

48



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

ESTRUCTURACION DE NAVES INDUSTRIALES: COMPARACION ENTRE ACERO Y CONCRETO PRESFORZADO

T E S I S
Que para obtener el título de
I N G E N I E R O C I V I L
p r e s e n t a

JAIMES TELLEZ MIGUEL ANGEL

DIRECTOR DE TESIS: DR. EDUARDO REINOSO ANGULO



Ciudad Universitaria

Octubre 2000

283954



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/038/00

Señor
MIGUEL ANGEL JAIMES TELLEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. EDUARDO REINOSO ANGULO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

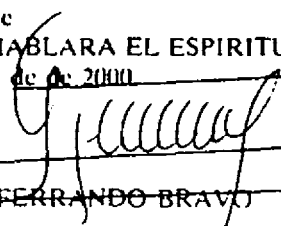
**"ESTRUCTURACION DE NAVES INDUSTRIALES: COMPARACION ENTRE ACERO
Y CONCRETO PRESFORZADO"**

- INTRODUCCION
- I. ASPECTOS BASICOS
- II. CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO
- III. NAVE INDUSTRIAL DE ACERO ESTRUCTURAL
- IV. NAVE INDUSTRIAL DE CONCRETO PRESFORZADO
- V. ESTUDIO COMPARATIVO
- VI. COSTOS Y CONCLUSIONES
- APENDICE A
- APENDICE B
- BIBLIOGRAFIA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a de de 2000
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
(G.F.B. GMP mstg.)

Dedicatoria

A Dios,
Quien me dio la oportunidad de existir y pensar

A mi madre, Petra Téllez Lagunas por el amor y apoyo

A mi padre, Pastor Jaimes Nuñez por el amor y por enseñar con el ejemplo

A mi abuelo, Emiliano Téllez, por los consejos que nunca se olvidan
In memoriam

A mis hermanos con profundo agradecimiento

A mis amigos Ivan, Roberto, Jose Luis, Luis, Etzae, Cristobal, Armando por la gran amistad brindada.

A Sandra, por la motivación de terminar lo que empece

A Teresa, por ser especial



Índice

Introducción		iii
1 Aspectos Básicos		1
1.1 Estructuración de Naves Industriales		1
1.2 Procedimientos de diseño		5
2 Consideraciones generales de diseño		15
2.1 Cargas de diseño		15
2.1.1 Acciones permanentes		
2.1.2 Acciones variables		
2.1.3 Acciones accidentales		
2.1.4 Combinaciones de cargas		
2.2 Estados límite de servicio y resistencia		19
2.2.1 Deflexiones		
2.2.2 Desplazamientos		
3 Nave Industrial de acero estructural		21
3.1 Acero estructural		21
3.2 Importancia del uso de Acero Estructural		23
3.3 Soluciones típicas		24
3.4 Esfuerzos Permisibles		32
3.5 Aspectos constructivos		37
3.6 Algunos ejemplos de naves industriales de acero estructural		40
4 Nave Industrial de concreto presforzado		42
4.1 Concreto presforzado		42
4.2 Importancia del uso de concreto presforzado		43
4.3 Soluciones típicas		44
4.4 Esfuerzos Permisibles		46
4.5 Aspectos constructivos		59
4.6 Algunos ejemplos de naves industriales de concreto presforzado		61

5	Estudio Comparativo	64
5.1	Generales	64
5.2	Cargas y combinaciones de cargas	66
5.3	Análisis eólico	67
5.4	Análisis Sísmico	69
5.5	Análisis y Diseño estructural de la Nave Industrial con acero estructural	73
5.5.1	Diseño de larguero	73
5.5.2	Diseño de Columna	74
5.5.3	Diseño de armadura	76
5.5.4	Diseño de trabe carril	77
5.5.5	Diseño de Pórticos de Frenado	81
5.4	Análisis y Diseño estructural de la Nave Industrial con concreto presforzado	83
5.4.1	Cálculo de propiedades de Trabe STT y portante L	83
5.4.2	Análisis y Diseño de trabe STT	85
5.4.3	Análisis y diseño de Trabe Portante L	96
5.4.4	Diseño de Columna de Concreto reforzado	107
6	Costos y conclusiones	111
6.1	Costos de la Nave de Presforzado	111
6.2	Costos de la Nave de Acero	117
6.3	Conclusiones	118
	Apéndice A	119
	Apéndice B	120
	Bibliografía	129



INTRODUCCIÓN

El objetivo de este trabajo es exponer algunos conceptos básicos sobre el análisis y diseño para naves industriales con elementos de concreto presforzado y acero estructural.

En el primer capítulo se presentan algunos aspectos básicos del diseño de naves industriales y muy particularmente de acero estructural y de concreto presforzado. En el capítulo 2 se hace mención de las solicitaciones que actúan sobre una nave industrial, considerando que es importante tratarlas aún cuando no todas serán consideradas en el diseño de la nave industrial. El capítulo 3 y 4 muestra conceptos básicos para el diseño de la nave industrial ya sean de acero estructural o de concreto presforzado así como también algunos aspectos constructivos. Y finalmente se desarrolla un ejemplo del análisis y diseño de la nave industrial de acero estructural o de concreto presforzado, lo que permite al lector comprender los conceptos expuestos en este trabajo de manera práctica.

Este trabajo a desarrollar no pretende ser un tratado riguroso y amplio sobre el estudio del concreto presforzado y acero estructural y su aplicabilidad al diseño de naves industriales, pero sí proporciona al lector una introducción a los principios y procedimientos de análisis y diseño de la estructura de éstos. Para fomentar la construcción en acero y concreto presforzado y apoyar la fuerza creativa de ingenieros y arquitectos. Dada la demanda de este tipo de estructuras y la poca información académica del ingeniero a nivel licenciatura, se presentara este trabajo como una lectura alternativa y complementaria a las materias que se imparten en la Facultad de Ingeniería.

Agradezco la valiosa ayuda del Dr. Eduardo Reinoso Angulo quién personalmente revisó este trabajo, y del M.I. Enrique Martínez Romero de quien aprendí gran parte de lo que en este trabajo presento.

Jaimes Téllez Miguel Angel
Ciudad Universitaria, D.F. México



Capítulo 1

Aspectos Básicos

Este capítulo tiene como objetivo proporcionar al diseñador elementos fundamentales para el análisis y diseño de naves industriales construidos con elementos de concreto presforzados y de acero.

1.1 Estructuración de Naves Industriales

Existen diversas formas de concebir la estructura resistente de una Nave Industrial, y el proyectista de la misma debe saber cuál es, en cada caso, la más conveniente.

En su decisión deberá pesar diversos factores, entre los que citaremos los siguientes:

- La forma y las dimensiones del terreno.
- El terreno de cimentación, con la posibilidad de que se produzcan o no importantes asentamientos diferenciales.
- El uso a que vaya a ser destinada la Nave Industrial.
- La velocidad de ejecución.
- La situación económica.

En lo que sigue vamos a tratar de exponer los principales esquemas estructurales, procurando señalar sus ventajas e inconvenientes.

Naturalmente, en un Nave Industrial, podrán resolverse unas partes con un esquema estructural y otras con otro.

1.1.1 Esquemas estructurales

Fundamentalmente, todos los tipos estructurales están formados por: Columnas, que apoyan sobre la cimentación; traveses, que cargan sobre las columnas, y cubiertas armadas, que transmiten sus cargas a las traveses. Algunas traveses también pueden transmitir su reacción, por uno o por sus dos extremos, no a una columna sino a otra trabe.

También puede ocurrir que alguna columna no llegue a la cimentación, ya sea porque está colgada, o porque descansa en un elemento en flexión (trabe).

Las diversas formas en que pueden quedar enlazadas las traveses y las columnas dan lugar a los diferentes tipos de estructura.

a. Estructuras totalmente isostáticas

Es el tipo de construcción más utilizado. Es, quizá, el de mayor rendimiento en taller y en montaje y, por consiguiente, el de menor costo por kilogramo de acero de obra terminada.

En este tipo de estructura las columnas están sometidas fundamentalmente a compresión y las vigas se articulan sobre ellos, no importando cuál sea su dirección en el plano horizontal, por lo que este tipo es de la mayor flexibilidad en lo que se refiere a las necesidades arquitectónicas.



Los soportes de las diversas plantas por su forma de enlace, pueden considerarse también articulados unos con otros y en la base.

La estructura, así concebida, es un mecanismo, por lo que, para oponerse a los esfuerzos horizontales producidos por sismo, viento, u otras causas, han de disponerse unos elementos estructurales capaces de resistir estas solicitaciones como son los pórticos de frenado.

El cálculo de las trabes se realiza en la hipótesis de viga articulada en sus dos extremos aunque, los nudos puedan transmitir un cierto momento flector. Un ejemplo de esto son las Trabes STT que se calcularan para la nave de Presforzado.

Los soportes se pueden también calcular como articulados en sus dos extremos, con carga axial la mayor parte de las veces y con su carga excéntrica en algunos casos.

b. Estructuras con vigas continuas

Cuando sea posible, es generalmente recomendable adoptar una disposición de viga continua, porque se obtienen considerables economías de acero y reducciones de flecha notables, como se presenta en este caso la trabe carril.

Las mayores complicaciones de cálculo y de ejecución en taller y montaje, con el consiguiente aumento del precio del kilogramo de estructura terminada, queda, en muchos casos, compensada por la economía de peso.

c. Estructuras de marcos con nudos rígidos

En este tipo de estructuras los soportes y vigas que concurren en un punto forman un nudo rígido. Es decir, las tangentes a las directrices de las diversas piezas (columna o vigas) mantienen ángulos invariables, después de la deformación.

Este tipo de estructura, además de tener la ventaja de que pueden los marcos resistir los esfuerzos horizontales en la dirección de su plano, suele ser de más rendimiento, para grandes claros, que sus equivalentes de nudos articulados o de vigas continuas.

Entre los inconvenientes de su empleo está el que, en estas estructuras, tiene mayor repercusión la existencia de asientos diferenciales.

Por otra parte, la ejecución y el montaje es más complicado y más caro que en los casos anteriores, debido a los detalles constructivos como sucede en la nave de Presforzado que se presenta en el Capítulo 5, que en la dirección longitudinal forma un marco con nudos rígidos.

1.1.2 Estabilidad Horizontal

Los tipos estructurales a que nos hemos referido en los incisos a y b anteriores, no son capaces de resistir esfuerzos horizontales. Si las uniones entre vigas y soportes fueran verdaderas rótulas, la estructura, más que tal, sería un mecanismo. (En la realidad los nudos pueden resistir pequeños momentos, pero es incapaz de asegurar la estabilidad de asegurar la estabilidad de la Estructura).

Es, por consiguiente, necesario establecer algunos elementos que puedan hacer frente a los empujes horizontales que producen el viento y los sismos.

En caso de viento, éste actúa directamente sobre la fachada y, normalmente, ésta es capaz de transmitir la presión del viento al sistema de cubierta.

Los sistemas de cubierta, en su plano, deben ser capaces de transmitir las fuerzas sísmicas o de viento actuantes a los elementos o sistemas sismoresistentes, comúnmente marcos, armaduras triangulares o muros estructurales. Cuando se logra este objetivo, se dice que existe la "acción de diafragma" que puede ser flexible o rígido y suele considerarse, en la

práctica, como un sólido no deformable. Basta, por consiguiente, que estén enlazados a unos elementos verticales capaces de transmitir al terreno el empuje del viento, para conseguir la estabilidad horizontal de la Estructura.

Estos elementos verticales como mencione anteriormente pueden ser, fundamentalmente, de tres tipos:

- a) Armaduras triangulares metálicas.
- b) Marcos de nudos rígidos.
- c) Muros de concreto.

Cuando se utiliza los elementos de los tipos a) o c), se presenta el problema de encontrar una parte de la estructura en la que la colocación de los mismos no perturbe la función de la Nave Industrial.

En los casos en que ninguna de estas localizaciones sea posible, es cuando se encuentra el proyectista obligado a adoptar el tipo b) que, económicamente, suele ser más costoso.

Como se ha dicho anteriormente, los sistemas de cubierta suelen ser elementos lo suficientemente rígidos en su plano como para referir el empuje de viento, que reciben de las fachadas, a los contravientos o armaduras de contraviento, marcos de nudos rígidos y muros de concreto situadas en planos verticales.

Las armaduras de contraviento están constituidas, en su forma más general, por tres clases de elementos diferentes:

- Conectores, "c"
- Montantes, "m"
- Diagonales, "d"

Para el cálculo de las columnas es necesario superponer, a los esfuerzos que se deduzcan por efecto de viento, lo que puedan corresponderles por su posible función de columnas de la Nave Industrial, teniendo en cuenta, naturalmente, el coeficiente de seguridad que, corresponde a esa hipótesis de carga. Los Montantes, "m", deben calcularse teniendo en cuenta que puede existir, además de la compresión o tensión que le induce el efecto del viento, la flexión propia que, como vigas, les corresponde.

Debe observarse que el pandeo en el plano horizontal quedará, generalmente, impedido por el entramado que apoye sobre dichos montantes.

Los soportes son también elementos lineales o piezas prismáticas solicitados principalmente a compresión, y a flexión pequeña o nula.

Su dimensionamiento, ha tenerse en cuenta la posibilidad de pandeo.

La forma de obtener los perfiles que constituyen un soporte una vez determinados, se indica por:

- El tipo de acero o de concreto y el caso de carga.
- La longitud de soporte.
- La carga axial.

Por razón de su facilidad de enlace con los diagonales, y para que éstas ocupen el menor espacio posible en dirección perpendicular al plano de la armadura, es una buena forma de sección la formada por dos perfiles canal.

Los diagonales, "d", cuando se disponen de cruz de San Andrés, pueden calcularse suponiendo que sólo actúa la que está solicitada a tensión. En esta hipótesis pueden admitirse esbeltos mayores que en compresión y, por consiguiente, elementos más planos que ocupan menos espacio en sentido horizontal.

En general, los Naves Industriales son estructuras de uno o dos pisos que se usan principalmente con fines industriales (como son las fábricas, almacenes, u operaciones de menudeo/mayoreo). Estos estructuras pueden estar compuestos de marcos de acero o tener un techo soportado por miembros de acero o de concreto presforzado que descansan sobre muros de carga. El esqueleto de acero o de concreto reforzado de la estructura puede ser rígido o articulado;

puede ser un arco con dos o tres articulaciones, o puede ser un sistema de armaduras sobre columnas o bien un sistema de trabe sobre trabe. La armadura puede ser rígida o articulada.

La estructura de una Nave industrial es un esqueleto tridimensional, pero por lo general se considera rígida en un plano solamente. La estructura plana que se obtiene de considerar solamente los elementos principales de la misma y/o la rigidez se llama marco. El término "marco" se usa en todas las estructuras ya sean rígidas, armaduras sobre columnas, elementos presforzados sobre columnas, u otros miembros, y que se utilizan para salvar el espacio entre columnas en el plano principal. La separación entre marcos según la tercera dimensión constituye las crujiás. Las vigas de borde y de piso se usan para salvar las crujiás en edificios de muchos pisos con traves tendidas entre las columnas de los marcos.

Sistema de Techo.

Al techo se le puede considerar la hipótesis de diafragma rígido y es esencial en el análisis y diseño sísmico, y su empleo permite simplificar de manera considerable el proceso de análisis y de diseño sísmico de naves industriales.

El problema es de especial relevancia en sistemas en que se combinen muros estructurales y marcos, donde los primeros resistan la mayor parte de las acciones sísmicas y los marcos se diseñen principalmente para resistir las acciones gravitacionales. En estos casos, si el diafragma no puede ser considerado rígido bajo las acciones sísmicas el sistema para resistir las acciones gravitacionales (marcos) podrían tener demandas de deformaciones relativas bastantes mayores que las correspondientes a los muros estructurales, lo que puede llevar a daños severos o colapsos en los marcos si el comportamiento de diafragma flexible no fue considerado en el diseño.

A pesar de la importancia del problema de lograr el mencionado comportamiento rígido, el enfoque de reglamentos de construcción para verificar que se logre el referido comportamiento es en general bastante simplista. Esto se debe a que a diferencia de la relativamente amplia experiencia, en laboratorio y en sismos intensos, que se tiene en el comportamiento de diversos elementos estructurales, tales como traves, columnas ó muros estructurales, la experiencia referente a l problema de diafragma rígido es bastante menor.

El sistema de techo de la Nave Industrial consiste en una estructura, algún sistema de piso y una cubierta impermeabilizante. La estructura principal del techo consiste de la armadura en cualquier marco. Los largueros se tienden a través de las crujiás y se esparcian de 0.6 a 2 m, o más, medidos centro a centro, dependiendo del tipo de tablero de techo que se use. Se proveen tensores como un apoyo adicional para los largueros que se usan en los techos en pendiente. El diseño de los largueros en los techos inclinados resulta bastante complejo debido a la flexión asimétrica. El tablero de techo descansa sobre los largueros y puede ser un tablero metálico, losas de concreto prefabricados, entarimados de madera, o planchas de asbestos o yeso.

Así también el RDF 96, da criterios bastantes simplistas y generales para revisar que un sistema de piso prefabricado pueda tener un comportamiento de diafragma rígido. De acuerdo con este reglamento, el referido comportamiento en un sistema de techo prefabricado se puede lograr con un firme colado sobre los elementos prefabricados "a condición de que se dimensiones de modo que por sí solo resista las acciones de diseño que actúan en su plano". Además, especifica que " el espesor del firme no será menor que 6.0 cm, si el claro mayor de los tableros es de 6.0 ó más. En ningún caso será menor que 3.0 cm".

Las paredes pueden ser de chapa metálica, chapas metálicas "sanwichs" (muros de cortina) que consisten en dos hojas metálicas con algún tipo de relleno de aislante, tablonces de asbesto, ladrillos, bloques de concreto, mosaicos o concreto precolado o colado en el lugar. Las paredes ligeras lo soportan los puntales y largueros de pared en la Nave Industrial. Así también pueden ser de elementos prefabricados.

La viga de borde o fachada, ya mencionada, es similar a un larguero y se coloca en la línea de piso como la viga de piso más externa, y soporta cierta proporción de la carga de piso. Soporta también parte de la pared lateral. Si el recubrimiento lateral es pesado se puede "reforzar" el larguero usando un canal o un angular, dependiendo de la carga que haya que soportar.

Es necesario establecer el entramado del piso desde el mismo principio del diseño de modo que se pueda realizar el flujo de carga y dimensionar a los diversos miembros.



1.2 Procedimientos de diseño

El diseño estructural requiere la aplicación del criterio del ingeniero como se menciona antes para producir un sistema estructural que satisfaga de manera adecuada las necesidades del cliente o el propietario. Posteriormente este sistema se incorpora a un modelo matemático para obtener fuerzas en los miembros. Como el modelo matemático nunca representa con exactitud la estructura real, otra vez es necesaria la habilidad del ingeniero para evaluar la validez del análisis a fin de poder aplicar las tolerancias apropiadas a la incertidumbre tanto en las deformaciones como en la estática.

Con base en las propiedades de los materiales, la función estructural, las consideraciones ambientales y estéticas, se efectúan modificaciones geométricas en el análisis del modelo, y se repiten los procesos de resolución hasta obtener una solución que produce un equilibrio satisfactorio entre la selección del material, la economía, las necesidades del cliente, sus posibilidades económicas, y diversas consideraciones arquitectónicas. Rara vez, excepto quizás en las estructuras más elementales, se obtiene una única solución; única en el sentido de que las compañías de ingeniería estructural obtendrían exactamente la misma solución.

En este trabajo se supone que el diseño ha llegado al punto en que se ha decidido la forma estructural y que se han eliminado todos los diversos materiales estructurales alternativos posibles, en favor del uso del **concreto presforzado y del acero estructural**. Se procede entonces a efectuar cualquier análisis estructural requerido como se muestra a continuación, y se hace la selección del miembro y el diseño de la conexión, que sea apropiada al asunto en estudio.

La seguridad, como preocupación de diseño tiene precedencia sobre todas las otras consideraciones de diseño. La "seguridad" de cualquier estructura depende, naturalmente, de las cargas subsiguientes. Como la estructura, después de su construcción, siempre estará sometida a cargas, y no siempre del modo o manera con que fue diseñada, la selección de las cargas constituye un problema de estadística y probabilidad, estas condiciones generales se mencionarán en el capítulo 2. Esta parte del problema resultaría bastante subjetiva, y produciría diseños extremadamente dispares, si no fuese por los códigos de construcción que se han desarrollado; estos códigos establecen límites mínimos requeridos.

1.2.1 Procedimiento para el cálculo de fuerzas sísmicas

Debido a la importancia de la determinación de estas acciones accidentales se proporciona una metodología para el cálculo de fuerzas sísmicas en estructuras y equipo, e información relacionada con la ingeniería sísmica.

Este procedimiento debe utilizarse en conjunto con el manual de Diseño de Obras Civiles; diseño por Sismo, de CFE (COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD ED. 1993), y no como un documento independiente, hay que tener en cuenta que en las áreas donde exista algún reglamento que para este propósito se haya realizado, se aplicará y está guila sólo quedará como referencia o material de consulta.

1.2.1.1 Clasificación de estructuras

Clasificación de estructuras según su destino

Grupo A	Estructuras que requieren un grado de seguridad alto.
Grupo B	Estructuras que requieren un grado de seguridad intermedio
Grupo C	Estructuras que requieren un grado de seguridad bajo

En el diseño sísmico de algunas estructuras especialmente importantes se seguirán criterios especiales, acordes con el estado del conocimiento.

Clasificación de las estructuras según su estructuración

Tipo1 Estructuras de edificios

1.2.1.2 Factor de comportamiento sísmico "Q"

La forma más adecuada para caracterizar las estructuras en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico "Q", el cual en realidad no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración misma, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

1.2.1.3 Factor reductivo por ductilidad

Para fines de diseño será necesario tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque de manera aproximada. Para ello, las ordenadas espectrales se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo Q', a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad. Para cualquier tipo de estructura, el factor reductivo se calculará como sigue:

$$Q' = 1 + (Q-1)T/T_a; \text{ si } T < T_a$$

$$Q' = Q; \text{ si } T > T_a$$

T Es el Periodo fundamental de vibración cuando se emplee el análisis estático e igual al periodo natural de vibración del modo que se considera a cuando se emplee el análisis modal espectral.

T_a Es el primer periodo característico del espectro de diseño.

1.2.1.4 Regionalización de la República Mexicana

La República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas A, B, C, D.

Las fronteras entre las zonas coinciden con curvas de igual aceleración máxima del terreno; la zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la mayor es la zona D.

1.2.1.5 Espectros de diseño

En general no es práctico, para fines de diseño, predecir el comportamiento sísmico de una estructura basándose en los espectros de respuesta.

Para el diseño sísmico puede adoptarse un espectro obtenido como la curva media o envolvente del teórico.

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a, expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, donde a₀ es el cociente de aceleración del terreno, c es el coeficiente sísmico y T es el período natural de interés; T_a y T_b son dos periodos característicos que delimitan la meseta y r un exponente que define la parte de la curva del espectro de diseño.

$$a = a_0 + (C + a_0) T/T_a; \quad \text{si } T < T_a$$

$$A = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$A = c (T_b / T)^r; \quad \text{si } T > T_b$$

Donde los valores de estos parámetros se consignan para diferentes zonas sísmicas y los distintos tipos de terreno de cimentación.

Para estructuras del grupo A los valores de las ordenadas espectrales deberán multiplicarse por 1.5 a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura.

1.2.1.6 Tipos de terreno

La clasificación de tipos de terreno es la siguiente:

Tipo I Terreno firme.

Tipo II Terreno Transición.

Tipo III Terreno Compresible.

1.2.1.7 Elección del tipo de análisis

Para el análisis sísmico de estructuras, se puede recurrir a tres métodos :

- A) El Método Simplificado.
- B) Análisis Estático
- C) Análisis Dinámico

Se aplica el método simplificado para las Estructuras que sean soportadas por muros de mampostería o de concreto reforzado.

Se aplica el Método estático para las estructuras que sean menores de 60m

Se aplica el método dinámico para las estructuras que sean mayores de 60m

A. El método simplificado:

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales y momentos de volteo.

Se verificara únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corté de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante que obre en dicho piso.

La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.50 y la altura del edificio no será mayor de 13m.

B. Análisis estático:

Fuerzas cortantes

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas.

Cada una de las fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicando por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre el desplante.

El coeficiente se tomará de tal manera que la relación V_0/W_0 sea igual a c/Q , siendo V_0 la fuerza cortante en la base, W_0 el peso de la estructura, donde el peso de la estructura será la carga muerta + carga viva reducida, Q el factor de comportamiento sísmico y c el coeficiente sísmico.

Reducción de fuerzas cortantes

Se permite reducir las fuerzas cortantes en una estructura si se toma en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura.



Momentos torsionantes

EL momento torsionante en la estructura en el entrepiso n se tomara igual a la fuerza cortante V_n de dicho entrepiso por la excentricidad e_{\pm} que resulte m[as desfavorable para cada sistema de la estructura.

$$M = \begin{matrix} t & V_n \pm e_n; e_n = \pm (1.5e_n + 0.1b_n) \\ n & V_n \pm e_n; e_n = \pm (e_n - 0.1b_n) \end{matrix}$$

donde:

M: El momento torsionante en la estructura en el entrepiso n.

e_n : La excentricidad torsional calculada en el entrepiso n.

b_n : La máxima dimensión en planta del entrepiso n medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

V_n : La fuerza cortante de dicho entrepiso.

Momentos de volteo

EL momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado podrá reducirse, no menor que le producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel, en péndulo invertidos no se permite reducción de momentos de volteo.

Efectos de segundo orden

Deberá tenerse en cuenta explícitamente en el análisis los efectos de segundo orden, esto es, los momentos y cortante adicionales provocados por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente, en toda la estructura en que la diferencia en desplazamiento lateral entre dos niveles consecutivos, dividida entre la diferencia de alturas correspondientes, exceda de $0.08V/W$ entre cada par de niveles consecutivos, siendo V la fuerza cortante calculada y W el peso de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas reducida que obran encima de la elevación que se considera.

Efectos combinados de los movimientos del terreno

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección que se analice la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos de los que obra perpendicularmente a el, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

Comportamiento asimétrico

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza-deformación difieran en sentidos opuestos se dividirán los factores correspondientes entre $1+2.50d/Q$, en que d es la diferencia en los valores de a/Q , expresados como fracción de la aceleración de la gravedad, que causarían la falla o fluencia plástica de la estructura en uno y otro sentido.

C. Análisis dinámico

El método de análisis dinámico consta de los mismos pasos básicos del estático, con la salvedad de que las fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos se determinan a partir de la respuesta dinámica de la estructura.

Pueden emplearse como métodos dinámicos el análisis modal espectral y el análisis paso a paso o cálculo de respuestas ante temblores específicos.

Cabe aclarar que el análisis puede ser modal, siempre que la respuesta total se encuentre mediante la superposición en el tiempo de las respuestas modales para cada uno de los modos de vibración.



Análisis modal espectral

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a $T=0.4$ seg. Pero en ningún caso podrá considerarse cuando menos los tres primeros modos de traslación en cada dirección del análisis.

Pueden despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas.

Análisis paso a paso

Si se emplea el análisis paso a paso o cálculo de respuesta ante temblores específicos, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de estos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos independientes entre sí, cuyas características de intensidad, duración y contenido de frecuencias sean compatibles con el riesgo sísmico del sitio en cuestión, y que tengan en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

Revisión por cortante basal

Si con el método dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la relación V/W es menor que $0.8a/Q'$, se incrementará todas las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales correspondientes en tal proporción tal que V/W iguale este valor.

Esta condición implica que la fuerza cortante Basal de diseño no puede ser menor que 80% de la que arrojaría un análisis estático teniendo en cuenta el periodo fundamental de la estructura.

Revisión de estados límite

Se verificara que la estructura no alcance ninguno de los estados límite de servicio, estos se pueden observar en el Capítulo 2

Desplazamientos horizontales:

Las diferencias entre desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculada son algunos de los métodos de análisis sísmico que describen en este capítulo, no excederá a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de esta. En tal caso el límite será de 0.012.

El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico.

Choque contra estructuras adyacentes:

Toda la construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5.0 cm, ni menor que le desplazamiento horizontal del nivel que se trate.

El desplazamiento horizontal se obtendrá como el calculado.

Tipo I 0.001 de la altura

Tipo II 0.003 de la altura

Tipo III 0.006 de la altura

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5.0 cm, ni menor de la altura del nivel sobre desplante multiplicada por:

Tipo I 0.007 de la altura

Tipo II 0.009 de la altura

Tipo III 0.012 de la altura



La separación entre cuerpos de una misma o entre estructuras adyacentes será por lo menos igual a la suma de las que de acuerdo a las especificaciones precedentes corresponden a cada una.

1.2.2 Procedimiento para el cálculo de cargas de viento

Debido a la importancia de la determinación de estas acciones accidentales se establecerá una guía y recomendaciones prácticas para el cálculo de cargas de viento en Naves Industriales.

Este procedimiento debe utilizarse en conjunto con el manual de Diseño de Obras Civiles; diseño por Sismo, de CFE (COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD ED. 1993).

La metodología mostrada en este documento será aplicada para determinar las cargas por viento, las cuales son requisito indispensable para el diseño de elementos y/o estructuras de naves industriales.

Definiciones:

Velocidad regional. (V_R) Es la máxima media probable de presentarse, con un cierto periodo de recurrencia en una zona o región determinada del país.

Velocidad de diseño. (V_D) Es la velocidad a partir de la cual se calcularán los efectos de viento sobre la estructura sobre un componente de la misma ($V_D = F_T F_a V_R$)

Presión dinámica de base. (q_z) Es la presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a el, a una altura Z, sobre el nivel del terreno, y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \text{ donde:}$$

G Factor de corrección por temperatura y altura, con respecto al nivel del mar, y adimensional y se obtiene de la expresión:

$$G = \frac{0.392 \Omega}{(273 - \tau)} \text{ donde:}$$

Ω Presión barométrica en mm. De Hg (Ver tabla B.7 del Apéndice B)

τ Temperatura ambiente en grados celcius

1.2.2.1 Dirección de análisis

Las construcciones se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán aquellas que representen las combinaciones más desfavorables para la estabilidad de las estructuras en cuestión.

1.2.2.2 Diseño

El diseño será por esfuerzos permisibles o factores de carga y resistencia de acuerdo a los criterios del proyecto.

Seguridad contra volteo

La seguridad de las construcciones se analizará suponiendo nulas las cargas vivas que contribuyen a disminuir este efecto. Para las estructuras pertenecientes al grupo B, que el al que va dirigido está guía, el cociente entre el momento estabilizador y el actuante de volteo no deberá ser menor que 1.5

Seguridad contra el deslizamiento

Al analizar esta posibilidad, deberán suponerse nulas todas las cargas vivas. La relación entre la resistencia al deslizamiento y la fuerza que provoca el deslizamiento horizontal deberá ser por lo menos igual a 1.5 para estructuras del grupo B, que es el que va dirigida está guía.

Seguridad durante la construcción

Corresponde al grupo de construcción, asegurar la estabilidad de la construcción durante el tiempo que dura este proceso, recordando que la estructura no es estable hasta que su construcción ha sido concluida y todas las conexiones se han completado.

Efecto de grupo debido a construcciones vecinas

En todos los casos de esta guía, se supone que la respuesta de la estructura en estudio es independiente de la influencia, favorable o desfavorable que otras construcciones cercanas pudieran proporcionarles durante la acción del viento.

Clasificación de la estructura según su importancia

La clasificación de estructuras según su importancia se basará en el párrafo 4.3 del manual de obras civiles C.114. Diseño por viento, considerado un período de 200 años para el grupo A, y de 50 años para estructuras del grupo "B".

Clasificación de la estructura según su respuesta ante la acción del viento

Para fines de esta guía, solo será aplicable para estructuras que caigan dentro del tipo 1, estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, abarcan aquellas en que la relación de aspecto (defina como el cociente entre la altura y la menor dimensión en planta, es menor o igual que cinco (5) y cuyo período natural de vibración menor o igual a un (1) segundo, Pertenecen a este tipo por ejemplo la mayoría de edificios, bodegas, auditorios, teatros.

Procedimiento para determinar las acciones del viento

Se utilizará método estático de diseño.

En caso contrario deberán utilizarse el procedimiento de análisis dinámico, de acuerdo a lo indicado en M.O.C., de la C.F.E., sección C, estructuras, tema 1, "Criterios de diseño", capítulo 4, diseño por viento, capítulo 4.9.

Aplicabilidad de esta guía de diseño

i) Limitaciones

El método estático solo puede utilizarse para diseñar estructuras o elementos estructurales poco sensibles a la acción turbulenta del viento. Esta condición, se satisface cuando:

- a) La relación $H/D \leq 5.0$, en donde H es la altura de la construcción y D es la dimensión mínima de la base, y
- b) El período fundamental de la estructura e menor o igual a un segundo.

Par el caso de construcciones cerradas, techos aislados y toldos y cubiertas adyacentes, no es necesario calcular su período fundamental, cuando se cumplan las condiciones:

- 1 La altura de la construcción, H, es menor o igual a 15 metros
- 2 La planta de la estructura es rectangular o formada por una combinación de rectángulos.
- 3 La relación H/D, es menor que cuatro (4), para construcciones cerradas y menor que uno para techos aislados, para toldos y cubiertas adyacentes en voladizo, el claro no debe ser mayor que 5.0 mts.
- 4 Para construcciones cerradas y techos aislados, plano pendiente de sus techos inclinados o a dos aguas no debe exceder los 20° , y en techos de claros múltiples deberá ser menor que 60° , para toldos y cubiertas adyacentes, la pendiente no deberá ser mayor que 5° .

Determinación de la velocidad de diseño

La velocidad de diseño se obtendrá de la siguiente ecuación:

$$V_D = F_T F_a V_R \text{ en donde:}$$

- F_T Factor que depende de la topografía del sitio, adimensional, (Ver tabla B.5. del Apéndice B)
 F_a Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, y del tamaño de la construcción, de la variación de la velocidad con la altura adimensional.

$$F_a = F_c F_{RZ} \text{ en donde:}$$

F_c Factor de tamaño, (Ver tabla B.3 del Apéndice B)

$$F_{RZ} = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } Z \leq 10$$

$$F_{RZ} = \left[\frac{Z}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{si } 10 < Z < \delta$$

$$F_{RZ} = 1.56 \quad \text{si } Z \geq \delta \quad \text{donde:}$$

- δ Altura gradiente, en metros, (Ver tabla B.4 del Apéndice B)
 α Exponente adimensional, (Ver tabla B.4 del Apéndice B)
 V_R Velocidad regional que corresponde al sitio donde se construirá la estructura en km/hr.

Nota: Para definir la categoría y clase de la construcción ver tablas B.1 y B.2 del Apéndice B respectivamente.

Presión actuante

La presión actuante sobre una construcción determinada, P_z , en kg/m^2 , se obtiene tomando en cuenta principalmente su forma y está dada, de manera general, por la ecuación:

$$P_z = C_p q_z \text{ en donde:}$$

- P_z Presión actuante sobre una construcción determinada en kg/m^2
 C_p Coeficiente de presión, adimensional
 q_z Presión dinámica de base, en kg/m^2

Análisis estático

Los empujes medios que se evalúan con este procedimiento son aplicables al diseño de las estructuras perteneciente al tipo 1, grupo A ó B.

Presiones exteriores

La presión exterior, P_e sobre una superficie de una construcción cerrada utilizando la siguiente ecuación:

$$P_e = C_{pe} K_a K_L q_z \text{ en donde:}$$

- P_e Es la presión exterior, en kg/m^2
 C_{pe} Es el coeficiente de presión exterior, adimensional, (Ver tablas B.9 y B.10 del apéndice B)
 K_a Factor de reducción de presión por tamaño de área adimensional, (Ver tabla B.11 del Apéndice B)
 K_L Factor de presión local adimensional, (Ver tabla B.12 del Apéndice B)

Cuando el valor C_{pe} sea positivo, se tratará de un empuje sobre el área en cuestión, cuando sea negativo, se tratará de una succión.

Esto significa que las presiones positivas actúan hacia la superficie y las negativas se alejan de esta.

La Presión exterior P_e , se verá afectada por el factor K_e cuando se diseñen los siguientes elementos de una construcción dada:

- Estructura principal que soporta techos y muros laterales.
- Recubrimientos en esos techos y muros.
- Elementos que sostienen los recubrimientos (tales como los largueros), y
- Dispositivos de sujeción de dichos recubrimientos.

Como se observa, en el diseño de los muros de Barlovento y Sotavento este factor no interviene por lo que será igual a uno (1).

El factor de presión local, K_L , se obtendrá de las tabla B.12 del Apéndice B y afectara solo a las presiones exteriores, los valores combinarán a su vez con las presiones interiores, sin embargo se tomara como 1.0, si la combinación de presiones exteriores e interiores resulta así más desfavorable.

La presión exterior, P_e se vera afectada por el factor K_L cuando se diseñen los siguientes elementos de un a construcción dada:

- Recubrimiento de muros y techos.
- Elementos que soportan los recubrimientos (tales como largueros) y
- Dispositivos de recubrimientos.
- Cuando se diseñe la estructura principal de la construcción o se trate del muro de Sotavento este factor será igual a la unidad.

Al aplicar el factor de presión local, el limite negativo del producto $K_L C_{pe}$ será de -2.0

Presiones interiores

La presión interior, P_i , se calculará utilizando la siguiente expresión:

$$P_i = C_{pi} q_z \text{ en donde:}$$

- P_i Es la presión interior, en kg/m^2
 C_{pi} Coeficiente de presión interior, adimensional
 q_z Presión dinámica de base kg/m^2

La presión interior se considera constante sobre todas las superficies interiores de la construcción. Y para diseñar las estructuras y sus recubrimientos, se tomarán en cuenta las presiones interiores actuando simultáneamente con las exteriores seleccionándose la combinación de ellas que resulte más desfavorable.

Los valores del coeficiente de presión interior, C_{pi} , se obtienen de las tablas B.13_a y b.13_b del Apéndice B

I) Permeabilidad

Se define como el cociente del área de las hendiduras y huecos entre el área total de esa superficie, dado que en la guía es difícil evaluarla, se definirá en forma cualitativa de acuerdo al Apéndice B

II) Aberturas

Son las puertas y ventanas abiertas, ventanillas para aire acondicionado y sistema de ventilación.

iii) Aberturas dominantes.

Se presenta sobre una superficie donde la suma de las áreas abiertas excede la suma de las áreas abiertas de cualquiera de las otras superficies.

Construcciones con techos de claros múltiples

Los valores del coeficiente de presión exterior, C_{pe} , para construcciones con claros múltiples, que tengan techos a dos aguas o dentados en forma de sierra, ver tablas Apéndice B.

Cuando existan aberturas dominantes en el techo, el coeficiente de presión interna, C_{pi} , se tomará igual a=0.8, el que resulte más desfavorable.

i) Techos aislados

La presión neta esta dada por:

$$P_n = C_{pn} K_A K_L q_z \text{ en donde:}$$

P_n Presión neta, en kg/m²

C_{pn} Coeficiente de presión neta y corresponde a:

$C_{pn} =$ Coeficiente de presión en Barlovento

$C_{ps} =$ Coeficiente de Presión en Sotavento Adimensional

K_A Factor de reducción de presión, por tamaño de área.

K_L Factor de presión local, adimensional

q_z Presión dinámica de base, kg/m²

Ver Apéndice B para los diferentes coeficientes de presión de presión neta de acuerdo a la configuración del techo aislado en cuestión.

ii) Techos en voladizo

Para techos y toldos en voladizo con un claro menor que 5.0 metros, las cargas por viento pueden evaluarse siguiendo lo establecido para techos aislados. Para claros mayores a 5.0 m se deberá seguir el M.O.C. de C.F.E.C.1.4 Diseño por viento.

Marcos abiertos múltiples

En una serie de marcos similares y paralelos la fuerza sobre el segundo y los subsecuentes será igual a la calculada para marcos abiertos, afectada por el factor "K_s" (Ver Apéndice b)



Capítulo 2

Consideraciones generales de diseño

Este capítulo tiene como objetivo proporcionar al diseñador elementos fundamentales para la selección y el análisis de cargas de naves industriales construidas con elementos de concreto presforzados y de acero.

2.1 Cargas de diseño

Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

2.1.1 Acciones permanentes

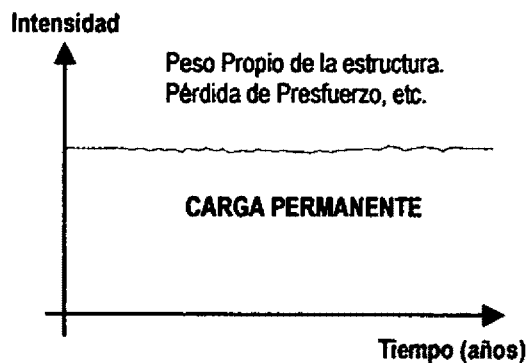
Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son:

Carga muerta.

La carga muerta estimada en el diseño consistirá del peso propio (acero o concreto) utilizado y de todo el material unido o soportado permanentemente por él.

Deformaciones y Desplazamientos.

Las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a preesfuerzos o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.



2.1.2 Acciones variables

Son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son:

Carga viva.

La carga viva, incluyendo la carga de nieve si la hay, será la especificada en el código que sirve de base la diseño de la estructura, a la requerida por las condiciones del caso. Las cargas de nieve se aplicarán en el área completa del techo o en una porción del mismo y para el diseño se tendrán en cuenta las disposiciones probables de carga que produzcan los más altos esfuerzos en los miembros soportantes.

Efectos de temperatura.

Los efectos de temperatura sobre una estructura pueden ser importantes y pueden no ser estimados por el diseñador. En general, estas fuerzas pueden ser causadas por fluctuaciones en la temperatura, calor a frío o frío a calor. Es claro que todos los materiales se deforman con los cambios de temperatura. Se dilatan cuando la temperatura se eleva y se contraen cuando ésta se reduce. La magnitud de las deformaciones por cambios de temperatura es proporcional dentro de un amplio rango de variación de temperatura y el factor de proporcionalidad se denomina coeficiente de dilatación térmica. El coeficiente de dilatación térmica en el concreto y en el acero son del orden de 10×10^{-6} , ambos semejantes, lo cual favorece el comportamiento en conjunto de los dos materiales. Aunque otros autores manejan el coeficiente de dilatación unitario para el acero de $\alpha = 0.000012$

Los efectos por temperatura no inducen solicitaciones en la estructura si ésta puede deformarse libremente, de ahí la importancia de los apoyos en los extremos de los elementos estructurales. Los efectos de temperatura se reducen por medio de juntas, o bien, las estructuras son diseñadas para resistir estas solicitaciones.

