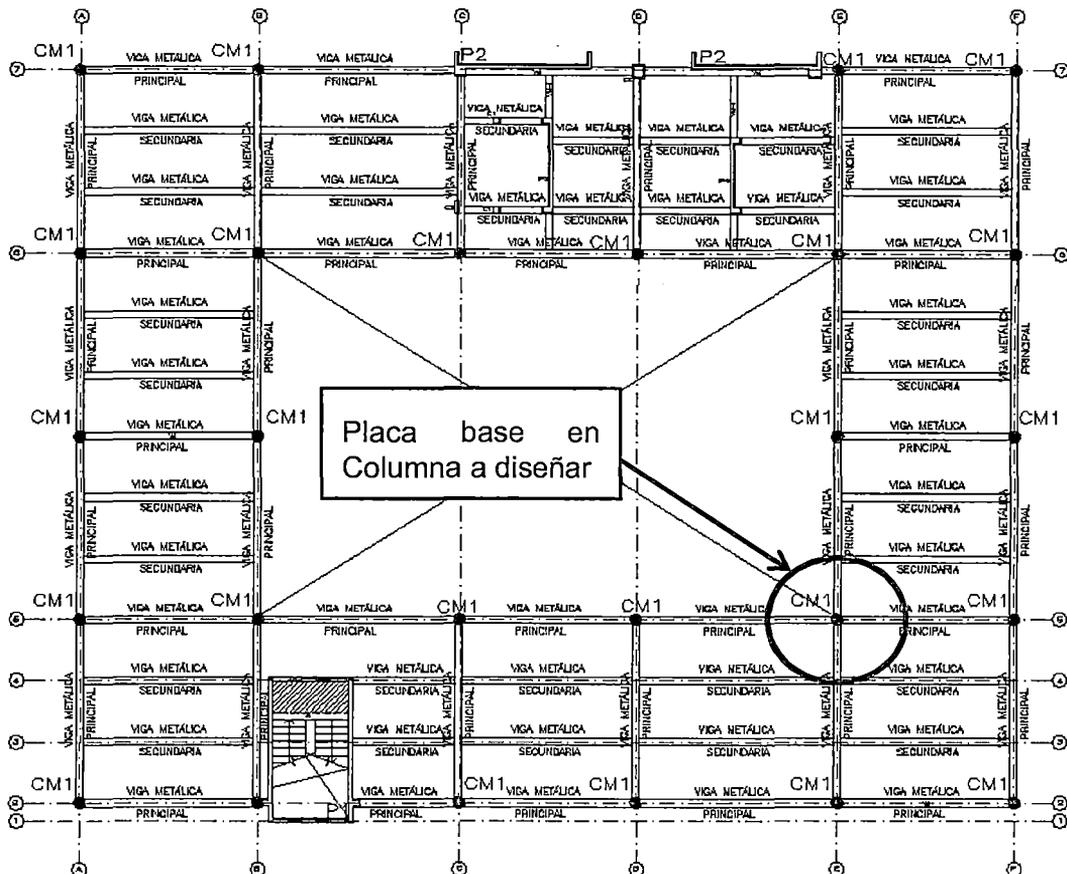


Figura N°4.20 Planta típica con ubicación de elementos estructurales

✓ **Materiales**

Esfuerzo de cedencia del acero

Plancha : $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia de Concreto a 28 d.

Concreto: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

✓ **Geometría de los componentes**

Columna

Elemento	Desig.	d (cm)	bf (cm)	tf (cm)	tw (cm)
Columna	PIPE12"x1/2"	30.48	30.48	1.27	1.27

Pernos de conexión

Diam. (mm)	Cantidad	Ab (cm ²)
25.00	6.00	5.07

Plancha base

Geometría plancha	A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)

Valores sugeridos	41.08	46.00	5.17	5.18	12.65	5.30
-------------------	-------	-------	------	------	-------	------

Pedestal

bx (cm)	by (cm)
55.00	55.00

✓ **Solicitaciones actuantes**

Caso de Carga:	1,2 DL + 1,6 LL
Corte :	V = 1313 Kg
Carga Vertical:	P = 115626 Kg
Momento:	M = 194361 kg-cm (Moment)

✓ **Excentricidad**

e = 1.68 cm $e \leq B/6$

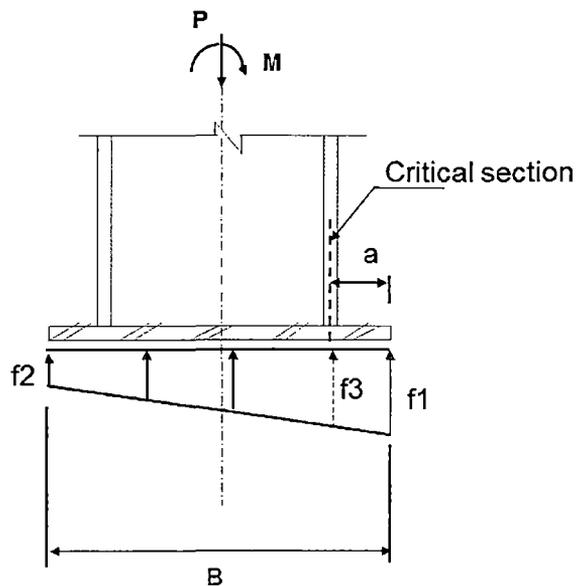


Figura N°4.21 Esquema de esfuerzos en placa base

a = 8.522 cm (Critical section)

$F_p = 107.1 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,70 \cdot f_c$

$f_1 = 47.77 \text{ kg/cm}^2 \leq F_p \quad \text{ok}$

$f_2 = 74.60 \text{ kg/cm}^2 \leq F_p \quad \text{ok}$

$f_3 = 69.63 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{u1} = 74.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{u2} = 47.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{u3} = 69.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{pu} = 2648.87 \text{ kg-cm (on critical section)}$$

$$t_{pl} = 19 \text{ mm}$$

Usar espesor de plancha $\geq 3/4"$

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

A continuación se enumeran las principales conclusiones derivadas del presente trabajo de investigación:

a) Acerca de la Metodología empleada

1. Las losas de los pisos compuestos, además de soportar las cargas gravitacionales (D y L) y comportarse como diafragma rígido, aportan resistencia y rigidez a las vigas de acero.
2. En el diseño de elementos compuestos, la conexión parcialmente compuesta, considera el diseño de los conectores de corte según las solicitaciones de cargas aplicadas, siendo ésta un porcentaje de la conexión compuesta total.
3. La estructuración con elementos compuestos es viable cuando la estructura debe soportar solicitaciones de cargas gravitacionales y sísmicas considerables, (ambientes de grandes luces, uso esencial de la edificación, sobrecargas elevadas, etc.) para casos contrarios, por lo general, la conexión compuesta será menor del mínimo recomendable (25% de PCC), teniéndose que usar una estructuración tradicional.

b) Acerca de la herramienta computacional empleada

1. En los Anexos y la verificación del Capítulo IV se ha empleado un modelo matemático simplificado realizado en un programa de cómputo existente (ETABS Versión 9.7.0, Computers and Structures, Inc.) para poder reproducir el comportamiento de una estructura conformada de elementos compuestos; así también, el comportamiento de una viga y columna compuesta de distintos materiales.
2. Si bien es cierto que al usar un programa de cómputo se reduce el tiempo de creación del modelo y se pueden realizar modificaciones rápidamente,

la veracidad de los resultados siempre estará en función de un modelo matemático que se aproxime al comportamiento de la estructura real.

c) Acerca de los resultados obtenidos de la estructura ejemplo

1. A partir de los resultados de la Tabla N°5.6, se puede concluir que los resultados calculados manualmente en comparación a los entregados por la herramienta computacional son similares pues la única diferencia detectada (8%) es debido a la diferente determinación de la norma E.090 frente al AISC-LRFD 99 con respecto al área del alma, pudiendo considerar a estos últimos como aceptables siempre y cuando se detallen todos los datos de ingreso.

5.2. RECOMENDACIONES

Las recomendaciones obtenidas de la presente investigación son las siguientes:

1. Por simplicidad, la carga muerta y viva en la verificación por construcción, deberán considerarse juntas durante el vaciado (combinación de diseño por construcción), además el factor de la carga muerta durante la construcción será de 1.6 como en la carga viva ($\text{Comb Const} = 1.6D_c + 1.6L_c$).
2. En el programa computacional, para que las columnas sean consideradas compuestas, tendrán que definirse al dibujarse una sección con un material en su totalidad y el otro como una sección de reemplazo (superposición) y no como adicional.
3. De utilizar el programa computacional para el diseño de la cortante, se deberá verificar y actualizar el área del alma utilizada para obtener resultados iguales.

BIBLIOGRAFÍA

- American Institute of Steel Construction, Inc.** "Load and Resistance Factor Design Manual of Steel Construction". 2da Edición. American Institute of Steel Construction, Inc. USA. 1994.
- American Institute of Steel Construction, Inc.** "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings". 2da Edición. American Institute of Steel Construction, Inc. USA. Diciembre 1999 / Setiembre 2001.
- Computers and Structures, Inc.** Manual del ETABS en Español, Versión 9.0. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. Noviembre 2005.
- Escalante Cervera, Víctor.** "Diseño de Estructuras Metálicas". Apuntes. Santo Domingo. Marzo 2003.
- Hernández, Eliud.** "Manual de Aplicación del Programa ETABS v9". Diplomado Internacional Ingeniería Estructural, INESA Ingenieros Estructurales Asociados. Nicaragua. Agosto 2008.
- Harmsen, Teodoro E. y Mayorca, J. Paola.** "Diseño de Estructuras de Concreto Armado". 3era. Edición. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica. Perú. 1997.
- McCormac, Jack C.** "Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD". 2da. Edición. John Wiley&Sons Inc.USA. 2002.
- Navarrete Bautista, Juan Carlos.** "Secciones Compuestas de Acero - Concreto (Método-LRFD)". Tesis, Instituto Politécnico Nacional. México. 2003.

**Ñurinda Ortega, Flor de María,
Bermúdez Cruz, René Jesús y
Guido Monge, Giddel.**

“Revisión del Diseño Estructural del Hospital Monte España Villa Fontana. Análisis y Diseño de Secciones Compuestas de Acero y Concreto, por El Método LRFD”. Tesis, UNI – RUPAP. Nicaragua. Junio 2008.

Taboada García, José Antonio

y De Izcue Uceda, Arturo Martín. “Análisis y Diseño de Edificios asistido por computadoras”. Tesis, PUCP. Perú. 2009.

Vinnakota, S.

“Design of Partially or Fully Composite Beams, with Ribbed Metal Deck, Using LRFD Specifications”. 2da Edición. AISC Engineering Journal. USA. 1988.

Vogel, Ron.

“STEEL TIPS: LRFD-Composite Beam Design with Metal Deck”. 2da Edición. Steel Committee of California. USA. Marzo 1991.

Zahn, Mark.

“STEEL TIPS: The Economies of LRFD in Composite Floor Beams”. 1era Edición. Steel Committee of California. USA. Mayo 1989.

ANEXOS

Anexo N°1 Cargas vivas mínimas repartidas según norma E.020 para tiendas de Centros Comerciales

Las cargas consideradas en el Capítulo V, serán las indicadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma de "Cargas" E.020, por ser la edificación destinada a tiendas de centros comerciales.

Tiendas	5,0 (500) Ver 3.1.4
Corredores y escaleras	5,0 (500)

Estas Cargas no incluyen la posible tabiquería móvil.

Anexo N° 2 Aspectos de diseño sismo-resistente considerados en la estructura analizada

A. Zonificación Sísmica

La zonificación se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características esenciales de los movimientos sísmicos, la atenuación de estos con la distancia y la información geotécnica obtenida de estudios científicos.

De acuerdo a lo anterior la Norma E-0.30 de diseño sismo-resistente asigna un factor "Z" a cada una de las 3 zonas del territorio nacional. Este factor representa la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

La zonificación utilizada en el Capítulo V, serán las indicadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma de "Diseño Sismo Resistente" E.030.

ZONAS SÍSMICAS

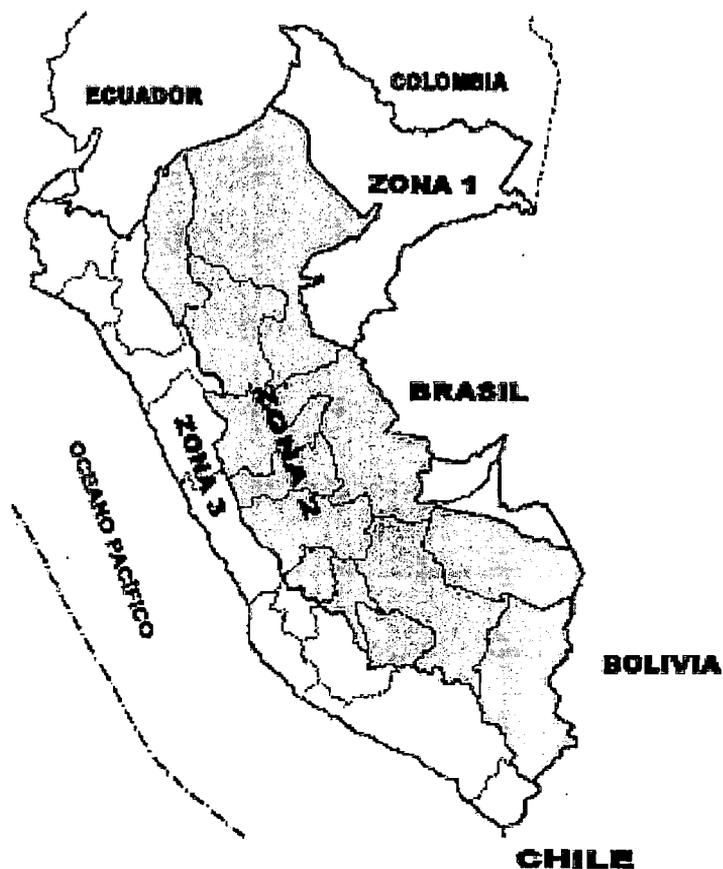


Tabla N°1 de la norma E.030

Tabla N°1	
FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones, norma de "Diseño Sismo Resistente" E.030.

B. Parámetros de suelo

Los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta sus propiedades mecánicas, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Los parámetros del Suelo utilizados en el Capítulo V, serán las indicadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma de "Diseño Sismo Resistente" E.030.

Tipo	Descripción	T_p (s)	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S ₂	Suelos intermedios	0,6	1,2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S ₄	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S₃.

C. Categoría de las edificaciones

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación.

La categoría de la edificación utilizada en el Capítulo V, serán las indicadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma de "Diseño Sismo Resistente" E.030.

Tabla N° 3
CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES

CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.

D. Irregularidades estructurales

Si una edificación presenta irregularidad en altura o en planta, el factor de reducción de la fuerza sísmica (R), será $\frac{3}{4}$ de su valor original.

La verificación de la irregularidad en altura utilizada en el Capítulo V, serán según en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma de "Diseño Sismo Resistente" E.030.

Tabla N° 4
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA
<p>Irregularidades de Rigidez – Piso blando</p> <p>En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso.</p>
<p>Irregularidad de Masa</p> <p>Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas</p>
<p>Irregularidad Geométrica Vertical</p> <p>La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.</p>
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes.</p> <p>Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.</p>

Si una edificación presenta irregularidad en altura o en planta, el factor de reducción de la fuerza sísmica (R), será $\frac{3}{4}$ de su valor original.

La verificación de la irregularidad en planta utilizada en el Capítulo V, serán según el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma de “Diseño Sismo Resistente” E.030.

Tabla N° 5	
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	
Irregularidad Torsional	Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.
Esquinas Entrantes	La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.
Discontinuidad del Diafragma	Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.

E. Sistemas estructurales

Los sistemas estructurales se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo-resistente predominante en cada dirección. De acuerdo a la clasificación de una estructura se elige un factor de reducción de la fuerza sísmica (R).

El sistema estructural utilizado en el Capítulo V, será según el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma de "Diseño Sismo Resistente" E.030.

Tabla N° 6	
SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos ⁽¹⁾ .	8
Dual ⁽²⁾ .	7
De muros estructurales ⁽³⁾ .	6
Muros de ductilidad Ilimitada ⁽⁴⁾ .	4
Albañilería Armada o Confinada⁽⁵⁾.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

F. Categoría y estructura de las edificaciones

Según la categoría, regularidad y zona, se permiten utilizar ciertos sistemas estructurales según RNE.

La verificación del sistema estructural utilizado en el Capítulo V, serán según el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma de "Diseño Sismo Resistente" E.030.

Categoría de la Edificación.	Regularidad Estructural	Zona	Sistema Estructural
A (*) (**)	Regular	3	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual
		2 y 1	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
B	Regular o Irregular	3 y 2	Acero, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada, Sistema Dual, Madera
		1	Cualquier sistema.
C	Regular o Irregular	3, 2 y 1	Cualquier sistema.

(*) Para lograr los objetivos indicados en la Tabla N°3, la edificación será especialmente estructurada para resistir sismos severos.

(**) Para pequeñas construcciones rurales, como escuelas y postas médicas, se podrá usar materiales tradicionales siguiendo las recomendaciones de las normas correspondientes a dichos materiales.

G. Límites para desplazamiento lateral de entrepiso

Se refiere al máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según un análisis lineal elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas por el coeficiente R.

El límite del desplazamiento lateral utilizado en el Capítulo V, será según el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma de "Diseño Sismo Resistente" E.030.

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

Anexo N°3 Análisis y diseño estructural de elementos compuestos mediante el uso del programa ETABS

En el presente anexo se explicará el proceso y pasos a seguir para poder realizar el análisis y diseño de elementos compuestos en edificaciones, dentro del cual se han desarrollado específicamente las capacidades del programa ETABS, por medio de la explicación de las facilidades que ofrece en sus etapas de pre procesamiento, procesamiento y post procesamiento específicamente, en la que se enfocará el capítulo.

Pre Procesamiento

El programa convierte de forma automática estos modelos basados en objetos (puntos, línea y superficie), en modelos basados en elementos (vigas, columnas, losas, muros, etc.) y que lleva por nombre "modelo del análisis usado en el análisis total". El modelo del análisis consiste de nudos, elementos barra, elementos de conexión y elementos tipo shell (membrana y placa) en contraste a los objetos tales como punto, línea y superficie en el modelo basado en objetos que especificó el usuario. La conversión del modelo del análisis es interno en el programa y esencialmente transparente para el usuario. (CSI – Manual, 2005)

Procesamiento

Se procede a la etapa del análisis estructural de la edificación. Para ello se utilizan técnicas de análisis matricial de estructuras y análisis por el método de elementos finitos, que involucran una gran cantidad de cálculos numéricos, de modo que es imprescindible utilizar un programa de cómputo. (Navarrete, 2003)

Post Procesamiento

Luego de realizar estas dos primeras etapas, el programa permite el diseño de los elementos compuestos, vigas (con mayor detalle y datos de ingreso) y columnas compuestas.

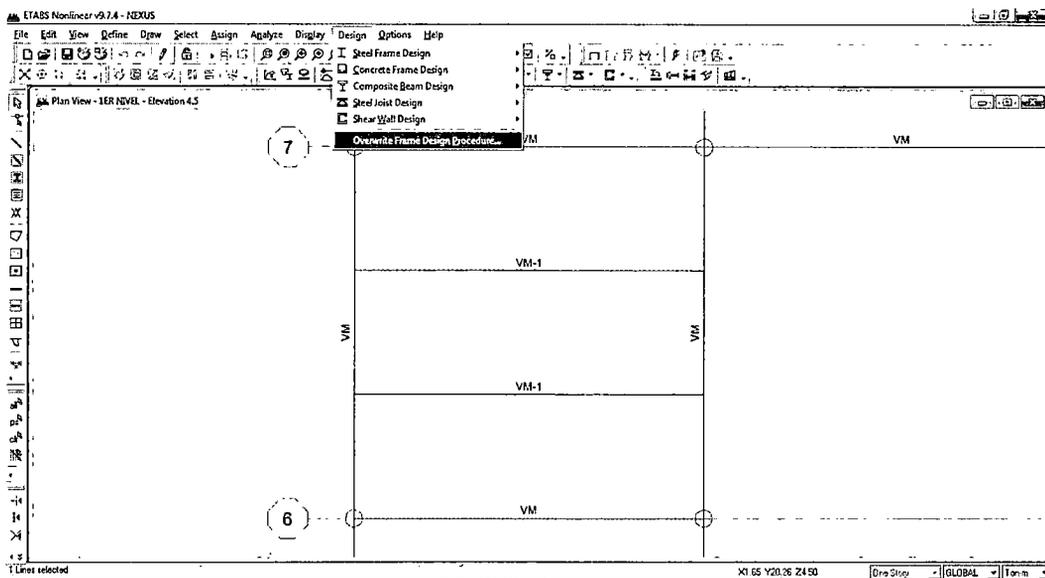
Es importante entender que diseñar en ETABS es un proceso interactivo. Que el usuario es quien debe ejecutar el análisis y después realizar el diseño, y estar preparado para ejecutar el análisis nuevamente y diseñar de nuevo. Puede ser

necesario repetir el proceso varias ocasiones antes de que el diseño sea completado. (CSI – Manual, 2005)

Vigas compuestas

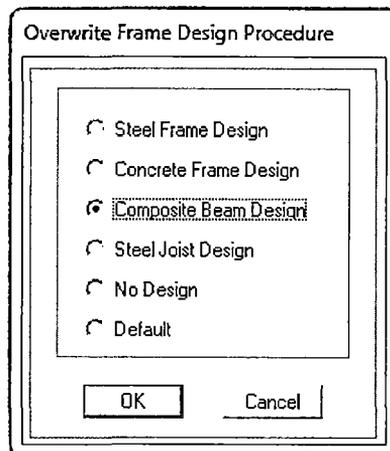
El programa asigna por defecto el procedimiento de diseño como viga compuesta, a un objeto línea, si es que sus extremos están con libertad de girar.

