

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

CRITERIOS BÁSICOS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE TENSOESTRUCTURAS

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por las Brs.:
Hamon Castellanos, María Teresa C.
Pérez Sarabia, Mabel de los Angeles

Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2006

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

CRITERIOS BÁSICOS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE TENSOESTRUCTURAS

TUTOR ACADÉMICO: Prof. José Manuel Velásquez

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por las Brs.:
Hamon Castellanos, María Teresa C.
Pérez Sarabia, Mabel de los Angeles
Para optar al Título de
Ingeniero Civil

Caracas, 2006

ACTA

El día **23 de junio de 2006** se reunió el jurado formado por los profesores:

Agustín Mazzeo La Creta

Emilio Ochoa

José Manuel Velásquez

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: "**Criterios Básicos en el Análisis y Diseño de Tensoestructuras**".

Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que las bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Mabel de los A. Pérez S.	20	VEINTE
Br. María Teresa C. Hamon C.	20	VEINTE

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 23 de junio de 2006

DEDICATORIA

Este trabajo esta dedicado principalmente a mi Dios por ser la luz que siempre ilumina mi vida.

A la mujer que me vio nacer y crecer, que siempre ha estado a mi lado apoyándome, protegiéndome y por sobre todo queriéndome... tú mamita, has sido siempre mi apoyo incondicional y mi hombro para llorar. Este triunfo también es tuyo, sin ti, sin tu comprensión, tu cariño y tu ayuda creo que jamás habría podido llegar tan lejos.

A mi esposo, mi pedacito de cielo, por ser siempre mi apoyo, mi bastón y mi amor, siempre creyendo en mí y brindándome todo ese cariño que me hace feliz cada día.

A mis hermanos, Margarita, Mari, Gisela, Juvenal y Anael por acompañarme y apoyarme en este largo camino recorrido hasta hoy.

A los ángeles de mi vida, mis sobrinos, Nicolás, Daniela, Rosa, Valery, José Alejandro y María José, siempre alegrándome cada momento y dispuestos a brindarme una sonrisa.

A mis cuñados, Antonio Cano, Antonio Cortéz y Enrique García por hacer felices a mis hermanas y por ende a mí.

A mi abuela Carmen, porque la quiero mucho.

A todos mis amigos, en especial a Carlos, Ellysmar y Anne Marie por ser los mejores amigos que la vida me ha regalado.

A toda mi familia y a toda esa gente que quiero y me quiere este trabajo esta dedicado también a ustedes porque de una u otra forma le brindan felicidad a mi vida.

Mabel de los Angeles Pérez Sarabia

DEDICATORIA

“La Ingeniería [...], el arte de lo factible”

Santiago Calatrava

A mi hermano Dani... Por creer en mí con la sublime intensidad que trasciende, superando los límites del tiempo y la materia.

A mis padres, Héctor y Teresa, por su amor y entrega absoluta durante cada instante de mi vida.

A Dianita, mi hermana y mejor amiga, mi fundación y complemento.

A Leito, mi hermano entrañable, cuya sabiduría se erige en la sencillez, la lealtad y la paciencia.

A Cachi, mi hermano incondicional, el más sensible y humano de los seres.

A Kevin y Danielita, mis pequeños adorados. Cada logro es un grano que pretende darle libertad a sus sueños.

A mis tíos Eduardo, Elsa, Leo y a mi dulce Abuelita Pepita, por toda su confianza, su fe y su respeto.

A Igor, Luisfe, Luisito, Pedrito, Ricardo y Rodolfo; mis hermanos de ideas y corazón, la extensión de mi familia. Juntos dibujamos el más bello de los comienzos.

A Geral, Gabriel, Magda, Micky y Pequita; mis amigos queridos e invariables, presentes ante cualquier circunstancia.

María Teresa C. Hamon C.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por ser nuestro guía en todas las circunstancias de nuestra vida y durante la realización de este trabajo de investigación.

Al Profesor José Manuel Velásquez, por su paciencia, dedicación, disposición y colaboración ante todas las circunstancias presentadas durante el desarrollo de esta investigación.

Al Profesor Agustín Mazzeo La Creta, por su colaboración y disposición ante cada consulta requerida.

A los Profesores Nelson Rodríguez y Carlos Hernández, por haber facilitado toda la información a su alcance y necesaria para la elaboración del presente trabajo, así como también por su atención e interés en el tema estudiado.

A nuestros padres, por todo su apoyo, confianza, solidaridad y amor concedidos no solamente durante la realización del trabajo especial de grado, sino a lo largo de nuestra carrera y de nuestras vidas.

A Miguel Barrera, Luis Borges, Pablo Cerezo, Diana Hamon y Leonardo Hamon, por brindarnos su ayuda desinteresada, de principio a fin, en todas las vicisitudes presentadas a lo largo de la realización.

A Firas Abou Barmo, Trino Baloa, José Luis Estévez, Jhonatan Reiley y Franklin Reinoso, nuestros compañeros de carrera, por su ayuda y disposición solidarias en todo momento, especialmente en éstos.

**Hamon C. María T.
Pérez S. Mabel de los A.**

**CRITERIOS BÁSICOS EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE
TENSOESTRUCTURAS**

Tutor Académico: Prof. José Manuel Velásquez.

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.

Escuela de Ingeniería Civil. Año 2006, nº pag 231

Palabras Clave: Tensoestructura, Ligereza, Tracción, Pretensión.

Resumen

En el contexto de la Ingeniería Estructural, se han planteado diversas soluciones que responden al problema de cubrir amplias áreas, con grandes luces, minimizando la utilización de columnas intermedias. Sin embargo, no es sino hasta mediados del siglo pasado, que se introduce en dichas soluciones el concepto de “ligereza”, mediante la utilización de tensoestructuras. En el presente trabajo de investigación, se propone la implementación de este tipo de cubiertas a partir del establecimiento de criterios generales para su análisis estructural, de la elaboración y detallado de sus anclajes y de la realización de un modelo particular, para así definir los conceptos básicos para su estudio y diseño.

La investigación realizada es de tipo exploratoria, y se basa en una recopilación de conceptos y métodos cuantitativos a través de los cuales se

establecen los criterios básicos del diseño y su posterior aplicación. Inicialmente, se plantea la necesidad primordial de la existencia de fuerzas de tracción en dos direcciones opuestas en la cubierta, a través de las cuales es posible estabilizarla. Con ello se afirma el requerimiento de superficies anticlásticas (doble y opuesta curvatura), para después establecer la inevitable presencia de una fuerza de pretensión, que disminuya la deformación de la tensoestructura. Igualmente, se hace indispensable en el detallado de estas estructuras, la existencia de elementos de fijación o anclajes, que proporcionen el equilibrio adecuado, trabajando también bajo sollicitaciones de tracción. La elaboración de un modelo particular conduce a la obtención de resultados aproximados, que sustentan los conceptos estudiados. En él se verifica la necesidad de tracción y la forma en que deben disponerse los anclajes de la estructura; los mismos deben contrarrestar la fuerza de tracción y de corte, provenientes de la membrana, a través de su peso propio y del empuje del suelo. Además, se comprueba que las propiedades de resistencia de los materiales empleados están por encima de las resistencias requeridas de los cables y del textil, atribuyéndose esto a la baja escala de las dimensiones del modelo. Resulta conveniente para futuras investigaciones, emplear programas de computación especializados en modelar el comportamiento de este tipo de estructuras, para así poder comparar los resultados obtenidos, y ahondar más en el desarrollo de métodos no lineales.

ÍNDICE

LISTA DE TABLAS	3
LISTA DE GRÁFICOS Y FIGURAS	5
LISTA DE SÍMBOLOS	14
INTRODUCCIÓN	18
CAPÍTULO I: FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN	20
1.1 Planteamiento del problema	20
1.2 Marco referencial	21
1.3 Objetivos	30
1.4 Aportes	31
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	32
2.1 La membrana	39
2.1.1 Membrana curva pretensada:	39
2.1.2 El tejido	45
2.1.3 La protección	47
2.1.4 Características mecánicas de la membrana	48
2.1.5 Características físicas de la membrana	52
2.2 Los cables	57
2.2.1 El alambre	57
2.2.2 Características generales de los cables	58
2.2.3 Tipos de cables	63
2.2.4 Características estructurales de los cables	69
2.2.5 Piezas de unión de los cables	74
2.3 Los anclajes	84
2.3.1 Anclajes pasivos	87
2.3.2 Anclajes activos	88
2.3.3 Anclajes atornillados	91
2.4 Los patrones de corte	96
2.5 Las uniones	100
2.5.1 Juntas cosidas	101
2.5.2 Juntas pegadas	103
2.5.3 Juntas soldadas	106
2.5.4 Juntas grapadas	106
2.5.5 Juntas practicables	107
2.6 Los bordes	110
2.6.1 Relinga flexible	111
2.6.2 Relinga rígida	112

2.7 Los puntos altos o bajos.....	113
2.8 Los apoyos interiores lineales	117
2.9 Las esquinas o puños	118
2.10 El apoyo perimetral continuo	121
2.11 Los apoyos puntuales.....	122
 CAPÍTULO III: MÉTODO	 125
3.1 Cables	127
3.1.1 El Cable Circular.....	134
3.1.2 El Cable Catenario.....	136
3.1.3 El Cable Parabólico	137
3.2 Membranas	141
3.2.1 Las fuerzas en la membrana	148
3.2.2 Aproximación del comportamiento de membranas pretensadas anticlásticas y redes de cables	150
3.3 Cables Periféricos	161
3.4 Comportamiento no lineal.....	165
3.5 Anclajes.....	167
3.5.1 Anclaje por gravedad: perno embebido en un bloque de concreto	170
3.5.2 Anclaje embutido en una masa de suelo: pilotes y micropilotes .	191
 CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS	 196
4.1 Anclaje del cable proveniente del apoyo elevado.....	204
4.2 Anclaje del mástil proveniente del apoyo elevado.....	217
4.3 Anclaje de los apoyos que se fijan al suelo:.....	220
 CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	 224
 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	 228
 APÉNDICES.....	 234

LISTA DE TABLAS

- Tabla 2.1 Valores aproximados del módulo de elasticidad de cables nuevos, [70]
- Tabla 2.2 Valores de coeficientes de seguridad de cables según su uso, [73]
- Tabla 2.3 Fórmulas aproximadas de sección y peso de algunos tipos de cables, [74]
- Tabla 3.1 Factor de eficiencia según el número de pernos a utilizar, [185]
- Tabla 4.1 Longitudes de anclaje para un perno de diámetro nominal de $\frac{1}{2}$ " ASTM A307, [204]
- Tabla 4.2 Longitudes de anclaje (L_e) para un perno de diámetro nominal de $\frac{5}{8}$ " ASTM A307, [204]
- Tabla 4.3 Longitudes de anclaje para un perno de diámetro nominal de $\frac{3}{4}$ " ASTM A307, [209]
- Tabla 4.4 Longitudes de anclaje para un perno de diámetro nominal de $\frac{7}{8}$ " ASTM A307, [209]
- Tabla 4.5 Longitudes de anclaje para un perno de diámetro nominal de 1"ASTM A307, [209]
- Tabla 4.6 Longitudes de anclaje para un perno de diámetro nominal de $1\frac{1}{8}$ " ASTM A307, [210]

- Tabla 4.7 Presiones en las cuatro esquinas de las caras laterales del bloque, [211]
- Tabla 4.8 Número de barras longitudinales dispuestas en la primera capa y espaciado entre ellas, [215]
- Tabla 4.9 Número de barras longitudinales dispuestas en la segunda capa y espaciado entre ellas, [215]
- Tabla 4.10 Número de barras longitudinales dispuestas en la primera capa y espaciado entre ellas, [215]
- Tabla 4.11 Resultados para el diseño del anclaje de los apoyos que se fijan al suelo, [221]

LISTA DE GRÁFICOS Y FIGURAS

- Figura 1.1 Arena de Raleigh, [24]
- Figura 1.2 Arena de Raleigh, [24]
- Figura 1.3 Arena de Raleigh, [25]
- Figura 1.4 Terminal Haj del aeropuerto de Jeddah, [26]
- Figura 1.5 Terminal Haj del aeropuerto de Jeddah, [26]
- Figura 1.6 Domo del Milenium, [28]
- Figura 1.7 Museo de Taima-Taima, [29]
- Figura 1.8 Museo de Taima-Taima, [30]
- Figura 2.1 Tiendas realizadas por los cazadores nómadas con las pieles de sus presas, [33]
- Figura 2.2 Tipi Americano, [34]
- Figura 2.3 Carpas Negras, [35]
- Figura 2.4 “Ger” Ruso, [35]
- Figura 2.5 Cubierta del Coliseo Romano, [36]
- Figura 2.6 Carpa de Circo, [37]
- Figura 2.7 Boceto de una membrana curva pretensada. En la dirección portante tiene curvatura negativa, es decir, es colgante y en la dirección de tensado la curvatura es positiva, [40]
- Figura 2.8 Red recuerdos dentro de un anillo cerrado de concreto doblado hacia abajo, [41]

- Figura 2.9 Modelo de membrana pretensada abierta fijada en cuatro puntos. Antes de tensarla, se le dibujó una cuadrícula, que permite medir las tensiones a base de la deformación de los cuadros, [42]
- Figura 2.10 Membrana pretensada cerrada apoyada en un solo punto, [43]
- Figura 2.11 Membrana pretensada cerrada apoyada varios puntos, [44]
- Figura 2.12 Membrana con apoyos rectos y curvos, [44]
- Figura 2.13 Tipos de tela en sección, entrelazada y WIWK, [46]
- Figura 2.14 Evolución de la resistencia a tracción con el tiempo, [53]
- Figura 2.15 Acondicionamiento acústico por bandas colgadas, [56]
- Figura 2.16 Medida de los cables, [58]
- Figura 2.17 Composición de los cables, [59]
- Figura 2.18 Denominación de los cables, [61]
- Figura 2.19 Tipos de cables, [63]
- Figura 2.20 Cables espirales o de cordones, [64]
- Figura 2.21 Cables normales, [65]
- Figura 2.22 Cables de igual paso Seale, [66]
- Figura 2.23 Cables de igual paso Warrington, [67]
- Figura 2.24 Cables de igual paso Warrington-Seale, [67]
- Figura 2.25 Cables de igual paso Filler, [68]
- Figura 2.26 Cables antigiratorios, [69]
- Figura 2.27 Terminales trenzados, [75]

- Figura 2.28 Terminal con abrazadera, [76]
- Figura 2.29 Terminal con abrazadera, [77]
- Figura 2.30 Terminal con casquillo, [78]
- Figura 2.31 Terminal con casquillo, [78]
- Figura 2.32 Terminal fundido cerrado y de horquilla, [79]
- Figura 2.33 Terminal prensado con ojo y de horquilla, [80]
- Figura 2.34 Terminal prensado con tensor, [80]
- Figura 2.35 Terminales de cono interior y el proceso de montaje, [81]
- Figura 2.36 Guardacabos, [82]
- Figura 2.37 Accesorios , [82]
- Figura 2.38 Tensores abiertos, [83]
- Figura 2.39 Tensores cerrados, [84]
- Figura 2.40 Formas en las cuales las fundaciones o anclajes de piso pueden resistir las tensiones, [85]
- Figura 2.41 Esquema de un anclaje por gravedad, [87]
- Figura 2.42 Cono de concreto, anclaje pasivo, [87]
- Figura 2.43 Anclaje tipo pared diafragma, [88]
- Figura 2.44 Pila de concreto, anclaje tipo túnel, [88]
- Figura 2.45 Anclaje de una cuerda en un taladro antes de la inyección de lechada de cemento, [89]
- Figura 2.46 Pilote de tracción hincado en el suelo, [90]
- Figura 2.47 Anclaje tipo tornillo, [91]

- Figura 2.48 Anclaje de estaca, eficaz en el caso de cuerdas formando ángulos pequeños con el suelo, [92]
- Figura 2.49 Hierro de taladrar suelos, [93]
- Figura 2.50 Ancla de arpón. Lado derecho, después de hincada y estirada; lado izquierdo antes de hincarla, [94]
- Figura 2.51 Anclaje tipo plato, [94]
- Figura 2.52 Despieces de patrones tipo, [97]
- Figura 2.53 Modelo de maqueta, [98]
- Figura 2.54 Junta cosida con solape simple, [101]
- Figura 2.55 Junta cosida con solape mixto, [101]
- Figura 2.56 Junta cosida con solape doble, [102]
- Figura 2.57 Junta cosida con solape doble, [102]
- Figura 2.58 Junta pegada con solape simple, [104]
- Figura 2.59 Junta pegada con solape simple, [104]
- Figura 2.60 Junta pegada con banda auxiliar, [104]
- Figura 2.61 Junta pegada con banda auxiliar, [105]
- Figura 2.62 Junta pegada con banda auxiliar doble , [105]
- Figura 2.63 Junta pegada con banda auxiliar doble, [105]
- Figura 2.64 Juntas grapadas, [107]
- Figura 2.65 Cremallera, [108]
- Figura 2.66 Acordonado holandés, [109]
- Figura 2.67 Elementos metálicos, [109]

- Figura 2.68 Esfuerzos en el borde, [110]
- Figura 2.69 Rellingas, [111]
- Figura 2.70 Punto apoyado con membrana continua , [114]
- Figura 2.71 Punto atirantado bajo, [114]
- Figura 2.72 Punto alto con relinga rígida, [115]
- Figura 2.73 Relinga flexible circular, [116]
- Figura 2.74 Punto alto apoyado con abertura, [116]
- Figura 2.75 Apoyo lineal rígido interior, [117]
- Figura 2.76 Apoyo lineal rígido, [117]
- Figura 2.77 Relinga interior, puño, [118]
- Figura 2.78 Relinga interior, puño, [119]
- Figura 2.79 Puños con relinga exterior, [120]
- Figura 2.80 Puños con relinga rígida, [121]
- Figura 2.81 Línea rígida acordonada a barra, [121]
- Figura 2.82 Línea interior con chapas atornilladas, [122]
- Figura 2.83 Anclaje perimetral continuo, [122]
- Figura 2.84 Mástil interior estable, [123]
- Figura 2.85 Mástil exterior estable, [124]
- Figura 2.86 Mástil de sección tubular simple y triangulada, [124]
- Figura 3.1 Cable con apoyos a distintas alturas, [127]
- Figura 3.2 Diagrama en cuerpo libre del cable, [128]

- Figura 3.3 Cambio en la pendiente del cable en los apoyos, a medida que éstos se ubican a la misma altura, [130]
- Figura 3.4 (a) Ubicación de la carga externa W en cable inclinado o viga inclinada. (b) Distribución de carga en viga recta, [130]
- Figura 3.5 Momento (M_x) resistido por las fuerzas horizontales, [131]
- Figura 3.6 Diagrama en cuerpo libre de un cable con apoyos situados a distinta elevación, [133]
- Figura 3.7 Respuesta circular del cable ante cargas radiales con espaciamientos pequeños, [135]
- Figura 3.8 Presión en segmento semicircular, [136]
- Figura 3.9 Comparación de resultados entre la parábola , [137]
- Figura 3.10 Diagrama en cuerpo libre. Reacciones y carga externa, continua, W , [139]
- Figura 3.11 Representación de los elementos de una parábola y del radio de curvatura R_0 en el ápice o punto bajo , [141]
- Figura 3.12 Estabilización de la familia de cables, [145]
- Figura 3.13 Efecto estabilizador de la pretensión en un cable, [146]
- Figura 3.14 El diagrama de cuerpo libre de un elemento de superficie, [148]
- Figura 3.15 Elemento rectangular cortado de paraboloides hiperbólico, de dimensiones $a \times b$, [156]

- Figura 3.16 Resultantes radiales, de igual magnitud, a lo largo de los cables de borde, [161]
- Figura 3.17 Respuesta circular de los cables perimetrales de la membrana ante las fuerzas de tracción uniformes presentes en la membrana, [162]
- Figura 3.18 Respuesta elíptica de los cables perimetrales de la membrana ante las fuerzas de tracción uniformes presentes en la membrana, [163]
- Figura 3.19 Formas varias de elementos rígidos de borde para la membrana, [164]
- Figura 3.20 Pernos roscados para concreto tipo Hilti, [168]
- Figura 3.21 Pernos roscados para acero tipo Hilti, [168]
- Figura 3.22 Perno embebido en un bloque de concreto, [170]
- Figura 3.23 Disposiciones del bloque de concreto, [171]
- Figura 3.24 Fuerzas actuantes en el bloque de concreto, [171]
- Figura 3.25 Dimensiones mínimas de la plancha, [174]
- Figura 3.26 Modelo de plancha. C.C. Boleita Center, [175]
- Figura 3.27 Flexiones generadas en la plancha, [177]
- Figura 3.28 Diagrama de momento en la sección transversal de la plancha, [177]
- Figura 3.29 Plancha con cartelas, [178]

- Figura 3.30 Fuerzas de tracción y compresión presentes en la sección “T” , [179]
- Figura 3.31 Eje neutro ubicado en las alas de la sección “T” , [180]
- Figura 3.32 Eje neutro ubicado en el alma de la sección “T” , [182]
- Figura 3.33 Corte vertical del bloque de concreto y cono generado al momento de la falla del perno, [184]
- Figura 3.34 Solape de la superficie cónica en un bloque con varios pernos de anclaje, [185]
- Figura 3.35 Armado del bloque de concreto, [190]
- Figura 3.36 Ejecución de pilotes Franki, [193]
- Figura 3.37 Micropilote con perfil angular embutido, [195]
- Figura 4.1 Paraboloide hiperbólico, [197]
- Figura 4.2 Proyección en el plano horizontal del paraboloide hiperbólico y las fuerzas generadas en los cables de borde, [199]
- Figura 4.3 Vista lateral de la tensoestructura. Disposición de los mástiles y los cables, [201]
- Figura 4.4 Ángulos entre la tracción saliente de los cables de borde y sus componentes en los ejes del mástil y el cable, [202]
- Figura 4.5 Otra solución para la disposición del mástil y el cable, [203]
- Figura 4.6 Fuerzas resultantes en el anclaje, [205]
- Figura 4.7 Dimensiones de la plancha del anclaje, [207]
- Figura 4.8 Presiones en cada esquina de la cara lateral del bloque, [212]

- Figura 4.9 Fuerzas de compresión resultantes en las caras laterales del bloque, debidas al empuje de tierra, [212]
- Figura 4.10 Armado del bloque de concreto perteneciente al anclaje del cable proveniente del apoyo elevado, [216]
- Figura 4.11 Detallado del armado del bloque de concreto perteneciente al anclaje del cable proveniente del apoyo elevado, [217]
- Figura 4.12 Ángulos entre la tracción saliente de los cables de borde y la horizontal, [220]
- Figura 4.13 Armado del bloque de concreto perteneciente al anclaje de los apoyos que se fijan al suelo, [222]
- Figura 4.14 Detallado del armado del bloque de concreto perteneciente al anclaje de los apoyos que se fijan al suelo, [222]
- Figura 4.15 Disposición final del bloque de concreto con la conexión empernada, [223]

LISTA DE SÍMBOLOS

a : coeficiente de la ecuación de la parábola

A : área [cm^2]

A_0 : área de superficie [cm^2]

$Acero_{LONG}$: peso de acero longitudinal [kg]

$Acero_{LONG/CAPA}$: peso de acero longitudinal por capa [kg]

$Acero_{TRANSV}$: peso de acero transversal [kg]

A_h, B_h : reacciones horizontales [kgf]

C : fuerza de compresión [kgf]

$C_{MÁSTIL}$: fuerza de compresión en el mástil [kgf]

d_h : diámetro de la cabeza del perno

e : deformación del cable [cm]

E : modulo de elasticidad del material [kp/mm^2]

f : flecha de la parábola [cm, m]

$f'c$: resistencia nominal del concreto a compresión [kg/cm^2]

$F.S.$: factor de seguridad

f_y : resistencia cedente [kg/cm^2]

H : componente de la reacción horizontal [kgf]

h : distancia [cm, m]

I_{XX}, I_{YY} : inercia [cm^4, m^4]

k_0 : curvatura en el ápice [$1/cm, 1/m$]

L : longitud [cm, m]

L_{AT} : longitud de acero transversal [cm, m]

L_e : longitud de anclaje [cm, m]

M_{ACT} : momento actuante [$kgf - m$]

M_p : momento plástico [$kgf - m$]

$\bar{M}, \bar{M}_X, \bar{M}_Y$: momento trasladado [$kgf - m$]

n : razón flecha/longitud

N : fuerza axial [kgf]

N°_{PC} : número de pernos por corte

N°_{PT} : número de pernos por tracción

P : carga aplicada distribuida [kgf / m]

p : carga aplicada distribuida [kgf / m]

\bar{P} : fuerza trasladada [kgf]

$P.U._{concreto}$: peso unitario del concreto [kgf / m^3]

q : carga aplicada distribuida [kgf / m]

R : radio de curvatura [cm, m]

r : radio de curvatura [cm, m]

R_0 : radio de curvatura en el ápice [cm, m]

S_0 : fuerza de tracción en los cables periféricos [kgf]

T : fuerza de tracción [kgf]

T_0 : fuerza de pretensión [kgf]

T_1 : fuerza de tracción [kgf]

T_2 : fuerza de tracción [kgf]

T_{ADM} : fuerza de tracción admisible [kgf]

T_L : fuerza de tracción [kgf]

T_T : fuerza de tracción [kgf]

T_{MAX} : fuerza de tracción máxima [kgf]

t_{req} : espesor de la plancha [mm]

V_{ACT} : fuerza de corte actuante [kgf]

V_{ADM} : fuerza de corte admisible [kgf]

$Vol_{concreto}$: volumen de concreto [m^3]

w, W : carga aplicada distribuida [kgf / m]

$W_{concreto}$: peso del concreto [kg]

x_1 : distancia [cm, m]

Z : módulo plástico

σ : esfuerzo [kg / cm^2]

σ_{MAX} : esfuerzo máximo $[kg / cm^2]$

$\sigma_{(xi,yi)}$: esfuerzo en un punto $[kg / cm^2]$

ζ : peso específico

Δl : variación de longitud $[cm]$

Δt : variación de temperatura $[^\circ]$

$\sum F_H$: sumatoria de fuerzas horizontales $[kg]$

$\sum M$: sumatoria de momentos $[kgf - m]$

$\sum V$: sumatoria de fuerzas verticales $[kg]$

ϕ ; factor de minoración

γ : factor de eficiencia

θ : ángulo que forma la fuerza axial del cable y la horizontal $[^\circ]$

INTRODUCCIÓN

Las estructuras tensadas representan, en el marco de la Ingeniería y la Arquitectura, el punto en el que convergen características fascinantes como la ligereza en cubiertas de magnas áreas, la facilidad y rapidez de ejecución y ensamblaje, la gran resistencia que poseen a la abrasión, la iluminación y ventilación natural de espacios internos y la libertad de expresión estética en el diseño, así como también aquellas más esenciales como la protección y resguardo ante las inclemencias del clima, necesariamente provistas por cualquier edificación.

Para su correcto análisis y diseño, es fundamental tomar en cuenta su comportamiento estructural, estudiando minuciosamente los tipos de fuerzas a las que están sometidas y que se generan naturalmente en ellas, así como también las propiedades elementales de los materiales involucrados en su construcción. Todo esto, con el propósito de lograr la estabilidad necesaria que aportará todas las ventajas que de ellas se pueden aprovechar. De igual forma, es de vital importancia determinar el modo en que serán dispuestos los anclajes que, contrarrestando las fuerzas provenientes de la superestructura, harán posible consumir el equilibrio.

El establecimiento de criterios básicos que logren definir de forma general lo antes expuesto, resulta entonces un punto de partida para el diseño y la constitución de un detallado estructural elemental. Aún cuando

para definirlos es necesario obviar características intrínsecas de las tensoestructuras, como lo son la gran flexibilidad de sus elementos y las elevadas deformaciones que experimentan, en comparación con las estructuras rígidas usualmente construidas, resultan una plataforma para el desarrollo de investigaciones en las que se pueda profundizar tal comportamiento.

A través de la aplicación de los conocimientos obtenidos en la formulación de los criterios básicos, es posible evaluar los aspectos más resaltantes de los mismos. Mediante el cálculo de un modelo particular y la obtención de resultados numéricos, el análisis de los conceptos expuestos puede arrojar una mayor aproximación a las afirmaciones derivadas de la investigación.

Con objeto de brindar una solución constructiva que actúe como conexión entre ingenieros y arquitectos al momento de constituir un proyecto en el cual la funcionalidad, la seguridad, la libre expresión del diseño y la economía tengan lugar, se realiza este trabajo de investigación. Asimismo, representa un trampolín en el desarrollo de estructuras no convencionales, con lo que se satisface en alguna medida la necesidad de innovación inherente a los intereses constructivos y, en general, de la ingeniería.

CAPÍTULO I: FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Planteamiento del problema

Las soluciones a problemas de ingeniería siempre han sido de gran importancia para la sociedad, ya que generalmente son rápidas, eficientes, económicas y ayudan a preservar la vida. En el marco de la ingeniería civil, más concretamente en el campo de estructuras, han sido planteadas, analizadas y ejecutadas grandes soluciones que contemplan cubrir con techos áreas muy extensas, con amplias luces. Tal es el caso de domos y cúpulas construidas en numerosas etapas a lo largo de la historia de la humanidad. Sin embargo, hasta los años 50 del siglo pasado, no se habían propuesto soluciones, para esta situación, que involucraran el concepto de “ligereza”. Esto se logra a través de las estructuras tensadas con cables, las cuales permiten la construcción de techos extensos sin columnas intermedias; aplicación necesaria para cubiertas de estadios, plazas de toros, piscinas, auditorios, etc, utilizando sistemas en suspensión.

En Venezuela se ha hecho presente este tipo de estructuras por la necesidad de techar lugares de concentración masiva, como el Aula Magna de la UCV; por razones estéticas y de diseño, como la cubierta de los pasillos de la UCV y las cubiertas textiles presentes en los Centros Sambil; y con la

idea de diseñar techos que no transmitan la radiación solar y hagan del lugar un sitio fresco y contemporáneo, como la tensoestructura realizada en el Museo de Taima Taima, Estado Falcón.

Lo que se propone es la utilización de cubiertas tensadas para dar una solución estructural especial, a problemas relacionados con techos y cubiertas, que requieran cubrir áreas amplias sin la implementación de columnas intermedias, tomando en cuenta la importancia que tiene la ligereza en dichas estructuras, en cuanto a peso propio del sistema se refiere. A través del estudio de los conceptos elementales, el análisis del sistema estructural de dichas estructuras y el diseño de un modelo particular, se espera obtener conceptos básicos que conlleven a la proyección y diseño de tales construcciones.

1.2 Marco referencial

Un sistema en suspensión puede ser definido como una estructura cuyos elementos de principal soporte son miembros en tensión que cuelgan entre anclajes. Una tensoestructura es una estructura colgante en la cual hebras de alambre en espiral, o cuerdas, normalmente de acero, funcionan como los miembros primarios sometidos a tensión. Debido a que los cables tienen poca rigidez a flexión, los cambios de carga pueden causar grandes desplazamientos en éste tipo de estructuras, los cuales complican el diseño,

análisis y construcción de las mismas. Aunque la utilización de sistemas en suspensión como soportes estructurales es relativamente reciente, la experiencia en el campo del diseño ingenieril ha sido acumulada principalmente a través de la construcción de puentes rígidos colgantes. Por el contrario, se dispone de poca experiencia en la proyección de cubiertas colgantes con cables debido a que sólo fueron edificadas unas cien estructuras de éste tipo antes de 1969, y la mayoría diferían en su forma (Subcommittee on Cable-Suspended Structures of the Task Committee on Special Structures, of the Committee on Metals, of the structural Division, 1971).

Recientemente algunos ingenieros se han desviado de costumbres anteriores en la construcción de sistemas suspendidos, pero estas modificaciones raramente han ocasionado cambios mayores en el concepto de diseño. En vista de las posibles ventajas estéticas y de ligereza, en cuanto a peso propio de la estructura se refiere, de los techos suspendidos con cables, se han desarrollado investigaciones y trabajos que concentran información sobre el análisis, diseño y construcción de tales estructuras (Subcommittee on Cable-Suspended Structures of the Task Committee on Special Structures, of the Committee on Metals, of the structural Division, 1971). Algunos casos que conviene citar son:

Matthew Nowicki (1952) siendo el jefe del Departamento de Arquitectura de la Universidad del Estado de Carolina del Norte, creó el

ingenioso diseño de la famosa Arena de Raleigh, construcción que ha ganado reputación internacional desde su finalización. El profesor Nowicki falleció en un accidente aéreo después de haber ganado el proyecto. Su amigo personal, William Henley Dietrick de Raleigh fue entonces asignado en su lugar. En la ceremonia oficial de apertura del “State Fair” en 1961, la arena fue oficialmente nombrada “J.S. Dorton”, en reconocimiento al Dr. J.S. Dorton por el largo tiempo de labor gerencial ejercida.

La estructura, con forma elíptica, tiene un diámetro de 300 pies (91.44 m), con piso central de concreto cuya elipse tiene 221 pies (67.36 m) en el eje más largo, y 127 pies (38.71 m) en el más corto. Dentro de la edificación, hay 4750 asientos permanentes y 360 asientos plegables. Los asientos transportables pueden instalarse utilizando una plataforma, siendo así la capacidad total de la arena para unos 6500 espectadores. Este edificio representa la primera estructura en el mundo con un sistema de soporte de cables para el techo, usando para ello arcos guiados en direcciones opuestas entre sí para soportar su peso. Los cables atados entre los arcos sostienen el pesado techo de metal, transfiriendo a estos últimos las cargas de peso propio. La red de cables, sobre la cual se sostiene la cubierta metálica, se extiende a lo largo de los arcos parabólicos de 90 pies (27.43 m) de longitud, tomando la forma de una silla de montar. El techo, bien soportado, elimina cualquier necesidad de soportes estructurales de acero y no presenta obstrucción visual para los observadores en el interior de la arena. Las

paredes externas están construidas con vidrios matizados reductores de resplandor. Los dos vestíbulos principales se encuentran al nivel del suelo y, junto a las dos explanadas ubicadas en el nivel inferior, proveen aproximadamente 25000 pies cuadrados (2320 m²) de espacio ininterrumpido. Actualmente, la Arena de Dorton es utilizada para la presentación de espectáculos, exposiciones, conciertos, eventos de atletismo, circos, etc. En 1972, la Arena de Dorton fue incluida en el Registro Histórico Nacional. En 2002, esta construcción celebró 50 años de servicio.

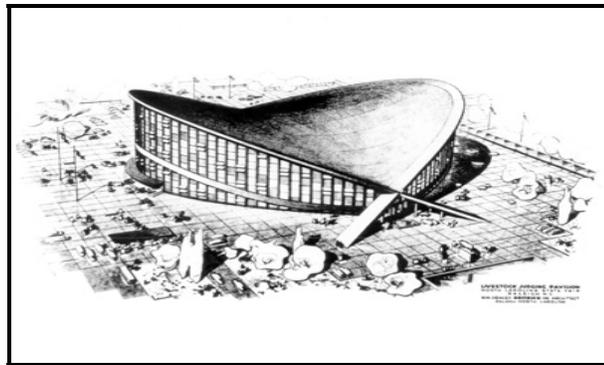


Figura 1.1 Arena de Raleigh

(<http://www.ncstatefair.org/dortonhistory.htm>)



Figura 1.2 Arena de Raleigh

(<http://www.ncstatefair.org/dorton.htm>)



Figura 1.3 Arena de Raleigh

(<http://www.ncstatefair.org/dorton.htm>)

Skidmore Owings y Merrill (1972) diseñaron y construyeron la Terminal Haj del aeropuerto de Jeddah en Arabia Saudita, el cual constituye 400.000 m² cubiertos con tela. Esta formado en su conjunto por 210 semiconos, elaborados con una membrana de fibra de vidrio cubierta con teflón, contenidos en un total de 10 módulos; cada módulo contiene 21 semiconos tensados por 32 cables radiales y cuyo tope es truncado por un aro de acero que sujeta el borde de la tela. La forma y altura de cada elemento o semicono que conforman esta cubierta, promueven la circulación del aire desde toda la parte baja del área techada hasta y a través del anillo de acero ubicado en el tope de cada elemento. Problemas acústicos, creados por los miles de visitantes que llegan cada día al aeropuerto, son también disminuidos debido a la altura y material de la membrana. Además, los techos de tela son un refugio excelente ante el intenso calor del desierto;

esto es, porque la membrana provee una baja transmisión del calor lo que permite que el sol esparza su luz caliente sobre toda el área, y en la noche, la tela se convierte en una gran superficie reflectora de ese calor absorbido durante el día.



Figura 1.4 Terminal Haj del aeropuerto de Jeddah en Arabia Saudita

(http://www.greatbuildings.com/buildings/Haj_Terminal.html)



Figura 1.5 Terminal Haj del aeropuerto de Jeddah en Arabia Saudita

(http://www.greatbuildings.com/buildings/Haj_Terminal.html)

Hernández, Carlos H. (1998) realizó un estudio basado en sus experiencias en el desarrollo de estructuras transformables, en el cual tocó tópicos como los problemas constructivos de las estructuras transformables de barras, los métodos de transporte, despliegue y repliegue y el comportamiento de los componentes y materiales de estas estructuras frente al uso repetitivo que ellas involucran, con lo cual demostró que es posible construir estructuras transformables de forma sencilla, que pueden ser manipuladas fácilmente, con un eficaz diseño estructural, contribuyendo con el desarrollo de esta tecnología. Sin embargo destacó, que durante las diferentes etapas de despliegue la estructura adopta configuraciones geométricas que le impiden asimilar apropiadamente las cargas, lo que conlleva a que en estas circunstancias la estructura esté expuesta a sufrir daños, por lo que estos procesos deben ser analizados con más detalle. Así mismo, las cubiertas requieren de un estudio más minucioso para prevenir “arrugas” y áreas poco tensionadas que pongan en peligro la vida útil de la cubierta ante la acción de lluvias fuertes y ventiscas.

Sir Richard Rogers y Happold Buro (2000) diseñaron una estructura de velaria, llamada El Domo del Milenio, la cual es la tercera más larga del mundo. Se construyó con motivo de la llegada del año 2000 en Greenwich, Inglaterra. Esta gran estructura británica cuenta con 320 metros de diámetro, y cubre 80.000 metros cuadrados de superficie.



Figura 1.6 Domo del Milenium, (Gunnar, 1999).

Rodríguez, Nelson (2004) desarrolló un sistema de cubierta aplicando los principios tecnológicos de las estructuras de rápido montaje como método constructivo de malla deformada obtenida por curvas de flexión para generar una geometría de equilibrio y habitable, a través de procesos productivos racionalizados y fabricación realizada en taller con el criterio de “cero desperdicio”. Demostró la viabilidad de obtener cubiertas transformables a partir de deformaciones de una malla de barras rígidas, sin comprometer el límite elástico del material. Además, la construcción de modelos a escala le permitió concluir que las mallas por deformación pueden definirse como estructuras transformables, puesto que la red deformada retorna a su estado inicial plano, sin llegar al límite elástico del material en que fue construida, y

una vez logrado esto, puede ser transportada a otro lugar y ser erigida nuevamente.

Hernández, Carlos H. (2005) diseñó una estructura tensada para El Museo de Taima-Taima en el estado Falcón, que cubre un área de 800 metros cuadrados, compuesta por 10 cubiertas o conchas independientes que son solapadas entre ellas; las conchas tienen una forma triangular en planta y son combinadas por giros de 180 grados, variando la altura a la que son ancladas de las columnas perimetrales. Todo esto conforma un techo que representa una serie de “esqueletos” que se curvaron para proteger los restos de animales situados bajo ellos.

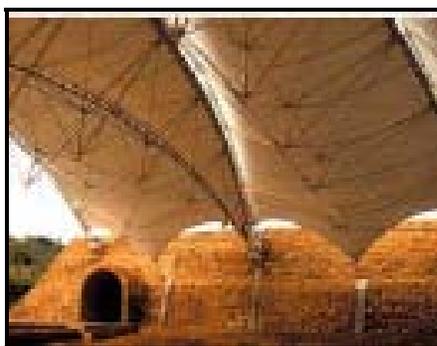


Figura 1.7 Museo de Taima-Taima

(<http://www.ipc.gov.ve/informacionpromocionaltaimataimapdf>)



Figura 1.8 Museo de Taima-Taima

(<http://www.ipc.gov.ve/informacionpromocionaltaimataimapdf>)

1.3 Objetivos

General:

Definir los conceptos básicos para el análisis y diseño de tensoestructuras.

Específicos:

1-. Establecer criterios generales para el análisis del sistema estructural.

2-. Elaborar un detallado estructural de soluciones referidas a la forma de anclaje de los cables.

3-. Aplicar los conceptos y criterios estudiados en la realización de un modelo particular.

1.4 Aportes

A la arquitectura, puesto que la gran diversidad de formas y diseños que pueden plantearse a partir de las estructuras tensadas proporciona a los profesionales de esta área mayor libertad de expresión.

A la ingeniería, debido a que se genera una solución factible para resolver el problema de las estructuras que requieran cubrir áreas amplias con grandes luces mediante la utilización de materiales y formas que le proporcionen ligereza a este tipo de construcciones.

A ingenieros proyectistas, empresarios y cualquier profesional de la construcción que muestre interés en el desarrollo de estructuras tensadas, dándole un punto de partida al momento de emprender su proyecto.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

Además de los proyectos reseñados, que constituyen un importante aporte en el desarrollo de esta investigación, se expondrá, en este contexto conceptual, una breve historia de las tensoestructuras, así como también la opinión de diversos autores en relación al tema.

Tras la aparición del hombre en la tierra, éste ha optado por vivir en un mismo lugar o por viajar de un sitio a otro, teniendo así variedad de asentamientos que le sirvan de cobijo y que respondan a sus necesidades, tanto físicas como espirituales, poniendo así de manifiesto que su hábitat implica mucho más que el bienestar físico de cubrirse de las inclemencias del clima; es ante todo la manifestación de la actitud nómada ante la vida que poseen muchas personas (Guerrero, 2005).

Esta actitud nómada de los seres humanos los ha llevado a concepciones muy particulares de sus viviendas, siendo la tienda la más usada en toda la historia.

Probablemente la tienda no fue una estructura tan duradera como una construcción de algún material rígido, sin embargo, la necesidad de materiales económicos y portátiles, fue el requisito primario que detonó el nacimiento de las tiendas: necesidad de movilidad y materiales al alcance. Las tiendas más antiguas conocidas se registran en las zonas de Islandia,

Alaska, Siberia y Groenlandia. Para cubrirse de los fuertes y helados vientos, cazadores nómadas colgaban pieles de sus presas sobre huesos, sobre árboles, si existían, o estructuras primarias que utilizaban como soporte; en todos los casos eran materiales biodegradables, sin embargo esta evidencia constructiva data de 40000 años antes de nuestra era (velarias.net, 2005).



Figura 2.1 Tiendas realizadas por los cazadores nómadas con las pieles de sus presas

<http://www.velarias.net/index.htm>

Las construcciones cónicas seguramente son las que mejor comportamiento tengan con la precipitación pluvial, fuertes vientos y mejor ventilación por su sistema superior que ahora se conoce como linternilla, así como la capacidad de tener fuego en el interior sin correr peligro por el desfogue natural de la propia forma. Por lo tanto el TIPPI AMERICANO se puede considerar como una pieza maestra del diseño tenso estructural, así mismo los beneficios que el propio diseño proveía a las condiciones climáticas extremas que prevalecían en las zonas donde este tipo de construcciones eran utilizadas y el sistema de entrada con solapa, permitían

orientar el tipi hacia los vientos dominantes durante las horas o épocas de calor, produciendo así un sistema natural de ventilación óptimo (velarias.net, 2005).



Figura 2.2 Tipi Americano

<http://www.velarias.net/index.htm>

Mientras tanto, en otras regiones del mundo, los Bediunios, Moros, Bárbaros y Kurdos, desarrollaban las “CARPAS NEGRAS”, nombre proveniente del color de la piel de las cabras que se utilizaba para crear los textiles con los que se fabricaban, ya que el tejido ligeramente abierto permitía una ventilación natural en climas secos y de sol extremo. Por otra parte, el sistema de repelencia al agua era muy eficiente ya que por los materiales usados, se podría decir que eran sistemas impermeables en todo el sentido de la palabra (velarias.net, 2005).



Figura 2.3 Carpas Negras

<http://www.velarias.net/index.htm>

El “GER” de origen Ruso es posiblemente la construcción mas fastuosa de las tribus nómadas y predecesoras del sedentarismo. Brindaban un ambiente cómodo en las zonas inhóspitas de Siberia. Las estructuras laterales elaboradas en madera proporcionaban una seguridad total en todo el sistema constructivo. La linternilla central permitía incluso ya contar con una estufa permanente (velarias.net, 2005).

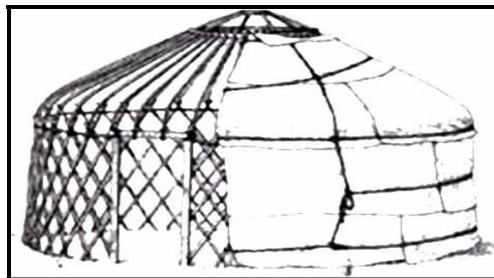


Figura 2.4 “Ger” Ruso

<http://www.velarias.net/index.htm>

Uno de los principales proyectos de la historia que se construyó basado en arquitectura textil “velarias” fue la cubierta del Coliseo Romano y

por el éxito de esta cubierta, existen pruebas de que casi todos los anfiteatros de los romanos contaban con una cubierta retráctil de esta naturaleza, basada en la teoría de las velas, la estabilidad y resistencia que tenían al viento era excelente por lo que se podría utilizar sin lugar a dudas el término de velarias. Por ende, una vez que el ser humano se volvió sedentario, las velarias, en un sentido primitivo, se fueron utilizando, para eventos religiosos, comerciales, festivos, etc. (velarias.net, 2005).