En las cubiertas de las naves, cuando se dispone de apoyo deslizante, es preciso tener en cuenta la influencia de la variación de la temperatura, lo que da lugar a esfuerzos suplementarios cuya importancia depende de las características de las columnas y viga, siendo buena práctica no desdeñarlos cuando los claros de éstas son superiores a los 15 metros.

Cargas durante la construcción

En el diseño de los elementos estructurales se deberán considerar cargas que actúen de manera temporal durante la etapa de construcción. Estas cargas son muy importantes en el diseño de los elementos a los que hace énfasis este trabajo, que son las estructuras presforzadas, donde será de suma importancia considerar las cargas que se presenten durante la fabricación, transporte y montaje de los elementos.

Además existen las acciones debidas funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos al que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje.

Vibración

Las vigas que soportan áreas grandes abiertas, libres de muros divisorios u otras fuentes de amortiguamiento, donde la vibración momentánea causada por el tránsito de peatones sea inaceptable, se diseñara tomando en cuenta la vibración.

Fatiga

La Fatiga, se define como el daño que, después de un cierto número de fluctuaciones de esfuerzo, puede terminar en fractura. El intervalo de esfuerzos se define como la magnitud de estas fluctuaciones. En caso de inversión de esfuerzos, el intervalo debe considerarse como la suma numérica de esfuerzos máximos repetidos de tensión y de compresión, o, como la suma de esfuerzos cortantes máximos repetidos en direcciones opuestas en un punto dado, que resultan de diferentes distribuciones de carga viva.

En construcciones comunes son pocos los miembros o conexiones que necesitan ser diseñadas por fatiga, puesto que la mayoría de los cambios de carga en dichas estructuras ocurren pocas veces, o solamente producen pequeñas fluctuaciones de esfuerzos. Las cargas de diseño totales de viento o de sismo se presentan con tan poca frecuencia que no ameritan consideración alguna para diseñar por fatiga. Sin embargo, los carriles de grúas puente y las estructuras de apoyo de maquinaria y equipo, a veces están sujetos a cargas que producen fatiga.

Frenado.

Las fuerzas longitudinales son el resultado del frenado o aceleración de las grúas mientras está sobre la trabe carril. Como en el frenado de las grúas, por ejemplo, la carga de está es transferida por las ruedas del camión a la trabe carril. Deberá considerarse de acuerdo a la tabla 2.1

**Impacto.**

En estructuras con cargas vivas que producen impacto, las cargas vivas supuestas deberán incrementarse suficientemente para prever este efecto. De no estipularse otra cosa, el incremento será:

Para soportes de elevadores	100%
Para soportes de maquinaria ligera impulsada por motores eléctricos	No menos del 20%
Para soportes maquinaria con movimiento alternativo o impulsada por motores de combustión	No menos del 50%
Para tirantes que soportan pisos y balcones	33%

Tabla 2.1

Factores para el diseño de traveses carril de grúas puente

Los porcentajes de impacto vertical y empuje longitudinal se aplican a las cargas máximas en las ruedas sobre una trabe carril. El impacto lateral se aplica al peso de la carga más el carro, y se distribuye entre las dos traveses carril, en proporción a la rigidez lateral de cada una. Los servicios que se mencionan a continuación son los definidos por la Asociación de Manufactureros de Grúas de América (C.M.A.A.)

Servicio	Impacto Vertical	Empuje Longitudinal	Impacto Lateral
A (Mantenimiento)	10%	5%	10%
B (Ligero)	10-15%	5%	10%
C (Mediano)	15-25%	5-10%	15-20%
D (Pesado)	25%	10%	20%
E (Cíclico)	25-50%	10-25%	20-25%

Tabla 2.2

Notas:

1. Se aplicarán los impactos mínimos a grúas operadas desde el piso.
2. Se aplicarán los impactos máximos a grúas con electroimán o cucharón.
3. Las grúas operadas desde el piso se considerarán como Servicio C (como máximo) aunque su diseño sea para servicio más intenso.
4. Los porcentajes intermedios se escogerán en función de la velocidad del movimiento respectivo, siendo los valores bajos para velocidades lentas y los altos para velocidades rápidas, según la siguiente tabla:

Capacidad	Velocidades, en m/min. para Grúas operadas desde la cabina								
	Izaje			Carro			Puente		
	Lento	Mediano	Rápido	Lento	Mediano	Rápido	Lento	Mediano	Rápido
Hasta 10 ton	6	8	10	40	50	60	60	90	120
De 120 a 25 ton	5	8	10	40	50	60	60	90	120
De 25 a 40 ton	3	6	8	30	40	50	45	75	105
De 40 a 60 ton	5	3	5	20	30	40	30	60	90
Más de 60 ton	1.5	2.5	3.5	15	25	35	15	30	45

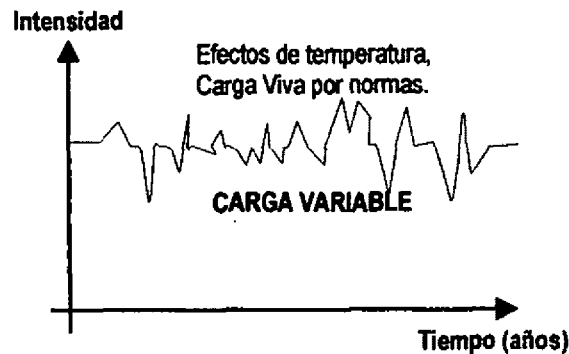
Tabla 2.3

Presfuerzo.

Además de las acciones antes mencionadas, se presentará otra solicitud correspondiente a la carga de presfuerzo, la cual a sido impuesta deliberadamente sobre la estructura con el fin de mejorar su comportamiento ante las demás cargas.



La magnitud de la fuerza presforzante sobre un elemento de concreto presforzado no es constante, sino que toma diferentes valores durante la vida del miembro. Algunos cambios de la fuerza pretensora ocurren inmediatamente, otros dependiendo del tiempo y otros más en función de la carga superpuesta. Estos cambios deben considerarse en el diseño de los elementos presforzados, pues de ello depende su comportamiento adecuado.



2.1.3 Acciones accidentales

Son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones. Pertenece a esta categoría:

Efectos de Viento.

Se deberán prevenir los esfuerzos causados por viento, durante el montaje, así como después de terminada la obra.

El viento deberá tomarse en cuenta sobre todo en las cubiertas inclinadas, soportes de fachada, elementos estructurales aislados y superpuestos a otra estructura.

Las estructuras se diseñarán para resistir los efectos de viento proveniente de cualquier dirección horizontal. Deberá revisarse el efecto del viento sobre la estructura en su conjunto y sobre sus componentes directamente expuestos a dicha opción.

Deberá verificarse la estabilidad general de la Estructura ante volteo. Se considerará, asimismo, el efecto de las presiones interiores en la estructura en que pueda haber aberturas significativas. Se revisará también la estabilidad de la cubierta y de sus anclajes.

Otras recomendaciones se realizaron en el Capítulo 1.

Acciones sísmicas

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como especifiquen las Normas técnicas Complementarias, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece el capítulo II de este Título.

En el análisis se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que correspondan al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean significativos, de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendidos estos como los de las fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante la acción tanto de dichas fuerzas como de las laterales.

Se verificara que la estructura y su cimentación no alcancen ningún estado límite de falla o de servicio.

El coeficiente sísmico, c , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto de sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel.

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico mencionado, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

Cargas mínimas

De no ser aplicable ningún reglamento de construcción en la localidad de la obra, las cargas mencionadas anteriormente, no serán menores que las establecidas, para la localidad en cuestión, el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

2.1.4 Combinaciones de cargas

La seguridad requiere de una estructura sea adecuada para todas las cargas que puedan concebiblemente actuar sobre ésta. Si la resistencia pudiera predecirse con toda la exactitud y se conocieran las cargas con igual certeza, podría asegurarse la seguridad dando a las estructuras un poco de resistencia en exceso a la requerida por las cargas. Sin embargo existen muchas fuentes de incertidumbre en la estimación de las cargas así como en el análisis, el diseño y la construcción.

Estas incertidumbres requieren de un margen de seguridad.

Los grupos siguientes representan cargas y fuerzas a las que podría estar sometida la Estructura. Cada parte de la estructura sobre la cual se apoye, se proporcionará para resistir con seguridad todos los grupos de combinaciones de estas fuerzas que puedan aplicarse al tipo y sitio en particular.

Combinación	Descripción
1	CM + CV _{máxima}
2	CM + CV _{máxima} + P ₁ (Posición de la grúa 1)
3	CM + CV _{máxima} + P ₁ (Posición de la grúa 1) + F ₁ (Frenado)
4	CM + (CM _{máxima}) Grúa + CM _{min} Grúa
5	CM + Viento + CV _{reducida} + P ₁ (Posición de la grúa 1)
6	CM + Viento + CV _{reducida} + P ₁ (Posición de la grúa 1) + F ₁ (Frenado)
7	CM + Sismo + CV _{reducida} + P ₁ (Posición de la grúa 1)
8	CM - Sismo + CV _{reducida} + P ₁ (Posición de la grúa 1)

2.2 Estados límite de servicio y resistencia

Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir los requisitos básicos siguientes:

- I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y
- II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación.

El cumplimiento de estos requisitos se comprobará con los procedimientos establecidos en este Capítulo.

Se considera como **estado límite de falla** cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.



Las Normas Técnicas Complementarias establecerán los estados límites de falla más importantes para cada material y tipo de estructura.

Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

2.2.1 Desplazamientos

En las edificaciones comunes, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los valores siguientes:

Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 0.5 cm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afectan a elementos no estructurales, como muros de mampostería, los cuales no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales igual al claro de la trabe entre 480 más 0.3 cm. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500 para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico se observará lo dispuesto en el Capítulo VI de este Reglamento;

Se observará, además, lo que dispongan las Normas técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras.

Adicionalmente se respetarán los estados límite de servicio de la cimentación y los relativos a diseño sísmico, especificados en los capítulos respectivos de este título.

2.2.2 Deflexiones

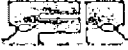
Las vigas que soporten pisos y techos se diseñaran tomando en cuenta la flecha producida por las cargas de diseño. Las vigas que soporten cielos rasos serán diseñadas de manera que la flecha máxima, debida a la carga viva, no exceda de 1/360 del claro.

Las deformaciones máximas de diseño para trabes carril de grúa puente serán:

- a) Vertical sin incluir impacto
 - L/600 para grúas de Servicio A, B y C
 - L/800 para grúas de Servicio D y E
- b) Lateral por efecto del impacto
 - L/400 para grúas de Servicio A, B y C
 - L/600 para grúas de Servicio D y E

Deflexión en elementos presforzados

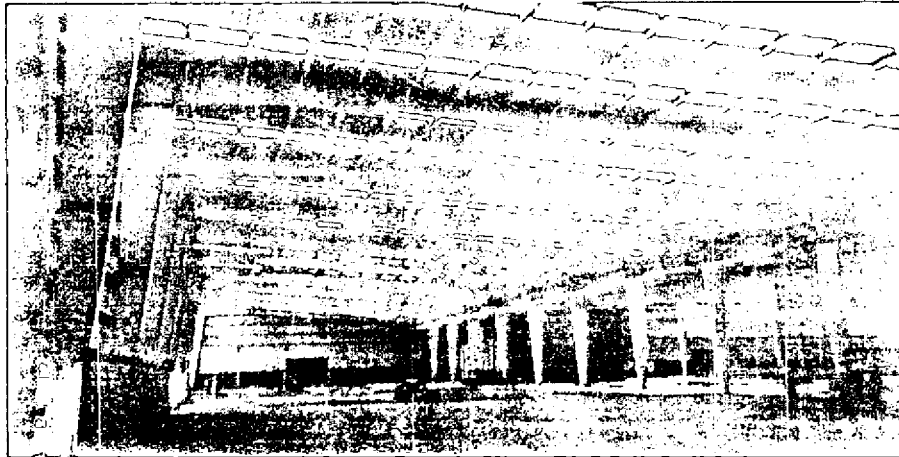
La predicción de la deflexión en miembros presforzados es complicada por la reducción gradual de la fuerza presforzante debido a las pérdidas. En un miembro típico, la aplicación de la fuerza presforzante producirá una flecha hacia arriba. El efecto de la contracción, del flujo plástico y del relajamiento, reduce gradualmente la flecha producida por la fuerza inicial. Sin embargo, el efecto del flujo plástico es doble. Mientras que produce una pérdida del presfuerzo tendiente a reducir la flecha, las deformaciones que provoca en el concreto aumentan la contraflecha. Por lo general, el segundo efecto es el que predomina, y la contraflecha aumenta con el tiempo a pesar de la reducción de la fuerza presforzante.



Capítulo 3

Nave Industrial de acero estructural

Este capítulo tiene como objetivo proporcionar al diseñador elementos fundamentales para el diseño de naves industriales construidos con elementos de acero.



3.1 Acero estructural

Definición del acero

Se define como acero los materiales féreos que pueden conformarse en caliente. Con excepción de ciertos tipos en cromo, los aceros contienen menos del 2 % C, contenido este que lo diferencia del hierro bruto.

El término "materiales féreos" contenido en la definición designa las aleaciones metálicas en las que el contenido en peso de hierro sea superior al de cualquiera de los otros componentes.

Para la definición del acero es esencial, además de la propiedad fundamental de la conformación en caliente, el contenido en carbono. Este contenido en carbono es pues en cierto sentido esencial en el acero, que en definitiva no es más que una aleación conformable en caliente de hierro y carbono (con cualquier otro componente adicional). Por ello no es correcto hablar del acero al carbono.

Todos los aceros contienen además de carbono otros elementos que en parte son debidos al proceso de obtención, o que le han sido añadidos a propósito. Los elementos debidos al proceso de obtención, llamados también elementos secundarios, son el silicio, manganeso, así como también el fósforo, azufre, oxígeno, hidrógeno y nitrógeno. Además existen a menudo pequeñas cantidades de otros metales como cromo, cobre, níquel y otros, casi siempre procedentes de las chatarras aprovechadas.

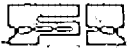
Entre los aceros aleados se añaden estos elementos intencionalmente para obtener determinadas propiedades en su utilización.

Clasificación de los aceros por su utilización.

Por su utilización resultan dos grupos:

Aceros comunes y de calidad.

Aceros nobles



Los aceros sin alear y semialeados se consideran generalmente aceros comunes y de calidad, incluso los de elementos pureza. Pero si además del elevado grado de pureza, se exigen otras condiciones para garantizar determinadas propiedades (por ejemplo, características constantes de tratamiento térmico) entonces entran también los aceros sin alear y semialeados de alto grado de pureza a formar parte del grupo de los aceros nobles

Reseña histórica

Según el actual estado de nuestros conocimientos históricos, puede afirmarse que los primeros vestigios del hierro aparecen en Asia menor, puede afirmarse que los primeros vestigios del hierro aparecen en Asia Menor, y probablemente corresponden a la tribu de los CALIBES, que vivían en el sudoeste del mar Negro. También es muestra del desarrollo del hierro en la antigüedad el tesoro de objetos de este metal que poseía el rey Sargón II de Nínive en su palacio, los trabajos manuales de los egipcios y la consumada técnica de la construcción de armas a que llegaron los romanos.

Gracias a descubrimientos casuales, a la observación y la experiencia progresó rápidamente la técnica de la siderurgia en las regiones que existían minerales de hierro de gran riqueza, fácilmente reducibles, y que tenían madera suficiente, para obtener el carbón necesario para el proceso de reducción. De ordinario, el mineral de hierro, una vez lavado y tostado, era fundido con el carbón vegetal en hornos excavados en zanjas o en pozos y para cuya construcción se empleaba barro, piedra partida o cantos rodados. Los hornos que se usaban para ello, llamados también hogares, eran al principio accionados por tiro de aire natural. Más tarde se usaron fuelles accionados a mano para la necesaria insuflación de aire.

Se obtenía en ellos de la fusión un nódulo de hierro forjable, o acero, del tamaño de la cabeza de un niño del cual, tras varios procesos sucesivos de caldeo y de forja, se eliminaba la escoria que tenía adherida y entremezclada, empleándose seguidamente el metal resultante para la confección de objetos diversos.

Al final de la Edad Media se idearon fuelles movidos hidráulicamente, y se construyeron los hornos de paredes cada vez más altas; surgió así el horno de fosa. Como en el hogar, los hornos perfeccionados se obtenía un producto que una vez eliminada la escoria, se forjaba directamente y cuyas dimensiones eran apreciablemente mayores que las de los nódulos obtenidos en los hornos primitivos. Resultó entonces insuficiente la fuerza muscular para trabajar en la forja las piezas obtenidas, y hubo que emplear también la energía hidráulica para accionar el martillo de forja.

El cambio que trajo consigo la introducción del "Horno Alto" proviene de que, al lograrse en él un rendimiento térmico más perfecto, se consiguen temperaturas suficientemente elevadas para lograr la fusión completa del hierro, en lugar de su reblandecimiento en estado pastoso, conseguido con los hornos anteriores. No se puede asegurar con certeza en que momento se puso en marcha el primer horno alto, no dónde se obtuvo el primer arrabio. Ciertamente, el empleo del horno alto no procede de un descubrimiento casual, puesto que eran conocidos desde hacía largo tiempo procedimientos para fundir completamente, en hornos de fosa, plomo, estaño y cobre.

En comparación con el acero obtenido hasta aquel momento, extraído directamente del mineral de hierro, el material procedente del horno alto era rico en carbono, y no era forjable. Para transformar este hierro en acero era preciso "afinarlo" antes. Siguiendo la terminología de los antiguos forjadores, este proceso equivalía a purificar el metal. Mediante el "afino" se quemaban los elementos extraños existentes en la fundición (carbono, silicio, manganeso, etc.) en presencia de carbón vegetal, cuya combustión se activaba por medio de aire en exceso, creando así una atmósfera cargada de anhídrido carbónico y de oxígeno.

No obstante, la transformación en acero del arrabio fabricado a pleno rendimiento en los hornos altos, no pudo alcanzar el ritmo precisado por esta producción, porque la capacidad de los hornos de afino utilizados para la mencionada operación era muy limitada. Hubieron de transcurrir varios decenios antes de que la sustitución del carbón vegetal por la hulla se aplicara también a la producción de acero. La principal dificultad con que tropezó se debía a que el acero no podía estar en contacto con el carbón mineral o con el coque, porque si no, se combinaba con el azufre y resultaba quebradizo en caliente. Este inconveniente fue eliminado gracias al HORNO DE PUDELADO ideado por Henry Cort en 1784, en el cual el acero de hallaba en contacto con gases de combustión ricos en oxígeno. Para conseguir que el caldo en fusión estuviera siempre expuesto a la acción de gases oxidantes energéticos, era constantemente removido; de la referida operación proviene el nombre del sistema de afino descrito.



Actualmente la mayor parte del acero consumido se produce, además de por el procedimiento de afino con aire insuflado, por el SISTEMA SIEMENS-MARTIN, llamado así en memoria de sus inventores Wilhelm Siemens y Emile y Pierre Martin. En sus primeras aplicaciones, 18964, el procedimiento de fabricación consistía en fundir simultáneamente chatarra de acero y arrabio; después se sustituyó la chatarra por mineral de hierro. Para la fusión se empleaba un horno de solera de diseño especial, provisto del circuito de recuperación que ideó Friedrich Siemens.

En nuestros días la mayor parte del acero empleado se sigue fabricando con ayuda de los procedimientos Siemens-Martin y Thomas. Junto con éstos sigue aumentando constantemente la producción de acero por el proceso de insuflación de oxígeno. A este sistema corresponden muchos procesos que han sido denominados con el nombre de sus inventores o licenciarios como: Procedimiento "LD", Procedimiento "LD-A1", Procedimiento "Kaldo", Procedimiento "OCP" y Procedimiento "PL".

Se caracteriza porque se inyecta oxígeno lo más puro posible por la parte superior del metal en fusión. Aun cuando desde la fecha en que se aplicaron por primera vez estos sistemas de fabricación han sido perfeccionados notablemente, lográndose así grandes aumentos de producción y notables economías, es forzoso sin embargo reconocer que la marcha seguida en ellos para la obtención del acero es indirecta; en efecto, inicialmente se obtiene el hierro en el horno alto fundiendo el mineral, con adición de sustancias que posteriormente hay que eliminar para que resulte el acero, cuyas propiedades son más adecuadas para las distintas aplicaciones. Por este motivo han sido numerosos los intentos que se han realizado para tratar de producir directamente acero a partir de los minerales de hierro; las investigaciones emprendidas en diversos países hacen presentir que está próximo a alcanzarse este objetivo.

Queda la constante tarea de mejorar cada vez más los productos siderúrgicos y de satisfacer las crecientes exigencias de los consumidores de acero, los cuales tanto han contribuido con sus deseos al desarrollo de la industria del hierro y del acero.

3.2 Importancia del uso de Acero Estructural

El acero es uno de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades de particular importancia en los usos estructurales, está la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad. Ductilidad es la capacidad que tiene el material de deformarse sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar. Otras ventajas importantes en el uso del acero son su amplia disponibilidad y durabilidad, particularmente con una modesta cantidad de protección contra el intemperismo.

La industria siderúrgica mexicana se encuentra hoy en día, en una nueva fase de su desarrollo; ante las tendencias económicas del tercer milenio se presenta nuevos retos que serán afrontados con tecnología de vanguardia y calidad en nuestros procesos, así como un servicio esmerado.

Estas inversiones en nuevas tecnologías para mejorar los procesos, han venido a estabilizar el abastecimiento del mercado y en consecuencia a proveer al proyectista y al constructor de más posibilidades de utilización de los materiales metálicos para decidir sobre el tipo de estructuras a utilizar, aplicando sistemas modernos de construcción.

Ante una escasez de información técnica, es lógico que el Arquitecto y el Ingeniero se resisten a emplear demasiado tiempo en el estudio de tecnologías y de sistemas estructurales, que no pueden poner en práctica.

Es necesario que al mismo tiempo que se abastece al mercado de estos productos, se acompañe de un incremento de publicaciones técnicas facilitando la utilización racional de dichos perfiles.

La decisión se centra principalmente en dos factores: la rapidez y el costo. El acero es más rápido porque no requiere pausas en la construcción. El uso del concreto requiere el moldeado en los pisos y después esperar a que seque el concreto. El factor costo puede depender de la experiencia local.

El concreto puede ser más barato que el acero y viceversa, dependiendo de lo que la gente acostumbre en el lugar.

Poco tiempo después del temblor de 1985 se reformó el reglamento de construcción de la Ciudad, para que en el futuro las construcciones estuvieran más reforzadas y resistieran estos temblores. El reglamento penalizaba más las construcciones de concreto que las de acero, por ser las que más se habían dañado.



El temblor mostró con temible claridad que el acero, además de sus ventajas para cubrir grandes claros y construir con mayor rapidez. El acero permite hacer estructuras más ligeras con cimentaciones menos profundas.

Se pueden hacer diseños de acero tan económico son más que utilizando el concreto. Si se considera lo que ahorra en la cimentación, porque es más ligera, y lo que se avanza en el tiempo de construcción, porque es más rápido. Sin embargo, el acero hay que pagarlo todo por anticipado mientras que el concreto se va pagando poco a poco mientras avanza la obra.

Uno de los principales factores que limita la construcción con acero es la falta de formación de especialistas en estructuras de acero.

Otro de los factores que complica el uso del acero en la construcción es la escasez de buenos talleres de estructuras. Talleres no automatizados.

Una forma muy importante para aumentar la participación del acero en la industria de la construcción sería bajando un poco sus precios y dando facilidades de pago.

Otras medidas para promover el consumo son: mejorando la distribución, porque actualmente los productos de acero son poco accesibles en los centros de consumo medianos; cumpliendo los plazos de entrega, especialmente de perfiles; aumentado la variedad de perfiles comerciales; difundir entre los usuarios los medios para facilitar el diseño con acero, y promover el uso de sistemas modernos de comunicación en la relación consumidor-fabricante.

3.3 Soluciones típicas

Estructuras de cubiertas

Generalidades

Las estructuras de cubiertas comprenden en general armaduras, correas y riostras. Se han desarrollado construcciones ligeras sobre todo para las armaduras. Tales armaduras se usan para naves, para construcciones planas, para cubiertas de mucha pendiente, etc. Los ejemplos siguientes se han tomado de la gran cantidad de posibilidades y dan para cada tipo constructivo los datos característicos sobre la disposición total, formación de la sección, etc. Ha de remarcarse en especial que los tipos constructivos mencionados no solo son posibles para los usos y las retículas estructurales indicadas en las figuras, sino que tienen una importancia primordial para casi todos los campos de aplicación de las estructuras de cubierta. Las empresas suministradoras facilitan más información.

La secuencia de los ejemplos no indica una jerarquía, va desde las estructuras planas a las espaciales y trata de perfiles en frío, tubulares y laminados en caliente.

Pórticos normalizados para Naves Hoesch

Los pórticos normalizados para naves Hoesch son pórticos de dos articulaciones cuyos montantes son verticales y cuyos travesaños están dispuestos con una pendiente de 5° ascendiente hasta el centro de la nave. Los montantes y travesaños son de alma llena en forma de I con las alas huecas. Tanto los cordones huecos perfilados en frío de modo que el límite de fluencia del material de partida St 37 se ha elevado al valor del St 52.

Según ello puede contarse con $\sigma_{adm}=2100 \text{ kg/cm}^2$ para el caso de carga H y con $\sigma_{adm}=2400 \text{ kg/cm}^2$ para el caso de carga HZ. Las alas y el alma están unidos mediante soldadura automática con polvo. La ejecución hueca de las alas da una gran estabilidad con respecto al pandeo y al pandeo con torsión y flexión. Los perfiles se fabrican en alturas de 425, 500 y 600 m y espesores de 4 o 4.5 o 5 mm respectivamente.

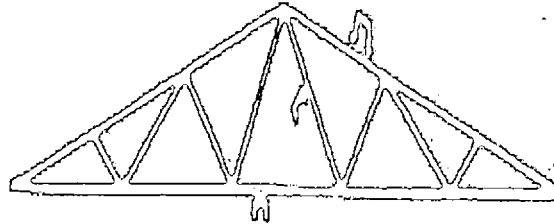
Los pórticos se fabrican de manera standard para naves sin grúas o con puentes grúas de hasta 10 t. Para ambos tipos las luces van de 12.5 a 25.0 m con graduaciones de 2.5 m. Los interejos de las cerchas es de 7.5 m para cargas de cubiertas normales. Un pórtico consta de 4 partes, a saber, 2 montantes y 2 travesaños. Todos los empalmes están biselados y provistos de placas soldadas que se atornillan entre sí. En la figura pueden verse las secciones iguales del travesaño y del montante y la ejecución del ángulo atornillado del pórtico mediante tornillos de alta resistencia.



Armaduras de Perfiles Laminados en frío Wupperrmann

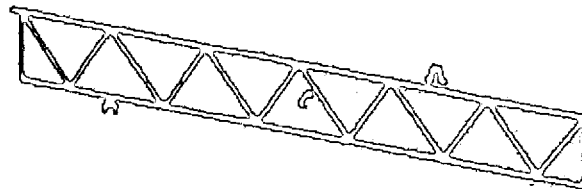
Para los cordones y diagonales se emplean perfiles en frío, a saber, para el cordón superior en perfil en forma de U invertida, para el tirante y las diagonales un perfil en forma de [(canal CE).

El cordón superior tiene una pendiente de 15° . Para formar un triángulo con tirante horizontal. Para claros de 17.5 m, 20.0 m, 22.5 m y 27.5 m se colocan en los extremos de 400 mm de altura de 12.5 m de claro. En este caso el peso de la armadura es de 260 kg. Normalmente las armaduras se disponen a distancias de 2.5 m con una cubierta de placas de hormigón pómez sin correas que van de una a otra armadura. Son posibles otros tipos de cubiertas empleando correas, p. e., con placas onduladas de chapa galvanizada, de fibrocemento u otro material transparente; en este caso, las pueden colocarse a distancias de hasta 4.0m con un mismo dimensionado.



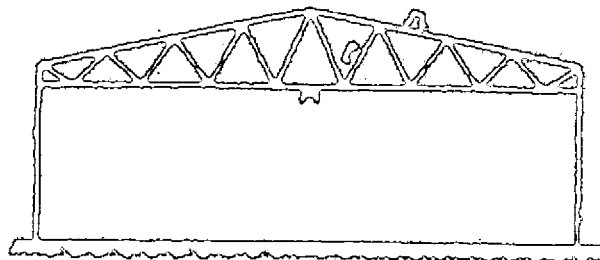
Viga de Celosía Wupperrmann de perfiles en Frío

La viga reticulada es una viga de celosía de cordones paralelos de 7.5 m, 10.0 m, 12.5 m o 15.0 m de claro con dirección diferente de las diagonales. Los cordones y diagonales están formados por perfiles laminados en frío, a saber, el cordón superior por un perfil U invertido, el tirante y diagonales por perfiles [. La pendiente en el caso de cubierta de fibrocemento es de 7.5° y puede rebajarse hasta 1° para otros tipos de cubiertas. La figura representa una viga reticulada de 12.5 m de claro.



Naves normalizadas Wupperrmann

Las naves pueden anchos de 15 a 25 m con intervalos de 2.5 m. Las armaduras son a dos vertientes con una pendiente de 10° . Están formadas por perfiles en frío; el cordón superior forma una U invertida y para las diagonales y el tirante se emplea un perfil [(canal CE). Es posible cualquier altura de la nave entre 3.0 y 7.5 m (incluso puede ser superior, si así se desea). Las cerchas se apoyan sobre pilares de acero empotrados en los cimientos. Los intereses dependen del tipo de cubierta y aislamiento, p. e. en caso de cubierta sobre correas de acero: 6 a 7.5 m en los vanos intermedios, 5 m en los extremos. En la figura se representa una nave e 20m de ancho.



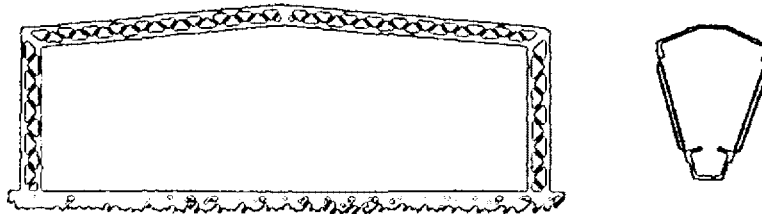


Armadura Aporticada Dolesta

Los travesaños y montante de la armadura aporticada tienen la misma sección con configuración espacial. Los cordones van paralelos y están formados por perfiles especiales laminados en frío; el cordón superior es más ancho que el tirante de modo que, mediante las diagonales formadas también por perfiles laminados en frío, resulta una sección estructural espacial y en forma de cajón. Ambos cordones tienen en el borde bandas de suficiente ancho en el sentido del plano de las diagonales y hacen posible una buena unión soldada de estas barras. Todas las piezas de la sección tienen un espesor de 4 a 6 mm. En lugar de la ejecución como celosía espacial, es posible una ejecución de alma llena.

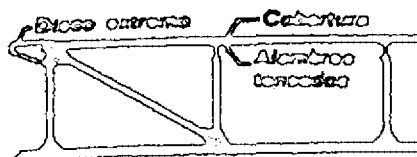
Como material de partida se emplea St 37; después de la conformación en frío está admitida para los perfiles de la armadura Dolesta una tensión de 1800 kg/cm².

Se fabrican en serie naves Standard de 15.0 m y 17.5 m de ancho para una altura de 4 m, así como de 20.0 m, 22.5 m y 25.0 m de ancho para alturas de pared de 5.13 m. Son posibles también construcciones de varias naves juntas siendo entonces usual adoptar el tipo de celosía descrito sólo para los soportes exteriores, siendo los interiores de alma llena. En el caso de emplear correas los interiores usuales son de 6 m, sin correas de 3 m.



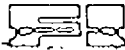
Cubierta de acero tensado Dr. Maculan

En la cubierta de acero tensado Dr. Maculan las correas se sustituyen por alambres fuertemente tensados de alta resistencia. La tensión de estos alambres es absorbida en los extremos de la estructura mediante discos y se conduce a los cimientos con ayuda de tornapuntas o pórticos o es absorbida en el plano de cubierta mediante barras comprimidas dispuestas convenientemente.



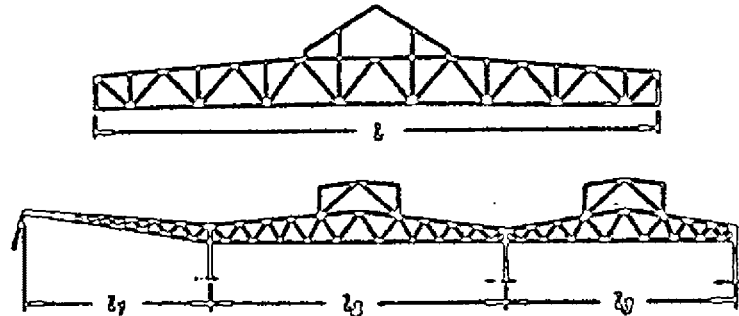
Armaduras de tubos de acero

Los tubos de sección circular poseen la misma seguridad frente al pandeo en todas las direcciones y por tanto la sección más favorable para barras comprimidas, consiguiéndose por ello considerables disminuciones de peso para las armaduras de tubos de acero. Además los tubos de acero tienen una superficie menor que otras barras de la misma resistencia no teniendo ni esquina; ni cantos ni juntas. Ello reduce los costos de pintura y mantenimiento y, en caso de construcciones al aire libre, los esfuerzos del viento. De esta manera se pueden llevar a cabo construcciones económicas y satisfactorias desde el punto de vista estético. Ayuda a la belleza de su forma la inmediata unión de los tubos mediante soldadura, sin chapas de nudo, que a la vez repercute favorablemente en la tensión de las barras. Las curvas de adaptación y de penetración de los extremos de los tubos, teniendo en cuenta el biselado necesario para la soldadura, se hacen mediante máquinas de oxicorte especiales. Los elementos de las armaduras lo mayor posibles y todavía transportables se sueldan en taller. Las uniones de montaje son en general atornilladas; también pueden soldarse en la obra y antes de su montaje empalmes de tubos preparados en el taller. En la figura 1-38.3 m interjeos de 11.0 m y peso de la cubierta de 120 kg/cm², el peso de esta armadura es de 5.5 ton. Además se representa una armadura tubular sin montantes con un voladizo relativamente largo. Los claros 13 y 12 son de 12.6 m y 16.1 m, la



longitud del voladizo l_1 es de 11.1 m. Para interejes de 9.3 m y 25 kg/m² de peso de la cubierta, la armadura completa con voladizo pesa 2.04 ton.

A veces los cordones de las armaduras son de vigas de ala ancha con sólo las barras de relleno tubulares; tales combinaciones también pueden resultar favorables. Existen otras posibilidades empleando tubos de sección cuadrada o rectangular.



Naves-miscano Mannesmann

En las naves Mannesmann se emplean elementos de tubos de acero prefabricados en serie con uniones soldadas, a saber, triángulos de tres cuerpos y piezas intermedias de dos o cuatro cuerpos.

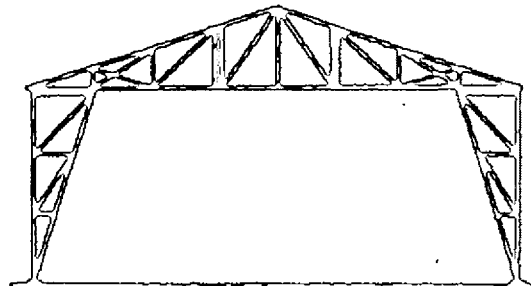
Estos elementos se atornillan entre sí al montarlos; pueden ser montados también por peones. Las construcciones pueden desmontarse fácilmente, si es necesario, y volverse a montar en otro sitio con la misma disposición o similar.

Son posibles claros de 7.0, 9.25, 11.5 y 13.5 m. Dos triángulos de celosía forman la armadura de 7.0 m; para armaduras de 9.25 m y 11.5 m se intercalan piezas intermedias; en armaduras de 13.5 m se colocan de forma invertida dos triángulos dobles formándose con un tirante una armadura Polonceau.

Los triángulos de celosía han de dimensionarse de modo que sirvan también como pies derechos, a saber, como soportes el pórtico articulados en su base o empotrados en ella con articulaciones en los apoyos de las armaduras.

La altura del soporte incluso la base es de aproximadamente 3.6 m. Como soporte de las armaduras pueden emplearse también perfiles laminados. En ambos casos los soportes pueden colocarse encima de rodillos de caballete o de bordón siendo entonces desplazable toda la estructura (p. e., para la confección de calles). Para ejecuciones fijas las armaduras pueden también apoyarse sobre pilares de hormigón o ladrillo.

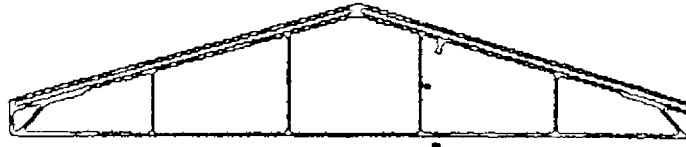
Los cordones de los triángulos de la armadura tienen, como los tubos usuales de los andamios, 48.3 mm de diámetro exterior; por tanto, pueden unirse como correas de tubo de acero del mismo diámetro mediante acoplamiento a presión.





Armadura caténar para naves Jucho

Las armaduras están formadas por vigas I laminadas en caliente, cuyo dimensionamiento económico como construcción ligera es posible por el hecho de que en los apoyos se han soldado acatelado y la estructura se ha diseñado como pórtico de tres articulaciones con tirante. Como tirante se emplea un angular de lados iguales. Las armaduras tienen una pendiente 1:5 y se fabrican en serie con claros de 10.0 m, 12.5 m y 15.0 m.



Cubiertas Filigran

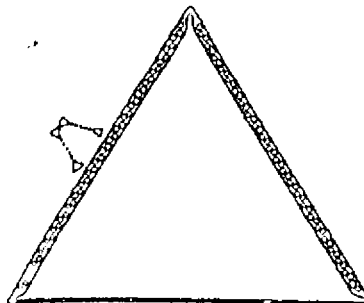
La viga Filigran para estructuras de cubiertas se fabrica como viga simple, como viga en forma de V y como viga cajón. Como diagonales se emplean trozos de banda de acero laminada en frío de 30 x 2.0 mm o 40 x 2.5 mm; tienen en la barra libre sección en forma de V con un ángulo de 30° entre los flancos y están ranuradas en los extremos para poder abarcar las almas de los cordones. En ello los flancos están comprimidos paralelamente y soldados con las almas de los cordones.

Las vigas simples tienen los cordones paralelos y una altura de 29 a 46 cm. Los cordones superiores están formados por perfiles T de alma alta de 25 a 50 mm de altura o por perfiles I 120 partidas por la mitad. Los cordones inferiores tienen a su vez forma de T con los mismos, o un poco más pequeños, perfiles.

La viga en forma de V está formada por dos vigas simples inclinadas cuyos cordones superiores están en contacto y unidos mediante soldadura, mientras que los cordones inferiores sólo tienen de cuando en cuando barras para mantener la distancia. La figura representa un ejemplo de cubierta con mucha pendiente.

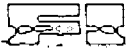
Las vigas cajón tienen dos paredes resistentes con cordones de angulares de lados iguales o desiguales, sirviendo un lado de angular para el empalme de las diagonales, mientras que los cantos libres de los otros lados de los angulares están orientados uno frente al otro y forman después de la unión por soldadura los cordones cajón. Se emplean como angulares: angulares de lados iguales 230 x 30 x 30 mm a 70 x 70 x 7 mm o de lados desiguales de 30x 20 x 3 mm a 90 x 60 x 6 mm.

Mediante las vigas Filigran pueden construirse armaduras de cordones paralelos para diferentes formas de cubiertas.



Sistema constructivo Ceno

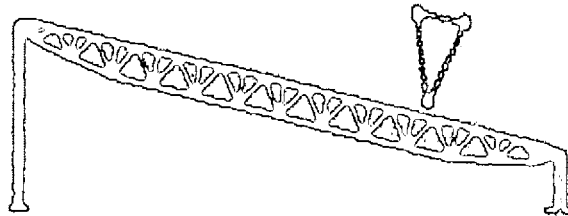
El sistema constructivo Ceno emplea construcciones de celosía de cordones paralelos, de malla muy estrecha, espaciales, cuyos cordones y barras de relleno están formados preferentemente por acero redondo St 37 y pueden montarse varias unidades por soldadura.



La mayoría de las vigas Cero tienen tres cordones, uno inferior y dos superiores, y barras de relleno en los tres planos. Las alturas de las vigas van de 300 a 1200 mm, los anchos del cordón superior de 135 a 540 mm. Últimamente se emplean también para este tipo de vigas cordones de acero hexagonales, tubos, etc., a saber, prefabricando las vigas de tres planos mediante soldadura automática o construyendo de manera completamente automática la totalidad de la viga espacial. Las vigas de tres cordones se emplean para construcciones de cubiertas y armaduras de naves de todo tipo, también para pórticos. La figura representa un ejemplo de cubierta a una vertiente.

Además existe la viga de tres cordones designadas como perfil V en la cual las dos barras del cordón superior están relativamente próximas, por tanto, los dos planos inclinados incluyen solamente un pequeño angular. Estos perfiles se emplean preferentemente como cabios, correas y travesaños de unión entre armaduras y otras construcciones.

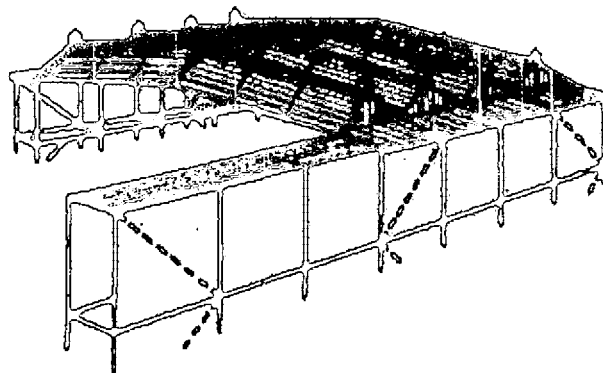
De los perfiles de tres cordones se construyen también postes de lata tensión, mientras que para poste de líneas de conducción eléctricas se han desarrollado perfiles especiales de cuatro cordones de aceros redondos en disposición rectangular o cuadrada.



Naves de protección (tunnels)

Las obras en las que se trabaja con grúas pueden en la actualidad abarcarse en su totalidad mediante naves de protección. La cubierta de estas naves consta de un conjunto de armaduras de celosía en el espacio con tres cordones, dispuestas paralelamente, con un ancho de 2.5 m y de luz variable; los cordones y los montantes de estos prismas son tubulares, las diagonales aceros redondos. Las partes superiores de los prismas tienen un recubrimiento transparente como cobertura. La estructura de la cubierta se apoya sobre andamios tubulares que pueden crecer a medida que avanza la obra.