Adicional a esto, se puede colocar en la siguiente casilla el tipo de procedimiento a diseñar por cada elemento, en nuestro caso, procedimiento de diseño como viga compuesta.



Elemento viga a diseñar como elemento compuesto

Seleccionamos la viga que deseamos diseñar como elemento compuesto luego procedemos a indicar “Composite Beam Design” según.



Procedimiento de diseño para los elementos frame seleccionados

Opciones

Las preferencias de diseño de vigas compuestas en este programa, son tareas básicas que se aplican a todos los elementos que han sido indicados con un procedimiento de diseño como viga compuesta. Use el comando menú **Options/Preferences/Composite Beam Design**, para acceder al formulario de preferencias donde el usuario podrá ver y revisar las preferencias de diseño de vigas compuestas.

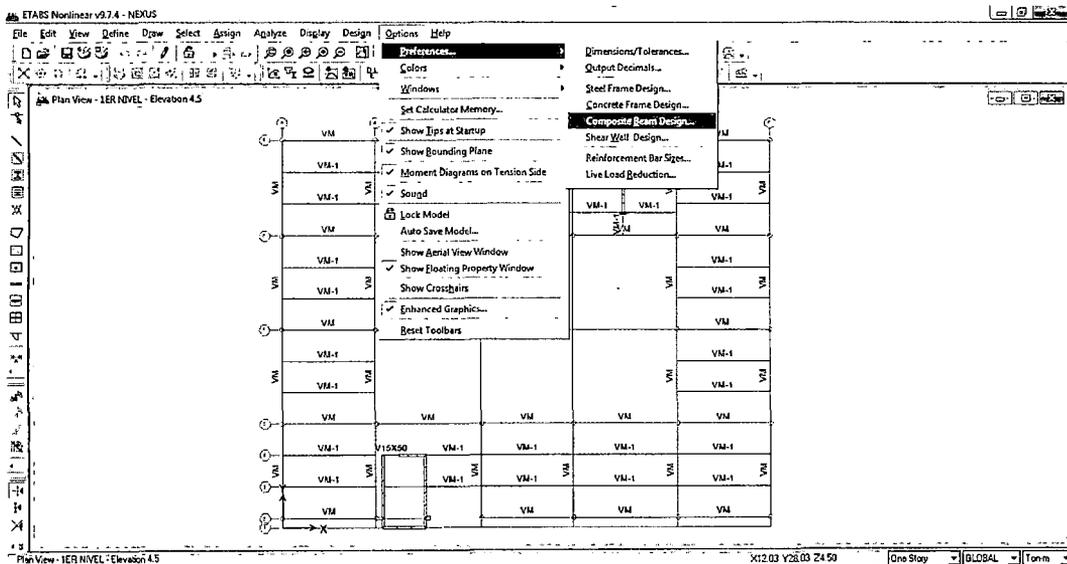
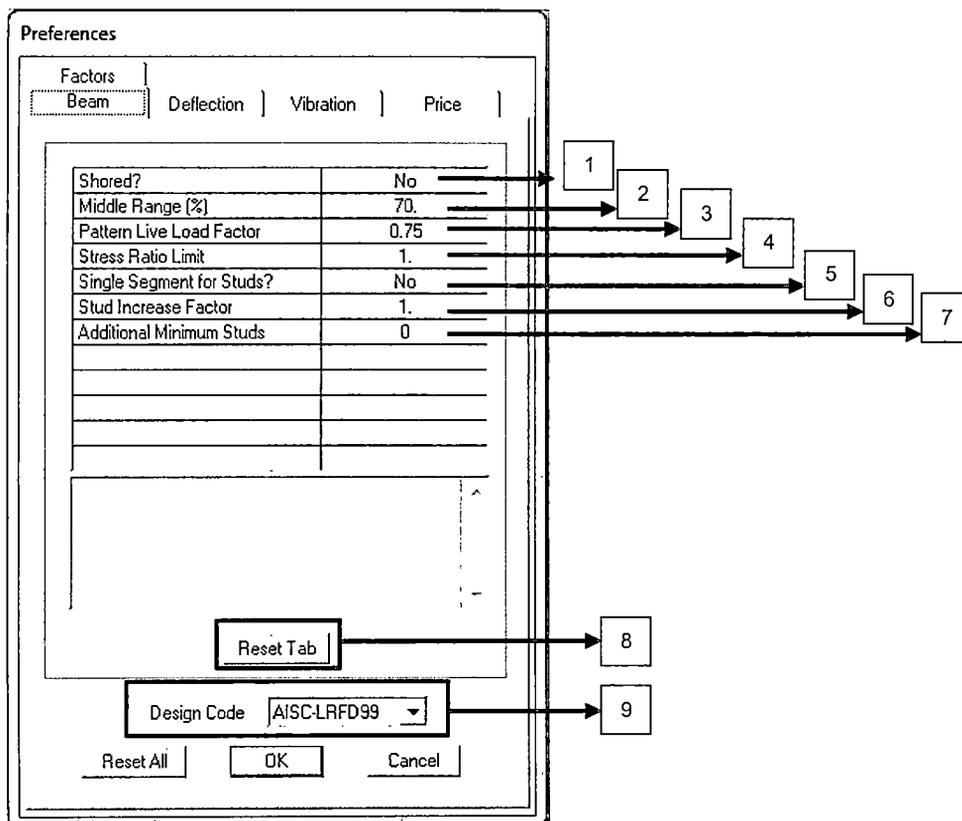


Figura N°4.3 Seleccionar preferencias para el diseño de Vigas Compuestas

Opciones en la ventana "beam"

Podemos seleccionar las diferentes opciones de la viga a diseñar usando el programa ETABS. Entre estas tenemos:

1. **¿Apuntalado?:** Alternar para construcción apuntalada o no apuntalada.
2. **Rango medio %:** Longitud en el medio de la viga en la que ETABS verifica el ancho efectivo en cada lado de la viga expresado como un porcentaje de la longitud total de la viga.
3. **Factor patrón de carga viva:** Factor aplicado a la carga viva para una configuración especial de ETABS que verifica para luces libres en voladizo y continuas.



Opciones en la ventana "beam"

4. Límite relación de esfuerzo: Límite de la Relación de Esfuerzo a utilizarse para determinar la suficiencia de una viga. Esta relación también es utilizada para comparar relaciones de pernos para aceptabilidad.

5. Segmentos simple pernos: Alternar la colocación de conectores en un solo segmento. Si usted desea colocar conectores en un segmento único con espaciamiento uniforme a través de la viga, usted necesita seleccionar 'Si'. Esta opción no tiene efecto en la verificación de vigas con conectores definidos por el usuario.

6. Factor de incremento de conectores: Factor Aplicado para el número de conectores de cortante requerido calculado para vigas compuestas con conectores no definidos por el usuario. Este factor no afecta el cálculo del porcentaje requerido. Solo afecta el número de conectores reportados.

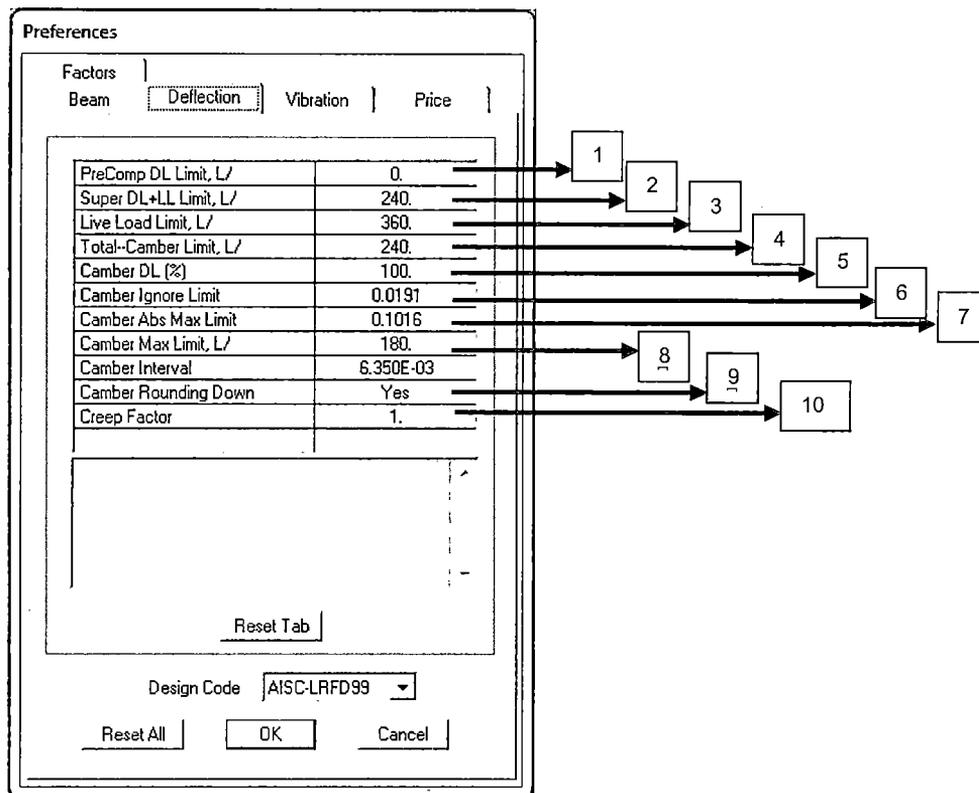
7. Pernos adicionales mínimos: Número mínimo de conectores de cortante que van a agregarse al número de conectores de cortante requeridos por el cálculo para vigas compuestas con conectores no definidos por el usuario. Este número no afecta el cálculo de porcentaje requerido. En el diseño de los conectores multi-segmento, todos los segmentos se consideran por separado. El Adecuado espaciamiento no está marcado por conectores adicionales.

8. Restablecer: Restablece las preferencias por defecto por casilla, éstas son las generadas según código de diseño seleccionado.

9. Código de diseño: Códigos de diseños internacionales, el programa usará por defecto parámetros, factores, límites, etc. del Código seleccionado, posterior a esto el usuario podrá modificar específicamente alguno de estos.

Opciones en la ventana Deflexión

Podemos seleccionar las diferentes opciones en deflexión a considerar. Entre estas tenemos:



Opciones en la ventana Deflexión

1. PreComp DL Limt. L/: Limitador denominador de deflexión de carga muerta Pre-Compuesta. Ingresando un valor de 120 significa que el límite de deflexión es $L/120$. Ingresando cero es especial, debido a que significa que no se haga revisión para este elemento.

2. Límite Super. DL+LL, L/: Limitador denominador de deflexión de carga viva Post-Compuesta Superimpuesta. Ingresando un valor de 120 significa que el límite de deflexión es $L/120$. Ingresando cero es especial, debido a que significa que no se haga revisión para este elemento. Ingresando cero es especial, debido a que significa que no se haga revisión para este elemento.

3. Límite por carga viva, L/: Denominador de limitación de deflexión por carga viva. Ingresando un valor de 360 significa que el límite de deflexión es $L/360$. Ingresando cero es especial, porque significa que no se haga revisión a este elemento.

Ingresando cero es especial, porque significa que no se haga revisión a este elemento.

4. Límite total de curvatura, L/: Denominador de Limitación de Deflexión por carga Neta (Deflexion Total menos curvatura). Ingresando un valor de 240 significa que el límite de deflexión es $L/240$. Ingresando cero es especial, porque significa que no se haga revisión a este elemento. La curvatura es restada de la deflexión total por carga antes de la revisión.

5. Contraflecha DL (%): Porcentaje de la carga muerta (no incluye la carga muerta superpuesta) en el que se basa el cálculo de la contraflecha.

6. Ignorar límite de contraflecha: Límite de Contraflecha en la unidad actual. Si la contraflecha calculada es menor que este límite, la contraflecha requerida sera reportada como cero.

7. Límite máximo absoluto de contraflecha: La contraflecha máxima absoluta en la unidad actual. Si la contraflecha calculada es mayor que este límite, la contraflecha requerida será reportada como este valor límite.

8. Límite máximo de contraflecha, L/: El denominador para el límite de máxima contraflecha. Ingresar un valor de 360 significa que el límite para máxima contraflecha es $L/360$. Si la contraflecha calculada es mayor que este límite, la contraflecha requerida será reportada como este valor límite.

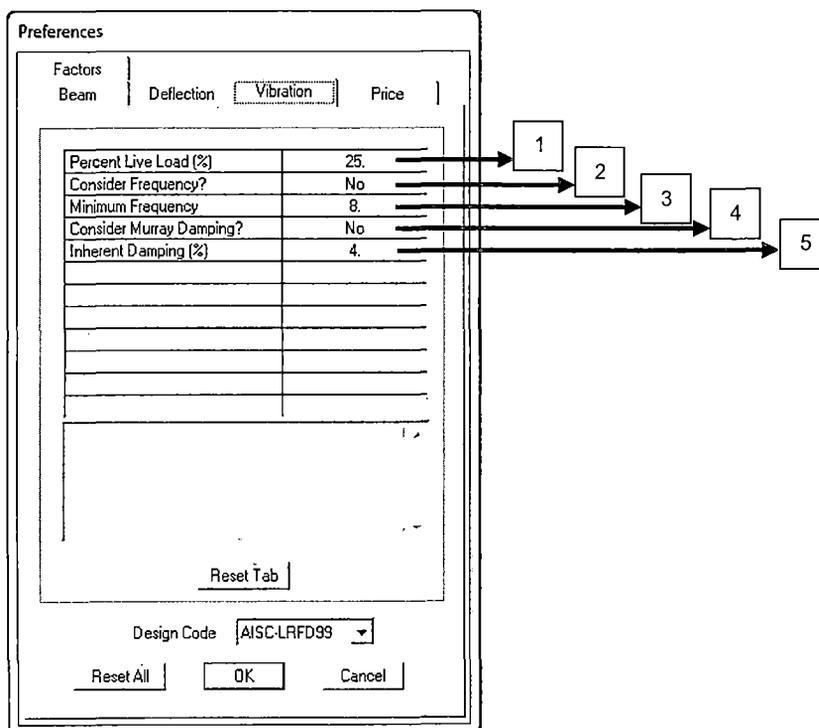
9. Intervalo de contraflecha: El intervalo de contraflecha en la unidad actual. La contraflecha es reportada como un entero múltiplo del intervalo. Esto es usado únicamente para propósitos de aproximación.

10. Aproximar la contraflecha hacia abajo: Procedimiento de redondeo de contraflecha. Si la respuesta es "Si", la contraflecha será redondeada hacia abajo consistentemente al nivel siguiente, de otra manera la contraflecha será redondeada hacia el nivel más cercano.

11. Factor de deslizamiento: El factor que toma en cuenta el incremento en la deflexión debido al deslizamiento del concreto. Solo afecta el cálculo de la deflexión y la contraflecha.

Opciones en la ventana Vibración

Podemos seleccionar las diferentes opciones de vibración a considerar. Entre estas tenemos:



Opciones en la ventana Vibración

1. Porcentaje de carga viva: El porcentaje de la carga viva más la carga viva reducida considerada (sumada a la carga muerta completa) cuando el peso computado soportado por la viga para usar en el cálculo del primer modo de vibración de la viga.

2. ¿Considerar Frecuencia?: Alterne para considerar la frecuencia como uno de los criterios a utilizar para determinar si una sección de viga es aceptable.

3. Frecuencia Mínima: Primer período de vibración mínimo aceptable para una viga de piso. Este artículo es utilizado cuando el ítem Considerar Frecuencia está colocado en Sí.

4. Considerar amortiguamiento de Murray: Alternar para considerar el requerimiento de amortiguamiento mínimo de Murray como uno de los criterios a ser utilizados para determinar si la sección de la viga es aceptable.

5. Amortiguamiento Inherente (%): Porcentaje de amortiguamiento crítico que es inherente al sistema del piso. Este artículo es usado cuando el ítem Considerar Amortiguamiento de Murray está colocado en Sí.

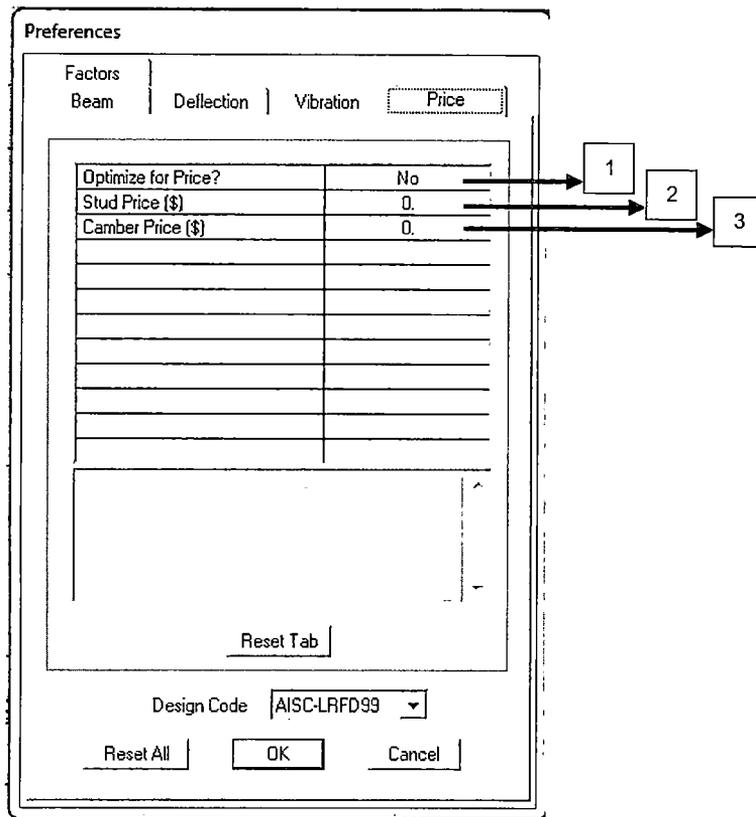
Opciones en la ventana Precio

Podemos seleccionar las diferentes opciones en precio a considerar. Entre estas tenemos:

1. ¿Optimizar por precio?: Alterne para considerar el precio en lugar del peso del acero cuando se seleccione la sección óptima de viga de una lista de auto selección.

2. Precio del conector (\$): Precio de Instalación para un solo perno conector de corte.

3. Precio de la contraflecha (\$): Precio de la contraflecha por unidad de peso de la viga de acero (incluida la placa de la cubierta si es que existe).

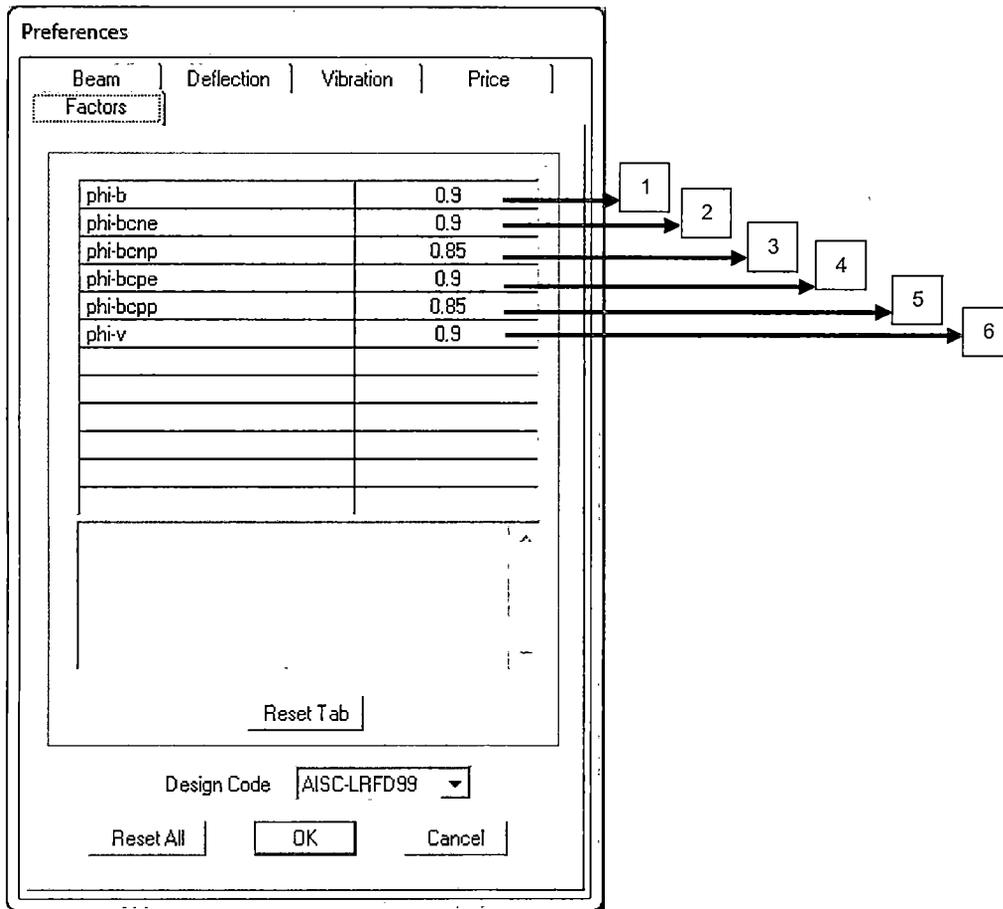


Opciones en la ventana Precio

Opciones en la ventana Factores

Podemos seleccionar las diferentes preferencias en factores de diseño a considerar. Entre estas tenemos:

1. **phi-b:** Factor de resistencia para la capacidad a flexión de una viga de acero sola.
2. **phi-bcne:** Factor de resistencia aplicado a la capacidad de flexión negativa en una sección de viga compuesta cuando la capacidad a flexión, M_n , se determina de una distribución elástica de esfuerzo.
3. **phi-bcnp:** Factor de resistencia aplicado a la capacidad de flexión negativa en una sección de viga compuesta cuando la capacidad a flexión, M_n , se determina de una distribución plástica de esfuerzo.