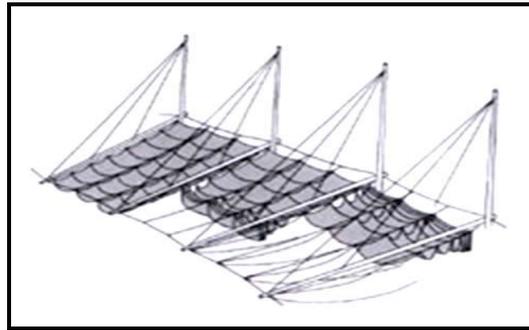


Figura 2.5 Cubierta del Coliseo Romano

<http://www.velarias.net/index.htm>

Una vez conocido este desarrollo, la carpa de circo es conocida como el “abuelo” de las velarias, basada en una forma simple de sombrilla. No obstante, contaban con una debilidad estructural, que era la compresión concentrada en su elemento central, por lo cual se desarrollaron teorías empíricas para eliminar los postes centrales que impedían la buena visibilidad del espectáculo y se crearon los conocidos circos de 3 pistas,

dando así el primer paso en el estudio y desarrollo formal de las velarias (velarias.net, 2005).



Figura 2.6 Carpa de Circo

<http://www.velarias.net/index.htm>

Hoy, cuando la cubierta colgante ha tomado ya una forma clara, que da origen a algo fundamentalmente nuevo, caemos en cuenta de que la cubierta colgante es antiquísima, pues la tienda era ya una cubierta colgante (Frei, 1958).

Las cubiertas colgantes o tenso-estructuras, tales como: las mallas de cables, los tensigríd y las membranas (estructuras de tensión) son novedosas debido a la simplicidad de sus elementos, así como también por su fácil ensamblaje, mínimo consumo de materiales, poco desperdicio y eficiencia energética, aspectos estos que les permiten aventajar a cualquier otro sistema estructural en términos de ligereza y capacidad para cubrir grandes luces. Con formas interesantes, vistas sin obstáculos, e interiores iluminados

estas estructuras a tensión constituyen generalmente valiosas manifestaciones arquitectónicas que embargan al público con una sensación de maravilla (Pauletti, 2005).

Aún cuando su utilización se remonta a las primeras épocas de la humanidad, las estructuras tensionadas son notablemente modernas y su construcción requiere de materiales sofisticados, como es el caso de las membranas sintéticas, cables de acero de alta resistencia y sofisticadas teorías de diseño (Pauletti, 2005).

Con el avance tecnológico que ha tenido lugar durante las últimas décadas, las estructuras a tracción se usan hoy en desarrollos de gran importancia urbanística y arquitectónica: desde lugares transitorios a espacios permanentes, desde viviendas unifamiliares a monumentales estadios, desde techos de aeropuertos a fachadas de rascacielos (Pauletti, 2005).

Todo esto nos lleva a una concepción de las tensoestructuras que permite resaltar, a través de cubiertas iluminadas un espacio en particular, dándole ese toque artístico con modernos diseños y a la vez proveyendo a la población, mediante cubiertas perceptiblemente resistentes, un lugar de cobijo ante cualquier eventualidad climática.

Las tensoestructuras están integradas por una serie de elementos que forman en su conjunto la cubierta textil, estos componentes son básicamente

tres: La tela o membrana, los cables de borde y la manera en que estos son tensionados y fijados al suelo; es decir, los anclajes.

Respecto a la membrana el autor Frei Otto (1958) expone lo siguiente:

2.1 La membrana

La membrana es una lámina semejante a una piel, sin rigidez a la flexión y tensada, que sólo puede ser solicitada por esfuerzos de extensión, que actúan en la superficie de la misma y originan las llamadas tensiones de membrana.

Una cubierta de membrana es la forma más característica de la cubierta colgante, en la cual tenemos identificada la estructura soportante y el material de cubierta.

El tipo de membrana más usado en las tensoestructuras, es la membrana curva pretensada y referente a ella el mismo Frei Otto (1958) menciona:

2.1.1 Membrana curva pretensada:

Una membrana curva puede ser pretensada en todas direcciones exclusivamente en el caso de que esté “contracurvada” en todos sus puntos, es decir, con curvatura positiva en una dirección y negativa en la otra. En la

dirección de soporte cuelga la membrana, curvada hacia abajo, y en la dirección de tensado se curva con la concavidad hacia arriba. De esta manera se obtienen las superficies en silla de montar.

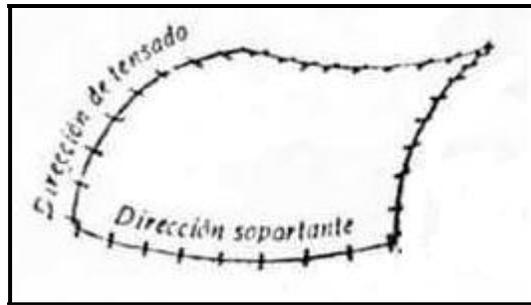


Figura 2.7 Boceto de una membrana curva pretensada. En la dirección portante tiene curvatura negativa, es decir, es colgante y en la dirección de tensado la curvatura es positiva (Frei, 1958)

Una membrana curva pretensada en todas sus direcciones, es una estructura espacial de gran rigidez y resistencia. Al recibir las cargas, se deforma sólo en poca medida. Tiene una única forma fundamental estática, y no puede, como una membrana no pretensada (por ejemplo, las sillas de descanso usadas e la playa), invertir su curvatura levantada por el viento, o, como la membrana plana pretensada (por ejemplo, la cubierta de cuero de un tambor), oscilar y retemblar. Cualquier vibración que trate de moverla es rápidamente amortiguada.

2.1.1.1 Membrana curva pretensada cerrada

La forma más simple de la membrana curva pretensada es la membrana cerrada, tensada sobre un polígono curvilíneo cerrado. Este puede ser a base de una curva continua o constar de arcos distintos.

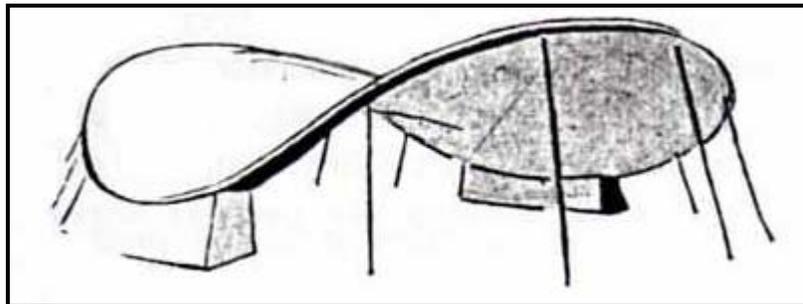


Figura 2.8 Red cuerdas dentro de un anillo cerrado de concreto doblado hacia abajo (Frei, 1958)

2.1.1.2 Membrana curva pretensada abierta

La forma fundamental de una membrana abierta es aquella en la que se representa la tela a usar, anclada o sujeta, entre cuatro puntos a distinto nivel.

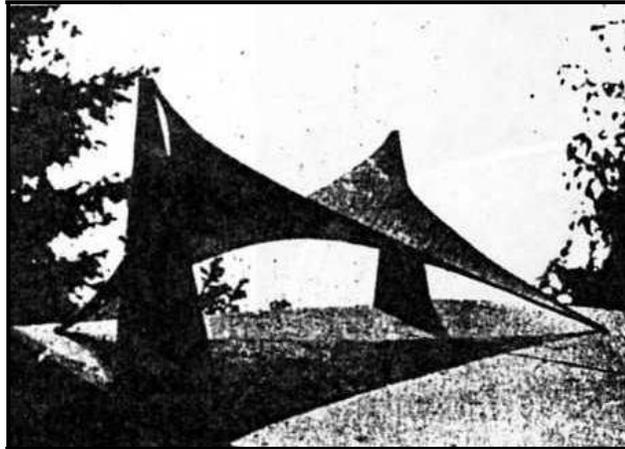


Figura 2.9 Modelo de membrana pretensada abierta fijada en cuatro puntos. Antes de tensarla, se le dibujó una cuadrícula, que permite medir las tensiones a base de la deformación de los cuadros (Frei, 1958)

Es importante destacar que las membranas abiertas y cerradas pueden combinarse entre sí, siendo las membranas apoyadas las formas más importantes para tiendas y techos.

El ingeniero Frei (1958) a través de la realización de ensayos, demostró la variedad de formas que se puede obtener a base de una lámina de caucho delgada estirada sobre un círculo, con señales de círculos y ejes perpendiculares para medir las tensiones a través de la deformación de estos. De esta manera logró formas interesantes, las cuales podían estudiarse, en sus deformaciones, por vías ópticas o fotográficas, que admitían medirlas en distintos puntos, así como las tensiones que experimentaban. Por medio de las marcas indicadas fue fácil la obtención de

una visión inmediata de las tensiones dominantes, y además le suministraron la información que estas tensiones aumentan rápidamente cerca de los puntos de apoyo.

2.1.1.3 Membranas apoyadas en uno o varios puntos

También, pudo notar, que tanto si la membrana esta apoyada en un solo punto o en varios (ver figura 2.10 y 2.11), en ningún caso se pueden formar lugares que en sus dos direcciones tengan curvatura positiva, es decir, con concavidad hacia arriba (en forma de bolsa); sólo se tuvieron superficies con pendiente hacia el anillo de sujeción. Todavía, cuando la membrana estuviese apoyada en un círculo o en una línea (lo cual corresponde a u apoyo en infinitos puntos, ver figura 2.12) no se forma la doble curvatura positiva, que provocaría que el agua proveniente de las lluvias no fluya hacia el contorno y quede estancada, sino se produce una membrana pretensada, de forma tal que el agua de las precipitaciones, corra siempre hacia el contorno.

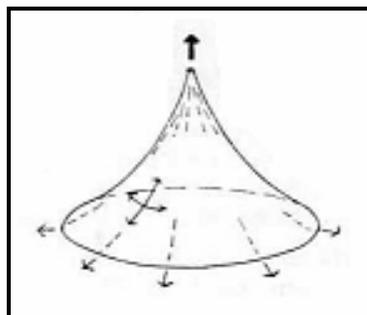


Figura 2.10 Membrana pretensada cerrada apoyada en un solo punto (Monjo, 1991)

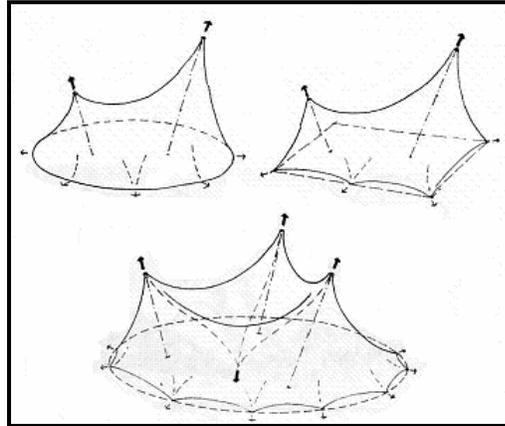


Figura 2.11 Membrana pretensada cerrada apoyada varios puntos (Monjo, 1991)

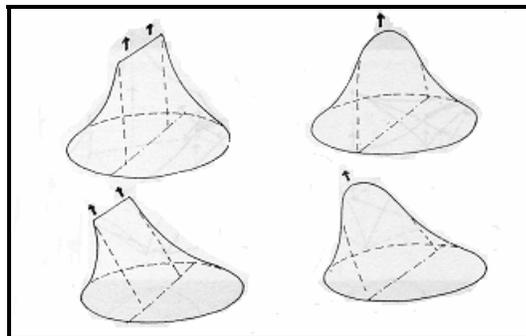


Figura 2.12 Membrana con apoyos rectos y curvos (Monjo, 1991)

Esta comprobación fue de suma importancia para Frei (1958), al momento de juzgar las posibilidades de aplicación de las membranas curvas pretensadas como cubiertas.

Hoy en día, todos estos aspectos explorados y demostrados por Frei (1958) son los criterios de aplicación primordial para el diseño y construcción de tensoestructuras; ya que los mismos son de máxima importancia para el

buen desenvolvimiento estructural y la durabilidad, en buen estado, de estas construcciones.

Es importante destacar las funciones de la tela como material de construcción, estando la misma constituida por un tejido o entramado en fibras y una protección que, también, la hace impermeable (Monjo, 1991).

2.1.2 El tejido

Si bien puede ser de muchos tipos, por lo general, tiene un entramado habitualmente ortogonal entrelazado de trama y urdimbre, con una distancia entre fibras que varía dependiendo de las necesidades resistentes y de transparencia (Monjo, 1991). Los más usados están compuestos por fibras de poliéster o de vidrio constituyendo hilos que se trenzan a manera de tejido. En la literatura referente a textiles estructurales al hilo se le llama “yarn”, consistiendo éste en fibras ensambladas con un sutil trenzado; a la urdimbre se le denomina “warp” sobre la cual se cruza una trama (fill) que, de forma alterna pasa por encima y por debajo de los hilos de la trama (Escrig, Sanchez y col., 2002).

Normalmente, para resistencias más altas, el tejido que se busca es el “Panamá”, en el cual se utilizan dos, tres o cuatro hilos de urdimbre para cada paso de trama, haciendo que el tejido se vuelva más consistente y proporcionándole más planeidad al recubrimiento del mismo; significando

esto, que la trama permanece recta y la urdimbre ondulada, lográndose con esto que, cuando se tense transversalmente el tejido la ondulación tienda a extenderse y a producir una deformación remanente. Sin embargo, este efecto puede disminuirse si, en el proceso de fabricación de la membrana se estira la trama (Escrig, Sanchez y col., 2002).

Otra clase de tejido es el “WIWK” (Weft Inserted Warp Knit), con los hilos de trama y urdimbre sin entrelazar, es decir, en planos independientes y atados entre sí en sus puntos de encuentro y por el revestimiento (Escrig, Sanchez y col., 2002).

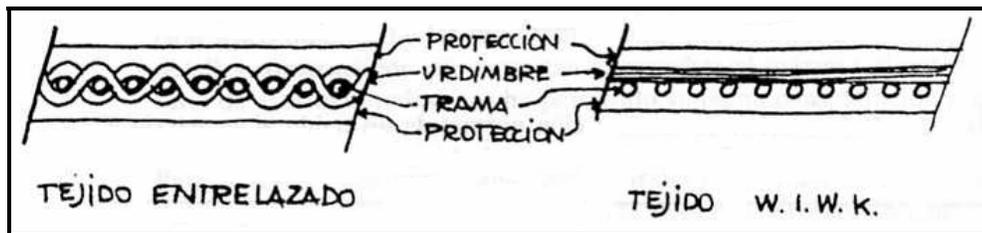


Figura 2.13 Tipos de tela en sección, entrelazada y WIWK (Monjo, 1991)

Las fibras empleadas pueden ser minerales, orgánicas, sintéticas o metálicas, aunque predominan, por sus cualidades mecánicas, las sintéticas y, más precisamente, las de poliéster y las de poliamidas. Las minerales (fibra de vidrio) acostumbran presentar problemas de falta de elasticidad y las orgánicas (lana, algodón, cáñamo, etc.) de durabilidad igualmente que las metálicas (de durabilidad) por oxidación y costo (Monjo, 1991).

2.1.3 La protección

Puede ser también de muchos tipos, desde los más simples y opacos como la goma y el betún, hasta los más traslúcidos, tales como el poliéster, el PVC (policloruro de vinilo) y el polietileno, siendo los dos últimos los más usados, arribando hoy en día al PTFE (politetrafluoretileno) de estupendas características. Lo más importante de la protección es su proceso de aplicación, ya que la misma contribuye con las propiedades mecánicas de la tela y es primordial para resguardarla de los rayos ultravioleta exteriores así como también del posible fuego interior (Monjo, 1991).

Las películas de goma (engomados) le otorgan a la tela una mayor resistencia, aunque le disminuyen la transparencia. Los revestimientos de PVC generalmente tienen un espesor de 0.2mm en los puntos de intersección de los hilos y puede colorarse para restarle luminosidad con polvos de carbón o de aluminio, o, sencillamente añadiéndole absorbentes cuando se quiera lograr mayor transparencia (ob.cit.).

En consecuencia, la tela formada por tejido y protección, resulta una membrana de propiedades mecánicas anisotrópicas, por el entramado, que le otorga mayor resistencia en sus direcciones, no obstante la capa de protección puede ayudar a que el material se aproxime a la isotropía al distribuir los esfuerzos entre los dos grupos de tejidos, según sus propias características. En efecto, en muchas oportunidades, en las que las

tensiones a las que va a estar sujeta la tela no son muy grandes, el material se calcula como si fuese isótropo, lo que hace más simple su confección (ob.cit.).

2.1.4 Características mecánicas de la membrana

Las características mecánicas de la membrana más importantes en lo que a tensoestructuras se refieren, son la resistencia a la tracción y la resistencia a la propagación del rasgado.

2.1.4.1 Resistencia a tracción

Entendiendo que para el equilibrio general, la tela tiene que estar sometida constantemente a una doble tensión de tracción, ésta será la propiedad más importante que debemos mantener en mente. De ella nos concernirá, sobre todo, la tensión de tracción máxima que pueda soportar. Para esto, lo más frecuente en esta clase de materiales diseñados para resistir tracciones, es calcular el alargamiento por tracción; específicamente se mide el estiramiento al cual se rompe un hilo colgado verticalmente, proceso en el cual, lo importante es el peso específico y la resistencia a tracción del hilo, no el tamaño ni la sección, siendo esto lo más adecuado, en el caso de la tela, ya que la sección transversal de un hilo es extremadamente pequeña y por tanto resulta muy difícil de medir. De

cualquier manera, el alargamiento por tracción es propio de cada material y se manifiesta en términos de peso específico y resistencia a la rotura de acuerdo a la fórmula (Monjo, 1991):

$$R = \frac{\sigma}{\zeta} \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

Donde,

R = alargamiento de rotura en cm.

σ = tensión de rotura en kg/cm^2 .

ζ = peso específico en kg/cm^3 .

De aquí se concluye que el estiramiento de una fibra es directamente proporcional a su magnitud de tensión e inversamente proporcional a su peso específico, razón por la cual las fibras sintéticas adquieren importancia para estas soluciones de cubiertas textiles, ante las metálicas (Monjo, 1991).

Sin embargo, la resistencia y el estiramiento de un sólo hilo no es propiedad suficiente. Lo más importante es el comportamiento de la tela en su conjunto, lo cual no es sencillo. Por tal motivo la normativa técnica, en aquellos países donde existe, en Alemania por ejemplo (DIN 53354) hace mención de la resistencia a tracción de las telas medida en kp/5cm al igual que la medida de su deformación. En este caso, se prueban probetas de tela de 50mm de ancho y 300mm de largo libre de sujeción. La resistencia última de tracción es función del hilo, la cantidad de ellos y, en cierta proporción,

del material de protección. Para tener un punto de partida, algunas telas del mercado tienen resistencias que varían de 200kp/5cm, para grosores de 0.52mm y pesos de 540gr/m², hasta los 2000kp/5cm, con espesores de 3.5mm y pesos de 3200 gr/m² (ob.cit.).

2.1.4.2 Resistencia a la propagación del rasgado

La falla en las cubiertas colgantes puede suceder, no solamente por rompimiento de la tela al superar la máxima tensión de tracción, sino también por rasgado a partir de una primera cisura producida por cualquier causa. Es por ello la importancia de esta característica mecánica. En ella interviene, de manera directa, la protección exterior del tejido, y más precisamente, la unión entre ambos, pues esto ayudará decisivamente a resistir la fuerza de rasgado; de aquí que, algunas veces, se reemplace esta propiedad por la “resistencia al pelado”, es decir, resistencia a la remoción del revestimiento protector (Monjo, 1991).

La resistencia a la propagación del rasgado se determina directamente en kp y por lo general varía entre 20kp y 300kp, indiferentemente de su resistencia a tracción, no obstante, frecuentemente se puede estimar que está entre un 10% y un 30% de ésta. De cualquier manera, la resistencia a la propagación del rasgado no depende únicamente de las capas de protección, también depende fundamentalmente, del tipo y la forma del tejido, ocurriendo

la menor resistencia cuando cada hilo se rompe separadamente y éstos permanecen independientes unos de otros (ob.cit.).

2.1.4.3 Influencia de la humedad y la temperatura

Tanto la resistencia a la rotura como la de rasgado, se modifican dependiendo de las condiciones ambientales de temperatura y humedad y, también, según la persistencia del período de carga. Normalmente, cuando la temperatura se eleva, se reduce la resistencia a tracción, aumentándose, no obstante, la capacidad de deformación; ocurriendo lo contrario cuando la temperatura desciende. Sin embargo, muchos autores aprueban que las características mecánicas no experimentan cambios perceptibles a temperaturas entre -25°C y $+75^{\circ}\text{C}$. Además en esta propiedad, los revestimientos juegan un papel muy importante, ya que, por ejemplo, un vulcanizado admite un mejor comportamiento frente altas temperaturas ($+180^{\circ}\text{C}$) que un PVC (Monjo, 1991).

Con respecto a la humedad, perturba la estabilidad dimensional de los hilos del tejido dependiendo de su recubrimiento y del propio hilo. Precisamente, está comprobado que la fibra de poliéster conserva mejor sus características ante esta condición ambiental que la de poliamida (ob.cit.).

2.1.5 Características físicas de la membrana

La tela, al funcionar no nada más como estructura, sino también como una cubierta cerrada, adquieren importancia las propiedades físicas de la misma, entre las cuales deben considerarse:

2.1.5.1 Durabilidad

El tiempo es uno de los factores más implacables para cualquier construcción y los materiales que la integran, mucho más si es utilizada en cerramientos exteriores; tiempo que debe estimarse siempre en función de los agentes climáticos, la humedad, temperatura y la radiación solar, principalmente. La membrana en su conjunto, material de la fibra, tipo de tejido, tipo de protección, etc., son los elementos que proporcionaran la durabilidad de la tela. Muchos de los fabricantes certifican un período de vida útil de la tela de 20 años, siempre y cuando esté sujeta a las circunstancias físicas previstas, sin embargo, se puede estimar que la resistencia a tracción, en los 10 primeros años, tiende a decrecer aproximadamente un 20%, para luego conservarse casi invariable. La figura 2.14 presenta las curvas de disminución de la resistencia de la tela a través del tiempo, de acuerdo a su fabricante (Monjo, 1991).

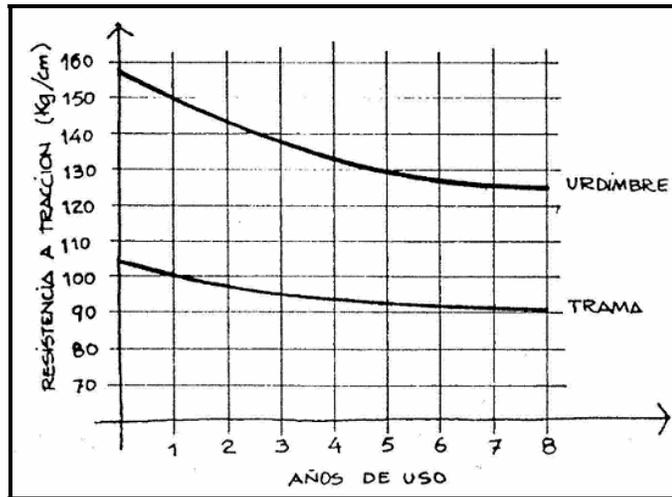


Figura 2.14 Evolución de las resistencia a tracción con el tiempo (Monjo, 1991)

Una de las formas de alargar la vida útil de la tela y, por tanto de las tensoestructuras, es recubriendo los bordes de esta con la misma protección usada en toda la cubierta (una vez cortada y cosida); esto es, debido a que en los bordes de la tela se puede originar un fenómeno de permeabilidad de agua a través de los extremos de la fibra, agua que puede subir por capilaridad a todo lo largo de las mismas. Esta agua puede trasladar microorganismos que se pueden asentar y expandir entre la fibra y la protección provocando manchas incontroladas y, cuando se trata de protecciones plastificadas, pueden desgastar el plastificante volviendo frágil la protección, trayendo esto como resultado el peligro de degradación de las fibras (ob.cit.).

Además del tiempo, también existen otros agentes que pueden limitar la durabilidad de las telas y que están en función de su utilización. El más significativo y a la vez más estudiado es el fuego. Como este agente ha sido muy analizado y condicionado por las normas de muchos países, los productores se han interesado en su protección. En Alemania Federal se exige normalmente, que cumplan las normas DIN 4102 de combustión en cámara, en el caso de espacios cerrados y la DIN 53906 y 53907, de resistencia al fuego de textiles con probetas aguantadas vertical y horizontalmente, siendo positivas en la mayoría de las telas utilizadas para cubiertas importantes (ob.cit.).

Definitivamente, se puede señalar que estas clases de tela deben estar integradas por un tejido incombustible, con una capa protectora resistente al fuego, que en cualquier circunstancia, debe estar capacitada para resistir la llama el tiempo que estipule la normativa al caso, de acuerdo a la utilización que se le quiera asignar. Con respecto a esto, se debe diferenciar, entre telas usadas para cerramientos o para toldos, en el caso de las primeras los requerimientos serán, indiscutiblemente, mayores (ob.cit.).

5.1.5.2 Aislamiento térmico y acústico

La mejor manera de alcanzar estas propiedades es a través del diseño, ya que la tela como material de construcción para lugares cerrados no muestra grandes coeficientes de aislamiento debido a su escaso peso y

espesor. El aislamiento térmico se puede lograr añadiendo hojas de tela en forma paralelas, y aprovechar el efecto invernadero que se forma entre ellas; esto es, manteniendo el aire interno en reposo, y la tela contribuirá a captar energía calorífica del exterior, logrando un incremento de la temperatura que puede llegar a ser conveniente; sin embargo, se tendrá que estimar la relación costo-aislamiento (ob.cit.).

En cuanto al aislamiento acústico, el factor más importante no es el aislamiento del ruido exterior, para el cual las telas presumen una barrera muy débil, sino el acondicionamiento interior, es decir, la reducción de las reflexiones interiores. Para ello la absorción de reflexiones deberá fundamentarse en la anexión de alguna clase de rugosidad o de material absorbente. Para obtener rugosidad lo más común es la adición de unas bandas a la superficie de la tela (figura 2.15), que tienen la función de romper las reflexiones (ob.cit.).

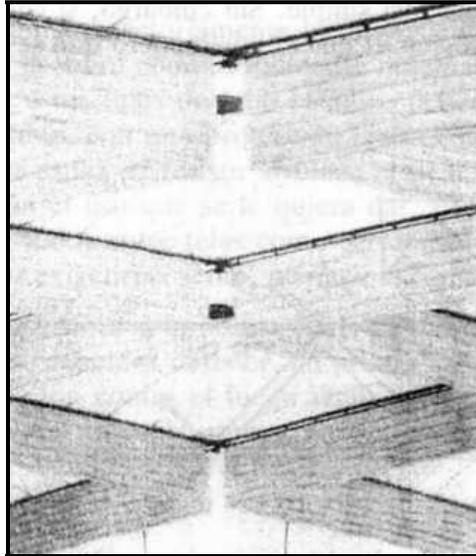


Figura 2.15 Acondicionamiento acústico por bandas colgadas (Monjo, 1991)

2.1.5.3 Transparencia

Esta cualidad es, quizás, la propiedad más versátil de las telas, a través de la cual se puede alcanzar un espacio interior sugestivo, a parte de la misma cubierta como protección del sol y la lluvia. De hecho, la transparencia tácita en la tela le atribuye un carácter de foco de luz difusa, convenientemente elevado para alcanzar unos niveles de iluminación interior muy fascinantes y apropiados para todo tipo de actividades. Además, la gran utilidad de estas telas, es que en su elaboración se puede incurrir en su coeficiente de transparencia, lograndolo mayor o menor según sean los requerimientos de iluminación interior (ob.cit.).

La mayoría de las telas en el mercado exhiben una escala de transparencias que, por lo general, varía entre 5% (telas considerablemente

opacas, escasos requerimientos de iluminación) y 30% (telas considerablemente transparentes, grandes requerimientos de iluminación) lo que proporciona la adaptación a los diferentes escenarios exteriores, así como también a los diversos requerimientos ambientales internos. Cuando se requiera oscuridad total, se pueden emplear telas opacas, con un coeficiente de luminosidad de 0% (ob.cit.).

Otro componente importante del sistema estructural de las tensoestructuras son los cables, respecto a los cuales (Escrig, Sanchez y col., 2002; Gunnar Tibert, 1999) mencionan:

2.2 Los cables

En aplicaciones estructurales, el término “cable” se refiere a miembros tensados flexibles; sin embargo, un cable puede tener diferentes configuraciones (Gunnar, 1999).

2.2.1 El alambre

El elemento más sencillo en un cable es el alambre de acero, cuya sección transversal es generalmente circular, con un diámetro comprendido entre 0,33 y 3,18mm para formar cables de 1mm a 60mm y el tipo de acero según resistencia varía entre 70 Kp/mm² y 180 Kp/mm². El alambre posee

gran resistencia, la cual es obtenida a través de procesos como el estirado en frío (Escrig, Sanchez y col., 2002).

2.2.2 Características generales de los cables

Las características principales de un cable son: diámetro, composición, material y protección. Partiendo de estos valores se definen la sección, el peso y la carga de rotura, que de acuerdo al tipo de aplicación, se transformará en la de trabajo a través del coeficiente de seguridad. El diámetro del cable es el de la circunferencia circunscrita al arreglo (figura 2.16), expresado en milímetros; admitiendo una tolerancia de $\pm 5\%$ sobre el valor nominal (Escrig, Sanchez y col., 2002).

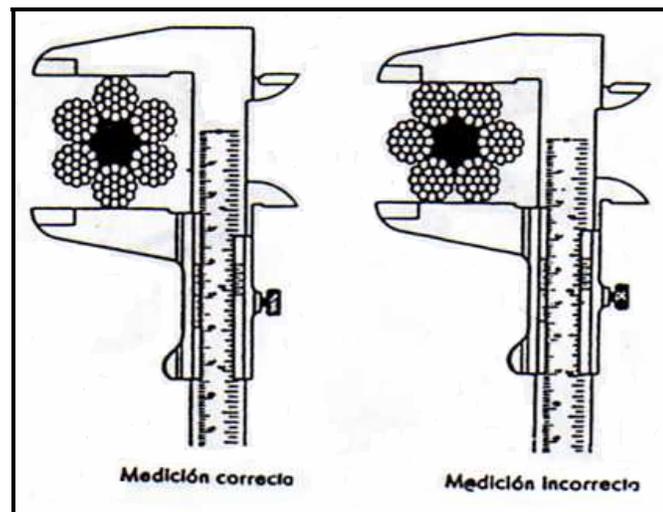


Figura 2.16 Medida de los cables (Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.2.1 Cordón espiral

La estructura del cable viene dada por la forma de agrupar los alambres o hilos (Figura 2.17). Un cordón espiral, resulta del ensamblaje de varios alambres arreglados helicoidalmente alrededor de uno recto y colocado en el centro, llamado alma. El ensamblaje de un pequeño número de alambres se denomina cordón espiral y, si existen más de tres capas, es llamado cordón puente espiral o cable complejo. Estas capas se acomodan en direcciones opuestas para obtener la misma rigidez torsional en ambos sentidos (ob.cit.).

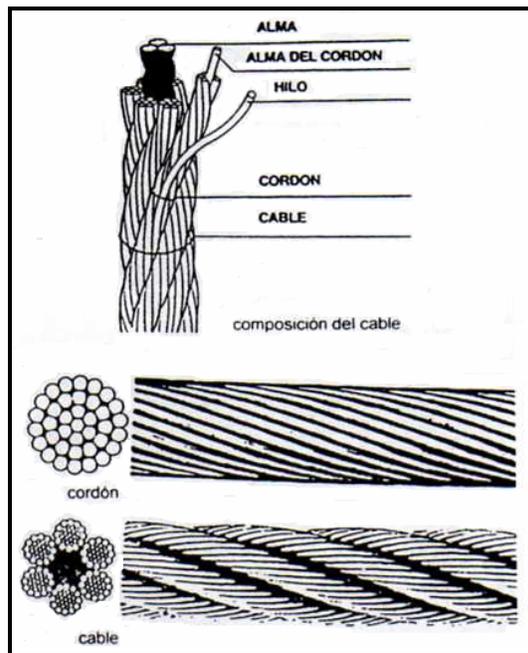


Figura 2.17 Composición de los cables (Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.2.2 Cuerda de alambre

Una cuerda de alambres es, de la misma manera, un ensamblaje de cordones espirales arreglados helicoidalmente alrededor del alma. El arreglo helicoidal de los alambres aumenta la flexibilidad del cable pero reduce su resistencia y su rigidez. En algunos casos, particularmente para los puentes colgantes, es más importante obtener gran resistencia y rigidez que flexibilidad, siendo así más útil emplear cables con alambres y cordones paralelos, los cuales también han sido utilizados en techos (ob.cit.).

Variando las disposiciones de los alambres, cordones y almas se pueden modificar las condiciones de servicio del cable para adecuarlas a los requerimientos de cada aplicación. De esta manera, si se tiene un cable compuesto por varios cordones de alambres finos en torno de un alma de fibra, implica mucha flexibilidad aunque poca resistencia al rozamiento y la corrosión. Apropiadamente engrasado y protegido se utiliza para las aplicaciones dinámicas como en maquinarias de extracción, movimiento de tierras, carga, pesca, transporte o elevación. Por el contrario, un cable compuesto por solamente un cordón de alambres gruesos, resulta rígido y resistente al desgaste y la corrosión, propiedades convenientes a las aplicaciones estáticas inmóviles, como riostras, vientos, tirantes, cables de borde, etc., que suelen tener aplicaciones en las estructuras atirantadas y la construcción o arquitectura textil (ob.cit.).

2.2.2.3 Estructura del cable

La estructura de un cable se especifica mediante la expresión: C.A+a, en donde: C= número de cordones que integran el cable.

A= número de alambres o hilos que integran cada cordón.

a= número de almas de fibra.

Por ejemplo 6.19+1 muestra un cable que teje 6 cordones de 19 alambres en torno a un alma de fibra. Si el alma es metálica, se reemplaza la “a” por su estructura entre paréntesis. Por ejemplo, 6.19+(7.7+0) muestra un cable de 6 cordones de 19 alambres, y el alma es un cable integrado por 7 cordones de 7 alambres sin alma (ob.cit.).

Si el cable esta compuesto por cables, en vez de cordones, se reemplaza la “A” por su composición entre paréntesis (figura 2.18). Por ejemplo, 6.(6.7+1)+1 muestra un cable de 6 cables en torno a un alma de fibra, y cada cable esta compuesto por 6 cordones de 7 alambres en torno de un alma de fibra (ob.cit.).

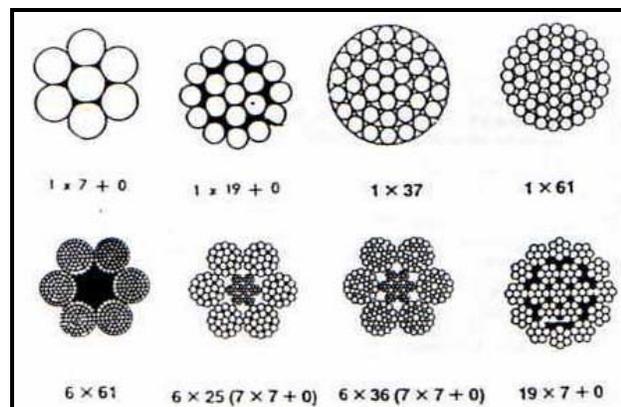


Figura 2.18 Denominación de los cables (Escrig, Sanchez y col., 2002)

El material de los cables es acero dulce, duro o semiduro, con un contenido de carbono que oscila entre 0.3% a 0.8%, cuya protección habitual es la galvanización por inmersión o electrolítica de los alambres; o acero inoxidable. La cualidad primordial del acero es la carga de rotura, de 70 Kp/mm² a 180 Kp/mm², las otras características (peso, sección y resistencia del cable) quedan establecidas por este valor, el diámetro del cable y su constitución. Todos los fabricantes suministran las tablas que vinculan estos valores (ob.cit.).

Cambiando la estructura del cable y las direcciones de enrollamiento de los alambres se pueden formar numerosos tipos de cables, siendo el más atractivo para la construcción el cable espiral (Figura 2.19). La torsión o trayectoria del cableado (el sentido de la hélice) puede ser a derecha o a izquierda, integrado por cada uno de los hilos que forman un cordón o por cada uno de los cordones que integran un cable. Todas las disposiciones de torsión de hilos de cordones primarios o compuestos se hacen posibles en la producción de cables de acero; siendo más importante en la designación de los cables, la torsión de los cordones entre sí que la torsión de los mismos hilos en el cordón (ob.cit.).

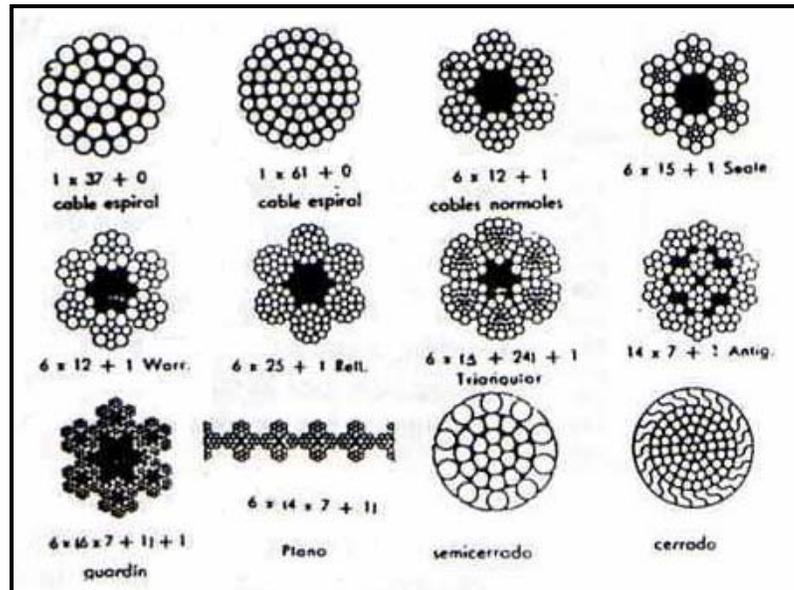


Figura 2.19 Tipos de cables (Escrig, Sanchez y col., 2002)

Siguiendo las combinaciones de torsión de los alambres en los cables, se tienen algunos tipos de cables (ob.cit.):

2.2.3 Tipos de cables

2.2.3.1 Cables espirales o de cordones: en este tipo de cables, los alambres están situados en una o más capas enrolladas helicoidalmente en torno a un núcleo, integrado generalmente por un solo alambre. Cuando los alambres de las diferentes capas están enrollados en trayectorias alternadas a derecha e izquierda son llamados cable espira y cuando están arrolladas en un mismo sentido se les da el nombre de cordón. Las características principales de estos cables es que son bastante resistentes al desgaste por

rozamiento, tienen poca reacción torsional, poseen un elevado módulo de elasticidad y su sección es adecuadamente aprovechada; no obstante, exhiben poca flexibilidad (ob.cit.).

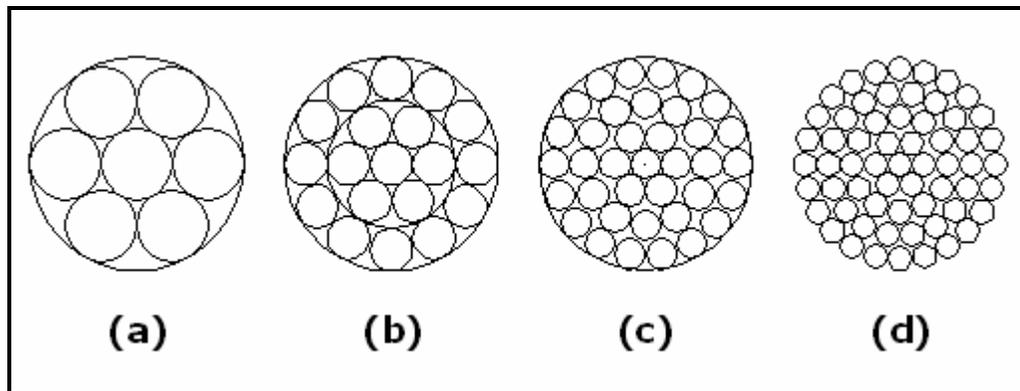


Figura 2.20 Cables espirales o de cordones: (a) 1x7 con aplicaciones en líneas de tierra, eléctricas, telefónicas y suspensión. (b) 1x19 usados en puentes colgantes, cables de suspensión, líneas de tierra, eléctricas y telefónicas. (c) 1x61 con aplicaciones en puentes colgantes y cables de tensado. (d) 1x37 usado en puentes colgantes, cables de suspensión, líneas de tierra, eléctricas y telefónicas (Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.3.2 Cables normales: estos cables están compuestos por cordones cilíndricos enrollados helicoidalmente en torno de un alma o eje que puede ser de fibra o metálica. Estos cordones son todos elaborados con alambre del mismo diámetro y la cantidad de alambres de cada capa aumenta en forma de progresión aritmética de razón 6 (ob.cit.).

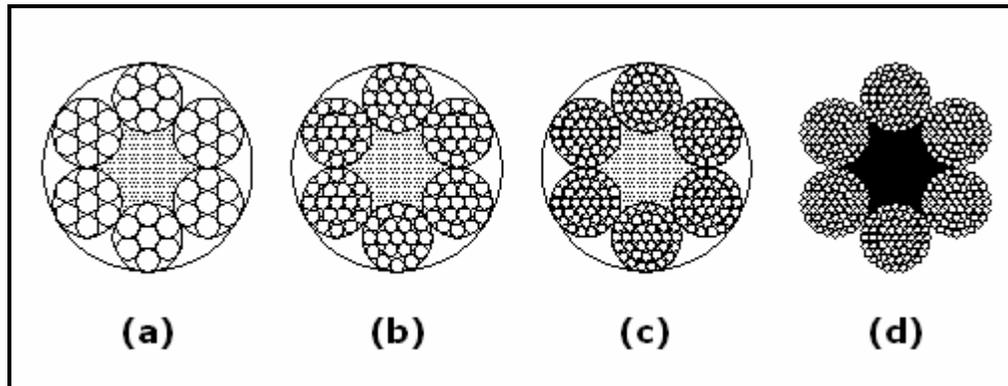


Figura 2.21 Cables normales: (a) 6x7+1 usados en teleféricos, tractores, frenos, explotación forestal, etc. (b) 6x19 con aplicaciones en explotación forestal, ascensores, cabrestantes, montacargas, etc. (c) 6x37 usados en grúas puente, tensores de telesquíes y teleasientos, amarres, cabrestantes y remolques. (d) 6x61 con aplicaciones en grúas puente, tractor teleférico, arrastres, etc. (Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.3.3.3 Cables de igual paso Seale: en estos cables, las diferentes capas de alambres que integran los cordones se encuentran cableadas con el mismo paso, por lo cual los alambres de los cordones de las diferentes capas no se cruzan entre sí, descansando en toda su longitud en las ranuras hechas por cada dos alambres adyacentes de la capa inmediata inferior. Los cordones del cable Seale están formados por dos capas con igual cantidad de alambres, alrededor de un núcleo constituido por un alambre más grueso o un cordón de algunos alambres (ob.cit.).

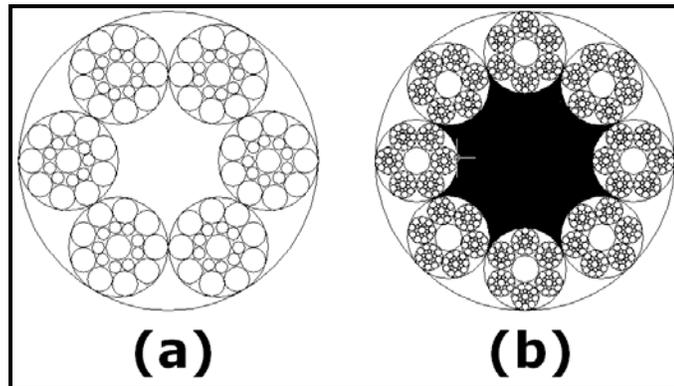


Figura 2.22 Cables de igual paso Seale: (a) 6x19 Seale con aplicaciones en ascensores, pozos petrolíferos, excavadoras y cabrestantes. (b) 8x19 Seale usados en ascensores, montacargas y ferrocarriles funiculares. (Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.3.4 Cables de igual paso Warrington: en los cables Warrington la capa externa de los cordones tiene el doble de la cantidad de alambres que la interior, y sus diámetros son en forma alterna mayores y menores para acoplarse correctamente en los entrantes y salientes de la capa precedente. Estos cables son bastante flexibles en proporción con el diámetro de los alambres (ob.cit.).

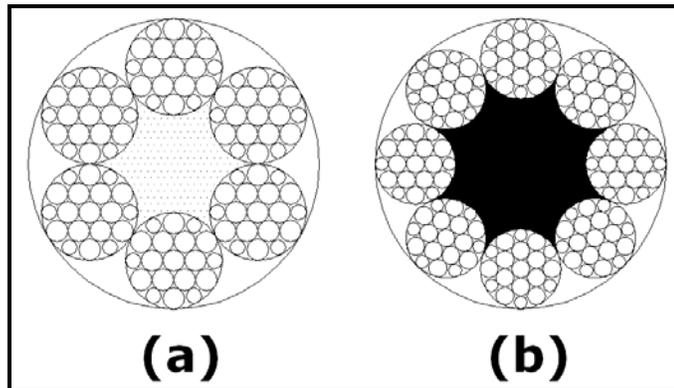


Figura 2.23 Cables de igual paso Warrington: (a) 6x19 Warrington con aplicaciones en ascensores, cabrestantes y montacargas. (b) 8x19 Warrington usados en ascensores, montacargas y funiculares. (Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.3.5 Cables de igual paso Warrington-Seale: son como un cable Warrington hasta la penúltima capa, la capa final tiene la misma cantidad de alambres que la penúltima como en los cables Seale (ob.cit.).

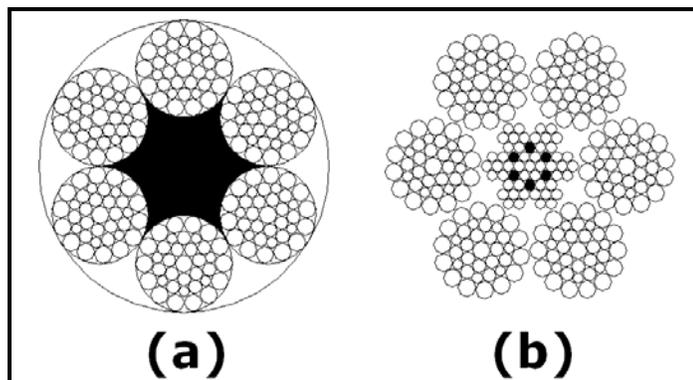


Figura 2.24 Cables de igual paso Warrington-Seale: (a) 6x36+1 Warrington-Seale con aplicaciones en excavadoras, cabrestantes, pozos de extracción, grúas puente y tipo pluma. (b) 6x36(7x7+0) Warrington-Seale usados en palas excavadoras, poleas retroexcavadoras, dragas, etc. (Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.3.6 Cables de igual paso Filler: estos cables poseen la particularidad que los cordones que los componen, tienen unos alambres finos, situados para rellenar los huecos existentes entre las dos últimas capas de alambres (ob.cit.).