Los andamios, con su revestimiento exterior de toldos de PVC reforzados y transparente, forman las paredes exteriores de las naves. Para poder abastecer de material cualquier punto de la obra, en primer lugar la grúa está en aquel punto uno o varios prismas y los coloca encima de los extremos de la cumbrera de los prismas próximos. Asimismo se desplazan también los prismas al recrecer los andamios. Es favorable para el transporte y almacenamiento que las armaduras puedan amontonarse en poco espacio de manera sencilla.

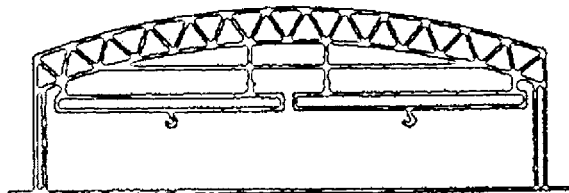




Construcción KS

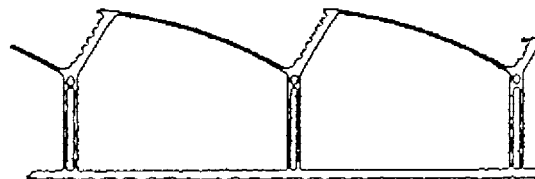
El arquitecto Dipl.-Ing. Silberkuhl ha desarrollado una construcción Tipo Shed que se diferencia de los tipos constructivos usuales y que presenta ventajas de diverso tipo. Las vigas verticales del Shed están formadas por vigas de celosía soldadas con cordones superior e inferior arqueadas y con diagonales que suben y bajan de manera uniforme. Tienen en el segundo nudo del cordón inferior tirantes, y forman un conjunto con la superficie de cubierta cónica de piezas prefabricadas u hormigón "in situ", que va del cordón superior de una viga al inferior de la próxima. Los diagonales son tubulares y para los cordones se emplean angulares. Delante de los diagonales se coloca un acristalamiento de masilla con montantes de las ventanas colocados radialmente. Este tipo de cubierta en diente de sierra se caracteriza por su buen aspecto interior y por su buen aprovechamiento de la luz.

Las construcciones KS hacen posibles claros aproximadamente 60 m. Garantiza una iluminación muy uniforme de todo el espacio cubierto y al mismo tiempo un desagüe eficaz del agua de fusión y de lluvia. Además esta construcción puede ser solicitada por grandes cargas aisladas, como p. e., caminos de rodadura longitudinales de grúas suspendidas.



Shed Normalizado SAG

Las membranas de cubierta abovedadas y autosoportantes formadas por chapas trapezoidales galvanizadas y cartón embreado, son las principales características de estas naves. Las membranas junto con los lucernarios inclinados tienen un ancho total de 7.5 m. En sus puntos más bajos descansan sobre soportes situados a distancias de 10.0, 12.5 o 15.0 m. Son posibles varias combinaciones de estas distancias entre soportes así como el ahorro de uno de cada dos de ellos mediante colocación de jácenas. La altura útil hasta la jácena UK es de 4.0 o 6.125 m (en la nave de mayor altura es posible la colocación de un camino de la rodadura para una grúa de 5 ton.). Son posibles también alturas intermedias.



Nave abovedada Wuppermann

En la Nave Abovedada Wuppermann la membrana resistente cilíndrica está formada por elementos constructivos iguales entre sí. Las barras de celosía de la misma longitud forman los triángulos equiláteros situados unos junto a otros; cada vez 6 de estas barras de aproximadamente 2.6 m de longitud se encuentran en los nudos y se atornillan en estos puntos con piezas especiales hexagonales. Con ello se obtiene una retícula de 2.764 m; la longitud de la nave es un múltiplo de la misma. Normalmente se obtiene la longitud de 27.64 m; con posibles otras longitudes. El ancho total es siempre de 21.67 m, la altura de la cumbre es de 8.03 m.

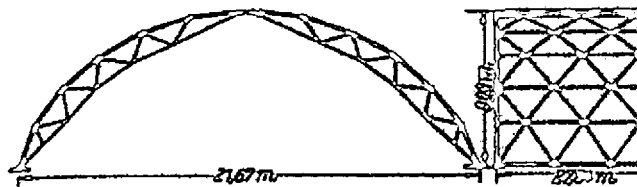
Las barras están perfiladas en frío; tienen una sección en forma de U invertida con los valores estáticos aproximadamente iguales según ambos ejes, lo cual es favorable para la absorción de las compresiones.

Esta construcción ligera requiere una cimentación nula o muy pequeña, ya que puede suministrarse con placas de base que dan una presión sobre el terreno de sólo 2 kg/cm².



La fabricación de todas las piezas se hace en serie. Su tipificación evita cálculos estáticos especiales para cada caso en particular.

Para el montaje se ha mostrado especialmente conveniente colocar en la cumbrera barra dobles que están unidas entre sí mediante charnelas. Pueden montarse en primer lugar en suelo dos semimembranas con sólo 22 m de altura de vértice, las cuales se rigidizan en las superficies de los aleros mediante una celosía perpendicular. Estas semimembranas pueden izarse en su totalidad, con o sin cobertura, mediante dos elevadores, alcanzando sus bases la situación definitiva, anclándose convenientemente.

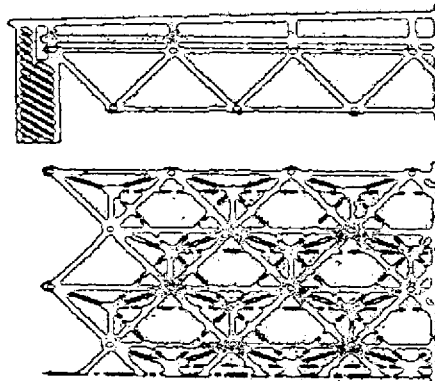


Placa Ohta

La Placa Ohta está formada por piezas tubulares que están soldadas en sus nudos con bolas huecas de acero formándose una estructura espacial. Estos nudos están situados en dos superficies paralelas entre sí que en general son planas, pero que también pueden estar ligeramente curvadas. Los nudos están en cada una de estas superficies formando o bien una retícula de triángulos equiláteros o de cuadrados _eventualmente también de rectángulos_. Con ello los nudos de una placa están desplazados con relación a los de la otra de manera que están situados enfrente del centro de las retículas triangulares o cuadradas. Las diagonales espaciales entre los nudos de ambas superficies representan las aristas de octaedros o tetraedros.

La retícula espacial tiene una indeterminación de alto grado. Resulta favorable un apoyo uniforme en todos sus lados. El espesor de la placa puede bajar hasta 1/20 de la luz.

Ya que esta estructura se deja vista por su parte inferior, es conveniente colocar un aislamiento térmico especial en la cubierta.



Ideas Generales.

Las estructuras que sostienen las cubiertas de las naves, están constituidas generalmente por vigas trianguladas de acero, hormigón o madera, dándose preferencia a las primeras cuando el claro de la nave es importante.

La disposición general de las cubiertas se representa en la siguiente figura.

Los elementos base son las "cerchas" o cuchillos que salvan el claro "L" y que en el caso de la figura son vigas triangulares del tipo llamado "belga". Las cerchas se repiten a distancias iguales a lo largo de la superficie a cubrir, distancias que suelen estar comprendidas entre cuatro y ocho metros. Sobre los nudos de las cerchas descansan las correas. Que se denominan de cumbrera, intermedias o de orilla, según se posición. A veces se apoya directamente



sobre las correas la cubierta propiamente dicha, como por ejemplo, cuando está constituida por forjados de hormigón o ladrillo armado, chapas onduladas de fibrocemento, etc.; en este caso, tanto el peso propio de la cubierta como la acción de la nieve y del viento, son transmitidos directamente por las correas a las cerchas.

Cuando las cerchas de las naves no apoyan sobre muros de fábrica, lo hacen sobre columnas constituidas por perfiles metálicos o por pilares de hormigón armado.

Las columnas reciben y transmiten a las zapatas el peso de toda la cubierta con sus sobrecargas correspondientes, así como el empuje del viento actuante sobre los faldones y muros de cierre y los empujones laterales de puentes-grúa.

3.4 Esfuerzos Permisibles

El criterio de diseño de los esfuerzos permisibles se ha empleado desde principios del siglo XIX y sigue siendo el más utilizado en la actualidad. Consiste en calcular, por medio de un análisis elástico, las acciones internas que producen las sollicitaciones, de servicio o de trabajo, en los diversos elementos estructurales y comparar los esfuerzos máximos ocasionados por esas acciones con los permisibles, que son una fracción de los esfuerzos de fluencia.

La magnitud del esfuerzo permisible, en el acero estructural, es una fracción del esfuerzo de fluencia y la relación esfuerzo de fluencia entre esfuerzo permisible se llama factor de seguridad; este concepto de seguridad se basa en la suposición de que la iniciación del flujo plástico define el límite de utilidad de la estructura y que la carga permisible debe ser igual o mayor que la carga de diseño calculada para obtener un factor de seguridad adecuado; cabe señalar que el factor de seguridad no indica la proximidad o lejanía a las condiciones de falla de una estructura, ya que este ha sido fijado en función de un esfuerzo que no lo implica.

Es un criterio basado en cargas de servicio, comportamiento elástico y esfuerzos permisibles; es aceptado porque se desarrolló como parte integral del análisis racional de esfuerzos y está respaldado por las múltiples experiencias de su utilización. La aplicación de la teoría elástica, esto es, la hipótesis de que el material es esforzado siempre dentro de su rango de comportamiento elástico, está implícita en el procedimiento de diseño, no sólo porque los métodos de análisis estructural que se utilizan para la determinación de los elementos mecánicos de diseño se basan en dichas hipótesis, sino también porque se supone que a partir de ellos se obtienen los esfuerzos actuantes aplicando teorías de resistencia de materiales también basados en la hipótesis elástica.

La obtención de esfuerzos permisibles no ha sido más que un artificio para poder aplicar el método de diseño elástico, es claro que podrían compararse directamente las cargas sin necesidad de pasar por la obtención de esfuerzos.

Es muy útil para predecir el comportamiento de las estructuras en condiciones de servicio, pero en muchos casos no permite estudiarlas en las cercanías del colapso, que se presenta fuera del intervalo elástico, cuando la ley de Hooke ya no rige las relaciones entre esfuerzos y deformaciones, y por lo tanto no puede determinarse la seguridad de la estructura respecto a la falla.

Tensión

- Excepto para miembros conectados con pasadores conectados con pasadores, F_t no excederá de $0.60 F_y$, ni de $0.50 F_u$ en el área neta efectiva.
- Para miembros conectados con pasadores: $F_t = 0.45 F_y$ en el área neta.

Cortante

En el área efectiva de la sección transversal que resiste el esfuerzo cortante:

$$F_v = 0.40 F_y$$

En perfiles laminados y en perfiles armados, el área efectiva para resistir cortante podrá calcularse como el producto total por el espesor del alma.



Compresión

En el diseño de los elementos en compresión, debe considerarse la posibilidad de que se presente alguna condición de equilibrio inestable, estos efectos son función de la esbeltez del elemento. De acuerdo a estudios realizados, Euler llegó a definir la carga crítica que corresponde al punto de la bifurcación del equilibrio (característico de los fenómenos de pandeo, siendo el pandeo un caso particular de inestabilidad)

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \text{ donde:}$$

P_{cr}	Carga Crítica de Pandeo definida por Euler.
E	Módulo de elasticidad del material
I	Momento de inercia de la sección transversal
L	Longitud del elemento

Si la sección transversal de la barra presenta dos ejes de simetría, las tres formas de pandeo son independientes entre sí, dos son debidas a flexión y la tercera debida a torsión.

Si la sección transversal tuviese un solo eje de simetría, dos de los modos de pandeo se vuelven dependientes entre sí y uno es independiente, de esta forma, uno de los modos de pandeo es por flexión alrededor del eje perpendicular al eje de simetría de la sección transversal, y los otros dos modos de pandeo son por flexotorsión.

La carga crítica que rige el diseño es la menor de entre todas las cargas críticas para cada modo de pandeo.

Cuando se tiene dos ejes de simetría se efectuará la revisión del pandeo por flexión alrededor del eje de simetría de menor momento de inercia de la sección; en perfiles laminados o hechos con placas entre sí, o aquellos que en general están contruidos de placas de un espesor considerable, el pandeo por torsión no es crítico, en cambio en perfiles hechos de lámina delgada doblados en frío debe revisarse la posibilidad de que exista pandeo por torsión, o por flexotorsión en secciones con un solo eje de simetría.

Diseño por el criterio de esfuerzos permisibles.

Se verifica que no sea crítico el pandeo local. Se obtiene KL/r y se verifica si es mayor o menor que:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{\sigma_y}}$$

Si KL/r es mayor que C_c , el esfuerzo crítico se obtiene de la fórmula de Euler; si es menor que C_c , el esfuerzo crítico obtenido con la fórmula de Euler se debe corregir por inelasticidad con cualquiera de las ecuaciones siguientes:

Para obtener el esfuerzo de diseño del elemento σ_{cr} hay que dividirlo entre un coeficiente de seguridad el cual está dado por la siguiente expresión:

$$C.S. = \frac{5}{3} + \frac{3kl/r}{8C_c} - \frac{kl/r^3}{8C_c^3}$$

Para el rango en que $KL/r \geq C_c$; cuando $KL/r > C_c$ C.S.=1.92

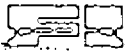
Flexión

a) Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros compactados, laminados en caliente o armados (excepto vigas híbridas), cargados en el plano de su eje menor, simétricos con respecto a dicho eje, y que cumplan con los requisitos de esta sección:

$$F_b = 0.66F_y$$

Para que un miembro se califique bajo esta sección, debe cumplir con los requisitos siguientes:

1. Los patines estarán unidos continuamente al alma o almas.



2. La relación ancho/espesor, $b/2t$, de elementos no atesados del patin en compresión, no excederá de:

$$\frac{545}{\sqrt{F_y}}$$

3. La relación ancho/espesor, $b/2t$ de elementos atesados del patin en compresión, no excederá

de:

$$\frac{1590}{\sqrt{F_y}}$$

4. La relación de peralte/espesor del alma o almas no excederá el valor dado por las siguientes fórmulas, según sea aplicable.

$d/t = [5\ 370 / (F_y)^{1/2}] [1 - 3.74 f_d / F_y]$	Cuando $f_d / F_y < 0.16$
$d/t = 2\ 150 / (F_y)^{1/2}$	Cuando $f_d / F_y > 0.16$

5. La longitud entre soportes laterales del patin en compresión de miembros que no sean circulares o miembros en cajón, no excederá el valor de:

$$637\ b_r\ F_y^{1/2} \quad \text{ni de} \quad 1\ 410\ 000 / \{ [d/A] F_y \}$$

6. La longitud entre soportes laterales del patin en compresión de miembros en cajón de sección transversal rectangular, cuyo peralte no es mayor de seis veces el ancho y cuyo espesor no es mayor de dos veces el espesor del alma, no excederá el valor de:

$$(137\ 000 + 84\ 400\ M_1 / M_2) b / F_y$$

excepto que ésta no necesita ser menor de:

$$84\ 400 (b / F_y)$$

7. La relación diámetro/espesor de secciones circulares huecas no excederá de:

$$232\ 000 / F_y$$

b) Los miembros que cumplan con los requisitos del inciso a), salvo que $b/2t$ exceda $545 / F_y^{1/2}$, pero no menor de $797 / F_y^{1/2}$ podrán ser diseñados sobre la base del esfuerzo de flexión permisible:

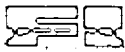
$$F_b = F_y [0.79 - 0.000239 (b/2t) F_y^{1/2}]$$

c) Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros I o H, doblemente simétricos, que cumplan los requisitos del inciso a) Párrafo 1 y 2, y estén flexionados con respecto a su eje menor; así como barras sólidas cuadradas y redondas: secciones sólidas rectangulares flexionadas con respecto a su eje menor:

$$F_b = 0.75 F_y$$

Los miembros I y H doblemente simétricos, flexionados con respecto a su eje menor, que cumplan los requisitos del inciso a) Párrafo 1, salvo $b/2t$ exceda $545 / F_y^{1/2}$, pero que sea menor de $797 / F_y$, podrán ser diseñados con base en un esfuerzo permisible de flexión:

$$F_b = F_y [(1.075 - 0.000596 (b/2t) F_y^{1/2})]$$



Las secciones tubulares rectangulares flexionadas con respecto a su eje menor, y que cumplan con los requisitos del inciso a) Párrafos 1, 3 y 4, podrán ser diseñados con base en un esfuerzo permisible de flexión:

$$F_b = 0.66F_y$$

d) Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros en cajón a flexión, cuyo patín en compresión o la relación ancho/espesor del alma no cumpla con los requisitos del inciso a), pero que esté conforma con los requisitos de las relaciones ancho/espesor:

$$F_b = 0.6F_y$$

Para una sección en cajón, el pandeo lateral por torsión no necesita ser investigado cuando su peralte sea menor de seis veces su ancho. Los requisitos de soporte lateral para secciones en cajón con relación peralte/ancho mayor, deben ser determinados por un análisis especial.

e) En las fibras extremas de miembros a flexión, no incluidos en los inciso a), b), c) ó d):

1. Tensión:

$$F_b = 0.60F_y$$

2. Compresión:

a) Para miembros que cumplan los requisitos de elementos no atiesados sometidos a compresión axial a compresión debida a la flexión, que tengan un eje de simetría en el plano del alma y que estén cargados en el plano de ésta y compresión en las fibras extremas de canales (CE) flexionados con respecto a su eje mayor: el mayor de los valores calculados con las fórmulas que se indican a continuación, según sea el caso (a menos que un valor mayor se justifique sobre la base de un análisis preciso), pero no mayor de $0.60 F_y$

Quando:

$$[717 \times 10^4 C_b / F_y]^{1/2} < L/r_T < [3590 \times 10^4 C_b / F_y]^{1/2}$$

Entonces:

$$F_b [2/3 - F_y (L/r_T)^2 / 1080 \times 10^5 C_b] F_y$$

Quando:

$$L/r_T \geq [3590 \times 10^4 / F_y]^{1/2}$$

Entonces:

$$F_b = 120 \times 10^5 C_b / (L/r_T)^2$$

Quando el patín en compresión sea sólido y aproximadamente rectangular sección transversal y su área no sean menor que la del patín en tensión:

$$F_b = 844 \times 10^3 C_b / (L_d / A_f)$$

b) Para miembros que cumplan los requisitos de elementos no atiesados sometidos a compresión axial o compresión debida a la flexión, pero no incluidos en el Párrafo 2o de esta sección:

$$F_b = 0.60F_y$$

Siempre que las secciones flexionadas con respecto a su eje mayor estén arriostradas lateralmente en la región del esfuerzo, a intervalos no mayores

$$637b / F_y^{1/2}$$



Ajostamiento

- a) En el área de contacto de superficies alisadas, y en los extremos de atiesadores de carga ajustados; en el área proyectada de agujeros escareados, taladrados o barrenados para pasadores:

$$F_p = 0.90 F_y$$

Cuando las partes en contacto tengan esfuerzo de fluencia, F_y tendrá el valor menor

- b) En rodillos de expansión y en balancines, en kg/cm:

$$F_p = ((F_y - 914) / 14000) 46 d$$

En el área proyectada de tornillos y remaches en juntas a cortante

$$F_p = 1.5 F_u$$

Esfuerzos Combinados

Compresión axial y flexión (flexocompresión)

Los miembros sometidos simultáneamente a esfuerzos de compresión axial y a esfuerzos de flexión, deben estar diseñados de manera que satisfagan las condiciones siguientes:

$$f_a / F_a + C_{mx} f_{bx} / (1 - f_a / F_{ex}) + C_{my} f_{by} / (1 - f_a / F_{ey}) \leq 1.00$$

$$f_a / 0.6 F_y + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} \leq 1.00$$

Cuando $f_a / F_a \leq 0.15$, podrá usarse la fórmula siguiente en lugar de las fórmulas anteriores.

$$f_a / F_a + f_{bx} / F_{bx} + f_{by} / F_{by} \leq 1.00$$

En las fórmulas anteriores, los subíndices x y y combinados con los subíndices b, m y e, indican el eje de flexión alrededor del cual se aplica un esfuerzo en particular o una propiedad de diseño, y donde:

F_a = Esfuerzo de compresión axial permisible si sólo existiera fuerza axial, en kg/cm².

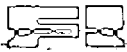
F_b = Esfuerzo de compresión por flexión permisible si sólo existiera momento de flexión, en kg/c².

$$F'_e = 12\pi^2 E / [23 K l_b^2 / r_b^2]$$

Esfuerzo de Euler dividido entre un factor de seguridad, en kg/cm².

En la fórmula para F'_e , l_b es la longitud real sin arriostramiento en el plano de flexión y r_b es el radio de giro correspondiente. K es el factor de longitud efectiva en el plano de flexión. Como en el caso de F_a , F_b y $0.60 F_y$, F'_e podrá incrementarse en un tercio de acuerdo a lo siguiente:

Los esfuerzos permisibles podrán ser incrementados en un tercio por encima de los valores anteriormente previstos, cuando sean producidos por cargas de viento o sismo, actuando solas o en combinación con las cargas muertas y vivas de diseño, siempre y cuando la sección calculada sobre esta base no sea menor que la requerida para el diseño por las cargas vivas o muertas e impacto (si lo hubiera), calculados sin el tercio de incremento de esfuerzo, y siempre que los



esfuerzos no requieren calcularse además sobre la base de factores de reducción aplicados a combinaciones de las cargas de diseño.

f_a = Esfuerzo axial calculado, kg/cm².

F_b = Esfuerzo de compresión por flexión calculado en el punto considerado, kg/cm².

C_m = Coeficiente cuyo valor será:

1. Para miembros en compresión en marcos sujetos a desplazamientos, $C_m=0.85$
2. Para miembros en compresión con extremos restringidos, en marcos arriostrados contra desplazamientos lateral y no sujetos a carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión.
 $C_m=0.6-0.4 M_1/M_2$, pero no menor de 0.4

En donde M_1/M_2 es la relación del momento menor al mayor, en los extremos de la parte del miembro no arriostrada, en el plano de flexión. M_1/M_2 es positiva cuando el miembro está flexionado en curvatura doble y negativa cuando está flexionado en curvatura simple.

3. Para miembros en compresión en marcos arriostrados contra desplazamientos lateral en el plano de la carga y sujetos a carga transversal entre sus apoyos, el valor de C_m puede determinarse racional; sin embargo de dicho análisis, puede emplearse los siguientes valores:

$C_m=0.85$, para miembros cuyos extremos están restringidos.

$C_m=1.0$ para miembros cuyos extremos no están restringidos en marcos sujetos a desplazamientos lateral

3.5 Aspectos Constructivos

Ejecución

Hay que ejecutar debidamente los elementos estructurales de acero según los dibujos de taller.

Si en la ejecución se hacen necesarios cambios con relación a los dibujos de taller, se han de determinar de acuerdo con el calculista y el constructor, en el caso de estructuras soldadas también de acuerdo con el ingeniero especialista en soldadura, y hacer anotaciones en los dibujos rectificadas.

Elaboración del material

El material ha de trabajarse o en frío o a la temperatura del rojo cereza claro. No está permitido trabajar o solicitar el material en un estado de temperatura intermedio (rojo azul).

Hay que eliminar las rebabas en los productos laminados. Las marcas de laminación en relieve sobre las superficies de contacto han de limarse.

Hay que preparar las piezas que han de unirse, de tal manera que puedan montarse sin esfuerzo y se ajusten bien las superficies de contacto

No deben originarse daños en la superficie o fisuras debido al doblado y achaflanado. Tales perjuicios pueden evitarse mediante consideración de las propiedades del material, elección de radios de curvaturas grandes y elaboración del material a una temperatura apropiada. En la transformación subsiguiente, en especial en el roblonado y martilleado, hay que tener en cuenta la modificación de propiedades del material en el sitio de achaflanadura.

Si se cortan los productos laminados para estructuras preponderantemente solicitadas estáticamente mediante oxicorte o con cizalla, se puede renunciar en general a un retoque ulterior en caso de superficie de corte sin defectos. Los cantos cortados de productos laminados para elementos estructurales no solicitados preponderantemente de manera estática



tienen que ser repasados ulteriormente con arranque de viruta (p. e. mediante cepillado, fresado, rectificado o limado). Hay que eliminar de la misma manera las ranuras y fisuras. No pueden dejarse las estrias que se han originado debido a un limado de corte basto o debido a placas de afilar de grano grueso.

En caso de aceros de alta resistencia como St 37 hay que quitar mecánicamente el material endurecido en el oxicorte cuando el espesor es más de 30 mm.

Pequeños defectos de superficie, como grietas y otras zonas no planas pueden eliminarse mediante esmerinado. No está permitido en general el cerrar con soldadura las zonas defectuosas. Las excepciones en este respecto necesitan del consentimiento del calculista, del constructor y del ingeniero especialista en soldadura; sólo pueden realizarse después de un calentamiento previo.

Cuando se encuentren defectos de superficie de mayor consideración o defectos en el interior del material (p. e. inclusiones de escorias, ampollas, pliegues), hay que eliminarlos correctamente, en tanto la importancia de los defectos no haga necesaria la sustitución por otro material no defectuoso.

El marcaje mediante cincel no está permitido. En el caso de elementos estructurales con cargas no preponderantemente estáticas tiene que realizarse el marcaje mediante granulización de tal manera que no quede perjudicada por ello la resistencia a la fatiga del material.

Hay que redondear con el mayor radio posible o taladrar los ángulos a punto de caer, para evitar completamente una rotura de borde.

La superficie de contacto de una barra a compresión compuesta debe ser elaborada solamente en su totalidad. En general basta para ello un corte de sierra realizado debidamente.

Los cantos no cubiertos de chapas de alma de secciones compuesta tienen que ajustarse a las superficies de las piezas contiguas, de tal manera que el agua no pueda quedar estancada.

Limpieza y protección de la superficie

Las superficies de contacto de los elementos estructurales de acero han de estar secas antes del montaje y libres de suciedad y herrumbre y provistos de una capa de pintura intermedia (en general de óxido de hierro). En el caso de elementos estructurales de aceros de alta resistencia que no están cargados preponderantemente estáticamente, las superficies de contacto de los empalmes a remachar – aparte de aquellas de las uniones – no tienen que recibir ninguna capa de pintura

Las piezas a trabajar y los cordones de soldadura han de limpiarse de perlas de soldadura y escorias.

Cuando la estructura tiene que suministrarse con una primera capa de imprimación, tiene que depositarse ésta de manera fina y que cubra sobre la base limpia, descascarillada, libre de herrumbre y seca, y tiene que completarse después del montaje de la estructura en todas las zonas desprovistas o no cubiertas por la pintura, con especial cuidado en los cordones de soldadura.

Para la capa de imprimación han de emplearse materiales de calidad probada.

Las superficies de los elementos de la estructura que hayan de estar embebidos en mortero, concreto u otros materiales, no necesitan ningún recubrimiento.

Método de montaje

Si el propietario desea fijar el método y la secuencia del montaje, o si ciertos miembros no pueden montados en el orden normal, lo deberá establecer en los documentos contractuales. En ausencia de cualquier restricción, el montaje procederá a usarse los métodos y orden de montaje que le resulten más convenientes y económicos y que cumplan con los requisitos de los documentos contractuales. Cuando el propietario contrate por separado la fabricación y el montaje, es responsable de coordinar las actividades de los contratistas.



En la carga, descarga, transporte, almacenamiento y montaje no deben ser solicitados excesivamente, abollados o doblados los elementos estructurales. Ante todo hay que proteger los elementos de la estructura en las zonas donde se coloquen cadenas.

Al montar las estructuras de acero se ha de prestar la debida atención a que se adapte a la forma prevista en el proyecto. Hay que comprobar repetidas veces la correcta colocación de sus partes.

Ha de quedar también siempre asegurada durante el montaje la estabilidad y resistencia de la estructura.

Las uniones de montaje y otros dispositivos auxiliares sólo deberán retirarse cuando se hayan hecho estáticamente superfluos.

Al quitar los andamios hay que procurar que las partes aisladas de la estructura se puedan deformar convenientemente y con ello no resulten sobrecargadas.

Sólo hay que empezar el roblonado y soldado de los elementos de la estructura cuando éste completamente presentada, asegurada y nivelada mediante pernos y tornillos. Sólo puede prescindirse de esta norma cuando otras medidas aseguran la conservación de la forma prevista en el proyecto.

Piezas de apoyo móviles (cilindros de apoyo, rótulos, etc.) se han de montar de manera que se obtenga su posición centrada a plana carga permanente y a una temperatura ambiente de $+ 10^{\circ} \text{C}$.

Hay que rellenar por completo con mortero de cemento el espacio entre la placa de asiento y el macizo de cimentación.

Para la recepción han de ser accesibles los roblones y cordones de soldadura. En uniones, que no son ya accesibles en la recepción final, tiene que tener lugar una recepción intermedia.

Los roblones y tornillo que no se ajustan a las exigencias, deben desmontarse y sustituirse por otros que sean correctos.

Al montar estructuras soldadas hay que tener en cuenta además los siguientes principios:

En las piezas resistentes no deben soldarse elementos para facilitar el montaje, si no están previstos en los planos aprobados, aun cuando sólo se usen provisionalmente y más tarde se retiren de nuevo. Donde sea necesario se pueden taladrar pequeños agujeros (a ser posible en aquellas piezas que no están fuertemente solicitadas). Estos agujeros no deben cerrarse mediante soldadura.

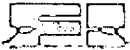
Hay que limitar a lo imprescindible la soldadura en las obras.

En la ejecución en la obra de empalmes a tope de vigas soldadas hay que observar especialmente la serie sucesiva de soldadura fijada. Los cordones angulares realizados en el taller para unión de la chapa de alma y cabeza tienen que terminar en general en el caso de empalmes a tope ejecutados en la obra antes de dicho empalme.

Las construcciones soldadas mayores tienen que empezar a montarse convenientemente desde el centro, para que las piezas aisladas puedan seguir sin impedimentos la contracción, y con ello quedan reducidas a lo mínimo las tensiones forzadas.

La revisión de los trabajos de soldadura y el análisis de los cordones durante y después de la ejecución ha de llevarse a cabo por un ingeniero técnico en soldadura o por un técnico en soldadura. La aptitud del soldador y de la soldadura puede vigilarse mediante ensayo de muestras al azar en trabajos de soldadura ya realizados o en probetas (probetas para el dictamen de las superficies de rotura de costuras angulares y a tope soldadas por fusión). La superficie de rotura de los cordones de soldaduras de estas probetas tiene que presentar una estructura correcta y una buena penetración.

Las uniones de soldadura no deben tener antes de la recepción ninguna capa de pintura o sólo una capa incolora.



Las uniones soldadas serán examinadas en su recepción en general en la superficie de los cordones de soldadura y, si ello está establecido, según las condiciones especiales de recepción que han sido fijadas en el contrato.

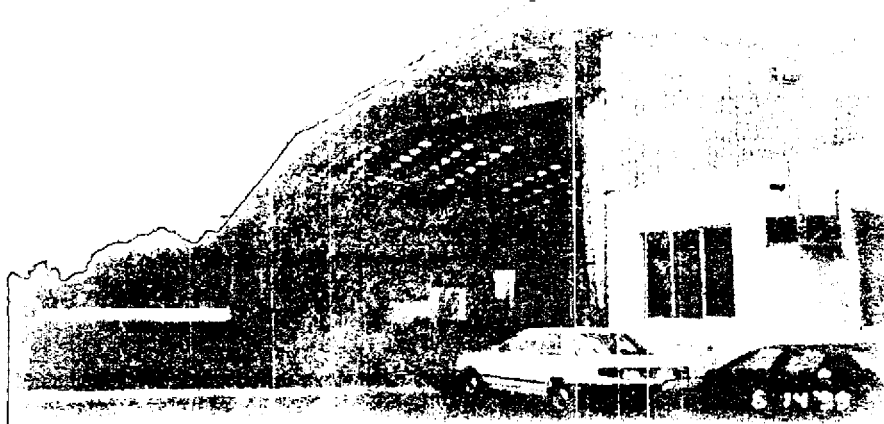
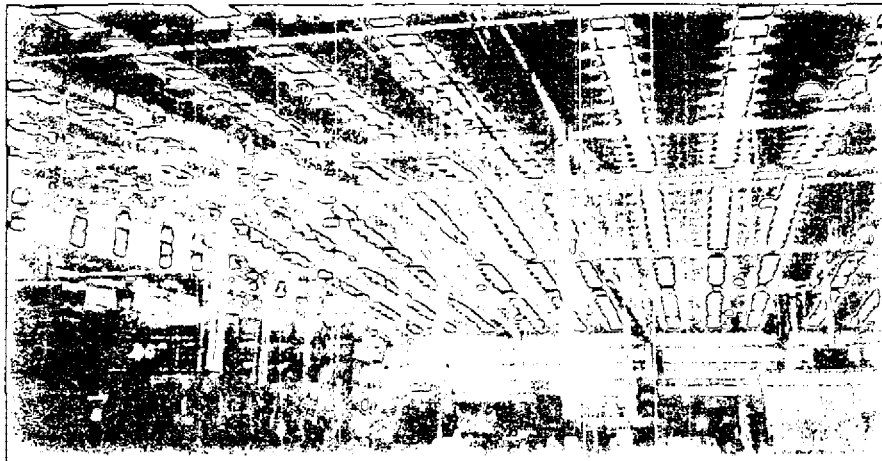
Los cordones de soldadura, que no correspondan a las exigencias, han de eliminarse en tanto por ello no quede afectada la seguridad, y sustituirse según un plan de soldadura que han de elaborar conjuntamente el calculista, el constructor y el ingeniero especialista en soldadura (técnico en soldadura). En los casos en que resulte dudosa una nueva soldadura habrán de emplearse otros medios de unión.

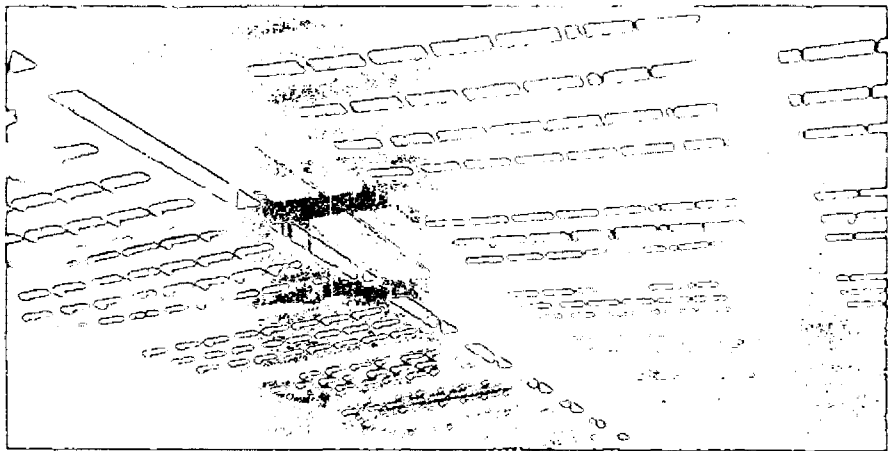
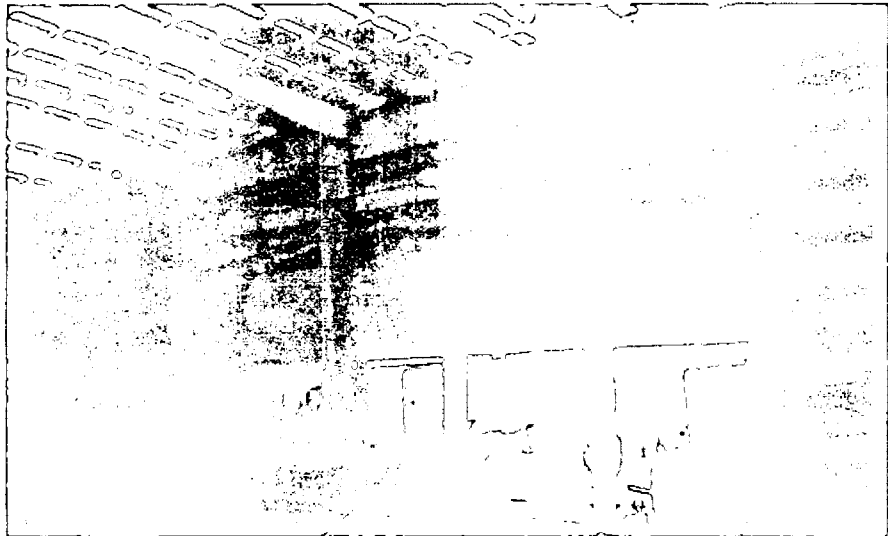
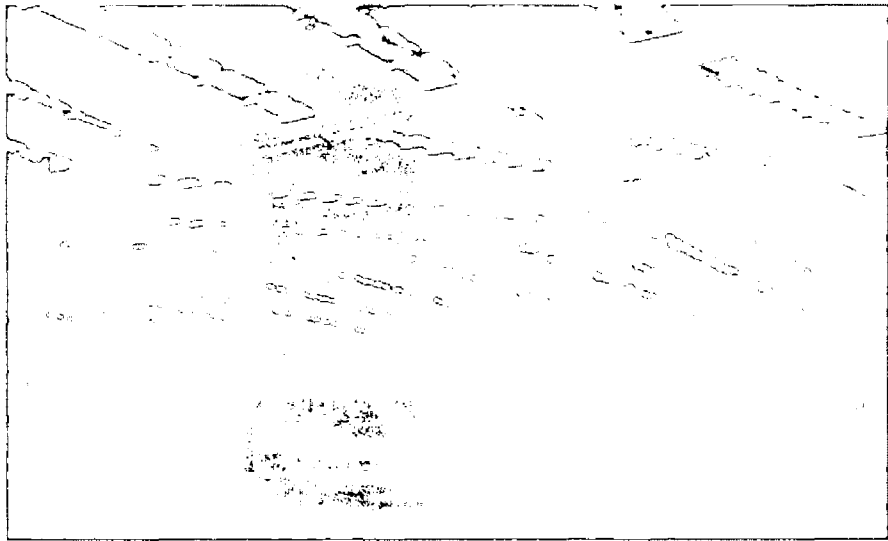
Condiciones en el sitio de la obra

El propietario es responsable de proporcionar y mantener en buen estado los caminos de acceso y dentro del sitio de la obra para permitir el paso seguro del equipo de montaje y de la estructura. El propietario deberá proporcionar al montador una zona de trabajo segura para el montaje de la estructura. A este fin le asignará un espacio conveniente y adecuado, con piso firme, nivelado y drenado para que pueda almacenar la estructura y operar su equipo, y eliminará todas las obstrucciones que puedan entorpecer el montaje, como líneas eléctricas, telefónicas, etc.

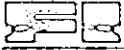
El montador deberá suministrar e instalar los medios de protección requeridos para su propio trabajo. La protección para otras actividades no directamente perteneciente al montaje de la estructura es responsabilidad del propietario. Cuando el propietario no pueda proporcionar un espacio en la proximidad inmediata a la zona de montaje para el almacenamiento de la estructura, lo deberá indicar en los documentos contractuales.

3.5 Algunos ejemplos de naves industriales de acero estructural





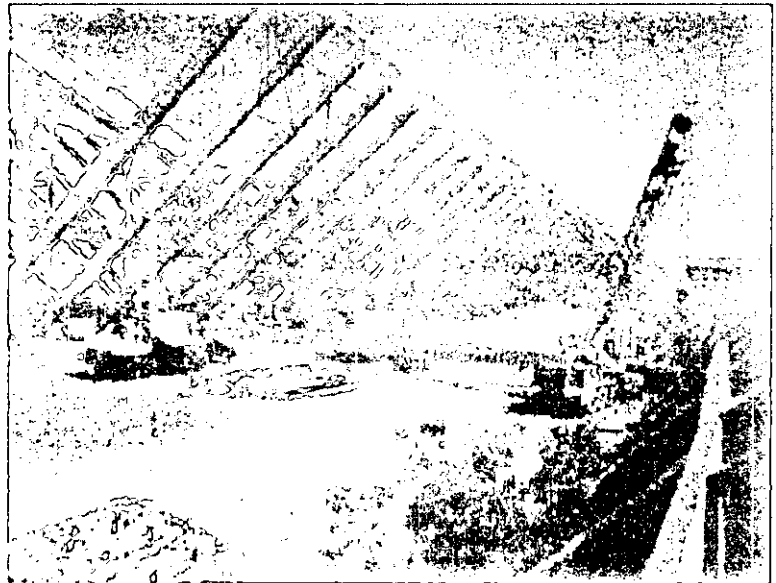
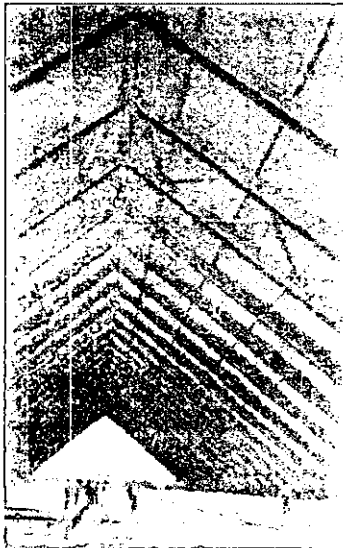
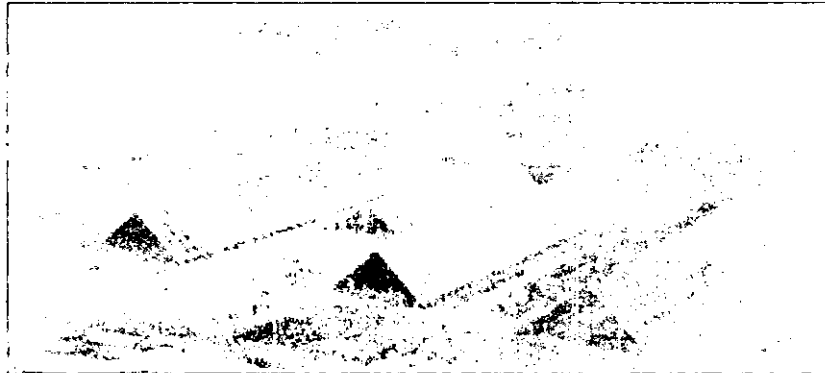
Fotografías de la Nave de Mabe



Capítulo 4

Nave Industrial de concreto presforzado

Este capítulo tiene como objetivo proporcionar al diseñador elementos fundamentales para el diseño de naves industriales construidos con elementos de concreto presforzados.



4.1 Concreto presforzado

En 1934 Eugène Freyssinet (FRANCIA) dio inicio al uso del presfuerzo y más comercialmente hacia el final de la segunda guerra mundial en 1945 con la Sociedad Técnica para la utilización del Presfuerzo (STUP), que hoy en día lleva su nombre Freyssinet International.

Proteger una construcción, es someterla, antes de aplicar las cargas, a fuerzas adicionales que determinan unas tensiones tales que al componerse con las que provienen de las cargas dan en todos los puntos, resultantes inferiores a las tensiones límites que la materia puede soportar indefinidamente.



El presforzado puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de una aplicación de las cargas de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general. Aunque los principios y las técnicas del presforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural.