Opciones en la ventana Factores

4. phi-bcpe: Factor de resistencia aplicado a la capacidad de flexión positiva en una sección de viga compuesta cuando la capacidad a flexión, M_n , se determina de una distribución elástica de esfuerzo.

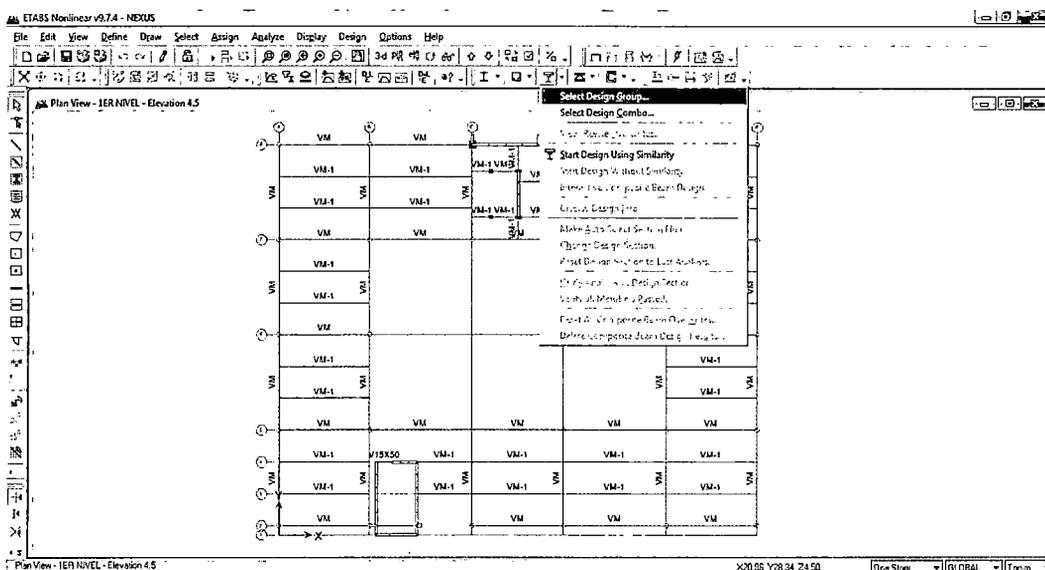
5. phi-bcpp: Factor de resistencia aplicado a la capacidad de flexión positiva en una sección de viga compuesta cuando la capacidad a flexión, M_n , se determina de una distribución plástica de esfuerzo.

6. phi-v: Factor de resistencia para la capacidad a corte en una viga de acero.

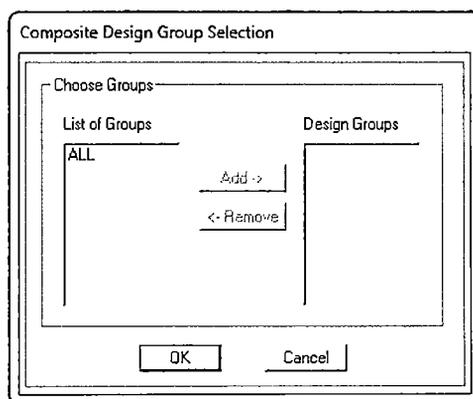
Comandos para el diseño de vigas compuestas

Seleccionar grupo de diseño

Designa que grupo va a ser usado como un grupo de diseño. Trabaja solamente cuando las secciones de auto selección han sido asignadas a objetos línea. Cuando son agrupadas, todas a las vigas en el grupo les son dadas las mismas dimensiones de viga, pero los conectores por cortante y curvatura pueden ser diferentes.



Seleccionar grupo de diseño

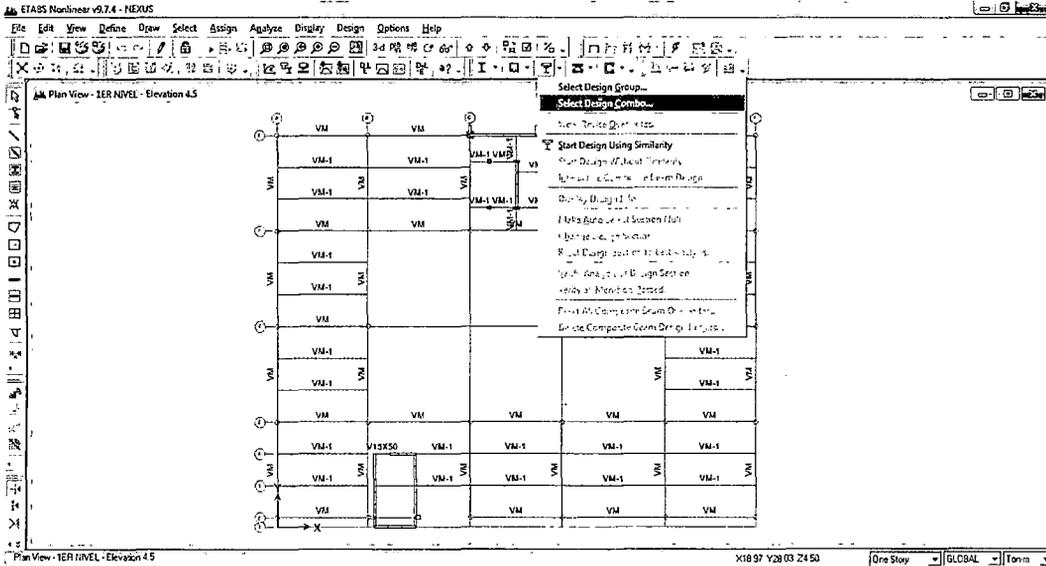


Formulario grupo de diseño

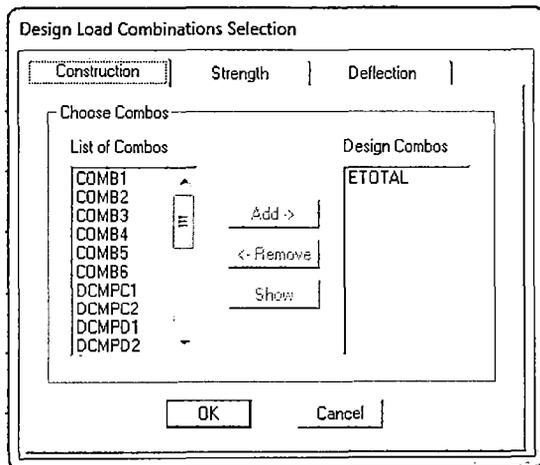
Selección de combinación de diseño

Le permite la revisión de las combinaciones de diseño por defecto de elementos de línea compuestos definidos por el programa, o la designación de combinaciones de

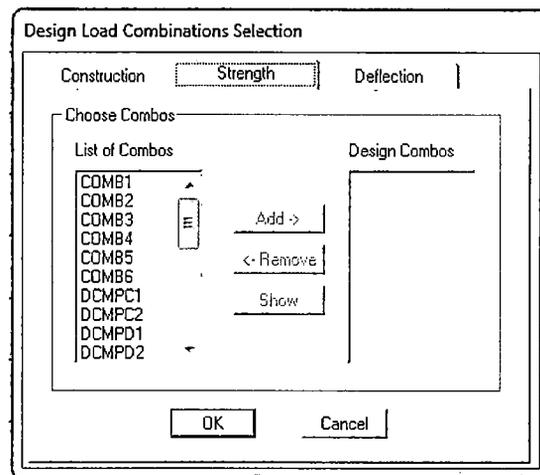
diseño especificadas por el usuario. Le facilita la revisión o modificación de combinaciones de diseño sueltas (separadas) son especificadas para el cargado de la construcción, cargado final considerando resistencia, cargado final considerando deflexión.



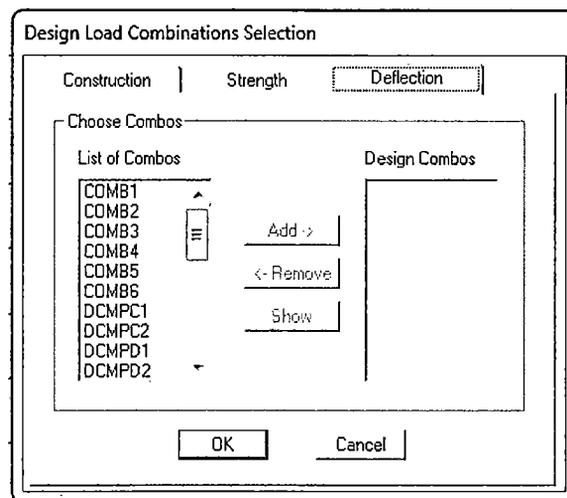
Selección de combinación de diseño



Formulario combinación de diseño para construcción



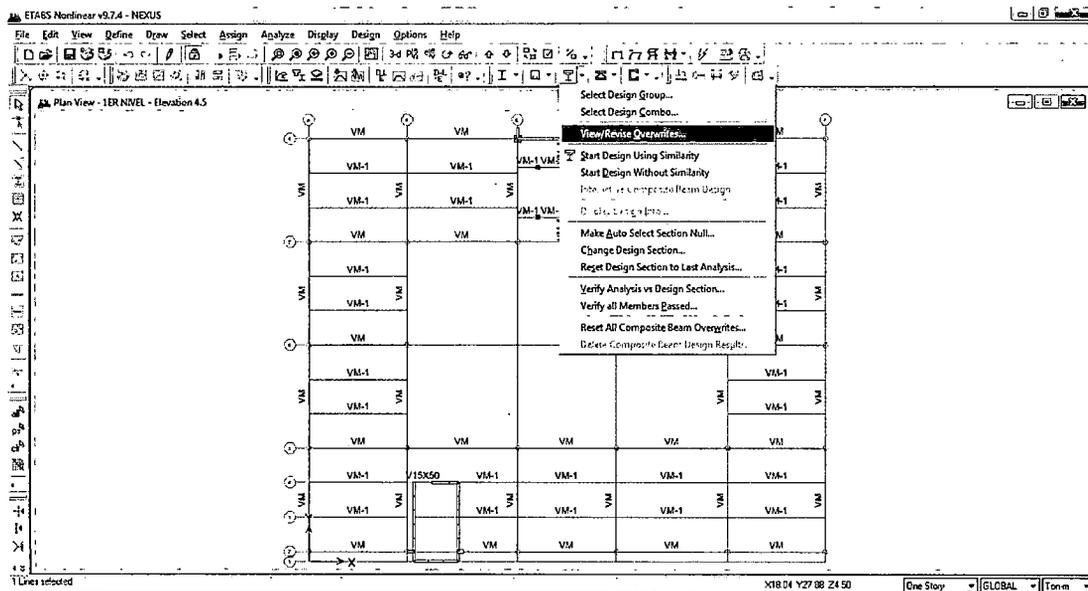
Formulario combinación de diseño para resistencia



Formulario combinación de diseño para deflexión

Ver / Revisar propiedades

Le permite la revisión de propiedades, las cuales son parámetros que el usuario especifica para cambiar los defectos del programa. Las propiedades se aplican solamente a las vigas compuestas para las cuales ellas son asignadas específicamente.



Ver/revisar propiedades

Propiedades en Viga:

Podemos seleccionar las diferentes propiedades en el diseño de viga. Entre estas tenemos:

1. **¿Apuntalado?:** Alternar para construcción apuntalada o no apuntalada.
2. **Fy Viga:** Esfuerzo de Fluencia de la Viga, F_y . Al especificar 0 en los parámetros significa que F_y es como se especifica en las propiedades del material de la viga.
3. **Fu Viga:** Resistencia Mínima a la tracción de la viga, F_u . Al especificar 0 en los parámetros significa que F_u es como se especifica en las propiedad del material de la viga.
4. **Existe cubierta de placa:** Alternar indicando si existe una longitud de cubierta de placa completa en el fondo del alma inferior de la viga.
5. **Ancho de Placas:** Ancho de Cubierta de placa.

Property	Value
Beam Type	Composite
Deck ID Left	Program Calculated
Deck Direction Left	Perpendicular
b-eff left Condition	Program Calculated
b-eff left	
Deck ID Right	Program Calculated
Deck Direction Right	Perpendicular
b-eff right Condition	Program Calculated
b-eff right	

Formulario propiedades en Losa

1. **Tipo de viga:** Tipo de diseño de viga. "NC w conectores" es corto para no compuestos con conectores de corte mínimos "NC w/o conectores" es corto para no compuestos sin conectores de corte para pandeo alrededor el eje local 2 de la viga.
2. **ID Deck Izquierda:** Tipo de diseño de viga. "NC w conectores" es corto para no compuestos con conectores de corte mínimos "NC w/o conectores" es corto para no compuestos sin conectores de corte para pandeo alrededor el eje local 2 de la viga.
3. **Dirección Deck Izquierda:** ID Deck asignado al lado izquierdo de la viga.
4. **Condición Izquierda b-eff:** Alternar especificando como es determinado el ancho efectivo de la losa de concreto en el lado izquierdo de la viga.

5. Izquierda b-eff: Ancho efectivo de la losa de concreto especificado por el usuario en el lado izquierdo de la viga.

6. ID Deck Derecha: ID Deck asignado al lado derecho de la viga.

7. Dirección Deck Derecha: Dirección anchura de las nervaduras de la cubierta de metal en el lado izq. de la viga relativo a la dirección de anchura de la viga.

8. Condición Derecha b-eff: Alternar especificando como es determinado el ancho efectivo de la losa de concreto en el lado derecho de la viga.

9. Derecha b-eff: Ancho efectivo de la losa de concreto especificado por el usuario en el lado derecho de la viga.

Propiedades en los conectores de corte

Podemos seleccionar las diferentes propiedades en los conectores de corte para el diseño. Entre estas tenemos:

1. ¿Prototipo por el usuario?: Alternar para indicar si es definido un prototipo de conector de cortante definido por el usuario.

2. Espaciado uniforme: Espaciado Uniforme de conectores de cortante a través de la viga. Existe un conector de cortante por hilera a través de toda la viga.

3. Número de secciones adicionales: Número de secciones en las cuales se especifican conectores de cortante adicionales uniformemente espaciados. Al hacer clic en esta opción se abre el cuadro de dialogo de secciones Adicionales en donde puede especificar longitud de la sección y el número de conectores espaciados uniformemente en la sección.

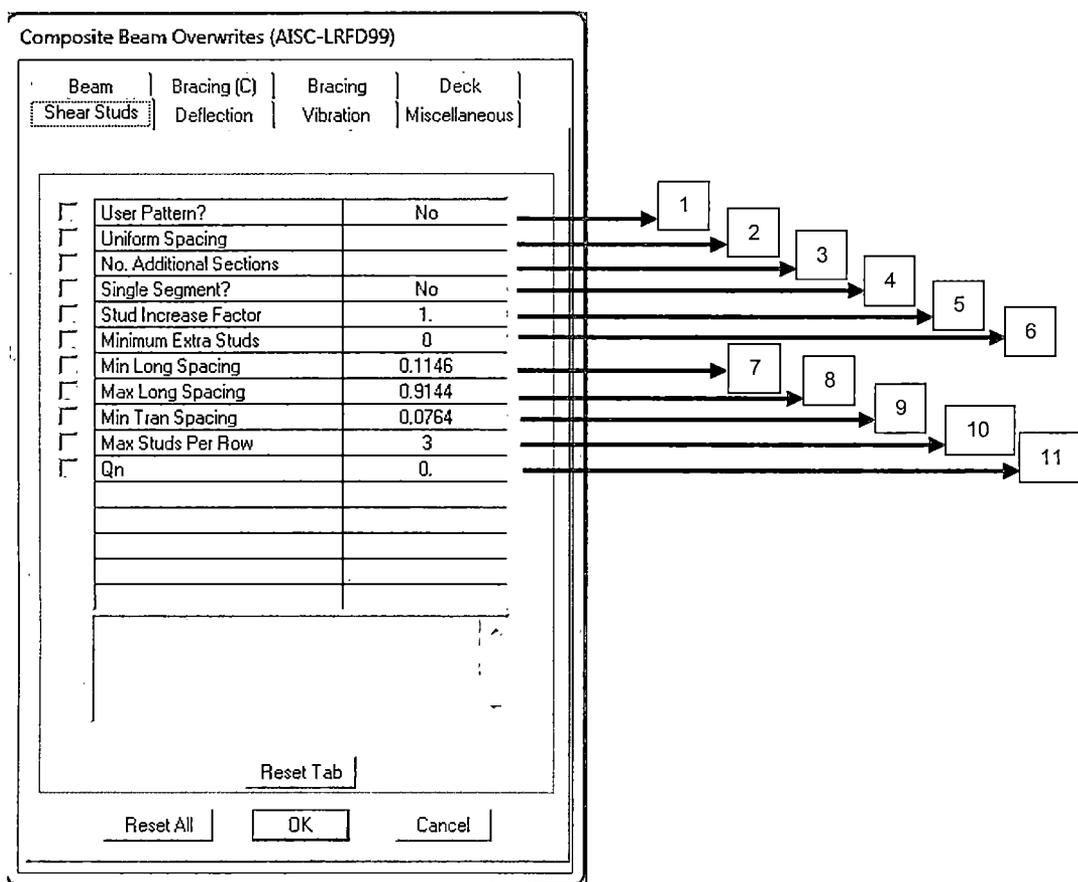


Figura N°4.19 Formulario propiedades en conectores de corte

4. ¿Segmento individual?: Alternar para indicar si un diseño de prototipo de conector de cortante es uniformemente espaciado sobre la longitud completa de la viga. Si el valor es Si, Se asume que la longitud completa de la viga es un segmento individual.

5. Factor de incremento de conectores: Factor Aplicado para el número de conectores de cortante requerido calculado para vigas compuestas con conectores no definidos por el usuario. Este factor no afecta el cálculo del porcentaje requerido. Solo afecta el número de conectores reportados.

6. Cantidad mínima de conectores: Número mínimo de conectores de cortante que van a agregarse al número de conectores de cortante requeridos por el cálculo para vigas compuestas con conectores no definidos por el usuario. Este número no

afecta el cálculo de porcentaje requerido. Solo afecta el número de conectores reportados. En el diseño de los conectores multi-segmento, todos los segmentos se consideran por separado. El Adecuado espaciamiento no está marcado por conectores adicionales.

7. Longitud de espaciamiento mínimo: Espaciado longitudinal Mínimo de conectores de cortante a lo largo de la longitud de la viga.

8. Longitud de espaciamiento máximo: Espaciado longitudinal máximo de conectores de cortante a lo largo de la longitud de la viga.

9. Espaciamiento transversal mínimo: Espaciado transversal mínimo de conectores de cortante a través del alma de la viga.

10. Espaciamiento máximo por fila: Número máximo de conectores de cortante en una hilera individual a través del patín de la viga.

11. Qn: Capacidad a Cortante para un conector individual. Al especificar 0 en los parámetros significa que este valor es calculado por el programa.

Propiedades de Deflexión

Podemos seleccionar las diferentes propiedades en los conectores de corte para el diseño. Entre estas tenemos:

1. Tipo de revisión de las deflexiones: Alternar para considerar las limitaciones de deflexión por carga viva y carga total como absolutas o como divisor de la longitud de la viga (relativo).

2. PreComp DL Limt. L/: Limitador denominador de deflexión de carga muerta Pre-Compuesta. Ingresando un valor de 120 significa que el límite de deflexión es L/120. Ingresando cero es especial, debido a que significa que no se haga revisión para este elemento.

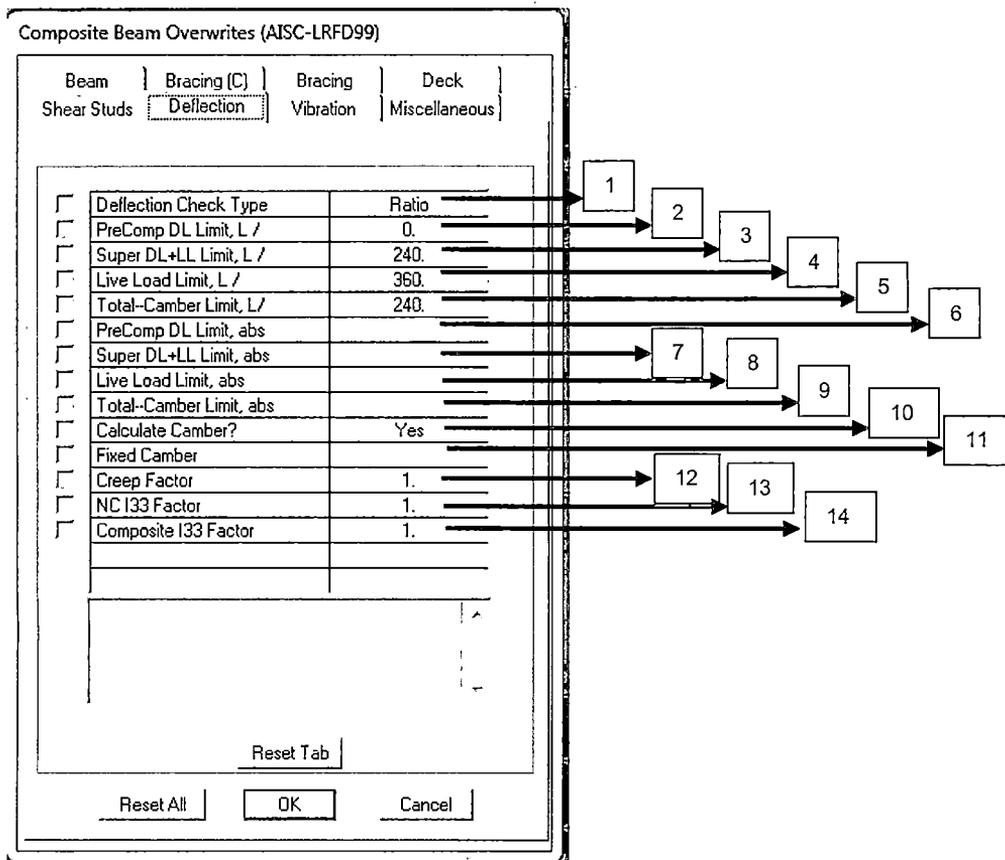


Figura N°4.20 Formulario propiedades de deflexión

3. Límite Super. DL+LL, L/: Limitador denominador de deflexión de carga viva Post-Compuesta Superimpuesta. Ingresando un valor de 120 significa que el límite de deflexión es $L/120$. Ingresando cero es especial, debido a que significa que no se haga revisión para este elemento. Ingresando cero es especial, debido a que significa que no se haga revisión para este elemento.