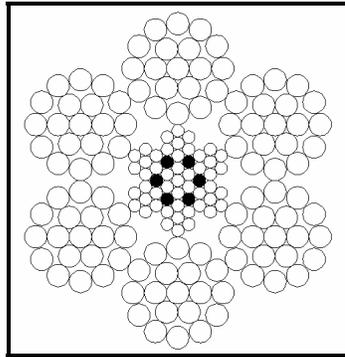


Figura 2.25 Cables de igual paso Filler: 6x25(7x7+0) Filler usados en palas excavadoras, poleas retroexcavadoras, pozos petrolíferos, grúas tipo pluma, etc.

(Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.3.7 Cables antigiratorios: este tipo de cables esta compuesto por dos o más capas de cordones enrollados en trayectorias alternativas, de forma tal que los movimientos de giro originados al colgar una carga del cable, resultan en su mayoría compensados (ob.cit.).

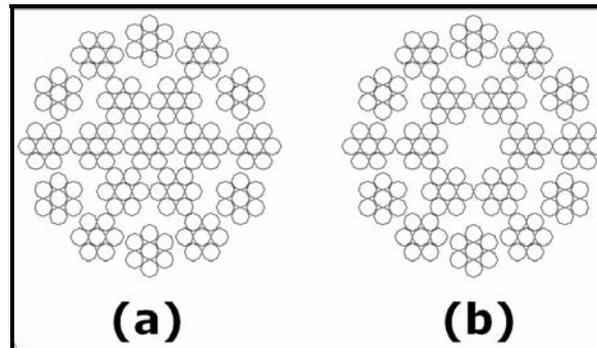


Figura 2.26 Cables antigraveros: (a) 19x7+0 usados en profundización de pozos, teleféricos, grúas torres, grúas móviles, grúas sobre camión, etc. (b) 18x7+1 con aplicaciones en profundización de pozos, teleféricos, grúas torres, grúas móviles, grúas sobre camión, etc. (Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.4 Características estructurales de los cables

2.2.4.1 Rigidez

Al someter un cable a la aplicación de cargas se origina un alargamiento, que se lleva a cabo en tres etapas; la primera se refiere al asentamiento de los alambres alrededor del alma, disminuyendo el diámetro exterior. Según el tipo de cable y la dimensión de la carga el alargamiento puede oscilar entre el 0.25% y el 2% de la medida inicial del cable (ob.cit.).

Luego se inicia la segunda etapa, elástica y lineal, en la cual la aplicación la ley de Hooke es válida:

$$\Delta l = T * L / A * E \quad (\text{Ecuación 2.2})$$

Donde:

Δl = alargamiento

T = tracción L= longitud inicial del cable

A= área de la sección metálica del cable

E= módulo de elasticidad del material

Algunos valores aproximados de módulos de elasticidad de cables

nuevos son:

Composición	E(Kp/mm ²)
1.7+0.....	15000 a 16000
1.19+0.....	14000 a 15000
1.37+0.....	13000 a 14000
1.61+0.....	12000 a 13000

Tabla 2.1 Valores aproximados del módulo de elasticidad de cables nuevos.

(Escrig, Sanchez y col., 2002)

Cabe destacar, que los cables son más maleables que el acero; mientras es mayor el número de alambres, menor es su rigidez; y los valores de la tabla, como se mencionó, se refieren a cables nuevos, una vez puestos éstos en funcionamiento pueden aumentar un 20% (ob.cit.).

La tercera etapa de estiramiento del cable comienza en el límite elástico, punto en el cual la curva tensión-deformación se corresponde con la carga de rotura según sea la resistencia de los alambres. Si la carga sigue aumentando más allá del límite elástico, se originan extensiones en la

longitud del cable, permanentes no proporcionales y la plastificación hasta la falla (ob.cit.).

2.2.4.2 Prestirado

La mejor manera de disminuir el alargamiento del cable, es aplicando antes de su puesta en servicio, una tensión de tracción que absorba la deformación inicial. El valor de esta tensión debería ser como mínimo el de la carga de cálculo y máximo el 50% de la carga de rotura (ob.cit.).

2.2.4.3 Deformación térmica

Las diferencias de temperatura alteran la longitud del cable conforme con el coeficiente de dilatación térmica (ob.cit.):

$$\alpha = 0.0000125$$

Cualquier cable sujeto a cambios de temperatura sufre variaciones de longitud:

$$\Delta l = \alpha * L * \Delta t \quad \text{(Ecuación 2.3)}$$

Donde:

Δl = variación de longitud

α = coeficiente de dilatación térmica

L= longitud inicial del cable

Δt = variación de temperatura

2.2.4.4 Doblado

Esta característica estructural de los cables, como es el radio mínimo de doblado de los mismos en cambios de dirección y apoyos, esta relacionada con su rigidez. El radio mínimo de doblado debe conservarse mayor a 20 veces el diámetro del cable en el tipo espiral (que son más rígidos) y 15 veces el diámetro en el resto, si no se pretende reducir la carga admisible (ob.cit.).

2.2.4.5 Fatiga

Las cargas aplicadas al cable, permanentes o recurrentes, le originan a largo plazo un desgaste tanto en la resistencia como en la deformabilidad. A lo largo del tiempo, la resistencia del cable tiende al límite de fatiga, el cual es mucho menor a la carga de rotura inicial; es por esta razón que se debe garantizar que el cable trabaje por debajo de este valor (ob.cit.).

2.2.4.6 Dimensionado

Para dimensionar el cable se tienen presente el diámetro, la composición, el material y el coeficiente de seguridad. Las tablas proporcionadas por el fabricante fijan, partiendo de estas características y de

la resistencia del acero, la carga de rotura del cable. Se debe conocer que la sección resistente efectiva es la sección metálica del cable, es decir, el conjunto de las secciones de los alambres que integran el cable; no la sección cilíndrica que se calcula a través del diámetro del cable (ob.cit.).

Para el cálculo de la carga admisible o de servicio, se divide la carga de rotura entre el coeficiente de seguridad, el cual tiene presente las pérdidas por cableado, la dispersión y la fatiga. En aplicaciones estáticas de cables preestirados es válido asumir un valor del coeficiente de seguridad mayor o igual a 3 (ob.cit.).

2.2.4.7 Coeficientes de seguridad:

Cables con carga estática.....	3 a 6
Cables para transportes aéreos.....	4 a 7
Cables para grúas y elevadores.....	6 a 9
Montacargas.....	8 a 18
Ascensores.....	12 a 24

Tabla 2.2 Valores de coeficientes de seguridad de cables según su uso

(Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.4.8 Fórmulas aproximadas de sección y peso

	Sección útil (cm ²)	Peso (kg/m)
Cable de cordones con alma de cáñamo.....	$0.4 \cdot D^2$	$0.365 \cdot D^2$
Cable de cordones con alma de acero.....	$0.5 \cdot D^2$	$0.437 \cdot D^2$
Cable cordón espiral con alma de acero.....	$0.6 \cdot D^2$	$0.509 \cdot D^2$

**Tabla 2.3 Fórmulas aproximadas de sección y peso de algunos tipos de cables
(Escrig, Sanchez y col., 2002)**

En una tensoestructura, a medida que la escala de la misma aumenta, el tejido debe ser reforzado para que así la membrana se alivie de aquellas fuerzas que puede no ser capaz de resistir por sí misma; estas fuerzas pueden ser transferidas y soportadas por un conjunto de cables en lugar de la membrana (Gunnar, 1999). Estos cables tienen la función de aportar estabilidad a la membrana, así como también de contribuir a la adaptación de su forma de acuerdo con los requerimientos del diseño.

2.2.5 Piezas de unión de los cables

Estas piezas pueden ser las que concluyen los extremos de los cables y cierran el trenzado al mismo tiempo que proporcionan un elemento de agarre o las que se utilizan para vincular estos cables a otros elementos y a

otros cables. Las primeras son llamadas terminales, el resto accesorios (Escrig, Sanchez y col., 2002).

2.2.5.1 Terminales

2.2.5.1.1 Terminal trenzado

La realización de este Terminal requiere de gran habilidad, ya que luego de doblado el cable, los cordones del ramal corto deben descomponerse, para entremeterlos entre los cordones del otro ramal. El trenzado tiene que ser muy uniforme y estar muy apretado, de manera que, al someter el conjunto a carga, todos los hilos trabajen equitativos. Si se pretende lograr un terminal de absoluta garantía, es de suma importancia proporcionar una longitud y cantidad de pasadas adecuados al trenzado. Para ello se tiene como norma general, que la longitud del trenzado puede ser 30 veces el diámetro del cable en el cual se realiza (Escrig, Sanchez y col., 2002).



Figura 2.27 Terminales trenzados (Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.5.1.2 Terminal con abrazaderas

Es la manera más sencilla de elaborar un terminal, ya que no se requieren conocimientos ni práctica alguna para formarlos; no obstante, sólo se recomiendan en aquellos casos en que el tipo de estructura necesita un desmontaje acelerado y frecuente. La cantidad mínima de abrazaderas (N) indispensables para reforzar el terminal puede deducirse aproximadamente dividiendo el diámetro del cable en milímetros por 6, tomando la cifra entera superior, pero este número no debe ser menor a 2. Además las abrazaderas deben permanecer separadas una distancia (A) que es aproximadamente 6 veces el diámetro del cable (ob.cit.).



Figura 2.28 Terminal con abrazadera (Escrig, Sanchez y col., 2002)

ABRAZADERAS, SUJETACABLES O GRAPAS

Cómo sujetar cable de alambre con seguridad usando Genuinas CROSBY CLIPS

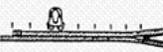


1 DETERMINE EL TAMAÑO CORRECTO Y EL NUMERO DE GRAMPAS

TAMAÑO DEL CABLE DE ALAMBRE	NUMERO DE GRAMPAS CROSBY
1/4"	2
3/8"	3
1/2"	3
3/4"	4

Este gráfico le da esa información.

2 DOBLE LA EXTREMIDAD DEL CABLE SOBRE EL GUARDACABO



Use la parte más ancha de la base de la grampa como medida. La parte inactiva, o sea la extremidad doblada deberá tener dos veces esa medida, para cada grampa.

3 SUJETESE PRIMERO LA GRAMPA QUE QUEDA MAS LEJOS DEL GUARDACABO



Aplicase la primera grampa a una distancia del extremo del cable equivalente a la medida de la base.

4 ESTE SEGURO QUE EL PERNO EN U APOYA EN EL EXTREMO INACTIVO



Nunca deberán colocarse los pernos en U contra el cable activo. Cada grampa colocada en posición invertida reduce la resistencia del empalme.

5 APLIQUESE LIGERA TENSION AL CABLE



Esto debe hacerse antes de aplicar las otras grampas para aseguraran ajustado embone.

6 COLOQUESE LA SEGUNDA GRAMPA EN LINEA CON EL GUARDACABO



La línea de puntos indica la posición correcta. Esta atadura mantiene el cable bien embonado en el guardacabo.

7 COLOQUENSE LAS GRAMPAS ADICIONALES EN EL ESPACIO RESTANTE



No importa cuántas grampas se usen, todas deberán espaciarse uniformemente a la medida de la base.

8 DESPUES DE QUE EL CABLE HA SOPORTADO LA CARGA MAXIMA, SE APRIETAN LAS GRAMPAS DE NUEVO



Esto es para compensar cualquier reducción en el diámetro del cable, asegurándole la atadura más segura del mundo.

PERNO-U ROJO...
ALETAS ALTAS
BASE ESTRIADA CON RANURAS...
TUERCAS SUELTAS...
ROSCAS DE PRECISION...
PERNOS CON EXTREMOS BISELADOS...

SE HACEN EN TAMAÑOS ADECUADOS PARA TODO CABLE DE ALAMBRE... DE 1/4 A 3 PULGADAS

Sujetacable en acero inoxidable AISI 316

Código	o cable mm.	A mm.	B mm.	C mm.	E mm.	F mm.	H mm.	L mm.	D mm.
IS10034	3-4	22	14	8	7	3,5	12	22	4
IS10005	5	24	16	9	8	4	15	24	5
IS10006	6	30	18	11	10	5	18	33	6
IS10008	8	33	20	12	10	5	20	35	6
IS10010	10	37	22	14	13	6,5	22	43	8
IS10012	12	45	25	16	17	8	30	54	10
IS10014	14	46	27	18	17	8	30	54	10
IS10016	16	53	30	20	17	8	30	65	10
IS10018	18	55	31,5	21	19	10	35	80	12
IS11920	19-20	58	33	22	19	10	35	80	12
IS10022	22	64	34	23	19	10	43	85	12
IS10025	25	69	39	24	19	10	43	85	12
IS10028	28	80	42	30	22	13	52	105	14
IS10032	32	92	46	37	24	13	52	110	16

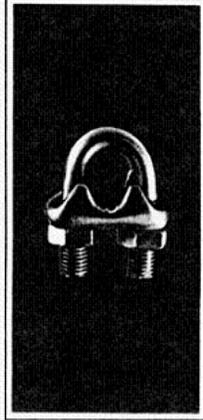
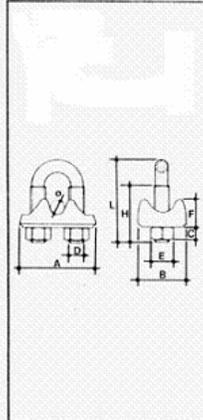



Figura 2.29 Terminal con abrazadera

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

2.2.5.1.3 Terminal prensado con casquillo:

En este caso, la idea es prensar un casquillo de acero alrededor del tramo de ida y vuelta de los cables para dejar un ojal con o sin guardacabos (ob.cit.).

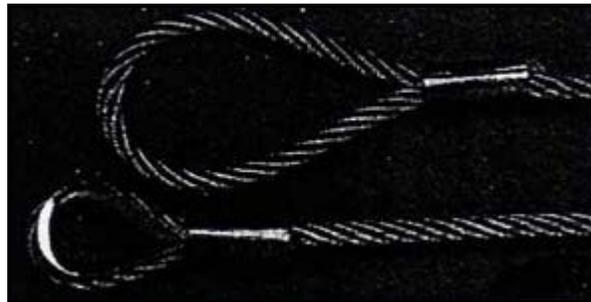


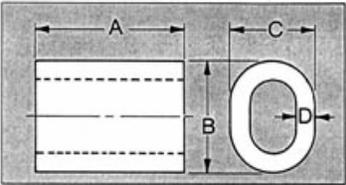
Figura 2.30 Terminal con casquillo (Escrig, Sanchez y col., 2002)

S-506 "COLD TUFF®" DUPLEX NON-TAPERED SLEEVE

- Designed for low temperature toughness
- Resists cracking when swaged (equals or exceeds stainless steel sleeves)
- Special processed low carbon steel

- Spheroidize annealed — quality controlled
- Stamp for identification **after** swaging without concern for fractures (as per directions.)
- For turnback wire rope splicing.



Rope Dia.	Dimensions (in)				O.D. After Swaging	Weight Per 100 (lbs)
	A	B	C	D		
5/16	1.25	1.12	.75	.187	.75	17 lbs.
3/8	1.25	1.12	.75	.134	.75	14
7/16	1.63	1.41	.98	.191	1.00	30
1/2	1.63	1.41	.98	.161	1.00	27
9/16	2.25	1.72	1.19	.240	1.25	62
5/8	2.25	1.72	1.19	.196	1.25	56
3/4	2.63	2.12	1.44	.240	1.50	91
7/8	2.88	2.48	1.60	.265	1.75	129
1	3.06	2.84	1.82	.320	2.00	187
1 1/4	4.06	3.56	2.50	.370	2.50	265
1 1/2	4.88	4.25	2.99	.970	3.00	331

STANDARD PACKAGE QUANTITY: 5/16" and 3/8" — 100; 7/16" and 1/2" — 50; 9/16" and 5/8" — 25; 3/4" and larger — 10.

Figura 2.31 Terminal con casquillo

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

2.2.5.1.4 Terminales fundidos

Estos terminales son aquellos que consisten en unas piezas especiales que poseen un agujero cónico por el cual se pasa el cable y luego se rellena de una sustancia especial para formar un extremo sólido (ob.cit.).

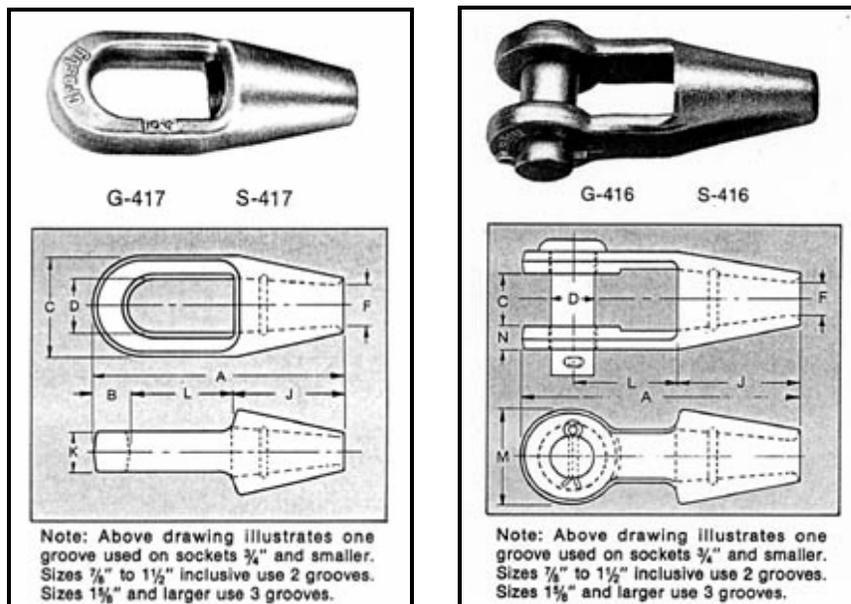


Figura 2.32 Terminal fundido cerrado y de horquilla

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

2.2.5.1.5 Terminales prensados

Se basan en unos cilindros en los cuales se incrusta el cable y se aprieta fuertemente (ob.cit.).

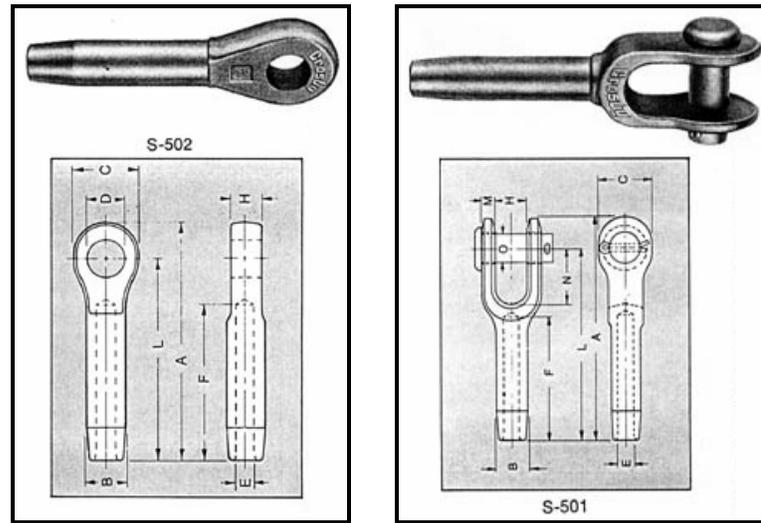


Figura 2.33 Terminal prensado con ojo y de horquilla

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)



Figura 2.34 Terminal prensado con tensor

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

2.2.5.1.6 Terminales de cono interior

Para una mejor ilustración de esta clase de terminales, se muestran sus tipos, componentes y el proceso de montaje en la figura que sigue (ob.cit.).

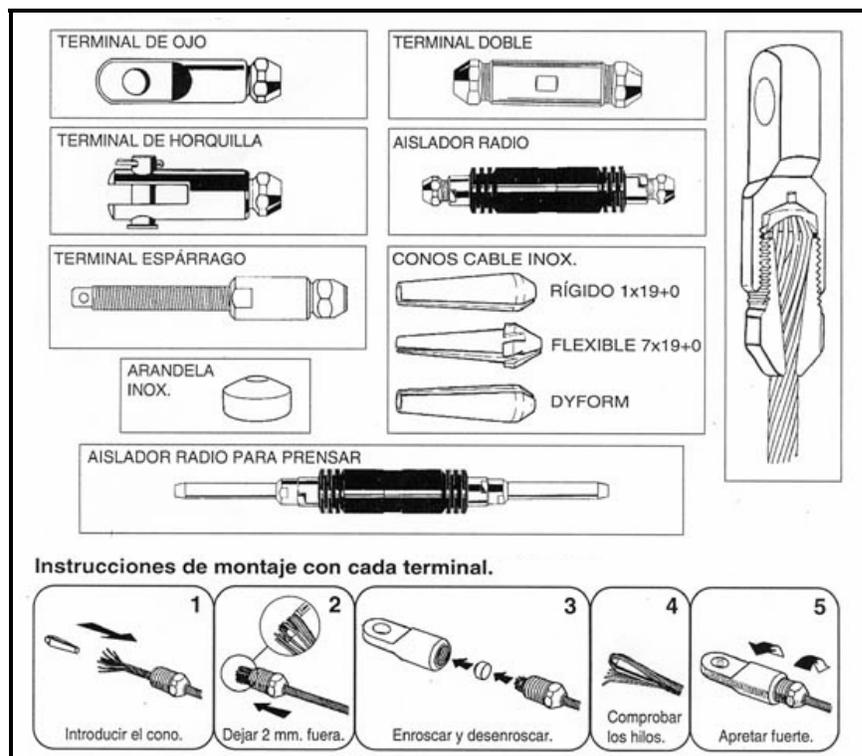


Figura 2.35 Terminales de cono interior y el proceso de montaje

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

2.2.5.2 Accesorios

Son una enorme variedad de mecanismos que contribuyen en la labor de vincular los cables unos a otros y a elementos de sujeción. Algunos de ellos son presentados en las figuras siguientes: (ob.cit.).



Figura 2.36 Guardacabos

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

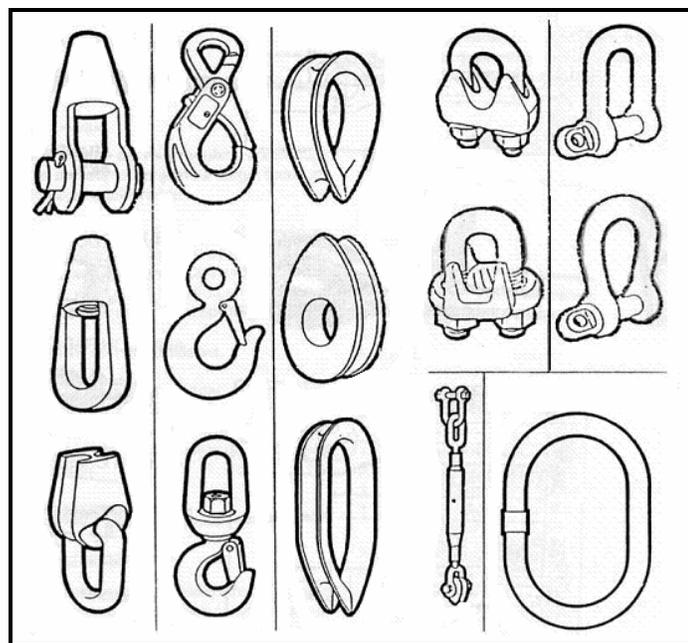


Figura 2.37 Accesorios (Escrig, Sanchez y col., 2002)

2.2.5.3 Tensores

Estos elementos están formados por un tubo roscado con rotación diferente en sus extremos en donde se inscriben unos espárragos

terminados en argolla abierta o cerrada, y tienen la finalidad de introducir reducciones entre dos puntos, lo que se convierte automáticamente en unos esfuerzos (ob.cit.).

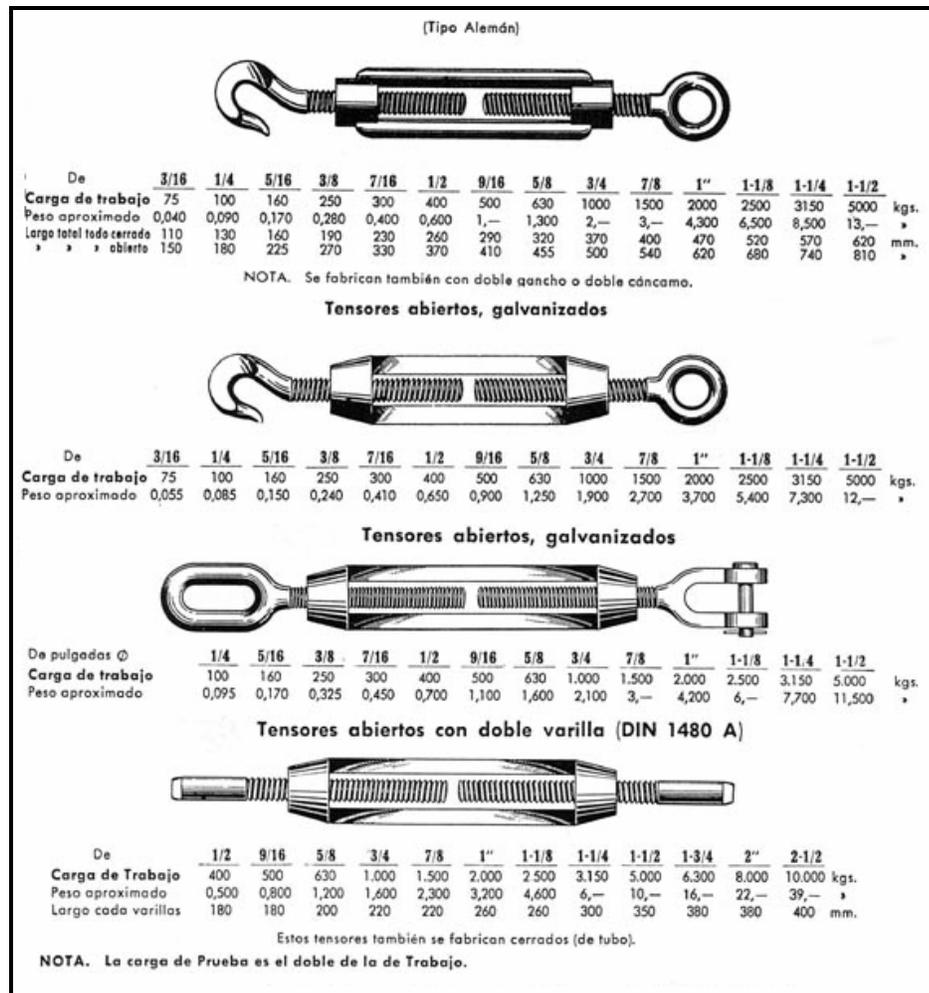


Figura 2.38 Tensores abiertos

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

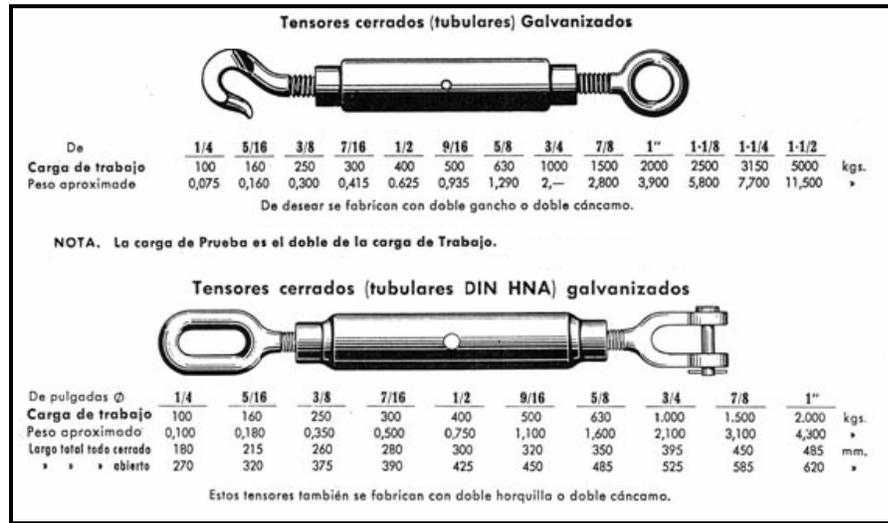


Figura 2.39 Tensores cerrados

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

Habiendo ya expuesto los principios básicos de los elementos que conforman el sistema estructural de las tensoestructuras, queda por mencionar el tercer componente, el cual proporciona el toque final a estas construcciones, estos son los anclajes; y respecto a ellos (Frei, 1958; Schueller, 1983; Escrig, Sánchez y col., 2002) mencionan:

4.3 Los anclajes

En la construcción de cubiertas colgantes tienen que emplearse métodos poco usuales y no conocidos en la práctica corriente de la edificación, por lo cual es necesario referirse al anclaje de las cuerdas en el suelo de cimentación (Frei, 1958). Para ello es necesario mencionar que este

tipo de fundaciones deben soportar tanto los esfuerzos verticales como los horizontales, los cuales son debidos a las cargas externas y a la pretensión (Schueller, 1983).

El esfuerzo vertical puede ser resistido contrarrestándolo con el peso del anclaje en el piso o en otras estructuras. Las distintas formas en las cuales las fundaciones o anclajes de piso pueden resistir las tensiones, se muestran en la figura 2.40. Las reacciones verticales pueden ser solventadas mediante gravedad, tales como el peso de la fundación, los lastres y las cargas de tierra, la fricción del anclaje que se genera a lo largo de su superficie, así como también por cualquiera de sus combinaciones (Schueller, 1983).

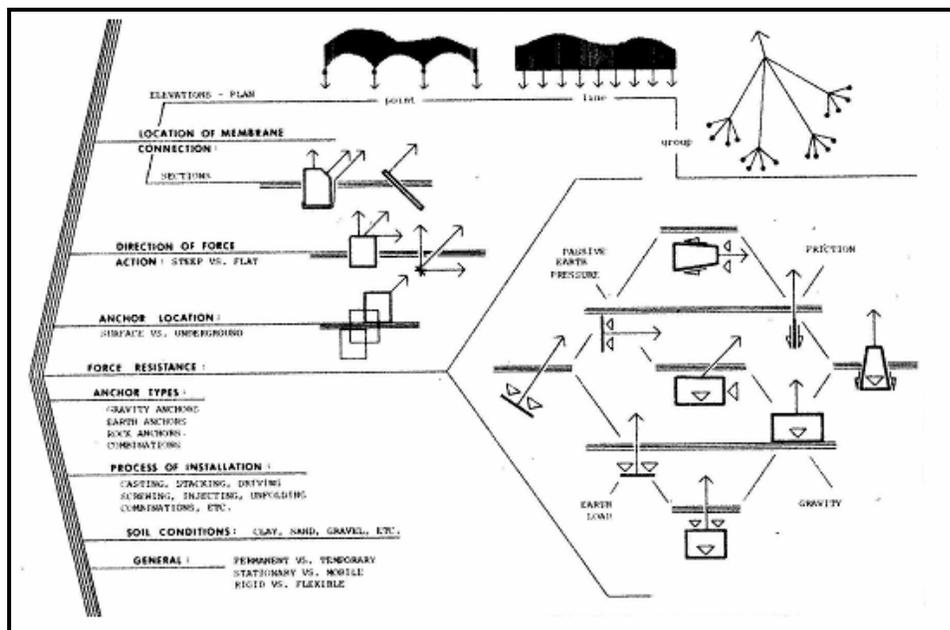


Figura 2.40 Formas en las cuales las fundaciones o anclajes de piso pueden resistir las tensiones (Schueller, 1983)

El esfuerzo horizontal puede ser equilibrado mediante barras longitudinales o bloques, los cuales actúan como brazos de un lado al otro, o por anillos comprimidos. También pueden ser soportados por presión pasiva (generada por la tierra) y/o fricción. Algunas otras consideraciones relacionadas con el diseño de los anclajes son identificadas en la figura 2.40 (ob.cit.).

Las fuerzas en la tensoestructura pueden transferirse a las fundaciones de una manera uniforme y continua empleando, por ejemplo, fundaciones corridas o con la ayuda de cables periféricos unidos a los anclajes o fundaciones. Las fuerzas de tracción de gran magnitud pueden ser soportadas directamente por una fundación o repartidas en un punto para ser resistidas por un grupo de anclajes (ob.cit.).

La selección del sistema de anclajes depende, entre otras cosas, de la magnitud de la fuerza, de la capacidad del suelo, de la resistencia de la membrana, de la dimensión y espaciamiento de los anclajes, de la construcción de la membrana a lo largo de su base y de la naturaleza de la estructura (ob.cit.).

De esta manera, de acuerdo con Escrig, Sánchez y col. (2002) los anclajes pueden clasificarse así:

2.3.1 Anclajes pasivos

Son aquellos amarres al suelo efectuados a través de grandes masas embutidas en el terreno.

El anclaje por la fuerza de gravedad es muy simple: las cuerdas se introducen en el bloque de concreto y quedan aprisionadas en él. El bloque, por su peso y resistencia de rozamiento, transmite al suelo de fundación los esfuerzos de las cuerdas, como se puede observar en las figuras 2.41, 2.42 y 2.43 (Frei, 1958).

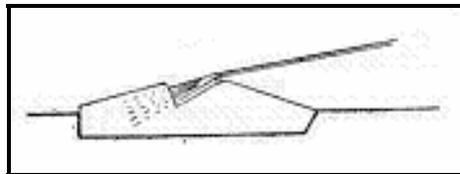


Figura 2.41 Esquema de un anclaje por gravedad (Frei, 1958)

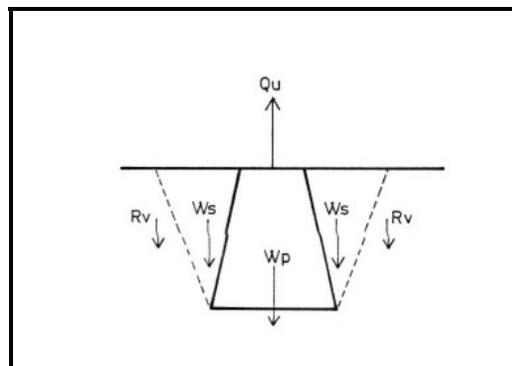


Figura 2.42 Cono de concreto, anclaje pasivo

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

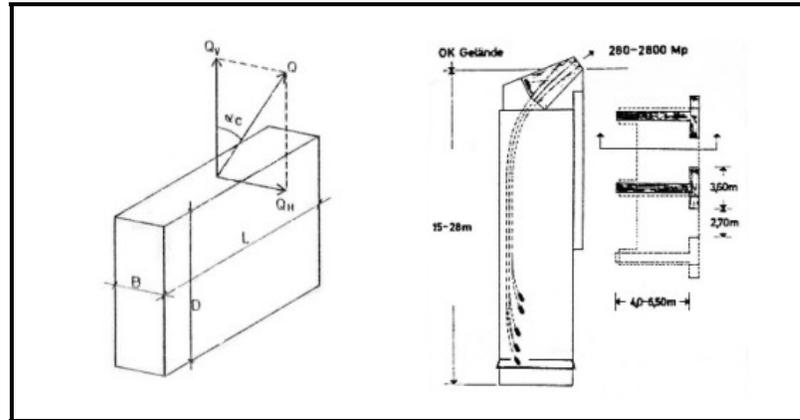


Figura 2.43 Anclaje tipo pared diafragma

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

2.3.2 Anclajes activos

Son anclajes de profundidad realizados generalmente por inyección de concreto.

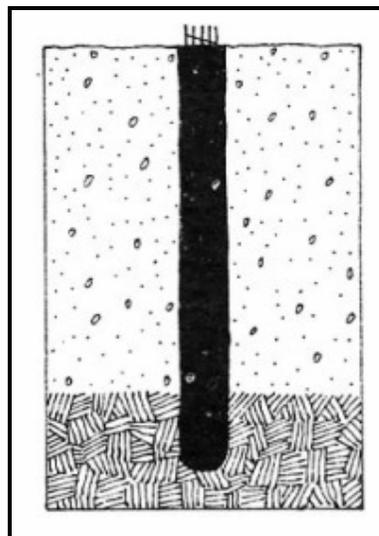


Figura 2.44 Pila de concreto, anclaje tipo túnel

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

Un buen ejemplo de este tipo de anclajes, siendo muy sencillo, es el anclaje de las cuerdas en taladros abiertos en terrenos de fundación rocoso (figura 2.45); en los cuales el extremo de la cuerda se envuelve de metal blando fundido, con lo que se hace más pesado. La cuerda se descompone en sus alambres hasta una distancia de unas 5 veces el diámetro de su extremo, y se hace desplazar en el taladro, con el peso, friccionando las paredes los hilos del extremo, se extienden y llenan el hueco. Luego, se introduce en el taladro lechada de cemento o mortero con mucha presión (Frei, 1958).

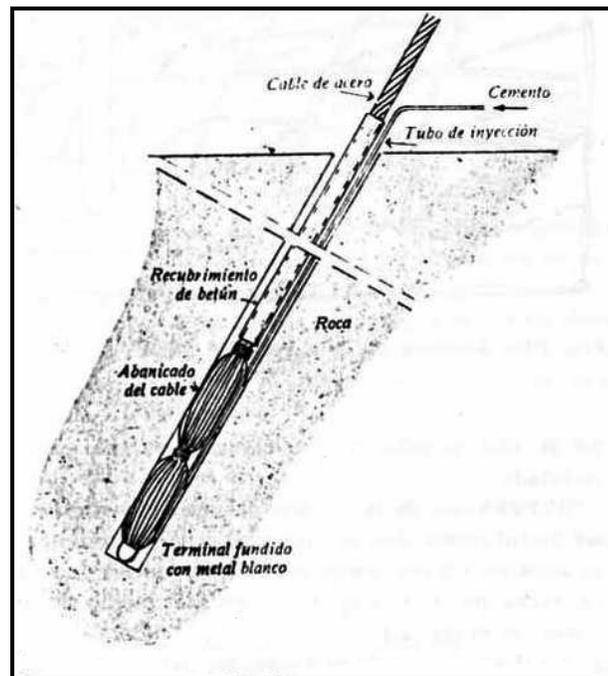


Figura 2.45 Anclaje de una cuerda en un taladro antes de la inyección de lechada de cemento (Frei, 1958)

El anclaje de taladros de barreno es, para las tensoestructuras y fundamentalmente para cubiertas colocadas en desniveles de montañas, la forma más sencilla de transferir fuerzas al suelo, y también resulta muy apropiado por la esencia de estas cubiertas (Frei, 1958).

En caso de terrenos sueltos, se confirma de manera muy similar, el anclaje de cuerdas a través de pilotes de tracción (figura 2.46). Los más apropiados son los pilotes de cabeza gruesa y superficies rugosas. Este tipo de anclaje es económico y eficaz, pues requiere una minúscula pérdida de material para alcanzar resultados de gran rendimiento (Frei, 1958).

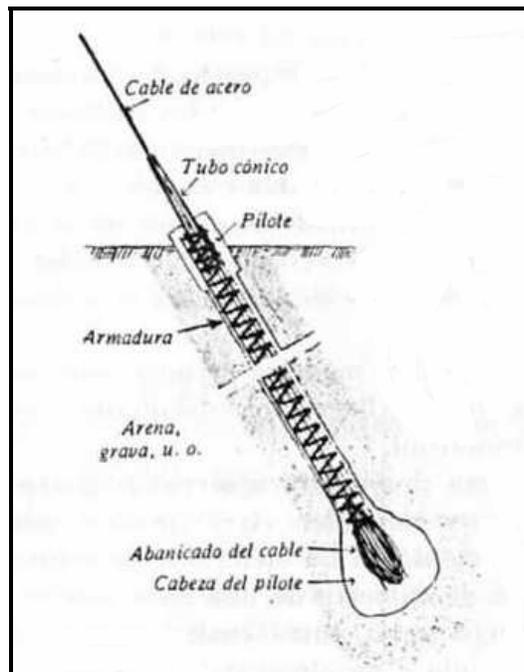


Figura 2.46 Pilote de tracción hincado en el suelo (Frei, 1958)

2.3.3 Anclajes atornillados

Son anclajes atornillados al suelo para que éste actúe como el contrapeso ante la acción de la estructura.

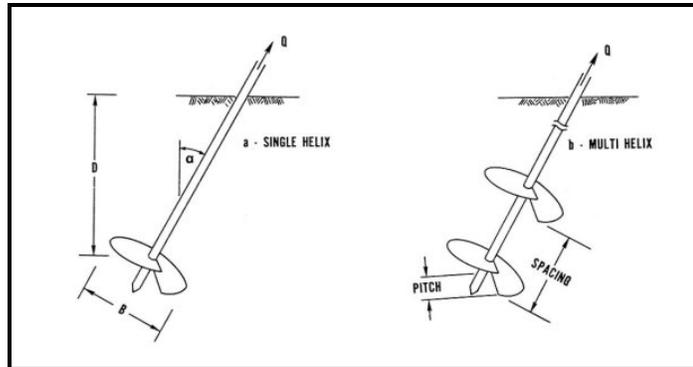


Figura 2.47 Anclaje tipo tornillo

<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>

En la construcción de tiendas es más preciso el uso de anclajes más livianos y temporales. Estos anclajes también tienen importancia en el montaje de las cubiertas colgantes, período en el cual se requieren muchas veces cuerdas tensoras provisionales (Frei, 1958).

El método más comúnmente usado para anclar las cubiertas colgantes son las estacas, que sirven para aferrar al suelo las cuerdas que forman con éste ángulos pequeños; sin embargo, en el caso de las tiendas este ángulo puede llegar a ser mayor de 50° (figura 2.48). En cuanto a las cargas mayores, las cuerdas se aseguran en tablaestacas enterradas oblicuamente o vigas de alas anchas (Frei, 1958).

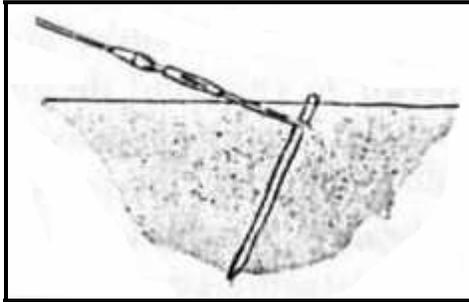


Figura 2.48 Anclaje de estaca, eficaz en el caso de cuerdas formando ángulos pequeños con el suelo (Frei, 1958)

El anclaje con instrumentos de taladrar tierras se utiliza en terrenos de fundación sueltos o en cuerdas que funcionan muy verticalmente (figura 2.49). Los hierros de taladrar se hincan en el terreno girándolos con máquinas o a mano. El terreno escarbado por el taladro después debe apisonarse. Luego de usado el hierro, se extrae del terreno girándolo en sentido contrario. Los hierros de taladrar, al adentrarse a cierta profundidad pueden funcionar como anclajes definitivos si el instrumento ha sido protegido contra la corrosión. La carga que puede soportar este modelo de anclajes es importante (ob.cit.).



Figura 2.49 Hierro de taladrar suelos (Frei, 1958)

Para las tensoestructuras es más recomendable estudiar un anclaje a manera de arpón (figuras 2.50 y 2.51), el cual está formado por un tubo de acero, con dos palas anchas cerradas junto a él. El tubo se clava en el suelo y luego se estira un poco, haciendo que las palas se abran y formen un hueco en el terreno, que se rellena con concreto comprimido introducido a través del tubo. La carga que este anclaje resiste puede amplificarse sorprendentemente dando mayor compacidad al terreno que le rodea, mediante vibraciones (ob.cit.).

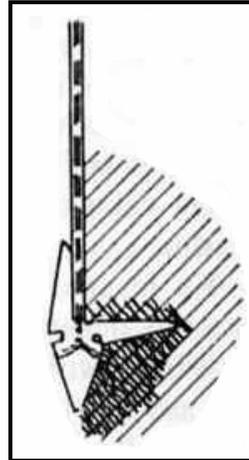


Figura 2.50 Ancla de arpón. Lado derecho, después de hincada y estirada; lado izquierdo antes de hincarla (Frei, 1958)

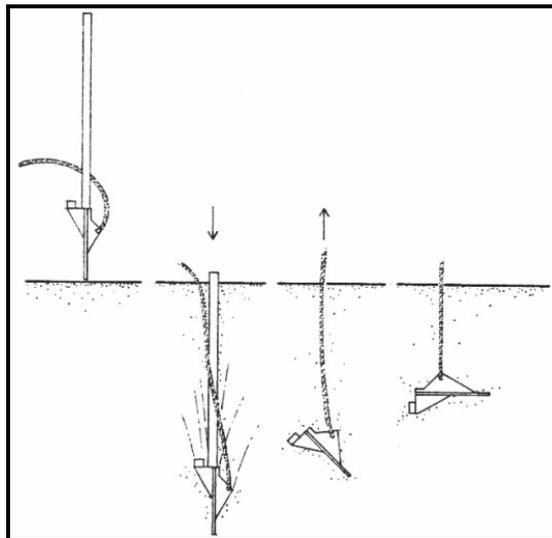


Figura 2.51 Anclaje tipo plato

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

Además de los tipos de anclajes aquí mencionados, tienen lugar también, otros modelos de anclajes parecidos, que dependen de las

necesidades de apoyo de las cubiertas o simplemente no son adecuados para su utilización en cubiertas colgantes (ob.cit.).

Una vez establecidos y especificados todos los componentes básicos de las tensoestructuras, es conveniente señalar la manera y los medios más frecuentemente utilizados en su proceso de construcción y confección. La idea general, es una prefabricación de la cubierta textil, que se realiza en taller, a partir de unos materiales y métodos de unión, y apoyándonos en unas formas geométricas determinadas de las piezas componentes (patrones) para lograr una pieza constructiva final (la cubierta) de unas proporciones que nos brinden la forma y estabilidad solicitadas. En efecto, la tela como materia prima, se distribuye en bobinas de anchos bastante pequeños que varía entre 1.20 y 2.0m en promedio, sin embargo, algunas empresas pueden suministrar bobinas de anchos superiores (5m) (Monjo, 1991).