En esencia el concreto es un material que trabaja a compresión. Su resistencia a la tensión es mucho más baja que a la compresión, y en muchos de los casos, al diseñar se deja fuera de consideración aquella. Por tanto, el presforzado del concreto implica naturalmente la aplicación de una carga compresiva, previa a la aplicación de las cargas anticipadas de diseño, en forma tal que se reduzcan o eliminen los esfuerzos de tensión que de otra forma ocurrirían.

En efecto, el concepto original del concreto presforzado consistió en introducir en vigas suficiente precompresión axial para que se eliminaran en el miembro cargado todos los posibles esfuerzos de tensión que obraran en el concreto. Sin embargo, a medida que se ha desarrollado el conocimiento de esta forma de construcción, se ha visto claramente que esta concepción es innecesariamente restrictiva, y en la práctica actual de diseño se permite que haya esfuerzos de tensión en el concreto, y hasta cierto agrietamiento limitado. Haciendo variar la magnitud del presfuerzo compresivo puede limitarse al grado deseado el número y ancho de las grietas, igualmente puede controlarse la deflexión del miembro. Desde el punto de vista de las condiciones de servicio, tal presforzado parcial presenta una mejoría substancial, no solo en la construcción convencional de concreto armado, sino también en la forma original del presforzado completo, el cual, si bien eliminaba el agrietamiento bajo las cargas de servicio, producía a menudo una combadura hacia arriba que causaba problemas.

El concreto es un material ideal para el presforzado, porque es muy fuerte cuando está comprimido; además, se puede conseguir fácilmente en cualquier lugar, es barato, fácil de moldear en la forma deseada y protege al acero contra la corrosión.

Sin embargo el presfuerzo puede aplicarse y se ha aplicado a otros materiales, como armaduras de acero, piedra, mamposterías de cerámica y tabique, madera, rocas y suelos naturales.

Generalmente, el presfuerzo se induce por medio de tendones de acero internos, los cuales se tensan (o presfuerzan) y a continuación se anclan; aunque en la actualidad el acero de alta resistencia es el material utilizado universalmente para los tendones, se continúa investigando y desarrollando materiales para tendones tan prometedores como la fibra de vidrio, la cual ya se ha permitido su uso.

4.2 Importancia del uso de concreto presforzado

El concreto presforzado ha demostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo debido a la concepción de nuevos moldes que facilitan la obra de infraestructura tanto para obras industriales ya sean para claros donde se emplean elementos pretensados estándar producidos en serie, como obras industriales de grandes claros como el que se mostrara en el capítulo 5. La rapidez de construcción, la eficiencia de los elementos y el menor peralte obtenido con respecto a otras soluciones son algunas de las ventajas que justifican este éxito.

Los factores decisivos en el empleo de elementos presforzados se deben a lo siguiente:

- ◊ Elementos estructurales más ligeros.
- ◊ Número de unidades requeridas.
- ◊ Versatilidad en el diseño
- ◊ Sistema estructural eficiente
- ◊ Ahorro en mano de obra
- ◊ Sistematización de los procesos de producción
- ◊ Costos más competitivos
- ◊ Mayores claros
- ◊ Mejor apariencia
- ◊ Cero mantenimiento



La puesta del concreto presforzado, técnica que data de menos de medio siglo, aunque realmente la primera propuesta para aplicar el presforzado al concreto se hizo desde 1886 en los Estados Unidos, no fue sino hasta los años treinta que, como resultado de los estudios del renombrado ingeniero francés Eugene Freyssinet, el concreto presforzado llegó a ser una realidad práctica. En Europa, en el periodo de aguda escasez de materiales que siguió a la Segunda Guerra Mundial, Freyssinet y otros pioneros como Finsterwalder y Magnel, demostraron las notables posibilidades de este nuevo concepto de diseño y establecieron la etapa de desarrollo que había de tener lugar en los años siguientes.

Principalmente por razones económicas, la evolución del concreto presforzado ha tenido lugar en los Estados Unidos siguiendo líneas muy diferentes en comparación con Europa. Hasta tiempos recientes, el interés principal había estado en las unidades precoladas pretensadas de claro corto a mediano, que podía llevarse a producción en masa con grandes economías en los costos de mano de obra. Habiéndose usado para pisos, techos y muros, estas unidades han dado cuenta de una fracción significativa de las nuevas construcciones, e indudablemente continuarán dándola.

Sin embargo, las condiciones económicas cambiantes están dando origen a cambios importantes en la práctica en los Estados Unidos. La mano de obra de construcción no es tan escasa como antes. Los costos de los materiales están aumentando constantemente, y existe una seria preocupación por la conservación de los recursos. En tales circunstancias, es natural que los ingenieros consideren la adecuabilidad de diseños más elaborados, que exploten en forma más completa la capacidad del presforzado, se ha encontrado que el concreto presforzado compete en la actualidad con éxito con otras formas de construcción en puentes de claro mediano y grande, edificios altos, techos de gran claro y otros tipos de Su utilización ofrecen las ventajas de bajo costo inicial, poco mantenimiento, gran durabilidad y estética.

Dentro del presfuerzo existen diferentes sistemas de presforzado, el de nuestro principal interés el cual será objeto de estudio en el presente trabajo es el **PRESFUERZO INTERIOR**.

4.3 Soluciones típicas

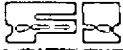
Techumbres y pisos.

Una considerable labor se ha realizado en la manufactura de unidades para pisos y techos pretensados. Las vigas que salvan claros entre columnas y soportan un piso estructural son generalmente de sección rectangular o de T invertida. La viga rectangular tiene un peralte mayor y es económica desde el punto de vista estructural, pero en cuanto al costo total de construcción puede resultar elevado. La viga T invertida es más cara en su producción, su peralte es menor y puede resultar más económica en el sentido del costo total de construcción.

Las disposiciones típicas y los componentes de piso pueden ser de viguetas presforzadas y bloques de relleno de concreto ligero o losas huecas de concreto presforzado. En ocasiones, las unidades de concreto presforzado se producen con sistemas de pretensados a gran escala en donde el concreto se extruye por medio de maquinaria. Existen casos en que se requiere un gran espacio de piso para una estructura tipo cobertizo de un solo entrepiso. Puede disponerse de estructuras apuntaladas, la cubierta descansa sobre largueros de concreto presforzados. Todas las unidades de concreto van presforzadas y pueden lograr fácilmente grandes espacios abiertos.

4.4 Diseño Elástico

El diseño de elementos de concreto presforzado consiste en proponer el elemento que funcional y económicamente sea óptimo, para determinadas acciones y características geométricas de la obra, una vez escogido el elemento, el diseño consiste en proporcionar presfuerzo y refuerzo para que tenga un comportamiento adecuado durante todas sus etapas ante cargas de servicio y cargas últimas, dentro del marco de un reglamento vigente. Es claro que ante esta perspectiva, el elemento o sección típica a utilizar no es una incógnita sino un dato que el diseñador de acuerdo a sus conocimientos y experiencia debe proporcionar.



Etapas de Diseño de un Elemento Presforzado

Un elemento presforzado, y en general cualquier elemento prefabricado, está sometido a distintos estados de carga. Estos estados pueden representar condiciones críticas para el elemento en su conjunto o para alguna de sus secciones. En general, existirán dos etapas importantes de revisión, de transferencia y final, aunque para muchos elementos existen etapas intermedias que resultan críticas

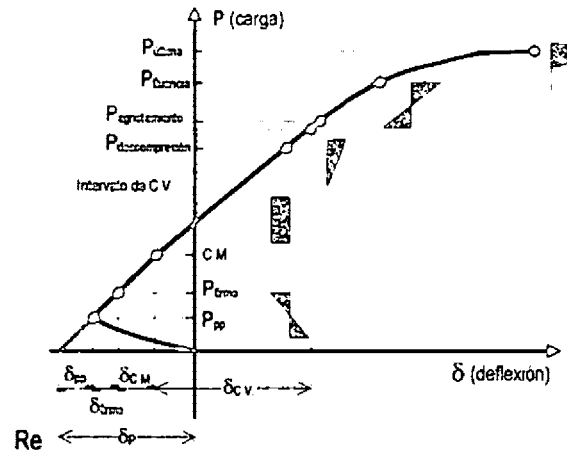


Figura 4.1 Estados de esfuerzos

1. Etapa inicial o de transferencia

Esta tiene lugar cuando se cortan los tendones en elementos pretensados o cuando se libera la presión en el gato hacia los anclajes en concreto postensado. Es decir cuando se transfieren las fuerzas al concreto que comúnmente ha alcanzado el 80 por ciento de su resistencia. Aquí ocurren las pérdidas instantáneas y las acciones a considerar son el presfuerzo que actúa en ese instante y el peso propio del elemento. Esta etapa puede ser crítica en los extremos del elemento donde el presfuerzo es excesivo.

2. Etapa final o de servicio

El diseñador debe considerar las distintas combinaciones de cargas en la estructura en general y en cada elemento en particular para garantizar el comportamiento adecuado de los elementos. Se considerarán las condiciones de servicio tomando en cuenta esfuerzos permisibles, deformaciones y agrietamientos, y las condiciones de resistencia última de tal manera que además de alcanzar la resistencia adecuada se obtenga en la ruptura una falla dúctil. En esta etapa ocurren todas las pérdidas de presfuerzo y en la mayoría de los casos el elemento presforzado se encuentra trabajando en conjunto con el firme colado in situ, lo que incrementa notablemente su inercia y resistencia.

3. Estado intermedio

Dentro de esta etapa se presenta el transporte y montaje del elemento, muchos elementos presforzados tienen un comportamiento en etapas intermedias distinto al que tienen en transferencia o en el estado final. Tal es el caso de algunas vigas, trabes y losa que por así convenir al diseñador, requieren de cimbrado temporal que generalmente removido cuando los colados in situ y la losa o el firme han fraguado. Otro tipo de elementos son las vigas que fueron fabricadas, transportadas y montadas como simplemente apoyadas pero en la etapa final formarán parte de un sistema hiperestático. Algunas vigas para puente son tan largas que es necesario dejar volado uno de los extremos para que se puedan transportar.



Estado de Esfuerzos

En cada una de las etapas anteriormente mencionadas, deben revisarse los esfuerzos que actúan en el elemento (Figura 4.1). La siguiente expresión engloba las distintas acciones y las características geométricas de la sección en las distintas etapas. El esfuerzo en cada fibra de cada sección, f , está dado por:

$$f = f_{pp} + f_{firme} + f_{SCM} + f_{CV+I} + f_{P\alpha} + f_{P\alpha}$$

Y de manera explícita, en la fibras superior e inferior:

$$f_{s,i} = \pm \frac{M_{pp}}{S_{SS\ s,i}} \pm \frac{M_{firme}}{S_{SS\ s,i}} \pm \frac{M_{CV}}{S_{SC\ s,i}} + \frac{P}{A_{SS}} \mp \frac{P \cdot e}{S_{SS\ s,i}}$$

donde las acciones están dadas por

- M_{pp} = Momento Debido al Peso Propio
- M_{firme} = Momento Debido al Firme
- M_{CV} = Momento Debido a la Carga Viva
- P = Fuerza de Presfuerzo

y las propiedades geométricas son

- A = Área De La Sección
- S = Módulo de Sección Elástico
- e = Excentricidad del Centroides del Acero de Presfuerzo

Los subíndices SS y SC se refieren a sección simple y sección compuesta, respectivamente.

Esfuerzos Permisibles

Los esfuerzos permisibles en el concreto se muestran en la Tabla 4.1, donde f_{ci} es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia. El esfuerzo de tensión permisible en la transferencia es para concreto sin acero de refuerzo. Cuando se llegue a exceder este valor, se suministrará acero de refuerzo para que resista la fuerza total de tensión del concreto, valuada en la sección sin agrietar.

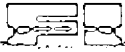
Esfuerzo	Inmediatamente después de la transferencia	Bajo cargas de servicio
Compresión	$0.60 f_{ci}$	$0.45 f_c$
Tensión	$\sqrt{f'_c}$	$1.6 \sqrt{f'_c}$

Tabla 4.1 Esfuerzos permisibles en el concreto (NTC-C)

Los esfuerzos de tensión bajo cargas de servicio pueden excederse, sin que el esfuerzo de tensión llegue a ser mayor que $3.2 \sqrt{f'_c}$, si se justifica que el comportamiento estructural del elemento es adecuado. Si el esfuerzo calculado de tensión resulta mayor puede usarse acero de refuerzo y tratar al elemento como parcialmente presforzado, si así lo dice su índice de presfuerzo como se verá más adelante.

Cuando la estructura está en un ambiente corrosivo, el ingeniero juzgará si es necesario obligar a que no haya tensiones en condiciones de servicio, aunque debe tomar en cuenta que esto originará grandes pérdidas por flujo plástico.

Con respecto a los esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo, el esfuerzo máximo al que se puede tensar un torón debe ser $0.80 f_{sr}$, donde f_{sr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo; este esfuerzo es conocido en el reglamento como el debido a la fuerza aplicada por el gato. Por supuesto, aplicar una fuerza que produzca en el torón un esfuerzo por arriba de $0.8 f_{sr}$ es llevarlo al rango no lineal y provocarle deformaciones que pueden ser irreversibles. El esfuerzo permisible inmediatamente después de la transferencia, $0.70 f_{sr}$, es decir, una vez que el presfuerzo está actuando sobre el concreto, ya se presentó las pérdidas instantáneas y la carga vertical es sólo la del peso propio.



Esta diferencia entre 0.7 y 0.8 de f_{sr} nos permite tensar el torón por arriba de 0.7 f_{sr} de tal manera que al cortar los torones y después de que se presenten las pérdidas instantáneas se llegue al esfuerzo permisible de 0.7 f_{sr} . Una recomendación es tensar los torones a 0.75 f_{sr} , considerando que las pérdidas instantáneas son del orden del 10% (0.90 f_{sr})

Pérdidas de presfuerzo

Como se ha mencionado anteriormente, existen varias razones por las que la fuerza de presfuerzo efectiva que actuará en el elemento es menor que la fuerza aplicada por el gato. Estas pérdidas pueden llegar a ser mayores al 30 por ciento en elementos comúnmente empleados. Por ello, estimar las pérdidas asignando un porcentaje como lo permiten las normas vigentes para el Distrito Federal puede resultar un diseño poco conservador y el resultado se reflejará a largo plazo, una vez que todas las pérdidas se presenten.

Las pérdidas totales en kg/cm² más comunes en elementos presfuerzados son:

$$\Delta f_s = DA + DT + FR + ES + SH + CR_C + CR_S$$

donde:	Δf_s	=	Pérdida Total
	DA	=	Pérdida Debido al Deslizamiento del Anclaje
	DT	=	Pérdida Debido al Desvío de Torones
	FR	=	Pérdida Debido a Fricción
	ES	=	Pérdida Debido al Acortamiento Elástico del Concreto
	SH	=	Pérdida Debido a la Contracción del Concreto
	CR _C	=	Pérdida Debido al Flujo Plástico del Concreto
	CR _S	=	Pérdida Debido a la Relajación del Acero

Por consiguiente el esfuerzo efectivo del acero de presfuerzo, es decir una vez que se han presentado todas las pérdidas será:

$$f_{se} = f_{sj} - \Delta f_s$$

a) Pérdidas instantáneas o inmediatas

a.1 Fricción (FR)

Esta pérdida se presenta sólo en elementos postensados. Durante el tensado, a medida que el acero se desliza a través del ducto se desarrolla la resistencia friccionante y la tensión en el extremo fijo es menor que la tensión en el extremo móvil donde actúa el gato (Figura 6.6). Las pérdidas debido a la fricción entre el tendón de presfuerzo y los ductos deberán tomarse como:

$$f_{sx} = f_{sj} \cdot (1 - e^{KX + \mu\alpha X})$$

donde:	f_{sx}	=	Esfuerzo en el Acero de Presfuerzo a una Distancia X del Gato
	f_{sj}	=	Esfuerzo en el Acero de Presfuerzo en Donde Actúa el Gato
	X	=	Distancia Desde el Gato Hasta el Punto en Consideración (m)
	K	=	Coefficiente de Fricción Secundario o de Deformación No Intencional
	μ	=	Coefficiente de Fricción Primario por Curvatura Intencional
	α	=	Variación Angular Total de la Trayectoria del Tendón Desde el Punto en Consideración Hasta el Gato, en Radianes

En la ecuación anterior se distinguen dos fuentes de fricción: la curvatura intencional (primaria) del tendón dada por el factor $\mu\alpha$ y la curvatura (secundaria) no intencional de la trayectoria del ducto dada por KX . Si la curvatura intencional es nula ($\alpha=0$) no existe pérdida por este concepto, a medida que se suman las distintas curvaturas impuestas al ducto, esta pérdida aumenta también de valor. Por otro lado, la pérdida no intencional es directamente proporcional a la distancia X; por ello, cuando las pérdidas por fricción sean muy grandes se deberá tensar por ambos lados del elemento.



Los valores de los coeficientes de fricción contenidos en las NTC-C tienen los siguientes límites: para K desde 0.0015 si se usan ductos con diámetros mayores o iguales a 9 cm hasta 0.005 para ductos con diámetros iguales a 5 cm; y para μ desde 0.15 para ductos engrasados hasta 0.25 sin grasa, pudiendo alcanzar valores hasta de 0.5 en casos de ductos de concreto. Los valores de K y μ deben quedar claramente especificados en los planos.

a.2 Deslizamiento del Anclaje (DA)

Inmediatamente después del tensado la fuerza del gato se libera transfiriéndose al concreto por medio de anclajes, Figura 6.9 y 6.10. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de deslizamiento entre los anclajes y el acero de presfuerzo a medida que las cuñas realizan el anclaje mecánico de los tendones, o a medida que se deforma el dispositivo de anclaje. La pérdida por deslizamiento en el anclaje se puede calcular con la expresión:

$$DA = \frac{\delta l}{l} E_s$$

donde l es la longitud del tendón, E_s el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo y δl es el deslizamiento. El valor δl es proporcionado por el fabricante y debe estar claramente especificado, pudiendo variar de 1 a 10 mm. Esta pérdida se presenta en el extremo del elemento y disminuye proporcionalmente a la fricción, por lo que se debe trazar un diagrama de fuerza efectiva y considerar esa fuerza en cada sección.

En caso de no existir fricción, la pérdida por deslizamiento se reflejará a todo lo largo del elemento. En elementos pretensados prácticamente no existe esta pérdida debido a la eficiencia de los equipos utilizados.

Similar a las pérdidas por fricción en elementos postensados, los mecanismos de desvío de torones pueden inducir pérdidas significativas en elementos pretensados. El valor de estas pérdidas dependerá de las características de los dispositivos empleados y deberá de ser responsabilidad del fabricante cuantificar las mismas.

a.3 Acortamiento Elástico del Concreto (ES-Elastic Shortening)

Cuando la fuerza presforzante se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el concreto debido a la compresión axial. Este puede determinarse fácilmente a partir de la relación esfuerzo-deformación del concreto. Las pérdidas, para elementos pretensados, están dadas por la siguiente expresión:

$$ES = n_i \cdot f_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \cdot f_{cr}$$

donde: n_i = Relación Modular de Elasticidad en el Instante de la Transferencia
 f_{cr} = Esfuerzo en el Concreto a Nivel del Centroide del Acero de Presfuerzo Debidos a la Fuerza Presforzante y al Peso Propio que Actúan Inmediatamente Después de la Transferencia

Para miembros postensados las pérdidas se calculan como:

$$ES = \frac{N-1}{2N} \cdot n_i \cdot f_{cr} \approx 0.5 \cdot n_i \cdot f_{cr}$$

donde N es el número de veces que se tensa, de manera que si se tensan todos los tendones simultáneamente, $N=1$ y por lo tanto $ES=0$. Cuando N es muy grande entonces el factor $(N-1)/2N$ tiende a $1/2$, por lo que es usual considerarlo así.

b) Pérdidas diferidas o a largo plazo

b.1 Contracción del Concreto (SH-Shrinkage)

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la deformación del acero del presfuerzo igual a la deformación por contracción del concreto. La reducción se refleja en una disminución del esfuerzo en el acero y constituye un componente importante de la pérdida del presfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto presforzado. Esta pérdida puede tomarse considerando que la deformación del concreto por este concepto es 0.001 indicado en las NTC-C o aplicando las siguientes expresiones para elementos presforzados y postensados respectivamente:



$$SH = (1195 - 10.5RH)$$

$$SH = 0.8(1195 - 10.5RH)$$

donde RH es la humedad relativa promedio anual en porcentaje y, de no conocerse los datos precisos del sitio donde se construirá la obra, puede considerarse como lo indica la Tabla 6.3.

Tipo de clima	RH
Muy húmedo	90%
Humedad intermedia	70%
Seco	40%

Tabla 4.2 Porcentaje de Humedad según tipo de clima

b.2 Flujo Plástico de Concreto (CR_c Creep)

Esta pérdida se presenta por la deformación del concreto ante la acción de cargas sostenidas, como son la carga muerta y el presfuerzo. Se puede calcular como:

$$CR_s = 12 f_{cr} - 7 f_{ods} \geq 0$$

donde:

f_{ods} = Esfuerzo en el Concreto a Nivel del Centroides del Acero de Presfuerzo Debidos a todas las Cargas Muertas Sin Incluir al Peso Propio

b.3 Relajación del Acero (CR_s)

Cuando al acero del presfuerzo se tensa hasta los niveles usuales de tensado experimenta relajamiento. Existen dos etapas para el cálculo de esta pérdida (durante y después de la transferencia), y la relajación total deberá tomarse como la suma de ambas pérdidas. En la etapa de transferencia, en miembros pretensados, la pérdida por relajación en el acero de presfuerzo de baja relajación, inicialmente tensado arriba de 0.5f_{sr}, puede tomarse como:

$$CR_{s \text{ inst}} = \frac{\log t}{40} \left(\frac{f_{ci}}{f'_s} - 0.55 \right) f_{ci}$$

donde:

t = Tiempo Estimado Desde el Tensado hasta la Transferencia, horas
 f_{sr} = Esfuerzo en el Tendón al Final del Tensado, kg/cm²
 f'_s = Esfuerzo Resistente del Acero de Presfuerzo (f_{sr}), kg/cm²

Para torones que no sean de baja relajación CR_{s inst} debe multiplicarse por 4.

Las pérdidas debido a la relajación diferida del acero de presfuerzo, ésta se da después de la transferencia pueden tomarse como; para elementos pretensados:

$$CR_{s \text{ dter}} = 1400 - 0.4ES - 0.2(SH + CR_c)$$

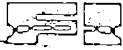
y para elementos postensados:

$$CR_{s \text{ dter}} = 1400 - 0.3FR + 0.4ES - 0.2(SH + CR_c) \text{ en Torones}$$

$$CR_{s \text{ dter}} = 1250 - 0.3FR + 0.4ES - 0.2(SH + CR_c) \text{ en Alambres}$$

$$CR_{s \text{ dter}} = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ en Barras}$$

Para aceros de baja relajación (Lo-Lax) se deberá usar el 30 por ciento de CR_{s dter}.



Resistencia a flexión

La resistencia de un elemento estructural está relacionada con su seguridad. Dicha resistencia no está garantizada automáticamente por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el miembro tuviera que sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento debido a que los materiales alcanzarían niveles de esfuerzo superior al elástico justo antes de la falla. Así, el factor de seguridad real se establece comparando la resistencia del miembro con la carga última que produciría la falla del mismo.

El comportamiento típico de un elemento estructural es lineal hasta el nivel de la carga de servicio, y las fuerzas que componen el par interno resistente permanecen casi constantes hasta el agrietamiento del concreto en tensión. Después del agrietamiento, sobreviene un incremento súbito en el esfuerzo del acero acompañado por un aumento en el esfuerzo de compresión en el concreto. La capacidad última a flexión se alcanza cuando el acero llega a su resistencia última después de haber fluido o cuando, en una falla súbita o frágil, se llega a la capacidad de deformación del concreto.

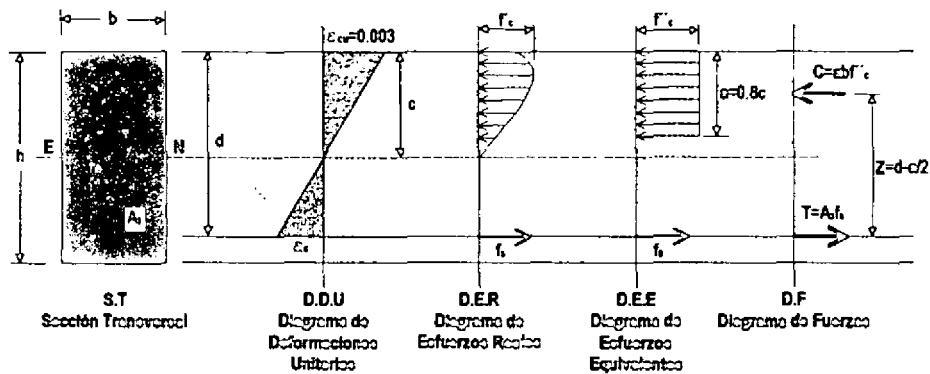


Figura 4.2 Resistencia última en un elemento de sección rectangular

Para calcular la resistencia de un elemento de concreto presforzado se deben considerar las siguientes hipótesis:

1. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales, ϵ , en cada sección transversal de un elemento es plana
2. Hay adherencia perfecta entre el concreto y los aceros de presfuerzo y de refuerzo ($\epsilon_c = \epsilon_{sp} = \epsilon_s$)
3. Se desprecia la resistencia del concreto a la tensión
4. La deformación unitaria del concreto a la compresión cuando se alcanza la resistencia es $\epsilon_{max} = \epsilon_{cu} = 0.003$
5. La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme, con una profundidad $a = 0.8c$, donde c es la distancia al eje neutro, y un ancho dado por $F'c$ en los siguientes términos

$$F'c = 0.85f'c \quad \text{si } f'c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'c = \left(1.05 - \frac{f'c}{1250}\right) f'c \quad \text{si } f'c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

donde $F'c = 0.8f'c$

Índice de Presfuerzo

Con el objeto de simplificar o precisar algunos cálculos dependiendo de la cantidad de acero de presfuerzo y refuerzo que dan la resistencia al elemento, las NTC definen el índice de presfuerzo como la relación siguiente:

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}} = \frac{A_{cp} f_{cp}}{A_{cp} f_{cp} + A_s f_y}$$

donde M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero sin presforzar, respectivamente. Los límites del índice son 1, cuando es totalmente presforzada, y 0, cuando es totalmente reforzada. Las NTC-C consideran que cuando $I_p \geq 0.9$ el elemento puede considerarse totalmente presforzado. La mayoría de los elementos presforzados estándar siempre tienen un índice mayor que 0.9.



Esfuerzo en el Acero de Presfuerzo al Momento de la Falla

Para conocer la resistencia del elemento es necesario saber el esfuerzo f_{sp} cuando se alcanza la resistencia de dicho elemento. Por las características esfuerzo-deformación de los tendones, pequeños cambios en la deformación del mismo siempre están ligados con cambios en el esfuerzo, sobre todo cerca de la ruptura. Por ello, f_{sp} depende del estado de deformación del presfuerzo.

La manera de calcular f_{sp} es a partir de las hipótesis de diseño y del estado de equilibrio. Este es un proceso iterativo que converge fácilmente. Sin embargo, las NTC-C permiten calcular de manera aproximada este esfuerzo siempre y cuando el f_c del concreto no sea mayor que 350 y el presfuerzo efectivo, f_{se} , sea mayor o igual que la mitad del esfuerzo resistente f_r . La expresión es la siguiente:

$$f_{cp} = f_{cr} \left[1 - \frac{1}{2} (q_p + q - q') \right]$$

en donde f_{cr} es el esfuerzo resistente del acero de presfuerzo y q_p , q y q' corresponden a los índices de aceros de presfuerzo, refuerzo en tensión y refuerzo en compresión, y están dados por :

$$q_p = \frac{p_p f_{cr}}{f_c} \qquad q = \frac{p f_y}{f_c} \qquad q' = \frac{p' f_y}{f_c}$$

con los siguientes porcentajes o cuantías de acero

$$p_p = \frac{A_{cp}}{bd_p} \qquad p = \frac{A_s}{bd} \qquad p' = \frac{A'_s}{bd'}$$

En donde b es el ancho de la sección rectangular. La cantidad $(q_p + q - q')$ no se tomará menor que 0.17, y d' (la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero a compresión) no se supondrá mayor que $0.15 d_p$.

Momento Resistente

En el diseño se debe garantizar que el momento último sea menor o igual al momento resistente de la sección, es decir:

$$M_u \leq M_R$$

o bien:

$$FC M_T \leq F_R M_n$$

donde:

- M_u = Momento Actante Ultimo
- M_T = Momento Actante de Trabajo o de Servicio
- FC = Factor de Carga
- M_R = Momento Resistente
- M_n = Momento Nominal Resistente
- F_R = Factor de Reducción de Resistencia (0.9 para Flexión)

Para secciones Rectangulares

En la mayoría de los elementos presforzados estándar, la resistencia está dada por el par interno formado por la fuerza de compresión C , aplicada en el concreto, y la fuerza de tensión, T , dada por la suma de la fuerza de los aceros de presfuerzo T_{sp} y de refuerzo T_s . El diseño de elementos presforzados con acero de compresión es poco común, y en general se desprecia la contribución de éste a la resistencia cuando por alguna otra razón ya existe en esa parte de la sección. Los valores de estas fuerzas son:

$$C = a b f'_c$$

$$T = T_{sp} + T_s$$

La fuerza de tensión está dada por los aceros

$$T_{sp} = A_{cp} f_{sp}$$

$$T_s = A_s f_y$$



con áreas A_{sp} y A_s para prefuerzo y refuerzo, respectivamente, y f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. El momento resistente está dado por la suma de momentos internos en la sección. Una forma de obtenerlos es como sigue:

$$M_R = F_R (T_{sp} z_{sp} + T_s z_s)$$

donde:

$$z_{sp} = d_{sp} - a/2$$

$$z_s = d_s - a/2$$

son los brazos de palanca de la fuerza de compresión a cada fuerza de tensión. En los diseños comunes, el acero de prefuerzo A_{sp} es conocido ya que es el necesario para que el elemento tenga un comportamiento satisfactorio en su etapa de servicio. En cambio, A_s , solo se proporcionará en caso de que se requiera incrementar M_R . Por equilibrio se obtiene que:

$$T = C \text{ o bien} \\ A_s f_y + A_{sp} f_{sp} = a b f'_c$$

de donde

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}{b f'_c}$$

Finalmente:

$$M_R = F_R \left[T_{cp} \left(d_{cp} - \frac{a}{2} \right) + T_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right]$$

Para Secciones T

Un alto porcentaje de las secciones de los elementos prefabricados son T o similares. El ancho efectivo, b_e , estará dado por la menor de las siguientes dimensiones:

$$b_e \leq \begin{cases} \frac{L}{4} \\ \overline{CC} \\ 16t_f + t_w \end{cases}$$

En donde L es el claro del elemento, \overline{CC} distancia centro a centro del elemento más cercano y; t_f y t_w son el espesor del patín y el alma respectivamente.

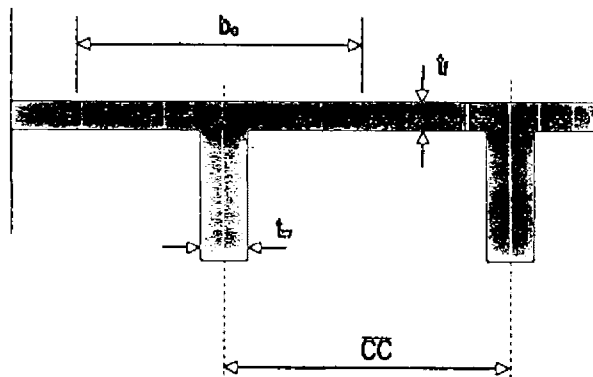
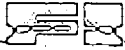


Figura 4.3 Cálculo del ancho efectivo en una sección T

Una sección T trabajará como sección rectangular si la altura del bloque de compresiones, a , es menor que el espesor total del patín, t_f (Figura 4.3). De ser así, el momento resistente deberá obtenerse como se indicó en la sección anterior, en caso contrario, deberá procederse de la siguiente manera.



Podemos establecer que la fuerza total de compresión en el concreto estará dada por la suma de la fuerza en el pañ, C_f , más otra fuerza que se genera en el alma, C_w , dadas por:

$$C_f = (b_o - t_w) t_f f'_c$$

$$C_w = a t_w f'_c$$

En las ecuaciones anteriores C_f es conocido directamente. Al hacer compatibles las fuerzas de tensión y compresión

$$T = C = C_f + C_w$$

consecuentemente se puede obtener el valor C_w

$$C_w = T - C_f, \text{ donde } T = A_{sp} f_{sp}$$

además se obtiene el valor a

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} - (b_o - t_w) t_f f'_c}{t_w f'_c}$$

o bien

$$a = \frac{A_{sp} f_{sp} + b_o t_f f'_c}{t_w f'_c} + t_f$$

y finalmente el momento resistente vale

$$M_R = F_R \left[C_f \left(d_{cp} - \frac{t_f}{2} \right) + C_w \left(d_{cp} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

Para Secciones Compuestas

Para el cálculo del M_R de elementos prefabricados con sección compuesta, deberá considerarse el f'_c del concreto de esa sección compuesta ya que allí es donde se encuentra la fuerza de compresión. Este f'_c debe tomarse en cuenta, inclusive, para el cálculo de f_{sp} . En caso de que el peralte del bloque de compresiones, a , sea mayor que el espesor del firme, se podrá proceder considerando dos fuerzas de compresión, una conocida, C_{firme} , y otra por conocer, C_{trabe} :

$$C_{firme} = b_o t_{firme} f'_{c \text{ firme}}$$

$$C_{trabe} = (a - t_{firme}) b_o f'_{c \text{ trabe}}$$

En las ecuaciones anteriores C_{firme} es conocido directamente. Y al hacer compatibles las fuerzas de tensión y compresión:

$$T = C = C_{firme} + C_{trabe}$$

consecuentemente se puede obtener el valor C_{trabe}

$$C_{trabe} = T - C_{firme}, \text{ donde } T = A_{sp} f_{sp}$$

de aquí se obtiene el valor $a - t_{firme}$

$$a - t_{firme} = \frac{A_{sp} f_{sp} - b_o t_{firme} f'_{c \text{ firme}}}{b_o f'_{c \text{ trabe}}}$$

y finalmente el momento resistente vale

$$M_R = F_R \left[C_{firme} \left(d_{sp} - \frac{t_{firme}}{2} \right) + C_{trabe} \left(d_{cp} - \frac{a - t_{firme}}{2} \right) \right]$$



Revisión de la Ductilidad

En el diseño de un elemento se debe garantizar un comportamiento francamente dúctil por lo que se deberá cumplir con lo siguiente:

a. Límite Inferior (Acero Mínimo)

En todo elemento se deberá garantizar que la resistencia última a flexión se presente después del agrietamiento. Para ello se deberá de proveer refuerzo suficiente a tensión y así obtener un momento resistente mayor que el momento de agrietamiento

$$M_R \geq (1.5 - 0.3 I_p) M_{AG}$$

Dependiendo del índice de presfuerzo, I_p , el factor entre paréntesis de la ecuación anterior tiene como límites 1.5, para elementos sin presfuerzo, y 1.2, para elementos totalmente presforzados.

Para evaluar M_{AG} se usará el módulo de ruptura no reducido:

$$\bar{f}_r = 2\sqrt{f'_c}$$

b. Límite Superior

El diseñador debe garantizar que el elemento presentará una falla dúctil. Para ello, debe revisar que la deformación en los aceros sea al menos 33 por ciento mayor que la deformación de fluencia:

$$\varepsilon_{sp} \geq 1.33 \varepsilon_{yp}$$

El valor de ε_{sp} debe incluir la deformación inicial del presfuerzo.

Resistencia a cortante

Las vigas de concreto presforzado generalmente poseen refuerzo para resistir cortante con la finalidad de asegurar que la falla por flexión, la cual puede predecirse con menos incertidumbre y viene precedida por el agrietamiento y grandes deflexiones, ocurrirá antes que la falla por cortante que es súbita y más difícil de predecir.

Tipos de Grietas

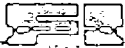
Un elemento de concreto puede agrietarse de varias formas como se indica en la Figura 6.13. Las grietas por flexión-cortante se presentan después de que han ocurrido las grietas debidas a flexión que se extienden verticalmente partiendo desde la fibra con mayor tensión. Cuando se presenta una combinación crítica de esfuerzos de flexión y cortante, la grieta toma una dirección inclinada. Si no se proporciona suficiente refuerzo en el alma dicha grieta producirá una falla por compresión-cortante, en la cual la fuerza de compresión resistente en el concreto se ve disminuida por la presencia de la grieta diagonal.

La grieta por cortante puede ocurrir cerca de los apoyos en vigas altamente presforzadas con almas relativamente delgadas. Este tipo de grietas se inicia en el alma, sin previo agrietamiento por flexión, cuando la tensión principal en el elemento iguala a la resistencia de tensión del concreto.

Este tipo de peligro en el alma conduce a la formación súbita de una gran grieta inclinada, y si no se encuentra refuerzo en el alma, conducirá a la falla de la viga que puede ser de tres maneras:

- ◇ En vigas I, separación del patín en tensión del alma
- ◇ Aplastamiento del alma por la compresión que actúa paralelamente a la grieta diagonal
- ◇ En vigas T, agrietamiento por tensión que separa el patín en compresión del alma

Las grietas debidas a tensión diagonal que se presentan en elementos presforzados son más inclinadas que en elementos sin presfuerzo. Por ello, ante el mismo refuerzo dado por estribos verticales, esa grieta atravesará más estribos lo que incrementa la eficiencia de los mismos. Esto se refleja en los reglamentos en donde, en general, se permite una separación de estribos mayor para elementos presforzados.



Adicionalmente a lo anterior, en elementos con torones desviados el componente vertical de la fuerza de presfuerzo, V_{Py} , es equivalente a una fuerza cortante negativa que se contrarresta directamente con la fuerza cortante actuante, V_{cargas} . Así, la fuerza cortante neta que actúa en la viga vale:

$$V_{neta} = V_{cargas} - V_{Py}$$

En general, en un elemento prefabricado se debe revisar el cortante en las siguientes secciones:

- ◊ A $h/2$ del paño
- ◊ Donde terminan los cables por falta de adherencia, desvío, etc
- ◊ En lugares donde existan cargas concentradas
- ◊ En diferentes longitudes de la trabe, como $L/4$, $L/8$, para lograr tener una mayores separaciones de estribos

Diseño por Cortante Vertical o Tensión Diagonal

En el diseño por cortante vertical se ha de cumplir a lo largo del elemento con la siguiente condición:

$$V_u \leq V_R = F_R \cdot V_n \quad \left| \begin{array}{l} V_u = \text{Fuerza Cortante Última} \\ F_R = 0.80 \\ V_R = V_{CR} + V_o \end{array} \right.$$

Obtención del cortante resistente V_{CR} :

En secciones con presfuerzo total, donde los tendones estén adheridos y no estén situados en la zona de transferencia, la fuerza V_{CR} se calculará con la expresión:

$$V_{CR} = F_R b d (0.15 \sqrt{f'c} + 50 \frac{V d_p}{M})$$

en donde $F_R=0.8$, M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección, y d_p es la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de todos los tendones de presfuerzo, incluyendo los que no se encuentren en la zona de tensión y debe ser menor o igual a d . El peralte efectivo, d , es la distancia de la fibra extrema en compresión

al centroide de los tendones de presfuerzo situados en la zona de tensión, sin que tenga que tomarse menor que 0.8 veces el peralte total. Sin embargo, V_{CR} cumplirá con:

$$0.5 F_R d b \sqrt{f'c} \leq V_{CR} \leq 1.3 F_R b d \sqrt{f'c}$$

En vigas que no sean rectangulares, si el patín está a compresión el producto bd puede tomarse como:

$$bd = b'd + t^2 \quad \text{en vigas T,I}$$

$$bd = b'd + \frac{t^2}{2} \quad \text{en vigas L}$$

En la Figura 4. se muestra el valor de b' para algunas secciones tipo.

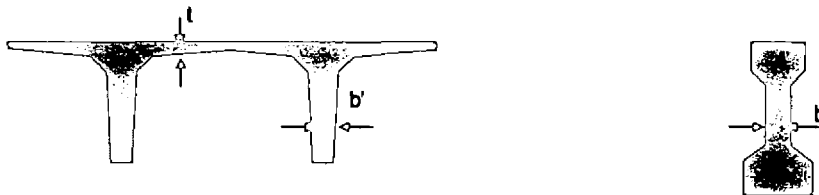
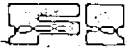


Figura 4.4 Algunas secciones de elementos prefabricados tipo en donde se indica el ancho para cortante, b' , y el espesor del patín, t



Refuerzo por tensión diagonal, V_u

Para el caso de algunas losas como las extruidas o alveolares y algunas secciones T sin refuerzo, el cortante que resiste el concreto deberá ser mayor que el cortante último debido a las cargas. Para el resto de los elementos que sí tienen refuerzo, la diferencia entre V_{CR} y V_U puede ser tomada con estribos.

Estos estribos perpendiculares al eje de la pieza, deberán ser de acero de refuerzo de grado no menor que el 42 (4200 kg/cm²) y diámetro mayor o igual al número 2, o por malla de alambre electrosoldado cuyo esfuerzo de fluencia no se tomará mayor que 4200 kg/cm². Cuando $V_U > V_{CR}$, se requerirá refuerzo por tensión diagonal, y la separación, s , se determinará como sigue:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta)}{V_U - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

A_v es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s y θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

Para vigas con presfuerzo total, la separación de estribos deberá cumplir con:

- ◊ $s > 5 \text{ cm}$
- ◊ Si $V_u > V_{CR}$, pero $V_u \leq 1.5F_R b d \sqrt{f'c} \Rightarrow s \leq 0.75h$
- ◊ Si $V_u > 1.5F_R b d \sqrt{f'c} \Rightarrow s \leq 0.37h$
- Nunca $V_u > 2.5F_R b d \sqrt{f'c}$
- ◊ Si $h > 70 \text{ cm}$ o $h/b > 6$, V_{CR} se decrementa 30% por cada concepto

Diseño por Cortante Horizontal

Una viga de sección compuesta está formada por la combinación de un elemento prefabricado y concreto colado en el lugar. Las partes integrantes deben estar interconectadas de manera que actúen como una unidad. El elemento prefabricado puede ser de concreto reforzado o presforzado.

Si la resistencia especificada, el peso volumétrico u otras propiedades del concreto de los elementos componentes son distintos, deben tomarse en cuenta estas diferencias al diseñar, o usarse las propiedades más desfavorables.

Deberán tenerse especial precaución y tomarse en cuenta los efectos del apuntalamiento sobre las deflexiones y el agrietamiento.