4. Límite por carga viva, L/: Denominador de limitación de deflexión por carga viva. Ingresando un valor de 360 significa que el límite de deflexión es $L/360$. Ingresando cero es especial, porque significa que no se haga revisión a este elemento. Ingresando cero es especial, porque significa que no se haga revisión a este elemento.

5. Límite total de curvatura, L/: Denominador de Limitación de Deflexión por carga Neta (Deflexión total menos curvatura). Ingresando un valor de 240 significa que el

límite de deflexión es $L/240$. Ingresando cero es especial, porque significa que no se haga revisión a este elemento. La curvatura es restada de la deflexión total por carga antes de la revisión.

6. Límite PreComp. DL, absoluto: Limitaciones de Deflexión para carga muerta pre-compuesta. Para deflexión absoluta el valor ingresado se toma como tal. Ingresando cero es especial, ya que significa que no se haga revisión para ese elemento.

7. Límite Super DL, absoluto: Limitaciones de Deflexión para carga muerta post-compuesta superimpuesta más carga viva. Para deflexión absoluta el valor ingresado se toma como tal. Ingresando cero es especial, ya que significa que no se haga revisión para ese elemento.

8. Límite de carga viva, absoluta: Limitaciones de Deflexión para carga viva. Para deflexión absoluta el valor ingresado se toma como tal. Ingresando cero es especial, ya que significa que no se haga revisión para ese elemento.

9. Límite total de curvatura, absoluta: Limitaciones de Deflexión neta. La Curvatura es restada de la deflexión por carga total para obtener la deflexión neta. Para deflexión absoluta el valor ingresado se toma como tal. Ingresando cero es especial, ya que significa que no se haga revisión para ese elemento.

10. ¿Calcular curvatura?: Alternar para considerar si ETABS calcula o no la curvatura de la viga.

11. Curvatura fija: Curvatura Especificada por el Usuario cuando ETABS no calcula la curvatura de la viga.

12. Factor de deslizamiento: El factor que cuenta para el aumento en la deflexión debido al deslizamiento del concreto. Este afecta solamente el cálculo de la deflexión.

2. Número de vigas efectivas: Número efectivo de vigas que resisten un impacto de capitel de talón.

Propiedades Misceláneas

Podemos seleccionar las diferentes propiedades Misceláneas para el diseño. Entre estas tenemos:

Property	Value
<input type="checkbox"/> Consider Beam Depth?	No
<input type="checkbox"/> Maximum Depth	
<input type="checkbox"/> Minimum Depth	
<input type="checkbox"/> Maximum PCC (%)	100.
<input type="checkbox"/> Minimum PCC (%)	25.
<input type="checkbox"/> LL Reduction Factor	1.
<input type="checkbox"/> Reaction Factor	1.
<input type="checkbox"/> Ignore Similarity?	No

Formulario propiedades misceláneas

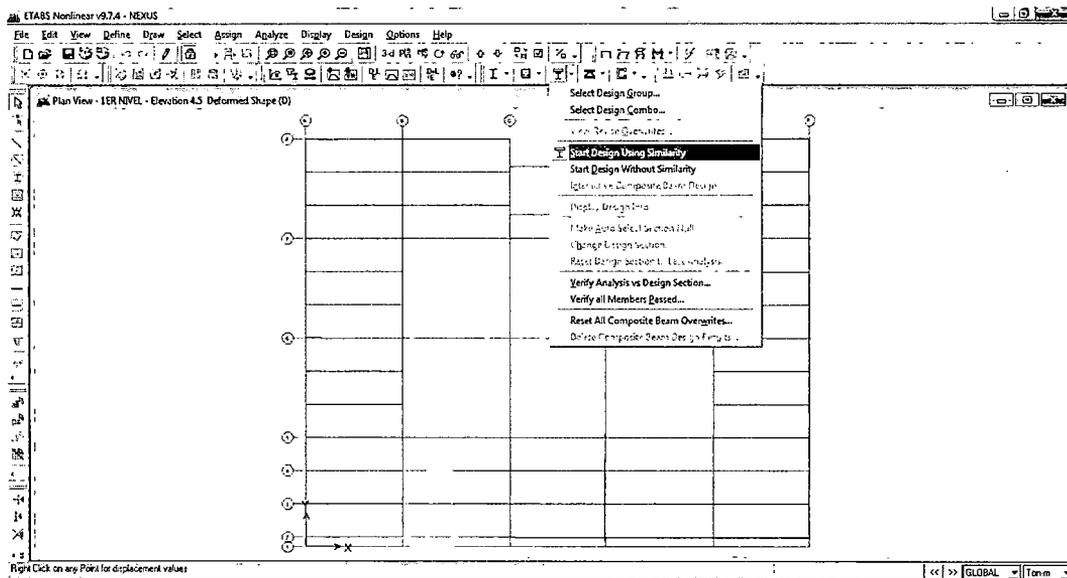
1. Considerar profundidad de viga: Alternar al límite de Profundidad de Viga considerado en la lista de auto selección de secciones.

2. Profundidad Máxima: Máxima profundidad de viga actuante (no nominal) a considerar en la lista de secciones de auto selección.

- 3. Profundidad Mínima:** Mínima profundidad de viga actuante (no nominal) a considerar en la lista de secciones de auto selección.
- 4. Máximo PCC (%):** Valor Máx. de porcentaje de conexión compuesta considerado para la viga.
- 5. Mínimo PCC (%):** Valor Mínimo de porcentaje de conexión compuesta considerado para la viga.
- 6. Factor de reducción LL:** Una carga viva reducible es multiplicada por este factor para obtener la carga viva reducida. Al especificar 0 en los parámetros significa que se va a usar el valor calculado por el programa.
- 7. Factor de reacción:** Las fuerzas de reacción reportadas se multiplican por este factor. Especificar 1 en las propiedades significa que las fuerzas de reacción que serán reportadas son las cargas factorizadas finales calculadas por el programa.
- 8. ¿Ignorar similitud?:** Este item es Sí, si la similaridad del nivel de piso (referente a un nivel de piso patrón) será ignorada cuando se diseñe la viga.

Iniciar diseño usando “similarmente”

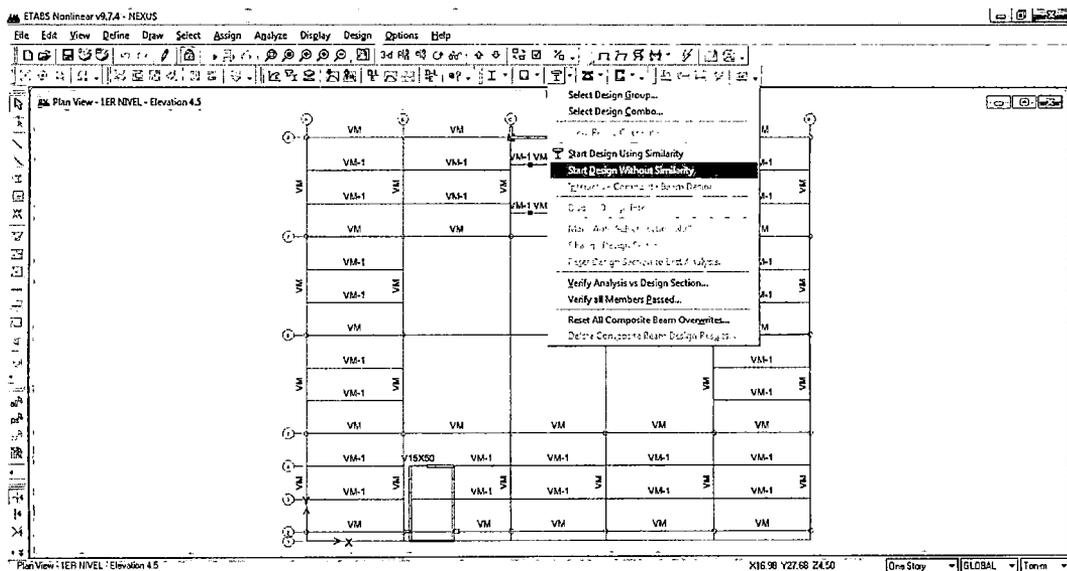
Supone que si una viga compuesta es ubicada en un piso designado como “similar a un piso maestro”. Esta tiene las mismas medidas de viga compuesta como de aquellas vigas compuestas del piso maestro (defina un “piso similar” a un piso maestro en los datos de piso; ver el comando menú editar>editar datos de piso>editar piso).



Formulario propiedades en conectores de corte

Iniciar diseño sin “similarmente”

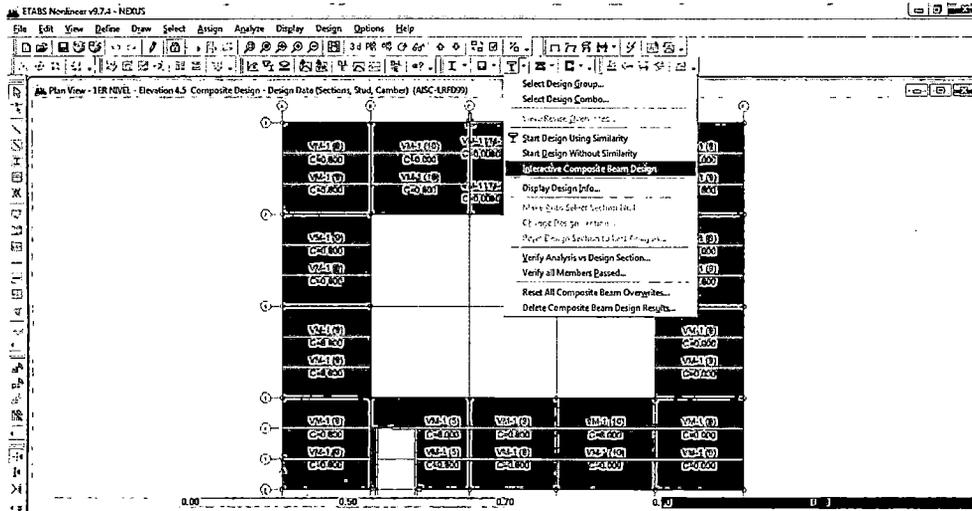
Le excluye las características “similarmente” descritas en la descripción del comando “iniciar diseño usando similarmente”. Siempre use este comando para el diseño final.



Formulario propiedades en conectores de corte

Diseño interactivo de viga compuesta

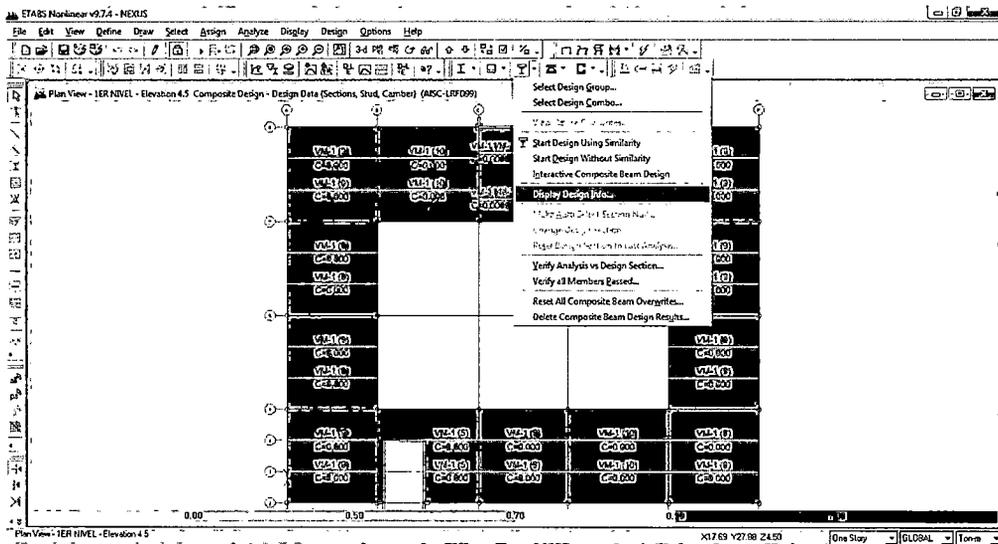
Le permite al usuario revisar los resultados de diseño para cualquier viga compuesta y luego interactivamente cambiar las propiedades de diseño e inmediatamente ver los resultados.



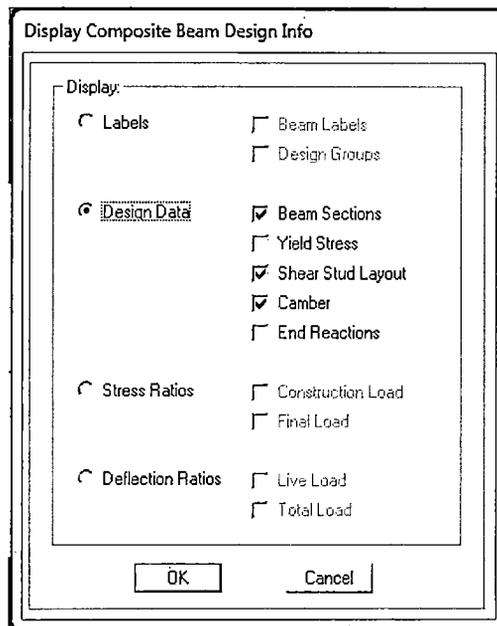
Diseño interactivo de viga compuesta

Despliegue de información de diseño

Le permite la revisión de algunos resultados del diseño de vigas compuestas directamente sobre el programa modelo. Ejemplos de resultados que pueden ser desplegados incluyen etiquetas de vigas y nombres de grupos asociados; información de secciones de diseño junto con disposición de conexiones, combas y reacciones en extremos; así como relaciones de esfuerzos.



Despliegue de información de diseño



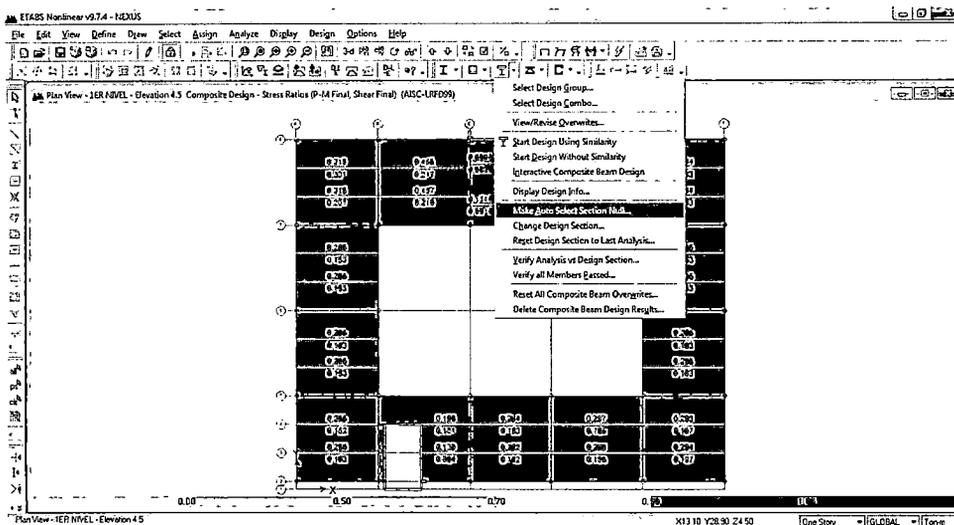
Cuadro de la información a mostrar para el diseño de viga compuesta

Comandos para el rediseño de vigas compuestas

Hacer auto selección de sección nula

Remueve las listas de auto selección a partir de vigas seleccionadas, usualmente es usado cerca del final del diseño interactivo de manera que la iteración de diseño final es realizado usando las secciones de viga actual asignadas, no las secciones

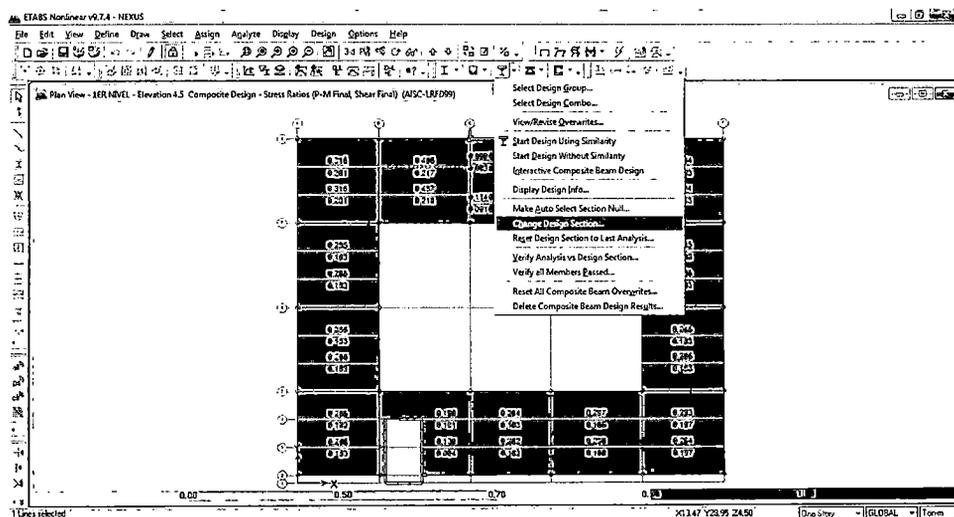
auto seleccionadas. Solamente trabaja sobre una selección especificada por el usuario.



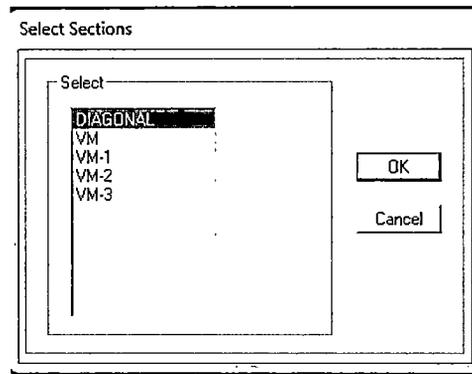
Hacer auto selección de sección nula

Cambio de secciones de diseño

Permite al usuario cambiar propiedades de sección de diseño a una o más vigas y luego re-ejecutar el diseño sin primero re-ejecutar el análisis. Solamente trabaja sobre una selección especificada por el usuario.



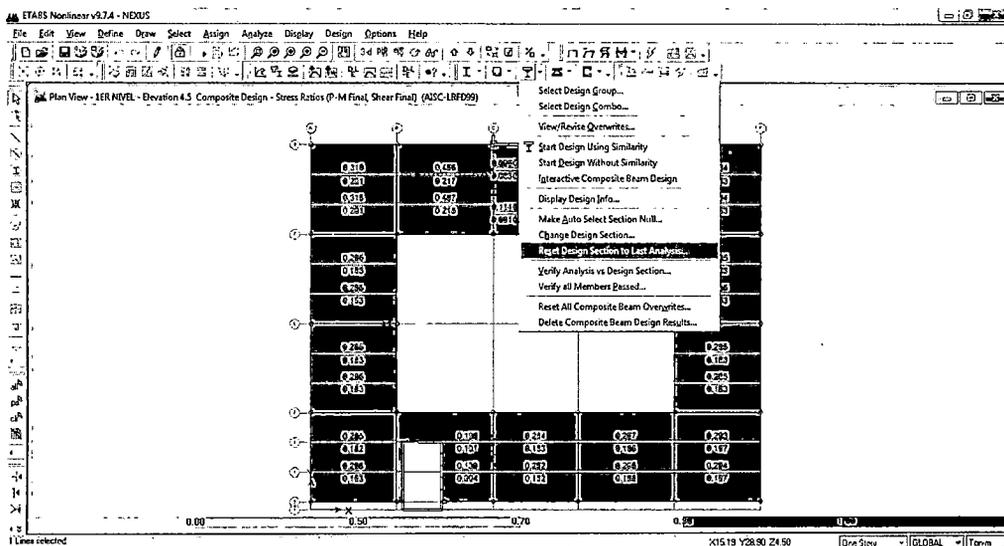
Cambio de secciones de diseño



Cambio de secciones de diseño

Redefinir (reiniciar) las secciones de diseño a las últimas de análisis

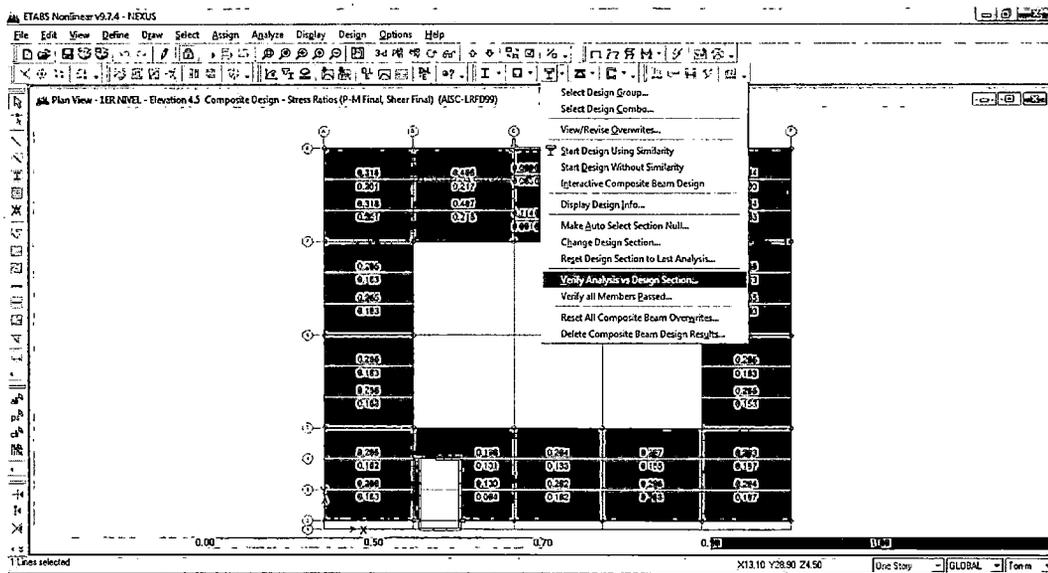
Define las secciones de diseño para una o más vigas de regreso a las últimas secciones usadas de análisis. Solamente trabaja sobre una selección especificada por el usuario.