Aunque este tipo de bobinas sean encontrados, estas dimensiones, por lo general, no son suficientes para cubrir superficies de grandes extensiones (plazas de toros o estadios, por ejemplo) por lo que se hace necesario la unión de varias piezas de tela (los patrones) para alcanzar la superficie total requerida. Además, la estructura precisa un remate de borde que garantice su integridad y admita su unión a la estructura que la va a sujetar o anclar. De cualquier manera, para lograr la superficie total requerida a través de la unión de piezas de tela de pequeñas proporciones, lo primero

será fijar la forma y tamaño de esas piezas, de la misma manera que lo hace una modista en la realización de un vestido. Lo fundamental será, alcanzar con la mínima cantidad de tela posible, la forma y curvatura total solicitadas, sin que surjan tensiones diferenciales en la unión de los patrones, ya sea por exceso de tela en alguno de ellos (surgen arrugas) o por falta de material (surgen tensiones exageradas). Por esto, resulta importante destacar las características de los patrones, sus uniones y el remate perimetral de la tela, ya que en conjunto proporcionarán una superficie total íntegra y de propiedades fisicomecánicas uniformes (Monjo, 1991).

2.4 Los patrones de corte

Suponiendo que la cubierta a diseñar sea una superficie plana y cuadrada, no cabe duda que la forma ideal de lograrla sería uniendo en paralelo tiras de tela del ancho de la bobina que proporcione el fabricante, para así poder obtener un aprovechamiento máximo de la tela dentro de esas cualidades geométricas. Por otro lado, si la superficie a diseñar no es rectangular sino poligonal de cualquier clase, será suficiente con empezar desde el lado más grande como referencia y los trozos de tela obtenidos serán trapezoidales, donde la única preocupación será el máximo aprovechamiento de la tela (ob.cit.).

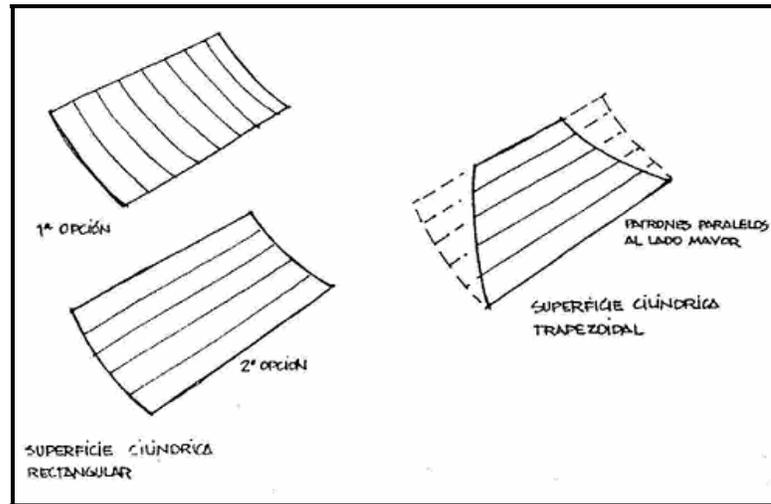


Figura 2.52 Despieces de patrones tipo (Monjo, 1991)

No obstante, se conoce que una de las limitaciones principales de las cubiertas textiles es la curvatura de la superficie final, lo que hace la ejecución un poco más compleja (ob.cit.).

Si la curvatura requerida fuera simple, por ejemplo un cilindro, la solución continuaría siendo sencilla, debido a que el cilindro es una superficie desplegable y por ende, transformable en plana, lo que llevaría a la solución antes planteada. Sin embargo, para las tensoestructuras no solamente se requiere curvatura, sino doble curvatura en cada punto, razón por la cual la ejecución se complica aún más. Si esta doble curvatura pudiera ser sinclástica (como en el caso de las cubiertas neumáticas o hinchadas), se pudiera relacionar cada zona de la cubierta a un casquete esférico, y, siendo el mismo una figura geométrica primaria muy estudiada, el despiece de los

patrones resulta posible de varias formas, por paralelos, por meridianos, icosaédrica, etc., pero, para el caso de las tensoestructuras objetos de este estudio, se ha requerido una curvatura anticlástica en todos los puntos de su superficie, siendo terminante la complicación. Cabe destacar, que aunque el trabajo de despiece de los patrones resulte tedioso, no es imposible, y la evidencia de ello, son todas las cubiertas textiles existentes (ob.cit.).

Lo más recomendable en este caso, es la elaboración de maquetas (figura 2.53) a escala exacta, con la forma que se desee lograr, utilizando telas flexibles que alcancen la curvatura requerida por el diseño, y encima de ellas dibujar de manera precisa los patrones que, luego al ser unidos, originen exactamente la misma superficie (ob.cit.).



Figura 2.53 Modelo de maqueta

Otra posible solución en algunos casos, es la de aprovechar la situación de que algunas superficies anticlásticas son superficies regladas, lo que permite realizar un despiece a base trozos de tela paralelos. Un ejemplo de ello es el paraboloides hiperbólico o silla de montar, bastante eficiente para ser usado en tensoestructuras de base cuadrada o rectangular con apoyos perimetrales (ob.cit.).

De cualquier manera los aspectos más importantes que se deben tener en cuenta al momento de cortar y confeccionar los patrones de una cubierta colgante, son los siguientes (ob.cit.):

- Aprovechamiento máximo de las bobinas suministradas, tratando que la mayoría de los patrones resulten rectangulares.
- Cuidado con las tensiones de la cubierta, siendo conveniente considerar la dirección de la tensión máxima en relación a la del tejido de la tela, sobre todo si ésta no es isótropa.
- Cuidado con las inflexiones violentas de la cubierta, es apropiado tratar que coincidan con uniones de los patrones que sean capaces de admitir refuerzos adicionales.
- Tratar que no surjan patrones demasiados puntiagudos que compliquen la confección.

2.5 Las uniones

Después de logrados los patrones, deben unirse entre sí para alcanzar la superficie total solicitada. Estas uniones tienen que realizarse de forma tal, que no se diferencien del resto de la tela en su desempeño, es decir, no son uniones necesarias estructuralmente, sino que una vez elaboradas deben ausentarse y trabajar como parte de todo el conjunto. En fin, a las uniones se les debe exigir, mínimo, las mismas propiedades físicas y mecánicas que al resto de la tela. No obstante, al ser las uniones lineales, se van a agrupar a lo largo de su directriz algunas de las tensiones actuantes en las telas cercanas, por lo que será necesario fortalecerlas mecánicamente en esa dirección. Así, se debe alcanzar un adecuado desempeño de las siguientes acciones (ob.cit.):

- Mecánicas: tensiones perpendiculares, tensiones según su directriz y flexibilidad igual a la de las telas cercanas.
- Físicas: impermeabilidad, hermeticidad y resistencia al fuego.
- Químicas: resistencia, de los materiales que participan en la unión, a los rayos ultravioleta.

Una vez definida y enmarcada en el contexto de las tensoestructuras la función de las uniones, se tienen según Monjo (1991) los siguientes tipos:

2.5.1 Juntas cosidas

Este tipo de junta es el más popular y se trata, fundamentalmente, de la unión de los bordes de dos telas adyacentes a través de dos o más costuras paralelas. De acuerdo al sistema de solape que se use, surgen varios tipos de uniones cosidas, como son: las juntas de solape simple, con solape mixto (sencillo en una de las telas y doble en la otra) y con solape doble en cada una de las telas (figuras 2.54, 2.55, 2.56 y 2.57). Obviamente, mientras más complicada, más segura y estanca será la junta, pero mayor cantidad de pérdida de tela en los bordes (ob.cit.).

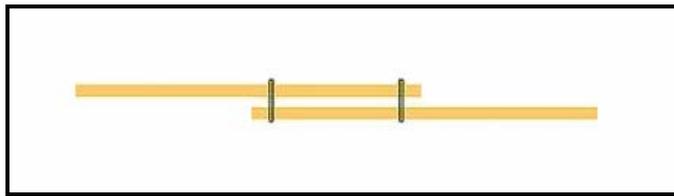


Figura 2.54 Junta cosida con solape simple (modificado)

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

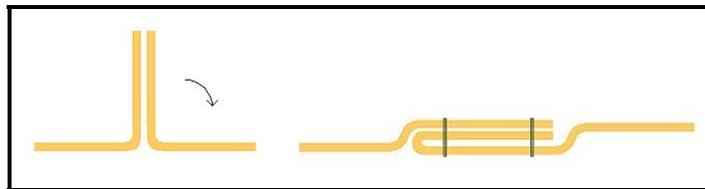


Figura 2.55 Junta cosida con solape mixto (modificado)

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

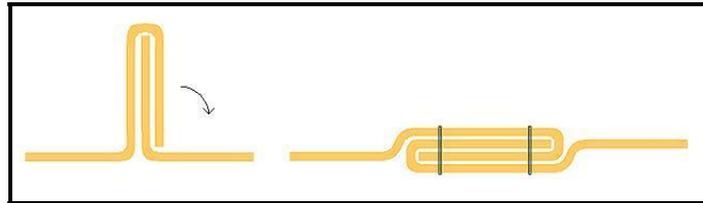


Figura 2.56 Junta cosida con solape doble (modificado)

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

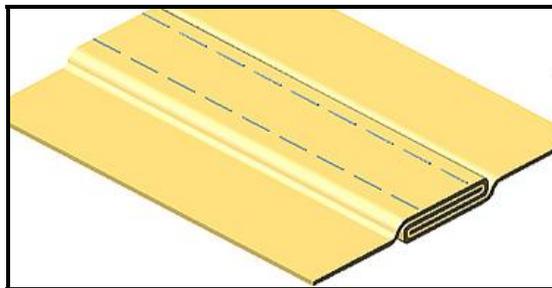


Figura 2.57 Junta cosida con solape doble

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

En todos los casos se encuentra el aporte de un material nuevo en la confección de la junta, el hilo de la costura, y éste, en conjunto con la serie de orificios, son los agentes que pueden ocasionar problemas en el funcionamiento de la junta. Por un lado, se tiene el riesgo del ataque de los rayos ultravioleta debido a que el hilo, se encuentra inicialmente desprotegido; por esto es importante aplicarle una capa protectora semejante a la de la misma tela. Por otro, surge la posibilidad de rasgados, ya sea de la tela por los orificios del paso del hilo o por el rompimiento del mismo hilo si

no cuenta con la resistencia necesaria, ambos debidos a la reunión de las tensiones concentradas en la junta (ob.cit.).

2.5.2 Juntas pegadas

Estas juntas son de elaboración rápida y sencilla y, por ende, bastante recomendables para reparaciones de telas usadas, inclusive efectuadas en sitio. También sus tipos son derivados según el tipo de solape, así, tenemos: las de solape simple, con la pega entre medias, las de banda auxiliar simple y las de banda auxiliar doble, la cual es la que proporciona mayor resistencia e impermeabilidad (figuras 2.58, 2.59, 2.60, 2.61, 2.62 y 2.63). Además, en las juntas de banda auxiliar, se puede lograr un ahorro de tela, ya que los bordes de las telas cercanas quedan a tope y las bandas auxiliares pueden hacerse con retazos (ob.cit.).

El pegamento utilizado puede ser el mismo que se ha usado para proteger el tejido de la tela, lo que hace la fijación de la junta bastante resistente, inclusive mayor a la de la protección y el tejido. Sin embargo, existe el riesgo, dependiendo del pegamento que se use, de que las altas temperaturas la estropeen y, por difusión plástica, se reduzca la resistencia, surgiendo el rasgado por la misma unión (ob.cit.).

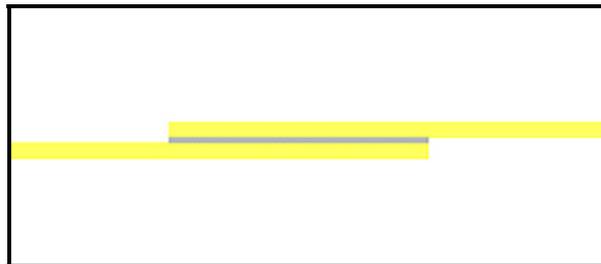


Figura 2.58 Junta pegada con solape simple

<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>

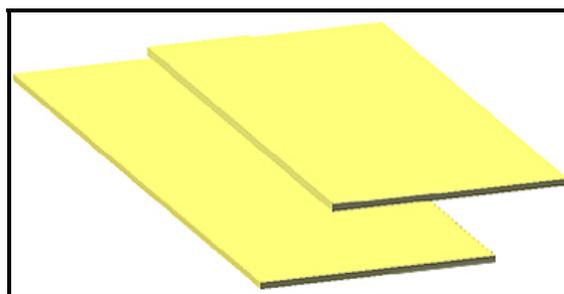


Figura 2.59 Junta pegada con solape simple

<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>

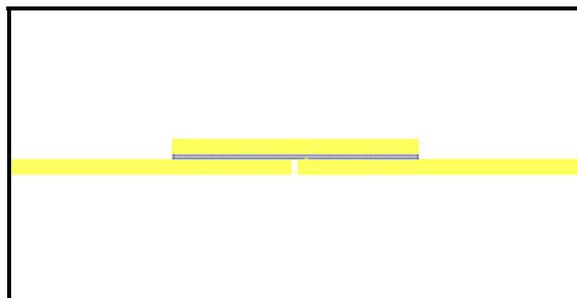


Figura 2.60 Junta pegada con banda auxiliar

<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>

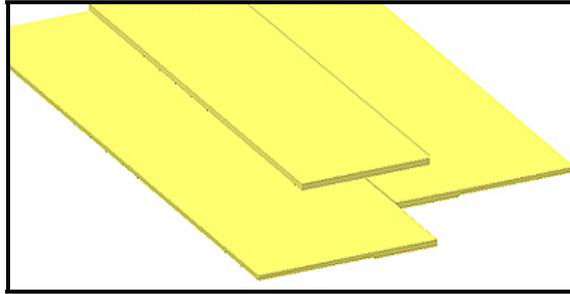


Figura 2.61 Junta pegada con banda auxiliar

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

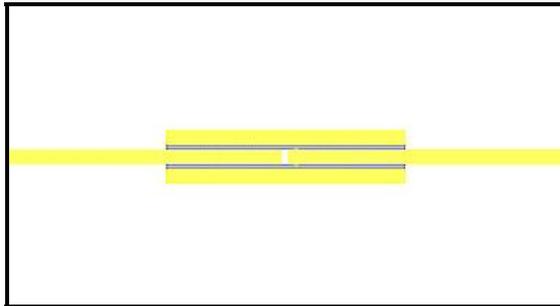


Figura 2.62 Junta pegada con banda auxiliar doble (modificado)

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

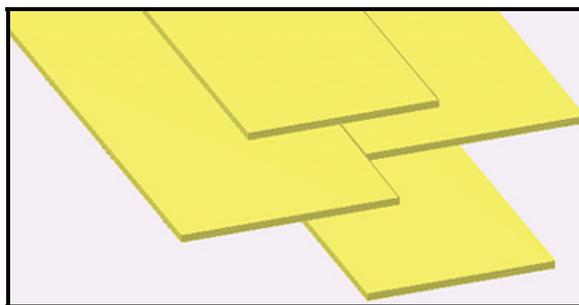


Figura 2.63 Junta pegada con banda auxiliar doble

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

2.5.3 Juntas soldadas

Este tipo de unión es muy parecido a las juntas pegadas y de hecho, sus tipos, según el sistema de solape, son los mismos. La diferencia radica, en que estas juntas aprovechan la capacidad de reblandecimiento y fundición de los materiales termoplásticos que forman la capa protectora de las telas. Para su elaboración será suficiente con calentar por algún método los bordes que se van a ensamblar y presionarlos hasta que se adhieran. Las técnicas de calentamiento son diversas, y pueden ser desde el contacto con utensilios calientes, hasta las altas frecuencias (ob.cit.).

2.5.4 Juntas grapadas

Esta clase de juntas, resulta menos resistente, impermeable y estanco que todas las antes mencionadas, esto es, debido a que las grapas le ocasionan un daño a la tela, al ser los orificios más significativos, que en el caso de las uniones cosidas. Efectivamente, a pesar de que los orificios producidos por las grapas son también pequeños, las puntas de estas pueden rasgar los hilos del tejido en lugar de solamente abrirlos como ocurre en las juntas cosidas, lo que resulta perjudicial para la tela. El estilo de grapado puede ser de diferentes clases, y varía según el instrumento y tipo de grapa que se utilice, y el tipo de solape. De este modo se tienen, el grapado simple, el grapado con doble solape, grapado con solape paralelo a

la superficie textil, y grapados que dejan el solape transversal a la tela. Además, las grapas también varían, y pueden ser desde las equivalentes a las usadas para los papeles, con uno o dos orificios, hasta los remaches automáticos y los tipos de atornillado (ob.cit.).

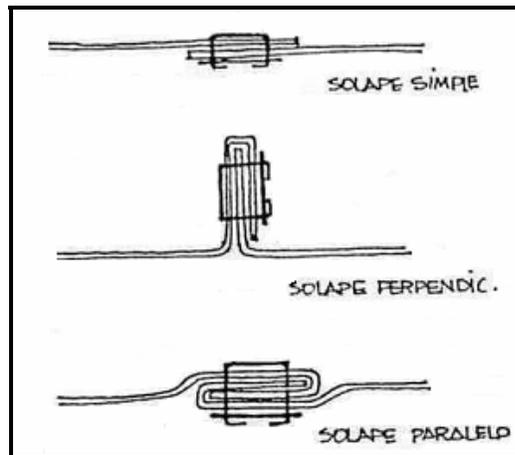


Figura 2.64 Juntas grapadas (Monjo, 1991)

2.5.5 Juntas practicables

Son todas aquellas juntas que surgen de la necesidad de fragmentar la superficie total en varias partes, las cuales deben poder unirse y separarse con cierta facilidad. Los requerimientos respecto a estas uniones, dependen del lugar donde serán ubicadas, y por ende, del esfuerzo mecánico que les tocará resistir o los cambios climáticos que vayan a sufrir. De todo esto resultan algunos tipos a contemplar (ob.cit.):

2.5.5.1 Cremalleras

Son las más simples de manejar y las que muestran menor posibilidad de arrugas, además de mayor impermeabilidad, sin embargo, es apropiado poner encima de la junta una banda auxiliar de protección. Por otro lado, requieren un mantenimiento minucioso, ya que se puede producir la abertura de alguno de los eslabones de la cremallera y, ocasionar el desgarrado de la unión (ob.cit.).

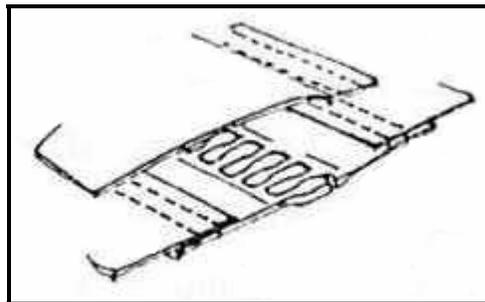


Figura 2.65 Cremallera (Monjo, 1991)

2.5.5.2 Acordonados

Estas uniones son, al igual que las cremalleras, fáciles de manipular pero más lentas de elaborar (montar y desmontar), exhiben poca seguridad y puede ser adecuado colocarle una banda de protección. Funcionan a través de la unión de los bordes de la junta, por medio de unos lazos ubicados en uno de ellos, que atraviesan unos orificios abiertos en el otro y se atan entre sí; sin embargo, por este sistema de elaboración y por el número de puntos de roce, su durabilidad se ve afectada (ob.cit.).

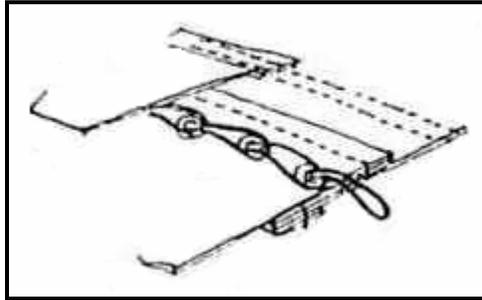


Figura 2.66 Acordonado holandés (Monjo, 1991)

2.5.5.3 Elementos metálicos

Son muy variados y se fundamentan básicamente, en la utilización de diversos dispositivos metálicos que se unen entre sí pretendiendo siempre que los bordes de la tela se solapen lo suficiente. Las resistencias mecánicas y físicas no son muy elevadas, ya que son al igual que la precedente, juntas por puntos (ob.cit.).

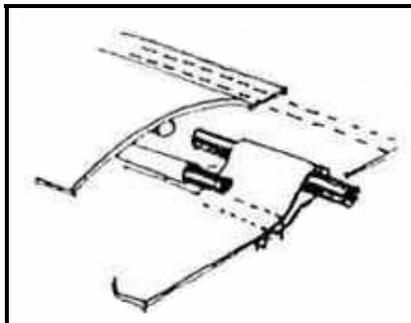


Figura 2.67 Elementos metálicos (Monjo, 1991)

2.6 Los bordes

“Por la similitud de las tensoestructuras con las soluciones textiles de la navegación podemos denominar <<relinga>> a los bordes de las mismas” (Monjo, 1991, p. 100), los cuales consistirán en un mecanismo de refuerzo aptos para absorber las tensiones de tracción longitudinales que se reúnan en los puntos de sujeción o anclajes. Esto es, debido a que al estar la membrana sometida a tensiones de tracción en todos sus puntos, y ser interrumpida, estas tracciones tienden a aglomerarse en la dirección del corte para equilibrar las que permanecen en el lado de la membrana, ocurriendo esto si el borde queda suelto. Pero si el borde resultase continuo, las tensiones se transferirían al sistema de sujeción (figura 2.68) (ob.cit.).

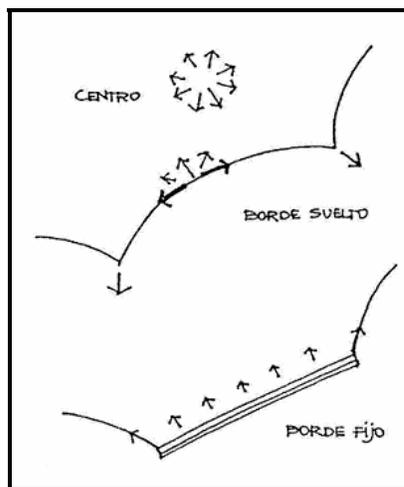


Figura 2.68 Esfuerzos en el borde (Monjo, 1991)

“Estos bordes pueden resolverse constructivamente de varias formas que, en cualquier caso, deberán encajar en cada uno de los binomios siguientes:

- ➔ Flexible – Rígida.
- ➔ Interior – Exterior”, mostrados en la figura 2.69 (Monjo, 1991, p. 101).

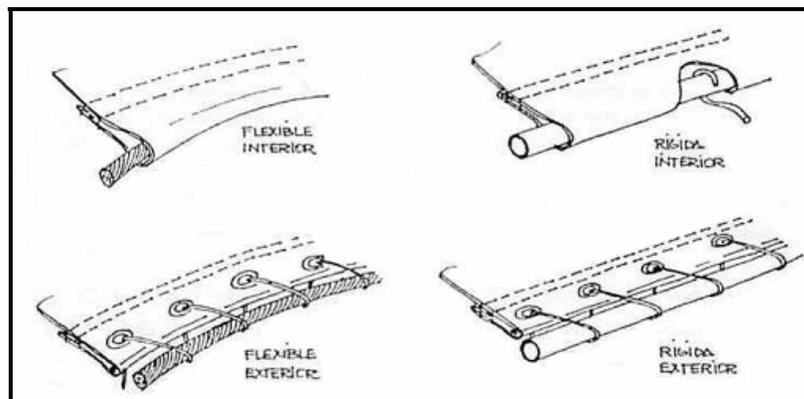


Figura 2.69 Relingas (Monjo, 1991)

2.6.1 Relinga flexible

Se sujeta mediante puntos y entre ellos se deforma de acuerdo a las tensiones de la tela hasta compensarlas con su tensión propia (ob.cit.).

2.6.1.1 Relinga flexible interior

Generalmente esta formada por un cordón de fibra equivalente al usado para confeccionar el tejido, que se coloca en el interior de un dobladillo hecho en el borde de la tela. Si las tensiones a las que va a estar sometida la

membrana son muy bajas, puede eliminarse el cordón y quedar como refuerzo el dobladillo solamente; por otro lado si las tensiones son muy altas, en lugar de un cordón se puede usar un cable metálico el cual, debe cuidarse de la acumulación de agua en el dobladillo que podría ocasionar su oxidación y posible rotura (ob.cit.).

2.6.1.2 Relinga flexible exterior

Se fundamenta en un cable que se articula al borde de la tela, a través de un cordón que atraviesa unos orificios practicados en el mismo borde. Como el cable exterior integra un tipo de relinga de refuerzo que normalmente absorbe la parte más significativa de las tensiones, el borde debe tener alguna clase de soporte (que puede ser el mismo dobladillo) de tal manera que los hoyos no originen rasgadura (ob.cit.).

2.6.2 Relinga rígida

Esta formada por un dispositivo de borde, sujeto mediante puntos, que esta sometido primordialmente a flexión, absorbiendo la tensión de la tela a la cual se acopla (ob.cit.).

2.6.2.1 Relinga rígida interior

Consiste en un tubo metálico circular colocado en el interior del dobladillo del borde, dejando unos espacios descubiertos para allí anclar la relinga (ob.cit.).

2.6.2.2 Relinga rígida exterior

Su sujeción a la tela se efectúa por el mismo método de cordón y orificios que se mencionó anteriormente y el anclaje puede hacerse en cualquier punto (ob.cit.).

Una vez descritos todos los elementos que integran la superficie total de la membrana, sería importante definir brevemente otros mecanismos, que también forman parte de ella, y hacen posible la ejecución de todos esos diseños con gran diversidad de formas y soluciones. Ellos son:

2.7 Los puntos altos o bajos

Estos elementos pueden resolverse mediante el uso de apoyos capaces de alzar o bajar la tela sin originar hendiduras violentas que pudieran producir rasgaduras. Para lograr esto, lo más conveniente es apelar por casquetes esféricos relativamente grandes, que puncen la tela sin introducirle cambios violentos de curvatura. Estos casquetes pueden obtenerse, tanto a base de superficies esféricas, como ya se mencionó, o a

partir de lazos en forma de rosetas, que conserven la curvatura. Para ambas soluciones, el casquete podrá ensamblarse por la parte cóncava de la tela o presionarse por el lado convexo; en cualquiera de las soluciones la fijación del punto se conseguirá a través de mástiles, cables colgados, etc., de acuerdo al diseño planteado (ob.cit.).

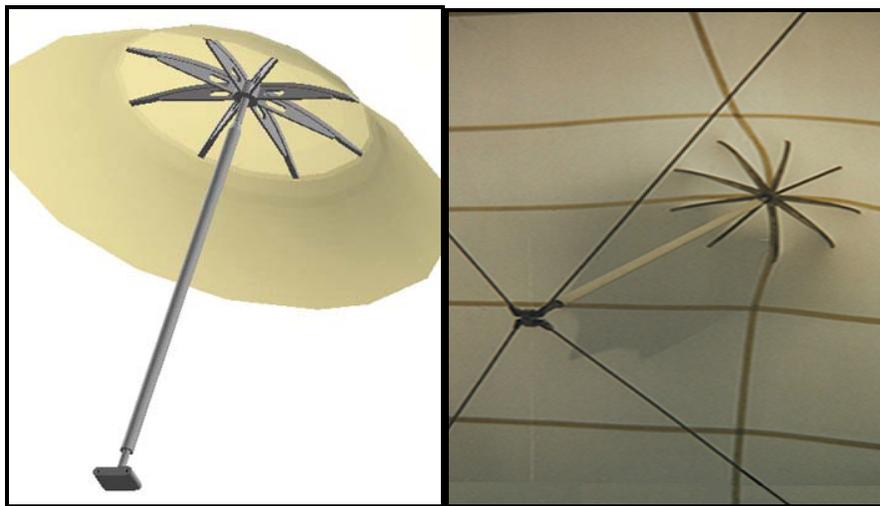


Figura 2.70 Punto apoyado con membrana continua

<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>

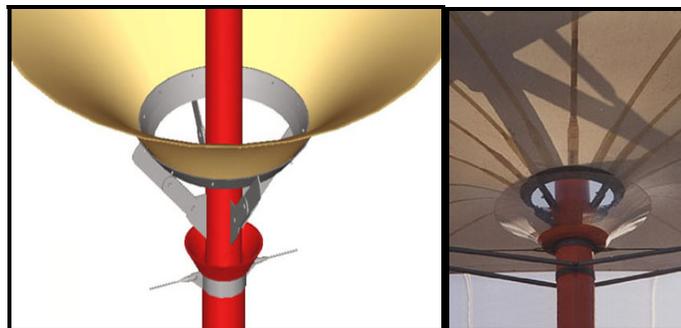


Figura 2.71 Punto atirantado bajo

<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>

Además de las características señaladas, cabe mencionar, que estos puntos de cuelgue, ocasionan una acumulación de tensiones en la tela alrededor de los mismos; la cual puede solventarse añadiendo nuevas hojas de tela a la tela base correctamente adheridas, dependiendo de la tensiones que se presenten (ob.cit.).

Otro recurso utilizado para resolver este tipo de apoyos interiores, es de nuevo la relinga, en este caso circular en torno al punto de cuelgue. La mencionada relinga puede ser otra vez, rígida o flexible. Las rígidas (figura 2.72) son básicamente un aro metálico que se fija al borde de la tela y que capta las tensiones aglomeradas en el punto de soporte (ob.cit.).



Figura 2.72 Punto alto con relinga rígida

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>).

Las flexibles requieren el cuelgue a partir de varios puntos (figura 2.73). En ambas soluciones, generalmente se origina un hueco en la tela, que se debe tapar si lo solicitado son diseños impermeables (figura 2.73 y

2.74). Al igual que antes, aunque en este caso la relinga absorba las tensiones que llegan al borde, se precisara refuerzos en la tela, ya que alrededor de éste también hay acumulación de tensiones; y se podrá solventar de nuevo, añadiendo hojas de tela correctamente adheridas a la inicial (ob.cit.).

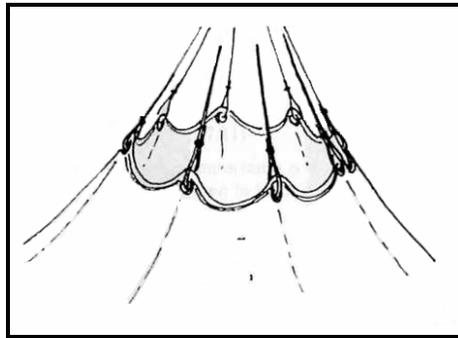


Figura 2.73 Relinga flexible circular (Monjo, 1991)



Figura 2.74 Punto alto apoyado con abertura

<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>.

2.8 Los apoyos interiores lineales

En este caso, se puede brindar una doble solución. La tela simplemente se puede apoyar sobre la estructura (vigas o arcos) solamente colocando un refuerzo en la línea de empalme, para evitar rotura por roce o por acumulación de tensiones, o fijar la tela a la estructura para prevenir desplazamientos diferenciales peligrosos (figura 2.75). Y si la acumulación de esfuerzos es relevante, se puede cortar la tela en la línea de soporte y transformarla en un apoyo para cada borde (figura 2.76) (ob.cit.).

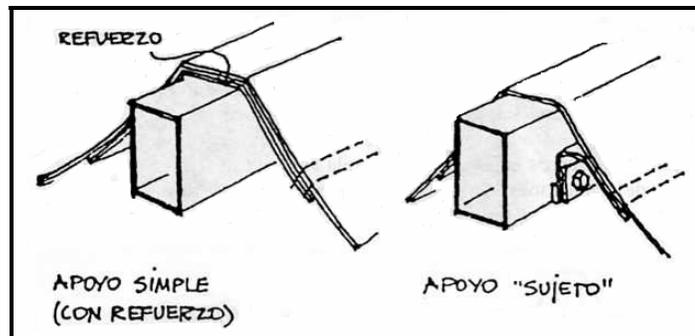


Figura 2.75 Apoyo lineal rígido interior (Monjo, 1991)

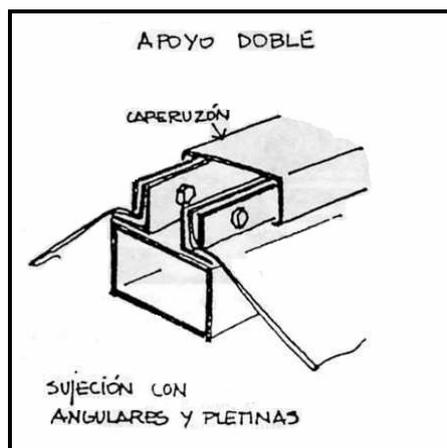


Figura 2.76 Apoyo lineal rígido (Monjo, 1991)

2.9 Las esquinas o puños

Cuando la relinga es flexible, no cabe duda que surgirán formas triangulares relativamente agudas en los puntos de anclaje, dependiendo del diseño de la cubierta. En estas situaciones, si la relinga es interior y el ángulo obtuso, lo más adecuado será abrir un orificio en el sitio de inflexión, convenientemente reforzado con varias hojas de tela, colocadas en forma decreciente, unidas a la original (figura 2.77). Pero sin embargo, si el ángulo es agudo y los esfuerzos concentrados son grandes, se puede reemplazar el agujero por una pieza metálica que cumple la función de un puño. Esta pieza, es habitualmente doble que envuelve la tela por los dos lados y puede también estar fijada a la relinga para proporcionar una mejor eficiencia (figura 2.78); en esta alternativa, también resulta conveniente reforzar la tela en los puntos donde las tensiones acumuladas así lo exijan (ob.cit.).

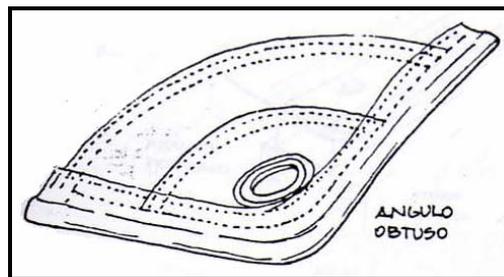


Figura 2.77 Relinga interior, puño (Monjo, 1991)

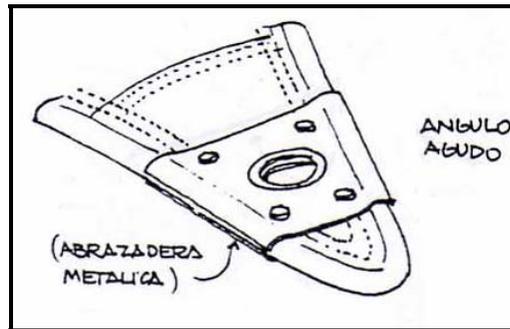


Figura 2.78 Relinga interior, puño (Monjo, 1991)

Ahora bien, si la relinga es exterior, el anclaje se puede ejecutar directamente a ésta, lo que resultará sencillo si el ángulo es obtuso; si el ángulo es bastante agudo, será apropiado una vez más, fortalecer el puño con una pieza metálica que envuelva la relinga (figura 2.79). Haciendo uso de cualquiera de las soluciones, es importante destacar, que es favorable resguardar la relinga con alguna pieza particular en el punto de anclaje, además de fortalecer la tela en torno al puño (como ya se explicó), porque a fin de cuentas, la tensión de la relinga se transfiere a la tela y ésta debe estar preparada para resistirla (ob.cit.).

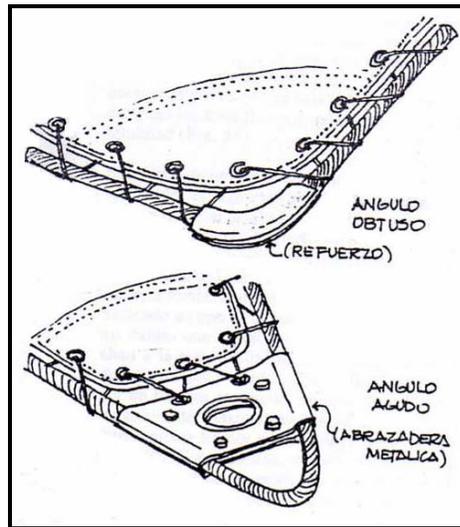


Figura 2.79 Puños con relinga exterior (Monjo, 1991)

Cuando la relinga es rígida, es poco probable que surjan puños triangulares, debido a que esta clase de relingas es más usada y adecuada para bordes rectos o con grandes radios de curvatura y, al momento de surgir una inflexión, la misma relinga establece un punto reforzado; por lo tanto, los anclajes son definidos por la propia relinga, y al ser esta rígida, las tensiones le llegan a la tela de una forma uniforme y repartida, afectando poco a esta. Únicamente cuando haya un ángulo podrá ser preciso el refuerzo de la tela (figura 2.80) (ob.cit.).

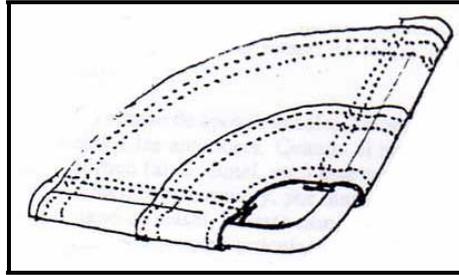


Figura 2.80 Puños con relinga rígida (Monjo, 1991)

2.10 El apoyo perimetral continuo

Se trata de una estructura lineal a la que la tela se fija de una manera continua, ya sea través de orificios y acordonado (figura 2.81 y 2.83) o a través del prensado del borde de la tela contra la estructura con la contribución de un perfil metálico atornillado a la misma (figura 2.82 y 2.83) (ob.cit.).

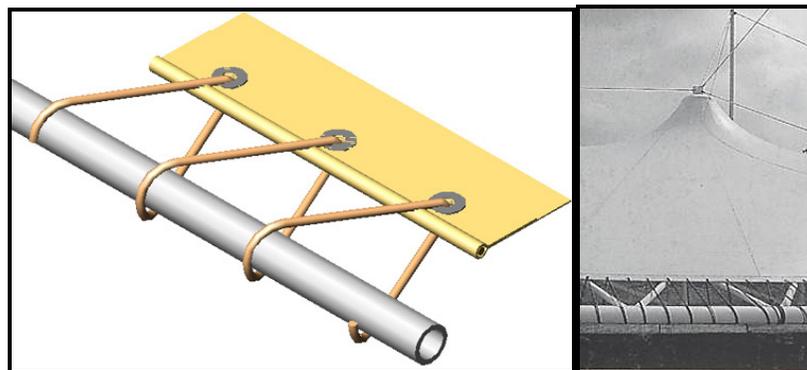


Figura 2.81 Línea rígida acordonada a barra

<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>

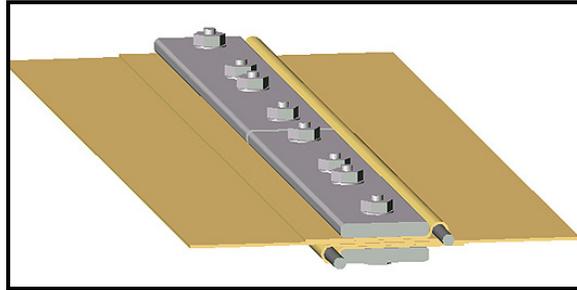


Figura 2.82 Línea interior con chapas atornilladas

(<http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html>)

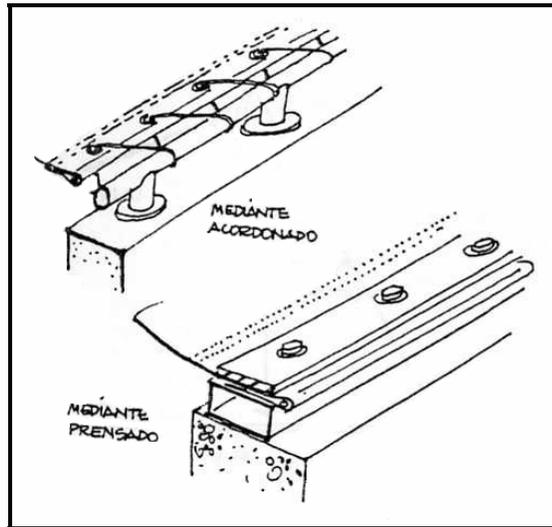


Figura 2.83 Anclaje perimetral continuo (Monjo, 1991)

2.11 Los apoyos puntuales

Este tipo de apoyos son realizados generalmente sobre un “mástil”, el cual puede ser rígido y estar empotrado en su base o puede ser articulado, siendo esta la solución más usada. Es importante mencionar, que dicha

articulación, debe ser factible en todas las trayectorias, lo que la convierte en una “rótula”. Sin embargo, si el mástil es interior, su equilibrio será garantizado por la misma tela que lo conserva en tensión de compresión en todas las direcciones y, por ende, en equilibrio (figura 2.84) (ob.cit.).

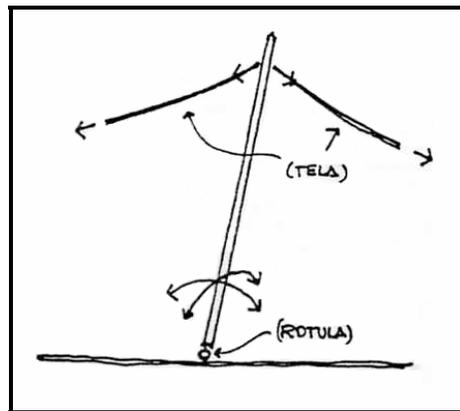


Figura 2.84 Mástil interior estable (Monjo, 1991)

Por el contrario, si se trata de un mástil exterior, la tela puede sujetarse, de forma fija, directamente a la cabeza del mástil, tensándola como mínimo en dos direcciones opuestas para darle equilibrio y, solucionando su base con una rótula (figura 2.85). También se puede tratar de quitar la rótula, o por lo menos reducir su función, colocándole al mástil un tipo de cabeza deslizante por la que los cables que lo anclen sean los mismos que lo enlacen a la tela, pasándolos por encima del mástil a través de ruedas o canales. Todo esto puede combinarse con un sistema de tensores ubicados en el anclaje de los cables al suelo, de tal manera que la tensión pueda ser recuperada cada cierto tiempo (ob.cit.).

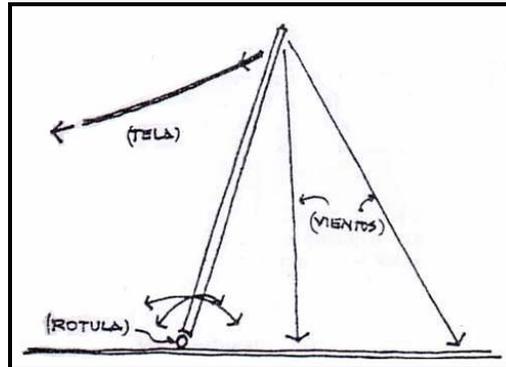


Figura 2.85 Mástil exterior estable (Monjo, 1991)

Cabe destacar, que para los mástiles menos cargados, es suficiente colocar un perfil tubular, que puede aumentar su sección transversal en la zona central. Por el contrario, para aquellos mástiles sometidos a cargas mayores, se pueden usar elementos triangulados con secciones transversales triangulares o cuadradas (figura 2.86) (ob.cit.).

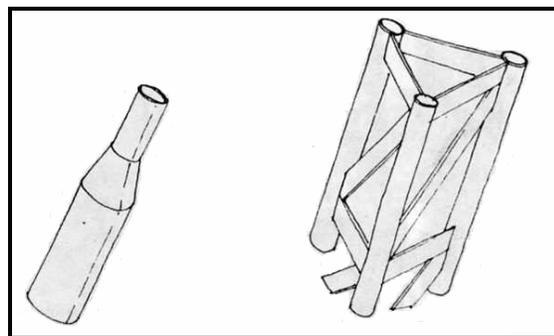


Figura 2.86 Mástil de sección tubular simple y triangulada (Monjo, 1991)

CAPÍTULO III: MÉTODO

El tipo de investigación que se presenta es de tipo exploratoria, haciendo uso de métodos cuantitativos; se estudiarán los conceptos básicos para el análisis y diseño de tensoestructuras, se detallará el sistema estructural y se aplicarán estos conceptos en la elaboración de un modelo particular.

Todo esto se desarrollará en una serie de etapas que se describen a continuación:

Etapa 1: *El Establecimiento de Criterios Generales*

Una vez analizado el sistema estructural de las tensoestructuras, se procederá a establecer criterios que se puedan utilizar como pasos a seguir al momento de analizar o diseñar una estructura de este tipo. Como idea general, para la definición de tales criterios deben tomarse en consideración los elementos que conforman las tensoestructuras y las relaciones fundamentales a las cuales dan lugar.

Etapa 2: *El Detallado de Anclajes*

En esta etapa se procederá con la búsqueda de soluciones representativas para el anclaje de los cables de las cubiertas y se procederá a detallarlos; su forma, fundación y tipo de anclaje.

Etapa 3: *Realización de un Modelo Particular*

Luego de haber estudiado los conceptos y criterios básicos para el diseño de tensoestructuras, se procederá al análisis y proyección de un modelo particular.

Estas etapas serán efectuadas a través de una recopilación bibliográfica de datos y procedimientos teóricos que serán desarrollados, permitiendo así realizar el análisis adecuado para presentar los resultados obtenidos de manera gráfica y esquemática.

Las dos primeras etapas son presentadas de manera homogénea, debido a que ambas fases se encuentran estrechamente relacionadas. Aún cuando las mismas fueron investigadas en distintos períodos del desarrollo exploratorio, es preciso concatenarlas para un mejor análisis, alcance y percepción de las ideas expuestas.

La tercera etapa, es una respuesta directa del estudio presentado y, por ser ésta una aplicación del método, se desarrolla exhaustivamente en el capítulo correspondiente a resultados y análisis.

3.1 Cables

En relación con el comportamiento de los cables, Schueller (1983) plantea las bases para el diseño preliminar, considerando ciertos aspectos: el efecto de los cambios en la geometría del cable, debidos a deflexiones en la ubicación y dirección de las fuerzas aplicadas, es despreciable; se asume que el cable se encuentra estabilizado, esto es, que el mismo no serpentea bajo cargas dinámicas tales como viento, sismos, o cualquier otra carga externa que cause vibración; sólo serán consideradas cargas estáticas.