El esfuerzo cortante horizontal, V_h , en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la expresión

$$V_h = \frac{V_u}{F_R b_v d}$$

donde V_u es la fuerza cortante de diseño y b_v es el ancho del área de contacto (Figura 4.5)

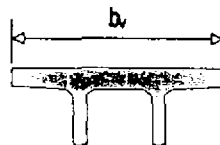


Figura 4.5 Ancho del área de contacto

Debe asegurarse que en la superficie de contacto entre los elementos componentes se transmitan los esfuerzos cortantes que ahí actúan. Para lograr esto, se admitirán los valores siguientes:



- ◊ En elementos donde no se usen anclajes metálicos y la superficie de contacto esté rugosa y limpia: 3 kg/cm² (se admitirá que una superficie está rugosa si tiene rugosidades de amplitud total normal a ella del orden de 5mm o más).
- ◊ Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que en adelante se indican y la superficie de contacto esté limpia pero no rugosa: 6 kg/cm².
- ◊ Donde se cumplan los requisitos mínimos para los conectores que adelante se indican y la superficie de contacto esté limpia y rugosa: 25 kg/cm²

Cuando el esfuerzo cortante de diseño exceda de 25 kg/cm², el diseño por cortante horizontal se hará de acuerdo con los criterios de cortante por fricción.

Para que sean válidos los esfuerzos prescritos en 2 y 3 anteriores, deben usarse conectores formados por barras o estribos normales al plano de contacto. El área mínima de este refuerzo será $3f_y$ veces el área de contacto (f_y en kg/cm²). Su espaciamiento no excederá de seis veces el espesor del elemento colado en el lugar ni de 60 cm. Además, los conectores deben anclarse en ambos componentes del elemento compuesto de modo que en el plano de contacto puedan desarrollar no menos del 80 por ciento de su esfuerzo de fluencia. Los estribos y varillas de las aletas se dejan salidos para hacer la función de conector.

Requisitos complementarios

a. Refuerzo por Cambios Volumétricos (Por Temperatura)

Cuando el peralte de la viga rebase 75 cm (Algunos investigadores recomiendan a partir de 60cm) debe proporcionarse refuerzo longitudinal por cambios volumétricos. Las NTC-C especifican que en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$a_s = \frac{66\,000X_1}{f_y(X_1 + 100)} \quad (\text{cm}^2/\text{m})$$

donde: a_s = Área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm²/m). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a X_1
 X_1 = Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo, en cm

Si X_1 no excede de 15 cm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si X_1 es mayor que 15 cm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

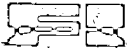
En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5 a_s .

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.3 por ciento en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de 3.5 X_1 .

Debe aumentarse la cantidad de acero no menos de 1.5 veces la antes prescrita, o tomarse otras precauciones en casos de contracción pronunciada (por ejemplo en morteros neumáticos) de manera que se evite agrietamiento excesivo. También, cuando sea particularmente importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

Puede prescindirse del refuerzo por cambios volumétricos en elementos donde desde el punto de vista de resistencia y aspecto se justifique.



b. Separación y Recubrimiento del Acero

Debe tenerse especial cuidado en el adecuado recubrimiento de los tendones de pretensado, ya que éste es muy vulnerable a la corrosión y oxidación. Las NTC-C contienen los siguientes valores mínimos de recubrimiento libre para elementos expuestos a la intemperie:

Dos veces el diámetro del torón o de la varilla ó 3 veces el diámetro de la barra más gruesa si es un paquete de varillas
En columnas y trabes 4 cm; en losas 3 cm y en losas prefabricadas y cascarones 2 cm

En elementos estructurales que no van a quedar expuestos a la intemperie se podrán emplear la mitad de los valores anteriores. Si los elementos estructurales son colados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo será 3 ó 5 cm si se usa o no plantilla, respectivamente. Los recubrimientos anteriores se deben incrementar a criterio del ingeniero en miembros expuestos a agentes agresivos como sustancias o vapores industriales, terrenos particularmente corrosivos, que tengan contacto con los elementos estructurales.

La separación libre, S_i , entre tendones para pretensado en los extremos del miembro no deben ser menor de

$$S_i \geq 4 \phi, \text{ para alambres}$$

$$S_i \geq 3 \phi, \text{ para torones}$$

También se cumplirá con lo prescrito para el tamaño máximo de agregados. En la zona central del claro, se permite una separación vertical menor y hacer paquetes de tendones, siempre y cuando se tengan las suficientes precauciones para lograr un adecuado funcionamiento del pretensado.

c. Longitud de Desarrollo y de Anclaje

Los torones de pretensado de tres o siete alambres deberán estar adheridos, más allá de la sección crítica, en una longitud en cm, no menor que:

$$L_d = 0.014 (f_{sp} - 0.67 f_{se}) d_b$$

donde f_{sp} es el esfuerzo en el torón cuando se alcanza la resistencia del elemento, f_{se} es el pretensado efectivo y d_b es el diámetro del torón en cm. El valor de L_d se debe incrementar al doble cuando el torón está encamisado y cuando en condiciones de servicio existan tensiones en el elemento. L_d para alambres lisos será de 100 diámetros. Para torones es muy común usar una L_d igual a $50d_b$.

d. Trayectorias de Elementos Postensados

Las siguientes son algunas de las trayectorias más comunes que siguen los tendones de postensado en vigas.

d.1 Circular

Se debe fijar un radio de tal manera que la trayectoria pase por los puntos deseados. Debido a las dimensiones de las vigas, las trayectorias circulares solo pueden usarse en tramos cortos y generalmente como transición entre dos trayectorias rectas. El radio mínimo R_{min} debe ser 5 m para evitar pérdidas excesivas por fricción. Así, la altura y a partir de la fibra inferior de la trabe estará en función de dos valores: la altura mínima o el recubrimiento libre y la altura debida a la trayectoria, en función de la distancia x a partir de donde empieza la trayectoria circular

$$y = y_{min} + y' \text{ donde } y' = R_{min} - \sqrt{R_{min}^2 - x^2}$$

d.2 Parabólica

Este tipo de curva se utiliza cuando se le quiere desear trayectorias suaves a lo largo de elementos de gran longitud. En este caso la trayectoria estará dada por la siguiente parábola

$$y = a x^2$$

en donde a es una constante que depende de la relación entre la altura de la parábola, p' , y la longitud del elemento, L .

$$y = \frac{4p'}{L^2} x^2 \text{ de aquí que } y' = \frac{8p'}{L^2} x$$

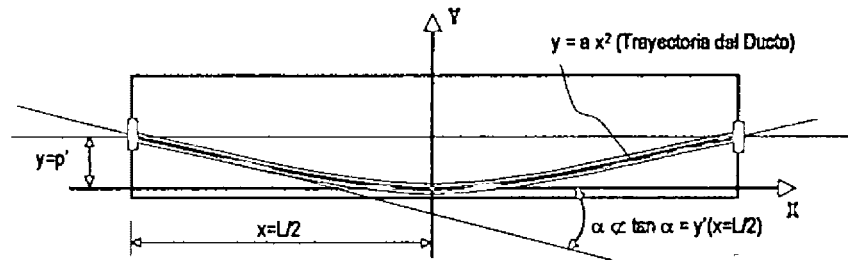


Figura 4.6 Trayectoria parabólica en un elemento postensado.

4.5 Aspectos constructivos

Métodos de presfuerzo

Aunque se han empleado muchos métodos para producir el estado deseado de precompresión en los miembros de concreto, todos los miembros de concreto presfuerzo pueden considerarse dentro de dos categorías: pretensado y postensado. Los miembros de concreto pretensado presfuerzo se producen retirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto. Al endurecerse el concreto fresco se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presfuerzo aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto. En el caso de los miembros de concreto postensados y presfuerzos, se esfuerzan los tendones después de que se ha endurecido el concreto y de que se ha alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo.

a. Pretensado

El pretensado como su nombre lo indica, primero se tensa el acero entre los apoyos (o muerdos) de anclaje y posteriormente el concreto es colocado alrededor del acero y en moldes que dan forma al elemento.

Los tendones, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se retiran o se tensan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de la planta. Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada con los gatos.

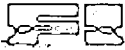
Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del concreto. Después de haber logrado suficiente resistencia, se alivia la presión de los gatos. Los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados por adherencia al concreto. En esta forma, la fuerza de presfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita ningún anclaje especial.

En resumen las etapas constructivas de un elemento pretensado son:

1. Colocación, anclado y tensado de los cables de presfuerzo entre los apoyos (muerdos).
2. Colocación del refuerzo y fijación de los moldes a cada lado de los cables.
3. Colado continuo de las piezas de una misma mesa.
4. Curado (generalmente con vapor de agua).
5. Corte de los cables.

Dentro del pretensado existen tres métodos de pretensado que son:

- o Viga con tendón recto.
- o Viga con excentricidad variable del tendón.
- o Esforzado y vaciado de línea larga.



b. postensado

A diferencia del pretensado, en el postensado los cables son tensados después de haber sido colocado el concreto. Cuando se hace el prefabricado por postensado se colocan en los moldes o formas de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto. Los tendones pueden ser alambres paralelos atados en haces, cables torcidos en torones, o varillas de acero.

El conducto se amarra con alambres de refuerzo auxiliar de la viga (estribos sin esforzar) para prevenir su desplazamiento accidental, y luego se vacía el concreto. Cuando éste ha adquirido suficiente resistencia, se usa la viga de concreto misma para proporcionar la reacción para el gato esforzado, se restira, luego se ancla en el extremo de aplicación del gato por medio de accesorios similares y se quita el gato. La tensión se evalúa midiendo tanto la presión del gato como la elongación del acero. Los tendones se tensan normalmente uno a la vez, aunque cada tendón puede constar de varios torones o alambres.

Normalmente se rellenan de mortero los conductos de los tendones después de que éstos han sido esforzados. Se frota el mortero al interior del conducto en uno de los extremos, a alta presión, y se continúa el bombeo hasta que la pasta aparece en el otro extremo del tubo. Cuando se endurece, la pasta une al tendón con la pared interior del conducto, permitiendo la trasmisión de fuerza. Aunque los accesorios de anclaje permanecen en su lugar para transmitir la fuerza principal de prefabricado al concreto, la aplicación del mortero mejora al comportamiento del miembro por si éste fuera sobrecargado, y aumenta su resistencia máxima a la flexión.

Las etapas de ejecución del postensado se resumen en:

1. Colocación de la cimbra.
2. Colocación del refuerzo complementario y de los cables de prefuerzo.
3. Fijación de los anclajes a las cimbras.
4. Colado y curado del concreto.
5. Tensado de los cables.
6. Inyección de mortero en los conductos y sellado de los anclajes.

Sin embargo según las características de la obra, la secuencia de la ejecución puede variar y el tensado aplicarse en etapas como: la primera lo más rápido posible para evitar fisuras por contracción; la segunda al retirar la obra falsa; la tercera después de la carga muerta adicional. También otra variante es colocar únicamente los ductos en las cimbras antes del colado del concreto e insertar los cables posteriormente.

Existe gran cantidad de sistemas de patentados de postensado, que incluye todos los herrajes necesarios. Una ventaja significativa de postensado es la facilidad con la cual pueden variarse la excentricidad de los tendones a lo largo del claro para proporcionar el contramomento deseado:

- o Viga a conducto hueco embebido en el concreto.
- o Viga celular hueca con diafragmas intermedios.
- o Losa continua con tendones envueltos, revestidos con asfalto.

c. Diferencias del pretensado y postensado

Básicamente la diferencia entre el pretensado y el postensado es únicamente la etapa en la que se tensen los cables de prefuerzo. Si los cables son tensados antes del colado del concreto lo denominamos prefuerzo pretensado, y si el tensado es posterior al colado se le denomina prefuerzo postensado. Sin embargo, aunque se reconozca como única a esta diferencia existen ventajas y desventajas del pretensado con respecto al postensado.

Pretensado

Ventajas

- o En el prefuerzo pretensado la ventaja de esta técnica es esencialmente la fabricación a gran escala.
- o Adecuado control de calidad sobre la mano de obra, materiales y operaciones.
- o Características de las plantas con un ciclo de producción perfectamente definido e independiente de las condiciones atmosféricas.



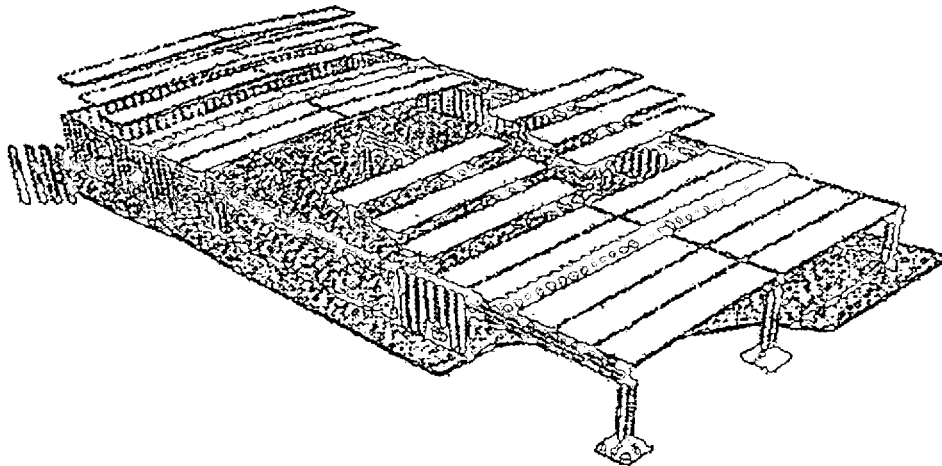
Desventajas

- o Solamente se pueden elaborar elementos unidireccionales tales como vigas.
- o Problema de transporte, montaje y colocación (o sea no poder utilizar piezas de gran tamaño, con gran peso y longitud).

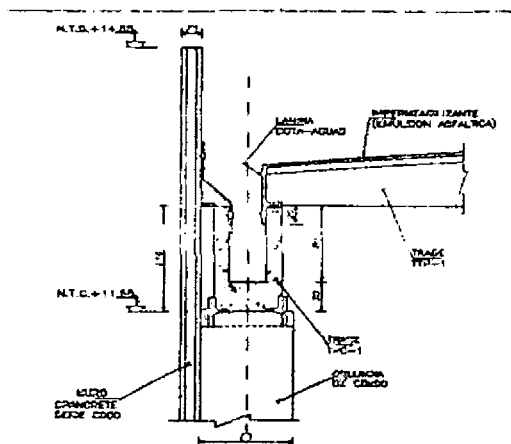
Postensado

El postensado evita el problema de transporte, montaje y colocación por lo que se puede elaborar piezas de mayores dimensiones y pesos, pudiendo dárles a cada una de ellas la forma, en una, dos o tres direcciones, que sea necesaria según el problema a resolver.

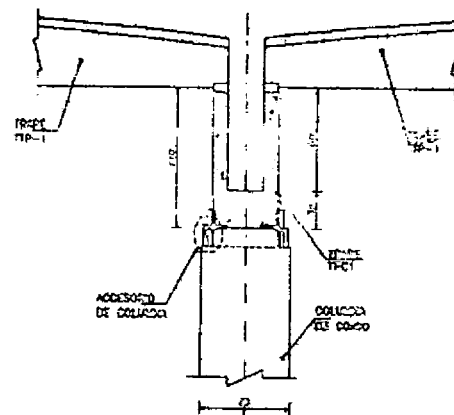
4.6 Algunos ejemplos de naves industriales de concreto reforzado



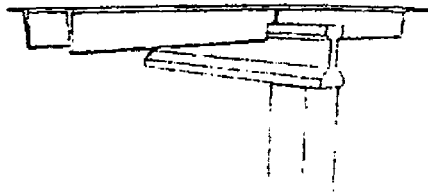
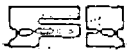
Sistema TT o Sistema TTP (Tableros ideales de 12 x 30 mts)



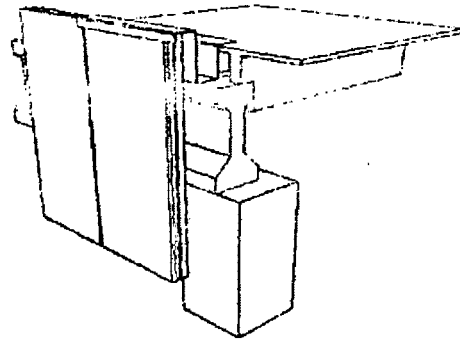
Conexión Columna-Trabe (Extremo)



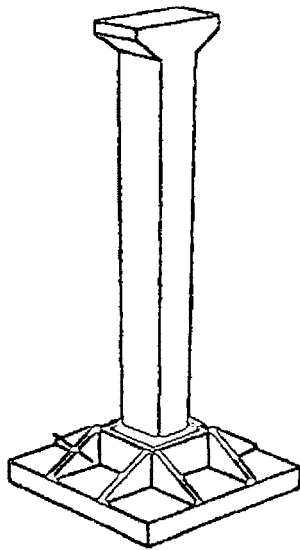
Conexión Columna Trabe (Central)



Conexión Columna-Trabe (Central)

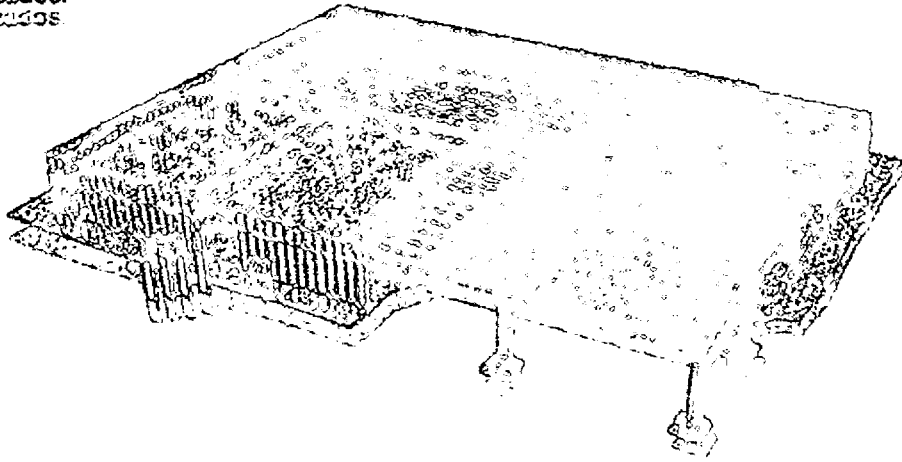


Conexión Columna Trabe (Extremo)

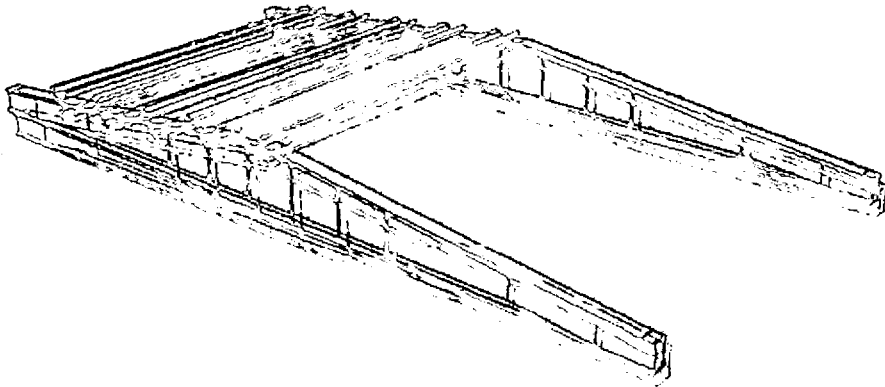


Conexión Columna-Cimentación

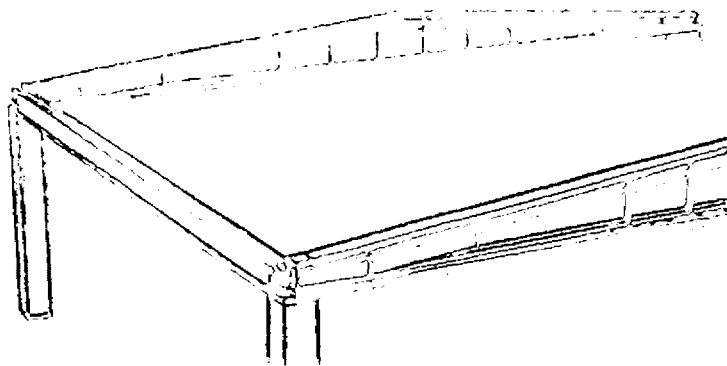
KZADOS.
KZADOS.



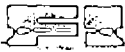
Sistema Celso (Escalera ideal de 12 x 25 mm)



Sistema Celso (Escalera ideal de 12 x 25 mm)



Generación Columna-Trabajo Principal y columna Trabajo Secundaria



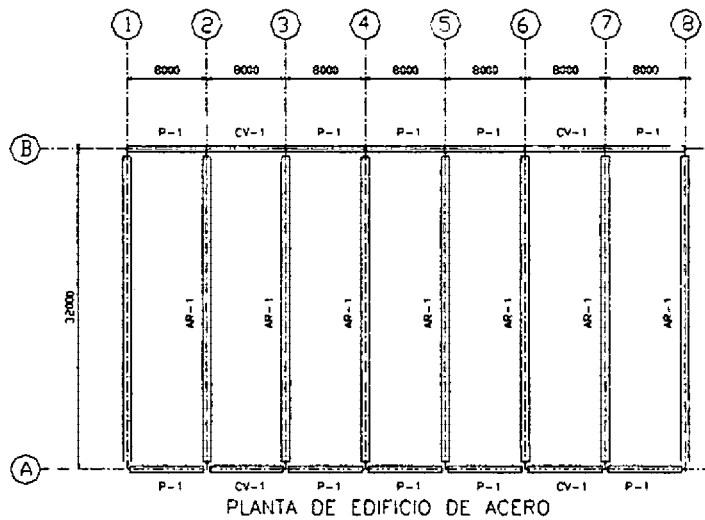
5. Estudio Comparativo

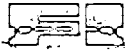
5.1 Generales.

En el presente capítulo se describe paso a paso el análisis y diseño de una nave industrial con elementos presforzados, este ejemplo es un caso típico de las naves que actualmente se construyen en nuestro país.

El presente documento describe el proyecto de una Nave industria que se instalará en Celaya, Gto.

	Descripción	
	General	Particular
Nave de Acero	<p>Las estructuras en cuestión, comprenden una nave a dos aguas de 32.00 m de claro y una longitud de 56 m para la nave de acero y de 54 m para la nave de presforzado, las traves de carriles se apoyarán mediante ménsulas que llevarán las columnas para dar la luz requerida por las grúas puente, las cuales tendrán una capacidad máxima de 20 ton cada una.</p> <p>La altura de circulación de la grúa es de 9.0 m, y la separación entre el eje del riel y el eje de la columna es de 0.51 m</p> <p>Para efectos de análisis de sismo se tomará en consideración las masas actuantes de la estructura aplicada en cada nivel de apoyo siendo estos, principalmente, nivel de traves de carril y nivel de cubierta, las masas actuantes de las grúas se tomarán para la nave de acero y presforzado, con la carga máxima de dos grúas totalmente cargadas distribuyéndose los efectos sísmicos entre marcos, tomando en consideración la estructuración rigidizadora que se tiene al nivel de cubierta y a todo lo largo de la nave de acero.</p>	<p>La Nave de Acero en la dirección longitudinal se forman marcos en las crujiás extremas y centrales con un portal para resistir las fuerzas de viento en la dirección débil de las columnas, distribuidos según lo permite la modulación de las puertas.</p> <p>Para soportar las fuerzas de viento y sismo en la dirección longitudinal se diseña el contraventeo vertical.</p> <p>El sistema de techo consiste en largueros a partir de perfil MT de 12" de peralte, y el mismo perfil, en sección doble, en los ejes de columna, los cuales sirven de puntales para el contraventeo de techo que es un sistema que permite distribuir fuerzas a las columnas en cualquier dirección.</p> <p>El análisis es realizado mediante el programa STAAD III</p>
Nave de Presforzado		<p>La nave de Presforzado en la dirección transversal esta formado por traves STT simplemente apoyadas en las traves portantes L que forman un diafragma semirígido que permite distribuir las fuerzas sísmicas y de viento en cualquier dirección, además que las traves STT forman el sistema de cubierta de la Nave.</p> <p>En la dirección longitudinal está estructurado a partir de marcos rígidos de 9.00 m</p> <p>El análisis es realizado mediante el programa SAP90</p>





5.2 Cargas y combinaciones de cargas

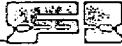
5.1.2 Cargas Permanentes para la Nave de Acero

CONSIDERACIONE DE CARGA					
Descripción	Nave de Acero		Nave de Presforzado		
	Tipo	Kg/m ²	Tipo	Kg/m ²	
Cargas Permanentes	Largueros		Trabe STT	200.00	
	Lámina	8.00	Trabe Portante L	65.75	
	Largueros	8.00	Losa de 5 cm	120.00	
	Iluminación	4.00	Iluminación	4.00	
	Total		20.00	Total 389.75	
	Armaduras				
	Cubierta	20.00			
Po.pó. Armadura	10.00				
Total		30.00			
Cargas Viva Máxima	40 kg/m ²				
Carga Viva Reducida	20 kg/m ²				
Carga de Grúas	Se aplicarán las cargas máximas por rueda definidas por el fabricante y proporcionadas por el cliente. Para efectos y combinaciones de carga se harán las siguientes consideraciones. 1. Operando una sola grúa se consideran las cargas máximas con coeficiente de impacto de 1.25 2. Cuando operan dos grúas se consideran las cargas máximas sin coeficiente de impacto. 3. Los efectos del viento, sismo y frenado se consideran como cargas accidentales, pudiéndose incrementar un 33% los esfuerzos permisibles.				
Otras Consideraciones De cargas	Los largueros de cubierta deberán revisarse. Para un a carga concentrada de 150 Kg Carga puntual del ventilador 1200 Kg				

Cargas accidentales.

Para fines de evaluación de las fuerzas accidentales de viento o sismo, se tomaron los datos que marca el manual de la C.F.E. dependiendo del tipo de los edificios, siendo las siguientes:

Edificio de acero y concreto Presforzado Grupo A



5.3. Anclote Eólico

Para estos efectos se han considerado una velocidad regional del viento de 130 km/h, respetándose la especificación del manual de C.F.E. para efectos de presión ésta es de 80.0 kg/m²

Para efectos de succión, prácticamente ésta queda nula al ser un edificio abierto al nivel de cumbrera para salida del aire a través de un sistema de ventilación.

Se procede a realizar el análisis por viento para cada nave respectivamente.

Cargas de Viento

Se realizará el análisis de viento sobre la base de lo siguiente:

Clasificación de la estructura:	Estructura Grupo A
Clasificación de la estructura según su estructuración:	Tipo 1 Estructura de Edificios
Regionalización de la república mexicana:	Zona B (CFE)
Tipo de Terreno:	Tipo 2 Terreno de transición (CFE)
Factor de Carga:	F.C=1.5 Según Normas de Proyecto
Velocidad Regional:	V _R =130 km/h
Altura:	Z _T =13.20m
Clasificación de la estructura según su tamaño:	Tipo C

Determinación de la Velocidad de diseño (V_D)

$$V_D = F_T F_\alpha V_R$$

F_T= Factor que depende de la topografía del sitio, adimensional. (Ver Tabla B.5 del Apéndice B)

$$F_T = 1.0$$

F_α= Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción, y de la variación de la velocidad con la altura, se determina de la siguiente manera.

$$F_\alpha = F_c F_{RZ}$$

De donde:

Factor de Tamaño: F_c=0.90 (Ver Tabla B.3 del Apéndice B)

Determinación de factor de Rugosidad de altura F_{RZ}:

$$F_{Rz} = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha = 1.56 \left[\frac{10}{315} \right]^{0.138} = 0.97 \quad \text{Si } Z \leq 10 \quad F_{Rz} = 0.97$$

$$F_{Rz} = 1.56 \left[\frac{Z}{\delta} \right]^\alpha = 1.56 \left[\frac{13.20}{315} \right]^{0.138} = 1.01 \quad \text{Si } 10 < Z < 6 \quad F_{Rz} = 1.01$$

De donde:

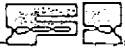
Variación del viento, exponente adimensional α=0.138 Ver Tabla 1.4 del anexo 5.3

Altura gradiente, en metros δ=315, Ver Tabla 1.4 del anexo 5.3

Factor de rugosidad de altura F_{Rz}=1.01

Factor de Exposición: F_{αz}=(0.90)(1.01)= 0.91

$$V_{Dz} = (1.0)(0.91)(130) = \underline{117.81 \text{ km/h}}$$



Presión Dinámica de Base (qz)

$$q_z = 0.0048GV_D^2$$

G= Factor de corrección por temperatura y altura, con respecto al nivel del mar, adimensional, y se obtiene de la expresión:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} = \frac{0.392(600)}{(273 + 17.90)} = 0.83$$

Determinación de la Presión Barométrica. $\Omega = 600$ (Ver Tabla B.4 del Apéndice B)
 Temperatura ambiental en grados Celcius: $\tau = 17.90$

$$q_z = 0.0048(0.83)(117.81)^2 = 55.29 \text{ kg/m}^2$$

Presión Actuante (Pz)

La presión actuante sobre una construcción determinada, Pz, en kg/m², se obtiene tomando en cuenta principalmente su forma y está dada, de manera general, por la ecuación:

$$P_z = C_p q_z$$

Presión Actuante: $P_z = 55.29 C_p$

C_p = Coeficiente de presión adimensional.

Presiones exteriores (Po)

La presión exterior, Pe, sobre una superficie de una construcción cerrada se calculará utilizando la siguiente ecuación:

$$P_o = C_{pe} K_a K_L q_z$$

C_{pe} .- Es el coeficiente de presión exterior, adimensional. (Ver tablas de B.5, B.6 y B.7 del Apéndice B)

K_a .- Factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional. (Ver tabla del anexo B.8 del Apéndice B)

Area tributaria dirección X = (8)(8.225) = 65.18m² < 100m² $K_a = 0.90$
 Area tributaria dirección Y = (32)(8.00) = 256m² > 100m² $K_a = 0.80$

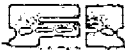
Nota: Este factor es común para la Nave de acero y nave de Presforzado.

K_L .- Factor de presión local, adimensional. (Ver tabla B.9 del Apéndice B)

$K_L = 1.25$ Si $\gamma < 10^\circ$ No se aplica K_L en techos
 $K_L = 1.0$ Para Muros

Nota: Este Factor es común para la Nave de Acero Y Presforzado

Análisis por viento dirección X								
	C_p	K_a	K_L	$P_o = C_{pe} K_a K_L q_z$ (kg/m ²)	Nave de Acero		Nave de Presforzado	
					Área Trib. (m)	$W_{(viento)}$ (kg/m)	Área Trib. (m)	$W_{(viento)}$ (kg/m)
Barlovento en muro	0.8	1.0	1.0	44.23	8.00	354	9.00	398
Sotavento en muro	-0.5	1.0	1.0	27.64	8.00	-223	9.00	-249
Barlovento en cubierta	0.7	0.82	1.0	31.72	8.00	253	9.00	285.63
Sotavento en cubierta	-0.3	0.82	1.0	13.60	8.00	-109	9.00	-122



Así también procediendo de la anterior manera tenemos:

Análisis por viento dirección Y (Nave de Acero y Presforzado)						
	C_{pe}	K_o	K_L	$P_o = C_{pe} K_o K_L Q_z$ (kg/m ²)	$A_{(Ancho Tr.)}$ (m)	$W_{(Muro)}$ (kg/m)
Barlovento en muro	0.8	1.0	1.0	44.23	16.00	708
Sotavento en muro	-0.5	1.0	1.0	27.64	16.00	-442
Barlovento De 0-13.20m	-0.9	0.8	1.0	39.81	16.00	-637
de Cubierta De 13.20-26.40m	-0.5	0.8	1.0	22.36	16.00	-358
De 26.40-56.00m	-0.3	0.8	1.0	13.27	16.00	-212

Presiones interiores (Pi)

Se consideran nulos ya que el edificio estará completamente cerrado y no debe introducirse ninguna partícula de aire ya que afectaría el proceso.

5.4. Análisis Sísmico

Para efectos de la estructura en cuestión se considera dentro del grupo "A" la cual debe quedar operativa después de un sismo de fuerte intensidad.

Para efectos de análisis de sismo se tomará en consideración las masas actuantes de la estructura aplicada en cada nivel de apoyo siendo estos, principalmente, nivel de travesaños de carril y nivel de cubierta, las masas actuantes de la grúa se tomarán para la nave de acero y presforzado, con la carga máxima de dos grúas totalmente cargadas distribuyéndose los efectos sísmicos entre marcos, tomando en consideración la estructuración rigidizadora que se tiene al nivel de cubierta y a todo lo largo de la nave de acero.

Fuerzas sísmicas

Se realizará el análisis sísmico sobre la base de lo siguiente:

Clasificación de la estructura: Estructura: Grupo A

Clasificación de la estructura según su estructuración: Tipo 1 Estructura de Edificios

Factor de Comportamiento Sísmico $Q=2$

Factor reductivo por ductilidad: $Q' = Q$

Regionalización de la república mexicana: Zona B

Tipo de Terreno: Tipo 2 Terreno de transición

Elección del tipo de Análisis: Análisis Estático

Coefficiente Sísmico: $C_s=0.3$ según Normas de Proyecto

Factor de Carga: $F.C=1.5$ Según Normas de Proyecto

Otro tipo de consideración: Sismo con ancho tributario del sistema de cubierta y grúa con extremo izquierdo máximo y extremo derecho mínimo de la Nave Industrial.

$$C_s = C \frac{F.C}{Q} = 0.3 \frac{1.5}{2} = 0.225$$

$$F_s = \left[\frac{W_{total}}{W H_{total}} \right] C_s \cdot W \cdot H$$



5.4.1 Determinación de la fuerza sísmica para la Nave de Acero

Resumen de Cargas (kg/m ²)		
C.M	Cubierta	20
	P.o.p.o Armadura	10
		30
C.V. red	S. Normas	20
	Total	50

Análisis Estático (Dirección X)						
	Area	Carga Sismo	Peso W	Altura H	W x H	Fuerza Sism. F _s
	m ²	kg/m ²	kg	m	Kg.m	kg
Sistema de Cubierta	(8)(32)=256.00	50.00	12873.60	13.2	169931.52	3851.00
Grúas 2 C. Dax. +10%+C. Dn (Do 2 Grúas)			31 490	8.591	270 530.6	6131.00
			44 363.6		440 462.1	9982.00

$$F_{S_{cubierta}} = \left(\frac{44\ 363.60}{440\ 462.10} \right) (.225)(169\ 931.52) = 3851.00\ \text{kg}$$

$$F_{S_{grúas}} = \left(\frac{44\ 363.60}{440\ 462.10} \right) (.225)(270\ 530.60) = 6131.00\ \text{kg}$$

Resumen de F _s cubiertas en X	
F _{s1grúas} =	4127 kg
F _{s2grúas} =	2003 kg
F _{s3cubierta} =	1926 kg
F _{s4cubierta} =	1926 kg

Análisis Estático (Dirección Y)						
	Area	Carga Sismo	Peso W	Altura H	W x H	Fuerza Sism. F _s
	m ²	kg/m ²	kg	m		kg
Sistema de Cubierta	(8)(32/2)=128	50	6 400	13.2	84 480	1 967.75
Grúas 2 C. Dax. +10%			21 200	8.591	182 129	4 242.25
			27 600		266 609	6 210.00

$$F_{S_{cubierta}} = \left(\frac{27\ 600}{266\ 609} \right) (.225)(84\ 480) = 1967.75\ \text{kg}$$

$$F_{S_{grúas}} = \left(\frac{27\ 600}{266\ 609} \right) (.225)(182\ 129) = 4242.25\ \text{kg}$$

Resumen de F _s cubiertas en Y			
	En el centro	En el Extremo	Intermedias
F _{s1grúas} =	4 242.25 kg		
F _{s4cubierta} =	1 967.25 kg	7 20.00 kg	1 440 kg



5.A.2 Determinación de la fuerza sísmica para la Nave de Preforzado.

Resumen de Cargas (kg/m ²)		
C.M	Trabes STT y L	269.75
	Losa de 5 cm	120.00
		389.75
C.V. red	S. Normas	20
		Total 410

Análisis Estático (Dirección X)						
	Area	Carga Sismo	Peso W	Altura H	W x H	Fuerza Sism. F _s
	m ²	kg/m ²	kg	m		kg
Sistema de Cubierta	(9)(32)=288	410	118 080	13.2	1 558 656	288 896.16
GRUPOS C.M. + 10% C.M. (De 2 Grupos)			35 420	8.591	304 293	5 641.33
			153 500		1862 949	28 705.51

$$F_{S\text{cubierta}} = \left(\frac{153\,500}{1862\,949} \right) (.225)(71558\,656) = 288\,896.16 \text{ kg}$$

$$F_{S\text{grúa}} = \left(\frac{153\,500}{1862\,949} \right) (.225)(2304\,293) = 5\,641.333 \text{ kg}$$

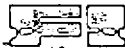
Resumen de F _s en X	
F _{s1grúa} =	3779.69 kg
F _{s2grúa} =	1861.64 kg
F _{s3cubierta} =	14448.08 kg
F _{s4cubierta} =	14448.08 kg

Análisis Estático (Dirección Y)						
	Area	Carga Sismo	Peso W	Altura H	W x H	Fuerza Sism. F _s
	m ²	kg/m ²	kg	m		kg
Sistema de Cubierta	(9)(32/2)=144	410	59 040.00	13.2	779 328	14 767.65
GRUPOS C.M. + 10% C.M. (De 2 Grupos)			23 850.00	8.591	204 895	3 882.60
			82890		984 223	18 650.25

$$F_{S\text{cubierta}} = \left(\frac{82890}{984223} \right) (.225)(779328) = 14767.65 \text{ kg}$$

$$F_{S\text{grúa}} = \left(\frac{82890}{984223} \right) (.225)(204895) = 3882.60 \text{ kg}$$

Resumen de F _s en Y			
	En el centro	En el Extremo	Intermedias
F _{s1grúa} =	3882.60 kg		
F _{s4cubierta} =	14767.65 kg	6642.00 gk	10 368 kg

**Combinaciones de cargas**

Para el diseño de la trabe Carril y para con ello determinar las reacciones predominantes:

Combinación	Descripción
1	$CM + (CM_{máxima} + 10\%) 1^{\circ} \text{ Grúa} + CM_{máx} 2^{\circ} \text{ Grúa}$
2	$CM + (CM_{máxima}) 1^{\circ} \text{ Grúa} + (CM_{máx} + 10\%) 2^{\circ} \text{ Grúa}$
3	$CM + (CM_{máxima} + 10\%) 1^{\circ} \text{ Grúa} + CM_{mín} 2^{\circ} \text{ Grúa}$
4	$CM + (CM_{máxima}) 1^{\circ} \text{ Grúa} + CM_{mín} 2^{\circ} \text{ Grúa}$
5	$CM + (CM_{máxima} + 10\%) 2^{\circ} \text{ Grúa} + CM_{mín} 1^{\circ} \text{ Grúa}$
6	$CM + CM_{máxima} 2^{\circ} \text{ Grúa} + CM_{mín} 1^{\circ} \text{ Grúa}$
7	$CM + CM_{mín} 2^{\circ} \text{ Grúa} + CM_{mín} 1^{\circ} \text{ Grúa}$

Para el diseño de la Nave de Acero y Nave de Presforzado:

Combinación	Descripción
1	$CM + CV_{máxima}$
2	$CM + CM_{máxima} + P_1(\text{Posición de la grúa 1})$
3	$CM + CM_{máxima} + P_1(\text{Posición de la grúa 1}) + F_1(\text{Frenado})$
4	$CM + (CM_{máxima}) 1^{\circ} \text{ Grúa} + CM_{mín} 2^{\circ} \text{ Grúa}$
5	$CM + \text{Viento} + CV_{reducida} + P_1(\text{Posición de la grúa 1})$
6	$CM + \text{Viento} + CV_{reducida} + P_1(\text{Posición de la grúa 1}) + F_1(\text{Frenado})$
7	$CM + \text{Sismo} + CV_{reducida} + P_1(\text{Posición de la grúa 1})$
8	$CM - \text{Sismo} + CV_{reducida} + P_1(\text{Posición de la grúa 1})$

Cálculo de la flecha actuante

$$f_{max} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 0.915 \times 800^4}{384 \times 2039000 \times 850} = 2.81 \text{ cm} \leq f_{per} = \frac{l}{240} + .5 = 3.83 \text{ cm}$$

Marcos Principales

Los marcos principales se componen de dos columnas y una armadura que cubren un claro simple a ejes de columnas de 32.00 m.

Las columnas son de sección constante W27x102

El marco principal como se mencionó, está formado por dos columnas, las cuales soportarán la cubierta, traveses con su pasillo de arriostamiento más un pasillo de visitantes que se localiza a 10.50m de altura, el cual ayuda a reducir la longitud libre pandeo de la columna aumentando su capacidad de carga.

Ejemplo de diseño:

5.5.2 Columna de Acero

Se diseñara la columna basándose en lo siguiente:

Condición: CMB-CMB-PI (Pos. De grúa 1) - Frenado

P axial = 30 710 kg

Mx = 12 910 kg.m

Propiedades W27 x 102

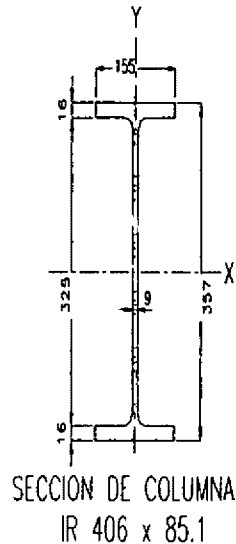
A = 193.60 cm²

S_x = 4375 cm³

r_x = 27.90 cm

r_y = 5.50 cm

r_r = 3.50 cm



Determinando el esfuerzo actuante a compresión

$$f_a = \frac{30710}{193.60} = 158.63 \text{ kg/cm}^2$$

Fa es función de $\frac{kl}{r_x}$ ó $\frac{kl}{r_y}$

$$\frac{kl}{r_x} = \frac{(1)(1100)}{27.90} = 39.42$$

$$\frac{kl}{r_y} = \frac{(1)(660)}{5.50} = 120.00$$

Determinando el esfuerzo permisible a compresión

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2(3.1416)^2 (2.039E6)}{2530}} = 126$$

$$F_o = \frac{\left[1 - \frac{(K/r_y)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(K/r_y)}{8C_c} - \frac{(K/r_y)^3}{8C_c^3}} = \frac{\left[1 - \frac{(120.00)^2}{2(126)^2}\right] 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3(120.00)}{(8)(126)} - \frac{(120.00)^3}{(8)(126)^3}} = 723 \text{ kg/cm}^2$$

Como:

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{158.63}{723.00} = 0.22 \geq 0.15$$

Entonces

$$F'_o = \frac{12\pi^2 E}{23(K_b/r_b)^2} = \frac{12(3.1416)^2 (2.039E6)}{23[(1)(1100)(27.90)]^2} = 6754.53 \text{ kg/cm}^2$$

Determinando el esfuerzo actuante a flexión en X

$$f_{bx} = \frac{(12.91)(10^5)}{4375} = 295.08 \text{ kg/cm}^2$$

Determinando el esfuerzo permisible a flexión

F_b es función de $\frac{l}{r_T}$

$$\frac{l}{r_T} = \frac{1100}{6.50} = 169.23$$

$$\text{Como } \frac{l}{r_T} \geq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 (1)}{2530}} = 119$$

$$\text{Entonces } F_{bx} = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(l/r_T)^2} = \frac{120 \times 10^5 (1)}{(169)^2} = 419 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando los esfuerzos Combinados.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ox}}\right) F_{bx}} = \frac{158.63}{723} + \frac{(1)(295.08)}{\left[1 - \frac{171.85}{6654.53}\right] 419} = 0.22 + 0.73 = 0.94 \leq 1.0$$

Finalmente se acepta la sección W27 X 102



5.5.3 La armadura de cubierta.

Es una armadura de gran parte formada por elementos angulares y celosías. Esta armadura quedará arriostrada en los nudos principales de modo que no tenga posibilidades de pandeo transversal.