Redefinir (reiniciar) las secciones de diseño a las últimas de análisis

Verificar secciones de análisis vs secciones de diseño

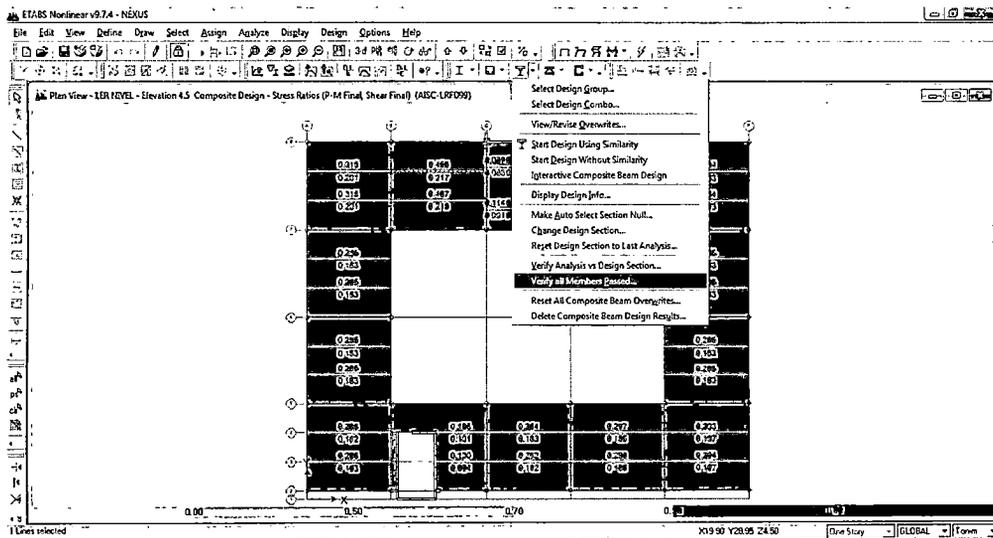
Verifica que las últimas secciones de análisis usadas y las secciones de diseño son las mismas para todas las vigas compuestas en el modelo.



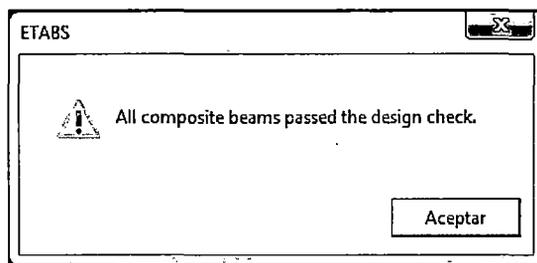
Verificar secciones de análisis vs secciones de diseño

Verificar todos los miembros aprobados

Reporta si los miembros estructurales han aprobado el chequeo de esfuerzo/capacidad. Un análisis y un diseño/chequeo de la estructura deben ser completados antes que este comando sea usado.



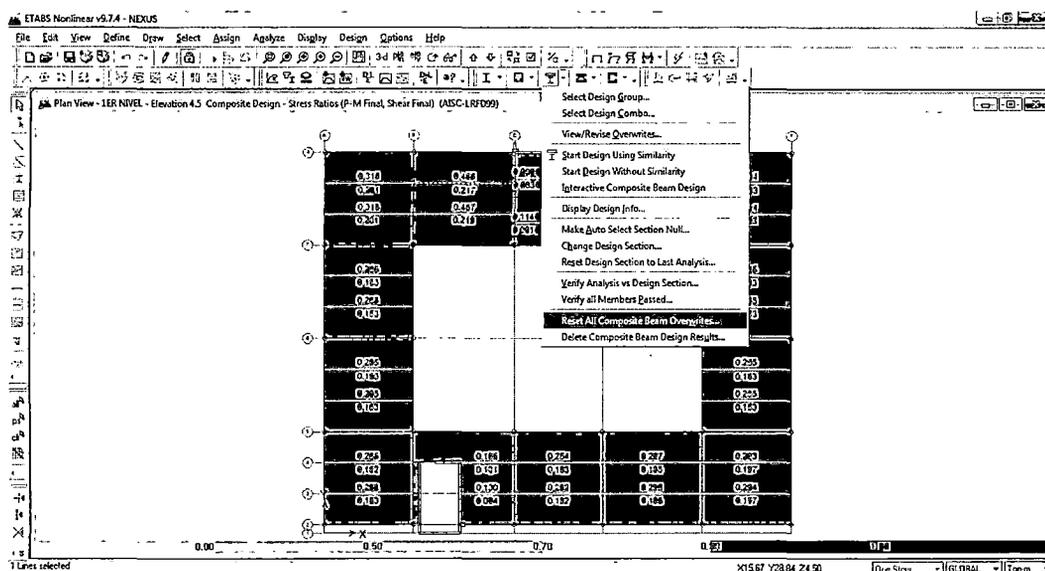
Verificar todos los miembros aprobados



Cuadro de verificación de elementos aprobados

Redefinir (reiniciar) todas las propiedades de viga compuesta

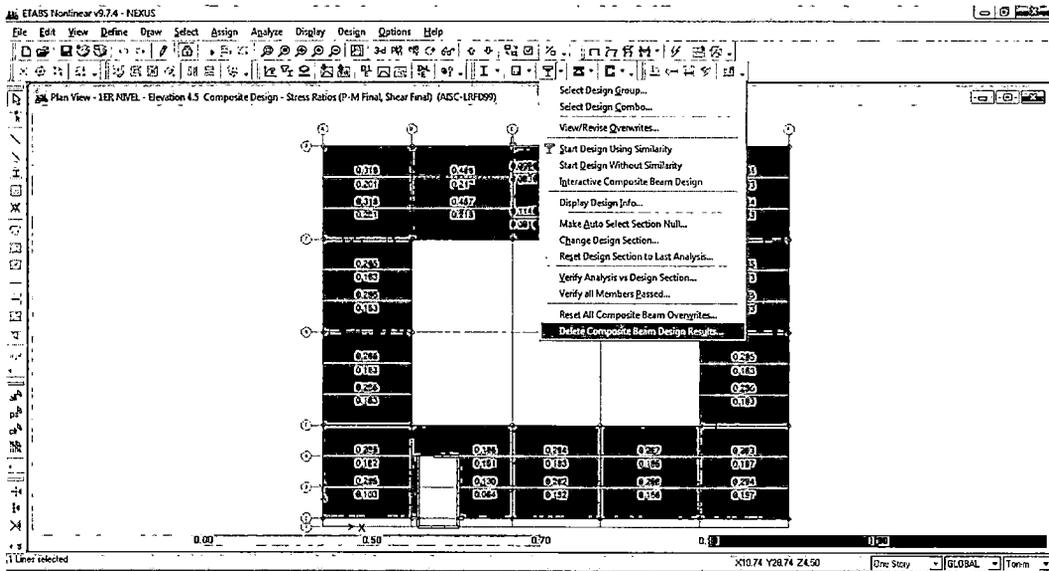
Reajusta las propiedades para todas las vigas compuestas del procedimiento de viga compuesta a sus valores por defecto.



Redefinir (reiniciar) todas las propiedades de viga compuesta

Borrar los resultados de vigas compuestas

Borra todos los resultados del diseño de vigas compuestas, pero no las sección de diseño actual (es decir, la más próxima sección de análisis).



Borrar los resultados de vigas compuestas

Resultados de Viga Compuesta

Cuando se crean las vigas compuestas, se puede elegir una sección específica, así como crear una lista de secciones para un solo elemento.

El programa tiene por defecto una lista llamada "A-CompBm" la cual se puede utilizar y diseñar de igual manera, o crear una lista desde secciones ya creadas. El programa selecciona el tamaño óptimo de la viga de la lista de selección de secciones A-CompBm que fue asignada cuando aquellas fueron dibujadas o si se eligió una sección específica, realizará el diseño solamente a esta.

Hacer click derecho en una de las vigas compuestas en el modelo creado, automáticamente aparecerá el cuadro Interactive Composite Beam Design and Review.

Interactive Composite Beam Design and Review (AISC-LRFD99)

Member Identification 1

Story ID 1ER NIVEL
Beam B56
Design Group NONE

Section Information 2

Auto Select List NONE
Optimal N/A
Last Analysis VM-1
Current Design/Next Analysis VM-1

Acceptable Sections List 3

Beam Section	Fy	Connector Layout	Camber	Ratio
VM-1	35153.48	10	0.00	0.47

ReDefine 4

Sections... Overwrites...

Temporary 5

Combos...

Show Details 6

Diagrams... Details...

OK Cancel

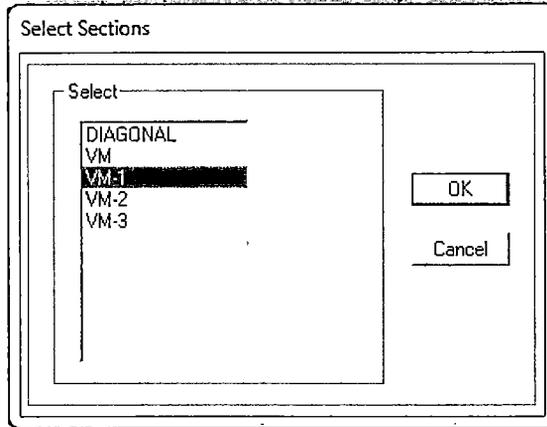
Cuadro de diseño y revisión Interactiva (Interactive Composite Beam Design and Review)

1. Identificación del elemento: En este cuadro se presenta la identificación de la viga compuesta como el nivel donde se encuentra ubicada, casilla "Story ID", la etiqueta en la casilla "Beam" y el grupo de diseño en la que se encuentra.

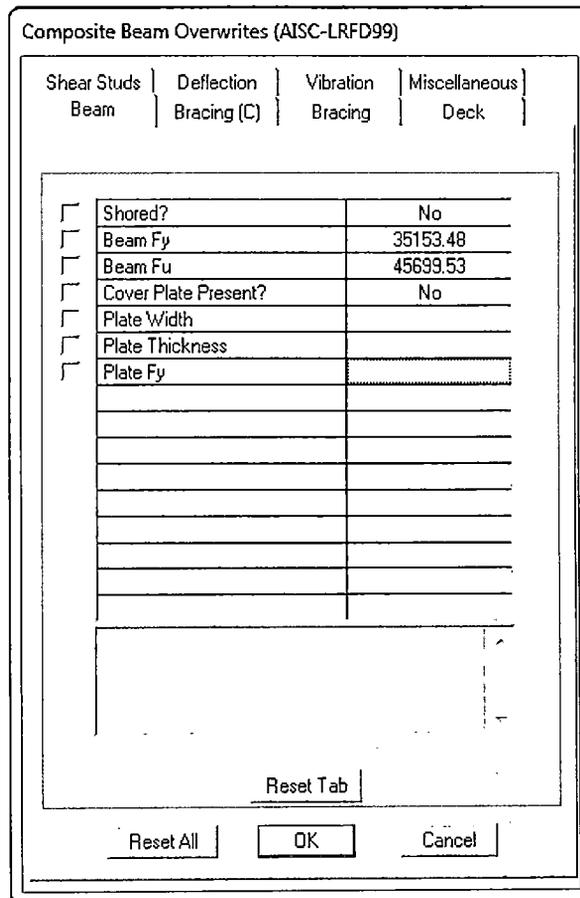
2. Información de la sección: En este cuadro se presenta la información de la sección seleccionada para el análisis y diseño de la viga compuesta. Indica y se puede alternar entre las listas de secciones para un elemento en la casilla "Auto Select List". Si es que hemos elegido una lista de secciones, presenta la sección óptima para el análisis actual en la casilla "Optimal", presenta además casillas donde se indica la sección con la que se realizó el análisis y la sección de diseño actual y próximo análisis en las casillas "Last Analysis" y "Current Design/Next Analysis" respectivamente.

3. Lista Aceptable de las secciones: Presenta las secciones aceptables con las características y requerimientos básicos, si se ha seleccionado una lista de secciones para un solo elemento, o si es una sola sección la elegida.

4. Redefinir: Redefine la sección y propiedades de la viga compuesta elegida en las casillas "Sections..." y "Overwrites..." respectivamente.

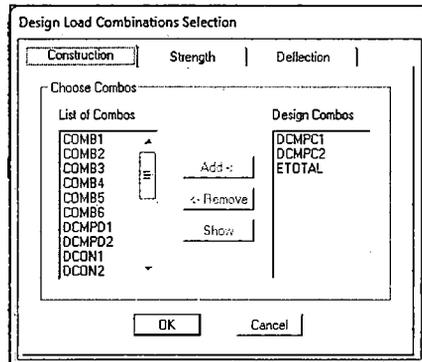


Seleccionar secciones a redefinir



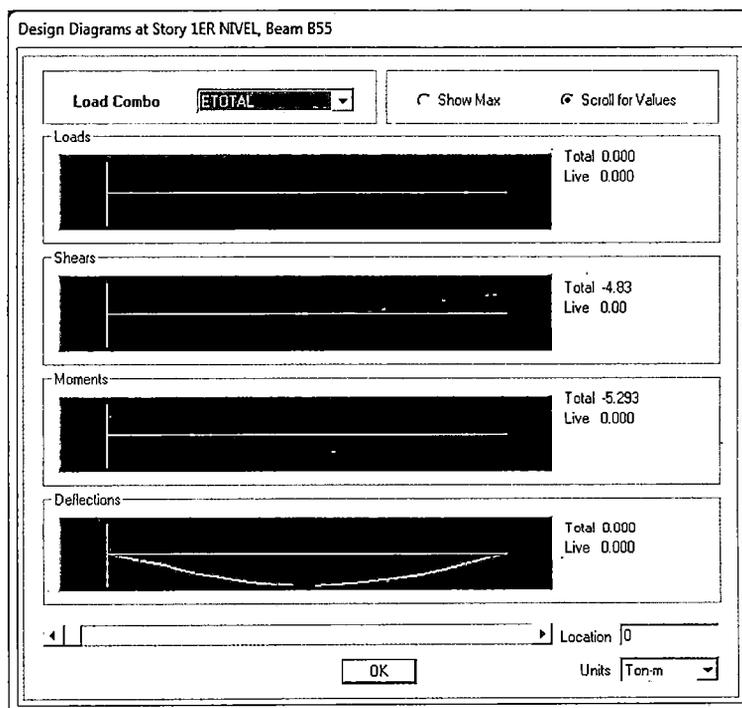
Propiedades de viga compuesta

5. **Temporal:** Se podrá modificar la selección de combinaciones de diseño.

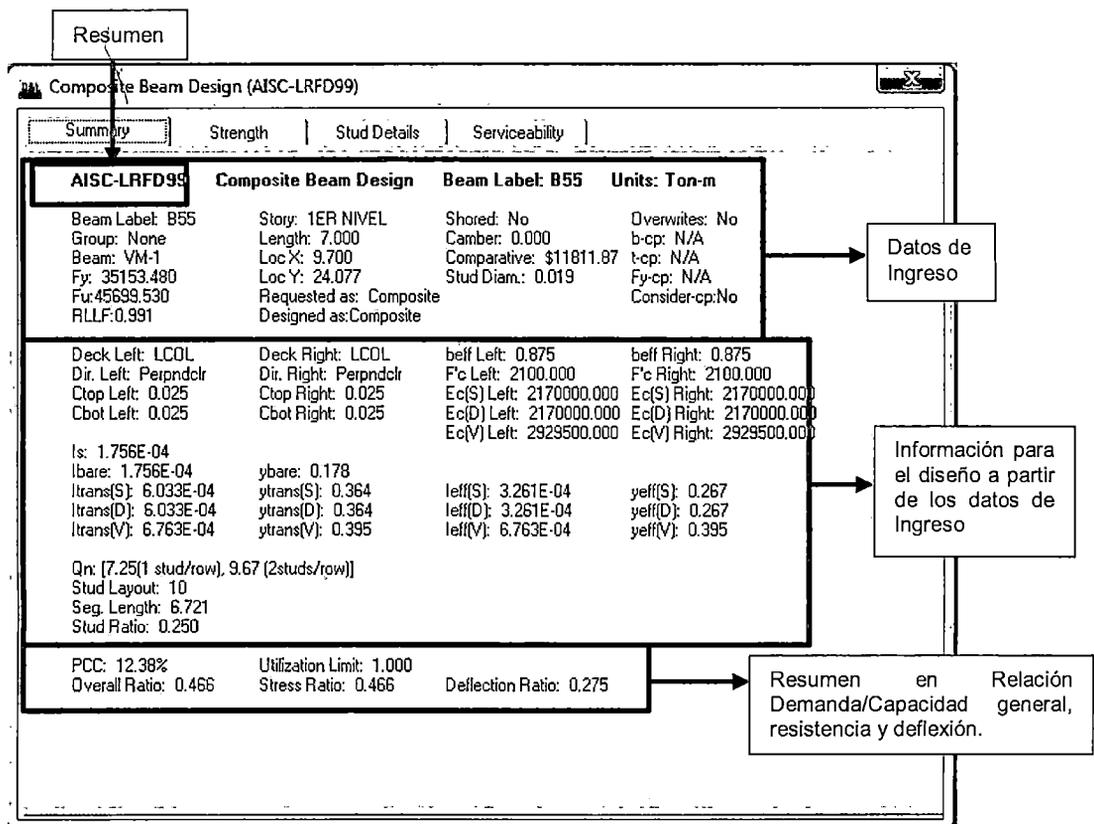


Definir combinaciones de diseño

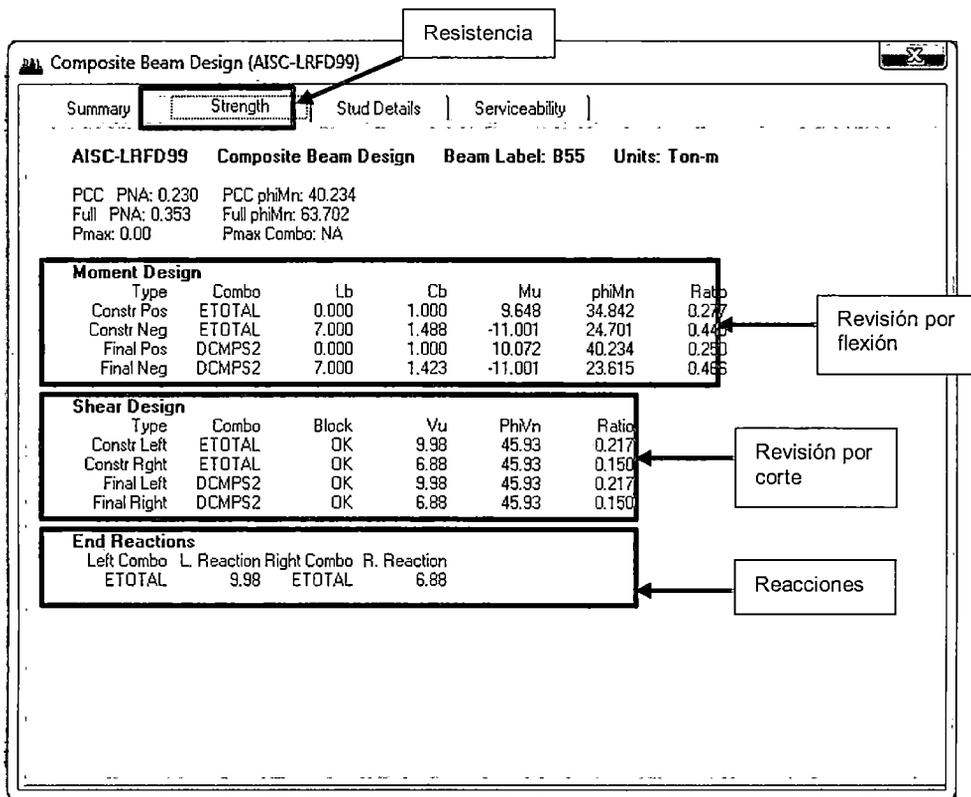
6. **Mostrar Detalles:** Muestra los detalles de los diagramas de esfuerzos y deflexiones en una ubicación de la longitud de la viga y el detalle del diseño de la viga compuesta en las casillas "Diagrams..." y "Details..." respectivamente.