Se tiene una carga vertical arbitraria actuando en un plano horizontal, la cual es soportada por un cable suspendido cuyas reacciones, generadas en los apoyos, se encuentran a diferentes alturas (figura 3.1) (ob.cit.).

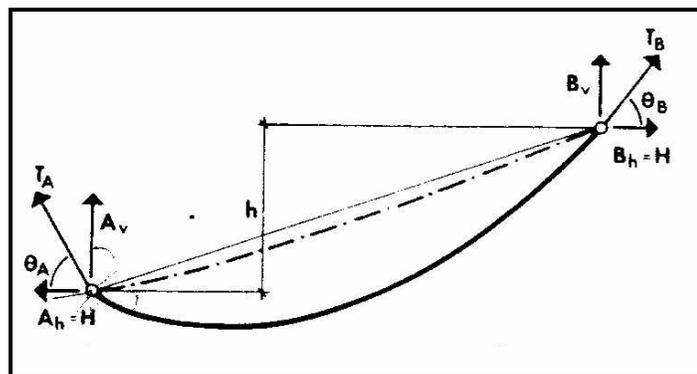


Figura 3.1 Cable con apoyos a distintas alturas.

(Schueller, 1983)

Se asume que la ubicación de la resultante W , de la mencionada carga vertical, se encuentra a una distancia x_1 del apoyo B (figura 3.4a). El

equilibrio de fuerzas requiere que las reacciones horizontales A_h y B_h deban balancearse entre sí. Además, el diagrama en cuerpo libre (figura 3.2) muestra que la componente horizontal de la fuerza del cable T_x es también igual a la reacción horizontal (ob.cit.).

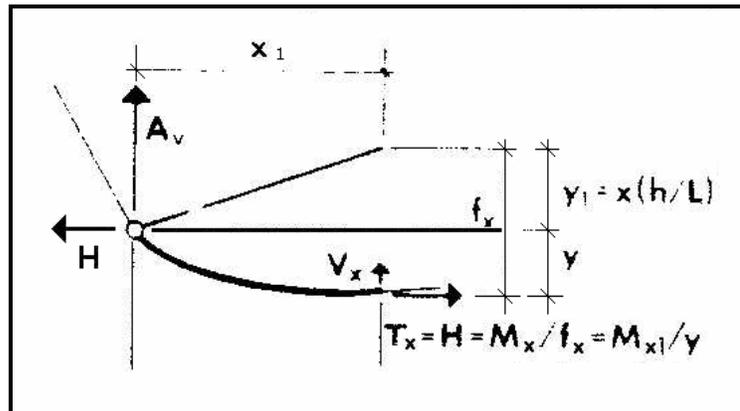


Figura 3.2 Diagrama en cuerpo libre del cable.

(Schueller, 1983)

Se puede concluir entonces que para cargas verticales la componente horizontal H de la fuerza no sufre variaciones a lo largo del cable: es una constante (ob.cit.):

$$A_h = B_h = T_{xh} = H \quad \text{(Ecuación 3.1)}$$

De esta manera, las reacciones verticales en A y B se pueden hallar tomando momentos con respecto a los apoyos A y B (ob.cit.):

$$\sum M = A_v(L) - W(x_1) + H(h) = 0 \quad \text{(Ecuación 3.2)}$$

$$A_v = \frac{W(x_1)}{L} - \frac{H(h)}{L} \quad B_v = \frac{W(L-x_1)}{L} + \frac{H(h)}{L} \quad (\text{Ecuación 3.3})$$

Sabiendo, de igual forma, que la pendiente de la curvatura del cable en las reacciones es proporcional las mismas (ob.cit.):

$$\tan \theta_A = \frac{A_v}{H} \quad \tan \theta_B = \frac{B_v}{H} \quad (\text{Ecuación 3.4})$$

La fuerza máxima de tracción en el cable aparece en una de las reacciones. Asumiendo que ésta se da en el apoyo más alto y utilizando el teorema de Pitágoras, se pueden establecer las siguientes relaciones entre componentes de fuerzas (ob.cit.):

$$T_B^2 = B_v^2 + H^2$$

$$T_B^2 = (H \tan \theta_B)^2 + H^2 \quad (\text{Ecuación 3.5})$$

De esta forma, la fuerza máxima de tracción del cable es (ob.cit.):

$$T_{\max} = H \sqrt{1 + \tan^2 \theta_{\max}} = \frac{H}{\cos \theta_{\max}} \quad (\text{Ecuación 3.6})$$

La figura 3.3, muestra claramente que a medida que la longitud del cable o la pendiente en los puntos de apoyo disminuye, la fuerza de tracción máxima aumenta y resulta infinitamente grande cuando el cable es una línea recta. En esta etapa, el cable ya no se encuentra suspendido, y debe ser pretensado o reemplazado por una viga rígida, así como también debe ser provisto de rigidez a flexión (ob.cit.).

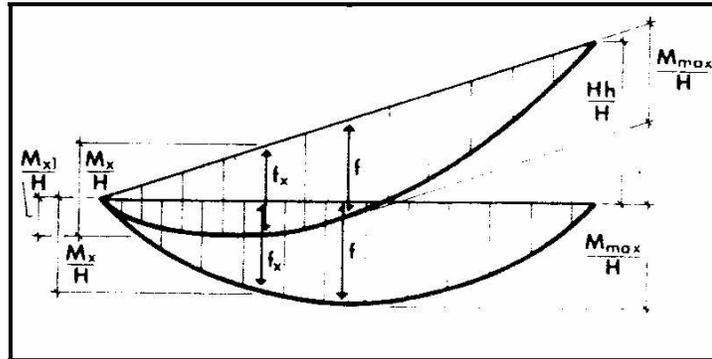


Figura 3.3 Cambio en la pendiente del cable en los apoyos, a medida que éstos se ubican a la misma altura (Schueller, 1983)

La magnitud del flujo de fuerza a lo largo del cable se entiende mejor visualizando primero las cargas que soporta una viga inclinada, simplemente apoyada, en donde el flujo de momentos en toda su longitud es igual al flujo de momentos de una viga equivalente horizontal que soporta las mismas cargas (figura 3.4a y 3.4b) (ob.cit.).

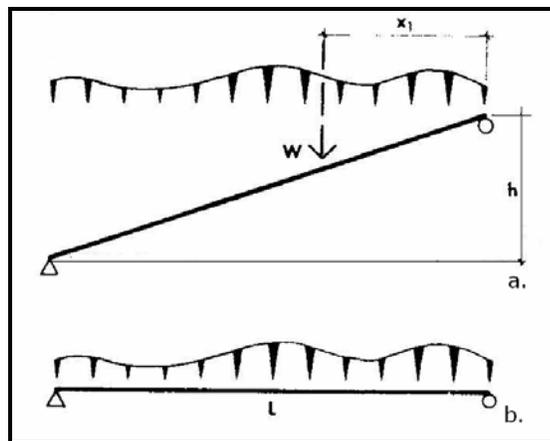


Figura 3.4 (a) Ubicación de la carga externa W en cable inclinado o viga inclinada. (b) Distribución de carga en viga recta (Schueller, 1983)

En una viga rígida los momentos son resistidos por su rigidez a flexión, mientras que un sistema flexible de cables utiliza su geometría para soportarlos en un estado de tracción pura. El momento M_x de la viga, en cualquier punto sobre el cable, es resistido por una pareja de fuerzas iguales, opuestas y paralelas, separadas por una distancia f_x , que es llamada flecha. Este par de fuerzas consiste en las componentes horizontales de la fuerza del cable en la reacción y en el punto que está siendo investigado (figura 3.5) (ob.cit.).

$$M_x = Hf_x$$

Se obtiene el mismo resultado considerando que los momentos a lo largo del cable flexible son iguales a cero (ob.cit.):

$$\sum M_x = Hf_x - M_x$$

$$M_x = Hf_x \quad , \quad f_x = \frac{M_x}{H} \quad \text{(Ecuación 3.7)}$$

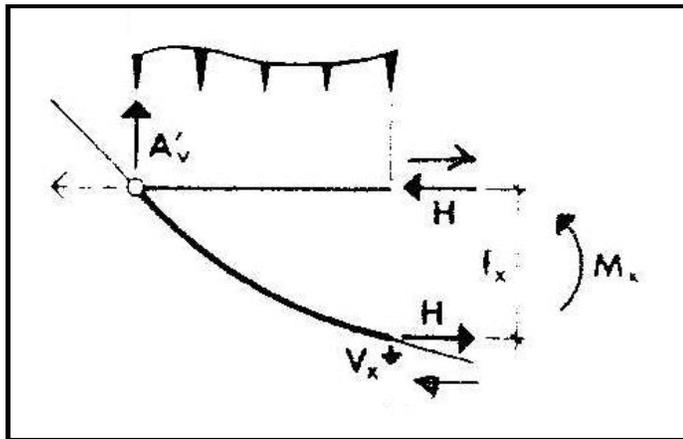


Figura 3.5 Momento (M_x) resistido por las fuerzas horizontales (Schueller, 1983)

La flecha del cable f_x es directamente proporcional al diagrama de momentos ya que la fuerza H es constante. La curva de un cable suspendido e inclinado es entonces igual al diagrama de momentos, dividido entre H (figura 3.3), que es la fuerza horizontal de la viga inclinada y lineal que reemplaza al cable. De esta forma, la componente horizontal H puede encontrarse para cualquier condición geométrica conocida. En cualquier ubicación la flecha del cable está dada, el momento de la viga puede ser determinado y así puede obtenerse la fuerza H (ob.cit.).

Para un cable suspendido con apoyos al mismo nivel, la flecha f_x es igual a la forma del cable “ y ” en una ubicación determinada. En la mayor parte de los casos, la máxima razón de flecha a luz $f/L = n$ para una estructura de cables es dada. Para techos que utilizan sistemas de cables, las razones típicas están en el rango de $1/10$ a $1/20$. La flecha más grande aparece en el lugar en donde ocurre el momento máximo de la viga. Luego, la fuerza horizontal H puede hallarse fácilmente puesto que el momento máximo de la viga y su ubicación son conocidos (ob.cit.):

$$H = \frac{M_{MAX}}{f} \quad (\text{Ecuación 3.8})$$

Para la estructura del cable inclinado la máxima flecha f es igual al cable proyectado horizontalmente (figura 3.3). Sin embargo, los puntos bajos de ambas estructuras no ocurren en la misma posición (ob.cit.).

Así, para el cable inclinado, el punto más bajo y_{MAX} debería establecerse con el propósito de minimizar requerimientos, por lo cual las operaciones matemáticas resultan un poco más tediosas. De esta manera, se tienen dos condiciones desconocidas: la ubicación x del punto en cuestión y la magnitud H de la fuerza horizontal. Ambas pueden resolverse estableciendo el equilibrio de momentos para los diagramas de cuerpo libre, izquierdo y derecho, de la figura 3.6 (ob.cit.).

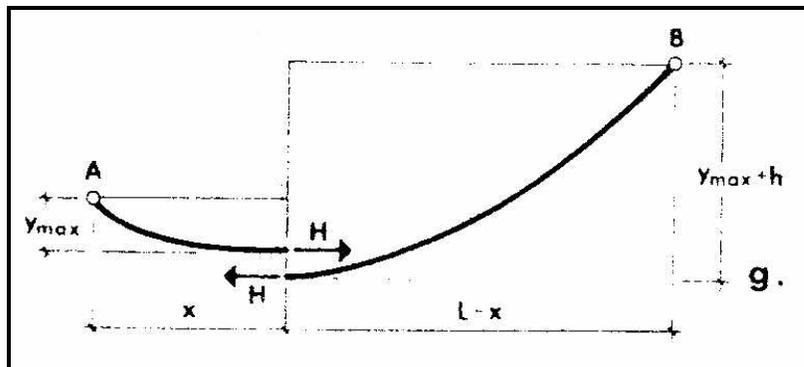


Figura 3.6 Diagrama en cuerpo libre de un cable con apoyos situados a distinta elevación (Schueller, 1983)

$$\sum M_A = H(y_{MAX})$$

$$\sum M_B = H(y_{MAX} + h)$$

En donde $\sum M_A$ y $\sum M_B$ son los momentos generados por las cargas en sus diagramas de cuerpo libre respectivos. La fuerza del cable T_x en cualquier punto a lo largo del cable es (ob.cit.):

$$T_x = \frac{H}{\cos \theta_x} = \frac{V_x}{\text{sen} \theta_x} = H \sqrt{1 + \tan^2 \theta_x} \quad (\text{Ecuación 3.9})$$

En general, la fuerza máxima del cable en una de sus reacciones sólo es de interés debido a que es una de las determinantes para el diseño del mismo (ob.cit.).

3.1.1 El Cable Circular

En las fuerzas que actúan de forma radial en un cable cerrado se ha descubierto que, a medida que el espaciamento de cargas concentradas se vuelve más corto, acercándose al comportamiento de una fuerza radial uniforme, la respuesta de la forma funicular del cable resulta cada vez más circular (figura 3.7) (ob.cit.).

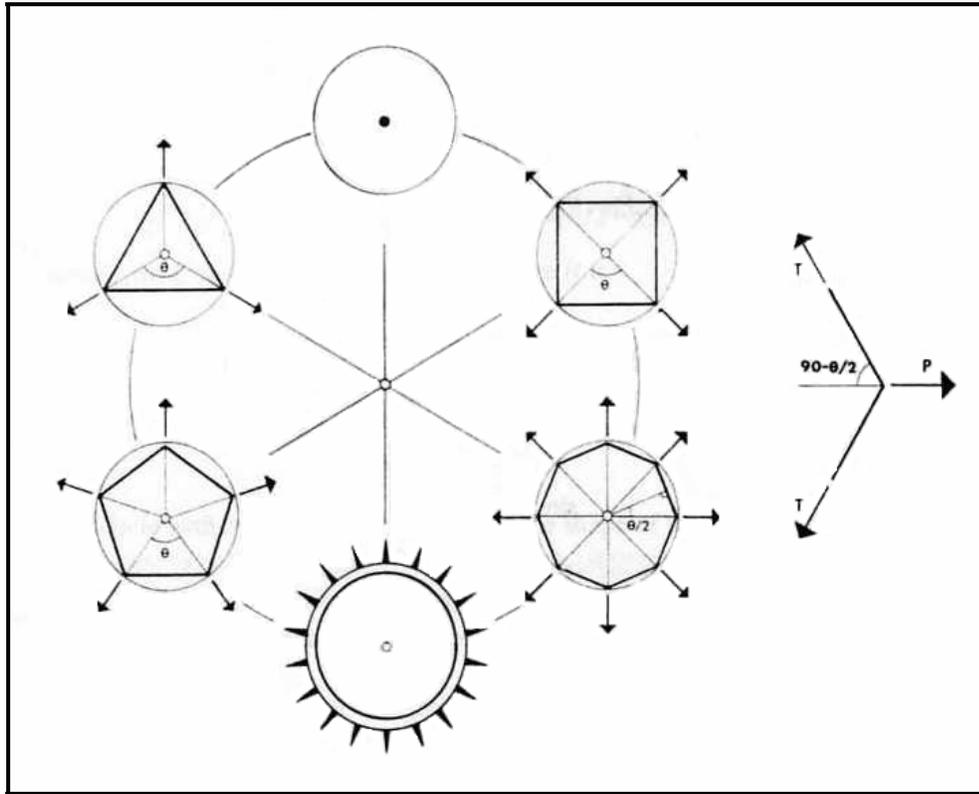


Figura 3.7 Respuesta circular del cable ante cargas radiales con espaciamentos pequeños (Schueller, 1983)

Para un cable circular, que resiste una presión radial uniforme p , la cual puede ser causada por la acción de un flujo como la presión de aire para una estructura neumática, y cortándolo para obtener un segmento semicircular en donde las fuerzas de empuje horizontal se encuentran balanceadas, se tiene que la presión es, por equilibrio estático, igual a $2RP$, asumiendo que dicha presión actúa perpendicular a la línea base imaginaria del semicírculo (figura 3.8) (ob.cit.).

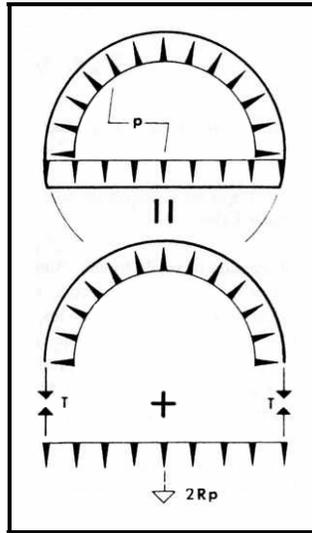


Figura 3.8 Presión en segmento semicircular
(Schueller, 1983)

$$2T = 2Rp$$

$$T = Rp \quad \text{(Ecuación 3.10)}$$

3.1.2 El Cable Catenario

Un cable sometido a una carga uniforme, como su propio peso, en toda su longitud, asume la forma de una catenaria. Puede demostrarse que para razones pequeñas flecha a luz, la geometría de una catenaria es prácticamente la misma que la de una parábola, como puede verse en la tabla de la figura 3.9. Debido a que las ecuaciones que definen una parábola son mucho más sencillas que aquellas que definen una catenaria, son

generalmente usadas las ecuaciones parabólicas, asumiendo así la actuación uniforme de las cargas a lo largo de la luz en vez de a lo largo del cable (Schueller, 1983; Escrig, 2002).

Tabla 1.1. Comparación de resultados entre la parábola y la catenaria.		F/l=	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
	f=		0,5	1	1,5	2	2,5	3
	l=		10	10	10	10	10	10
	V=		50	50	50	50	50	50
	Parábola	Lon=10,0663	10,26	10,571	10,982	11,477	12,043	
	Catenaria	Lon=10,0664	10,261	10,576	10,997	11,507	12,094	
Cálculo analítico como parábola	q=carga continua	q=10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	
Cálculo analítico como catenaria	q=peso propio equivalente	q=9,934	9,7447	9,4547	9,0932	8,6897	8,2684	
Cálculo por elementos finitos SAP90	q=peso propio equivalente	q=9,934	9,746	9,4596	9,1072	8,7146		
Cálculo analítico como parábola	q=carga continua	H=250,00	125	83,333	62,55	41,6666		
Cálculo analítico como catenaria	q=peso propio equivalente	H=249,17	123,401	81,0488	59,6391	46,6775	37,989	
Cálculo por elementos finitos SAP90	q=peso propio equivalente	H=249,33	122,757	81,5237	60,2655	47,4206		
Cálculo analítico como parábola	q=carga continua	T=254,95	134,63	97,18	80,04	70,71	65,09	
Cálculo analítico como catenaria	q=peso propio equivalente	T=254,14	133,15	95,23	77,83	68,4	62,79	
Cálculo por elementos finitos SAP90	q=peso propio equivalente	T=254,29	132,55	95,64	78,31	68,91	50	
	error					2%		23%

Figura 3.9 Comparación de resultados entre la parábola y la catenaria (Escrig, 2002)

3.1.3 El Cable Parabólico

Se asume que el cable está sometido a una carga uniforme a lo largo de su luz horizontal como lo están, por ejemplo, los cables utilizados para un puente o tablero. Igualmente se establece que el mismo posee una sola

curvatura, que está contenido en un plano rectangular y que está suspendido sobre soportes de igual elevación (Schueller, 1983).

En cuanto a las fuerzas y reacciones presentes en el cable, se plantean sus ecuaciones de la manera siguiente (ob.cit.):

✦ Reacciones verticales

$$A_v = B_v = \frac{wL}{2} \quad (\text{Ecuación 3.11})$$

✦ Reacciones horizontales

$$A_h = B_h = H = \frac{M_{\max}}{f} = \frac{wL^2}{8f} \quad (\text{Ecuación 3.12})$$

✦ Inclinación o pendiente máxima del cable

$$\tan \theta = \frac{A_v}{H} = \frac{4f}{L} = 4n \quad (\text{Ecuación 3.13})$$

✦ Fuerza máxima de tracción presente en el cable

$$T_{\max} = \frac{H}{\cos \theta_A} = \frac{A_v}{\text{sen} \theta_A} = H \sqrt{1 + \tan^2 \theta_{\max}} = H \sqrt{1 + 16n^2} \quad (\text{Ecuación 3.14})$$

En relación con la geometría del cable y su influencia en el comportamiento de las fuerzas presentes, el diagrama en cuerpo libre de una porción del mismo es mostrado en la figura 3.10. El origen del sistema de coordenadas es ubicado en el punto más bajo del cable, en donde la pendiente es igual a cero. El equilibrio de momentos conlleva a (ob.cit.):

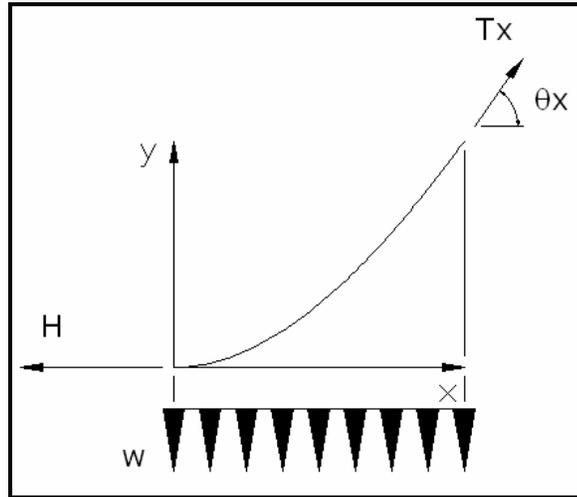


Figura 3.10 Diagrama en cuerpo libre. Reacciones y carga externa, continua, W (modificado) (Schueller, 1983)

$$\sum M_x = 0 = H(y) - wx\left(\frac{x}{2}\right)$$

$$H = \frac{wL^2}{8f} \quad \text{(Ecuación 3.12)}$$

$$y = \frac{wx^2}{2H} \quad , \quad y = 4f\left(\frac{x}{L}\right)^2 \quad \text{(Ecuación 3.15)}$$

Esta es la ecuación de la parábola, cuyo punto mínimo se encuentra ubicado en la intersección de los ejes de coordenadas. Para esta condición, la ecuación matemática general es (ob.cit.):

$$y = \frac{x^2}{4a} \quad \text{(Ecuación 3.16)}$$

Matemáticamente, una parábola se define como el lugar geométrico de un punto que se mueve en un plano, tal que la distancia d desde una línea fija, llamada directriz, hasta dicho punto, sea siempre igual que la distancia desde un punto fijo F , llamado foco y no perteneciente a la directriz, hasta el punto en cuestión. En la ecuación 3.16, el coeficiente a determina la forma (abertura) de la parábola. Para el caso de carga uniforme, el coeficiente a puede ser derivado de las ecuaciones 3.15 y 3.16 como sigue (ob.cit.):

$$\frac{1}{4a} = \frac{w}{2H} = \frac{4f}{L^2} \quad \text{(Ecuación 3.17)}$$

Sabiendo que el radio de curvatura R , en un lugar cualquiera de la parábola, es igual a (Pflüger, 1964):

$$R = \frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2y}{dx^2}} \quad \text{(Ecuación 3.18)}$$

Derivando la ecuación 3.16, se tiene:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{x}{2a} \quad \text{(Ecuación 3.19a)}$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{1}{2a} \quad \text{(Ecuación 3.19b)}$$

Por consiguiente, sustituyendo las ecuaciones 3.19 (a) y (b) en la ecuación 3.18, tenemos:

$$R = 2a \sqrt{1 + \left(\frac{x^6}{(4a^2)^6} \right)} \quad (\text{Ecuación 3.20})$$

Para el punto en el cual la tangente de la curva es cero (ápice), el radio de curvatura R_0 resulta entonces (Schueller, 1983):

$$R_0 = \frac{1}{k_0} = 2a = \frac{H}{w} = \frac{L^2}{8f} \quad (\text{Ecuación 3.21})$$

En donde k_0 es el valor de la curvatura en ese punto (Figura 3.11)

(ob.cit.).

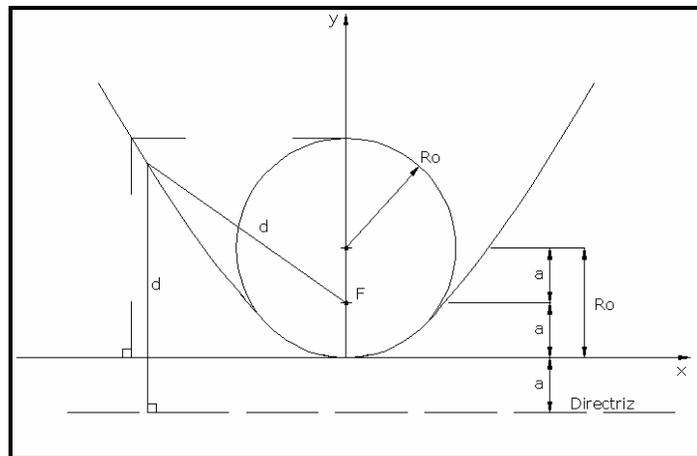


Figura 3.11 Representación de los elementos de una parábola y del radio de curvatura R_0 en el ápice o punto bajo (modificado) (Schueller, 1983)

3.2 Membranas

Para la realización de un buen análisis estructural de las cubiertas colgantes, o como son llamadas en este trabajo *tensoestructuras*, es

importante conocer el principio fundamental en el cual se basa su estabilidad estructural y su consiguiente resistencia ante deformaciones; para ello interesa destacar la diferencia conceptual entre compresión y tracción. La compresión exige rigidez de conjunto, solidez de los materiales, luces relativamente cortas y resultados de los esfuerzos dentro de los márgenes permitidos por cada sección perpendicular a estos, a fin de evitar la aparición de flexiones, lo que conduce a dos necesidades elementales, masa y rigidez. En cuanto a la tracción, ésta permite flexibilidad de conjunto y continuidad del esfuerzo, sin que exista riesgo de aparición de flexiones; trayendo como consecuencia, que no hay necesidad de masa, siempre que la sección sea suficiente respecto a la capacidad resistente del material (Monjo, 1991).

Todo esto nos lleva a la conclusión de que las soluciones estructurales basadas en la tracción, muestran como características primordiales, la ligereza y flexibilidad (ob.cit.) que son el objetivo básico en la concepción de una tensoestructura.

Al tratar de proyectar una estructura con esas características de flexibilidad y ligereza, para el cubrimiento de una gran luz, e intentar resolverla a través de un sistema a tracción, lo que resulta son formas flexibles, de curvatura anticlástica, de poca masa y por su sistema estructural, aptos para resistir tanto las acciones debidas a la gravedad como los empujes horizontales, pero incapaces de admitir esfuerzos de compresión, en pocas palabras una tensoestructura. Por el contrario, si

tratamos de proyectar la misma estructura, pero buscando como solución estructural un sistema a compresión, lo que se logra son formas rígidas, de sección circular o parabólica, con grandes masas en sus apoyos y de curvatura sinclástica y convexa; en donde los esfuerzos horizontales, producidos básicamente por viento serán equilibrados por su masa (ob.cit.).

Intentando proporcionar una sucinta explicación que permita visualizar la estabilidad estructural de las cubiertas textiles, vamos a basarnos en la tela como una red de cables de dimensiones muy pequeñas, y, del equilibrio del cable en sí como punto de partida.

Al hablar de la tela, por ser esta una membrana flexible, su estabilidad sólo puede lograrse a través de la tensión; es decir, sólo aplicándole tensiones de tracción, como mínimo en dos direcciones traspuestas, se le proporcionará la estabilidad necesaria para que pueda cumplir las funciones para las que sea diseñada (en este caso, la construcción de cubiertas). Esto se puede comprobar con cualquier pedazo de tela, si no se estira lo suficiente en distintas direcciones, o sea se tracciona, no se podrán eliminar los pliegues que la misma presenta en su estado de reposo, y por ende proveerle estabilidad; la presencia de estos pliegues o “arrugas”, indica la manifestación de esfuerzos de compresión, lo que hace que la tela se desequilibre, frunciéndose y pudiendo entrar en colapso. Todo esto puede explicarse haciendo referencia a la conducta de un cable. Si tomamos un cable y lo colgamos desde uno de sus extremos, la línea vertical resultante,

aunque recta, es inestable ante la acción de cualquier esfuerzo horizontal que tiende a trasladarlo de su posición, a menos que lo estiremos desde el extremo inferior; igual sucede si lo colgamos entre dos puntos, se forma una catenaria debido al peso propio del cable, que será menos curva cuanto mayor sea el atirantamiento en sus extremos o menor sea el peso propio. Sin embargo, el cable por si solo, aunque esté templado en sus dos extremos, sigue siendo inestable ante esfuerzos, más aun en la dirección perpendicular al plano que contiene la catenaria, ya que puede desplazarse del mismo e inclusive entrar en vibración y modificarse dentro de ese plano. Para la estabilización del cable, no es suficiente con aplicarle una tensión inversa en el mismo plano, sino que tendrá que ser tensado en algún plano transversal, siendo el más idóneo el perpendicular al primero. De esta manera, surge una segunda alineación de cables con tensión contraria; si la primera es hacia arriba, esta debe ser hacia abajo y viceversa, y, al referirse a una tela o membrana formada por redes de cables paralelos, aparecen dos grupos de cables, unos colgados que absorben esfuerzos hacia abajo y otros atirantados o con tensión inversa, que absorben los esfuerzos hacia arriba (figura 3.12) (ob.cit.).

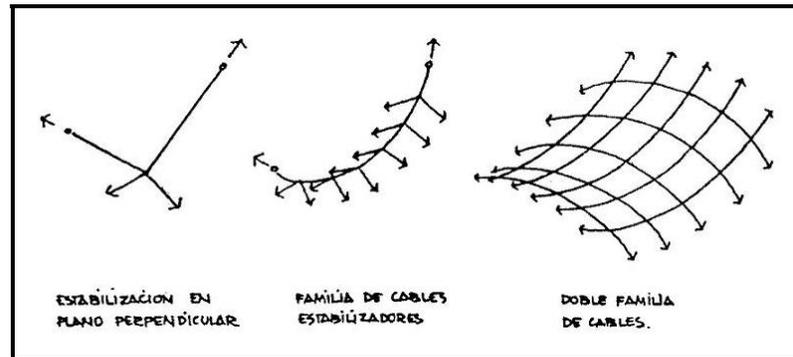


Figura 3.12 Estabilización de la familia de cables (Monjo, 1991)

Todo esto nos lleva a una malla de cables, en la cual cualquier punto de cruce de los cables estará sometido a tensiones contrarias y, si extrapolamos esta situación a una tela o membrana compuesta por una micro red de cables textiles, entenderemos cabalmente su sistema de estabilización y además, la exigencia de la doble tracción para alcanzar su estabilidad, aseverando la inexistencia de compresiones (ob.cit.).

De esta forma se llega a la conclusión de que las únicas superficies capaces de lograr su estabilidad, exclusivamente por medio de tensar la membrana que la conforme, son las que nos proporcionan formas anticlásticas, las cuales como se mencionó, se obtienen tensando la membrana en dos direcciones opuestas (hacia arriba y hacia abajo respectivamente) y permiten que los cables trabajen de la única manera que pueden hacerlo, como es a tracción.

Esta doble tensión en direcciones opuestas se logra a través de una *pretensión*, que se le debe introducir a la tela en el momento de su ensamblaje (ob.cit.). Respecto a esta pretensión Monjo realizó experimentos que demuestran la necesidad de esta fuerza en los cables al momento del montaje de la cubierta; basado primero en un cable en reposo (figura 3.13a), al cual se le aplicó una tensión de 2 Kg, y, en el centro de éste se produjo una deformación a la que llamó “e” (figura 3.13b), luego se le aplicó la misma tensión de 2Kg a un cable con las mismas características, pero con la diferencia de que éste fue sometido a una pretensión de 1Kg (figura 3.13c), con lo que se obtuvo una deformación en el centro de “e/2” (figura 3.13d). Es decir, en esta oportunidad, con el cable pretensado, de la carga de 2Kg la mitad es absorbida por el extremo izquierdo del cable basado en reducir su pretensión, lo que conlleva a que la deformación ha quedado disminuida a la mitad.

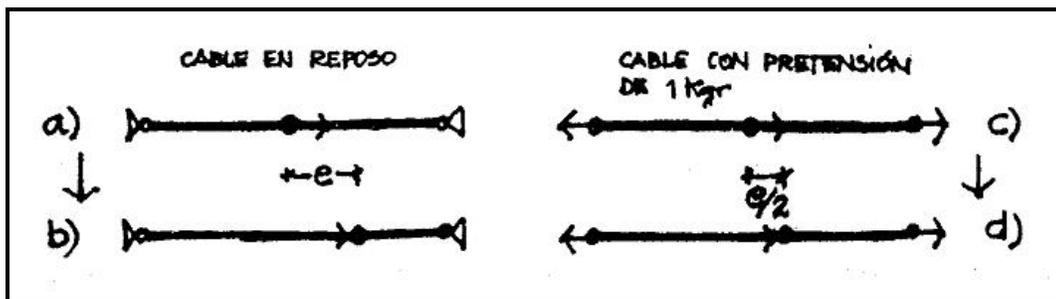


Figura 3.13 Efecto estabilizador de la pretensión en un cable (Monjo, 1991)

Todo esto lo llevó a deducir que: un cable pretensado se deforma a la mitad que un cable en reposo sometido a un mismo esfuerzo; cuando se aplica una tensión a un cable pretensado de la misma magnitud que la de su pretensión, ésta se anula, lo que ocasiona que cualquier esfuerzo extra que se le suministre al cable, provocará en él la misma deformación que si estuviera en reposo; para evitar la manifestación de compresiones que dejen al cable inestable, es indispensable una pretensión de alrededor del 50% de la tensión prevista en el cálculo. Además de esta experiencia, otra fue realizada pero esta vez con una malla de cables cruzados sometida a dos clases diferentes de pretensión, una del 50% y otra del 25% de la tensión supuesta por el cálculo, generándose así que: con la pretensión del 25% se originó una deformación tal, que el 60% de los cables estabilizadores quedaron sin tensión, resultando de esta forma una malla inestable. Por el contrario, con la pretensión del 50% se ocasionó una deformación tal, que aún después de ocurrida, quedaba remanente una pretensión del 30%, con lo que la malla resultaba estable.

Una vez terminada la realización de las experiencias y extrapolando éstas al caso de la tela, se pudo concluir que la pretensión resulta indispensable para la estabilidad de la cubierta (ob.cit.), para la prevención de arrugas o puntos de compresión y, por tanto, para la vida útil de la tensoestructura en su totalidad.

3.2.1 Las fuerzas en la membrana

Las membranas flexibles responden a la acción de fuerzas externas en tensión de tracción pura ajustando su geometría, de forma similar a un sistema de cables, como ya se ha mencionado. Las fuerzas de reacción de la membrana que se generan al aplicar una presión normal a su superficie, son aquí investigadas. El diagrama de cuerpo libre de un elemento de superficie se muestra en la figura 3.14. El elemento se corta a través de las curvaturas principales, siendo las fuerzas axiales de la membrana (N_x y N_y) las únicas que resisten la carga externa p . No hay fuerzas tangenciales de corte a lo largo de los bordes de la membrana, debido a la ausencia de curvaturas torcidas (Schueller, 1983).

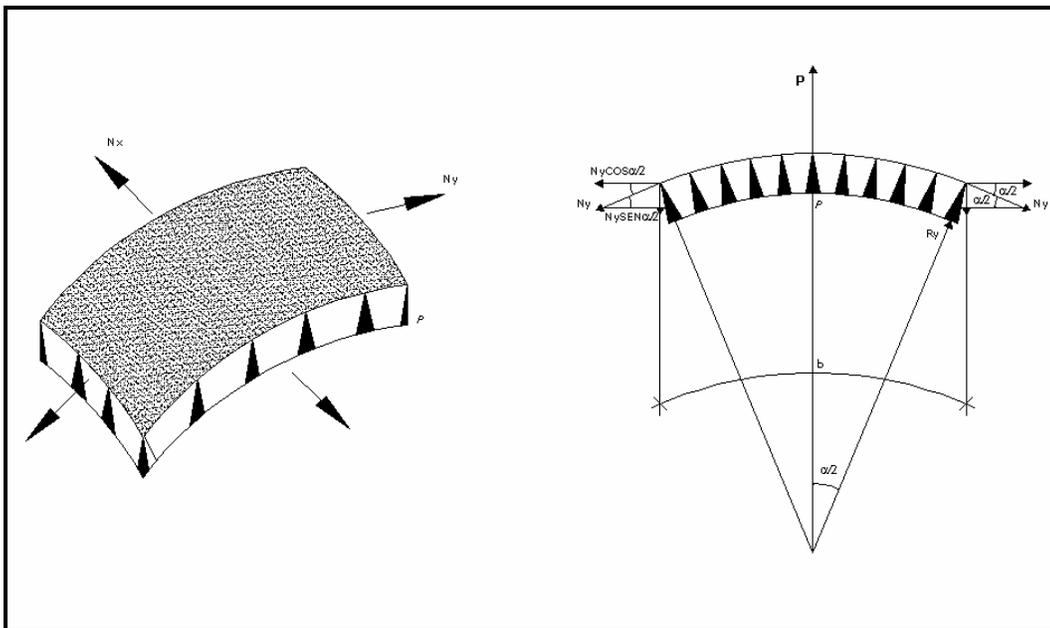


Figura 3.14 El diagrama de cuerpo libre de un elemento de superficie

(modificado) (Schueller, 1983)

Las curvaturas de la membrana, a lo largo de las cuales las fuerzas actúan, son iguales a $\frac{1}{R_x}$ y $\frac{1}{R_y}$. Se asume que el elemento en cuerpo libre es suficientemente pequeño para considerar constante la curvatura a lo largo de los bordes: *se asumen arcos circulares*. La longitud de arco de los bordes resulta (ob.cit.):

$$a = \beta R_x \quad b = \alpha R_y \quad (\text{Ecuación 3.22})$$

Donde α y β se expresan en radianes. El esfuerzo P resultante sobre la superficie es entonces igual a (ob.cit.):

$$P = p(\alpha R_y)(\beta R_x) \quad (\text{Ecuación 3.23})$$

Luego, las componentes de las fuerzas axiales, actuantes en la membrana, paralelas a la resultante P son (ob.cit.):

$$N_{yv} = N_y \text{sen} \frac{\alpha}{2} \quad N_{xv} = N_x \text{sen} \frac{\beta}{2} \quad (\text{Ecuación 3.24})$$

Así, la resultante P debe ser resistida por la suma de las componentes verticales que actúan en todo el perímetro del elemento (ob.cit.):

$$\sum V = 0 \quad \sum V = P - 2[N_{yv}(a) + N_{xv}(b)] \quad (\text{Ecuación 3.25})$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.23 y 3.24 en 3.25, y considerando que los ángulos α y β son muy pequeños ($\text{sen}(\frac{\alpha}{2}) \cong \frac{\alpha}{2}$), tenemos (ob.cit.):

$$pR_x R_y = R_x N_y + R_y N_x$$

$$p = \frac{N_y}{R_y} + \frac{N_x}{R_x} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

Esta fórmula es conocida como “la ecuación de la membrana”. Demuestra que bajo un esfuerzo normal a la superficie de la membrana, las fuerzas axiales de la misma son proporcionales a sus curvaturas (ob.cit.).

3.2.2 Aproximación del comportamiento de membranas pretensadas anticlásticas y redes de cables

Las membranas textiles tales como telas, carecen de rigidez; las mismas son flexibles y consecuentemente inestables; deben adaptar su forma a la carga para así poder responder en tensión. Como ya se ha visto, uno de los métodos más obvios y naturales para lograr estabilidad es usar superficies cuya geometría sea anticlástica, lo que significa que existan dos curvaturas opuestas que se equilibren entre sí. El cable principal (convexo, suspendido, ubicado más abajo y soportante de la carga, etc.) queda estabilizado por el secundario (cóncavo, arqueado, ubicado más arriba, rigidizador, etc.), el cual es pretensado y empuja hacia abajo la capa suspendida, asegurándola (ob.cit.).

Por otro lado, la fuerza de pretensado debe ser suficiente para mantener la superficie tensada bajo cualquier condición de carga, previniendo que cualquier porción de la membrana se afloje a causa de una

mayor fuerza de compresión que de tracción acumulada. Adicionalmente, la magnitud de dicha tensión inicial debería ser también suficiente para proveer la rigidez necesaria y así mantener al mínimo la deflexión de la membrana. El tipo de respuesta que la cubierta toma ante cargas externas depende de la magnitud de la fuerza de pretensado. Sin embargo, la cantidad de pretensado no es sólo función de la carga impuesta, sino también está directamente asociada con la forma del techo y las condiciones de borde. Una estructura abierta, tipo tienda, cuyos soportes de borde son cables flexibles, es obviamente más vulnerable que una membrana unida a un anillo rígido, cerrado y comprimido, el cual, en comparación, difícilmente se deforma (ob.cit.).

Desde el punto de vista del diseño estructural, las superficies de membranas anticlásticas pretensadas pueden subdividirse en tres grupos principales (ob.cit.):

- Superficies con forma de silla de montar.
- Superficies apoyadas en un punto interior.
- La combinación de éstas.

Mientras que las superficies con forma de silla de montar, las cuales se caracterizan por estar soportadas a lo largo de bordes exteriores, así como también por apoyos lineales interiores (arcos y cables), que definen la forma de la superficie, generalmente utilizan redes con grillas regulares, mayormente triangulares y rectangulares, o telas formadas por largas y

delgadas tiras cosidas o pegadas entre sí, que actúan a lo largo de bordes similares a pequeños cables suspendidos, las superficies apoyadas en un solo punto interior utilizan una red radial o patrones de tiras de tela adaptados a esta forma. Estas tienen la apariencia de conos y de su flujo de esfuerzos radial y circunferencial se deriva el patrón de su red. Además, también pueden surgir diversas combinaciones de ambos sistemas, en los que las redes radiales se combinan con redes ortogonales. En las cubiertas apoyadas en un punto interior, todas las fuerzas de tracción son absorbidas en el extremo superior de la columna ocasionando una intensidad de esfuerzos demasiado grande para la membrana. Para superar este problema, se puede reforzar la membrana con cables radiales (ob.cit.).

En la investigación presentada, únicamente será desarrollado el comportamiento de las superficies con forma de silla de montar, puesto que representan la forma más emblemática de las cubiertas tensadas (ob.cit.).

3.2.2.1 Superficies con forma en silla de montar

El estado de esfuerzos de la membrana, sólo para la condición ideal de pretensión, ignorando cualquier otra influencia, puede derivarse de la ecuación general de la membrana (ecuación 3.26), para cargas externas nulas (ob.cit.):

$$p = \frac{N_y}{R_y} + \frac{N_x}{R_x} = 0 \quad (\text{Ecuación 3.27})$$

$$-\frac{T_y}{R_y} = \frac{T_x}{R_x} \quad \text{ó} \quad \frac{T_y}{T_x} = -\frac{R_y}{R_x} \quad (\text{Ecuación 3.28})$$

Como puede verse, las tensiones a lo largo de las curvaturas principales deben ser proporcionales a sus respectivos radios de curvatura para estar así balanceadas en toda la superficie. Además, la superficie debe ser anticlástica para hacer posible el equilibrio, como lo indica el signo negativo. Aquí se investiga el caso especial de parábolas idénticas cuyos radios de curvatura son iguales. Obviamente, para esta condición, las tensiones deben ser iguales (ob.cit.):

$$T_{y0} = T_{x0} = T_0 \quad (\text{Ecuación 3.29})$$

La membrana se encuentra bajo un estado de tensión uniforme; cualquier efecto de peso propio, cambios de temperatura, cedencia y contracción del material y soportes de borde flexibles (todos los cuales influyen en la distribución, ideal y uniforme, de tensiones), es despreciable (ob.cit.).

Dentro del grupo de superficies con forma de silla de montar, la más representativa es el paraboloides hiperbólico, razón por la cual se analiza a profundidad.

➤ **Paraboloides Hiperbólico**

El paraboloides hiperbólico es una superficie de traslación, no de revolución; cortándola verticalmente se obtienen parábolas mientras que, al

cortarla horizontalmente, se obtienen hipérbolas. La ecuación general de esta superficie cuadrática es (Purcell y Varberg, 1987):

$$z = \frac{x^2}{a^2} - \frac{y^2}{b^2} \quad (\text{Ecuación 3.30})$$

Dicha superficie puede ser generada deslizando una parábola cóncava o suspendida, denominada generatriz, paralelamente a ella misma, a lo largo de una parábola convexa, denominada directriz, la cual está ubicada perpendicularmente a la anterior. Las parábolas siguen las líneas principales de curvatura y son llamadas parábolas principales. Ellas establecen un sistema de coordenadas rectangular en el punto de ensillamiento, como se muestra en la figura 3.15. Las generatrices parabólicas pueden definirse en el origen del sistema de coordenadas como ha sido planteado para cables parabólicos, igualando R_x y R_y , respectivamente, a R_0 (ecuación 3.21) (Schueller, 1983).

$$y = 0 \quad z = \frac{x^2}{2R_x} \quad (\text{Ecuación 3.31})$$

$$x = 0 \quad z = -\frac{y^2}{2R_y} \quad (\text{Ecuación 3.32})$$

Así, la ecuación que define la superficie del paraboloides hiperbólico, en función del radio de curvatura, es (ob.cit.):

$$z = \frac{x^2}{2R_x} - \frac{y^2}{2R_y} \quad (\text{Ecuación 3.33})$$

En donde R_x y R_y son los radios de curvatura principales en el origen del sistema de coordenadas o punto de ensillamiento (ob.cit.).