Ejemplo de diseño:

Diseño de la cuerda inferior de la Armadura

Se diseñara la cuerda inferior de la armadura basándose en lo siguiente:

Condición: $C_M \leq C_{M\max}$

Taxial=24 637 kg

Caxial=3 498 kg

Propiedades 2L102 x 6

$$A=30.93 \text{ cm}^2$$

$$I_x=308.80 \text{ cm}^4$$

$$r_x=27.90 \text{ cm}$$

$$r_y=5.50 \text{ cm}$$

Determinando la capacidad a Tensión basado en el Área gruesa:

$$P_t = F_u A_g$$

$$P_t = 0.6 F_y A_g$$

$$P_t = 0.60(2530)(30.96) = 46\,997 \text{ kg}$$

Determinando el capacidad a Tensión basado en el Área neta:

$$P_t = F_u A_e$$

$$P_t = 0.5 F_u A_e$$

$$A_e = C_t A_n$$

Como la conexiones de los ángulos es en base a soldadura tenemos:

$$A_n = A_g$$

Para la evaluación C_t , el miembro es 0.75 Caso 3 Manual del I.M.C.A

$$P_t = 0.50(4076)(0.90/2)(30.96) = 28\,393.41 \text{ kg}$$

Calculando la relación de fuerzas

$$\frac{T_{actuante}}{T_{permisible}} = \frac{24637}{28393} = 0.86 \leq 1.0$$

Determinando la capacidad crítica a compresión del elemento

Fa es función de $\frac{kl}{r_y}$

$$\frac{kl}{r_y} = \frac{(1)(270)}{2.77} = 97.47$$



Determinando el esfuerzo permisible a compresión

$$F_o = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r_y)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(kl/r_y)}{8C_c} - \frac{(kl/r_y)^3}{8C_c^3}} = \frac{\left[1 - \frac{(97.47)^2}{2(126)^2} \right] 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3(97.47)}{(8)(126)} - \frac{(97.47)^3}{(8)(126)^3}} = 939 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{\text{permisible}} = (939)(30.96) = 29071.44 \text{ kg}$$

Calculando la relación de fuerzas

$$\frac{C_{\text{actuante}}}{C_{\text{permisible}}} = \frac{3493}{29071} = 0.12 \gg 1.0$$

5.5.4 Traves Carriles

Este procedimiento describe los pasos necesarios para diseñar una trabe carril típica sometida a cargas convencionales de trabajo.

El diseño empieza con una descripción de los datos de diseño de una trabe carril con cargas concentradas móviles.

Las fórmulas y nomenclaturas usada es la correspondiente a la del manual I.M.C.A

Las traves carril son elementos procedentes de las grúas, se ha tenido la precaución de diseñarlas tomando en consideración las cargas máximas de grúa, de frenado transversal y longitudinal, además de la posición más desfavorable para obtener los elementos de diseño y revisar la flexión, el cortante, atiesadores, deformación vertical y lateral, etc.

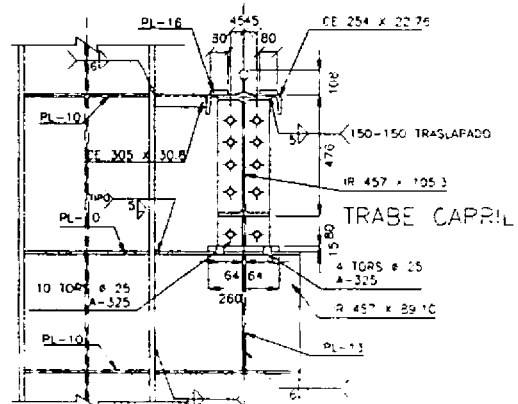
Las traves carril se han diseñado como elementos isostáticos capaces de resistir condiciones de carga; con objeto de reducir el momento máximo y la trabe carril trabaje con menos deformación, se ha previsto colocar en la zona de la cabeza de compresión, una serie de tornillos en grado ASTM-A-490 que tomen parte del momento dándole a las traves carril una cierta continuidad con lo cual se reduce considerablemente la deformación, y el momento máximo de diseño, con esto se reduce los esfuerzos de fatiga del elemento.

Para efecto de las fuerzas horizontales producto del frenaje del carro se ha integrado en conjunto con la trabe carril una armadura horizontal de celosía (trabe de acompañamiento) capaz de resistir junto con la placa de piso estas fuerzas.

DATOS PARA DISEÑO

Son 1 Bahías con 2 grúas con cada una de las siguientes características:

DATOS DE DISEÑO DE TRABE CARRIL	
Capacidad	3.20T.m
Claro	32.00 m
Izaje	8.00 m
No. De ruedas en c/extremo del puente	2
Diámetro de las ruedas	315 mm
Distancia entre centros de ruedas	4500 mm
Reacción máxima por rueda	7235 kg
Reacción mínima por rueda	3600 kg
Peso de la grúa	16 670 kg





Sección de la Trabe Cerril						
Elemento	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
W16x36	68.40	20.15	1378.26	27771.94	18647	1020
CE 254x22.76	28.97	40.605	1176.33	47764.75	94.99	2805.40
	97.37		2554.66	75536.70	18741.90	3825.40

$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{2554.66}{97.37} = 26.24 \text{ cm}$$

$$I_z = \sum I_0 + \sum AY^2 = 18741.90 + 75536.70 = 94278.60 \text{ cm}^4$$

$$I_z = I_z - (\sum A)(\bar{Y}^2) = 94278.60 - (97.37)(26.24)^2 = 27235.70 \text{ cm}^4$$

$$S_{y_i} = \frac{I_z}{Y_i} = \frac{27235.70}{26.24} = 1037.94 \text{ cm}^3$$

$$S_{y_s} = \frac{I_z}{Y_s} = \frac{27235.70}{(40.30 + 0.61 - 26.24)} = 1908.60 \text{ cm}^3$$

$$S_{x_i} = \frac{I_y}{Y_i} = \frac{3825.40}{8.885} = 430.55 \text{ cm}^3$$

$$S_{x_s} = \frac{I_y}{Y_s} = \frac{3825.40}{12.70} = 301.21 \text{ cm}^3$$

Análisis estructural de la trabe cerril

Del análisis resuelto con ayuda del programa del Sap90 tenemos que el momento máximo ocurre a una distancia de 4.44 m para la combinación 1 (C₁M+C_{max}+10%)1Agrúa+C_{max}2Agrúa, de este análisis se presentan los siguientes elementos mecánicos a dicha distancia:

$$V_{\max} = 2789.66 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = 15934.57 \text{ kg.m}$$

Del Manual del IMCA

Factor de Impacto lateral. Servicio Mantenimiento 10%

Además existen 2 cabezas.

$$P_{\text{imp}} = \left[\frac{0.10}{2} \right] 21.20 = 1.06$$

Como son 2 ruedas

$$P = \frac{1.06}{2} = 0.53 \text{ ton}$$

$$M_y = \frac{1.06 \times 15934.50}{4.44} = 3804 \text{ kg.m}$$



Cálculo de esfuerzos

Una vez realizado el análisis estructural se procede a calcular el estado de esfuerzos para la condición de carga en el elemento.

Paso 1: Cálculo de Esfuerzos

$$f_{i,x} = \frac{M_{trcho}}{S_{ssi}} = \frac{(15934.5)(100)}{1037.94} = 1535.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{o,x} = \frac{M_{trcho}}{S_{sso}} = \frac{(15934.57)(100)}{1908.60} = 834.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{i,y} = \frac{M_{trcho}}{S_{ssi}} = \frac{(1902)(100)}{430.55} = 441.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{o,y} = \frac{M_{trcho}}{S_{sy}} = \frac{(1902)(100)}{301.21} = 631.45 \text{ kg/cm}^2$$

En resumen se tiene el siguiente estado de esfuerzos, tanto en la fibra inferior como en la superior del elemento STT:

Resumen de Esfuerzos en la trabe Corril (kg/cm ²)					
Sección	Poco	Fibra x		Fibra y	
		Inferior	Superior	Inferior	Superior
Trabe Corril		-1535.21	834.88	-441.75	631.45

Nota: Se tomó como convención de signo positivo (+) los esfuerzos de compresión, y negativo (-) los esfuerzos de tensión

Paso 2: Cálculo del radio de giro de una sección que comprende el patín de compresión y un 1/3 del área del alma en compresión, tomando con respecto a un eje plano del alma (r_T)

$$I_y = \left[\frac{0.61 \times 25.4^3}{12} \right] + \left[\frac{5.994 \times 1.07^3}{12} + 5.994 \times 1.07 \times 12.165^2 \right] + \left[\frac{1.09 \times 17.77^3}{12} \right] + \left[\frac{12.04 \times 0.75^3}{12} \right] = 2410.47 \text{ cm}^4$$

$$A = 0.61 \times 25.4 + 5.994 \times 1.07 \times 2 + 17.77 \times 1.09 + 0.75 \times 12.04 = 56.72 \text{ cm}^2$$

$$r_T = \sqrt{\frac{2410.47}{56.72}} = 6.52 \text{ cm}$$

Paso 2: Cálculo de esfuerzos permisibles a Flexión

Tensión

$$F_{\text{tensiónX}} = 0.60 F_y = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{\text{tensiónY}} = 0.75 F_y = 0.75 \times 2530 = 1897 \text{ kg/cm}^2$$

Compresión

$$\frac{I}{r_T} = \frac{800}{6.52} = 122.70$$

$$\text{Como } \frac{l}{r_T} \geq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 \times 1}{2530}} = 119$$

$$\text{Entonces } F_{\text{compresión X}} = \frac{120 \times 10^5 C_b}{\left(\frac{l}{r_T}\right)^2} = \frac{120 \times 10^5}{(122.7)^2} = 797.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{\text{compresión Y}} = 0.75 F_y = 0.75 \times 2530 = 1897 \text{ kg/cm}^2$$

Incrementando los esfuerzos un 33 % tenemos lo siguientes esfuerzos:

$F_{\text{compresión X}}$	1060 kg/cm ²
$F_{\text{tracción X}}$	2018 kg/cm ²
$F_{\text{compresión Y}}$	2523 kg/cm ²
$F_{\text{tracción Y}}$	2523 kg/cm ²

Por la formula de interacción tenemos lo siguiente:

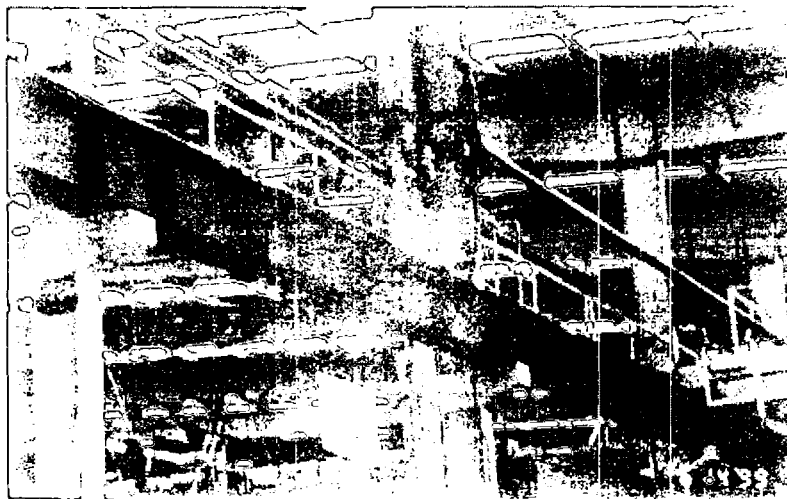
$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1$$

Compresión

$$\frac{834.88}{1060} + \frac{631.48}{2523} = 0.79 + 0.25 = 1.04 \leq 1. \therefore \text{Cumple}$$

Tensión

$$\frac{1535.21}{2018} + \frac{441.75}{2523} = 0.76 + 0.17 = 0.93 \leq 1. \therefore \text{Cumple}$$



Trabe Carril para Novo do Mabo

Pórticos de frenado

Los pórticos de frenado son los elementos encargados de transmitir las acciones longitudinales producidas por frenajes, viento o sismo transportando las fuerzas que se generan en cubierta y al nivel de trabe carril, hasta la cimentación. Los elementos que forman los pórticos de frenado son robustos considerando la transmisión de esfuerzos a que son solicitados. Los pórticos se han diseñado mediante una conexión que permita darles una pretensión con el objeto de que los elementos estructurales estén trabajando antes de ser requeridos por una acción que podría reducir los desplazamientos que se generarían por viento, sismo o frenaje, siendo estos menores a los calculados.

Los pórticos de frenaje actúan longitudinalmente en ambas direcciones considerándose los elementos diagonales siempre a tensión.

Cálculo de Puntal de Techo

Utilizando 10-MT-14

Propiedades

A=17.26cm²

rx=9.93cm

ry=7.24cm

$$\frac{kl}{r_y} = \frac{1.0 \times 800}{7.24} = 110.50$$

$$\frac{kl}{y} < \frac{C_c}{\sqrt{Q}}$$

$$\frac{C_c}{\sqrt{Q}} = \frac{108}{\sqrt{0.56}} = 143$$

$$F_a = 0.522 Q F_y - \left[\frac{Q F_y \frac{kl}{r}}{1494} \right]^2 =$$

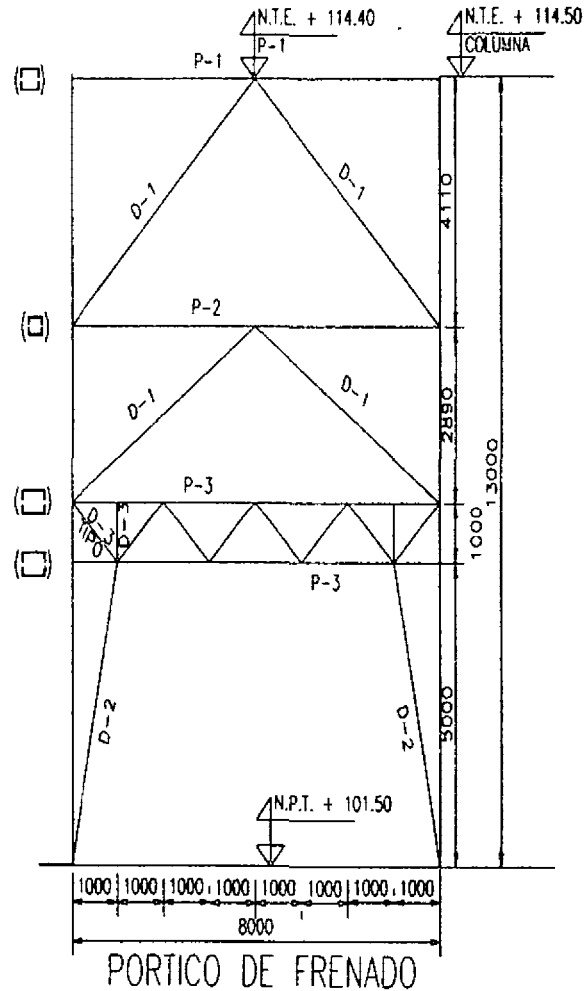
$$F_a = 0.522 \times 0.56 \times 36 - \left[\frac{0.56 \times 36 \times 110.50}{1494} \right]^2 =$$

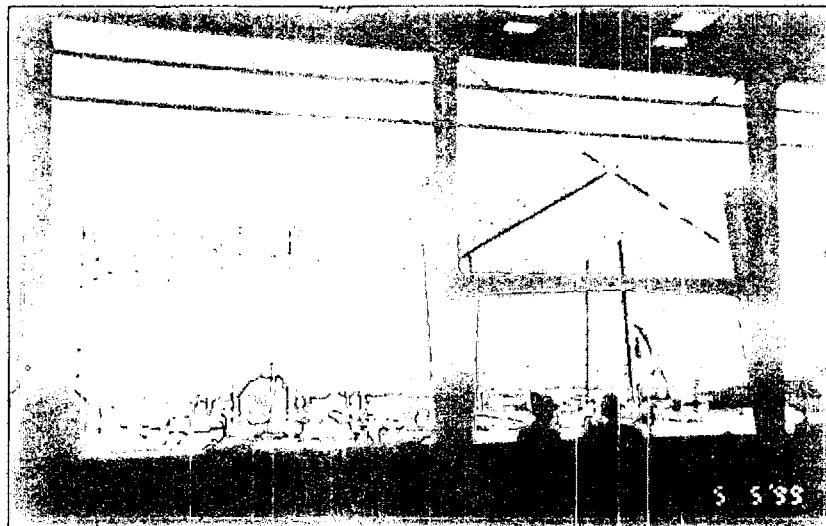
$$F_a = 10.52 - 2.22 = 8.29 \text{ KSI}$$

$$F_a = \frac{8.29 \times 2530}{36} = 582 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{c_{resist}} = 582 \times 17.26 \times 1.33 = 13360 \text{ kg}$$

$$P_{c_{resist}} \geq P_{c_{act}} \therefore \text{se acepta}$$





Pórtico de Frenado para Navo de Mabo



5.4 Análisis y Diseño estructural de la Nave Industrial con concreto presforzado

Propiedades de materiales

DATOS BÁSICOS	
Materia	Propiedad
Concreto	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ (Trabe STT) (Trabe Portante L)
	$f_c=300 \text{ kg/cm}^2$ (Columnas)
	$f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ (Zapatás)
	$f_c=200 \text{ kg/cm}^2$ (Losa de 5 cm)
	$\gamma_c=2400 \text{ kg/m}^3$
Acero	$f_s=19000 \text{ kg/cm}^2$ (Tendón)
	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (Barras)

5.4.1. Cálculo de propiedades geométricas de la sección STT y trabe portante L

En el diseño de la nave industrial se emplearán como elementos principales dos traves sección STT y L, las dimensiones de estas se muestran a continuación:

- ◊ Cálculo de las Propiedades Geométricas de la Trabe STT en el centro del Claro (STT_{centro})

El ancho efectivo, b_e , estará dado por la menor de las siguiente dimensiones:

$$b_e \leq \frac{L}{4} = 800 \text{ cm}$$

$$cc = 150 \text{ cm}$$

$$16t + t_w = 16 \times 4 + 18 = 82 \text{ cm} \therefore \text{RIGE}$$

En este cálculo no se incluye la losa colada en el lugar, sólo la Sección de la Trabe STT considerando el ancho efectivo b'_e .

Sección Simple STT						
Elemento	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	
LTS	E ₁	82x3.0=246.0	148.50	36531.00	5424853.50	184.50
	E ₂	1.0(82+18)/2=50.0	146.61	7330.50	1074724.60	3.60
	E ₃	146(18+6)/2=1752	85.17	149217.84	12708883.43	2852791.33
	2048.00		193079.34	19208461.53	2852979.43	

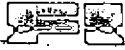
$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{193079.34}{2048.00} = 94.28 \text{ cm}$$

$$I_z = \sum I_0 + \sum AY^2 = 2852979.43 + 19208461.53 = 22061440.96 \text{ cm}^4$$

$$I_z = I_z - (\sum A)(\bar{Y}^2) = 22061440.96 - (2048)(94.28)^2 = 3857345.68 \text{ cm}^4$$

$$S_i = \frac{I_z}{Y_i} = \frac{3857345.68}{94.28} = 40913.72 \text{ cm}^3$$

$$S_o = \frac{I_z}{Y_o} = \frac{3857345.68}{(150 - 94.28)} = 69227.31 \text{ cm}^3$$



◊ Cálculo de las Propiedades Geométricas de la Sección Compuesta

Para determinar las propiedades de la sección compuesta, es necesario determinar el ancho de la sección transformada debido a que se tienen dos resistencias distintas, la de trabe y la de losa:

$$b_{\text{transformada}} = n \cdot b_{\text{concreto}} \quad n = \text{Relación Modular}$$

$$n = \frac{E_{C(\text{losa})}}{E_{C(\text{trabe})}} = \sqrt{\frac{f_{c(\text{losa})}}{f_{c(\text{trabe})}}} = \sqrt{\frac{200}{350}} = 0.76$$

$$b_{\text{transformada}} = 0.76(82 \text{ cm}) = 62.32 \text{ cm}$$

Al considerar el ancho efectivo del firme se tiene lo siguiente:

Sección Compuesta					
Elemento	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
Trabe	2048.00	94.28	193085.44	18204095.28	3857345.68
Losa	62.32x5=324.00	152.50	49410.00	7535025.00	675.00
E	2372.00		242495.44	25739120.28	3058020.68

$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{242495.44}{2372.0} = 102.23 \text{ cm}$$

$$I_z = \sum I_0 + \sum AY^2 = 3858020.68 + 25739120.28 = 29597140.96 \text{ cm}^4$$

$$I_z = I_z - (\sum A)(\bar{Y}^2) = 29597140.96 - (2372.0)(102.23)^2 = 4807433.24 \text{ cm}^4$$

$$S_i = \frac{I_z}{Y_i} = \frac{4807433.24}{102.23} = 47025.66 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \frac{I_z}{Y_s} = \frac{4807433.24}{(155 - 102.23)} = 91101.63 \text{ cm}^3$$

NOTA : Procediendo de la anterior manera se calculan las propiedades necesarias para la trabe STT en el extremo. (STT_{extremo})

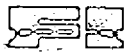
◊ Cálculo de las Propiedades Geométricas de la Trabe Portante L

Sección Simple L					
Elemento	A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
E ₁	90.0x35.0=3150.0	45.00	141750.00	6378750.00	2126250.00
E ₂	15.0x35=525.0	170.50	9187.50	160781.25	53593.75
	3675.00		150937.50	6539531.25	2179843.75

$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{150937.50}{3675.00} = 41.07 \text{ cm}$$

$$I_z = \sum I_0 + \sum AY^2 = 2179843.75 + 6539531.25 = 8719375.00 \text{ cm}^4$$

$$I_z = I_z - (\sum A)(\bar{Y}^2) = 8719375.00 - (3675)(41.07)^2 = 252057.49 \text{ cm}^4$$



$$S_i = \frac{I_z}{Y_i} = \frac{32520587.49}{41.07} = 61372.96 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \frac{I_z}{Y_s} = \frac{2520587.44}{(90 - 41.07)} = 51514.15 \text{ cm}^3$$

En resumen se tiene:

Resumen de Propiedades Geométricas de la Trabe STT y PORTANTE L						
Sección	A	Y _i (cm)	Y _s (cm)	I (cm ⁴)	S _i (cm ³)	S _s (cm ³)
	(cm ²)					
SS-STT _{centro} Simple	2048	94.28	55.72	3857345.68	40913.72	69227.31
SC-STT _{centro} Compuesta	2372	102.23	52.77	4807433.24	47025.66	91101.63
SS-STT _{extremo} Simple	1086	35.50	14.50	235159.05	6624.20	16217.86
SS-L Simple	3675	41.07	48.93	2520587.49	61372.96	51514.15

5.4.2. Análisis estructural por carga muerta y carga viva máxima (Trabe STT)

Es evidente que este análisis por carga muerta y carga viva se simplifica ya que se trata de una trabe simplemente apoyado en sus extremos:

- ◊ Cálculo del momento en el centro y reacción en los extremos debido a la Carga Muerta sobre la Trabe Presforzada

$$M_{trabe} = 57937.90 \text{ kg m}$$

$$\Rightarrow M_{trabe} = 57937.90 \text{ kg.m}$$

$$R_{trabe} = 6474.20 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow R_{trabe} = 6474.20 \text{ kg}$$

$$M_{losa} = \frac{CM_{losa} \cdot L^2}{8} = \frac{(180 \text{ kg/m})(32 \text{ m})^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{losa} = 23040.00 \text{ kg.m}$$

$$R_{losa} = 2880.00 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow R_{losa} = 2880.00 \text{ kg}$$

- ◊ Cálculo del momento en el centro y reacción en los extremos debido a la Carga Viva Máxima sobre la Trabe Presforzada

$$M_{c.v. \text{ máxima}} = \frac{CV_{\text{máxima}} \cdot L^2}{8} = \frac{(60 \text{ kg/m})(32 \text{ m})^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{c.v. \text{ máxima}} = 7680.0 \text{ kg.m}$$

$$R_{c.v. \text{ máxima}} = 960.00 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow R_{c.v. \text{ máxima}} = 960.00 \text{ kg}$$

- ◊ Cálculo del momento en el centro y reacción en los extremos debido a la Carga Viva Reducida sobre la Trabe Presforzada

$$M_{c.v. \text{ reducida}} = \frac{CV_{\text{carga reducida}} \cdot L^2}{8} = \frac{(30 \text{ kg/m})(32 \text{ m})^2}{8}$$

$$\Rightarrow M_{c.v. \text{ reducida}} = 3840.0 \text{ kg.m}$$

$$R_{c.v. \text{ reducida}} = 480.00 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow R_{c.v. \text{ reducida}} = 480.00 \text{ kg}$$

Nota: Es evidente que la Carga muerta + Carga Viva máxima (C.M. + C.V._{máx}) actuará sobre la sección compuesta.



Cálculo de esfuerzos

Una vez realizado el análisis estructural se procede a calcular el estado de esfuerzos para cada condición de carga en el elemento. Del análisis estructural se tiene el siguiente resumen:

Resumen del Análisis Estructural				
	Concepto	Peso	w kg/m	M kg m
CV _{trabe}	Carga Viva Máxima	S. Normas	20.00	7000.00
		Trabe	269.75	57937.90
CM	Carga Muerta	Losa	120.00	23040.00
		CM	389.75	80977.90

◊ Cálculo de Esfuerzos por Carga Muerta

◦ Debidos al Peso Propio de la Trabe

$$f_i = \frac{M_{trabe}}{S_{SSi}} = \frac{5793790}{40913.72} = 141.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{trabe}}{S_{SSs}} = \frac{5793790}{69227.31} = 83.70 \text{ kg/cm}^2$$

◦ Debidos al Peso de la Losa Colada en Sitio

$$f_i = \frac{M_{losa}}{S_{SSi}} = \frac{2304000}{40913.72} = 56.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{losa}}{S_{SSs}} = \frac{2304000}{69227.31} = 33.28 \text{ kg/cm}^2$$

◊ Cálculo de Esfuerzos por Carga Viva Máxima

$$f_i = \frac{M_{cv}}{S_{CV}} = \frac{768000}{47025.72} = 16.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{cv}}{S_{CV}} = \frac{768000}{91101.63} = 8.43 \text{ kg/cm}^2$$

En resumen se tiene el siguiente estado de esfuerzos, tanto en la fibra inferior como en la superior del elemento STT:

Resumen de Esfuerzos en la trabe STT (kg/cm ²)				
Sección	Peso	Fibra		Losa
		Inferior	Superior	
SS	Trabe	-141.70	83.70	
	Losa	-56.31	33.28	
SC	Carga Viva Máxima	-16.33	7.63*	8.43
	f _r Esfuerzo Total	-214.34	124.61	8.43

Nota: Se tomó como convención de signo positivo (+) los esfuerzos de compresión, y negativo (-) los esfuerzos de tensión

(*) Estos valores se obtienen por relación de triángulos, considerando el espesor de la losa de 5 cm y el peralte de la trabe h_{sc}=150 cm.

Diseño por flexión

En el diseño por flexión de vigas presforzadas se hace uso de los dos métodos de diseño existentes, el diseño por esfuerzos de trabajo (Revisión Elástica) y el diseño por estados límite (Revisión de la Capacidad Última). Primeramente el elemento es diseñado por el método de esfuerzos permisibles y posteriormente es revisado por los estados límite.

Revisión Elástica

En el diseño por flexión de vigas presforzadas se deberán cumplir con las siguientes condiciones de esfuerzos permisibles:

Condición 1: En la Etapa de Transferencia de la Carga de Presfuerzo

$$f_{trcbo} + f_{pt} \leq f_{pcm}$$

$$f_{trcbo} = \frac{M_{trcbo}}{S_{SS}}$$

$$f_{pt} = P_i \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SS}} \right) \approx \frac{f_{po}}{0.85}$$

$$f_{pcm} = \begin{cases} \text{Compresión} & 0.6f'_c : f'_c \approx 0.80f'_c \\ \text{Tensión} & 0.8\sqrt{f'_c} \end{cases}$$

Condición 2: En la Etapa de Final o de Servicio

$$f_T + f_{po} \leq f_{perm}$$

$$f_T = f_{trcbo} + f_{loss} + f_{SCM} + f_{CV+H}$$

$$f_{po} = P_o \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SS}} \right)$$

$$f_{perm} = \begin{cases} \text{Compresión} & 0.45f'_c \\ \text{Tensión} & 1.6\sqrt{f'_c} \end{cases}$$

Dado que el diseño del elemento se rige por las condiciones anteriores se procede de la siguiente forma, se muestra a continuación paso a paso la metodología del diseño:

◊ Evaluación de la Resistencia del Concreto

Según la condición 2, en la fibra inferior se presenta el siguiente estado de esfuerzos:

$$f_{po i REQ} = f_{Ti} - 1.6\sqrt{f'_c} = 214.34 - 1.6\sqrt{350} = 184.40 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando la relación aproximada que se presenta entre los esfuerzos en la transferencia (f_{pt}) con los efectivos (f_{po}):

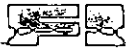
$$f_{pt i REQ} = \frac{f_{po i REQ}}{0.85} = \frac{184.40}{0.85} = 216.94 \text{ kg/cm}^2$$

Si el estado crítico de esfuerzos se da en la etapa de transferencia debido a que en este instante es menor la resistencia del concreto y en la fibra inferior es mayor el esfuerzo a compresión, entonces se ha de cumplir con la Condición 1:

$$f_{ci REQ} \geq \frac{f_{pt i REQ} + f_{trcbo i}}{0.6} = \frac{216.94 - 141.70}{0.6} = 125.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{c REQ} = \frac{f_{ci}}{0.8} = \frac{295}{0.8} = 156.75 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ $f'_{c REQ} = 156.75 \text{ kg/cm}^2 < f'_{c PROP} = 350 \text{ kg/cm}^2$ O.K.
 ⇒ La resistencia del concreto propuesta es adecuada



◊ Cálculo de Fuerza Efectiva de Presfuerzo Requerida

La fuerza efectiva de presfuerzo se determina como:

$$P_{oREQ} = \frac{f_{poREQ}}{\left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SSi}} \right)}$$

Supondremos, $e'_{sup} = 11.0$ cm, por lo tanto:

$$e'_{sup} = 11.0 \text{ cm}$$

$$e = Y_{SSi} - e'_{sup} = 94.28 - 11.00 = 83.28 \text{ cm}$$

Al sustituir los valores correspondientes:

$$P_{oREQ} = \frac{184.40}{\left(\frac{1}{2048} + \frac{823.28}{40913.72} \right)} = 73064.88 \text{ kg}$$

⇒ Se requiere de una Fuerza Efectiva de Presfuerzo $P_{oREQ} = 73064.88$ kg

◊ Cálculo del Número de Torones Requeridos

Estimación del Esfuerzo Efectivo en el Acero de Presfuerzo

$$f_{si} = 0.75 f_s = 0.75(19\ 000) = 14\ 250 \text{ kg/cm}^2, \text{ Esfuerzo Inicial de Tensoado del Acero}$$

Además, considerando un 20% en pérdidas totales

$$f_{se} = 0.80 f_{si} = 0.80(14250) = 11\ 400 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando la fuerza efectiva de presfuerzo requerida antes calculada, el área de acero de presfuerzo requerido se calcula como:

$$A_{cpREQ} = \frac{P_{oREQ}}{f_{po}} = \frac{73064.88}{11400} = 6.41 \text{ cm}^2$$

Usando Torones de $0.6'' \phi$, $a_s = 1.40 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ Torones} = \frac{A_{cp}}{a_s} = \frac{6.41 \text{ cm}^2}{1.40 \text{ cm}^2} = 4.58$$

⇒ Proponemos usar 5 Torones de $0.6'' \phi$, en cinco cambras de 5 a 17 cm

◊ Cálculo de la Excentricidad del Centroide del Acero de Presfuerzo

Cálculo de la excentricidad respecto a la sección simple de la trabe STT(SS):

$$e'_{cal} = (1 \times 5 + 1 \times 8 + 1 \times 11 + 1 \times 14 + 1 \times 17) / 5 = 11.0 \text{ cm}$$

$$e = Y_{SSi} - e' = 77.95 - 7.5 = 83.28 \text{ cm}$$

⇒ $e = 70.45 \text{ cm}$



◇ **Cálculo de Pérdidas Instantáneas o Inmediatas**

➤ **Debidas al Acomodamiento Elástico**

$$ES = n \cdot f_{cr}$$

Cálculo de la Relación Modular de Elasticidad (n):

$$n = \frac{E_s}{E_a}$$

$$E_s = 1.96 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_a = \frac{w^{3/2} \sqrt{P_{ci}}}{7.3} = \frac{2400^{3/2} \sqrt{0.8 \times 350}}{7.3} = 2.69 \times 10^5$$

$$n = \frac{1.96 \times 10^6}{2.69 \times 10^5} = 7.28$$

Cálculo de esfuerzos en el concreto a nivel del centroide del acero de presfuerzo debidas a las cargas que actúan en el instante de transferencia incluyendo el presfuerzo (f_{cr}):

Si estimamos que las pérdidas instantáneas son del orden del 10% y considerando que el esfuerzo inicial permisible en el acero de presfuerzo (torones de baja relajación) en el instante de la transferencia del presfuerzo debe ser menor o igual a $0.70f_s$, el esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia se calculará como:

$$f_{si} \cong 0.70f_s = 0.70(19\ 000) = 13\ 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{si} = 0.90f_s = 0.90(14\ 250) = 12\ 825 \text{ kg/cm}^2 < 0.70f_s \text{ (Recomendación AASHTO 9.16.2.1.2)}$$

$$F_t = f_{si} A_{sp} = 12\ 825 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (5 \text{ torones}) = 89\ 775 \text{ kg}$$

$$f_{cr} = F_t \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SSi}} \right) - f_{trcbel} = 89775 \left(\frac{1}{2048} + \frac{83.28}{40913.72} \right) - 141.70 = 84.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = 7.28(84.87) = 617.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow ES = 617.90 \text{ kg/cm}^2$$

➤ **Debidas a la Relajación Instantánea del Acero de Presfuerzo**

$$CR_{s\text{inst}} = \frac{\log t}{40} \left(\frac{f_a}{f_s} - 0.55 \right) f_{ci}$$

$$t = 18 \text{ horas}$$

$$CR_{s\text{inst}} = \frac{\log(18)}{40} \left(\frac{14\ 250}{19\ 000} - 0.55 \right) 14\ 250 = 89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow CR_s = 89 \text{ kg/cm}^2$$

◊ Cálculo de Perdidas Diferidas o a Largo Plazo

➤ Debidas a la Contracción del Concreto

$$SH = 1195 - 10.5RH \quad RH=70\% \text{ (Humedad Relativa)}$$

$$SH = 1195 - 10.5(70) = 460 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ SH=460 kg/cm²

➤ Debidas al Flujo Plástico del Concreto

$$CR_c = 12 f_{cr} - 7 f_{ods} \geq 0$$

$$f_{ods} = f_{osa} = 33.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_c = 12(84.87) - 7(33.28) = 785.50 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ CR_c=785.50 kg/cm²

➤ Debidas a la Relajación Diferida del Acero de Presfuerzo

$$CR_{s \text{ dif}} = 0.3 [1400 - 0.4 ES - 0.2 (SH + CR_c)]$$

$$CR_{s \text{ dif}} = 0.3 [1400 - 0.4 (617.90) - 0.2 (460 + 785.50)] = 271.10 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ CR_{s dif}=271.10 kg/cm²

En resumen, se producirán las siguientes perdidas de la fuerza de presfuerzo en el elemento:

Resumen de Pérdidas			
	Concepto	kg/cm ²	% f _{cd}
ES	Acartamiento Elástico del Concreto	617.9	4.3
CR _{s inst}	Relajación Instantánea del Acero de Presfuerzo	89	0.6
Pérdida Instantánea		706.90	4.9
SH	Contracción del Concreto	460	3.2
CR _c	Flujo Plástico del Concreto	785.5	5.5
CR _{s dif}	Relajación Diferida del Acero de Presfuerzo	271.1	1.9
Pérdida Diferida		1056.6	10.6
Δf _s	Pérdida Total	2232.5	15.50
$f_{cd} = f_{ci} - \Delta f_{s \text{ inst}} = 14\ 250 - 706.90 = 13\ 543 \text{ kg/cm}^2$			
$f_{cs} = f_{cd} - \Delta f_{s} = 14\ 250 - 2232.50 = 12\ 010 \text{ kg/cm}^2$			

◊ Revisión de Esfuerzos Permisible

➤ En la Etapa de Transferencia del Presfuerzo

Esfuerzos Permisibles en la Transferencia	
Compresión	$0.6 f_{cd} = 168.0 \text{ kg/cm}^2$
Tensión	$0.8 \sqrt{f'_{cd}} = 13.4 \text{ kg/cm}^2$

Donde: $f_{cd} = 0.80 f_c = 0.80(350 \text{ kg/cm}^2) = 280 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia del concreto en el instante de la transferencia).

Esfuerzo en el acero inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo:

$$f_{st} = f_{si} - \Delta f_{s \text{ inst}} = 14\ 250 - 706.90 = 13\ 543 \text{ kg/cm}^2 \approx 0.70 f_s = 13\ 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K}$$

Fuerza de tensado inmediatamente después de la transferencia:

$$P_t = f_{st} A_{sp} = 13\ 300 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (5 \text{ torones}) = 93\ 100 \text{ kg}$$



Esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo inmediatamente después de la transferencia:

$$f_i = F_i \left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e}{S_{ssi}} \right) = 93100 \left(\frac{1}{2048} + \frac{83.28}{40913.72} \right) = 234.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = F_i \left(\frac{1}{A_{ss}} - \frac{e}{S_{ssi}} \right) = 93100 \left(\frac{1}{2048} - \frac{83.28}{69227.31} \right) = -66.53 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Actuantes		
Carga	Fibra Inferior	Fibra Superior
Presfuerzo	234.96	-66.50
Peso Propio	-141.70	83.70
Resultante	93.26	17.20
Revisión	-14.3 < 93.26 < 192 O.K	-14.3 < 17.2 < 192 O.K.

⇨ Los esfuerzos actuantes en el instante de la transferencia se encuentran dentro de los límites permisibles O.K.