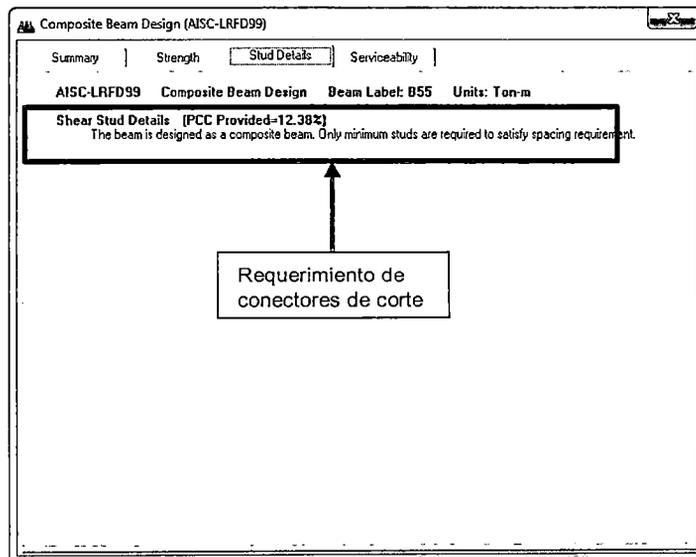
Diagramas de esfuerzos y deflexiones en viga compuesta



Detalles del diseño de Viga Compuesta (Resumen)



Detalles del diseño de Viga Compuesta (Resistencia)



Detalles del diseño de Viga Compuesta (Detalles de conectores de corte)

Composite Beam Design (AISC-LRFD99)							
Summary		Strength	Stud Details	Serviceability			
AISC-LRFD99		Composite Beam Design		Beam Label: B55		Units: Ton-m	
Deflection Design							
Type	Consider	Combo	Defl	Limit	Ratio	Cl	
PreComp DL	No	DCMPD2	0.006	0.000	0.000	Yes	
Super Load	Yes	DCMPD2	0.002	0.029	0.064	Yes	
Live Load	Yes	DCMPD2	0.002	0.019	0.098	Yes	
Total-Camber	Yes	DCMPD2	0.008	0.029	0.275	Yes	

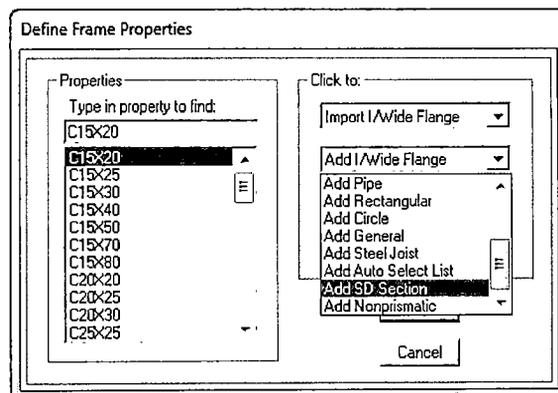
Detalles del diseño de Viga Compuesta (condición de servicio)

Columnas compuestas

El programa no diseña columnas compuestas, a pesar que estas se pueden definir y dibujar en el modelo estructural, estas serán únicamente para el análisis estructural, los resultados de estas serán utilizados para el diseño manual o en otros programas que son para el diseño de columnas específicamente, por ejemplo de la misma Computers and Structures, Inc se encuentra el programa CSICOL.

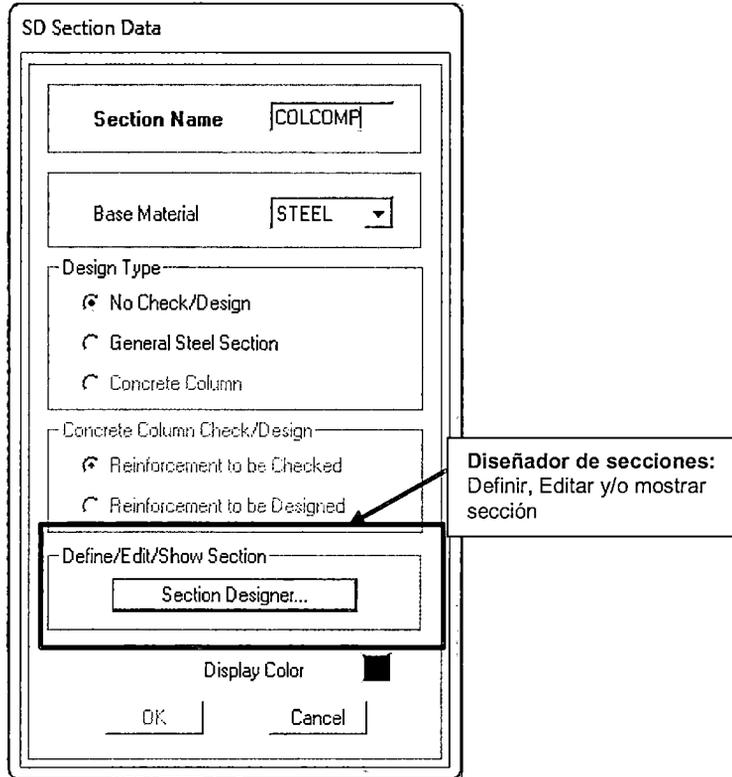
Creación de Columna Compuesta

Al definir una sección de una columna en el programa, existe una opción para crear una sección dibujándola de acuerdo a nuestros requerimientos.

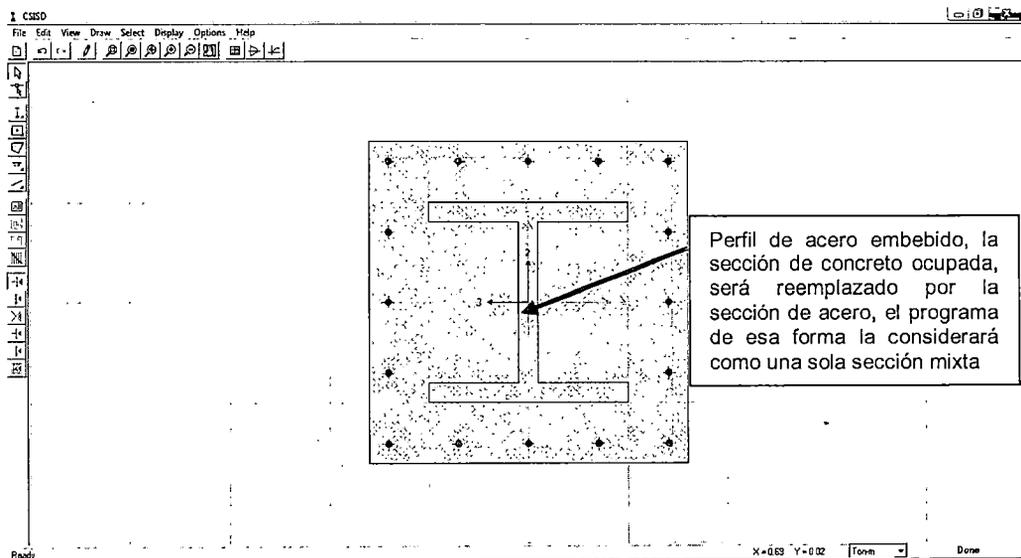


Definir una sección "SD", Section Designer

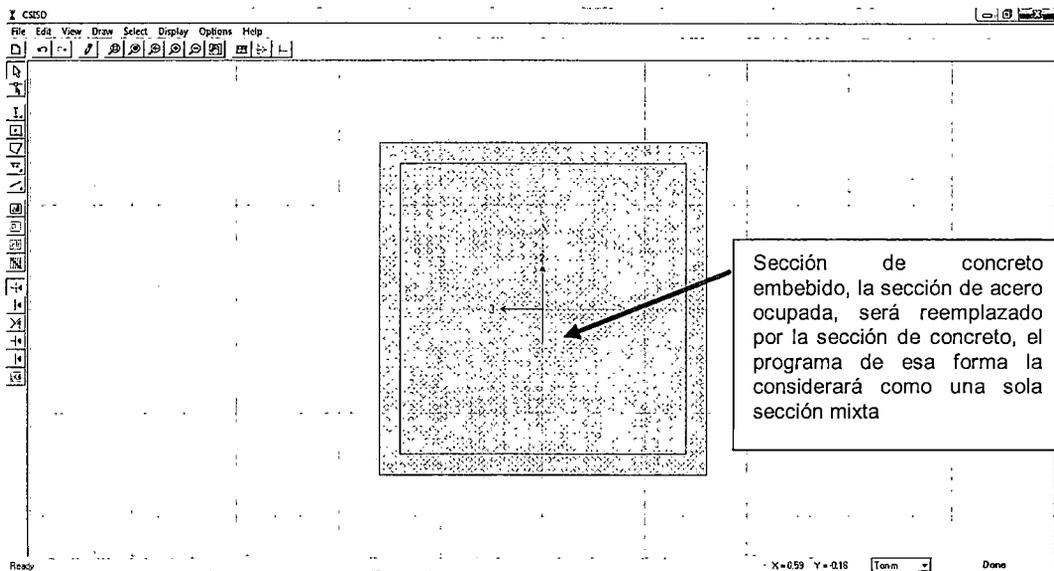
Aparecerá un cuadro donde se colocará las características de nuestra columna compuesta, tener presente que este puede ser utilizado para definir cualquier otro tipo de sección, no necesariamente para columnas compuestas.



Datos de la sección SD



Columna compuesta con perfil de alma llena embebida en concreto (Diseñador de secciones)

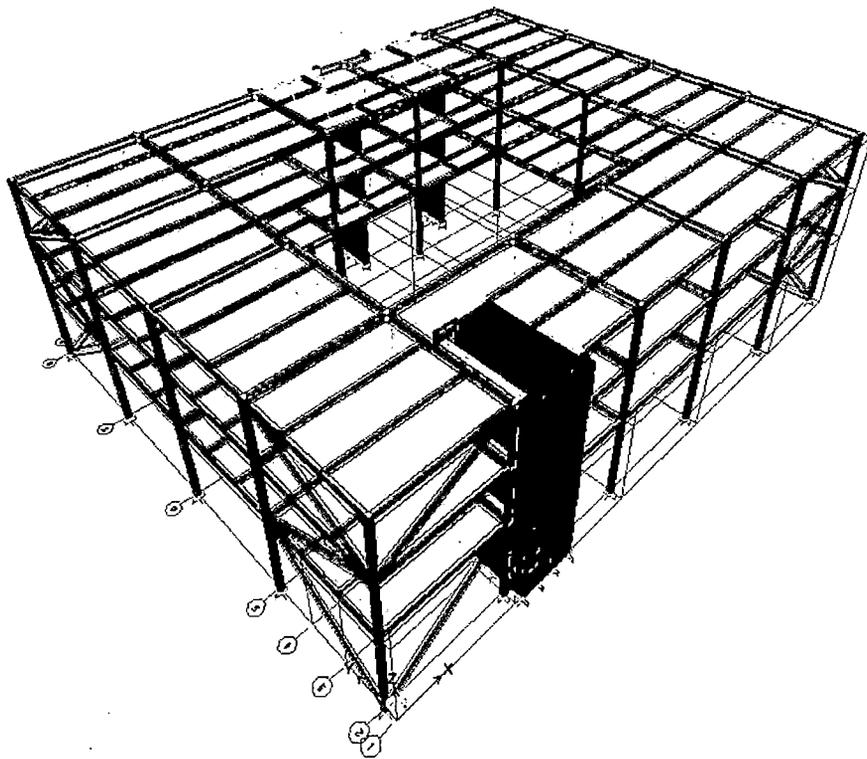


Columna compuesta tubular con relleno de concreto (Diseñador de secciones)

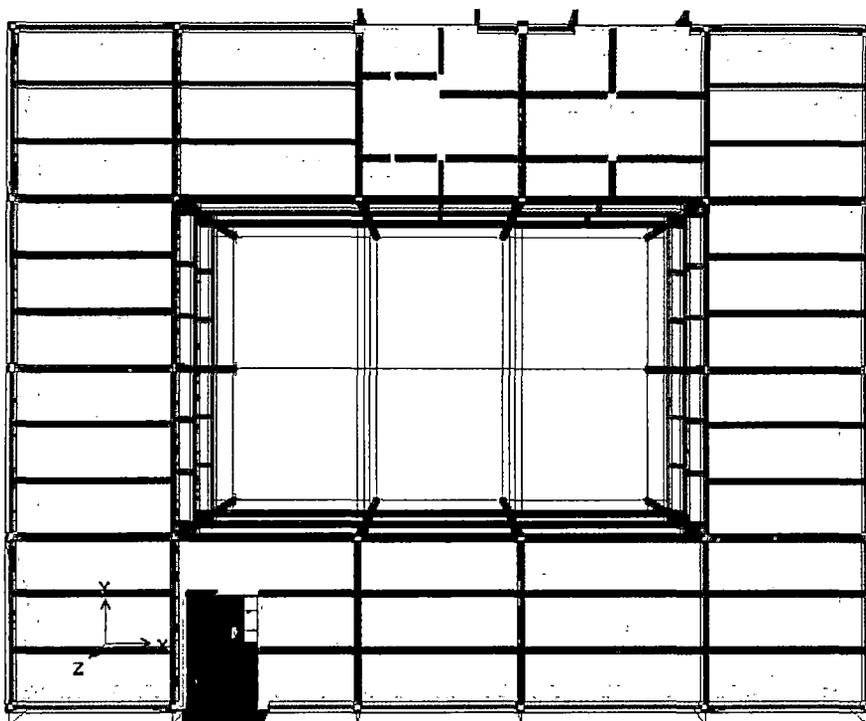
Al definir las secciones se podrán dibujar en el modelo estructural y el análisis considerará las propiedades de la sección diseñada en inercia, rigidez, etc.

Anexo N°3 Resultados del programa ETABS de la estructura a analizar

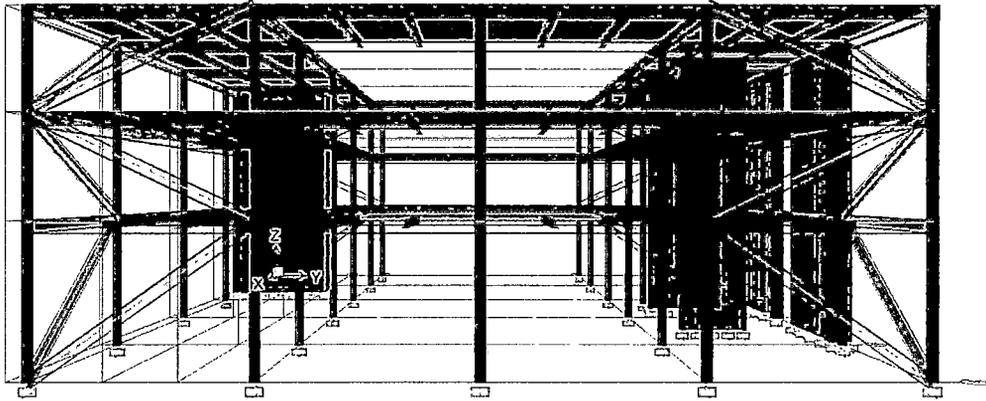
Según requerimientos de arquitectura se presenta las siguientes vistas del modelo estructural:



Vista en 3D



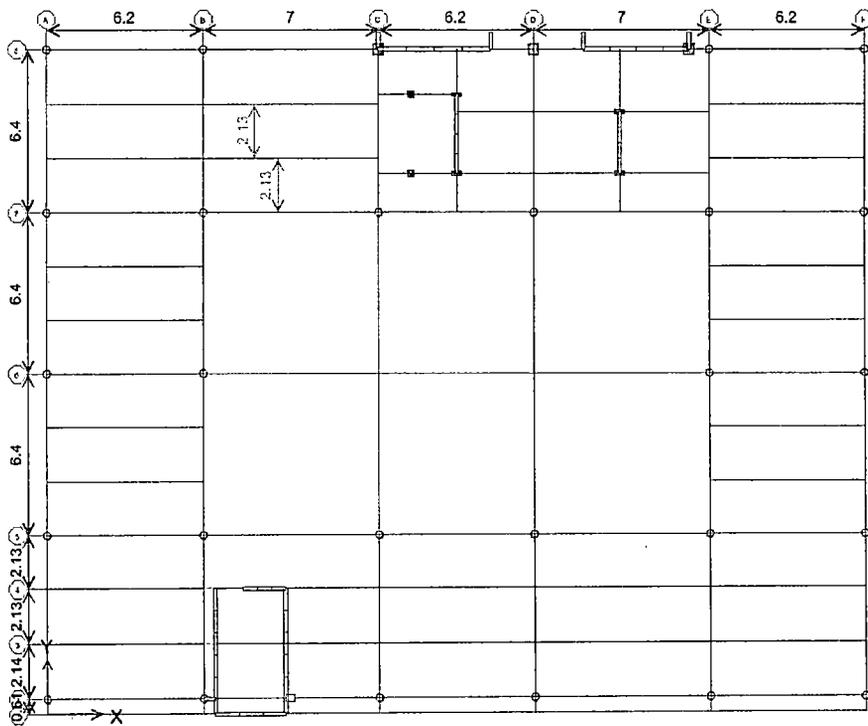
Vista en perspectiva de la planta



Vista en perspectiva de elevación, dirección X-X



Vista en perspectiva de elevación, dirección X-X



Dimensiones de planta típica (m)

Ingresando las propiedades de los materiales se tiene:

Material Property Data

Material Name	STEEL	Display Color	Color
Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design: Steel	
Analysis Property Data		Design Property Data	
Mass per unit Volume	7.981E-06	Minimum Yield Stress, Fy	3515.348
Weight per unit Volume	7.833E-03	Minimum Tensile Strength, Fu	4569.953
Modulus of Elasticity	2038902	Cost per Unit Weight	27.6799
Poisson's Ratio	0.3		
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05		
Shear Modulus	784193.08		

OK Cancel

Datos de las propiedades del Acero (kg/cm²)

Material Property Data

Material Name	CONC210	Display Color	Color
Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2.446E-06	Specified Conc Comp Strength, f'c	210.
Weight per unit Volume	2.400E-03	Bending Reinf. Yield Stress, fy	4200.
Modulus of Elasticity	217000.	Shear Reinf. Yield Stress, fys	2800.
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	1.000E-05	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	90416.667		

OK Cancel

Datos de las propiedades del Concreto (kg/cm²)

En la Figura se observa la información de una de las losas de forma aleatoria.

The 'Area Information' dialog box has three tabs: 'Location', 'Assignments', and 'Loads'. The 'Loads' tab is active. It contains an 'Identification' section with fields for 'Label' (F54), 'Area Type' (Floor), and 'Story' (2DO NIVEL). Below this is a table of load assignments:

Static Load Case	L1
Uniform FGrav	0.5
Static Load Case	SD
Uniform FGrav	0.22
Static Load Case	LC
Uniform FGrav	0.1

To the right of the table is a 'Units' dropdown menu set to 'Ton-m'. An 'OK' button is located at the bottom right of the dialog.

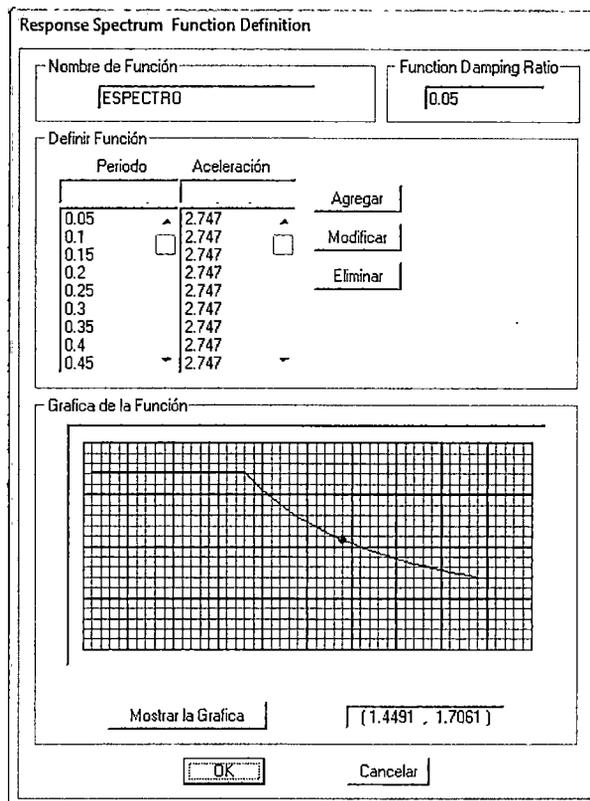
Información de las cargas aplicadas a la Losa

Al definir en el programa, se puede indicar los valores del espectro o importarlo desde un block de Notas para luego convertirlo en un espectro definido.

The 'Define Response Spectrum Functions' dialog box features a 'Response Spectra' list on the left containing the entry 'ESPECTRO'. On the right, there is a 'Choose Function Type to Add' dropdown menu set to 'UBC97 Spectrum'. Below this is a 'Click to:' section with three buttons: 'Add New Function...', 'Modify/Show Spectrum...', and 'Delete Spectrum'. At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

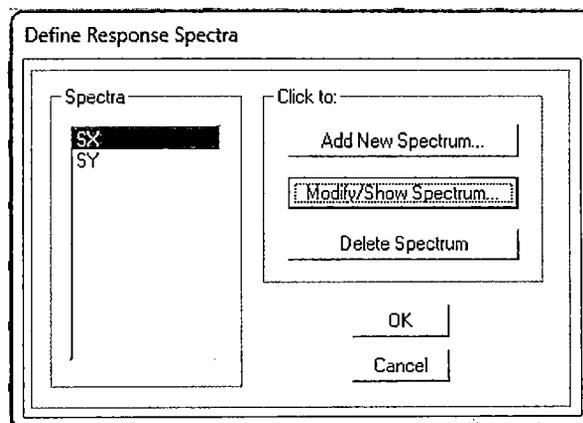
Definir función de espectro de respuesta

El resultado del espectro, tanto en valores como en forma.



Espectro de respuesta definido

Luego se procederá a definir los casos de espectro de respuesta en cada dirección horizontal, así como amortiguamiento, combinación modal, excentricidad, etc.



Definir Espectro de Respuesta

The image shows two identical dialog boxes for 'Response Spectrum Case Data', one for direction X (SX) and one for direction Y (SY). Each dialog box contains the following fields and options:

- Spectrum Case Name:** SX (left) / SY (right)
- Structural and Function Damping:** Damping: 0.05
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1 and f2 are empty.
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Orthogonal SF.
- Input Response Spectra:**

Direction	Function	Scale Factor
U1	ESPECTRC	1.
U2		
UZ		
- Excitation angle:** 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05; Override Diaph. Eccen.: Override...
- Buttons:** OK, Cancel

Datos de caso de espectro de respuesta en dirección X-X e Y-Y

Las combinaciones de carga se ingresarán en el programa para el diseño de los elementos según RNE.