La proyección en el plano de las generatrices parabólicas forma una grilla rectangular. Para tal condición, en la cual las parábolas cóncavas y convexas son idénticas ($R_x = R_y = R$), las generatrices generan una cuadrícula en la proyección plana y las hipérbolas son equiláteras. Para este caso especial, las fuerzas en la membrana, causadas por la acción de cargas normales a la superficie, pueden ser deducidas a partir de la ecuación general de la membrana (ecuación 3.26), sustituyendo las siguientes relaciones (ob.cit.):

$$R_x = -R_y = R \quad N_x = -N_y = N \quad (\text{Ecuación 3.34})$$

$$p = \frac{N_y}{R_y} + \frac{N_x}{R_x} \quad p = \frac{2N}{R} \quad (\text{Ecuación 3.35})$$

Las fuerzas axiales N presentes en la membrana son de igual magnitud; las mismas se encuentran en tracción a lo largo de las parábolas suspendidas (cóncavas) y de las parábolas arqueadas (convexas). De esta forma se tiene (ob.cit.):

$$N = \frac{pR}{2} \quad (\text{Ecuación 3.36})$$

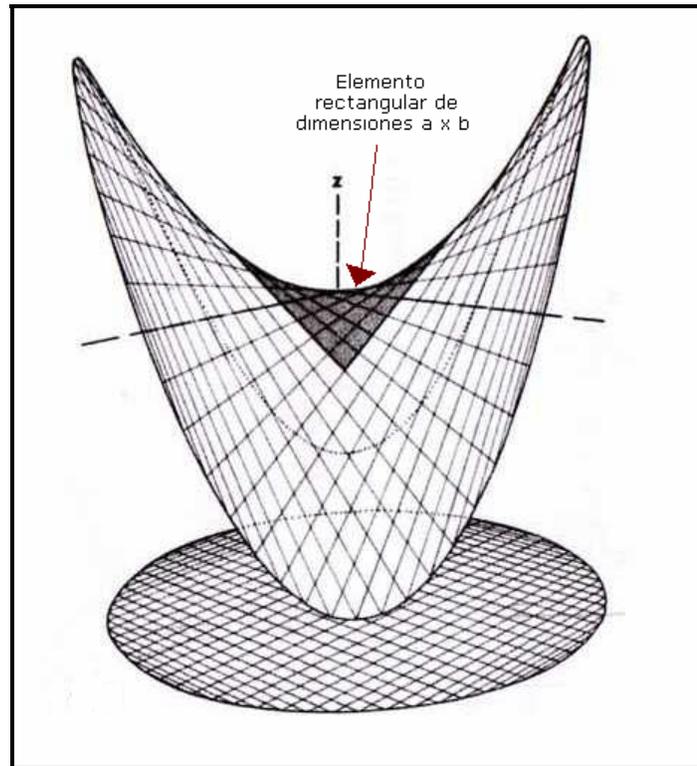


Figura 3.15 Elemento rectangular cortado de paraboloides hiperbólico, de dimensiones $a \times b$ (modificado) (Schueller,1983)

Visualizando un elemento rectangular perteneciente al paraboloides hiperbólico, de dimensiones $a \times b$, cortado de la superficie de ensillamiento de la membrana (figura 3.15), podemos considerarlo plano si la flecha f es menor a la razón del lado más corto a 5 ($f \leq a/5$). Para membranas planas como ésta, las cargas uniformes y externas w y q no tienen que ser consideradas por separado. Tanto las cargas muertas como las vivas pueden ser tratadas como una sola sollicitación w , que actúe en la proyección

horizontal del techo. Además, se puede asumir que las cargas uniformes w debidas al peso propio son iguales a las cargas p , normales a la superficie, recordando que para superficies que tienden a ser planas el radio de curvatura R cambia muy poco. De esta manera, la ecuación que define la magnitud de las fuerzas axiales presentes en la membrana puede definirse como sigue (ob.cit.):

$$N = \frac{wR}{2} \quad \text{(Ecuación 3.37)}$$

Recordando la ecuación para el radio de curvatura R_0 de la parábola en su ápice o punto más alto, considerándolo constante a lo largo de la superficie llana y teniendo presente que para cables que tienden a ser planos la tensión máxima T_{MAX} en el soporte es aproximadamente igual a la componente horizontal H generada en el punto más bajo, se puede deducir (ob.cit.):

$$R_0 = \frac{L^2}{8f} \quad N = \frac{wR_0}{2} = \frac{wL^2}{16f}$$

Así, de acuerdo con la ecuación de la membrana para paraboloides hiperbólicos llanos (ecuación 3.37) bajo la acción de cargas verticales uniformes, tomando $w = p$, las fuerzas en la membrana por ancho unitario a lo largo de cada dirección principal pueden aproximarse de la siguiente forma (ob.cit.):

$$T_{y0} = T_{x0} = T_0 = \frac{pR}{2} = \frac{pL^2}{16f} \quad (\text{Ecuación 3.38})$$

La tensión inicial o pretensión puede ser inducida directamente sometiendo a tensión de tracción a los cables periféricos, usando equipos de pretensión, o induciéndola a través de la aplicación de una sobrecarga p . Incluso si éste alcance no fuese usado, la carga p resulta de gran ayuda desde el punto de vista conceptual y puede ser vista como una carga externa imaginaria y equivalente para expresar la fuerza de pretensión (ob.cit.).

O bien, la magnitud de la carga de pretensión p para una superficie bajo tensiones uniformes, en función de la curvatura resulta (ob.cit.):

$$p = \frac{2T}{R} \quad (\text{Ecuación 3.39})$$

Es de notar que, al disminuir la curvatura de la superficie o al aumentar el radio de curvatura, se requiere menor fuerza de pretensión (ob.cit.).

La magnitud de las fuerzas de pretensión no es fácil de determinar; la misma depende de la resistencia, rigidez, consideraciones dinámicas y, para estructuras más pequeñas generalmente de la experiencia. La fuerza de pretensión debería ser lo suficientemente grande para que la membrana se encuentre siempre bajo tensión de tracción y no ceda debido a la presencia de tensiones de compresión causadas por cargas externas. La etapa crítica de esfuerzos para un cable suspendido o una hebra textil ocurre, en general,

cuando se somete a las cargas máximas de gravedad. La verdadera distribución de estas cargas es altamente indeterminada. Sin embargo, para desarrollar alguna apreciación por las membranas pretensadas e interés por la importancia de la geometría, los tejidos y las redes ortogonales son tratados de la misma manera que las membranas. Se asume que las mismas se comportan linealmente, despreciando el efecto producido por grandes deformaciones en las zonas más planas de la superficie. Así, los bordes deben suponerse rígidos, mientras que el efecto generado por elementos de borde flexibles en el comportamiento de la membrana es ignorado permitiendo así un poco de aflojamiento. Además, se adoptan condiciones de perfecta simetría de carga, geometría y material, y se considera que los cables, en cada una de sus direcciones principales, son idénticos en tamaño y espaciado. La membrana es ubicada horizontalmente pues, de lo contrario, las fuerzas horizontales debidas al viento se convertirían en determinantes primarias del diseño (ob.cit.).

Con respecto a la carga superpuesta, se asume que la acción de la membrana de un paraboloides hiperbólico refleja un comportamiento flexible, ignorando el efecto del pretensado. Para la condición de simetría, es razonable considerar a las cargas externas igualmente compartidas por los cables arqueados y suspendidos. Debe tenerse presente que la simetría perfecta no existe, incluso para un material que posea dicha característica,

los cambios ambientales causarán asimetría, desarrollando un flujo de fuerzas distinto al asumido inicialmente (ob.cit.).

Bajo cargas máximas gravitatorias, el cable más bajo, suspendido, o la hebra textil (T_L), es tensada a tracción al máximo, mientras que la porción de membrana arqueada (T_T) requiere solamente un mínimo de tensión de tracción para que no pierda estabilidad mediante el aflojamiento. De esta manera, cada sistema de cables, tomado como una membrana por unidad de ancho, soporta una fuerza igual de pretensado y comparte por igual la carga superpuesta (ob.cit.):

$$T_L = T_0 + \frac{wL^2}{16f} \quad (\text{Ecuación 3.40})$$

$$T_T = T_0 - \frac{wL^2}{16f} \geq 0 \quad (\text{Ecuación 3.41})$$

Con el propósito de una aproximación inicial, bajo condiciones normales de viento en donde la succión causada por el mismo es menor que la carga ocasionada por nieve, se puede igualar la fuerza de tracción del cable estabilizador (Ecuación 3.41) a cero, sin considerar un factor de seguridad. El resultado es una fuerza de pretensado generada por una carga imaginaria que es equivalente a la mitad de la máxima carga superpuesta (ob.cit.):

$$T_0 = \frac{wL^2}{16f} \quad (\text{Ecuación 3.42})$$

La magnitud de la fuerza de pretensión es tan sólo preliminar. La misma tendrá que cambiar para tomar en cuenta la flexibilidad de la membrana, la sinuosidad de la superficie y la rigidez de los bordes (ob.cit.).

Sustituyendo T_0 en la Ecuación 3.40 se obtiene la fuerza máxima de la membrana por unidad de ancho (ob.cit.):

$$T_T = T_{MAX} = wR = \frac{wL^2}{8f} \quad (\text{Ecuación 3.42})$$

3.3 Cables Periféricos

Una malla cuadrada bajo tensión de tracción uniforme ocasionará que un cable periférico responda con la forma funicular de un segmento de circunferencia, como ya se ha descrito en el apartado 3.1.1. Las fuerzas del cable causan resultantes radiales de igual magnitud a lo largo de los bordes, como se muestra conceptualmente en la figura 3.16 (ob.cit.).

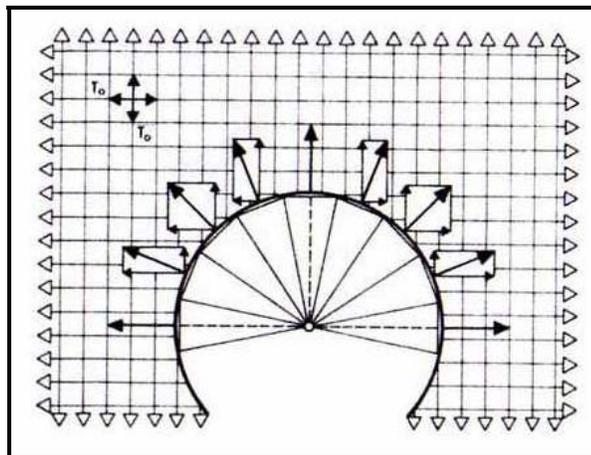


Figura 3.16 Resultantes radiales, de igual magnitud, a lo largo de los cables de borde (Schueller, 1983)

De esta forma, una membrana bajo tensión de tracción uniforme genera en sus cables perimetrales la forma de un segmento circular (figuras 3.16 y 3.17) con una fuerza de tracción constante, deducida de la ecuación 3.10, igual a (ob.cit.):

$$S_{n0} = T_0 r_n$$

$$S_{n0} = \frac{pRr_n}{2} \quad (\text{Ecuación 3.43})$$

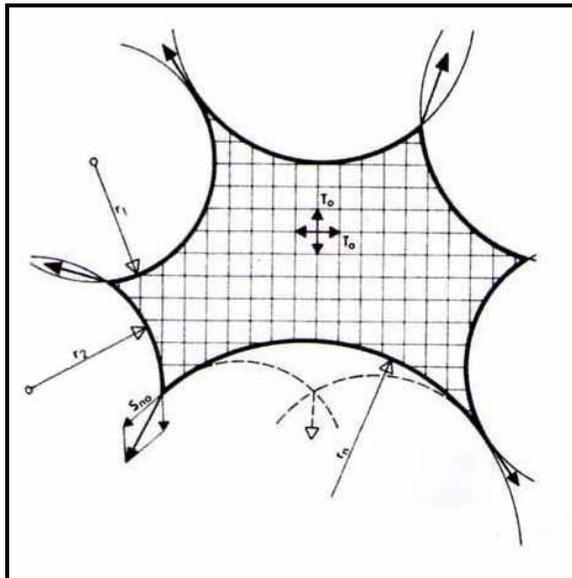


Figura 3.17 Respuesta circular de los cables perimetrales de la membrana ante las fuerzas de tracción uniformes presentes en la membrana (Schueller,1983)

Con la disminución del radio de curvatura a lo largo de los bordes, las fuerzas en el cable también disminuyen en magnitud conllevando a la escogencia de cables con secciones más pequeñas (ob.cit.).

Para el caso en el que los cables están espaciados de forma distinta en cada dirección principal, se forma en la proyección horizontal una grilla rectangular, en la que la acción radial de las fuerzas no será una constante como lo es para una grilla cuadrada. Esto inducirá al elemento perimetral a tomar la forma de un segmento elíptico (figura 3.18), condición para la cual la fuerza axial en el límite del cable será igual a (ob.cit.):

$$S_0 = T_{x0}r_1 = T_{y0}r_2 \quad (\text{Ecuación 3.44})$$

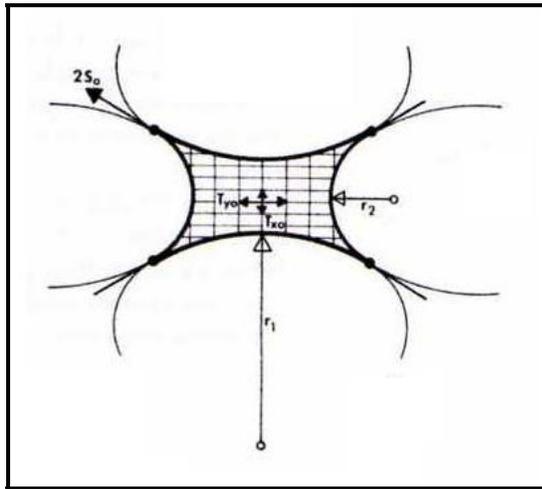


Figura 3.18 Respuesta elíptica de los cables perimetrales de la membrana ante las fuerzas de tracción uniformes presentes en la membrana (Schueller, 1983)

Los elementos rígidos de borde pueden tomar una gran variedad de formas. Pueden ser planos, como los anillos circulares horizontales o espaciales como los aros abovedados o arcos inclinados que se interceptan, los cuales pueden ser rectos o curvos (figura 3.19) (ob.cit.).

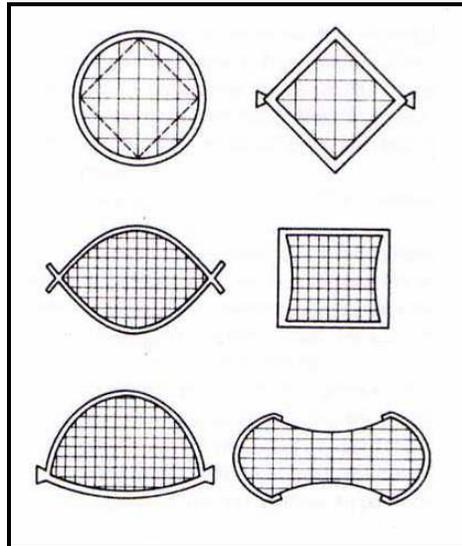


Figura 3.19 Formas varias de elementos rígidos de borde para la membrana (Schueller, 1983)

Mientras que los elementos rectos tienen ciertas ventajas desde el punto de vista constructivo y funcional, también es cierto que deben soportar las fuerzas de la membrana en flexión, requiriendo grandes secciones transversales. El comportamiento de miembros de borde arqueados puede interpretarse como inverso al de los cables, pues el cable flexible ajustará su forma para responder a las diferentes cargas (el cambio concreto se mantiene mínimo mediante la fuerza de pretensión), lo que el elemento rígido no puede hacer. Los arcos actúan primordialmente en compresión y deben soportar momentos, por lo cual deben ser rigidizados significativamente a medida que la carga proveniente de la membrana aumenta,

incrementándose, de igual forma, el efecto de pretensión en el aro, lo cual se traduce en una consideración importante en el diseño de concreto (ob.cit.).

3.4 Comportamiento no lineal

Los cables y las membranas no se comportan en realidad de una forma lineal; los mismos resisten cargas produciendo grandes deformaciones y ocasionando que las magnitudes de las fuerzas presentes en ellos dependan de la posición final que tomen en el espacio. Otros aspectos no lineales se deben a la deformación de la superficie del material (lonas, telas revestidas, cables) y de sus costuras, produciendo modificaciones en la geometría de la red. Los cambios de temperatura y aflojamientos también influyen en el comportamiento lineal. Las membranas son bastante vulnerables ante las cargas dinámicas causando fatiga en el material la cual resulta, con el tiempo, en una reducción de su resistencia (ob.cit.). Estas características no lineales hacen del diseño de la membrana algo extremadamente complejo demandando métodos sofisticados y especializados que introducen etapas de diseño relacionadas con lo que se denomina la *búsqueda de la forma* y el *análisis estático* (Lewis, 2003).

Un problema común que las tensoestructuras comparten es, según esto, la definición de su forma; al analizar las cubiertas tensadas, su configuración no está dada para una configuración matemática obvia.

Consecuentemente, el proyectista encara el problema de la búsqueda de la forma es decir, encontrar la forma estática básica de la estructura (bajo fuerzas de pretensión únicamente), antes de que un análisis detallado, en el que se incluyen cargas tales como las producidas por la nieve y el viento, pueda comenzar. Así, la búsqueda la forma conlleva a la interrogante de la geometría de la superficie para lo cual, se requieren cálculos iterativos que cuantifican un ajuste gradual de la geometría de la superficie hasta que la misma resulta compatible con el estado de equilibrio estático y el nivel de pretensión en la estructura (ob.cit.).

El análisis estático es una continuación del proceso de la búsqueda de la forma, en el cual los esfuerzos y las deformaciones son calculados bajo cargas externas impuestas. El proceso comienza con la forma ya encontrada de la estructura, inicialmente en equilibrio, y con una distribución de esfuerzos dados. Las cargas estáticas son subsecuentemente aplicadas y un nuevo estado de equilibrio es encontrado. Nuevamente, el procedimiento debe seguir cálculos iterativos, en los que los desplazamientos de la estructura y los esfuerzos resultantes de las cargas aplicadas deben ser determinados. El problema es geoméricamente no lineal, pero esta característica no es tan pronunciada como en el caso de la búsqueda de la forma. De igual manera, la convergencia de la solución numérica es más sencilla de obtener (ob.cit.).

Los métodos numéricos más comunes, aunque significativamente distintos, para la solución a la respuesta geoméricamente no lineal, son: el método de la rigidez transitoria, el cual ha evolucionado a partir de la teoría convencional de pequeños desplazamientos, la cual asume una dependencia lineal entre las deflexiones y las fuerzas de la estructura; el método de la densidad de las fuerzas, el cual utiliza un sistema lineal de ecuaciones para modelar el equilibrio estático de una red de cables pretensada bajo razones predeterminadas de fuerza/longitud; y el de la relajación dinámica, que, a diferencia de los dos métodos anteriores, no precisa manipulaciones matriciales para la solución del sistema de ecuaciones de equilibrio no lineales, y se basa en una discretización del continuo, en la cual se asume que la masa de la estructura está concentrada en puntos dados de la superficie (nodos) (ob.cit.).

En este trabajo de investigación, el análisis numérico de las cubiertas textiles, es lineal, ya que se desprecian los fenómenos que modifican tal comportamiento, por lo que los métodos mencionados no pueden ser aplicados.

3.5 Anclajes

En el marco de las estructuras tensadas, se puede decir que los anclajes que las sujetan o fijan al suelo, o a otra estructura, para

estabilizarlas, deben trabajar bajo tensiones de tracción, pues es éste el tipo de esfuerzo al cual está sometida la cubierta y que, de esta forma, es transmitido al mismo. Para el caso de anclaje a estructuras cercanas, las dos opciones principales son las siguientes (Velásquez, entrevista personal, febrero 15, 2006):

- Anclajes mecánicos por fricción, utilizando pernos expansivos, como por ejemplo, los tipos Hilti. En las figuras 3.20 y 3.21, se muestran algunos modelos de estos pernos, clasificados por la empresa según sus características, para concreto y acero.

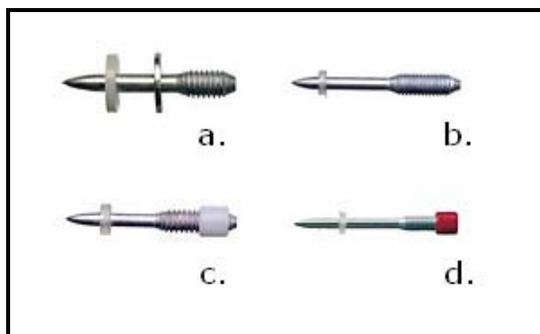


Figura 3.20 Pernos roscados para concreto tipo Hilti.

(a) M10, (b) M8, (c) M6, (d) X-M6 (<http://www.hilti.es>)

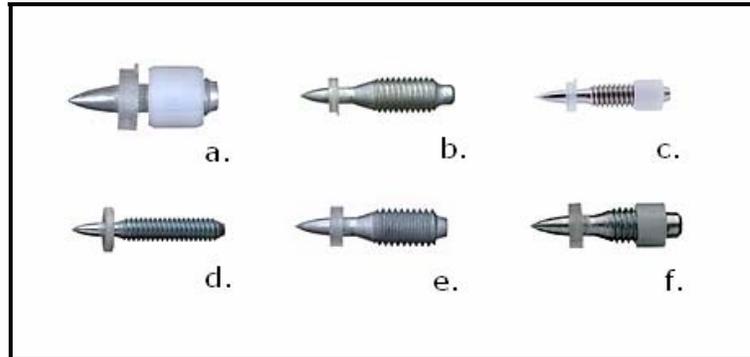


Figura 3.21 Pernos roscados para acero tipo Hiliti.

(a) EM6, (b) EM10, (c) X-EM6, (d) EM6H, (e) X-EM8, (f) EM8

(<http://www.hilti.es>)

➤ Anclajes con cabillas o barras roscadas incrustadas en el elemento y, utilizando como adherente, resinas epóxicas adecuadas, tales como las distribuidas por la empresa venezolana Tecnoconcret, clasificadas en *SIMPSON ACRILIC TIE AT* y *SIMPSON EPOXY TIE ET*, especiales para adherir anclajes de gran resistencia (Tecnoconcret, 2006).

Para el caso de anclajes fijados al suelo, cabe destacar que, dentro de los dos grupos principales presentados en esta investigación, clasificados en *pasivos* y *activos*, los cuales trabajan por gravedad y embutidos en una masa de suelo, respectivamente, serán analizados en este capítulo dos de los más usuales, que representen de forma general el comportamiento básico de este tipo de anclajes.

3.5.1 Anclaje por gravedad: perno embebido en un bloque de concreto

Como su nombre lo indica, se trata de uno o más pernos embutidos en un bloque de concreto que se encarga de estabilizar por gravedad las tensiones de tracción que provienen de la superestructura tensada (figura 3.22). En este sistema, la falla de los pernos genera una superficie cónica alrededor de cada perno que define la masa de concreto que sale del bloque bajo estas circunstancias (Velásquez, entrevista personal, febrero 24, 2006).

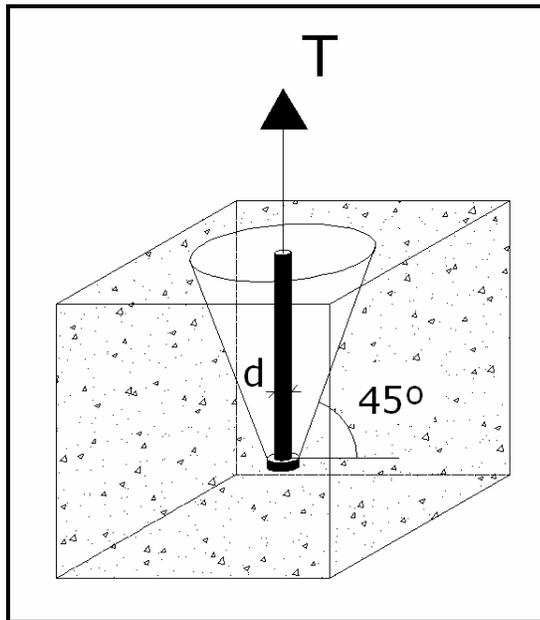


Figura 3.22 Perno embebido en un bloque de concreto

(J. M. Velásquez, entrevista personal, febrero 24, 2006)

Los cables perimetrales de la membrana transfieren la tracción a los cables de anclaje, los cuales a su vez, son unidos mediante una argolla a una plancha de acero que servirá de soporte al grupo de pernos encargados

de transmitir los esfuerzos de tracción a la masa de concreto. Esta última, puede encontrarse inmersa por completo, mediana o superficialmente en el suelo (figura 3.23), diferenciándose estas disposiciones en la manera como será equilibrado el esfuerzo cortante o empuje horizontal debido a las componentes de las tracciones generadas desde la estructura.

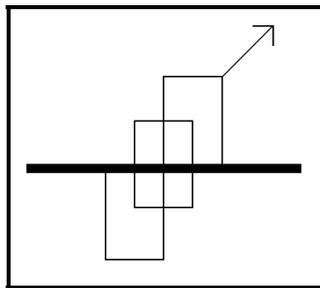


Figura 3.23 Disposiciones del bloque de concreto.

(Schueller, 1983)

Si el bloque está completamente sumido en el suelo, la cortante horizontal es contrarrestada por los esfuerzos pasivos del mismo (Figura 3.24); si por el contrario está colocado superficialmente, dicha cortante debe ser equilibrada por un elemento estructural adicional, caso que no será estudiado en esta investigación (Schueller, 1983).

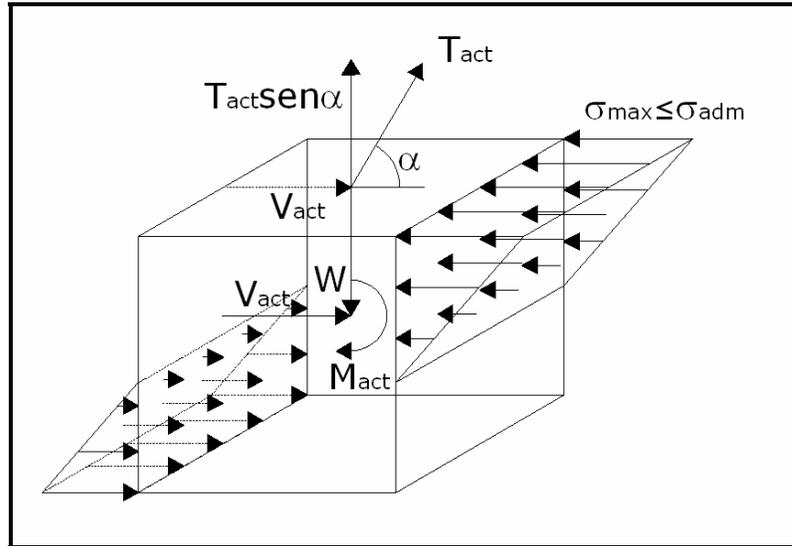


Figura 3.24 Fuerzas actuantes en el bloque de concreto.

(J. M. Velásquez, entrevista personal, febrero 24, 2006)

3.5.1.1 Pernos

Conociendo la magnitud de la fuerza axial en el límite de los cables periféricos, la cual se calcula mediante la ecuación 3.43, y sabiendo que es la misma que se transmite a los anclajes, se procede a calcular el número de pernos capaces de resistir tal tracción. Los mismos deben soportar las fuerzas de tracción y de corte que resultan de la descomposición de la fuerza de tracción inclinada proveniente de la cubierta.

$$T = T_{ACT} \text{Sen} \alpha \quad (\text{Ecuación 3.45})$$

$$V_{ACT} = T_{ACT} \text{Cos} \alpha \quad (\text{Ecuación 3.46})$$

Obviamente, para el caso en el que el cable de anclaje esté ubicado paralelamente a los pernos, los mismos serán evaluados únicamente por tracción, ya que la componente de la cortante será nula.

Al evaluar los pernos por tracción, el número de ellos necesario se deduce de la siguiente ecuación:

$$N^{\circ}_{PT} = \frac{T}{T_{ADM}} \quad (\text{Ecuación 3.47})$$

Donde N°_{PT} es el número de pernos requeridos por tracción, T es la tracción proveniente del cable y T_{ADM} la resistencia de diseño, en tracción de un perno (Jackson y Wirtz, 1983). Cabe destacar que los pernos más utilizados para este tipo de conexiones son los llamados ASTM A307, SAE 1020 y SAE Grado 2 (Velásquez, entrevista personal, febrero 24, 2006).

Al evaluar los pernos por corte, el número de ellos necesario se deduce de la siguiente ecuación (Jackson y Wirtz, 1983),

$$N^{\circ}_{PC} = \frac{V_{ACT}}{V_{ADM}} \quad (\text{Ecuación 3.48})$$

Donde

N°_{PC} : es el número de pernos requeridos por corte.

V_{ACT} : corte proveniente del cable.

V_{ADM} : la resistencia de diseño, en corte, de un plano de corte del perno.

Si se realiza un diagrama de fuerzas de corte vs. tracción para el perno, la curva obtenida asociada al comportamiento del elemento no se conoce de manera precisa por lo que, conservadoramente, se hace necesario aproximarla a una línea recta unitaria (sus intersecciones con los ejes de coordenadas son (1,0) y (0,1), respectivamente) que permite la simplificación de los cálculos al emplearla y el uso de la siguiente relación de interacción, la cual debe verificarse una vez calculado el número de pernos (Velásquez, entrevista personal, marzo 1, 2006):

$$\frac{T}{T_{ADM}} + \frac{V_{ACT}}{V_{ADM}} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 3.49})$$

En caso tal de no cumplirse la ecuación anterior, será necesario aumentar el número de pernos escogido o el tamaño de los mismos.

3.5.1.2 Plancha

El elemento que funciona como enlace entre el cable de anclaje o el puño, unido a la membrana, y los pernos que yacen en el bloque de concreto, es una plancha de acero. La misma debe ser debidamente calculada para resistir la flexión que provoca en ella la tracción proveniente de los cables. Inicialmente, es necesario determinar las dimensiones mínimas (largo y ancho), de acuerdo a las distancias de separación entre pernos y entre los mismos y el borde de la plancha (figura 3.25), lo cual se encuentra tabulado en la recopilación de Güell (2005).

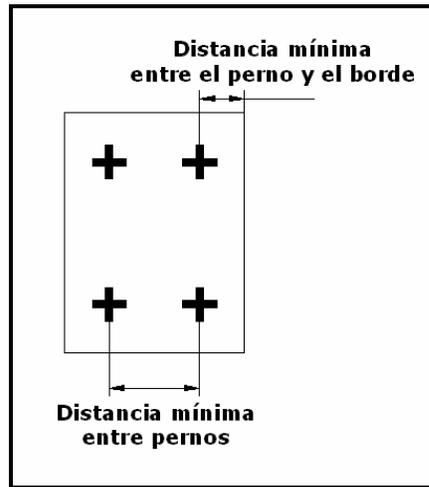


Figura 3.25 Dimensiones mínimas de la plancha

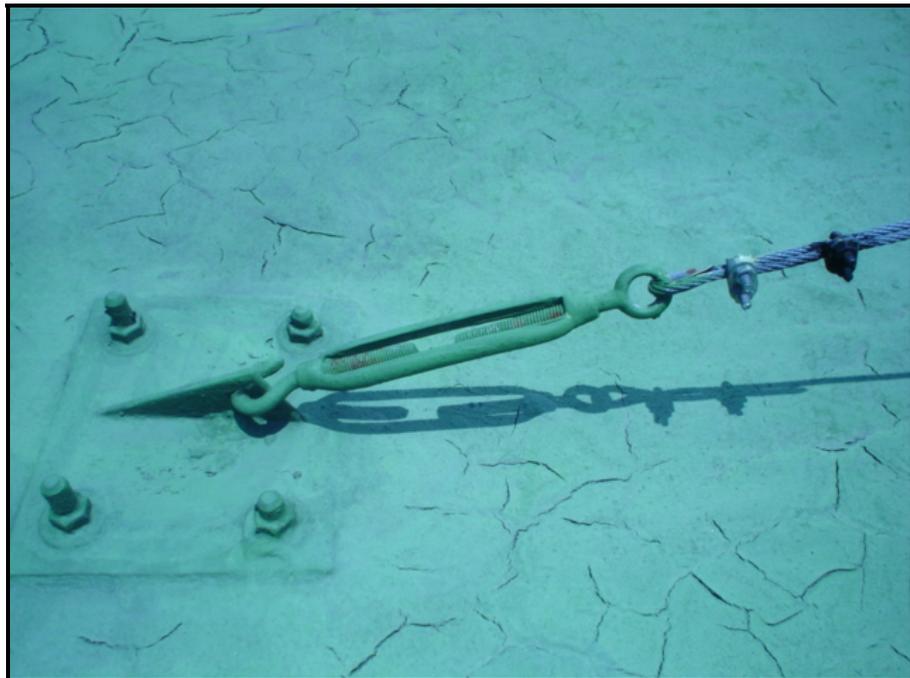


Figura 3.26 Modelo de plancha. C.C. Boleita Center

Seguidamente, y partiendo de la ecuación de la resistencia minorada y de la del módulo plástico para una sección rectangular, se halla el espesor del elemento, relaciones que se muestran a continuación (Güell, 2005):

$$\phi Z F_y \geq M_{ACT} \quad (\text{Ecuación 3.50})$$

$$Z = \frac{1}{4} b t_{req}^2 \quad (\text{Ecuación 3.51})$$

En donde,

ϕ : factor de minoración.

F_y : resistencia cedente (2500 Kg/cm², para aceros estructurales).

M_{ACT} : momento máximo actuante generado por las fuerzas de tracción.

Z : módulo plástico de la plancha.

b : ancho de la plancha.

t_{req} : espesor de la plancha.

Sustituyendo la ecuación $Z = \frac{1}{4} b t^2$ en la ecuación $\phi Z F_y \geq M_{ACT}$ y

despejando, se obtiene:

$$t_{req} = \sqrt{\frac{4M_{ACT}}{\phi b F_y}} \quad (\text{Ecuación 3.52})$$

El valor del momento actuante M_{ACT} , se obtiene aplicando las ecuaciones del equilibrio estático en la sección transversal de la plancha, en la cual se generan flexiones debidas a la fuerza de tracción proveniente de la superestructura.

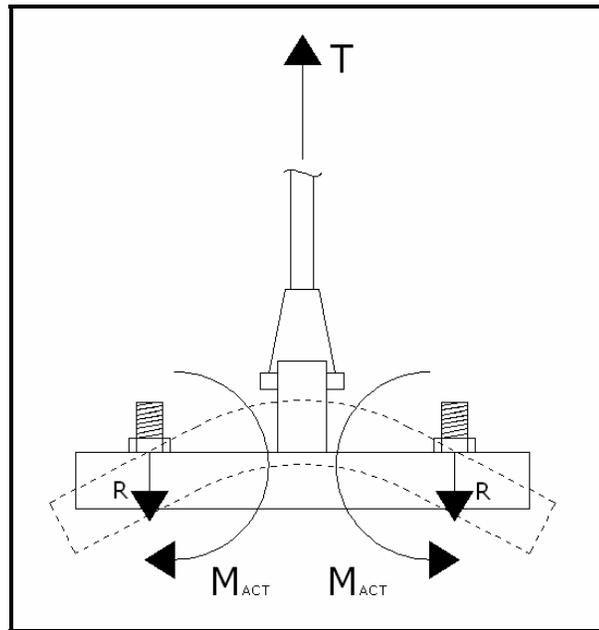


Figura 3.27 Flexiones generadas en la plancha

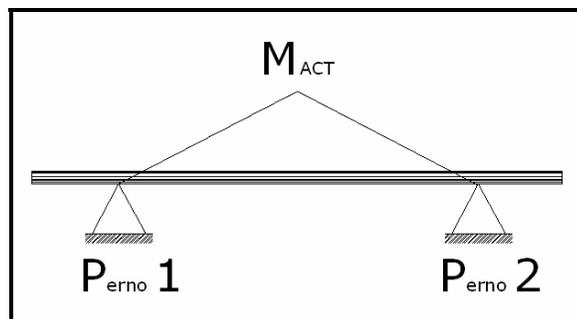


Figura 3.28 Diagrama de momento en la sección transversal de la plancha

Si al determinar el espesor de la plancha, éste resulta demasiado grande y por ende, inadecuado en relación con las otras dos dimensiones, una solución conveniente al problema es agregar una o más cartelas en los bordes de la pieza a la que se sujeta el cable proveniente de la estructura (figura 3.29) (Velásquez, entrevista personal, marzo 10, 2006).

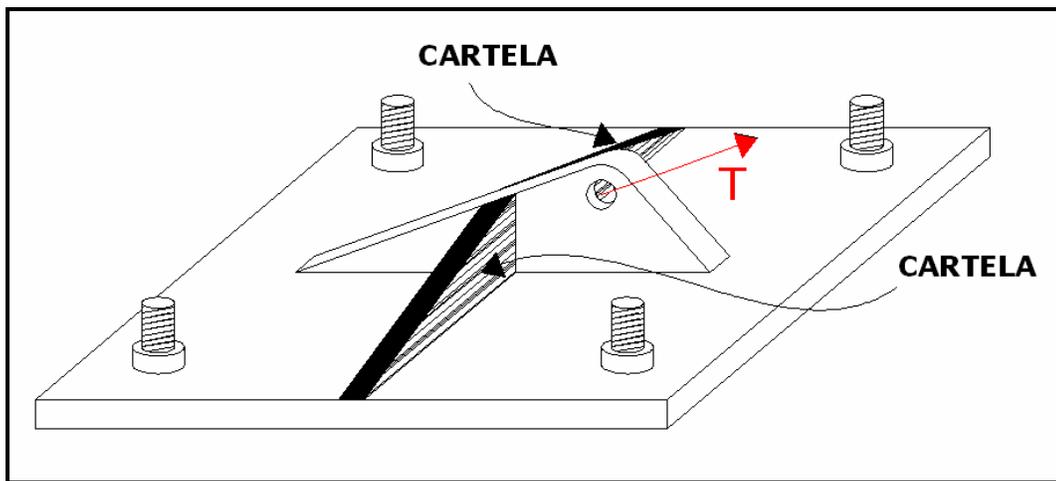


Figura 3.29 Plancha con cartelas

Con esta modificación, la sección transversal de la plancha deja de ser rectangular para convertirse en una sección que trabaja como “T”, debido a la presencia del nuevo elemento. De esta manera, surge una modificación en el proceso de cálculo del espesor, debido a que el módulo plástico Z de la sección “T” no está definido. Para calcularlo, es necesario exponer las fuerzas de tracción y compresión presentes a lo largo de la sección para, de esta forma, encontrar la ubicación del eje neutro en la misma, lo cual se

puede realizar comparando las magnitudes de las fuerzas de compresión y tracción que se generan en la sección “T”.

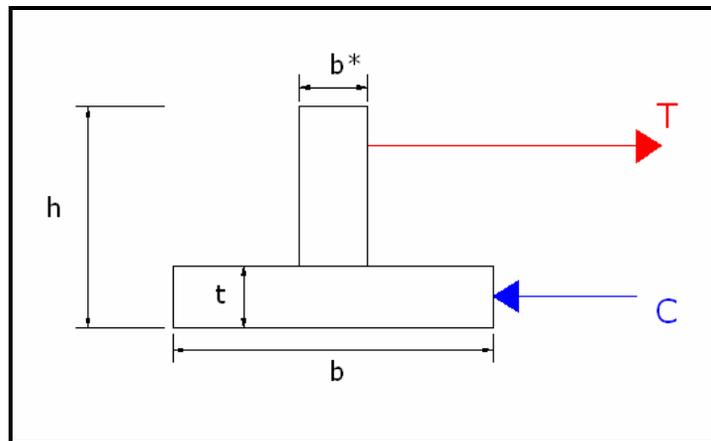


Figura 3.30 Fuerzas de tracción y compresión presentes en la sección “T”

Las ecuaciones de las fuerzas expuestas, son las siguientes:

$$C = b * t * F_y \quad (\text{Ecuación 3.53})$$

$$T = (h - t) * b * F_y \quad (\text{Ecuación 3.54})$$

Si el valor de la fuerza de tracción T resulta mayor que la fuerza de compresión C , se puede asumir que la ubicación del eje neutro está en el alma de la sección “T” (Caso I). Por el contrario, si el valor de la fuerza de

compresión C resulta mayor, se puede asumir que dicho eje se posiciona en las alas de la sección (*Caso II*).

➤ **Caso I**

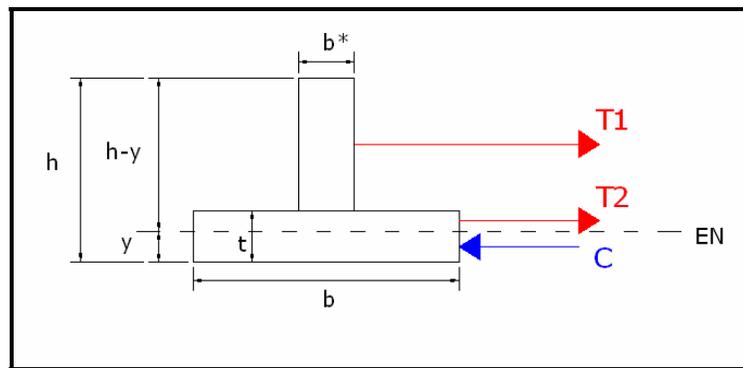


Figura 3.31 Eje neutro ubicado en las alas de la sección “T”

Las ecuaciones de las fuerzas mostradas, son las siguientes:

$$C = y * b * F_y \quad \text{(Ecuación 3.55)}$$

$$T1 = (h - t) * (b^*) * F_y \quad \text{(Ecuación 3.56)}$$

$$T2 = (t - y) * (b) * F_y \quad \text{(Ecuación 3.57)}$$

Luego, para lograr el equilibrio estático de la sección, se debe cumplir:

$$C = T1 + T2 \quad \text{(Ecuación 3.58)}$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.55, 3.56 y 3.57 en la ecuación 3.58, se puede encontrar la ubicación del eje neutro a lo largo de la sección, cumpliendo con el equilibrio estático mencionado. La ecuación por medio de

la cual se calcula la altura “y”, medida desde la base de la sección hasta el eje neutro resulta entonces:

$$y = \frac{bt + b^*(h-t)}{2b} \quad (\text{Ecuación 3.59})$$

Con lo cual es posible obtener los brazos de las fuerzas, respecto al eje neutro, que generarán los momentos actuantes en la sección. La sumatoria de estos momentos es, en definitiva, la magnitud del momento plástico (M_p).

$$M_p = \left[T1 * \frac{(h-t)}{2} \right] + \left[T2 * \frac{(t-y)}{2} \right] + \left[C * \frac{y}{2} \right] \quad (\text{Ecuación 3.60})$$

Sustituyendo los valores de las ecuaciones de $T1$, $T2$ y C , se obtiene:

$$M_p = \left\{ \left[\frac{(h-t)^2}{2} * (b^*) \right] + \left[\frac{(t-y)^2}{2} * (b) \right] + \left[\frac{y^2}{2} * b \right] \right\} * F_y \quad (\text{Ecuación 3.61})$$

Ahora bien, sabiendo que:

$$M_p = Z * F_y \quad (\text{Ecuación 3.62})$$

Se deduce la ecuación del módulo plástico de la sección “T”, Donde y es la ecuación 3.59:

$$Z = \left[\frac{(h-t)^2}{2} * (b^*) \right] + \left[\frac{(t-y)^2}{2} * (b) \right] + \left[\frac{y^2}{2} * b \right] \quad (\text{Ecuación 3.63})$$

Logrando así, encontrar el espesor t de la plancha a través de la ecuación 3.50 y sus respectivas sustituciones.

➔ **Caso II**

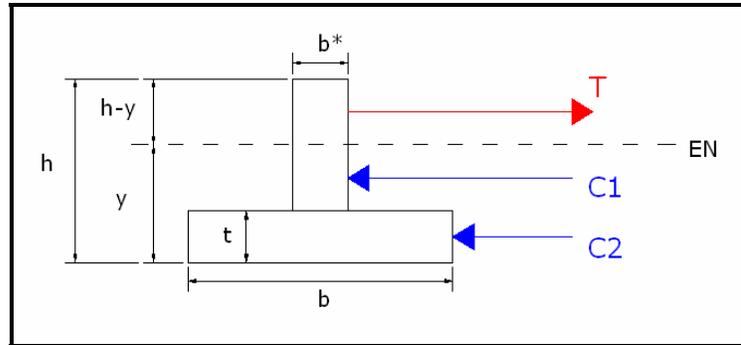


Figura 3.32 Eje neutro ubicado en el alma de la sección "T"

Las ecuaciones de las fuerzas mostradas, son las siguientes:

$$T = (h - y) * (b^*) * F_y \quad (\text{Ecuación 3.64})$$

$$C1 = (b^*) * (y - t) * F_y \quad (\text{Ecuación 3.65})$$

$$C2 = b * t * F_y \quad (\text{Ecuación 3.66})$$

Posteriormente, para lograr el equilibrio estático de la sección, se debe cumplir que:

$$T = C1 + C2 \quad (\text{Ecuación 3.67})$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.64, 3.65 y 3.66 en la ecuación 3.67, se puede encontrar la ubicación del eje neutro a lo largo de la sección, cumpliendo con el equilibrio estático mencionado. La ecuación por medio de la cual se calcula la altura y medida desde la base de la sección hasta el eje neutro resulta entonces:

$$y = \frac{b^*(h+t) - bt}{2b^*} \quad (\text{Ecuación 3.68})$$

Con lo cual es posible obtener los brazos de las fuerzas, respecto al eje neutro, que generarán los momentos actuantes en la sección. La sumatoria de estos momentos es, en definitiva, la magnitud del momento plástico (M_p).

$$M_p = \left[T * \frac{(h-y)}{2} \right] + \left[C1 * \frac{(y-t)}{2} \right] + \left[C2 * \frac{t}{2} \right] \quad (\text{Ecuación 3.69})$$

Sustituyendo los valores de las ecuaciones de T , $C1$ y $C2$, se obtiene:

$$M_p = \left\{ \left[\frac{(h-y)^2}{2} * (b^*) \right] + \left[\frac{(y-t)^2}{2} * (b^*) \right] + \left[\frac{t^2}{2} * b \right] \right\} * F_y \quad (\text{Ecuación 3.70})$$

Utilizando la ecuación 3.62, se deduce entonces la ecuación del módulo plástico de la sección “T”, donde “y” es la ecuación 3.68:

$$Z = \left[\frac{(h-y)^2}{2} * (b^*) \right] + \left[\frac{(y-t)^2}{2} * (b^*) \right] + \left[\frac{t^2}{2} * b \right] \quad (\text{Ecuación 3.71})$$

Logrando así encontrar el espesor t de la plancha a través de la ecuación 3.50 y sus respectivas sustituciones.

3.5.1.3 Bloque de concreto

Una vez establecidos los tipos y dimensiones de la plancha y de los pernos a utilizar, se debe escoger la longitud de anclaje de estos últimos en el bloque de concreto, así como también las dimensiones del mismo.

La longitud de anclaje está directamente relacionada con la geometría del cono saliente del bloque en el momento de la falla del perno. La ecuación del área de la superficie cónica generada es la siguiente (Velásquez, entrevista personal, febrero 24, 2006):

$$A_0 = \sqrt{2}L_e\pi(L_e + d_h) \quad (\text{Ecuación 3.72})$$

En donde, A_0 es el área de la superficie cónica generada; L_e es la longitud de anclaje del perno y d_h es el diámetro de la cabeza del perno, que usualmente es el doble del diámetro nominal del mismo.