➤ En la Etapa Final o de Servicio

Esfuerzos Permisibles en Servicio		
Compresión	0.45 f _c =	157.5 kg/cm ² (Trabe STT) 90.0 kg/cm ² (Losa e=5cm)
Tensión	1.6 √f _c =	32.0 kg/cm ²

Esfuerzo efectivo en el acero, éste se da cuando ya se han presentado las pérdidas totales

$$f_{se} = f_{si} - \Delta f_s = 14\ 250 - 2\ 232.5 = 12\ 018 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza efectiva de presfuerzo:

$$P_e = f_{se} A_{sp} = 12\ 018 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (5 \text{ torones}) = 84\ 126 \text{ kg}$$

Esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo efectivo:

$$f_i = P_e \left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e}{S_{ssi}} \right) = 84126 \left(\frac{1}{2048} + \frac{83.28}{40913.72} \right) = 212.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = P_e \left(\frac{1}{A_{ss}} - \frac{e}{S_{ssi}} \right) = 84126 \left(\frac{1}{2048} - \frac{83.28}{69227.31} \right) = -60.12 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Actuantes			
Carga	Fibra Inferior	Fibra Superior	Fibra Losa
Presfuerzo Efectivo	212.30	-60.12	
Peso Propio	-141.70	83.7	
Losa	-56.31	33.28	
Carga Viva más Impacto	-16.33	7.63	8.43
Resultante	-2.04	64.50	8.43
Revisión	-2.04 < -20.9 O.K	64.5 < 157.50 O.K.	73.3 < 90 O.K

⇨ Los esfuerzos actuantes en la etapa de servicio se encuentran dentro de los límites permisibles

**Revisión de la Capacidad Última**

Además de haber verificado que los esfuerzos se encuentran dentro de los límites permisibles, es preciso hacer una revisión de la capacidad última a flexión del elemento que se está diseñando:

◊ Revisión de Resistencia a Flexión (Ruptura)

Se deberá de cumplir con lo siguiente:

$$M_u \leq M_R = \phi M_n$$

Cálculo del porcentaje de acero de presfuerzo:

Considerando 5 torones, de $0.6'' \phi$, actuando en la sección donde se produce el momento máximo:

$$\rho^* = \frac{A_s^*}{b \cdot d} \quad \left| \begin{array}{l} A_s^* = 7.0 \text{ cm}^2 \\ b_{\text{promedio}} = 12 \text{ cm} \\ d = h - e' = 155 - 11 = 144.0 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\rho^* = \frac{7.0}{12(144)} = 0.00405 \text{ se están considerando los 5 cm de Losa}$$

Cálculo del esfuerzo promedio del acero de presfuerzo para carga última:

$$f_{su}^* = f_s^* \left[1 - \left(\frac{\gamma^*}{\beta_1} \right) \left(\frac{\rho^* \cdot f_s^*}{f_c} \right) \right] \quad \left| \begin{array}{l} \gamma^* = 0.28 \text{ (Acero Baja Relajación)} \\ \beta_1 = 1.05 - \frac{f_c}{1400} = 1.05 - \frac{350}{1400} = 0.80 \end{array} \right.$$

$$f_{su}^* = 19\,000 \left[1 - \left(\frac{0.28}{0.80} \right) \left(\frac{0.00405 \times 19\,000}{350} \right) \right] = 17\,537.95 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del eje neutro de esfuerzos en el concreto

$$P_{Cf1\text{losa}} = (b'_o - t_w) t_{f1} f'_c = (62.32 - 12)(5)(238) = 59880 \text{ kg}$$

$$P_{Cf1\text{TrabesSTT}} = (b_o - t_w) t_{f2} f'_c = (82.00 - 12)(3.50)(238) = 58310 \text{ kg}$$

$$P_{Cw} = a t_w f'_c = 12(238) a$$

$$T = A_s^* \cdot f_{su}^* = 7.0 \text{ cm}^2 (17\,538 \text{ kg/cm}^2) = 122765 \text{ kg}$$

Al hacer compatibles las fuerzas de tensión (T) y compresión (C)

$$a = \frac{(122765 - 59880 - 58310)}{(12)(238)} = 1.60 < 8.50 \text{ cm O.K. Por lo que se considerara como Viga T}$$

Cálculo del momento resistente

Puesto que el bloque de compresiones queda dentro de la sección rectangular de la trabe STT, el momento resistente en una sección rectangular es calculado como:

$$M_R = \phi \cdot M_n = \phi \cdot \left[A_s^* \cdot f_{su}^* \cdot d \left(1 - 0.6 \frac{\rho^* \cdot f_{su}^*}{f_c} \right) \right]$$

$$M_R = 0.9 \left[7.0(17\,537)(155 - 11) \left(1 - 0.6 \frac{0.00405(17\,537)}{350} \right) \right] = 13\,972\,467 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Rightarrow M_R = 139\,724 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Cálculo del Momento Último

$$M_u = F.C [M_{CM\text{rebe}} + M_{CM\text{losa}} + M_{CV\text{máx}}]$$

$$M_u = 1.4 [(57\,938 \text{ kg}\cdot\text{m}) + (23\,040 \text{ kg}\cdot\text{m}) + (7\,680 \text{ kg}\cdot\text{m})]$$

$$\Rightarrow M_u = 124\,121 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\Rightarrow M_R = 139\,724 \text{ kg}\cdot\text{m} > M_u = 124\,121 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{O.K}$$

◊ Revisión de los Límites de Ductilidad

➤ Revisión del Límite Inferior (Acero Mínimo)

Debemos cumplir con:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}^*$$

$$M_{cr}^* = (f_r + f_{poi}) \cdot S_{sci} - M_{cm} \left(\frac{S_{sci}}{S_{ssi}} - 1 \right) \quad \left| \begin{array}{l} f_r = 2\sqrt{f_c} = 2\sqrt{350} = 37.41 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{poi} = 184.40 \text{ kg/cm}^2 \\ M = 8\,097\,790 \text{ kg}\cdot\text{cm} \end{array} \right.$$

$$M_{cr}^* = (37.41 + 184.4) \cdot 47\,025.66 - 8\,097\,790 \left(\frac{47\,025.66}{40\,913.72} - 1 \right) = 9\,221\,064 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Rightarrow 1.2 \cdot M_{cr}^* = 11\,065\,277 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Rightarrow M_R = 139\,724 \text{ kg}\cdot\text{m} > 1.2 M_{cr}^* = 110\,652 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{O.K}$$

➤ Revisión del Límite Superior (Acero Máximo)

Para una sección rectangular (el bloque de compresiones queda dentro de la losa y el patín) se debe cumplir con:

$$\frac{\rho^* \cdot f_{cu}^*}{f_c'} \leq 0.36\beta$$

$$\frac{\rho^* \cdot f_{cu}^*}{f_c'} = \frac{0.00405(17\,537)}{350} = 0.202$$

$$0.36\beta_1 = 0.36(0.80) = 0.288$$

$$\Rightarrow 0.202 < 0.288 \quad \text{O.K}$$

De diseño por flexión se desprende el siguiente resumen:

Resumen del Diseño por Flexión		
Esfuerzos Actuales	<	Esfuerzos Permisibles O.K
Momento Último	<	Momento Resistente O.K
\Rightarrow Usar 5 torones de $0.6''\phi$, 270 ksi, $a_s = 4.40 \text{ cm}^2$, tenaces a $f_{cu} = 0.75 f_c' = 14\,250 \text{ kg/cm}^2$ $F_t = 19\,950 \text{ kg}$		

**Diseño por torsión**

El diseño por torsión de vigas reforzada se calculará en base al reglamento ACI 318-89

Valor a partir del cual se debe considerar la Torsión:

$$\phi 0.13 \sqrt{f_c} \sum x^2 y = (0.85)(0.13) \sqrt{350} (35^2 \times 90 + 35^2 \times 15) = 265902 \text{ kg.cm}$$

Cálculo de momento torsionante en paño de apoyo:

$$M_{\text{torsionante}} = 1.4(6474 \text{ kg})(25 \text{ cm}) = 226590 \text{ kg.cm}$$

$$\Rightarrow M_x = 2659 \text{ kg m} > M_{\text{torsionante}} = 226.59 \text{ kg m} \quad \text{O.K.}$$

No se debe tomar en cuenta la torsión

Diseño por cortante

En el diseño por cortante consideraremos como sección crítica la localizada a una distancia de un peralte ($h = 0.50 \text{ m}$) del extremo de la trabe. Los elementos mecánicos que actúan sobre el elemento son los mostrados en la siguiente tabla (obtenidos en el análisis estructural):

Elementos Mecánicos Actuantes*						
X m	Fuerza Cortante			Momento Flexionante		
	V_{c1} kg	$V_{c \text{ máx}}$ Kg	V_u kg	M_{c1} kg m	$M_{c \text{ v}}$ kg m	M_u kg m
h = 0.5	9061	930	13987	3000	720	5208
	$V_u = 1.4 [V_{c1} + V_{c \text{ máx}}]$			$M_u = 1.4 [M_{c1} + M_{c \text{ v}}]$		

Diseño por Cortante Vertical o Tensión Diagonal

En el diseño por cortante vertical se ha de cumplir con la siguiente condición:

$$V_u \leq V_R = \phi \cdot V_n \quad \left\{ \begin{array}{l} V_u = \text{Fuerza Cortante Última} \\ \phi = 0.85 \\ V_n = V_c + V_s \end{array} \right.$$

De donde la fuerza cortante que toma el concreto se determinará como:

$$V_c = \left(0.16 \sqrt{f'_c} + 50 \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) b_w \cdot d \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{V_u d}{M_u} \leq 1.0 \\ V_{c \text{ mín}} = 0.55 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ V_{c \text{ máx}} = 1.35 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

Y la fuerza cortante que toma el acero se calculará como:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_{s \text{ mín}} = 3.5 \cdot b_w \cdot d \\ V_{s \text{ máx}} = 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

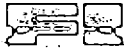
◊ Cálculo de las Condiciones Límite

$$V_{c \text{ mín}} = 0.55 \sqrt{350} (12)(39) = 4815 \text{ kg}$$

$$V_{c \text{ máx}} = 1.35 \sqrt{350} (12)(39) = 11819 \text{ kg}$$

$$V_{s \text{ mín}} = 3.5 (12)(39) = 1638 \text{ kg}$$

$$V_{s \text{ máx}} = 2.1 \sqrt{350} (12)(39) = 18386 \text{ kg}$$



◊ Cálculo del Acero de Refuerzo por Cortante Vertical (Estribos)

➤ Revisión en $\pi = h = 0.59 \text{ m}$

Actúan 5 Torones $e' = 11.0 \text{ cm}$, $d = h - e' = 0.5 - 0.11 = 0.39$

$$\frac{V_u d}{M_u} = \frac{13987(0.39)}{5208} = 1.05 \leq 1.0 \text{ O.K}$$

$$V_c = (0.16\sqrt{350} + 50(1.05))(12)(39) = 25\,970 \text{ kg} > V_{c \text{ máx}} \mathcal{I}$$

⇒ Rige $V_{c \text{ máx}} = 11819 \text{ kg}$

$$V_{s \text{ REQ}} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{13987}{0.85} - 11819 \text{ kg} = 4636 \text{ kg} < V_{s \text{ máx}} \text{ O.K}$$

Proponemos usar barras del número 3, $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ (2 ramas)

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} = \frac{(2 \times 0.71)(4\,200)(39)}{S} = \frac{232596}{S}$$

Si $S = 45 \text{ cm}$: $V_s = 5\,168 \text{ kg} < V_{s \text{ REQ}} = 4\,636 \text{ kg} \checkmark$

$$S_{\text{máx}} \leq \begin{cases} \frac{3h}{4} = \frac{3(50)}{4} = 37.50 \text{ cm} \\ \text{Si } V_c = 7753 \text{ kg} \geq 1.1\sqrt{f'_c} b_w d = 9384 \text{ kg}: \frac{3h}{8} = \frac{3(50)}{8} = 18.75 \text{ cm} \\ \frac{A_v f_y}{3.5b_w} = \frac{1.42(4200)}{3.5(12)} = 142 \text{ cm} \end{cases}$$

No Aplica

⇒ $S = 35 \text{ cm} < S_{\text{máx}} \text{ O.K}$

⇒ Usar Estribos del $\#3 @ 35 \text{ cm}$ de la trabe

5.4.3 Análisis estructural por carga muerta y carga viva máxima (trabe portante L)

Este análisis es un poco más complicado que el anterior, esto es por las diversas combinaciones de cargas que existen y además por las condiciones de apoyo en sus extremos.

- Del Análisis realizado con la ayuda del SAP90 se obtuvieron los momentos resultantes para las condiciones más desfavorables de la Trabe Portante L

Resumen del Análisis Estructural

Concepto		M1 (extremo) kg.m	M2 kg.m	M3 (extremo) kg.m	M4 (extremo) kg.m
CV _{max}	Carga Viva Máxima	+2840.0	-1680.0	-2760.0	+4930.0
CV _{red}	Carga Viva Reducida	+1420.0	-840.0	-1380.0	+2470.0
S	Sismo	-49400.0	-26730.0	-11330.0	+41200.0
T-L		+3860.0	-2130.0	-3650.0	+6700.0
T-STT	Carga Muerta	+19130.0	-11330.0	-18630.0	+33260.0
Logo		+8510.0	-5040.00	-8280.0	+14800.0
C.M + C.V._{max}		33340.0	20100.0	33320.0	58330.0
C.M + C.V._{red} + Sismo		-16400.0	45230.0	43270.0	59430.0

Nota: Es evidente que la Carga muerta + Carga Viva Reducida + Sismo (C.M. + C.V._{red} + Sismo) es la condición más desfavorable tanto en el centro como en el extremo. Por lo que el diseño se realizara tomando las siguientes consideraciones:

- El presfuerzo se diseñara con el Esfuerzo Máximo producido por el Momento máximo (M_{max}) que se presenta en el centro debido a la Condición de C.M. + C.V._{red} + Sismo
- El Momento Máximo (M_{max}) que se presenta en los extremos se diseñara tomando en cuenta el presfuerzo que rija en el centro y la diferencia de esfuerzos será tomada con acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Cálculo de esfuerzos

Una vez realizado el análisis estructural se proceda a calcular el estado de esfuerzos para cada condición de carga en el elemento y la combinación más desfavorable. El procedimiento de cálculo de esfuerzos es similar al anterior visto para la trabe STT. Del análisis estructural se tiene el siguiente resumen:

Resumen de Esfuerzos en la trabe Portante L (C.M. + C.V._{Max}) (kg/cm²)

Concepto	N1 (extremo)		N2		N3 (extremo)		N4 (extremo)		
	F _{compres}	F _{tension}	F _{compres}	F _{tension}	F _{compres}	F _{tension}	F _{compres}	F _{tension}	
CV _{red}	Carga Viva Máxima	+4.63	-5.51	-2.74	+3.26	-4.50	+6.36	+8.03	-9.57
T-L		+6.28	-7.50	-3.47	+9.78	-5.94	+7.10	+10.92	-28.73
T-STT	Carga Muerta	+31.17	-37.13	-18.46	+1.63	-30.36	+36.16	+54.19	-4.79
Logo		+13.87	-16.52	-8.21	+51.88	-13.50	+16.07	+24.11	-79.83
C.M + C.V._{max}		+59.89	-53.63	-26.67	+53.17	-43.50	+52.23	+78.25	-119.53

Resumen de Esfuerzos en la trabe Portante L (C.M. + C.V._{red} + S) (kg/cm²)

Concepto	N1 (extremo)		N2		N3 (extremo)		N4 (extremo)		
	F _{compres}	F _{tension}	F _{compres}	F _{tension}	F _{compres}	F _{tension}	F _{compres}	F _{tension}	
CV _{red}	Carga Viva Reducida	+2.32	-2.76	-1.32	+4.13	-2.24	+2.67	+4.02	-4.79
S	Sismo	-80.50	95.89	-43.75	+22.09	-18.5	+21.99	67.13	-79.98
T-L		+6.28	-7.50	-3.47	+9.78	-5.94	+7.10	+10.92	-13.00
T-STT	Carga Muerta	+31.17	-37.13	-18.46	+1.63	-30.36	+36.16	+54.19	-64.56
Logo		+13.87	-16.52	-8.21	+51.88	-13.50	+16.07	+24.11	-28.73
C.M + C.V._{red} + Sismo		-26.67	+31.90	-75.01	+59.42	-70.54	+53.29	+160.37	-191.03

Nota: Se tomó como convención de signo positivo (+) los esfuerzos de compresión, y negativo (-) los esfuerzos de tensión

**Ciclo por flexión****Flexión elástica**

El diseño del elemento se realizara siguiendo los mismos pasos anteriores que para la trabe STT simplemente apoyada por lo tanto se procede de la siguiente forma:

- ◊ Evaluación de la Resistencia del Concreto

Según la condición 2, en la fibra inferior se presenta el siguiente estado de esfuerzos:

$$f_{p0iREQ} = f_{Ti} - 1.6\sqrt{f_c} = 70.54 - 1.6\sqrt{350} = 40.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ptiREQ} = \frac{f_{p0iREQ}}{0.85} = \frac{40.61}{0.85} = 47.77 \text{ kg/cm}^2$$

Si el estado crítico de esfuerzos se da en la etapa de transferencia debido a que en este instante es menor la resistencia del concreto y en la fibra inferior es mayor el esfuerzo a compresión, entonces se ha de cumplir con la Condición 1:

$$f_{ciREQ} \geq \frac{f_{ptiREQ} + f_{trcb0i}}{0.6} = \frac{47.77 - 5.94}{0.6} = 69.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cREQ} = \frac{f_{ci}}{0.8} = \frac{69.71}{0.8} = 87.14 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ $f_{cREQ} = 87.14 \text{ kg/cm}^2 < f_{cPROP} = 350 \text{ kg/cm}^2$ O.K
 ⇒ La resistencia del concreto propuesta es adecuada

- ◊ Cálculo de Fuerza Efectiva de Presfuerzo Requerida

Supondremos, $e'_{sup} = 6.0 \text{ cm}$, esto debido al armado de la trabe portante L por lo tanto:

$$e'_{sup} = 6.0 \text{ cm}$$

$$e = Y_{SSI} - e'_{sup} = 41.07 - 6.00 = 35.07 \text{ cm}$$

Al sustituir los valores correspondientes:

$$P_{0REQ} = \frac{40.61}{\left(\frac{1}{3675} + \frac{35.07}{61372.95}\right)} = 48142.74 \text{ kg}$$

⇒ Se requiere de una Fuerza Efectiva de Presfuerzo $P_{0REQ} = 48142.74 \text{ kg}$

- ◊ Cálculo del Número de Torones Requeridos

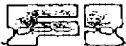
Estimación del Esfuerzo Efectivo en el Acero de Presfuerzo

$$f_{si} = 0.75f_s = 0.75(19\ 000) = 14\ 250 \text{ kg/cm}^2, \text{ Esfuerzo Inicial de Tensado del Acero}$$

Además, considerando un 15% en pérdidas totales

$$f_{sa} = 0.85 f_{si} = 0.85(14250) = 12\ 112 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando la fuerza efectiva de presfuerzo requerida antes calculada, el área de acero de presfuerzo requerido se calcula como:



$$A_{cp\text{REQ}} = \frac{P_{o\text{REQ}}}{f_{po}} = \frac{48112}{12112} = 3.97 \text{ cm}^2$$

Usando Torones de 0.6" ϕ , $a_s = 1.40 \text{ cm}^2$

$$\# \text{ Torones} = \frac{A_{cp}}{a_s} = \frac{3.97 \text{ cm}^2}{1.40 \text{ cm}^2} = 2.83$$

⇒ Proponemos usar 3 Torones de 0.6" ϕ , en una espesa de 6 cm

- ◊ Cálculo de la Excentricidad del Centroides del Acero de Presfuerzo

Cálculo de la excentricidad respecto a la sección simple de la traba STT(SS):

$$e'_{cal} = 6.0 \text{ cm}$$

$$e = Y_{SSI} - e' = 41.07 - 6 = 35.07 \text{ cm}$$

⇒ $e = 35.07 \text{ cm}$

- ◊ Cálculo de Pérdidas Instantáneas o Inmediatas

- Debidas al Acortamiento Elástico

Cálculo de la Relación Modular de Elasticidad (n):

$$n = \frac{1.96 \times 10^6}{2.69 \times 10^5} = 7.28$$

Si estimamos que las pérdidas instantáneas son del orden del 10% y considerando que el esfuerzo inicial permisible en el acero de presfuerzo (torones de baja relajación) en el instante de la transferencia del presfuerzo debe ser menor o igual a 0.70 f_s , el esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia se calculará como:

$$f_{si} = 0.70 f_s = 0.70(19\ 000) = 13\ 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{si} = 0.90 f_s = 0.90(14\ 250) = 12\ 825 \text{ kg/cm}^2 < 0.70 f_s \text{ (Recomendación AASHTO 9.16.2.1.2)}$$

$$F_i = f_{si} A_{sp} = 12\ 825 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (3 \text{ torones}) = 53\ 970 \text{ kg}$$

$$f_{cr} = F_i \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SSI}} \right) - f_{traboi} = 53970 \left(\frac{1}{3675} + \frac{35.07}{61372.98} \right) - 5.94 = 39.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = 7.28(39.59) = 288.22 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ $ES = 288.22 \text{ kg/cm}^2$

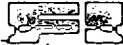
- Debidas a la Relajación Instantánea del Acero de Presfuerzo

$$CR_{s\text{inst}} = \frac{\log t}{40} \left(\frac{f_d}{f_s} - 0.55 \right) f_d$$

$$t = 18 \text{ horas}$$

$$CR_{s\text{inst}} = \frac{\log(18)}{40} \left(\frac{14\ 250}{19\ 000} - 0.55 \right) 14\ 250 = 89 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ $CR_s = 89 \text{ kg/cm}^2$



◊ Cálculo de Pérdidas Diferidas o a Largo Plazo

➤ Debidas a la Contracción del Concreto

$$SH = 1195 - 10.5RH \quad RH=70\% \text{ (Humedad Relativa)}$$

$$SH = 1195 - 10.5(70) = 460 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ SH=460 kg/cm²

➤ Debidas al Flujo Plástico del Concreto

$$CR_c = 12 f_{cr} - 7 f_{ods} \geq 0$$

$$f_{ods} = f_{osa} + f_{rabaSTT} = 13.50 + 30.36 = 43.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_c = 12(39.59) - 7(43.86) = 168.06 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ CR_c=168.06 kg/cm²

➤ Debidas a la Relajación Diferida del Acero de Presfuerzo

$$CR_{s \text{ dif}} = 0.3 [1400 - 0.4 ES - 0.2 (SH + CR_c)]$$

$$CR_{s \text{ dif}} = 0.3 [1400 - 0.4 (288.22) - 0.2 (460 + 168.06)] = 347.73 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ CR_{s dif}=347.73 kg/cm²

En resumen, se producirán las siguientes pérdidas de la fuerza de presfuerzo en el elemento:

Resumen de Pérdidas			
Concepto		kg/cm ²	% f _{cl}
ES	Akortamiento Elástico del Concreto	288.2	2.0
CR _{s inst}	Relajación Instantánea del Acero de Presfuerzo	89	0.6
Pérdida Instantánea		377.2	2.6
SH	Contracción del Concreto	460	3.2
CR _c	Flujo Plástico del Concreto	168.6	1.2
CR _{s dif}	Relajación Diferida del Acero de Presfuerzo	347.7	2.5
Pérdida Diferida		873.3	6.9
Δf _o	Pérdida Total	1353.6	9.5
$f_{ca} = f_{cl} - \Delta f_{o \text{ inst}} = 14\ 250 - 377.2 = 13\ 873 \text{ kg/cm}^2$ $f_{ca} = f_{cl} - \Delta f_{o} = 14\ 250 - 1353.6 = 12\ 896 \text{ kg/cm}^2$			

◊ Revisión de Esfuerzos Permisible

□ En la Etapa de Transferencia del Presfuerzo

Esfuerzos Permisibles en la Transferencia	
Compresión	0.6 f _{ca} = 168.0 kg/cm ²
Tensión	0.8 √f' _{cl} = 13.4 kg/cm ²

Donde: f_{ca}=0.80 f_c = 0.80(350 kg/cm²) = 280 kg/cm² (resistencia del concreto en el instante de la transferencia).

Esfuerzo en el acero inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo:

$$f_{si} = f_{sl} - \Delta f_{s \text{ inst}} = 14\ 250 - 377.20 = 13\ 872 \text{ kg/cm}^2 > 0.75 f_s = 13\ 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K}$$

Fuerza de tensado inmediatamente después de la transferencia:

$$P_1 = f_{si} A_{sp} = 13\ 300 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (3 \text{ torones}) = 55\ 860 \text{ kg}$$



Esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo inmediatamente después de la transferencia:

$$f_i = F_i \left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e}{S_{ssi}} \right) = 55860 \left(\frac{1}{3675} + \frac{35.07}{61372.96} \right) = 47.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = F_i \left(\frac{1}{A_{ss}} - \frac{e}{S_{ssb}} \right) = 55860 \left(\frac{1}{3675} - \frac{35.07}{51514.15} \right) = -22.83 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Actuantes		
Carga	Fibra Inferior	Fibra Superior
Presfuerzo	47.12	-22.83
Peso Propio	-5.94	7.09
Resultado	41.18	-15.7
Revisión	-13.4 < 41.18 < 168 O.K	-13.4 < -15.7 < 168 O.K

↳ Los esfuerzos actuantes en el instante de la transferencia se encuentran dentro de los límites permisibles en la fibra inferior, pero en la fibra superior se deberá suministrar acero de tensión.

El acero de tensión requerido se calculara de la siguiente manera:

$$\Delta f_{tension} = f_{permisible} - f_{actuante} = 15.70 - 14.3 = 1.40 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que el esfuerzo requerido es poco considerable se colocara el refuerzo mínimo requerido. Se colocarán 2 # 4 ($A_s=2.54 \text{ cm}^2$) como mínimo en el techo superior.

➤ En la Etapa Final o de Servicio

Esfuerzos Permisibles en Servicio	
Compresión	$0.45 f_c = 157.5 \text{ kg/cm}^2$ (Traba L)
Tensión	$1.6 \sqrt{f_c} = 29.9 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo efectivo en el acero, éste se da cuando ya se han presentado las pérdidas totales

$$f_{se} = f_{si} - \Delta f_s = 14\ 250 - 1\ 353.60 = 12\ 896 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza efectiva de presfuerzo:

$$P_o = f_{se} A_{sp} = 12\ 896 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (3 \text{ toronas}) = 54165 \text{ kg}$$

Esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo efectivo:

$$f_i = P_o \left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e}{S_{ssi}} \right) = 54165 \left(\frac{1}{3675} + \frac{35.07}{61372.96} \right) = 45.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = P_o \left(\frac{1}{A_{ss}} - \frac{e}{S_{ssb}} \right) = 54165 \left(\frac{1}{3675} - \frac{35.07}{51514.15} \right) = -22.14 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Actuantes (CM + CV + Sismo)		
Carga	Fibra Inferior	Fibra Superior
Presfuerzo Efectivo	45.70	-22.14
Peso Propio Traba T-L	-5.94	7.10
Traba-STT	-30.36	36.16
Losa	-13.50	16.07
Carga Viva reducida	-2.24	2.67
Sismo	-18.50	21.99
Resultado	-29.9	64.91
Revisión	-29.9 < -29.9 O.K	64.91 < 157.50 O.K



Revisión de la Capacidad Última

Además de haber verificado que los esfuerzos se encuentran dentro de los límites permisibles, es preciso hacer una revisión de la capacidad última a flexión del elemento que se está diseñando

- ◊ Revisión de Resistencia a Flexión (Ruptura)

Se deberá de cumplir con lo siguiente:

$$M_u \leq M_R = \phi M_n$$

Cálculo del porcentaje de acero de presfuerzo:

Considerando 3 torones, de 0.6ϕ , actuando en la sección donde se produce el momento máximo:

$$p_{\text{presf}} = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4.20 \text{ cm}^2 \\ b = 25 \text{ cm} \\ d = h - e' = 90 - 6.0 = 84.0 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$p_{\text{presf}} = \frac{4.20}{25(84)} = 0.0020$$

Cálculo del esfuerzo promedio del acero de presfuerzo para carga última:

$$f_{cu}^* = f_s \left[1 - \left(\frac{1}{2} \right) (Q_{\text{presf}} + Q_{\text{reflex}} - Q_{\text{reflex}}) \right]$$

$$f_{cu}^* = 19\,000 \left[1 - \left(\frac{1}{2} \right) (0.17 + 0 + 0) \right] = 17385 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de la fuerza a tensión

$$T_{\text{cp}} = A_{\text{sp}} f_{\text{sp}} = (4.20)(17385) = 73017 \text{ kg}$$

$$a = \frac{A_{\text{sp}} f_{\text{sp}}}{b f' c} = \frac{73017}{(25)(280)} = 10.43 \text{ cm}$$

Cálculo del momento resistente

El momento resistente en una sección rectangular es calculado como:

$$M_R = \phi \cdot M_n = \phi \cdot \left[T_{\text{cp}} \left(d_{\text{sp}} - \frac{a}{2} \right) + T_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$M_R = 0.9 \cdot \left[73017 \left(84 - \frac{10.43}{2} \right) \right] = 5\,177\,379 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Rightarrow M_R = 51\,773 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

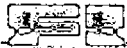
Cálculo del Momento Último en el extremo 4 C.M. + C.V. + Sismo

$$M_u = \gamma [\beta_{\text{cm}} \Sigma M_{\text{cm}} + \beta_{\text{cv}} \Sigma M_{\text{cv}}]$$

$$M_u = 1.1 [(3\,650 \text{ kg}\cdot\text{m} + 18\,630 \text{ kg}\cdot\text{m} + 8\,280 \text{ kg}\cdot\text{m}) + (1\,380 \text{ kg}\cdot\text{m}) + (11\,330)]$$

$$\Rightarrow M_u = 47\,597 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\Rightarrow M_R = 51\,773 \text{ kg}\cdot\text{m} > M_u = 47\,597 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{O.K}$$



Cálculo en el extremo de la trabe Portante L.

Se revisaran los esfuerzos permisibles del presfuerzo, y la diferencia de esfuerzos será tomada por acero dúctil.

- ◊ Cálculo de la Excentricidad del Centroide del Acero de Presfuerzo

Cálculo de la excentricidad respecto a la sección simple de la trabe STT(SS):

$$e'_{cal} = 6.0 \text{ cm}$$

$$e = Y_{SS1} - e' = (90 - 41.07) - 6 = 42.93 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e = 42.93 \text{ cm}$$

- ◊ Cálculo de Pérdidas Instantáneas o Inmediatas

➤ Debido al Acortamiento Elástico

Cálculo de la Relación Modular de Elasticidad (n):

$$n = \frac{1.96 \times 10^6}{2.69 \times 10^5} = 7.28$$

Si estimamos que las pérdidas instantáneas son del orden del 10% y considerando que el esfuerzo inicial permisible en el acero de presfuerzo (torones de baja relajación) en el instante de la transferencia del presfuerzo debe ser menor o igual a $0.70f_s$, el esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia se calculará como:

$$f_{si} = 0.70f_s = 0.70(19\ 000) = 13\ 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{si} = 0.90f_s = 0.90(14\ 250) = 12\ 825 \text{ kg/cm}^2 < 0.70f_s \text{ (Recomendación AASHTO 9.16.2.1.2)}$$

$$F_i = f_{si} A_{sp} = 12\ 825 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (3 \text{ torones}) = 53\ 970 \text{ kg}$$

$$f_{cr} = F_i \left(\frac{1}{A_{SS}} + \frac{e}{S_{SS1}} \right) - f_{trcbol} = 53970 \left(\frac{1}{3675} + \frac{42.93}{51514.15} \right) - 13.00 = 46.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = 7.28(46.66) = 339.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow ES = 339.70 \text{ kg/cm}^2$$

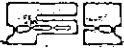
➤ Debido a la Relajación Instantánea del Acero de Presfuerzo

$$CR_{s \text{ inst}} = \frac{\log t}{40} \left(\frac{f_{ci}}{f_s} - 0.55 \right) f_{ci}$$

$$t = 18 \text{ horas}$$

$$CR_{s \text{ inst}} = \frac{\log(18)}{40} \left(\frac{14\ 250}{19\ 000} - 0.55 \right) 14\ 250 = 89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow CR_s = 89 \text{ kg/cm}^2$$



◊ Cálculo de Pérdidas Diferidas o a Largo Plazo

➤ Debidas a la Contracción del Concreto

$$SH = 1195 - 10.5RH \quad RH=70\% \text{ (Humedad Relativa)}$$

$$SH = 1195 - 10.5(70) = 460 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow SH=460 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Debidas al Flujo Plástico del Concreto

$$CR_c = 12 f_{cr} - 7 f_{ods} \geq 0$$

$$f_{ods} = f_{osa} + f_{trabASTT} = 28.73 + 64.56 = 93.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_c = 12(46.66) - 7(77.56) = 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow CR_c=17.00 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Debidas a la Relajación Diferida del Acero de Presfuerzo

$$CR_{s \text{ difer}} = 0.3 [1400 - 0.4 ES - 0.2 (SH + CR_c)]$$

$$CR_{s \text{ difer}} = 0.3 [1400 - 0.4 (399.45) - 0.2 (460 + 17.0)] = 343.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow CR_{s \text{ difer}}=343.45 \text{ kg/cm}^2$$

En resumen, se producirán las siguientes pérdidas de la fuerza de presfuerzo en el elemento:

Resumen de Pérdidas			
	Concepto	kg/cm ²	% f _{cl}
ES	Acortamiento Elástico del Concreto	339.7	2.4
CR _{s inst}	Relajación Instantánea del Acero de Presfuerzo	89	0.6
Pérdida Instantánea		428.70	3.0
SH	Contracción del Concreto	460	3.2
CR _c	Flujo Plástico del Concreto	17	0.2
CR _{s difer}	Relajación Diferida del Acero de Presfuerzo	343.5	2.4
Pérdida Diferida		820.5	5.8
Δf _s	Pérdida Total	1249.2	9.0
$f_{cl} = f_{cs} - \Delta f_{s \text{ inst}} = 14\ 250 - 428.7 = 13\ 821 \text{ kg/cm}^2$			
$f_{cs} = f_{cl} - \Delta f_{s} = 14\ 250 - 1249.2 = 13\ 000 \text{ kg/cm}^2$			

◊ Revisión de Esfuerzos Permisible

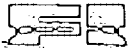
➤ En la Etapa de Transferencia del Presfuerzo

Esfuerzos Permisibles en la Transferencia	
Compresión	$0.6 f_{cl} = 168.0 \text{ kg/cm}^2$
Tensión	$0.8 \sqrt{f'_{cs}} = 13.4 \text{ kg/cm}^2$

Donde: $f_{cl} = 0.80 f_c = 0.80(350 \text{ kg/cm}^2) = 280 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia del concreto en el instante de la transferencia).

Esfuerzo en el acero inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo:

$$f_{st} = f_{si} - \Delta f_{s \text{ inst}} = 14\ 250 - 428.7 = 13\ 821.3 \text{ kg/cm}^2 > 0.75 f_s = 13\ 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K}$$



Fuerza de tensado inmediatamente después de la transferencia:

$$P_i = f_{si} A_{sp} = 13\,300 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (3 \text{ torones}) = 55\,860 \text{ kg}$$

Esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo inmediatamente después de la transferencia:

$$f_i = F_i \left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e}{S_{ssi}} \right) = 55860 \left(\frac{1}{3675} - \frac{42.93}{61372.96} \right) = -23.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_o = F_i \left(\frac{1}{A_{ss}} - \frac{e}{S_{sso}} \right) = 55860 \left(\frac{1}{3675} + \frac{42.93}{51514.15} \right) = 61.75 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Actuantes		
Carga	Fibra Inferior	Fibra Superior
Presfuerzo	-23.87	61.75
Peso Propio	10.92	-13.00
Resultante	-12.95	48.75
Revisión	-13.4 < -12.95 < 168 O.K	-13.4 < 48.7 < 168 O.K

⇒ Los esfuerzos actuantes en el instante de la transferencia se encuentran dentro de los límites permisibles.

➤ En la Etapa Final o de Servicio

Esfuerzos Permisibles en Servicio	
Compresión	0.45 f _c = 157.5 kg/cm ² (Trabe L)
Tensión	1.6 √f _c = 32.0 kg/cm ²

Esfuerzo efectivo en el acero, éste se da cuando ya se han presentado las pérdidas totales

$$f_{se} = f_{si} - \Delta f_s = 14\,250 - 1\,249.2 = 13\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza efectiva de presfuerzo:

$$P_e = f_{se} A_{sp} = 13\,000 \text{ kg/cm}^2 (1.40 \text{ cm}^2) (3 \text{ torones}) = 54\,603 \text{ kg}$$

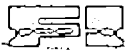
Esfuerzos en el concreto debidos al presfuerzo efectivo:

$$f_i = P_o \left(\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e}{S_{ssi}} \right) = 54603 \left(\frac{1}{3675} - \frac{42.93}{61372.96} \right) = -23.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_o = P_o \left(\frac{1}{A_{ss}} - \frac{e}{S_{sso}} \right) = 54603 \left(\frac{1}{3675} + \frac{42.93}{51514.15} \right) = 60.36 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos Actuantes (CM) + C _{vred} + Sismo		
Carga	Fibra Inferior	Fibra Superior
Presfuerzo Efectivo	-23.34	60.36
Peso Propio Trabe T-L	10.92	-13.00
Traba-STT	54.19	-64.56
Losa	24.11	-28.73
Carga Viva reducida	4.02	-4.79
Sismo	67.13	-79.98
Resultante	137.0	-130.7
Revisión	137.0 < 157.50 ✓	-130.7 > -29.9 X

⇒ Los esfuerzos actuantes en el instante de la transferencia se encuentran dentro de los límites permisibles en la fibra inferior, pero en la fibra superior no pasa. Por lo tanto el diferencial tendrá que ser tomado por el acero de refuerzo ordinario longitudinal.



El acero de tensión requerido se calculara de la siguiente manera:

$$\Delta f_{tension} = f_{actuante} - f_{permisible} = 130.7 - 29.90 = 100.8 \text{ kg/cm}^2$$

Por triángulos semejantes tenemos:

$$x = \frac{90 \times 100.80}{(137 + 100.8)} = 38.15 \text{ cm}$$

$$T = 38.15 \times 100.8 \times 35 / 2 = 67\,296.60 \text{ kg}$$

$$A_s = \frac{T}{0.6 F_y} = \frac{67\,296.6}{0.6 \times 4200} = 26.70 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 6 # 8 ($A_s = 30.40 \text{ cm}^2$) como mínimo en el lecho superior.

Revisión de la Capacidad Última

Además de haber verificado que los esfuerzos se encuentran dentro de los límites permisibles, es preciso hacer una revisión de la capacidad última a flexión del elemento que se está diseñando:

- ◊ Revisión de Resistencia a Flexión (Ruptura)

Se deberá de cumplir con lo siguiente:

$$M_u \leq M_R = \phi M_n$$

Cálculo del porcentaje de acero de presfuerzo:

Considerando 3 torones, de $0.6'' \phi$, actuando en la sección donde se produce el momento máximo:

$$\rho_{\text{presf}} = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4.20 \text{ cm}^2 \\ b = 25 \text{ cm} \\ d = h - e' = 90 - 6.0 = 84.0 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\rho_{\text{presf}} = \frac{4.20}{25(84)} = 0.0020$$

Cálculo del porcentaje de acero de refuerzo:

Considerando 6 varillas, del No. 8, actuando en la sección donde se produce el momento máximo:

$$\rho_{\text{refuerzo tensión}} = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_s = 30.40 \text{ cm}^2 \\ b = 25 \text{ cm} \\ d = h - e' = 90 - 5.0 = 85.0 \text{ cm} \end{array} \right.$$

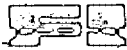
$$\rho_{\text{refuerzo tensión}} = \frac{30.40}{25(85)} = 0.0143$$

Nota: El porcentaje de refuerzo a compresión se desprecia.