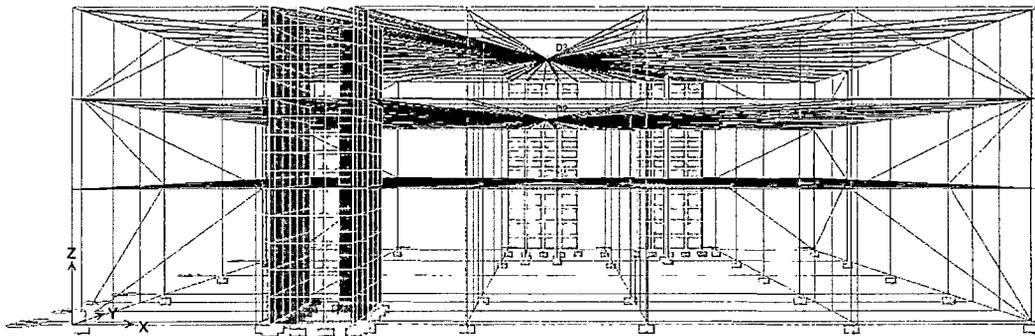
The 'Define Load Combinations' dialog box features a list of combinations on the left and action buttons on the right:

- Combinations List:** COMB1 (highlighted), COMB2, COMB3, COMB4, COMB5, COMB6, ETOTAL, COMBC, COMBD.
- Click to:**
 - Add New Combo...
 - Modify/Show Combo...
 - Delete Combo
- Buttons:** OK, Cancel

Definir Combinaciones de carga

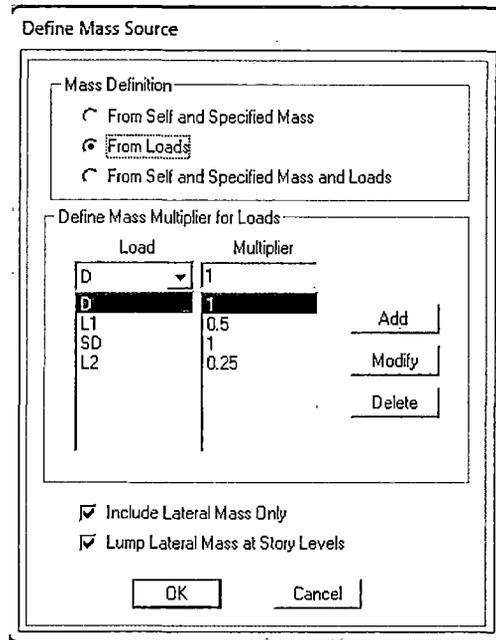
Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas. Se Observa en la Figura los Diafragmas Rígidos asignados.



Vista en perspectiva de Diafragmas Rígidos asignados por cada nivel

Las masas se evaluarán según lo especificado en la norma de Diseño Sismo Resistente E-030 y en la norma de Cargas E-020. Se incluyeron las masas de las losas, vigas, columnas, tabiquería, acabados de piso y techo, así como el 50% de la sobrecarga debido a ser una edificación importante y 25% de la sobrecarga del último nivel.



Definición de masa

En la Figura se indican las masas en cada nivel, la posición del centro de masas y del centro de rigidez (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis modal).

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
1ER NIVEL	D1	47.7557	47.7557	16.267	13.809	47.7557	47.7557	16.267	13.809	12.360	17.380
2DO NIVEL	D2	46.2039	46.2039	16.301	13.774	46.2039	46.2039	16.301	13.774	12.388	16.570
3ER NIVEL	D3	27.0924	27.0924	16.319	13.737	27.0924	27.0924	16.319	13.737	12.819	15.864

Tabla de centros de masas y de rigidez del programa

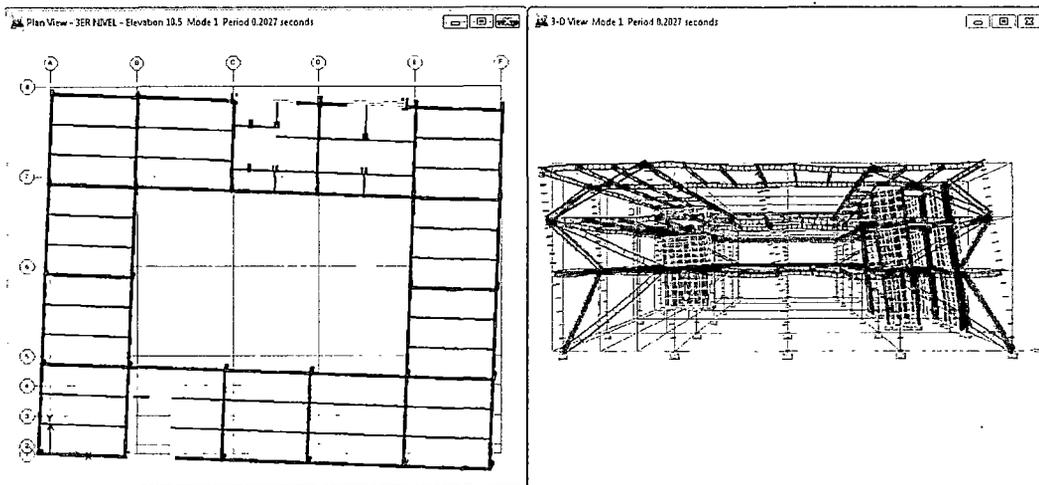
El programa de computo utilizado (ETABS), determina las rigideces y calcula las frecuencias naturales y los modos de vibración de las estructuras.

La Norma E-030 señala que se deberá considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura.

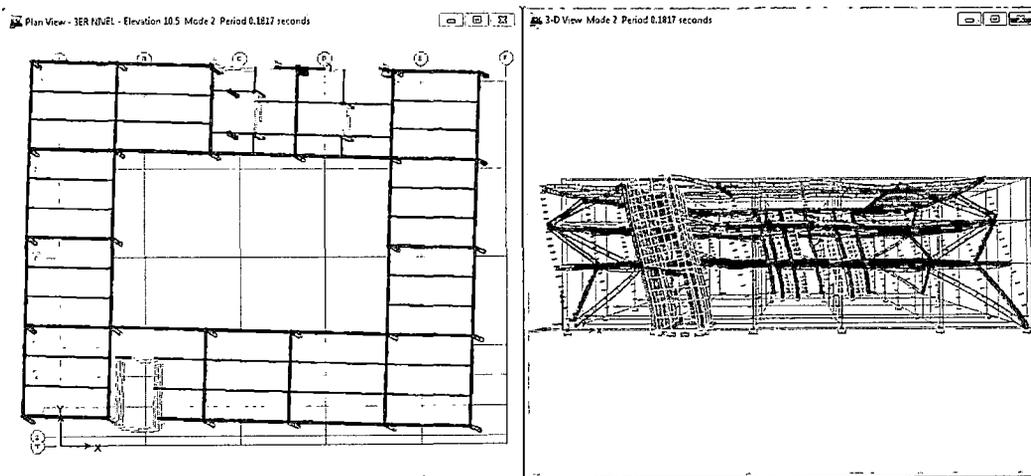
Modal Participating Mass Ratios													
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.202778	8.1815	64.4414	0.0000	8.1815	64.4414	0.0000	73.4295	0.9444	16.2088	73.4295	0.5444	16.2038
2	0.181727	72.1140	13.3015	0.0000	60.2955	77.7428	0.0000	15.6423	81.3002	2.7310	89.0723	90.2446	18.9359
3	0.143592	8.1236	8.8508	0.0000	88.4191	35.8036	0.0000	10.5877	9.6047	71.0402	99.6600	99.8493	89.9300
4	0.061321	2.9417	4.7849	0.0000	91.3608	91.3785	0.0000	0.8753	0.0081	1.7539	99.7353	99.8494	91.7339
5	0.052750	6.4740	5.6273	0.0000	88.4191	35.8036	0.0000	0.1443	0.0619	0.0000	99.8795	99.9113	91.7339
6	0.042083	1.5549	2.0326	0.0000	99.3898	99.0384	0.0000	0.0517	0.0297	7.7132	99.9312	99.9411	99.4471
7	0.035015	0.2320	0.3553	0.0000	99.6218	99.3936	0.0000	0.6281	0.0274	0.1767	99.9593	99.9685	89.6238
8	0.028965	0.2883	0.4613	0.0000	99.9100	99.8549	0.0000	0.0314	0.0245	0.0179	99.9908	99.9931	89.6417
9	0.023930	0.0900	0.1451	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000	0.0892	0.0669	0.3583	100.0000	100.0000	100.0000

Suma de masas efectivas en dirección X-X (91.36%) e Y-Y (91.38%) mayor que el 90% exigido pudiendo considerar en este caso 4 modos de vibración.

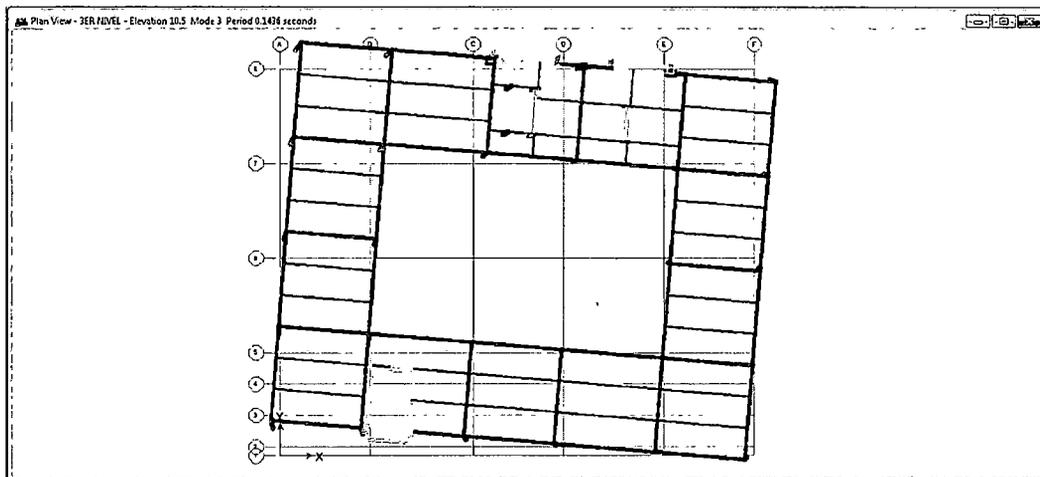
Del análisis estructural, se representan los siguientes modos de vibración:



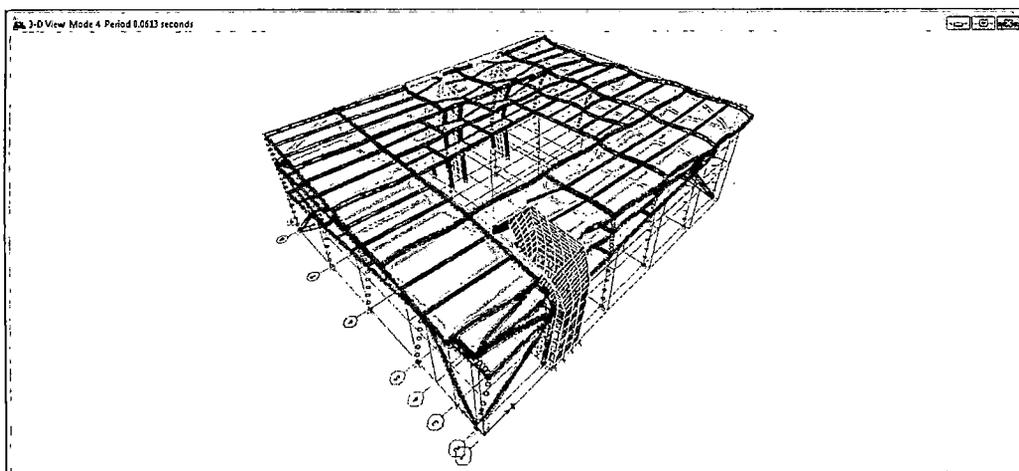
Modos de Vibración: Modo 1, Periodo 0.2027 seg.



Modos de Vibración: Modo 2, Periodo 0.1817 seg.



Modos de Vibración: Modo 3, Periodo 0.1436 seg.



Modos de Vibración: Modo 4, Periodo 0.0613 seg.

Teniendo contribuciones de estos modos de vibración a las fuerzas resultantes en la base:

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	SX	1	U1	27.21	76.35	0.00	-599.675	209.294	869.872
▶	SX	2	U1	239.80	-102.99	0.00	821.732	1873.349	-4980.744
	SX	3	U1	27.01	28.20	0.00	-226.901	216.112	87.731
	SX	4	U1	9.78	12.48	0.00	-11.514	-0.439	66.985
	SX	5	U1	21.53	-20.07	0.00	23.645	15.487	-624.246
	SX	6	U1	5.17	5.91	0.00	-6.935	5.261	24.399
	SX	7	U1	0.77	0.95	0.00	-1.977	1.951	4.817
	SX	8	U1	0.96	-1.21	0.00	2.329	2.060	-32.909
	SX	9	U1	0.30	0.38	0.00	-0.705	0.611	2.016
	SX	All	All	260.46	99.83	0.00	777.392	2021.231	4680.851
	SY	1	U2	76.35	214.29	0.00	-1682.987	587.383	2441.293
	SY	2	U2	-102.99	44.23	0.00	-352.915	-804.560	2139.114
	SY	3	U2	28.20	29.43	0.00	-236.840	225.578	91.574
	SY	4	U2	12.48	15.91	0.00	-14.684	-0.559	85.430
	SY	5	U2	-20.07	18.71	0.00	-22.044	-14.439	581.992
	SY	6	U2	5.91	6.76	0.00	-7.929	6.015	27.897
	SY	7	U2	0.95	1.18	0.00	-2.446	2.414	5.961
	SY	8	U2	-1.21	1.53	0.00	-2.947	-2.695	41.631
	SY	9	U2	0.38	0.48	0.00	-0.895	0.776	2.559
	SY	All	All	99.83	244.34	0.00	1907.672	761.690	3973.450

Navigation icons: [Home] [Left] [Right] [End] [OK]

Contribuciones de cada Modo a las Fuerzas Resultantes en la Base

Las distorsiones en las estructuras han sido obtenidas a través del análisis dinámico realizado.

Choose Tables for Display

Edit

- MODEL DEFINITION (0 of 75 tables selected)
 - Building Data
 - Property Definitions
 - Load Definitions
 - Point Assignments
 - Frame Assignments
 - Area Assignments
 - Input Design Data
 - Design Overwrites
 - Options/Preferences Data
 - Miscellaneous Data
- ANALYSIS RESULTS (1 of 27 tables selected)
 - Displacements
 - Table: Point Displacements
 - Table: Point Drifts
 - Table: Diaphragm CM Displacements
 - Table: Story Drifts
 - Table: Diaphragm Drifts
 - Table: Story Accelerations
 - Table: Diaphragm Accelerations
 - Reactions
 - Modal Information
 - Building Output
 - Frame Output
 - Area Output
 - Objects and Elements

Select Output

Select

- COMB1 Combo
- COMB2 Combo
- COMB3 Combo
- COMB4 Combo
- COMB5 Combo
- COMB5 Combo
- D Static Load
- ETOTAL Combo
- L Static Load
- SX Spectra
- SY Spectra

OK Cancel Clear All

Load Cases (Model Def.)

Select Load Cases...

2 of 2 Loads Selected

Load Cases/Combos (Results)

Select Cases/Combos...

2 of 11 Loads Selected

Modify/Show Options...

Options

Selection Only

Named Sets

Save Named Set...

Show Named Set...

OK Cancel

Escoger tablas para mostrar las distorsiones de la edificación

Story Drifts

Edit View

Story Drifts

	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
▶	3ER NIVEL	Max Drift X	SX	36-5	6.650	0.610	8.100	0.000386	
	3ER NIVEL	Max Drift Y	SX	66	0.000	11.277	10.500		0.000171
	3ER NIVEL	Max Drift X	SY	36-5	6.650	0.610	8.100	0.000241	
	3ER NIVEL	Max Drift Y	SY	84	32.600	9.143	10.500		0.000433
	2DO NIVEL	Max Drift X	SX	135-3	9.450	2.318	5.700	0.000405	
	2DO NIVEL	Max Drift Y	SX	75	0.000	21.943	7.500		0.000198
	2DO NIVEL	Max Drift X	SY	133-3	8.517	0.000	5.700	0.000264	
	2DO NIVEL	Max Drift Y	SY	84	32.600	9.143	7.500		0.000544
	1ER NIVEL	Max Drift X	SX	133	8.517	0.000	4.500	0.000335	
	1ER NIVEL	Max Drift Y	SX	12	32.600	19.810	4.500		0.000163
	1ER NIVEL	Max Drift X	SY	133	8.517	0.000	4.500	0.000230	
	1ER NIVEL	Max Drift Y	SY	12	32.600	19.810	4.500		0.000428

◀ ▶

OK

Distorsiones Máximas por nivel

Se ingresará los datos de la estructura para el diseño:

Selección de combinación de diseño

Para la combinación de carga en la construcción, no se considerará la carga permanente no perteneciente a la estructura (SD: SUPER DEAD), pero si una carga viva por construcción (LC) de 100 kg/m².

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
D	DEAD	1	
D	DEAD	1	
L1	LIVE	0	
SD	SUPER DEAD	0	
LC	LIVE	0	
L2	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Show Lateral Load ...

Delete Load

OK

Cancel

Definición de casos de carga estática

Por simplicidad, la carga muerta y viva en la construcción se considerarán juntas durante el vaciado, además el factor de la carga muerta durante la construcción será de 1.6 como en la carga viva. (Vogel, 1991)

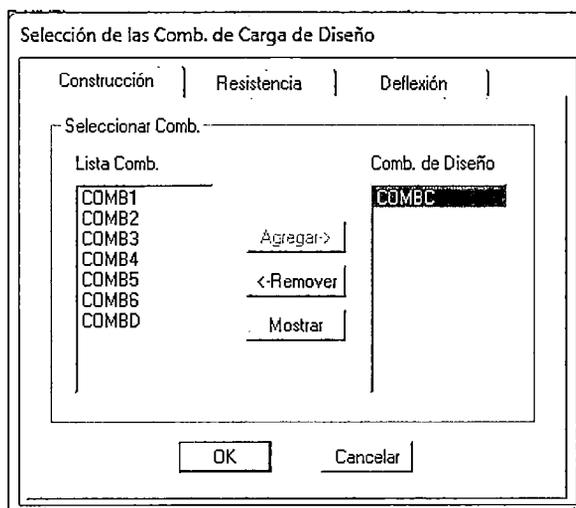
Nombre del Caso	F. Escala
D Static Load	1.6
D Static Load	1.6
LC Static Load	1.6

Figura N°5.28 Información combinación de carga COMBC

Para el caso de sismo, amplifiaremos la cortante dinámica hasta ser mínima la cortante estática.

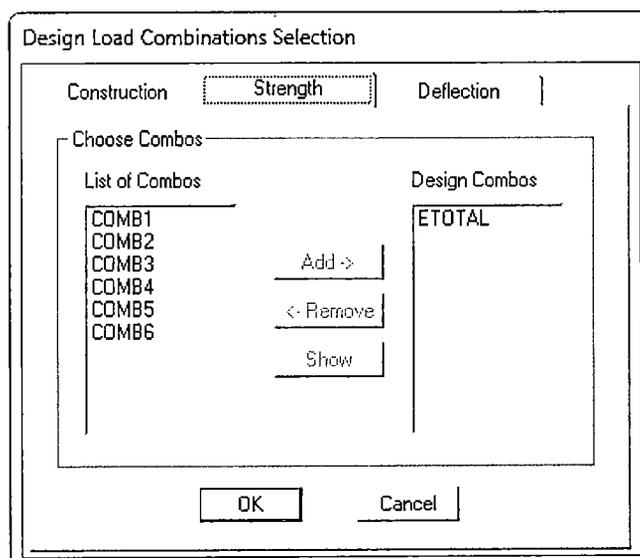
Espectro de respuesta amplificado para el diseño

Se procede a seleccionar la combinación definida para el diseño por construcción.



Formulario combinación de diseño para construcción

De igual manera, se procede a la selección de la combinación definida para el diseño por resistencia.



Formulario combinación de diseño para resistencia

Para las deflexiones, se procederá a crear una nueva combinación (COMBD), para luego incluirla en el formulario combinación de diseño para deflexión.

Load Combination Data

Load Combination Name: COMBD

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
D Static Load	1
D Static Load	1
SD Static Load	1
L1 Static Load	1
L2 Static Load	1

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Información combinación de carga COMBD

Selección de las Comb. de Carga de Diseño

Construcción | Resistencia | **Deflexión**

Seleccionar Comb.

Lista Comb.	Comb. de Diseño
COMB1	COMBD
COMB2	
COMB3	
COMB4	
COMB5	
COMB6	
COMB8	
ETOTAL	

Buttons: Agregar->, < Remover, Mostrar, OK, Cancelar

Formulario combinación de diseño para deflexión

Ver / Revisar propiedades

La norma por defecto será la AISC-LRFD99, siendo esta la más parecida a la Norma Técnica Peruana E.090 de "Estructuras Metálicas", complementándola dentro de sus especificaciones y comentarios.