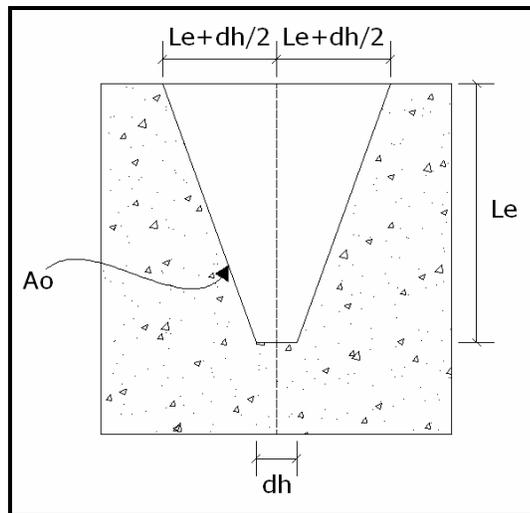


Figura 3.33 Corte vertical del bloque de concreto y cono generado al momento de la falla del perno (Velásquez, entrevista personal, febrero 24, 2006).

En el caso en el que, de acuerdo al cálculo del número de pernos requeridos, sea necesaria la utilización de más de uno, la eficiencia del bloque de concreto se ve disminuida en proporción a la cantidad de pernos que se coloque, lo cual se pone de manifiesto en las ecuaciones de cálculo, a través del factor de eficiencia “ γ ”, cuyos valores se reflejan en la siguiente tabla:

Nº de Pernos	γ
2	0,94
3	0,88
4	0,82
5	0,76
6	0,70

Tabla 3.1 Factor de eficiencia según el número de pernos a utilizar

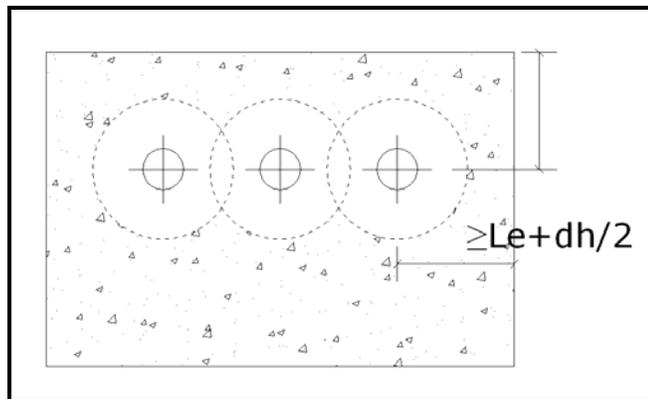


Figura 3.34 Solape de la superficie cónica en un bloque con varios pernos de anclaje (Velásquez, entrevista personal, febrero, 2006).

Utilizando la ecuación que define la tensión admisible en la masa de concreto, se tiene:

$$(F.S.)T_{ADM} \leq \phi_C \gamma \sqrt{f'_C} A_0 \quad (\text{Ecuación 3.73})$$

En donde $F.S.$ es un factor de seguridad, usualmente 1,7; ϕ_C es un factor de minoración, generalmente 0,65; γ es el factor de eficiencia de acuerdo a la cantidad de pernos utilizados para resistir la tracción y f'_C es la resistencia nominal del concreto a compresión (Velásquez, entrevista personal, febrero 24, 2006).

Sustituyendo los valores del factor de seguridad y del factor de minoración, la ecuación queda:

$$T_{ADM} \leq 0,42\gamma \sqrt{f'_C} A_0 \quad (\text{Ecuación 3.74})$$

La tracción admisible del bloque de concreto debe ser, en magnitud, mayor o igual a la tracción actuante en el mismo, que es transmitida a él a través de los pernos. De esta manera, se puede tomar el valor de la tracción actuante como valor límite de la tracción admisible y con ello calcular el área de la superficie cónica como se muestra en la ecuación 3.74. Con esta área, y partiendo de la ecuación 3.72, se obtiene finalmente el valor de la longitud de anclaje L_e (Velásquez, entrevista personal, febrero 24, 2006).

Ahora bien, se procede con el dimensionado del bloque de concreto, para lo cual es necesario partir de las medidas del resto de elementos del

sistema que lo limitan, como lo son la plancha y la longitud de anclaje del perno o del grupo de pernos. El área de la plancha debe quedar contenida en la cara superior del cubo de concreto, procurando que el mismo resulte cuadrado, dejando entre ésta y el borde del bloque una distancia aproximada de 5 a 10 cm como mínimo. Asimismo, la longitud de anclaje debe estar contenida en la profundidad del bloque, y puede ser calculada partiendo de la siguiente relación, siendo también necesario que la magnitud de la misma sea, mínimo, el doble que la longitud de anclaje (L_e) (Velásquez, entrevista personal, marzo 1, 2006):

$$W_{concreto} \geq 1,5T_{ADM} \quad (\text{Ecuación 3.75})$$

$$Vol_{concreto} * P.U._{concreto} \geq 1,5T_{ADM} \quad (\text{Ecuación 3.76})$$

Donde, $W_{concreto}$ es el peso del bloque de concreto, $Vol_{concreto}$ es el volumen del bloque (largo por ancho por profundidad) y $P.U._{concreto}$ el peso unitario del concreto, que puede ser tomado como 2400 Kg/m^3 , debido a que el peso del concreto sin refuerzo es tan sólo 2200 Kg/m^3 , número al cual se agregan generalmente 300 Kg/m^3 , valor correspondiente al peso del acero. Sin embargo, 2500 Kg/m^3 resulta una estimación muy grande y se escoge así el peso antes mencionado.

Estas ecuaciones se deducen del equilibrio estático de las fuerzas verticales presentes en el bloque de concreto. De la misma manera, deben balancearse las componentes horizontales derivadas de la fuerza de tracción

que actúa sobre el anclaje, lo cual se logra con la resultante del empuje de tierra que contrarresta el corte mencionado (figura 3.24). Para ello, es conveniente que esta fuerza de corte se traslade al centro del bloque, permitiendo con esto la utilización de la ecuación 3.77, y generando un momento actuante en el plano vertical del cubo de concreto.

$$\sigma_{(X_i, Y_i)} = \frac{\bar{P}}{A} \pm \frac{\bar{M}_x X_i}{I_{yy}} \pm \frac{\bar{M}_y Y_i}{I_{xx}} \quad (\text{Ecuación 3.77})$$

Donde:

$\sigma_{(X_i, Y_i)}$: es la tensión en cualquier punto de la cara lateral del cubo.

\bar{P} : es la carga aplicada en el centro del bloque, ya trasladada.

A : es el área de la cara lateral del bloque.

\bar{M} : es el momento derivado de la traslación de la carga.

X_i, Y_i : son las coordenadas de los puntos a evaluar.

I_{xx}, I_{yy} : son los valores de inercia respecto a cada eje coordenado.

Mediante esta ecuación, la cual define el estado de presiones existente en una superficie sometida a una carga puntual, se pueden conocer los valores de los esfuerzos en las caras laterales del bloque, siendo suficiente el cálculo de su magnitud en las cuatro esquinas de la superficie sobre la que actúan (Velásquez, entrevista personal, noviembre 2, 2005).

Para este caso particular, la carga aplicada \bar{P} en el centro del bloque, es el corte actuante V_{ACT} y el momento \bar{M} es el momento que se genera alrededor del eje "Y" (\bar{M}_X). De esta manera, la ecuación queda:

$$\sigma_{(x_i, y_i)} = \frac{V_{ACT}}{A} \pm \frac{\bar{M}_X X_i}{I_{YY}} \quad (\text{Ecuación 3.78})$$

Los valores de esfuerzos negativos que resulten de esta ecuación representan, en realidad, los valores de compresión presentes en la cara opuesta del bloque con lo cual se puede considerar que el sistema queda en equilibrio (Velásquez, entrevista personal, marzo 24, 2006).

De esta forma, el valor máximo de tensión generado (σ_{MAX}) no debe superar la tensión admisible del mismo (σ_{ADM}), como se muestra:

$$\sigma_{MAX} \leq \sigma_{ADM} \quad (\text{Ecuación 3.79})$$

3.5.1.3.1 Armado del bloque de concreto

El armado del bloque de concreto se puede realizar partiendo de un valor mínimo aproximado de 60 Kg/m³ (Velásquez, entrevista personal, marzo 24, 2006).

Lo más recomendable en este tipo de armados, es colocarlo tipo cesta (por razones de confinamiento del concreto y sujeción de las barras de acero colocadas longitudinalmente), con una separación vertical entre armados longitudinales preferiblemente de 30cm y distribuido de manera uniforme en

el sentido transversal del bloque (Velásquez, entrevista personal, marzo 24, 2006).

La longitud de solape del gancho de la armadura transversal más grande se puede estimar como la mitad de la altura del cubo. La de los ganchos más pequeños puede aproximarse a un valor igual a 12 veces el diámetro de la barra (COVENIN 1753, 1987), el cual no se recomienda ser menor a 10 cm.

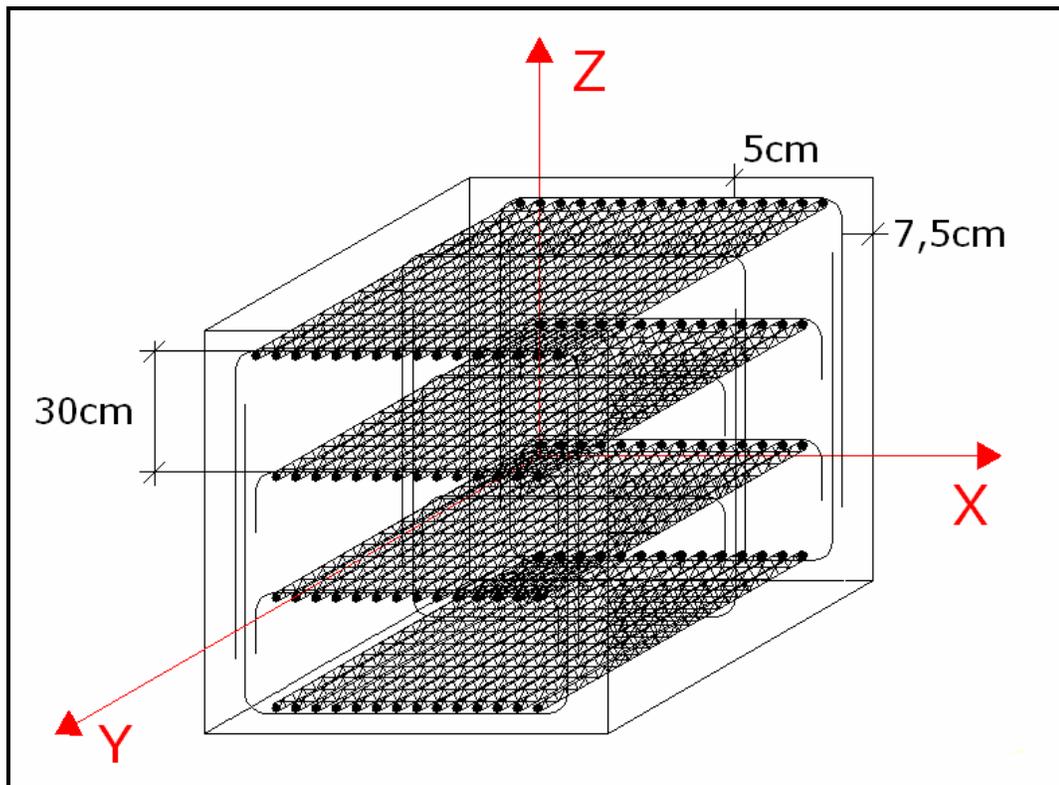


Figura 3.35 Armado del bloque de concreto

El diámetro de las cabillas longitudinales y transversales oscila entre $\frac{3}{8}$ ", $\frac{1}{2}$ " y $\frac{5}{8}$ ", siendo de menor calibre las barras transversales.

El recubrimiento mínimo para el acero de este tipo de elementos, se puede tomar como el utilizado en zapatas y pedestales, esto es 7,5cm en las caras que están en contacto con el suelo y 5cm en la cara superior del bloque (Velásquez, entrevista personal, marzo 24, 2006).

3.5.2 Anclaje embutido en una masa de suelo: pilotes y micropilotes

Otro tipo de anclaje utilizado comúnmente para fijar cubiertas tensadas que, por la naturaleza de este tipo de estructuras, trabaja a tracción, es el pilote o micropilote (Velásquez, entrevista personal, abril 5, 2006), diferenciados éstos en el diámetro de su sección transversal y en las magnitudes de la fuerza, transmitida a ellos, que son capaces de soportar. Una característica importante de este tipo de anclajes, es que trabajan a profundidad, transmitiendo las cargas a los estratos más firmes del suelo. Generalmente los diámetros de pilotes y micropilotes varían de la siguiente forma:

- ✦ Micropilotes: $10\text{cm} \leq \text{Diámetro} \leq 20\text{cm}$
- ✦ Pilotes: $20\text{cm} \leq \text{Diámetro} \leq 80\text{cm}$ (Fratelli, 1993).

En general, el tipo de pilote de concreto que más se adapta a las cualidades requeridas por uno que trabaje a tracción es el llamado Franki (figura 3.36), el cual posee un fuste rugoso y termina en un bulbo. El carácter rugoso de su fuste colabora con la fricción lateral que se produce entre el

mismo y el suelo, proporcionando con esto un factor adicional de seguridad, aunque la mayor parte de su capacidad de soporte proviene de la base ensanchada. Este pilote no tiene tubo de entibación y se construye comprimiendo una carga de concreto seco en el extremo inferior de un tubo para formar un tapón que evitará que entren lodo, tierra o agua subterránea durante el posterior proceso de penetración que hincará al pilote en el suelo al alcanzar el nivel resistente, expulsando luego el tapón del extremo del tubo para formar el bulbo, usualmente de más de 90 cm de diámetro. A continuación, el tubo se extrae a medida que se vacían cargas continuas de concreto, las cuales, al fraguar el mismo, formarán el fuste rugoso por encima del bulbo o pedestal. La longitud de estos pilotes puede alcanzar los 30m de profundidad cuando trabaja a compresión y los 15m cuando trabaja a tracción. Generalmente, sus capacidades de carga se encuentran entre 100 y 1000 toneladas a compresión y alrededor de 50 toneladas a tracción, esto como un límite de carga práctico. Los pilotes Franki pueden ser verticales o inclinados, los primeros de concreto simple o armado, pero los segundos siempre tienen que estar armados (Construaprende, 2006). El refuerzo de acero debe realizarse después de construido el bulbo a través de barras longitudinales y transversales en forma de espiral (zuncho) (Fratelli, 1993).

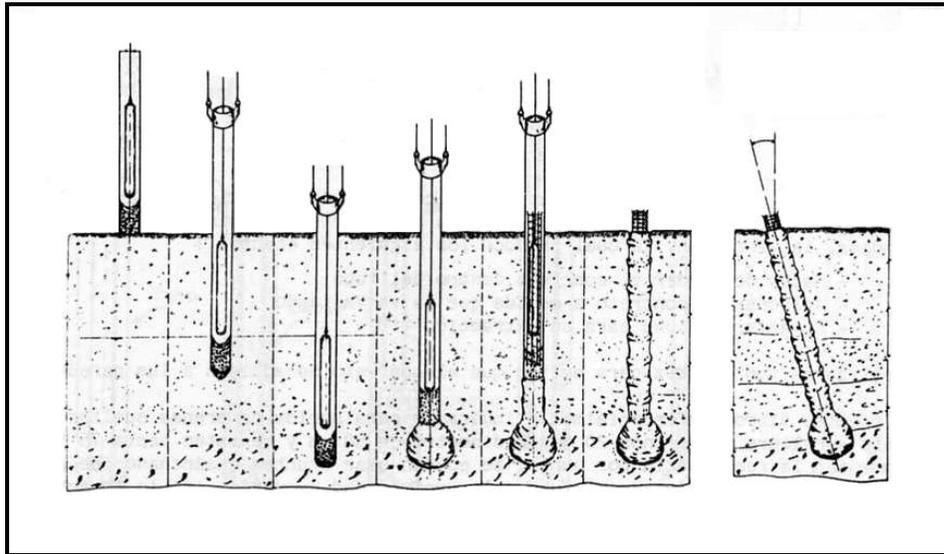


Figura 3.36 Ejecución de pilotes Franki (Fratelli, 1993)

Es importante mencionar, que este tipo de pilotes trabaja de igual forma que el perno embutido en el bloque de concreto, ya que genera una superficie cónica al ser halado del suelo, comportamiento que se presenta al momento de la falla, debido a la tracción a la cual está sometido el elemento. De igual forma, el detallado del anclaje puede realizarse a través de una plancha y un grupo de pernos que le transmitan la fuerza de tracción, proveniente de los cables periféricos de la membrana, al pilote.

Otra solución apropiada es la utilización de micropilotes, introduciendo en estos un perfil de acero angular, un perfil tipo “H” o simplemente una cabilla (Velásquez, entrevista personal, abril 5, 2006). Este elemento no requiere acero de refuerzo (cabillas) debido a sus dimensiones y a la presencia del perfil. Para su conexión a los cables de la superestructura, el micropilote se encuentra embutido en un cabezal de concreto armado al cual,

posteriormente, se conectarán un grupo de pernos y una plancha de acero de manera similar al sistema expuesto en el anclaje del bloque de concreto, descrito en el apartado anterior. Cabe destacar, que el micropilote es vaciado en sitio, inyectando el mortero (ya que las dimensiones de estos elementos son muy pequeñas) a presión para evitar la presencia de espacios vacíos en el concreto y entre el micropilote y el suelo, logrando así una mejor adherencia. La inyección a presión es comúnmente utilizada cuando los suelos en los que se realizará el anclaje son blandos y poco resistentes, sin embargo, cuando se cuenta con un suelo más firme y resistente como la roca, el vaciado de mortero se realiza normalmente, pues este tipo de suelo es más estable y no es necesario buscar adherencia y compactación a través de la inyección a presión (Velásquez, entrevista personal, abril 5, 2006). La carga admisible habitual para los micropilotes es de 20 toneladas; además, el mortero a utilizar debe tener una alta dosificación de cemento y aditivos apropiados para conferirle suficiente fluidez y resistencia (Fratelli, 1993).

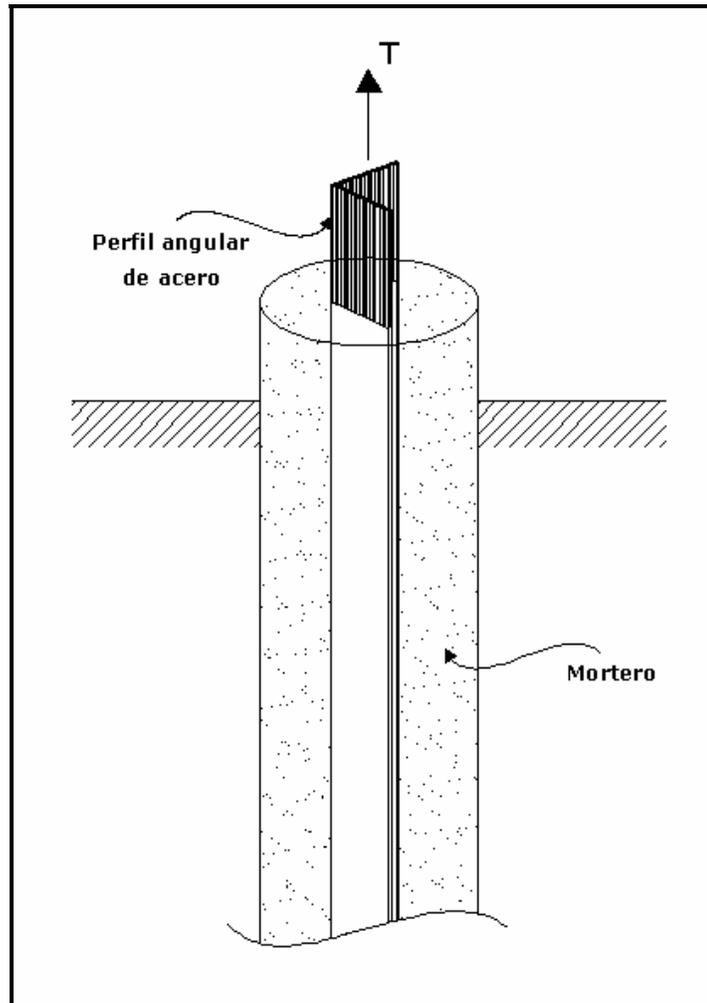


Figura 3.37 Micropilote con perfil angular embutido.

Modificado (Fratelli, 1993)

CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS

En este apartado, se muestra el desarrollo del diseño de un modelo sencillo de cubierta tensada, basado en la aplicación de los criterios antes expuestos. El modelo escogido es un paraboloides hiperbólico, debido a que “el paraboloides hiperbólico ha sido, y sigue siendo, una de las superficies más utilizadas en la Arquitectura del siglo XX, en particular en el diseño de cubiertas” (Ibáñez, sin fecha), tomando en cuenta, que es una superficie de doble curvatura, anticlástica y, por consiguiente, estable.

La superficie a cubrir, es un área de 36 m^2 ($8\text{m} \times 8\text{m}$) ($L = 8\text{m}$), con una altura central o flecha (f) de 3m . Para lograr la anticlasticidad a través de este tipo de superficies, cuya proyección horizontal en el plano, es la de un cuadrado, ya que las curvaturas en las dos direcciones son idénticas y opuestas, dos de las esquinas están apoyadas directamente en el suelo, y las restantes se encuentran elevadas a una altura de 6m , apoyándose en un mástil de acero y sujetándose a un cable, ambos anclados, de igual forma al suelo, siendo importante destacar, que esto se logra debido a que en los bordes de la tela se encuentran inmersos los cables periféricos, ya sea a través de relingas externas o internas. En la siguiente figura se muestra el paraboloides hiperbólico del modelo estudiado:

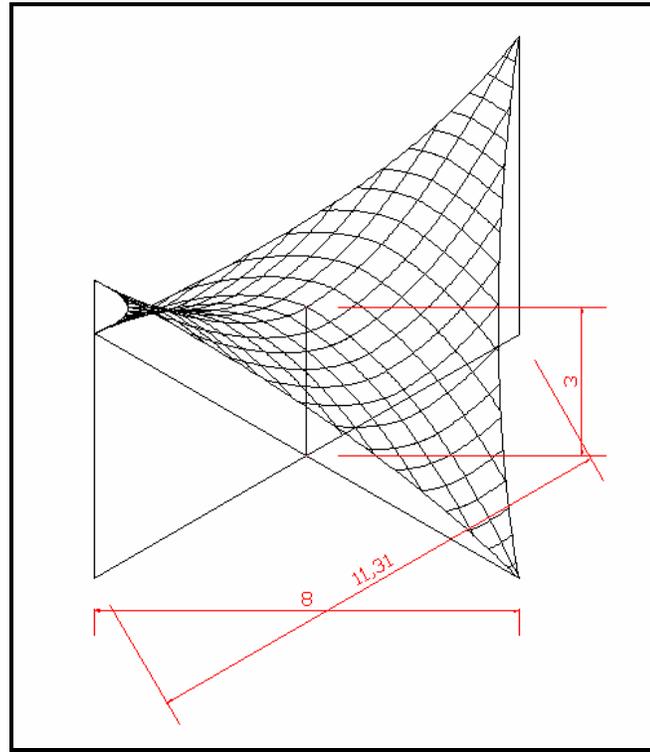


Figura 4.1 Paraboloides hiperbólico

Primeramente, es necesario calcular la fuerza de tracción máxima (ecuación 3.42) presente en la cubierta, la cual es debida al peso propio de la estructura y a la carga viva a la que estará sometida. El peso propio es, básicamente, el de la membrana textil a utilizar; este valor no es obtenido hasta escoger el tipo de membrana cuya resistencia sea suficiente para soportar las sollicitaciones mencionadas, sin embargo, se puede tomar inicialmente una clase de membrana cuyo peso propio resulte más desfavorable (el mayor). Posteriormente, con el valor de tracción presente en la cubierta podrá escogerse el tipo de textil más adecuado. La carga viva

actuante en la tensoestructura puede estimarse, según la norma de Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones 2002 (1988), para azoteas o terrazas equivalente a 100kgf/m^2 y, en general, para cualquier uso de la edificación, pero también se puede usar una carga equivalente a 50kgf/m^2 considerando que estos tipos de techos no tienen acceso (Velásquez, entrevista personal, mayo 3, 2006).

De esta manera, el valor de la fuerza de tracción máxima de la membrana resulta:

$$T_{MAX} = \frac{101,5\text{kg/cm}^2 * (8\sqrt{2}\text{m})^2}{8 * 3\text{m}}$$

$$T_{MAX} = 270,67\text{kg/m}$$

$$T_{MAX} = 5,41\text{kg/cm}^2$$

Con este cálculo, se procede a escoger el tipo de membrana a utilizar, sabiendo que la resistencia de la misma debe ser mayor o igual a la fuerza de tracción máxima actuante ($R_{MEMB} \geq T_{MAX}$). Para ello, y utilizando la clasificación de membranas textiles (según su peso) provista por el grupo Stran (Caracas-Venezuela) (anexo 1), es apropiado utilizar la clase: Précontraint 1002 series 8000, debido a que la magnitud de su resistencia a tracción (tensile strenght) es, en la dirección de la urdimbre $420\text{daN}/5\text{cm}$ (decanewtons/ 5 centímetros), equivalente a 168kg/cm^2 , y en la dirección de la trama $400\text{daN}/5\text{cm}$, equivalente a 160kg/cm^2 . En este caso, debido a que

el modelo a utilizar es de curvaturas análogas, la fuerza de tracción es la misma tanto para la dirección de la urdimbre como para la de trama. Resulta obvio que la resistencia de la membrana supera ampliamente el valor de tracción requerido en el diseño; sin embargo, se puede decir que la escogencia es adecuada ya que la escala del modelo estudiado es relativamente pequeña en comparación con la de las tensoestructuras que comúnmente utilizan los tipos de membrana nombrados.

Ahora bien, la fuerza de tracción presente en la tela genera, como ya se ha dicho, otra fuerza de tracción cuyo flujo recorre los cables periféricos, la cual es de igual magnitud en cada uno, debido a que las curvaturas del paraboloides son las mismas en las dos direcciones (figura 38).

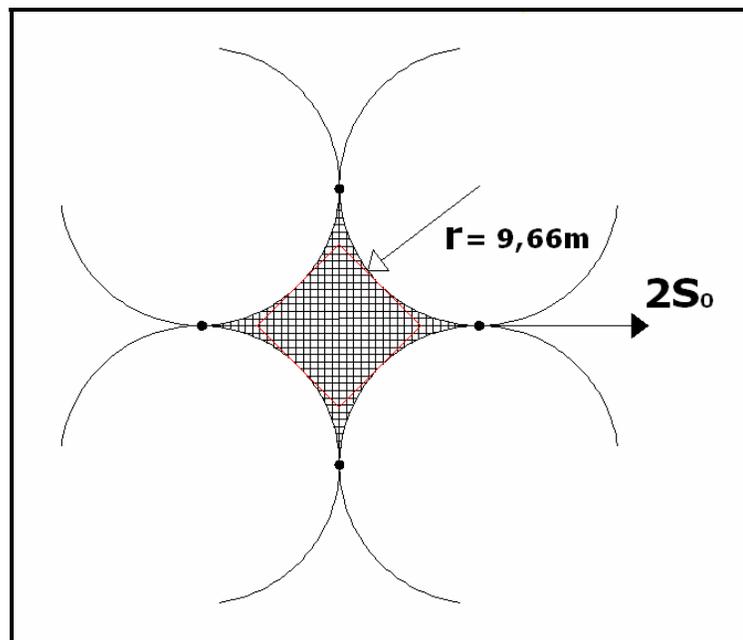


Figura 4.2 Proyección en el plano horizontal del paraboloides hiperbólico y las fuerzas generadas en los cables de borde (Schueller, 1983)

Así, el valor de la fuerza de tracción máxima en los cables periféricos es, de acuerdo a la ecuación 3.43:

$$S_0 = \frac{270,67 \text{ kg / m} * 9,66 \text{ m}}{2}$$

$$S_0 = 1307,32 \text{ kg}$$

Es importante resaltar que el valor del radio de curvatura utilizado en el cálculo anterior, fue encontrado geoméricamente, con base en las medidas de la membrana al extenderla horizontalmente, a través del programa de dibujo AutoCAD 2004.

Una vez calculada la magnitud de la fuerza en los cables de borde, es necesario seleccionar el tipo y dimensión de los mismos. Para ello, se cuenta con la utilización de la tabla correspondiente a las propiedades de cables de acero (Schueller, 1983) (anexo 2), sabiendo que el valor de su resistencia a tracción debe ser mayor o igual que el de la fuerza de tracción generada en el elemento ($R_{CABLE} \geq S_0$). De esta forma, según la tabla mencionada, el tipo de cable más apropiado para el modelo descrito es el de cordones de ½”, el cual posee una resistencia a tracción de 11,5ton. De forma similar a lo ocurrido en la selección de la membrana, la resistencia del cable supera considerablemente la tracción máxima a la cual estará sometido el elemento; luego, se puede decir igualmente, que el modelo estudiado es de dimensiones mucho más pequeñas a las establecidas generalmente para

este tipo de cubiertas, por lo cual los valores de resistencia de los materiales que intervienen deben ser magnos.

Seguidamente, se debe analizar la disposición de las fuerzas que serán transferidas de la superestructura a los anclajes. Los dos apoyos elevados confieren las fuerzas de tracción a través de dos elementos: un mástil que soporta una parte de la carga y que actúa en compresión (debido a que el comportamiento de los mástiles es similar al de las columnas y generalmente actúan en él tensiones de compresión), y un cable que, de igual manera, debe resistir la carga restante trabajando en tracción (figura 4.3).

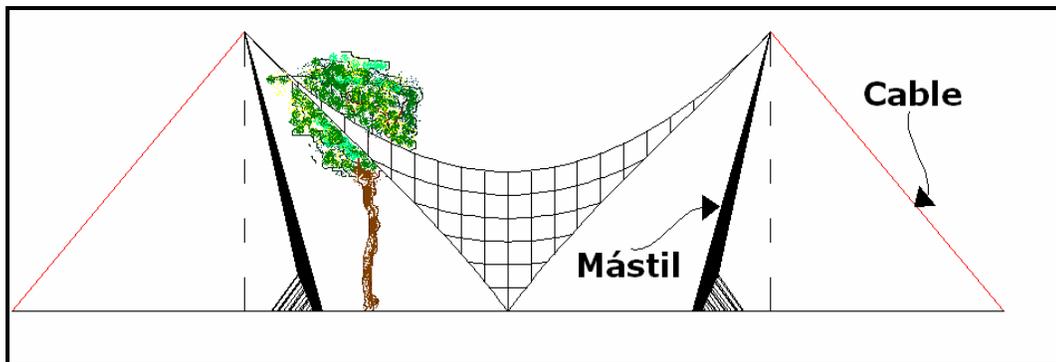


Figura 4.3 Vista lateral de la tensoestructura.

Disposición de los mástiles y los cables

Para conocer la disposición de estos elementos en el sistema, es preciso determinar la dirección de la tracción saliente (2 veces el valor de S_0 , puesto que en el apoyo se encuentran dos cables con la misma fuerza de

Otra solución posible para la disposición del cable y el mástil que sostienen los apoyos elevados, es:

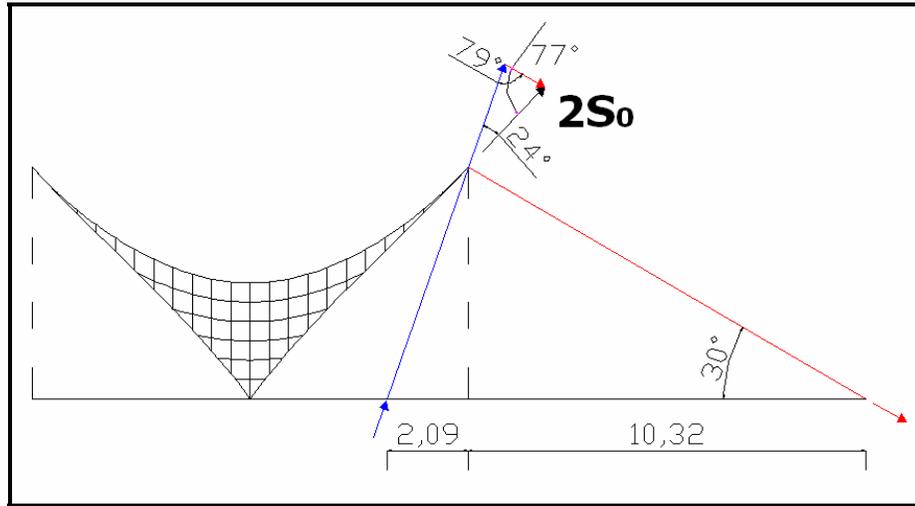


Figura 4.5 Otra solución para la disposición del mástil y el cable

En donde los valores obtenidos para las fuerzas de compresión y de tracción presentes en el mástil y en el cable, respectivamente, son:

$$T_{CABLE} = 1083,37kg$$

$$C_{MÁSTIL} = 2595,31kg$$

Comparando ambas configuraciones es de notar que, a medida que se aumentan las distancias horizontales entre el cable o el mástil y la línea vertical del apoyo, las componentes de la fuerza de tracción que proviene de los cables periféricos disminuyen, lo cual resulta positivo para el diseño de los anclajes pues éstos requieren menos cantidad de material, favoreciendo la economía y simplificándose así su construcción y ensamblaje. Sin

embargo, también puede observarse que para lograr este segundo arreglo, es indispensable hacer uso de grandes espacios que en muchas ocasiones no están disponibles, así como también de grandes longitudes de cable. Por esta razón, es preferible seleccionar la primera opción planteada, pues aún cuando los requerimientos de resistencia de los anclajes serán mayores, el incremento no es extremo y la utilización del espacio es adecuada.

4.1 Anclaje del cable proveniente del apoyo elevado

Sabiendo que $T_{CABLE} = T_{ACT}$, es decir, la fuerza de tracción transferida al anclaje formado por los pernos embebidos en el bloque de concreto. Dicha tracción se descompone según el ángulo ($\alpha = 50^\circ$), que se forma entre la horizontal y el cable, obteniéndose los siguientes valores para T , en dirección vertical, y V_{ACT} , en dirección horizontal:

$$T = 1237,88kg$$

$$V_{ACT} = 1038,70kg$$

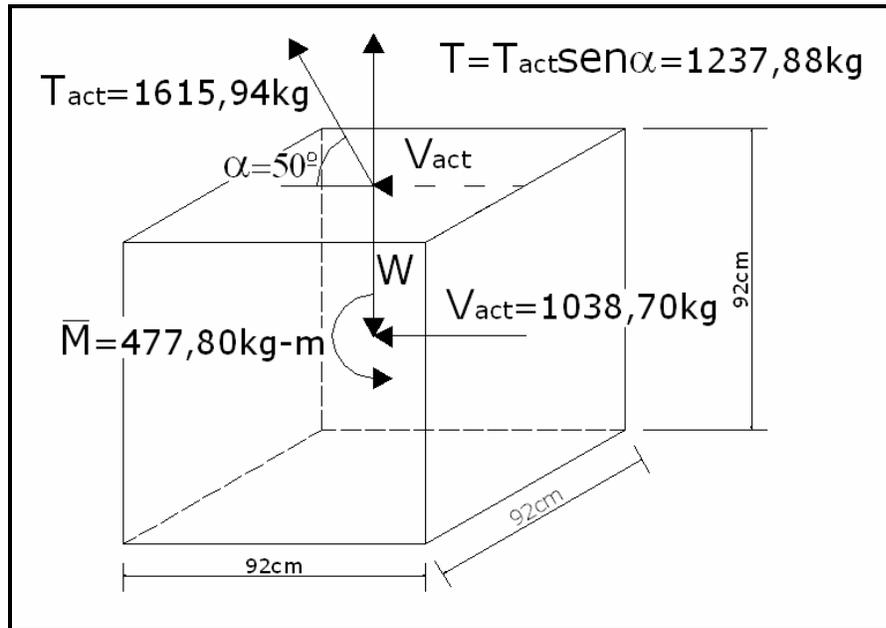


Figura 4.6 Fuerzas resultantes en el anclaje

De acuerdo con lo expresado en el apartado anterior, y según las ecuaciones 3.47 y 3.48, se tiene el número de pernos requerido para la conexión, seleccionando como tipo de perno el ASTM A307, de diámetro igual a $\frac{1}{2}$ ", debido a que su resistencia de diseño es la más próxima a la fuerza de tracción T que los pernos deben resistir, quedando así el número de pernos como sigue:

$$N^{\circ}_{PT} = 0,41$$

$$N^{\circ}_{PC} = 0,65$$

Entre ambos valores, se debe escoger el más desfavorable, es decir el mayor, y siendo conveniente aproximarlos a 1. Sin embargo, un sólo perno no

es suficiente para estabilizar la conexión a la plancha, aún cuando sea suficiente en términos de resistencia, razón por la cual se decide tomar, por lo menos, cuatro pernos para el anclaje, disponiéndose uno en cada esquina de la plancha.

Con respecto a la verificación de la relación de interacción (ecuación 3.49), se debe decir que la misma se cumple exitosamente:

$$\frac{1237,88}{4 * 3010} + \frac{1038,70}{4 * 1610} = 0,26 \leq 1$$

Una vez conocido el número de pernos a utilizar, se pueden establecer las dimensiones mínimas de la plancha de acero que los fijará al bloque de concreto, partiendo de los valores de separación mínima entre pernos y entre éstos y el borde de la plancha, que se presentan en las tablas de especificaciones de resistencia de conexiones empernadas (Güell, 2005), ubicadas en el anexo 3. De esta manera, la mayor dimensión de la plancha es de 8,3cm y la más corta de 4,4cm (para una separación entre pernos de 3,9cm y una distancia al borde cizallado de 2,2cm), sin embargo, estas distancias resultan bastante pequeñas, al momento de su montaje, razón por la cual es conveniente aumentarlas a valores más apropiados para hacer más cómodo el ensamblaje de la conexión. Además, aumentar las dimensiones de la plancha es recomendable, porque así se tiene un factor de seguridad que no permitiría el aflojamiento o colapso de la estructura por falla de la conexión; de igual forma, este arreglo resulta más económico que el

gasto que ocasionaría la falla si no se prevé este aumento (Velásquez, entrevista personal, mayo 17, 2006). Así, los valores seleccionados son 20cm x 20cm como se muestra en la figura siguiente:

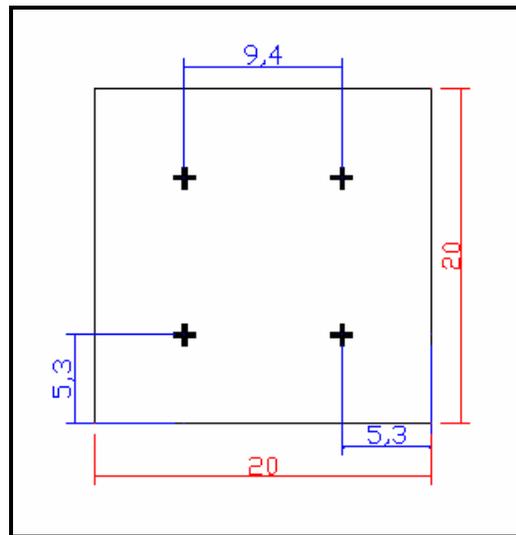


Figura 4.7 Dimensiones de la plancha del anclaje

Ahora bien, se procede a calcular el momento actuante en la plancha debido a la acción fuerza de tracción T , el cual, por equilibrio estático, resulta:

$$M_{ACT} = 29,09kg - m$$

Sustituyendo este valor en la ecuación 3.52 se obtiene el espesor de la plancha requerido para resistir la flexión producida por el momento actuante, siendo este espesor:

$$t = 3,92mm$$

Resultando prudente aproximar esta dimensión a $4mm$.

Para el consiguiente diseño del bloque de concreto, se determina inicialmente la longitud de anclaje de los pernos embutidos en el mismo (L_e).

En las siguientes tablas se muestran las longitudes de anclaje tabuladas para los valores de resistencia de diseño en tracción de cada perno, debido a que este valor es el más apropiado para diseñar conexiones empernadas por ser la fuerza máxima que el elemento puede soportar. Se toma el valor estándar para f'_c de 250 Kg/cm^2 , variando el número de pernos del anclaje y el diámetro d_h de la cabeza del perno.

F'c(Kg/cm²)	dh(cm)	Nº de pernos	Tadm(Kg)	Ao(cm²)	Le(cm)
250	2,54	1	3010	453,26	8,91
250	2,54	2	3010	482,19	9,22
250	2,54	3	3010	515,07	9,57
250	2,54	4	3010	552,76	9,96
250	2,54	5	3010	596,39	10,39
250	2,54	6	3010	647,51	10,87

Tabla 4.1 Longitudes de anclaje para un perno de diámetro nominal de ½" ASTM A307

F'c(Kg/cm²)	dh(cm)	Nº de pernos	Tadm(Kg)	Ao(cm²)	Le(cm)
250	3,175	1	4693	706,69	11,12
250	3,175	2	4693	751,80	11,52
250	3,175	3	4693	803,06	11,95
250	3,175	4	4693	861,82	12,43
250	3,175	5	4693	929,86	12,97
250	3,175	6	4693	1009,56	13,57

Tabla 4.2 Longitudes de anclaje (Le) para un perno de diámetro nominal de 5/8" ASTM A307

F'c(Kg/cm²)	dh(cm)	Nº de pernos	Tadm(Kg)	Ao(cm²)	Le(cm)
250	3,81	1	6754	1017,05	13,34
250	3,81	2	6754	1081,97	13,82
250	3,81	3	6754	1155,74	14,34
250	3,81	4	6754	1240,30	14,91
250	3,81	5	6754	1338,22	15,55
250	3,81	6	6754	1452,93	16,28

Tabla 4.3 Longitudes de anclaje para un perno de diámetro nominal de ¾" ASTM A307

F'c(Kg/cm²)	dh(cm)	Nº de pernos	Tadm(Kg)	Ao(cm²)	Le(cm)
250	4,445	1	9196	1384,78	15,57
250	4,445	2	9196	1473,17	16,12
250	4,445	3	9196	1573,61	16,73
250	4,445	4	9196	1688,75	17,40
250	4,445	5	9196	1822,07	18,15
250	4,445	6	9196	1978,25	19,00

Tabla 4.4 Longitudes de anclaje para un perno de diámetro nominal de 7/8" ASTM A307

F'c(Kg/cm²)	dh(cm)	Nº de pernos	Tadm(Kg)	Ao(cm²)	Le(cm)
250	5,08	1	12016	1809,43	17,80
250	5,08	2	12016	1924,92	18,43
250	5,08	3	12016	2056,16	19,12
250	5,08	4	12016	2206,62	19,89
250	5,08	5	12016	2380,82	20,75
250	5,08	6	12016	2584,89	21,71

Tabla 4.5 Longitudes de anclaje para un perno de diámetro nominal de 1"ASTM A307

F'c(Kg/cm²)	dh(cm)	Nº de pernos	Tadm(Kg)	Ao(cm²)	Le(cm)
250	5,715	1	15192	2287,68	20,013
250	5,715	2	15192	2433,70	20,721
250	5,715	3	15192	2599,64	21,50
250	5,715	4	15192	2789,86	22,364
250	5,715	5	15192	3010,11	23,328
250	5,715	6	15192	3268,12	24,414

**Tabla 4.6 Longitudes de anclaje para un perno de
diámetro nominal de 1½" ASTM A307**

Es de notar que, a medida que aumenta el número de pernos requerido para la conexión, las longitudes de anclaje L_e también se incrementan, debido a que la eficiencia γ del conjunto se reduce por el solape de los conos generados al momento de ocurrir la falla (figura 3.34). De igual forma, al aumentar el diámetro nominal del perno, se obtienen valores más grandes para la longitud de anclaje, pues las fuerzas de tracción admisibles son mayores y establecen así mayores requerimientos de resistencia.

Entonces, utilizando los valores de la tabla número 4.1 de este capítulo, se obtiene:

$$L_e = 9,96cm$$

Para un concreto con resistencia nominal del concreto a compresión de $250kg/cm^2$ y un arreglo de cuatro pernos ASTM A307 de diámetro igual a ½".

El volumen del bloque de concreto se calcula, empleando la ecuación 3.76, resultando así:

$$Vol_{CONCRETO} = 0,77m^3$$

Para obtener un elemento perfectamente cuadrado, basta con aplicar la raíz cúbica al valor del volumen, y generar las tres dimensiones del bloque: 92cm x 92cm x 92cm, largo, ancho y profundidad respectivamente (figura 4.6).

Debido a que el bloque de concreto se encuentra enterrado en el suelo, es necesario determinar el estado de presiones en las caras laterales del mismo, las cuales están sometidas al empuje de tierra, a través de la ecuación 3.78:

	Estado de Presiones			
	σ_1	σ_3	σ_4	σ_2
$V_{ACT} / A \text{ (kg/m}^2\text{)}$	1227,20	1227,20	1227,20	1227,20
$\overline{M} \times X_i / I_{YY} \text{ (kg/m}^2\text{)}$	3681,61	-3681,61	-3681,61	3681,61
$\sigma_{(Xi,Yi)} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	0,490	-0,245	-0,245	0,490

Tabla 4.7 Presiones en las cuatro esquinas de las caras laterales del bloque

Sabiendo que cada valor de σ representa la presión existente en cada esquina de la cara, como se muestra:

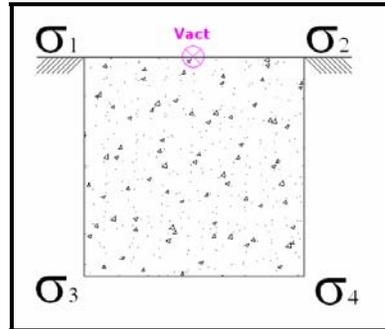


Figura 4.8 Presiones en cada esquina de la cara lateral del bloque

Es necesario mencionar que los valores de presiones negativos obtenidos, representan las fuerzas de compresión en la cara lateral opuesta del bloque, como se muestra en la figura 4.9.