Cálculo del esfuerzo promedio del acero de presfuerzo para carga última:

$$f_{su}^* = f_s \left[1 - \left(\frac{1}{2} \right) (Q_{\text{presf}} + Q_{\text{reflen}} - Q_{\text{refcom}}) \right]$$

$$f_{su}^* = 19\,000 \left[1 - \left(\frac{1}{2} \right) (0.17 + 0.22 - 0) \right] = 15\,295 \text{ kg/cm}^2$$



Cálculo de la fuerza a tensión

$$T_{cp} = A_{cp}f_{cp} = (4.20)(15295) = 64239\text{kg}$$

$$T_{cct} = A_{cct}f_{cct} = (30.40)(4200) = 127680\text{kg}$$

$$a = \frac{A_{cp}f_{cp} + A_{cct}f_{cct}}{bf'c} = \frac{64239 + 127680}{(25)(280)} = 27.42\text{cm}$$

Cálculo del momento resistente

El momento resistente en una sección rectangular es calculado como:

$$M_R = \phi \cdot M_n = \phi \cdot \left[T_{cp} \left(d_{cp} - \frac{a}{2} \right) + T_{cct} \left(d_{cct} - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$M_R = 0.9 \cdot \left[64239 \left(84 - \frac{27.42}{2} \right) + 127680 \left(85 - \frac{27.42}{2} \right) \right] = 12\,255\,899 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Leftrightarrow M_R = 122\,559 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Cálculo del Momento Ultimo en el extremo 4 C.M. + C.V. + Sismo

$$M_u = \gamma [M_{CM} + M_{CV}]$$

$$M_u = 1.1 [(6\,700 \text{ kg}\cdot\text{m} + 33\,260 \text{ kg}\cdot\text{m} + 14\,800 \text{ kg}\cdot\text{m}) + (2470 \text{ kg}\cdot\text{m}) + (41\,200)]$$

$$\Leftrightarrow M_u = 108\,273 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\Leftrightarrow M_R = 122\,559 \text{ kg}\cdot\text{m} > M_u = 108\,273 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{O.K.}$$

◊ Revisión de los Límites de Ductilidad

➤ Revisión del Límite Inferior (Acero Mínimo)

Debemos cumplir con:

$$\phi M_n \geq 1.2M_{cr}^*$$

$$M_{cr}^* = (f_r + f_{ps_i}) \cdot S_{sc_i} - M_{cvs} \left(\frac{S_{sc_i}}{S_{ss_i}} - 1 \right) \quad \left| \begin{array}{l} f_r = 2\sqrt{f'_c} = 2\sqrt{350} = 37.42 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ps_i} = 210.1 \text{ kg/cm}^2 \\ M_{cvs} = 20\,237\,000 \text{ kg}\cdot\text{cm} \end{array} \right.$$

$$M_{cr}^* = (40.0 + 210.1) \cdot 224\,080 - 20\,237\,000 \left(\frac{224\,080}{189\,636} - 1 \right) = 52\,366\,718 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

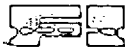
$$\Leftrightarrow 1.2 \cdot M_{cr}^* = 62\,840\,060 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$\Leftrightarrow M_R = 122\,559 \text{ kg}\cdot\text{m} > 1.2M_{cr}^* = 62\,840 \text{ kg}\cdot\text{m} \quad \text{O.K.}$$

➤ Revisión del Límite Superior (Acero Máximo)

Para una sección rectangular (el bloque de compresiones queda dentro del la losa y el patín) se debe cumplir con:

$$\frac{P^* \cdot f_{bu}^*}{f'_c} \leq 0.36\beta$$



$$\frac{\rho \cdot f_{cu}}{f_c} = \frac{0.00128(18\ 405)}{250} = 0.094$$

$$0.36\beta_1 = 0.36(0.87) = 0.313$$

$$\Rightarrow 0.094 < 0.313 \text{ O.K}$$

De diseño por flexión se desprende el siguiente resumen:

Resumen del Diseño por Flexión		
Esfuerzos Actuantes	<	Esfuerzos Permisibles ✓
Momento Ultimo	<	Momento Resistente ✓
\Rightarrow Usar 3 torones de $0.6'' \phi$, 270 ksi, $\alpha_s = 1.40 \text{ cm}^2$, tensados a $f_a = 0.75f_s = 14\ 250 \text{ kg/cm}^2$ $F_1 = 19\ 950 \text{ kg}$		

5.4.4 Diseño de Columna de Concreto reforzado

Se diseñara la columna basándose en lo siguiente:

Condición: CM+Cv máx+P1(Pos. De grúa 1)+Sismo

CM+Cv máx+P1(Pos. De grúa 1)+Sismo (Dirección x)

$$P_{axial} = 1.10(82\ 699) = 90\ 968.90 \text{ kg}$$

$$M_y = 1.10(234\ 977) = 258\ 474.70 \text{ kg}$$

$$V_x = 1.10(18\ 227.80) = 20\ 050.58 \text{ kg}$$

CM+Cv máx+P1(Pos. De grúa 1)+Sismo (Dirección y)

$$P_{axial} = 1.10(90\ 756) = 99\ 831.60 \text{ kg}$$

$$M_y = 1.10(99\ 714) = 109\ 685.40 \text{ kg}$$

$$V_x = 1.10(14\ 156) = 15\ 571.60 \text{ kg}$$

Según las NTC se deberá analizar 100Sx + 30Sy

$$P_{axial\ diseño} = 90\ 968 + (99\ 831)(0.30) = 120\ 918 \text{ kg}$$

$$M_y = 258\ 474.70 \text{ kg.m}$$

$$M_x = (0.30)(109\ 685) = 120\ 918 \text{ kg}$$

$$V_x = 20\ 050 \text{ kg}$$

$$V_y = (0.30)(15\ 571) = 4671 \text{ kg}$$

Según las NTC se deberá analizar 30Sx + 100Sy

$$P_{axial\ diseño} = (90\ 968)(0.3) + 99\ 831.60 = 127\ 122.9 \text{ kg}$$

$$M_y = (258\ 474)(0.3) = \text{kg.m}$$

$$M_x = 109\ 685 \text{ kg}$$



$$V_x = (20\ 050.60)(0.30) = 6015 \text{ kg}$$

$$V_y = 15\ 571.60 \text{ kg}$$

Según las NTC se deberá analizar $100S_x \diamond 30S_y$

Efectos de esbeltez en la dirección:

Se podrá despreciar si $\frac{H'}{r} < 22$

Cálculo de H' en dirección X

Se considera que el miembro no está restringido lateralmente

$K=2.0$

$$H = (1\ 320 - 9.00) = 1230 \text{ cm}$$

$$H' = kH = (2.00)(1230) = 2460 \text{ cm}; r = 0.3h = 30$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{2460}{30} = 82 \gg 22$$

Factor de amplificación:

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq 1.0$$

Carga Crítica: P_c

$$P_c = \frac{F_{cr} EI}{H'^2} = \frac{(0.85)(\pi^2)(6.61E+11)}{(2460)^2} = 916780 \text{ kg}$$

$$EI = 0.40 \frac{E_c I_g}{1 + \mu} = 0.40 \frac{(242487)(7500000)}{1 + 0.10} = 6.61E11 \text{ kg/m}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12} (90)(100^3) = 7500000 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 120\ 918 \text{ kg}$$

$$E_c = 14000 \sqrt{300} = 242487 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{120918}{916780}} = 1.15$$

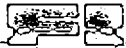
Cálculo de H' en dirección Y

Se considera que el miembro está restringido lateralmente

$K=1.0$

$$H = (1\ 320 - 9.00) = 1230 \text{ cm}$$

$$H' = kH = (1.00)(1230) = 1230 \text{ cm}; r = 0.3h = 27 \text{ cm}$$



$$\frac{H'}{r} = \frac{1230}{27} = 45 \gg 22$$

Factor de amplificación:

$$P_c = \frac{F_{rr} EI}{H'^2} = \frac{(0.85)(\pi^2)(5.35E+11)}{(1230)^2} = 29666622 \text{ kg}$$

$$EI = 0.40 \frac{E_d I_g}{1 + \mu} = 0.40 \frac{(242487)(6075000)}{1 + 0.10} = 5.35E + 11 \text{ kg/m}^2$$

$$I_g = \frac{1}{12} (100)(90^3) = 6075000 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 120918 \text{ kg}$$

$$E_c = 14000 \sqrt{300} = 242487 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{120918}{29666622}} = 1.02$$

Se procede a hacer el diseño considerando la flexocompresión principal en la dirección X.

$$M_{u_x} = F_a (M_{ux} + P_{uax}) = 1.15 [258474 + (120918)(0.05)] = 304198 \text{ kg.m}$$

$$M_{u_y} = F_a (M_{uy} + P_{uay}) = 1.04 [32905 + (120918)(0.05)] = 40509.56 \text{ kg.m}$$

$$e_x = \frac{304198}{120918} = 2.516 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{40590}{120918} = 0.335 \text{ m}$$

Parámetros adimensionales de las cargas de Diseño Estructural

La columna se diseñara a flexocompresión biaxial con los datos siguientes:

$$k = \frac{P_u}{F_R b h^2 f'_c} = \frac{120918}{[(0.85)(90)(100)(255)]} = 0.082$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{b h^2 f'_c} = \frac{(304198)(100)}{[(90)(100^2)(255)]} = 0.1325$$

$$\frac{R_y}{R_x} = \frac{M_{uy}}{M_{ux}} = \frac{40509}{304198} = 0.1332$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{251.60}{100} = 2.52$$

$$\frac{d}{b} = 0.95$$

Usando las gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado del Instituto de Ingeniería. Fig. 9

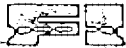
$$q \cong 0.25$$

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.25 \frac{255}{4200} = 0.015$$

$$A_{s_x} = \rho b h = (0.015)(100)(90) = 136.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_y} = (136.60)(0.1332) = 18.19 \text{ cm}^2$$

El área de acero total es:



$$As_{\text{Total}} = As_x + As_y = 136.60 + 18.19 = 154.80\text{cm}^2$$

Proponiendo Var. No. 8 $As_{\text{p8}} = 5.06\text{cm}^2$

$$\text{No.deVarillas} = \frac{154.80}{5.06} = 30.55\text{varillas}$$

$\rightarrow \therefore 32\text{Var}\#8$

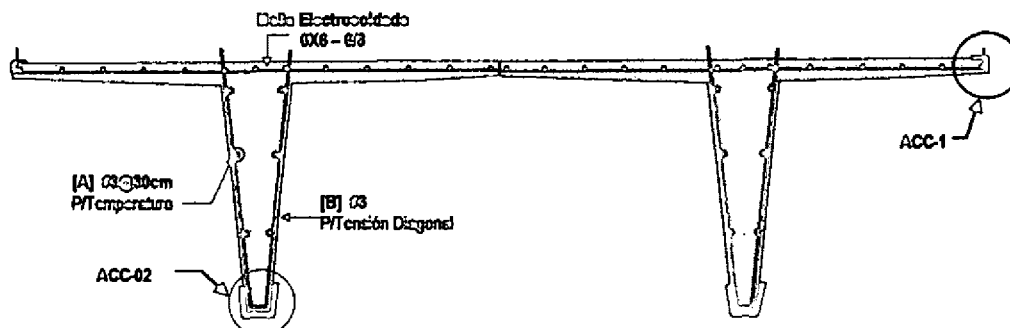
Capítulo 6 Costos y conclusiones

6.1 Costos de la Nave de Presfuerzo

El proyecto final de la nave de concreto presfuerzo estará formado por 18 Traves STT, 12 Traves Portantes L y 14 columnas de 1.00 x .90m, cuyos requerimientos y especificaciones se resumen a continuación:

Las Traves deberán izarse a una altura de 13.20 m
El lugar de la obra se encuentra en Celaya Guanajuato

6.1.1 Insumos de la Trave STT



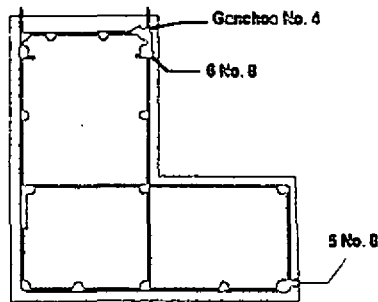
DETALLE TRANSVERSAL DEL ARMADO DE LA TRAVE STT

INSUMOS EN LA TRAVE STT

Acero de Refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$								
Tipo	ϕ	Croquis	n	a cm	b cm	l cm	L m	W kg
A	3		12	3200		3200	384	216
B	3		184	5	100	205	378	213
C	3		184	18		18	34	18
D	4		8	300		300	24	24
Poco Total de Acero de Refuerzo								471
ACERO DE PRESFUERZO $f_p=16920 \text{ kg/cm}^2$								
Torón	0.6"	1.103 kg/m	5	3200		3200	160	176.48
MALLA ELECTROSOLDADA $f_y=5000 \text{ kg/cm}^2$								
6X6-6/6		1.93 kg/m ²				32X3=96 m ²		185.28
Concreto $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$								
Area STT		L	V	2 Traves TT		V _T		
m ²		m	m ³	m ³		m ³		
$\frac{(0.1086 + .2286)}{2} = 0.1686$		32	5.39	2		10.79		
Acero estructural $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$								
3/8	3		16	2"	4"	10	75	18

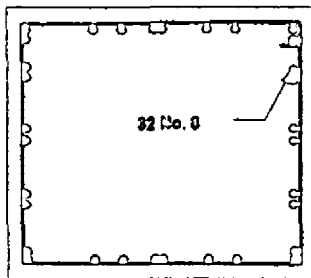


6.1.2 Insumos de la Trabe Portante L



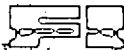
INSUMOS EN LA TRABE PORTANTE L							
Acero de Refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$							
Tipo	ϕ	Croquis	N	a cm	b cm	l cm	L M Kg
A	8		2	900		900	18 72
B	3		27	35	90	215	58 33
C	8		12	300		300	36 144
D	3		27	50	35	170	46 26
E	6		6	900		900	54 121
F	3		27	35		35	10 6
Peso Total de Acero de Refuerzo							402
ACERO DE PRESFUERZO							
Torón	0.6"	1.103 kg/m	3	9500		9500	28.5 31.5
Concreto $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$							
Area ST	L	V	V_T				
m^2	m	m^3	m^3				
0.3675	9	3.31	3.31				
Acero estructural $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$							
3/8	3		10	10	10	20	75 38

6.1.3 Insumos debido a la columna



INSUMOS EN LA COLUMNA C-1								
Acero de Refuerzo $f_y=6200 \text{ kg/cm}^2$								
Tipo	ϕ	Croquis	N	a cm	b cm	l cm	L M	W Kg
A	8		32	1320		1320	422	1681
B	3		74	90	100	380	282	158
C	3		74	100		100	74	42
Peso Total de Acero de Refuerzo								1881
Concreto $f'c= 300 \text{ kg/cm}^2$								
Area ST	L	V	V_T					
m^2	m	m^3	m^3					
0.90	13.20	11.88	11.88					

Peso de la Traba STT es: 25.90 ton Longitud: 32.00 m
 Peso de la Traba Portante L es: 7.84 ton Longitud: 9.00 m
 Peso de la Columna es: 20.51 ton Longitud: 13.20 m



Precio Unitario de Columnas C-1					
Concepto	Cantidad	Unidad	C.D.	Importes	Porcentajes
Costos de Insumos					
Concreto Premezclado					\$10,345.70
De 350 kg/cm2	11.88	M3	\$768.49	9,129.66	44.77%
Colocación del Molde	11.88	M3	\$40.88	485.65	
Curado a Vapor	11.88	M3	\$61.48	730.38	
Acero de Refuerzo					\$9,693.96
No. 3	200.00	Kg	\$5.10	1020.00	41.95%
No. 8	1681.00	Kg	\$5.16	8673.96	
Cargos de Producción					
Perímetro del molde (ml):	28.40	Usos:	20.0		\$3,069.97
Uso del Molde	1.42	M2	878.15	1246.97	13.28%
Cargo de Maniobras	28.51	Ton	60.91	1736.67	
Cargo por Acabados	13.20	ml	6.54	86.33	
Precio por Pieza					
Porcentaje de Indirectos:	52			Insumos: \$20,039.66	86.72%
Precio por m3	2956.79			Cargos: \$3,069.97	13.28%
Precio por ml	2661.11			C. Directo \$23,109.62	65.79%
Precio por m2	2661.11			Ind. + Ut.: \$12,017.00	34.21%
				Precio: \$35,123.63	100.00%

Precio Unitario de Elemento Especial STT					
Concepto	Cantidad	Unidad	C.D.	Importes	Porcentajes
Costos de Insumos					
Concreto Premezclado					\$9,519.15
De 350 kg/cm2	10.79	M3	\$768.49	8,292.01	37.37%
Colocación del Molde	10.79	M3	\$48.69	525.37	
Curado a Vapor	10.79	M3	\$65.04	701.78	
Acero de Refuerzo					\$1,987.16
De 0.6"	176.48	kg	\$11.26	1987.16	7.80%
Acero de Refuerzo					\$4,636.34
No. 3	447.00	Kg	\$5.10	2,279.70	18.20%
No. 4	24.00	Kg	\$5.09	122.16	
Malla Electrosoldada					
Tipo 6x6-6/6	185.28	kg	\$12.06	2,234.48	
Acero A-36					\$250.74
Placa	18	kg	\$13.93	250.74	0.98%
Cargos de Producción					
Per. del molde de 100cm de peralte (ml):	64.97	Usos:	8.0		\$9,080.04
Cargo por Molde	64.97	M2	\$109.77	7,131.68	35.65%
Cargo de Maniobras	25.90	Ton	\$60.91	1,577.33	
Cargo por Acabados	48.00	M2	\$7.73	371.04	
Precio por Pieza					
Porcentaje de Indirectos:	52			Insumos: \$16,393.40	64.35%
Precio por m3	\$3,588.47			Cargos: \$9,080.04	35.65%
Precio por ml	\$1,209.99			C. Directo \$25,473.44	65.79%
Precio por m2	\$403.3			Ind. + Ut.: \$13,246.19	34.21%
				Precio: \$38,719.62	100.00%

Precio Unitario de Elemento Especial TPL-50/E0					
Concepto	Cantidad	Unidad	C.D.	Importes	Porción
Costos de Insumos					
Concreto Promezclado					\$2,920.15
De 350 kg/cm2	3.31	M3	\$768.49	2,543.70	39.96%
Colocación del Molde	3.31	M3	\$48.69	161.16	
Curado a Vapor	3.31	M3	\$65.04	215.28	
Acero de Prefuerzo					\$351.09
De 0.6"	31.50	kg	\$11.26	354.69	4.49%
Acero de Refuerzo					\$2,070.42
No. 3	65.00	Kg	\$5.10	331.50	26.20%
No. 6	121.00	Kg	\$5.16	624.36	
No. 8	216.00	kg	\$5.16	1,114.56	
Acero A-33					\$520.34
Placa	38	kg	\$13.93	529.34	6.70%
Cargos de Producción					
Per. del molde de 100cm de peralte (ml):	16.20	Usos:	8.0		\$2,027.22
Cargo por Molde	16.20	M2	\$109.77	1,778.25	25.66%
Cargo de Maniobras	7.94	Ton	\$23.02	182.87	
Cargo por Acabados	855	M2	\$7.73	66.09	
Precio por Piezo					
Porcentaje de Indirectos:	52			Insumos:	\$5,874.60 74.34%
Precio por m3	\$3,628.63			Cargos:	\$2,027.22 25.66%
Precio por ml	\$1,264.29			C. Directo	\$7,901.81 65.79%
Precio por m2	\$2528.58			Ind. + Ut.:	\$4,108.94 34.21%
				Precio:	\$12,010.76 100.00%



6.1.4 Cálculo de la maniobra de Montaje

Cálculo de la maniobra de montaje				
Número de Viajes=14col+12/4TP+18=				35
Número de viajes por semana				10
Tiempo Total de Montaje (En Semanas)				3.5
Distancia del Lugar (km)				160
Tiempo de Tránsito de Grúa				5.33hrs
Distancia /30km/h				
Precio Flete del Camión				\$6674.90
Tipo de Grúa				90 ton
Numero de Gruas				1
Tipo de Pieza	Tiempo/pza	No. De pieza	Tiempo Total	
a) Columna	4.0 hrs	14	56 hrs	\$6,372/pza
b) Trabe TPL	1.5 hrs	12	18 hrs	\$2,390/pza
c) Trabe STT	1.0 hrs	18	18 hrs	\$1,593/pza
Armado y desarmado de Pluma	8.00 hrs	8	8 hrs	Precios Definitivos
Tiempo Total de montaje			100 hrs	M=\$1593/hr
TIEMPOS MUERTOS			68	
(No. De semanas x 48 hrs. - tiempo total)				
(Tiempo total x 1028 + tiempo muerto x 370 x No. De Gruas)				\$127,960.00
(tiempo de tránsito de grúa x 1028 x 2 x No. De Gruas)				\$10,958.00
FLETE DE PLUMA (si es necesario)=Flete x No. De grúas				\$6,675.00
Madrina=90x15xtiempo de tránsito de grúa x 2 No. De Gruas				\$960.00
			Total	\$148553.00/Man

Cotización						
	Fabricación	Transporte	Montaje	Total	No. De Piezas	Total
STT	38719.62	6911.84	1593.00	47224.46	18	850040.28
TPL	12010.76	1384.10	2390.00	15784.86	12	189418.32
C-1	35126.63	5221.84	6372.00	46720.47	14	654086.58
Trabe Camil	9496.33kg x 12.0765=			114682.45		114682.45
				Subtotal		\$1,808,227.63
				15% de IVA		\$271,234.14
				IMPORTE FINAL		\$2,079,461.77

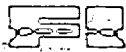


6.2 Costos de la Nave de Acero

El proyecto final de la nave de acero estará formado por la siguiente lista única de materiales, cuyos requerimientos y especificaciones se resumen a continuación:

El lugar de la obra se encuentra en Celaya Guanajuato

Nave de 32.00 m	
Perfil	TOTAL (tq)
LI 51X3	154.89
LI 64X5	4045.14
LI 64X6	953.28
LI 76X5	6348.10
LI 76X6	593.16
LI 76X8	1078.89
LI 102X6	10080.52
LI 102 X 8	4287.80
PL=3 mm	3810.86
PL=6 mm	2287.98
PL=8mm	1213.08
PL=10mm	9782.00
PL=13mm	3170.19
PL=19mm	871.88
PL=22mm	2768.90
IR 305X74.40	2293.54
IR 457X74.50	3343.61
IR457X89.10	494.82
IR457X96.70	2622.71
IR 457X105.30	12239.84
CE152X12.20	1959.40
CE 152X15.63	2300.29
CE 203X17.11	3365.82
CE 20X20.46	2309.38
CE 254X22.76	3766.27
CE 254X29.76	576.54
CE 305X37.20	4324.05
OS DIAM. 13	751.98
OR 76X3.20	3171.22
Total	94866.32
Instalación de lámina de Cubierta	14336.00
Total	14336.00
Tornillos	1523.59
Total	1523.59



Cotización Precio Alzado				
Descripción	Cantidad	Unidad	P.U.	Importe
1. Estructura	94966.32	Kg	12.0765	\$1,146,860.76
2. Tornillos	1523.59	Kg	47.918	\$73,007.38
4. Instalación de Lámina de cubierta	14336.00	Kg	23.0375	\$330,265.6
Subtotal				\$1,550,133.74
15 % de IVA				\$232,520.06
IMPORTE FINAL				\$1,782,653.80

Observación:

Está cotización incluye Suministro de materiales estructurales ASTM A-36, suministro de tomillería ASTM A-325 y ASTM A-307, negra, fabricación de acuerdo a códigos y estándares AISC/AWS, limpieza manual de superficies de acero estructural, suministro y aplicación de primario alquildico de taller, suministro y aplicación de esmalte alquildico de acabado, transporte y descarga de todos los materiales en el sitio de la obra, montaje de los materiales suministrados, montaje de lámina de cubierta, incluye elementos de fijación y sellado.

6.3 Conclusiones

El propósito fundamental de este trabajo fue exponer los principios básicos del análisis y diseño de una nave industrial de acero y otra nave de concreto presforzados, al tratar este tema me permitió tener un concepto más claro de lo que al análisis se refiere, y que de ello se desprenden las siguientes conclusiones:

La nave de Presforzado tuvo un 15% más de costo con respecto a la nave de Acero, en mi opinión esto debido al coeficiente sísmico que se aplico en el análisis sísmico para la nave de Presforzado, es por ello poco recomendable realizar Nave de concreto presforzado donde existan elevados coeficientes sísmicos.

En zonas no propensas a sismos las naves de concreto Presforzado pueden competir de manera eficiente con las naves de Acero.

Un aspecto distintivo del uso del concreto Presforzado es la utilización de plantas portátiles para fabricar a pie de obra los elementos que se utilizarán en los proyectos, lo que permite dar una solución adecuada a la problemática de transporte, velocidad de respuesta y supervisión de los trabajos.

En cuanto a la aplicabilidad del concreto presforzado en la construcción de Naves de Presforzado a estado en desuso debido a que no existe la investigación de estos sistemas estructurales en los círculos académicos, además que las Normas Técnicas Complementarias del reglamento del Distrito Federal mencionan al concreto presforzado es complicada su interpretación y otras veces incongruentes con sus anotaciones como lo mencionan otros compañeros en otros estudios. Por lo cual en mi opinión es necesario revisar las Normas mencionadas con respecto a lo antes mencionado.

Las ventajas únicas de las naves de acero con respecto a la Nave de Presforzado es su desempeño superior durante movimientos sísmicos, la ductilidad que caracteriza el acero lo convierte en el material más adecuado y económico para resistir sismos, reducción de los costos de los cimientos, el menor peso del acero requiere de cimientos más pequeños y manos costosos y completo reciclaje, la mayor parte del acero que se vende hoy en día ha sido reciclado, y prácticamente todo el acero obtenido de demoliciones es reciclado en un 100%.

Por último ambos elementos proporcionan claros más grandes, flexibilidad de diseño económico, tiempo reducido para la construcción, reducción de los costos financieros

Apéndice a

Ayudas de diseño

Este apéndice tiene como objetivo proporcionar equivalencias de uso común en la práctica de la ingeniería civil mexicana (MX)

FACTORES DE CONVERSION USS (United States System)				
Cantidades	Unidad	USS	Factor	MX
Longitud	Inch	In	2.54	Cm
	Foot	Ft	30.48	Cm
Fuerza	Pound	Lb	.453592	Kg
	Kilopound (1000 lb)	Kip	453.592	Kg
Esfuerzos	Pound - force per square inch (lb/in ²)	Psi	0.070307	Kg/cm ²
	Kilopound - force per square inch (kip/in ²)	Ksi	70.30690	Kg/cm ²
USS (Factor) = MX				

FACTORES DE CONVERSION SI (International System of Units)				
Cantidades	Unidad	SI	Factor	MX
Fuerza	Newton (kg m/s ²)	N	1/9.80665	Kg
Esfuerzos	Pascal (N/m ²)	Pa	1/9.80665	Kg/cm ²
SI (Factor) = MX				



Apéndice b

Ayudas de diseño

Este apéndice tiene como objetivo proporcionar al diseñador tablas para el análisis y diseño de naves industriales construidos con elementos de concreto presforzados y de acero.

Tabla B.1 Categoría del terreno según su Rugosidad

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones.	Franjas costeras, Zonas de Pantanos, campos aéreos	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, arboles y construcciones dispersas	Las obstrucciones tienen alturas de 1.5 a 10 m en una longitud mínima de 1500 m
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Area urbanas, suburbanas y de bosques, i cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Las obstrucciones presentan alturas de 3 a 45 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la construcción, la que sea mayor
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la construcción.

Tabla B.2 Clase de estructura según su tamaño

Clase	Descripción
A	Todo elemento de recubrimiento de fachadas, de ventaneras y de techumbres y sus respectivos sujetadores. Todo elemento estructural aislado, expuesto directamente a la acción del viento. Así mismas, todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sean horizontal o vertical, sea menor que 20 metros.
B	Toas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sean horizontales o verticales, varie entre 20 y 50 metros
C	Todas las construcciones mayor dimensión, ya sean horizontales o verticales, sea mayor que 50 metros

Tabla B.3 Factor de Tamaño, Fc

Clase de estructura	Fc
A	1.0
B	0.95
C	0.90

Tabla B.4 Valores de α y \bar{u}

Categoría del terreno	α			\bar{u} (m)
	Clase de la estructura			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.126	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455

Tabla B.5 Factor de topografía Local, F_T

Sitios	Topografía	F_T
Protegidos	Base de promontorios y faldas de serranías del lado se sotavento	0.8
	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que 5%.	1.0
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%, valles abiertos y litorales planos.	1.1
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que forman un embudo o cañón,	1.2

Tabla B.7 Relación entre la altitud y la presión Barométrica

Altitud (manm)	Presión Barométrica Ω (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

Nota: Puede interpolarse, para valores intermedios de a la altitud, hm.

Tabla B.8 Coeficiente de Presión Entorno, C_{pe}

Para muros (En Barlovento y Sotavento de construcción con Planta Rectangular Cerrada)

Superficie	Dirección del viento θ	α	Inclinación del techo γ	C_{pe}
Barlovento	Normal o paralelas a las generatrices	Cualquiera	Cualquiera	0.6
Sotavento	Normal a las generatrices ($\theta = 0^\circ$)	≤ 1	$< 10^\circ$	-0.5
		$= 2$		-0.3
		≥ 4		-0.2
		Cualquiera	$10^\circ \leq \gamma \leq 15^\circ$	-0.3
	$= 20^\circ$		-0.4	
	$\geq 25^\circ$		-0.5	
	Paralelas a las generatrices ($\theta = 90^\circ$)	≤ 1	Cualquiera	-0.5
		$= 2$		-0.3
≥ 4		-0.2		



Notas:

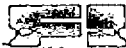
1. Se puede interpolar para obtener valores intermedios de d/b y
2. Esta tabla se aplica con ayuda de la fig. 1

Tabla B.9 Coeficiente de Presión Externa, C_{pe}
Para muros (para Zonas Laterales de construcciones con planta rectangular cerrada)

Distancia horizontal a lo largo de un muro lateral a la arista común con el muro de barlovento.	Coeficiente de presión exterior. C_{pe}
De 0 a 1H	-0.65
1H a 2H	-0.50
De 2H a 3H	-0.30
> 3H	-0.20

Tabla B.10 Coeficiente de Presión Externa, C_{pe}
Para techos (De construcciones con planta Rectangular Cerrada)

Dirección del viento θ	Angulo γ	Relación H/d	Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista superior del muro de barlovento	C_{pe}		
				Barlovento	Sotavento	
$\theta = 0^\circ$ Normal a las generatrices	10°	≤ 0.25	Toda el área del techo	-0.7	-0.3	
	15°			-0.5	0.00	-0.5
	20°			-0.3	0.2	-0.6
	30°			-0.2	0.3	-0.6
	20o			-0.2	0.3	-0.6
	35°			0.0	0.4	-0.6
	45°			0.5	-0.6	
	$\geq 60^\circ$			0.01 γ	-0.6	
	10°	0.50	Toda el área del techo	-0.9	-0.5	
	15°			-0.7	-0.5	
	20°			-0.4	0.00	-0.6
	30°			-0.3	0.2	-0.6
	20o			-0.2	0.2	-0.6
	35°			-0.2	0.3	-0.6
	45°			0.0	0.4	-0.6
	$\geq 60^\circ$			0.01 γ	-0.6	
	10°	$\geq 60^\circ$	Toda el área del techo	-1.3	-0.7	
	15°			-1.0	-0.6	
	20°			-0.7	-0.6	
	30°			-0.5	0.0	-0.6
	20o			-0.3	0.2	-0.6
	35°			0.2	0.2	-0.6
	45°			0.0	0.2	-0.6
	$\geq 60^\circ$			0.01 γ	-0.6	
Normal a las generatrices $\theta = 0^\circ$ y $\gamma < 10^\circ$ o paralelo a las generatrices $\theta = 90^\circ$ y γ todos		≤ 0.25	0 a 1H	-0.9		
			1H a 2H	-0.5		
			2H a 3H	-0.3		
			> 3H	-0.2		
		$\geq 1.0^\circ$	0 a H/2	-1.3		
			> H/2	-0.7		



Notas:

1. Esta tabla se utiliza con ayuda de la figura 1 y 2.
2. Cuando se muestren dos valores, el techo deberá diseñarse para el más desfavorable, ya que debido a la turbulencia del viento, el techo puede estar sometido a presiones positivas o negativas. Así mismo, deben considerarse las diferentes combinaciones de presiones exteriores e interiores a fin de utilizar la condición más adversa en el diseño.
3. Si se requieren valores del coeficiente de presión correspondientes a valores intermedios de γ , y de la relación H/d , puede realizarse una interpolación lineal, la cual se llevará a cabo entre valores del mismo signo.

**Tabla B.11 Factor de reducción, K_a
Para techos y muros (laterales)**

Área tributaria en m ²	Factor de reducción K_a
A	K_a
≤ 10	1.0
25	0.9
≥ 100	0.8

Nota:

1. Puede interpolarse para valores intermedios de área tributaria, A.
2. Para muros de silos y tanques cilíndricos K_a , igual a 1.0

**Tabla B.12 Factor de Presión Local, K_L
Para recubrimientos y sus cubiertas (empujes)**

Presión Externa	Caso	Parte de la Estructura	Altura de la estructura	Zona de elección	Área de elección	K_L
Empuje (+)	1	Muro de Barlovento	Cualquiera	Cualquiera sobre el muro de barlovento	≤ 0.25a ²	1.25
	2	(a)	Techo	Cualquiera	El ancho de la zona será 1.0a, a todo lo largo del borde del techo incluyendo la cumbrera si es un techo a dos aguas	≤ a ²
Muros laterales			H < 25m	El ancho de la zona será de 1.0a, a lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento	≤ a ²	1.50
(b)		Muros laterales	H ≥ 25m	La zona afectada se localiza a una distancia mayor que 1.0a, a partir del borde del muro de barlovento.	≤ 0.25a ²	1.50
3		(a)	Techo	Cualquiera	El ancho de la zona será de 0.5a, a todo lo largo del techo incluyendo la cumbrera si es un techo a dos aguas	≤ 0.25a ²
	Muros laterales		H < 25m	El ancho de la zona será de 0.5a, a lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento	≤ 0.25a ²	2.00
	(b)	Muros laterales	H ≥ 25m	El ancho de la zona será de 1.0a, a lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento	≤ a ²	2.00
	4	Muros laterales	H ≥ 25m	El ancho de la zona será de 0.5a, a lo largo de los bordes verticales del muro de barlovento	≤ 0.25a ²	3.00



Notas

1. Los casos 2, 3 y 4 son alternativas y no se aplican simultáneamente.
2. Para techos de edificios bajos que se encuentren adyacentes a edificios altos, y para construcciones altas que tengan muros con bordes inclinados o con salientes, expuestos a condiciones de turbulencia, un factor de presión local con un valor de 3.0 no resulta conservador. Estas situaciones están fuera del alcance de este procedimiento por lo que deberá recurrirse a las recomendaciones de especialistas.
3. Cuando se presenten presiones positivas (empujes) en zonas de techos, el valor de $K_L=1.0$
4. El área de afectación debe compararse con la tributaria para definir en qué área se aplican los valores de K_L que aquí se indican.
5. Cuando γ sea menor que 10° , la zona de afectación del techo se definirá como si éste fuese horizontal, por lo que el factor de presión local no se aplicará en la zona de la cumbre.

Tabla B.13 (a) Coeficiente de Presión Interior, C_{pi}
(Para construcciones con planta rectangular cerrada y muros permeables)

Estado de permeabilidad de la construcción	C_{pi}
1. Un muro permeable, los otros impermeables:	
a) Viento normal al muro permeable	0.6
b) Viento normal a un muro impermeable	-0.3
2. Dos o tres muros igualmente permeables, el (los) otro(s) impermeable(s):	
a) Viento normal al muro permeable	0.2
b) Viento normal a un muro impermeable	-0.3
3. Todos los muros igualmente permeables	-0.3 o 0.0, según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable
4. Construcciones selladas eficientemente y que tengan ventanas o puertas diseñadas para tomar las presiones de viento, de manera que no puedan abrirse.	-0.2 o 0.0, según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable

Tabla B.13 (b) coeficiente de Presión Interior, C_{pi}
(Para construcciones con planta rectangular cerrada y superficies con aberturas)

Aberturas en la construcción	C_{pi}												
1. Aberturas dominantes													
a) En el muro de barlovento													
La relación entre el área abierta de este muro y el área abierta total de los techos y los otros muros (incluyendo permeabilidad) sometidos a succión exterior, es igual a:	<table style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr><td style="border: none;">{</td><td style="border: none;">0.5</td></tr> <tr><td style="border: none;">{</td><td style="border: none;">1.0</td></tr> <tr><td style="border: none;">{</td><td style="border: none;">1.5</td></tr> <tr><td style="border: none;">{</td><td style="border: none;">2.0</td></tr> <tr><td style="border: none;">{</td><td style="border: none;">3.0</td></tr> <tr><td style="border: none;">{</td><td style="border: none;">6.0</td></tr> </table>	{	0.5	{	1.0	{	1.5	{	2.0	{	3.0	{	6.0
{	0.5												
{	1.0												
{	1.5												
{	2.0												
{	3.0												
{	6.0												
b) En el muro de sotavento	-0.3 o 0.0												
c) En el muro lateral	=0.1												
d) En el techo	0.3												
2. Igual área de aberturas en dos o más muros	0.5												
	0.6												
	0.8												
	-0.5												
	Valor de C_{pe} para muros laterales (Tabla B.9)												
	Valor de C_{pe} para techos (Tabla B.10)												
	-0.3 o 0.0 según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable.												

Nota:

Dado que en las tablas B.9 y b.10 el C_{pe} varía según la zona de la superficie, para calcular el C_{pi} debería considerarse un valor promedio de acuerdo con los casos de cada tabla, en función del tamaño y ubicación de las aberturas. Otra manera



de seleccionar el coeficiente en estas tablas es localizar en la superficie en cuestión el centroide de las aberturas y tomar el valor correspondiente a esa posición.

Tabla B.14 Coeficiente de Presión Exterior, C_{pe}
Para techos a dos aguas en claros múltiples

Dirección del viento (θ)	Coeficiente de presión exterior (C_{pe})				
	a	c	e	m	s
0o	0.7	De la tabla B.10 tórnese los valores para H/d y γ correspondientes		-0.3 y 0.2 para $\gamma < 10^\circ$	-0.2
180o				-0.5 y 0.3 para $\gamma \geq 10^\circ$	

Tabla B.15 Coeficiente de Presión, C_{pi}
Para techos frente de Sierra

Dirección del viento (θ)	Primer claro		Segundo claro		Otros claros intermedios		Último claro		
	a	c	e	j	m	n	u	v	s
0o	0.8	-0.9	-0.9	-0.5, 0.2	-0.5, 0.5	-0.5, 0.3	-0.3, 0.5	-0.4	-0.2
180o	-0.2	-0.2, 0.2	-0.3	-0.2, 0.2	-0.4	-0.4	-0.7	-0.7	0.7

Tabla B.17 (a) Coeficiente de Presión para techos aislados a un agua
(Para $0.25 \leq H/h \leq 1$)

Pendiente del techo (γ)	Angulo θ	C_{ps}		C_{ps}	
		Livre debajo	Obstruido debajo	Livre debajo	Obstruido debajo
0o	0o	-0.6, 0.6	-1.0, 0.4	-0.4, 0.2	-0.8, 0.4
15°		-1.0, 0.0	-1.0, 0.0	-0.6, 0.0	-1.0, 0.2
30°		-2.2	-2.7	-1.1, -0.2	-1.3, 0.0
0o	180o	-0.6, 0.6	-1.0, 0.4	-0.4, 0.2	-0.8, 0.4
15°		0.0, 0.0	0.0, 0.8	0.0, 0.4	-0.2, 0.0
30o		1.6	1.5	0.8	0.0

Notas.

1. Estas tablas se utilizan con ayuda de la figura 3.
2. A fin de obtener intermedios para techos con pendientes diferentes a las indicadas puede realizarse una interpolación lineal, la cual se llevará a cabo únicamente entre valores del mismo signo.
3. "libre debajo" significa que las mercancías y materiales almacenados bajo techo bloquean menos del 50% del área de la sección transversal expuesta al viento.
4. "Obstruido debajo" significa que le 75 % o más del área de la sección transversal se encuentra obstruida.
5. La interpolación lineal se permite para valores de obstruidos intermedio
6. En todos los casos de la figura 3, cuando $\theta = 90^\circ$ se utilizará la tabla B.17(a) con $\theta = 0^\circ$ y $\gamma = 0^\circ$, excepto los que cumplen con las condiciones de la tabla B.17 (b), siguiendo el mismo criterio de dividir el techo en dos mitades en la dirección del viento.



Tabla B.17(b) coeficiente de Presión Neta en zonas de techos aislados a un agua
(Para $\gamma = 0^\circ$, $\theta = 0^\circ$ y 90° , $H/d \leq 0.25$)

Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista de barlovento	Coefficiente de presión neta (C_{pn})
0 a 1H	Valores de C_{pb} en la tabla B.17(a) para $\gamma = 0^\circ$
1K a 2H	Valores de C_{ps} en la tabla B.17(a) para $\gamma = 0^\circ$
> 2H	-0.2, 0.2 para libre debajo
	-0.4, 0.2 para obstruido debajo

Notas.

Para determinar la distancia horizontal véase la figura 2.

Tabla B.18 Coeficiente de presión Neta para techos aislados
(A dos aguas para $0.25 \leq H/d \leq 1$)

Pendiente del techo (γ)	Angulo θ	C_{pb}		C_{ps}	
		Libre debajo	Obstruido debajo	Libre debajo	Obstruido debajo
$0^\circ < \gamma \leq 7.5^\circ$	0° y 180°	-0.6, 0.4	-1.4	-0.7	-1.0
15.0°		-0.4, 0.6	-1.2	-1.0	-1.3
22.5°		-0.4, 0.8	-0.9	-1.1	-1.4
30.0°		-0.4, 0.9	-0.5	-1.2	-1.5

Tabla B.19 Coeficiente de presión Neta para techos aislados
(A dos aguas para $0.25 \leq H/d \leq 1$)

Pendiente del techo (γ)	Angulo θ	C_{pb}		C_{ps}	
		Libre debajo	Obstruido debajo	Libre debajo	Obstruido debajo
$0^\circ < \gamma \leq 7.5^\circ$	0° y 180°	-0.6, 0.4	-0.7	0.3	-0.3
15.0°		-0.6, 0.4	-0.8	0.5	-0.2
22.5°		-0.7, 0.3	-1.0	0.7	-0.2
30.0°		-0.7, 0.3	-1.2	0.9	-0.2

Tabla B.20 Factor de presión local, K_L
 Para los recubrimientos y sus copos de techos aislados y tolcos

Casos	Inclinación	Zona de afectación	Área de afectación	K_L
1. Presiones	$\gamma \geq 10^\circ$	El ancho de la zona será de $1.0a$, a lo largo de todo el borde del techo, incluyéndose la cumbrera si es de dos aguas	Entre $\leq 0.25a^2$ y $\leq 1.0a^2$	1.50
2. Presiones	$\gamma \geq 10^\circ$	El ancho de la zona será de $0.50a$, a lo largo de todo el borde del techo, incluyéndose la cumbrera si es de dos aguas	$\leq 0.25a^2$	2.00
3. Succiones (-) hacia arriba	$\gamma < 10^\circ$	El ancho de la zona será de $0.50a$, a lo largo del borde de barlovento	$\leq 0.25a^2$	3.00

Notas:

- Las figuras 3 y 4 complementan esta tabla para aclarar todas las variables y las zonas donde se aplica el factor de presión local.
- En los casos 1 y 2 las presiones pueden ser de empuje o succión.
- Todos los casos son alternativos y no se aplican simultáneamente
- El área de afectación debe compararse a tributaria para definir en que área se aplican los valores de K_L que aquí se indican
- En los casos 1 y 2 se excluyen los techos invertidos.

Tabla B.23 Factor de Protección, K_p , $\theta = 0^\circ$
 (Para marcos abiertos múltiples con viento perpendicular a los marcos)

Solidez efectiva (ϕ_e)	Relación de esparcimiento entre marcos (σ)				
	≤ 0.2	0.5	1.0	2.0	≤ 4.0
0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0.1	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0
0.2	0.5	0.8	0.8	0.9	1.0
0.3	0.3	0.6	0.7	0.7	0.8
0.4	0.2	0.4	0.5	0.6	0.7
0.5	0.2	0.2	0.3	0.4	0.6
0.07	0.2	0.2	0.2	0.2	0.4
1.0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2

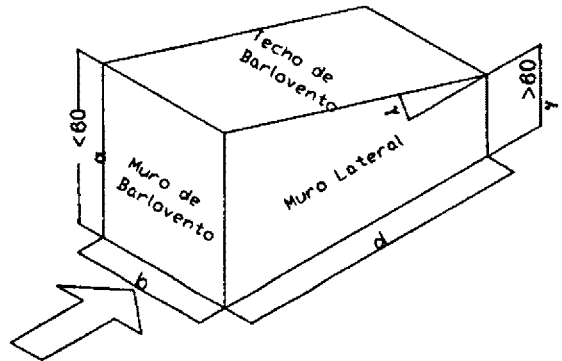
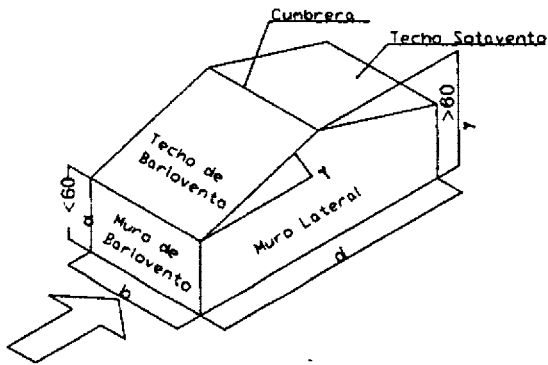
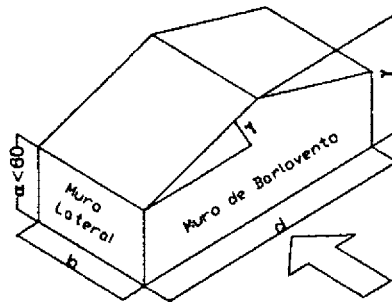
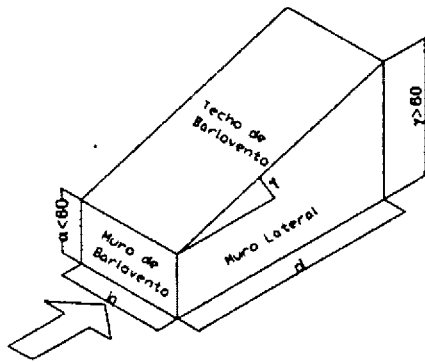
Nota:

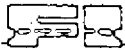
- σ Es el factor de esparcimiento definido como la relación entre la separación de los marcos y el ancho o parate del marco proyectado perpendicularmente a la dirección del viento.
- Para elementos de lados planos, la solidez efectiva, ϕ_e es igual a la real ϕ definidas como la relación entre el área sólida y el área total encerrada por el contorno del marco; Para elementos de sección transversal circular, ϕ_e se obtiene a partir de: $\phi_e = 1.2\phi^{1.75}$.
- Para valores intermedios de ϕ y σ se permite la interpolación.



Tabla B.24 Factor de Protección, K_p , $\theta = 45^\circ$
 (Para marcos rígidos múltiples con viento perpendicular a los marcos)

Solidez efectiva (ϕ)	Relación de espaciamiento entre marcos (σ)				
	≤ 0.5	0.5	1.0	2.0	≥ 8.0
0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0.1	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0
0.2	0.8	0.9	1.0	1.0	1.0
0.3	0.7	0.8	1.0	1.0	1.0
0.4	0.6	0.7	1.0	1.0	1.0
0.5	0.5	0.6	0.9	1.0	1.0
0.07	0.3	0.6	0.8	0.9	1.0
1.0	0.3	0.6	0.6	0.8	1.0





Bibliografía

Introducción al concreto Presforzado

A. H. Allan

Edit. Noriera Limusa

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, a.c.

Impresión 1990

Diseño de acero Estructural

Joseph e. Bowles

Edit. Limusa

Impresión 1997

Acero NASJ

Revista Oficial de la Camara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero de México

Ediciones Vulcano

Noviembre-Diciembre 1996

Vol II

No.11

Manual de Construcción en Acero

Diseño por esfuerzos permisibles (DEP)

Instituto Mexicano De la Construcción en Acero, A.C.

Limusa Noriega Editores

Reglamento de Construcciones par el Distrito Federal

Luis Amal Simón

Max Betancourt Suárez

Editorial Trillas

Segunda impresión, Agosto 1998

Manual Para Construcción en Acero

Compañía Siderurgica de Guadalajara

Tesis ° Análisis y Diseño de la Supestrutura De Puentes con Elementos Presforzados°

Salatíel Trejo Martínez

Congreso Annipac 1998

Ponencia "Naves Industriales" Grupo ITISA

Hursto, M.K., Presressed Concrete Design, Chapman and Hall