A continuación se muestra las propiedades a considerar:

Formulario propiedades en Arriostramiento

Propiedades en Losa

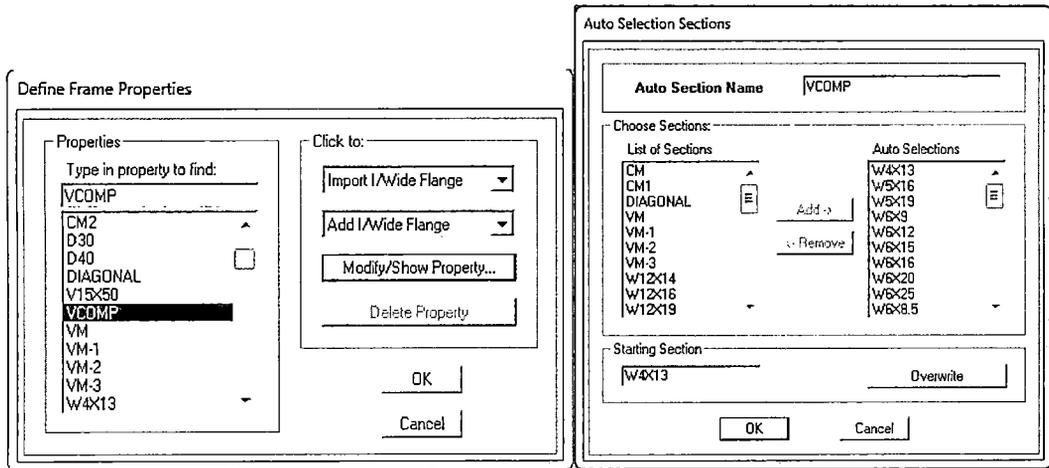
Se considerará los factores que el programa calcule. Tener en cuenta que la dirección ha sido ingresada por defecto debido a la orientación de la Losa tipo "Deck".

Formulario propiedades en Losa

A partir de estos datos ingresados, se obtienen los siguientes resultados:

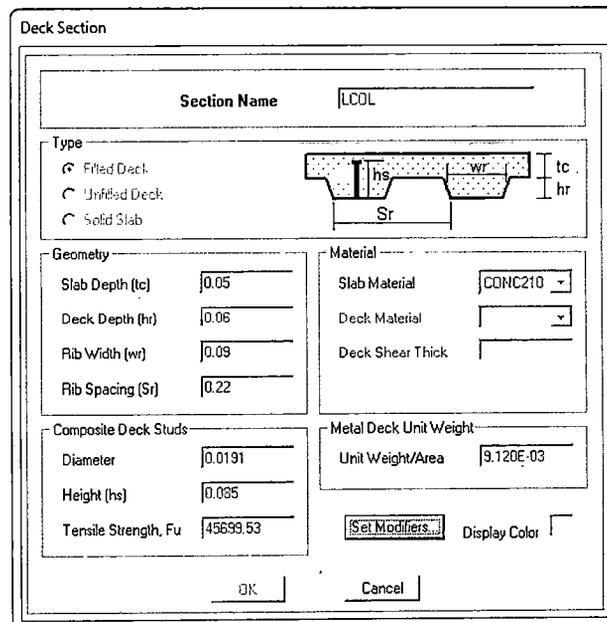
Resultados de Viga Compuesta

Para las vigas compuestas se ha procedido a definir una Auto-Lista de secciones.



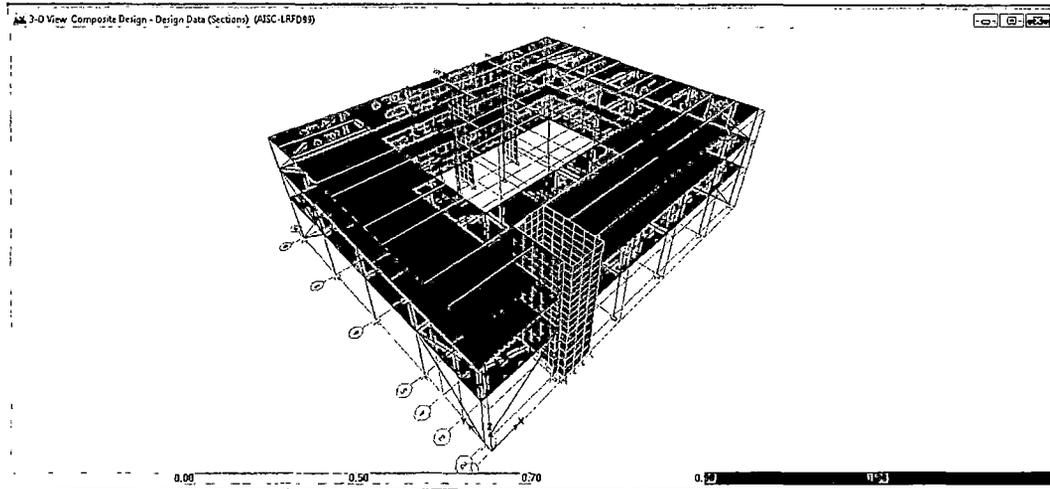
Definición de Auto-Lista de secciones

Así también, la Losa considerada es una placa colaborante de 11 cm de peralte, con conectores de 3/4" de diámetro y una longitud de 8.5 cm.

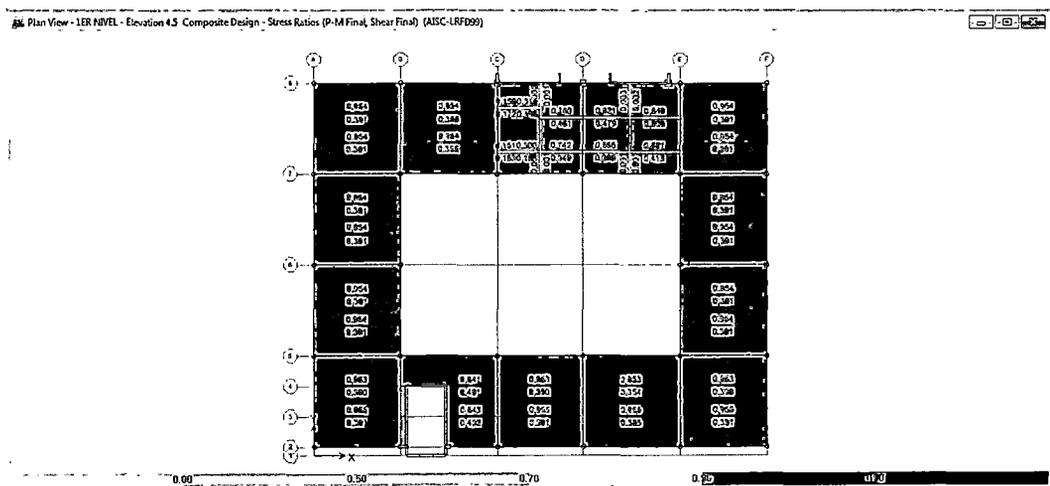


Definición de Losa de placa Colaborante

Se procede a iniciar el diseño de las vigas compuestas, aparecerá el diseño de todos los elementos vigas que se diseñan por defecto:



Vista en 3D del diseño de vigas compuestas



Vista en planta del 1er nivel con el diseño de vigas compuestas

Hacer click derecho en una de las vigas compuestas en el modelo creado, automáticamente aparecerá el cuadro Interactive Composite Beam Design and Review.

Interactive Composite Beam Design and Review (AISC-LRFD99)

Member Identification 1

Story ID: 1ER NIVEL

Beam: B56

Design Group: NONE

Section Information 2

Auto Select List: VCOMP

Optimal: W8X18

Last Analysis: W4X13

Current Design/Next Analysis: W8X18

Acceptable Sections List 3

Beam Section	Fy	Connector Layout	Camber	Ratio
W10X15	35153.48	36	0.02	1.20
W6X15	35153.48	74	0.04	2.47
W8X15	35153.48	74	0.03	2.47
W5X16	35153.48	82	0.04	2.47
W6X16	35153.48	82	0.04	2.73
W10X17	35153.48	92	0.00	3.07
W8X18	35153.48	48	0.02	0.96
W5X19	35153.48	102	0.04	1.83

Redefine 4

Sections

Overwrites...

Temporary 5

Combus...

Show Details 6

Diagrams

Details...

OK Cancel

Cuadro de diseño y revisión Interactiva (Interactive Composite Beam Design and Review)

1. **Identificación del elemento:** Se eligió una viga etiquetada B56 del 1er Nivel, sin grupo de diseño.
2. **Información de la sección:** La viga pertenece a una Auto Lista de secciones, siendo el diseño óptimo una sección W8X18, realizado mediante el análisis de la sección elegida como inicial W4X13, por defecto la sección del diseño óptimo será la sección para el siguiente análisis.
3. **Lista Aceptable de las secciones:** Presenta las diferentes secciones de la Auto-Lista para el diseño.
4. **Redefinir:** No se redefinirá las secciones ni las propiedades, estas ya han sido ingresadas con anterioridad.
5. **Temporal:** No se modificará las combinaciones de diseño, estas ya han sido ingresadas con anterioridad.

6. Mostrar Detalles: Esfuerzos y deflexión en el elemento viga seleccionado, este será revisado cuando se obtenga la sección óptima.

Se procede a realizar varias veces el análisis y el diseño hasta que el programa pueda iterar y converger en secciones óptimas para nuestro diseño.

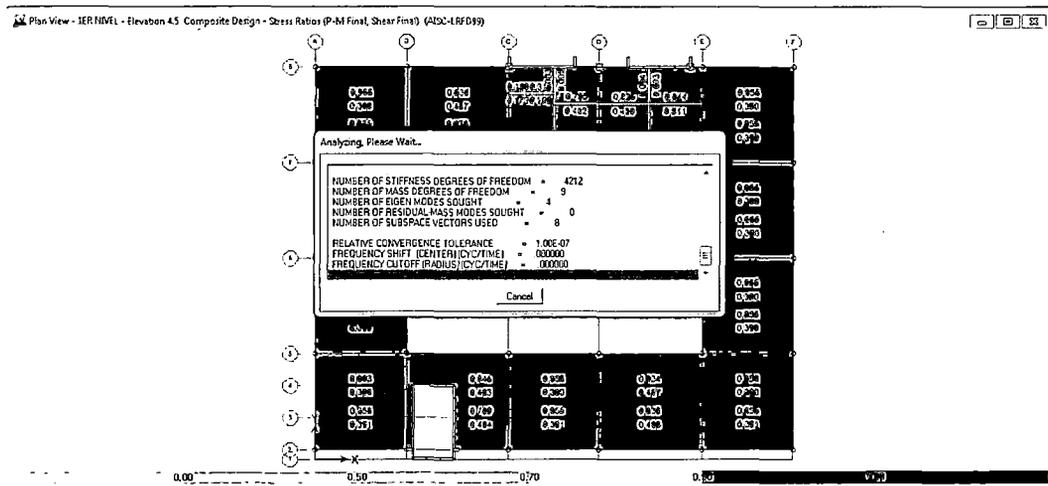


Figura N°5.46 Proceso de Análisis y diseño iterativo

Al tener secciones óptimas (secciones iguales en "siguiente análisis" y "diseño óptimo"), se puede concluir la iteración y revisar los resultados del diseño de vigas compuestas.

Interactive Composite Beam Design and Review (AISC-LRFD99)

Member Identification		Section Information	
Story ID	1ER NIVEL	Auto Select List	VCOMP
Beam	B56	Optimal	W10X17
Design Group	NONE	Last Analysis	W10X17
		Current Design/Next Analysis	W10X17

Beam Section	Fy	Connector Layout	Camber	Ratio
W8X13	35153.48	52	0.04	1.73
W10X15	35153.48	38	0.02	1.27
W6X15	35153.48	74	0.04	2.47
W8X15	35153.48	74	0.03	2.47
W5X16	35153.48	82	0.04	2.73
W6X16	35153.48	82	0.04	2.73
W10X17	35153.48	26	0.02	0.95
W8X18	35153.48	50	0.02	0.96

ReDefine	Temporary	Show Details
Sections...	Overwrites...	Combos...
		Diagrams...
		Details...

OK Cancel

Cuadro de diseño y revisión Interactiva con sección óptima

La sección óptima es W10X17, se procederá a revisar los detalles de análisis y diseño.

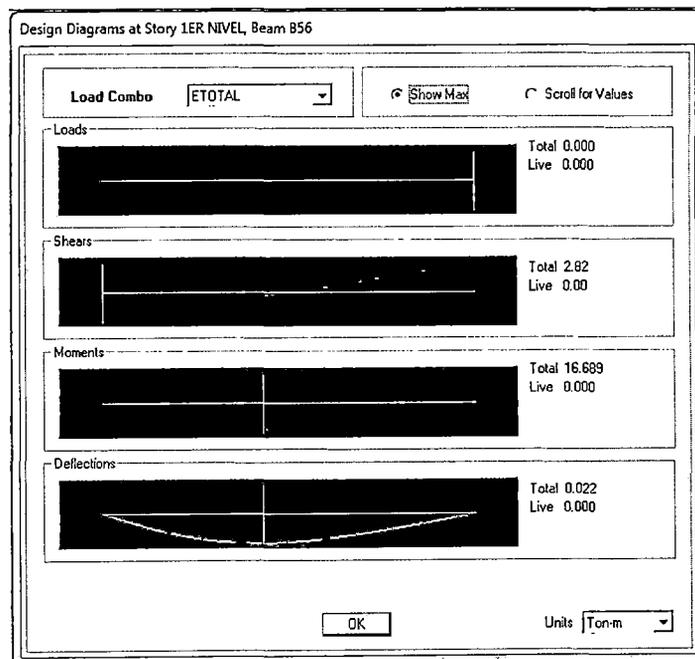
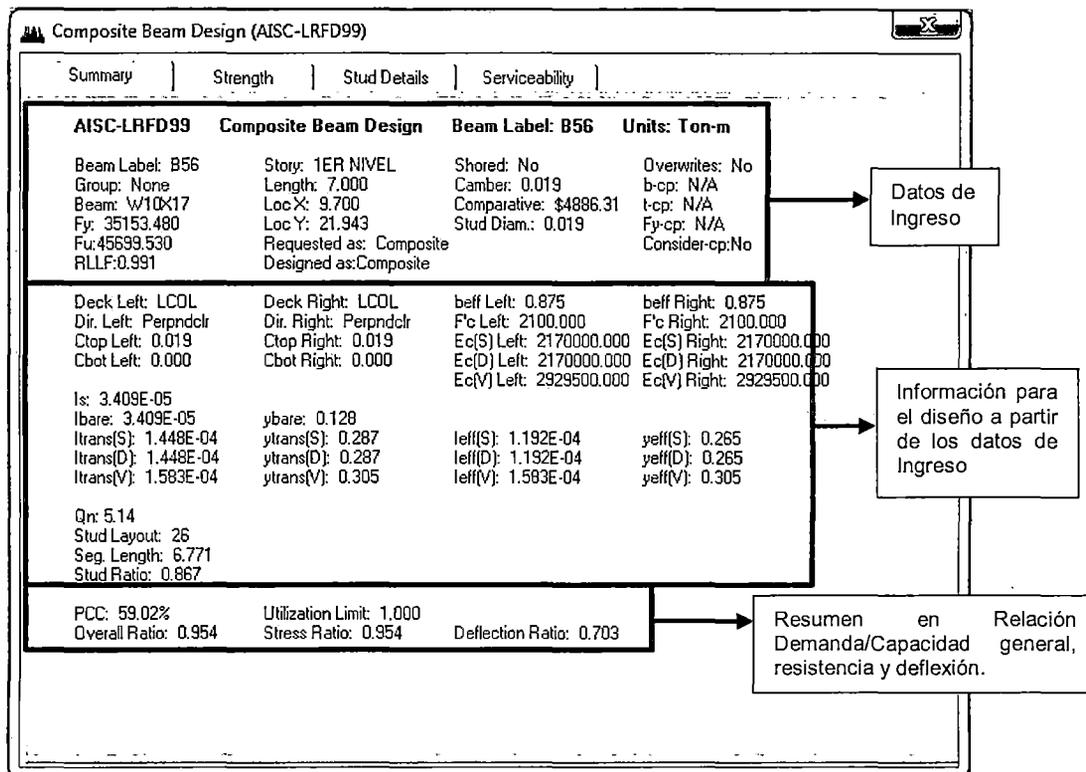


Diagrama de esfuerzos (Resumen)

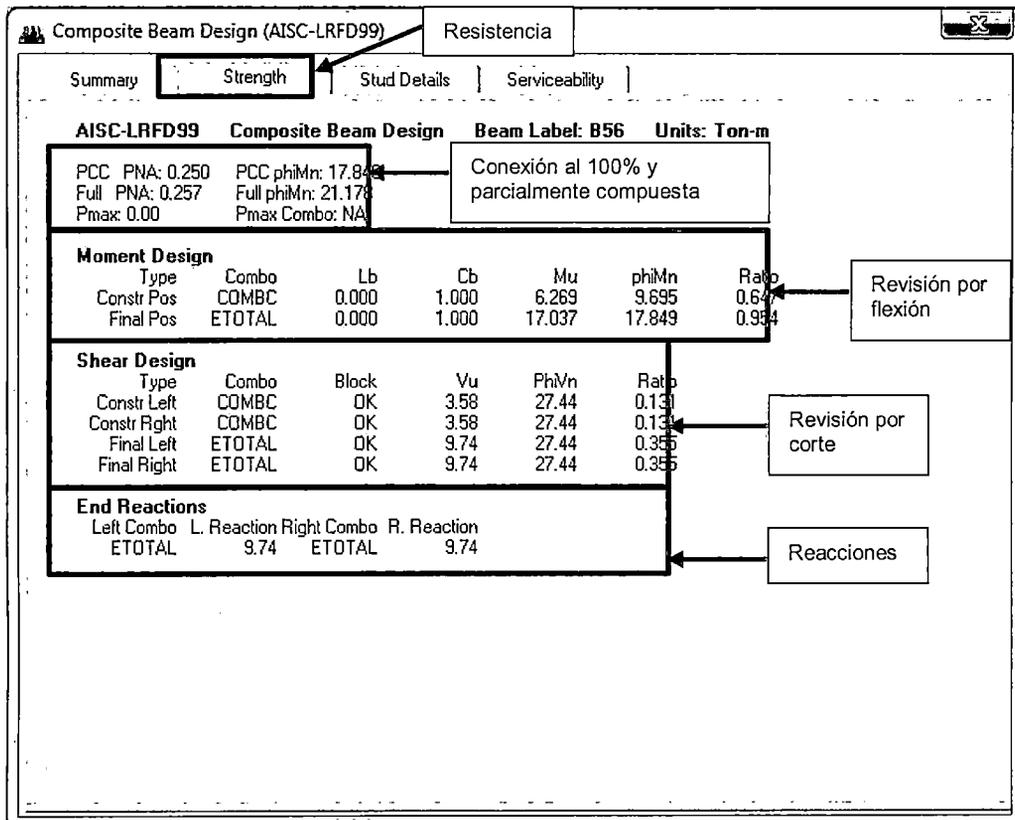


Detalles del diseño de Viga Compuesta (Resumen)

De la Figura se obtiene los anchos efectivos relativos a lado izquierdo y derecho del eje de la viga, la suma de estos es el ancho efectivo absoluto:

$$\text{beff Right} = \text{Beff Left} = 0.875 \text{ m}$$

$$\text{beff} = 1.75 \text{ m}$$



Detalles del diseño de Viga Compuesta (Resistencia)

De la Figura se tiene:

Flexión

- ✓ Full phiMn: 21.178 tn-m (Al 100% de conexión compuesta)
- ✓ PCC phiMn: 17.821 tn-m (Viga parcialmente compuesta al 58.71%).
- ✓ Mu max = 17.037 tn-m (Momento actuante máximo)

Corte

- ✓ phiVn: 27.44 tn (Resistencia nominal al corte)
- ✓ Vu max = 9.74 tn-m (Cortante actuante máximo)

Verificación Conectores de Corte

De la Figura se tiene:

$Q_n = 5.14$

Conectores de Diseño = 26

Longitud de desarrollo = 6.771

Los cuales se verifican con los requerimientos de la Figura:

AISC-LRFD99 Composite Beam Design (AISC-LRFD99)					
Summary	Strength	Stud Details	Serviceability		
AISC-LRFD99 Composite Beam Design		Beam Label: B56		Units: Ton-m	
Shear Stud Details (PCC Provided=59.02%)					
Location	Distance	Combo	L1 Left	L1 Right	Vh Reqd.
Max Moment	3.000	ETOTAL	2.886	3.886	54.65
Max Moment	3.000	ETOTAL	2.886	3.886	54.65
Max Moment	3.500	ETOTAL	3.386	3.386	57.17
Max Moment	3.500	ETOTAL	3.386	3.386	57.17
Max Moment	3.000	ETOTAL	2.886	3.886	54.65
Max Moment	3.000	ETOTAL	2.886	3.886	54.65
Max Moment	3.500	ETOTAL	3.386	3.386	57.17
Max Moment	3.500	ETOTAL	3.386	3.386	57.17

Requerimientos de conectores de corte

Verificación de Deflexión

De la sección óptima considerada finalmente y con las propiedades de esta en cuanto al momento de inercia, etc., el programa verifica las deflexiones con una sola combinación (COMBD), dado que al colocar todos los casos de cargas y por servicio, este ingresa solamente los casos de carga según el tipo de deflexión que esté realizando (PreComp DL, Super Load, Live Load o Total-Camber).

The screenshot shows a software window titled "Composite Beam Design (AISC-LRFD99)". It has four tabs: "Summary", "Strength", "Stud Details", and "Serviceability". The "Serviceability" tab is active. The window displays the following information:

AISC-LRFD99 Composite Beam Design Beam Label: B56 Units: Ton-m

Deflection Design						
Type	Consider	Combo	Defll	Limit	Ratio	OK
PreComp DL	No	COMBD	0.019	0.000	0.000	Yes
Super Load	Yes	COMBD	0.020	0.029	0.675	Yes
Live Load	Yes	COMBD	0.014	0.019	0.703	Yes
Total-Camber	Yes	COMBD	0.020	0.029	0.676	Yes

An arrow points from a box labeled "Deflexión de diseño" to the "Deflection Design" table.

Detalles del diseño de Viga Compuesta (condición de servicio)