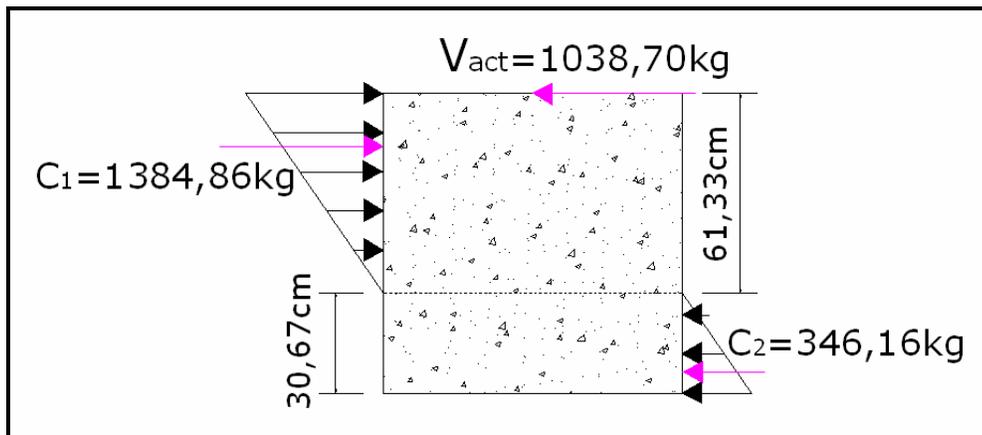


Figura 4.9 Fuerzas de compresión resultantes en las caras laterales del bloque, debidas al empuje de tierra

Con el diagrama de esfuerzos conseguido, son calculadas las resultantes de compresión para cada cara:

$$C_1 = 1384,86kg$$

$$C_2 = 346,16kg$$

Lográndose así el equilibrio horizontal requerido para la estabilidad del bloque:

$$\sum F_H = 0$$

$$V_{ACT} + C_1 + C_2 = 0$$

$$1038,70kg - 1384,86kg + 346,16kg = 0$$

Para el armado de este elemento, según el apartado 3.5.1.3.1 del presente trabajo, se decide emplear barras de diámetro igual a 1/2" para el acero transversal o cesta, y barras de diámetro igual a 5/8" para el longitudinal. Según las especificaciones establecidas por DataLaing (anexo 4), los pesos por metro lineal establecidos para las cabillas de los diámetros mencionados son:

$$Peso_{(1/2'')} = 0,994kg / ml$$

$$Peso_{(5/8'')} = 1,554kg / ml$$

Tomando los valores de recubrimiento establecidos (Figura 3.35), es posible determinar la longitud total de acero transversal empleado. Para

estimar su disposición en el bloque, se colocan barras cada 30cm a lo largo de la profundidad y de una de las dimensiones restantes. A partir de esta distribución, puede entonces estipularse el peso en kilogramos de acero transversal a utilizar:

$$L_{AT} = 15,25ml$$

$$Acero_{TRANSV} = 15,25ml * 0,994kg / ml$$

$$Acero_{TRANSV} = 15,16kg$$

Donde L_{AT} es la longitud total de acero transversal utilizado en el cubo.

Con base en la cantidad mínima de acero de $60kg/m^3$ ($46,42kg$ al multiplicar por el volumen de concreto igual a $0,77m^3$), es de igual forma posible calcular el acero longitudinal en kilogramos:

$$Acero_{LONG} = 46,42kg - 15,16kg$$

$$Acero_{LONG} = 31,26kg$$

Cantidad que, debido al arreglo de acero transversal mencionado, se distribuye en tres capas (figura 4.10), obteniéndose en cada una:

$$Acero_{LONG/CAPA} = 10,42kg$$

Luego, conociendo el peso por metro lineal para cabillas de $\frac{5}{8}$ ", se puede determinar el peso requerido en 77cm (longitud que ocupará cada barra):

$$Acero_{LONG/BARRA} = 1,554kg / ml * 0,77ml$$

$$Acero_{LONG/BARRA} = 1,20kg$$

Para finalmente obtener el número de barras requerido en cada capa, así como también su espaciamento (figura 4.11):

$$N^{\circ}_{BARRAS} = \frac{Acero_{LONG/CAPA}}{Acero_{LONG/BARRA}}$$

$$N^{\circ}_{BARRAS} = \frac{10,42kg}{1,20kg} \quad , \quad N^{\circ}_{BARRAS} = 8,68$$

Nº barras	Distancia entre barras(cm)
8.68 ≈ 9	9.63

Tabla 4.8 Número de barras longitudinales dispuestas en la primera capa y espaciado entre ellas

Nº barras	Distancia entre barras (cm)
8.68 ≈ 9	8.88

Tabla 4.9 Número de barras longitudinales dispuestas en la segunda capa y espaciado entre ellas

Nº barras	Distancia entre barras (cm)
8.68 ≈ 9	9.25

Tabla 4.10 Número de barras longitudinales dispuestas en la primera capa y espaciado entre ellas

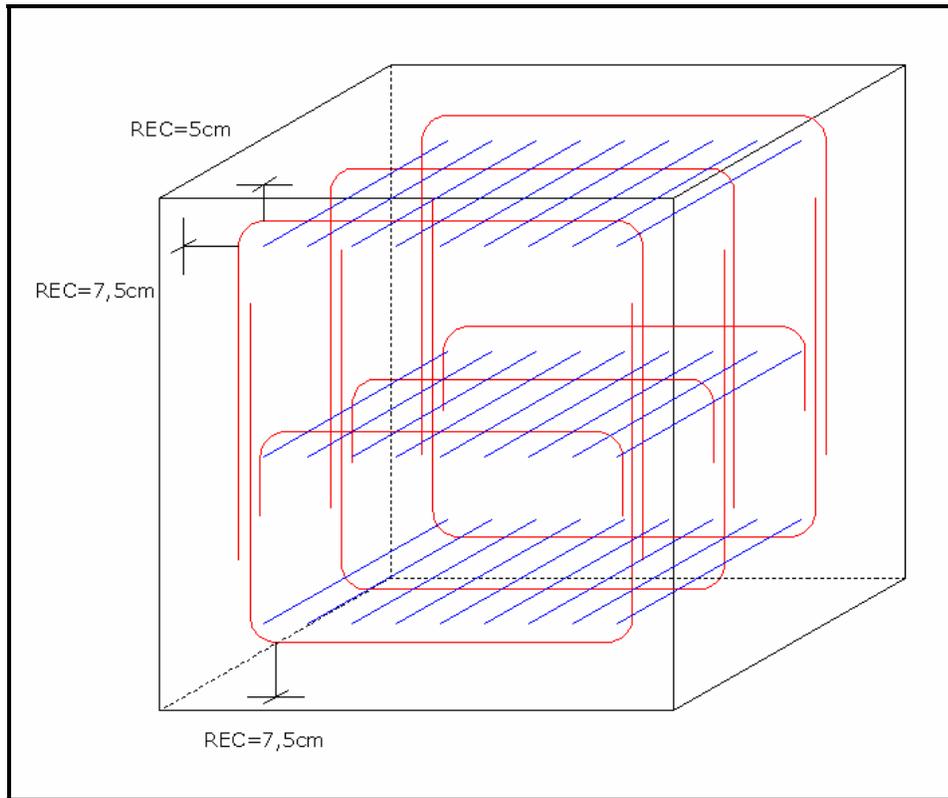


Figura 4.10 Armado del bloque de concreto perteneciente al anclaje del cable proveniente del apoyo elevado

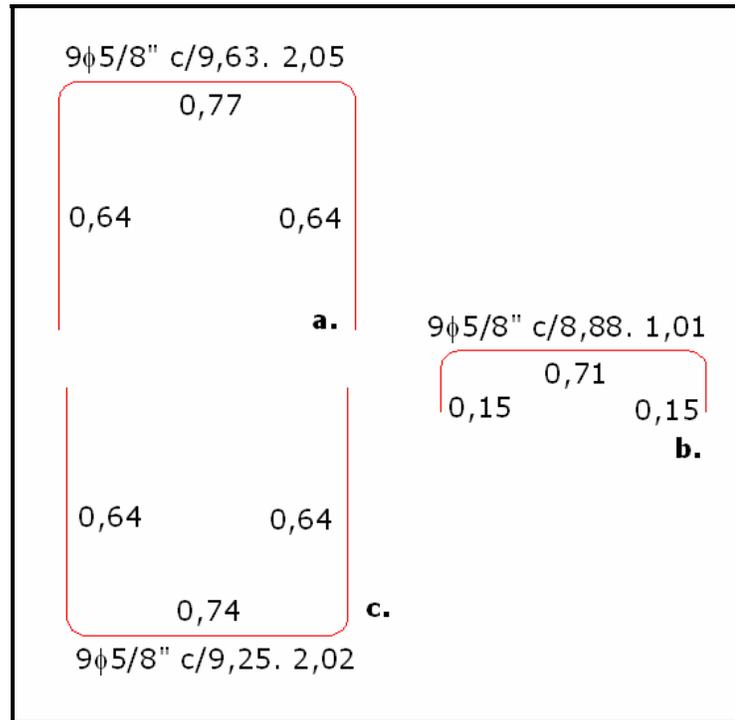


Figura 4.11 Detallado del armado del bloque de concreto perteneciente al anclaje del cable proveniente del apoyo elevado.

(a) Primera capa, (b) Segunda capa, (c) Tercera capa

4.2 Anclaje del mástil proveniente del apoyo elevado

Como ya se mencionó, el mástil es un elemento que se encuentra sometido a fuerzas de compresión, por lo cual la fuerza que se transfiere a su anclaje es del mismo tipo. Para el diseño de la fundación de este componente, lo más apropiado es utilizar una fundación directa aislada de concreto armado (una zapata), debido a que el comportamiento del mástil se puede comparar con el de una columna. Inicialmente, deben determinarse

las dimensiones de ancho, largo y espesor de la zapata, para lo cual es necesario considerar una serie de criterios generales relacionados con el estado de presiones que se genera en la fundación debido a la fuerza de compresión transmitida por el mástil, la rigidez del elemento, el efecto del punzonado y la resistencia al corte necesaria y provista por el concreto y el acero.

Para conocer las dimensiones (largo y ancho) de la zapata, se recomienda que éstas se ajusten de tal forma, que la carga quede centrada en la fundación y los esfuerzos generados por ésta en el suelo resulten uniformes. Aún cuando esto no se logra a cabalidad, lo más importante es que las presiones generadas no excedan los valores admisibles determinados por el tipo de suelo y que no produzcan tensiones de tracción.

Una vez establecidas estas longitudes, es menester calcular el espesor de la zapata, el cual puede determinarse a partir de una relación de ancho-espesor, generalmente menor a 3, lo cual se establece partiendo del hecho de que la zapata debe ser estrictamente rígida para que el comportamiento de los esfuerzos bajo ésta sean lineales. Si la mencionada relación, resulta mayor que 7 ó 10 el elemento se puede considerar flexible y, por lo tanto inadecuado (Velásquez, entrevista personal, noviembre 14, 2005).

El efecto de punzonado, está asociado con las fuerzas de corte que se generan en la fundación a partir de una carga puntual aplicada directamente

sobre la misma. En su diseño, resulta relevante verificar que el concreto y el acero puedan soportar de forma eficiente las fuerzas de corte mencionadas.

Por otro lado, es a través del criterio de falla al corte que se logra establecer la distribución y cantidad de acero longitudinal con el cual se arma la fundación. En la práctica, se emplea generalmente un porcentaje de acero mínimo equivalente a 0,0022, el cual, al ser multiplicado por las dimensiones (largo o ancho y espesor) de la zapata proporciona esta área de acero requerida por la fundación. Además, resulta conveniente, al igual que en el bloque de concreto, colocar acero transversal en forma de cesta, por razones de confinamiento del concreto y sujeción de las cabillas longitudinales (Velásquez, entrevista personal, noviembre 16, 2005).

En el caso de este tipo zapatas, es recomendable verificar primero el punzonado (corte bidimensional) y luego la resistencia al corte, puesto que en la mayoría de los casos, cuando el efecto del primero es aceptable, el segundo también lo es (Velásquez, entrevista personal, noviembre 23, 2005).

Por lo general, el mástil se ancla al pedestal de la zapata de forma similar a la descrita en el anclaje de los cables al bloque de concreto, con la diferencia de que, usualmente, la base del mástil contiene la plancha a la cual se conectan los pernos embutidos en el pedestal.

El cálculo del mástil y su anclaje no es presentado, debido a que esta investigación se enfoca, básicamente, en el diseño de los anclajes sometidos a tracción, ya que son los de uso más frecuente en el diseño de

tensoestructuras. De igual forma, la bibliografía encontrada para anclajes sometidos a compresión resulta más extensa que la de aquellos sometidos a tracción, razón por la cual se resta interés en extender su análisis y desarrollo.

4.3 Anclaje de los apoyos que se fijan al suelo:

En este caso, los cables de borde son unidos a través de una esquina o puño al que se conecta un gancho (que puede ser tipo tensor), y éste es el encargado de transmitir la fuerza de tracción al anclaje que esta directamente en el suelo (figura 4.12), el cual es, de igual forma, un bloque de concreto con pernos embutidos en el mismo.

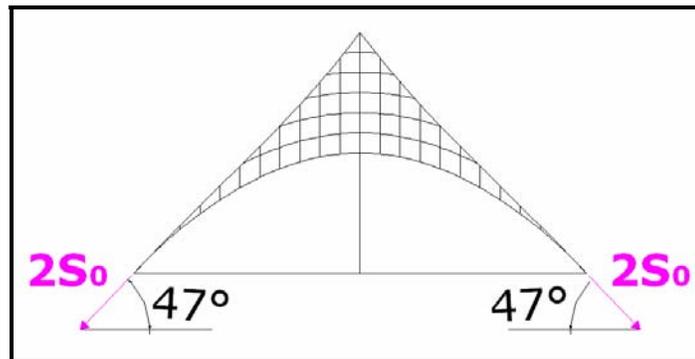


Figura 4.12 Ángulos entre la tracción saliente de los cables de borde y la horizontal

Debido a esto, el cálculo del bloque se realiza de la misma forma que en el del anclaje del cable proveniente del apoyo elevado, por lo cual no se

desarrollan estos cálculos y sólo se presentan los resultados en la tabla siguiente:

Fuerzas Actuantes	α (Grados)	Tact (kg)	T (kg)	Vact (kg)
	47°	2614,64	1912,23	1783,18
Pernos ASTM A-307 de ½"	N°pt	N°pc	N°p	Ecuación de Interacción
	0,64	1,11	4	$0,44 \leq 1$ (sí cumple)
Plancha	Mact (kg-m)	t (mm)	Largo (cm)	Ancho (cm)
	44,94	4,88 \approx 5	20	20
Bloque de Concreto	Volumen de Concreto = 1,20m ³			
	Le (cm)	Largo (cm)	Ancho (cm)	Profundidad (cm)
	9,96	107.00	107.00	107.00
Estado de Presiones en el Bloque	Presiones en las Esquinas			
	σ_1 (kg/m ²)	σ_2 (kg/m ²)	σ_3 (kg/m ²)	σ_4 (kg/m ²)
	6229,99	-3115.00	-3115.00	6229,99
Equilibrio Horizontal de Fuerzas	Vact (kg)	C1 (kg)	C2 (kg)	$\sum F_h$ (kg)
	1783,18	2377,46	594,28	$1783,18 - 2377,46 + 594,28 = 0$
Armado del Bloque de Concreto	Acero Transversal		Acero Longitudinal	
	Diámetro (")	N° Cestas	Diámetro (")	N° Barras por Capa
	½	4	⅝	7,57 \approx 8

Tabla 4.11 Resultados para el diseño del anclaje de los apoyos que se fijan al suelo

A continuación, en las figuras 4.13 y 4.14, se presenta la distribución de acero establecida para el armado del bloque, y las cantidades en el detallado:

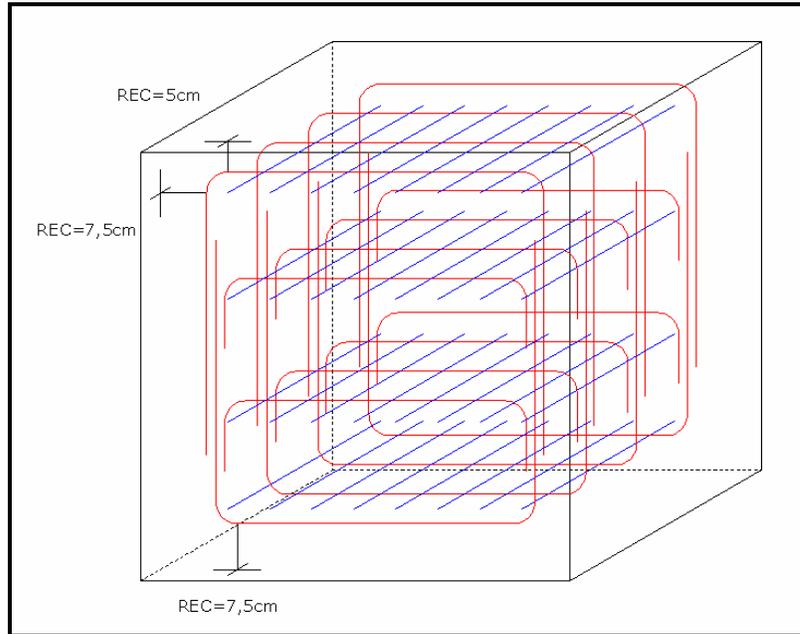


Figura 4.13 Armado del bloque de concreto perteneciente al anclaje de los apoyos que se fijan al suelo

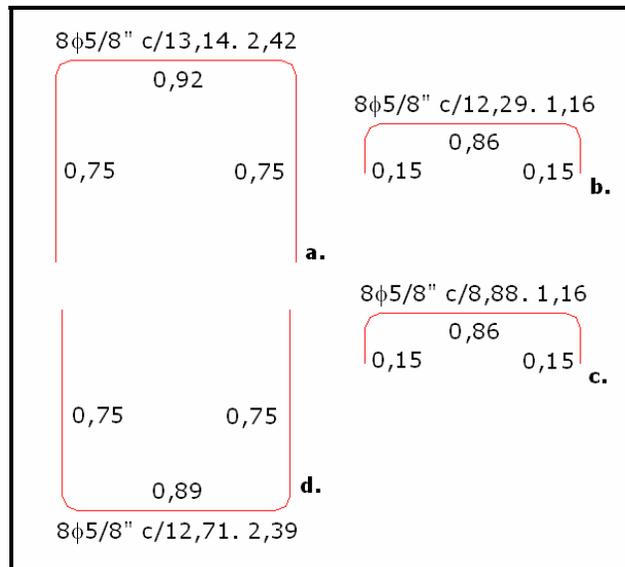
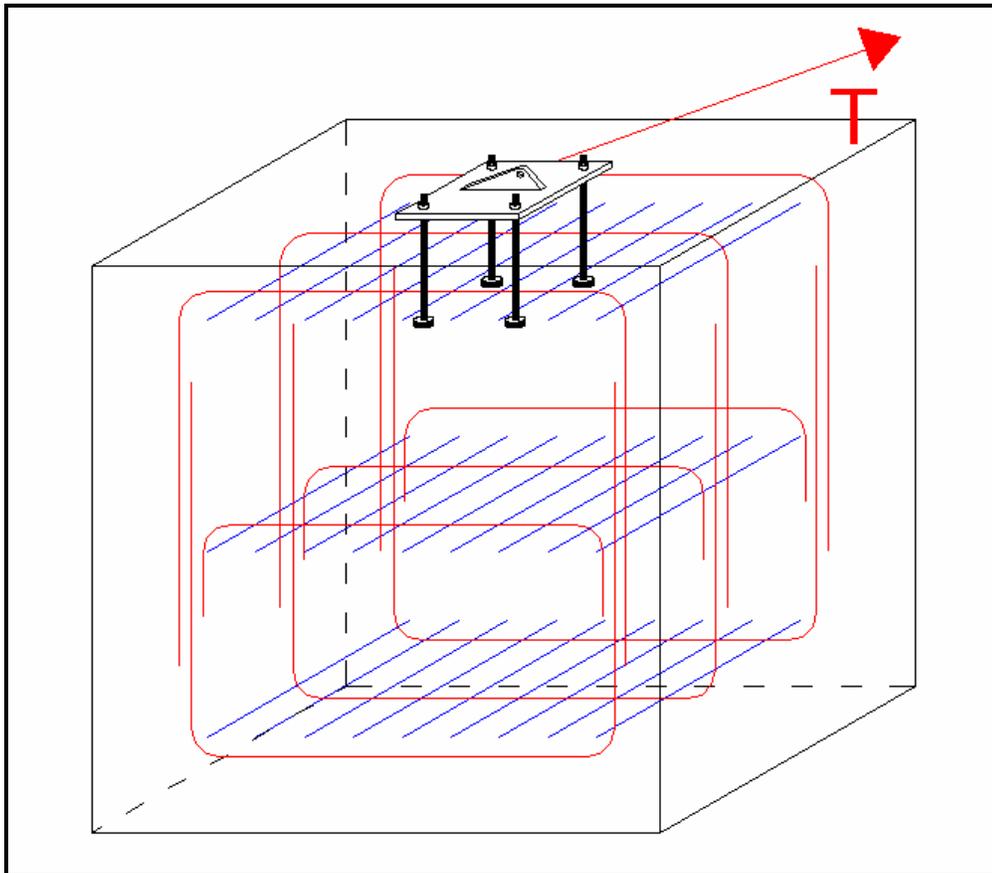


Figura 4.14 Detallado del armado del bloque de concreto perteneciente al anclaje de los apoyos que se fijan al suelo.

(a) Primera capa, (b) Segunda capa, (c) Tercera capa, (d) Cuarta capa

Ya para finalizar este apartado, se presenta un esquema donde se puede observar la disposición final del anclaje del bloque con los pernos embutidos en el mismo:



**Figura 4.15 Disposición final del bloque de concreto
con la conexión emperrada**

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- La única manera de proporcionar equilibrio estático a una tensoestructura, es a través de la aplicación de fuerzas de tracción en todos sus puntos y, como mínimo, en dos direcciones.
- La anticlasticidad y la doble tensión de tracción en sentidos contrarios, son la plataforma fundamental de la estabilidad de las tensoestructuras.
- La aplicación de una fuerza de pretensión resulta fundamental para aumentar la estabilidad de la cubierta colgante, evitar la formación de pliegues y disminuir las deformaciones.
- La magnitud más apropiada y necesaria de la fuerza de pretensión es el 50% de la fuerza de tracción máxima.
- Ante una fuerza de tracción uniforme presente en la membrana, los cables de borde toman la forma de un segmento circular.
- Los anclajes de las estructuras tensadas están sometidos a fuerzas de tracción, con excepción de los mástiles que, inequívocamente, trabajan a compresión de forma similar a como lo hace una columna.
- En los anclajes pasivos, la fuerza de tracción vertical debe equilibrarse con el peso del anclaje y la fuerza de corte horizontal con el empuje del suelo.

- En caso de no cumplirse la ecuación de interacción, es imprescindible aumentar el número de pernos, obtenidos por cálculo, o el tamaño de los mismos hasta que la verificación resulte exitosa.
- Para la estabilidad de la plancha, es conveniente colocar un mínimo de cuatro pernos, cada uno dispuesto en una de sus esquinas.
- Las dimensiones mínimas de la plancha deben ser aumentadas, en el caso de que resulten muy pequeñas en relación con el tamaño del bloque de concreto.
- La resistencia a flexión de la plancha de acero puede incrementarse con la colocación de cartelas, al obtener espesores demasiado grandes en relación con sus otras dimensiones.
- Las magnitudes de largo, ancho y profundidad del bloque de concreto deben adaptarse a las de la plancha y a la longitud de anclaje L_e del perno.
- Resulta más conveniente aumentar el número de pernos de la conexión del anclaje o las dimensiones de la plancha, aunque signifique un mayor costo, que tomar los valores mínimos obtenidos por diseño.
- A medida que aumenta el número de pernos requerido para la conexión entre la plancha y el bloque de concreto, las longitudes de anclaje L_e también se incrementan. De igual forma, al aumentar el diámetro nominal del perno, se obtienen valores más grandes para la longitud de anclaje.

- La cantidad de acero mínima requerida para el armado del bloque de concreto es de 60kg/m^3 .
- El armado del bloque de concreto debe ser tipo cesta.
- La superficie más adaptable a la construcción de tensoestructuras es el paraboloide hiperbólico.
- Para modelos de cubiertas a baja escala la membrana y el cable escogidos superan considerablemente las exigencias de resistencia obtenidas por diseño.
- A medida que se aumentan las distancias horizontales entre el cable o el mástil y la línea vertical del apoyo elevado, las componentes de la fuerza de tracción que proviene de los cables periféricos disminuyen.
- Es preferible, desde el punto de vista arquitectónico y funcional, diseñar anclajes cuyos requerimientos de resistencia sean un poco mayores que utilizar disposiciones de cables y mástiles que requieran grandes espacios.
- Para el diseño de la fundación del mástil, lo más apropiado es utilizar una fundación directa aislada de concreto armado (una zapata).

Recomendaciones:

- Es recomendable, para futuras investigaciones, realizar una comparación de los resultados obtenidos a través de este estudio con aquellos

arrojados por un programa de computación adecuado, como por ejemplo el Sap 2000.

- ➔ Es aconsejable profundizar en el comportamiento no lineal de este tipo de estructuras, a través de los métodos de la rigidez transitoria, la densidad de las fuerzas y la relajación dinámica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Criterios de Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones. (1988, octubre 5). COVENIN 2002-88.

- Building Haj Terminal (s.f.). [Página Web en línea]. Disponible: http://www.greatbuildings.com/buildings/Haj_Terminal.html [Consulta: 2006, abril 19]

- Dorton Arena (s.f.). [Páginas Web en línea]. Disponible: http://en.wikipedia.org/wiki/Dorton_Arena [Consulta: 2006, abril 19]

- Dorton Arena (s.f.). [Páginas Web en línea]. Disponible: <http://www.archpedia.com> [Consulta: 2006, abril 19]

- Dorton Arena (s.f.). [Página Web en línea]. Disponible: <http://www.ncstatefair.org/dorton.htm> [Consulta: 2006, abril 19]

- Dorton Arena (s.f.). [Página Web en línea]. Disponible: <http://www.ncstatefair.org/dortonhistory.htm> [Consulta: 2006, abril 19]

- *ESCRIG, F., SANCHEZ, J. y LLORENS, J. (2002)* “STAR. Structural Architecture 5. Monografía: Estructuras en tracción I”. Editor: Félix Escrig, Sevilla-España. pp. 92.

- *ESCRIG, F. y SANCHEZ, J. (2002)* “STAR. Structural Architecture 6. Monografía: Estructuras en tracción II”. Editor: Félix Escrig, Sevilla-España. pp. 92.

- Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones Análisis y Diseño. (1987, Agosto 12). COVENIN 1753-87.

- *FRATELLI, M. (1993)* “Suelos, Fundaciones y Muros”. Bonalde Editores, Caracas-Venezuela. pp. 570.

- *FREI, O. (1958)* “Cubiertas colgantes”. Editorial Labor S.A., Barcelona-Madrid-Buenos Aires-Río de Janeiro-México-Montevideo. pp. 169.

- Grupo Stran (s.f.). [Página Web en línea]. Disponible: <http://www.grupostran.com/simposio> [Consulta: 2005, octubre 25]

- *GÜELL, A. (2005)* Diseño de Estructuras de Acero por Estados Límites, Información para el Diseño. Recopilación basada en las normas

AISC-2005 (American Institute of Steel Construction). Trabajo no publicado, Universidad Central de Venezuela, Caracas.

➤ GUERRERO, H. (2005) [Página Web en línea]. Disponible:

<http://www.architecthum.edu.mx/architecthumtemp/indicepal.html>

[Consulta: 2005, noviembre 15]

➤ GUNNAR, T. (1999) "Numerical Analyses of Cable Roof Structures". Tesis

publicada, Royal Institute of Technology, Stockholm.

➤ HERNÁNDEZ, C. (1998) "Experiencias en el desarrollo de estructuras

transformables". Trabajo de ascenso, Universidad Central de Venezuela, Caracas.

➤ HERNÁNDEZ, C. (2005) "Estructura tensada para el museo de Taima-

Taima". Ponencia presentada para el segundo simposio latinoamericano de tenso-estructuras, Universidad Central de Venezuela, Caracas.

➤ IBÁÑEZ, R. (S.F.) "El vientre de un arquitecto" [Página Web en línea].

Disponible: <http://webpages.ull.es/users/imarrero/sctm04/modulo1/10/>

[ribanez.pdf](#) [Consulta: 2006, abril 11]

- JACKSON, J. H. y WIRTZ H. G. (1983) “Estática y resistencia de materiales”. Editorial McGraw-Hill, México. pp. 392.

- LEWIS, W. J. (2003). “Tension structures. Form and behaviour”. Editorial Thomas Telford, Gran Bretaña, Londres. pp. 201.

- LLORENS, J. y RODRIGUEZ, N. (s.f.) “Textile construction & tensile structures joints, connections, fittings and anchors data bank” [Página Web en línea]. Disponible: <http://www.upc.es/ca1/cat/recerca/tensilestruc/portada.html> [Consulta: 2006, mayo 7]

- MONJO, J. (1991) “Introducción a la arquitectura textil”. Servicio de publicaciones del Colegio de Arquitectos de Madrid, Madrid. pp. 181.

- Museo Taima-Taima (s.f.). [Página Web en línea]. Disponible: <http://www.ipc.gov.ve/informacionpromocionaltaimataimapdf> [Consulta: 2005, noviembre 11]

- Obras Web (2000). [Página Web en línea]. Disponible: http://www.obrasweb.com/art_view.asp?sección=T%C9CNICAS+CONSTRUCTIVAS&revista=35/ [Consulta: 2005, septiembre 19]

- PAULETTI, R. (2005) Folleto segundo simposio latinoamericano de tenso-estructuras, Caracas-Venezuela.
- PFLÜGER, A. (1964) “Estática elemental de las cáscaras”. Editorial Universitaria de Buenos Aires, Argentina. pp. 141.
- PURCELL, E. J. y VARBERG, D. (1987) “Cálculo con geometría analítica”. Editorial Prentice-Hall Hispanoamericana, México. pp. 868.
- RODRIGUEZ, N. (2004) “Arquitectura de grandes deformaciones: estructura transformable por deformación de una malla plana”. Trabajo de ascenso, Universidad Central de Venezuela, Caracas.
- SCHUELLER, W. (1983) “Horizontal-span building structures”. Editorial John Wiley and Sons, New York. pp. 594.
- Subcommittee on Cable-Suspended Structures of the Task Committee on Special Structures, of the Committee on Metals, of the structural Division (1971). “Cable-suspended roof construction the state-of-the-art”. Journal of the structural division, proceedings of the American Society of Civil Engineers. pp. 1715-1757.

✦ Velarias.net (s.f.). [Página Web en línea]. Disponible:

<http://www.velarias.net/index.htm> [Consulta: 2005, septiembre 26]

APÉNDICES

Technical Data	Précontraint® 1002 series 8000	Précontraint® 1202 series 8000	Précontraint® 1302 series 8000	Précontraint® 1502 series 8000	Norms
Yarn	1100 Dtex PES HT	1100/1670 Dtex PES HT	1100/2200 Dtex PES HT	1670/2200 Dtex PES HT	
Weight per sqm	1050 g	1050 g 1250 g*	1350 g	1500 g	NF EN ISO 22862
Tensile strength (warp/weft)	420/400 daN/5 cm	560/560 daN/5 cm	800/700 daN/5 cm	1000/800 daN/5 cm	NF EN ISO 1421
Tear strength (warp/weft)	55/50 daN/5 cm	80/65 daN/5 cm	120/110 daN/5 cm	160/140 daN/5 cm	DIN 53.363
Coating thickness on top of the yarns	300 µm	250 µm	280 µm	280 µm	
Adhesion	12 daN/5 cm	12 daN/5 cm	13 daN/5 cm	15 daN/5 cm	NFG 37.107
Finish	Double sided treatment-weldable high performance polymer alloy				
Flame retardancy	B1 DIN 4102 M2 NFP 92.503 BS 7837 SIS 650082 California State Fire Marshal NFPA 701	B1 DIN 4102 BS 7837 SIS 650082 California State Fire Marshal NFPA 701	B1 DIN 4102 BS 7837 ONORM B 800 California State Fire Marshal	B1 DIN 4102 BS 7837 ONORM B 800 California State Fire Marshal	
Light transmission	12 %	10 %	9 %	8 %	NFP 38.511 Diffused/diffused closest to human eye perception
Maximum operating temperatures	-30°C/+70°C	-30°C/+70°C	-30°C/+70°C	-30°C/+70°C	
Solar optical values					ASHRAE standard 74-73
TS	6%	6%	5%	4%	TS: Solar transmission in %
RS	76%	76%	77%	77%	SR: Solar reflection in %
AS	18%	18%	18%	19%	AS: Solar absorption in %
Quality Insurance	ISO 9002	ISO 9002	ISO 9002	ISO 9002	

*M2 only available on special order. Non-standard manufacture ref. 1202.748, 1250 g/sqm

Technical data are average values.
The buyer of our products is fully responsible for their application or their transformation as regards to possible third party rights.



Anexo 1. Especificaciones de la membrana (Grupo Stran)

STRUCTURAL STEEL STRAND					STRUCTURAL STEEL WIRE	
					ROPE	
CLASS "A" ZINC COATING						
NOMINAL DIAMETER	APPROX. WEIGHT PER FT.	APPROX. METALLIC AREA	BREAKING STRENGTH	MODULUS OF ELASTICITY (PRESTRET.)	BREAKING STRENGTH	MODULUS OF ELASTICITY (PRESTRET.)
in.	lb	in. ²	tons	10 ³ ksi	tons	10 ³ ksi
1/2	0.52	0.150	15	24	11.5	20
5/8	0.82	0.234	24	24	18.0	20
3/4	1.18	0.338	34	24	26.0	20
7/8	1.61	0.459	46	24	35.0	20
1	2.10	0.600	61	24	45.7	20
1 1/8	2.66	0.759	78	24	57.8	20
1 1/4	3.28	0.938	96	24	72.2	20
1 3/8	3.97	1.13	116	24	87.8	20
1 1/2	4.73	1.35	138	24	104.0	20
1 5/8	5.55	1.59	162	24	123.0	20
1 3/4	6.43	1.84	188	24	143.0	20
1 7/8	7.39	2.11	216	24	164.0	20
2	8.40	2.40	245	24	186.0	20
2 1/8	9.49	2.71	277	24	210.0	20
2 1/4	10.5	3.04	310	24	235.0	20
2 3/8	11.7	3.38	344	24	261.0	20
2 1/2	12.8	3.75	376	24	288.0	20
2 5/8	14.5	4.13	417	23	317.0	20
2 3/4	15.9	4.54	452	23	347.0	20
2 7/8	17.4	4.96	494	23	379.0	20
3	18.9	5.40	538	23	412.0	20
3 1/8	20.5	5.86	584	23		20
3 1/4	22.2	6.34	625	23	475.0	20
3 3/8	23.9	6.83	673	23		20
3 1/2	25.7	7.35	724	23	555.0	20
3 5/8	27.6	7.88	768	23		20
3 3/4	29.5	8.43	822	23	640.0	20
3 7/8	31.5	9.00	878	23		20
4	33.6	9.60	925	23	730.0	20



Anexo 2. Especificaciones de los cables (Shueller,1983)

Diseño de Estructuras de Acero por Estados Límites										DIE - FI - UCV	
Información para el Diseño										T	2.3
										VER 1.8	HOJA 4 de 125
RESISTENCIA DE CONEXIONES EMPERNADAS											
Conexiones con Pernos ASTM A325 - Agujeros Normales											
Valores de ϕR_c ($\phi = 0.75$ excepto en CPD $\phi = 1.00$)											
<22.9> <22.10>											
TIPO DE CONEXION - A325		DETALLADO		APL CR		APL SR		CPD		TRC	
DIAMETRO DEL CONECTOR	AREA	SEP	DIST BORDE	P _{iv}	t _{min}	P _{iv}	t _{min}	P _{iv}	t _{min}	P _{iv}	P _{it}
NOMINAL	d	3d	CIZ	SOP	mm	kg	mm	kg	mm	kg	kg
inch	mm	mm	mm	mm	mm	kg	mm	kg	mm	kg	kg
1/2"	13	39	22	19	3210	3.71	4020	4.64	1524	6029	6029
5/8"	16	48	29	22	5004	4.70	6267	5.88	2376	9400	9400
3/4"	19	57	32	25	7203	5.69	9020	7.13	3420	13530	13530
7/8"	22	66	38	29	9807	6.69	12280	8.38	4656	18420	18420
1"	25	75	44	32	12814	7.70	16047	9.64	6084	24070	24070
1 1/8"	28	84	51	38	16201	8.69	20288	10.88	7692	30431	30431
1 1/4"	32	96	57	41	20018	9.39	25067	11.76	9504	37600	37600

SEP: Es la separación mínima entre centros de pernos
 CIZ: Es la distancia mínima del centro de un perno a un borde cizallado
 SOP: Es la distancia mínima del centro de un perno a un borde cortado al soplete, con sierra o plasma, o a un borde laminado original
 APL: Indica una conexión de corte por aplastamiento (CR indica que la rosca puede estar incluida en los planos de corte, SR indica que estará excluida)
 CPD: Indica una conexión de corte, crítica por deslizamiento
 TRC: Indica una conexión donde el perno está traccionado
 P_{iv}: Es la Resistencia de Diseño, en corte, de un plano de corte del perno
 P_{it}: Es la Resistencia de Diseño, en tracción de un perno
 t_{min}: Espesor mínimo de plancha (con F_u = 3700 kg/cm²) para que la resistencia al aplastamiento sea igual a la resistencia del perno (un plano de corte)

Anexo 3. Especificaciones de los pernos (Güell, 2005)

Diseño de Estructuras de Acero por Estados Límites										DIE - FI - UCV	
Información para el Diseño										T	2.3
										VER 1.6	HOJA 46 de 125

RESISTENCIA DE CONEXIONES EMPERNADAS

Conexiones con Pernos ASTM A490 - Agujeros Normales
 Valores de ϕ_{Rt} ($\phi = 0.75$ excepto en CPD $\phi = 1.00$)
 $\langle 22.9 \rangle \langle 22.10 \rangle$

DIAMETRO DEL CONECTOR	AREA	TIPO DE CONEXION - A490												
		DETALLADO					APL CR		APL SR		CPD		TRC	
		SEP	DIST BORDE		CIZ		SOP	mm	P _{iv}	t _{min}	P _{iv}	t _{min}	P _{iv}	P _{it}
3d	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	mm	kg	mm	kg	kg	
1/2"	1.27	39	22	19	22	19	4020	4.64	5020	5.80	1880	7563		
5/8"	1.98	48	29	22	29	22	6267	5.88	7826	7.34	2930	11791		
3/4"	2.85	57	32	25	32	25	9020	7.13	11265	8.90	4218	16972		
7/8"	3.88	66	38	29	38	29	12280	8.38	15336	10.47	5742	23195		
1"	5.07	75	44	32	44	32	16047	9.64	20039	12.04	7504	30192		
1 1/8"	6.41	84	51	38	51	38	20288	10.88	25336	13.59	9487	38172		
1 1/4"	7.92	96	57	41	57	41	25067	11.76	30937	14.52	11722	47163		

SEP: Es la separación mínima entre centros de pernos
 CIZ: Es la distancia mínima del centro de un perno a un borde cizallado
 SOP: Es la distancia mínima del centro de un perno a un borde cortado al soplete, con sierra o plasma, o a un borde laminado original
 APL: Indica una conexión de corte por aplastamiento (CR indica que la rosca puede estar incluida en los planos de corte, SR indica que estará excluida)
 CPD: Indica una conexión de corte, crítica por deslizamiento
 TRC: Indica una conexión donde el perno está traccionado
 P_{iv}: Es la Resistencia de Diseño, en corte, de un plano de corte del perno
 P_{it}: Es la Resistencia de Diseño, en tracción de un perno
 t_{min}: Espesor mínimo de plancha (con F_u = 3700 kg/cm²) para que la resistencia al aplastamiento sea igual a la resistencia del perno (un plano de corte)

Anexo 3. Especificaciones de los pernos (Güell, 2005)

Diseño de Estructuras de Acero por Estados Límites				DIE - FI - UCV	
Información para el Diseño			T	2.3	1166 - Est. Acero
				VER 1.8	HOJA 47 de 125

RESISTENCIA DE CONEXIONES EMPERNADAS

Conexiones con Pernos SAE Grado 2 - Agujeros Normales
Valores de ϕR_t ($\phi = 0.75$)
<22.9>

DIAMETRO DEL CONECTOR		AREA A_v cm ²	TIPO DE CONEXION - SAE 2									
			SEP 3d	DETALLADO		APL CR		APL SR		TRC		
NOMINAL	d		mm	CIZ	DIST BORDE	SOP	mm	P_{iv} kg	t_{min} mm	P_{iv} kg	t_{min} mm	P_{it} kg
inch												
1/2"	13	1.27	39	22	19	1985	2.29	2481	2.87	3722		
5/8"	16	1.98	48	29	22	3095	2.90	3868	3.63	5803		
3/4"	19	2.85	57	32	25	4455	3.52	5568	4.40	8353		
7/8"	22	3.88	66	38	29	4912	3.86	6140	4.19	9210		
1"	25	5.07	75	44	32	6419	3.86	8023	4.82	12035		
1 1/8"	28	6.41	84	51	38	8115	4.35	10144	5.44	15216		

SEP: Es la separación mínima entre centros de pernos
 CIZ: Es la distancia mínima del centro de un perno a un borde cizallado
 SOP: Es la distancia mínima del centro de un perno a un borde cortado al soplete, con sierra o plasma, o a un borde laminado original
 APL: Indica una conexión de corte por aplastamiento (CR indica que la rosca puede estar incluida en los planos de corte, SR indica que estará excluida)
 TRC: Indica una conexión donde el perno está traccionado
 P_{iv} : Es la Resistencia de Diseño, en corte, de un plano de corte del perno
 P_{it} : Es la Resistencia de Diseño, en tracción de un perno
 t_{min} : Espesor mínimo de plancha (con $F_u = 3700$ kg/cm²) para que la resistencia al aplastamiento sea igual a la resistencia del perno (un plano de corte)

Anexo 3. Especificaciones de los pernos (Güell, 2005)

Diseño de Estructuras de Acero por Estados Límites										DIE - FI - UCV		
Información para el Diseño								T	2.3	1166 - Est.Acero		
								VER 1.8	HOJA	48 de 125		
RESISTENCIA DE CONEXIONES EMPERNADAS Conexiones con Pernos SAE Grado 5 - Agujeros Normales Valores de ϕR_c ($\phi = 0.75$) <22.9>												
DIAMETRO		AREA		DETALLADO				TIPO DE CONEXION - SAE 5				
DEL CONECTOR		A _v		SEP	DIST BORDE		APL CR		APL SR		TRC	
NOMINAL	d	mm	cm ²	3d	CIZ	SOP	F _{iv}	t _{min}	F _{iv}	t _{min}	F _{it}	P _{it}
	inch	mm	cm ²	mm	mm	mm	kg	mm	kg	mm	kg	kg
1/2"		13	1.27	39	22	19	3216	3.71	4020	4.64	6029	
5/8"		16	1.98	48	29	22	5013	4.70	6267	5.88	9400	
3/4"		19	2.85	57	32	25	7216	5.70	9020	7.13	13530	
7/8"		22	3.88	66	38	29	9824	6.70	12280	8.38	18420	
1"		25	5.07	75	44	32	12837	7.71	16047	9.64	24070	
1 1/8"		28	6.41	84	51	38	14211	7.62	17764	9.53	26648	

SEP: Es la separación mínima entre centros de pernos
 CIZ: Es la distancia mínima del centro de un perno a un borde cizallado
 SOP: Es la distancia mínima del centro de un perno a un borde cortado al soplete, con sierra o plasma, o a un borde laminado original
 APL: Indica una conexión de corte por aplastamiento (CR indica que la rosca puede estar incluida en los planos de corte, SR indica que estará excluida)
 TRC: Indica una conexión donde el perno está traccionado
 F_{iv}: Es la Resistencia de Diseño, en corte, de un plano de corte del perno
 F_{it}: Es la Resistencia de Diseño, en tracción de un perno
 t_{min}: Espesor mínimo de plancha (con F_u = 3700 kg/cm²) para que la resistencia al aplastamiento sea igual a la resistencia del perno (un plano de corte)

Anexo 3. Especificaciones de los pernos (Güell, 2005)

Diseño de Estructuras de Acero por Estados Límites				DIE - FI - UCV	
Información para el Diseño			T	2.3	1166 - Est. Acero
				VER 1.8	HOJA 49 de 125

RESISTENCIA DE CONEXIONES EMPERNADAS

Conexiones con Pernos ASTM A307 - Agujeros Normales
Valores de ϕR_t ($\phi = 0.75$)
<22.9>

DIAMETRO DEL CONECTOR	AREA A_v	DETALLADO				TIPO DE CONEXION ASTM A307	
		SEP 3d	DIST BORDE		P _{iv}	TRC	
			CIZ	SOP			t _{min}
NOMINAL	d	mm	mm	mm	kg	mm	kg
1/2"	13	1.27	39	22	19	1610	3010
5/8"	16	1.98	48	29	22	2510	4693
3/4"	19	2.85	57	32	25	3612	6754
7/8"	22	3.88	66	38	29	4918	9196
1"	25	5.07	75	44	32	6426	12016
1 1/8"	28	6.41	84	51	38	8125	15192

SEP: Es la separación mínima entre centros de pernos
 CIZ: Es la distancia mínima del centro de un perno a un borde cizallado
 SOP: Es la distancia mínima del centro de un perno a un borde cortado al soplete, con sierra o plasma, o a un borde laminado original
 APL: Indica una conexión de corte por aplastamiento
 TRC: Indica una conexión donde el perno está traccionado
 P_{iv}: Es la Resistencia de Diseño, en corte, de un plano de corte del perno
 P_{it}: Es la Resistencia de Diseño, en tracción de un perno
 t_{min}: Espesor mínimo de plancha (con F_u = 3700 kg/cm²) para que la resistencia al aplastamiento sea igual a la resistencia del perno (un plano de corte).

Anexo 3. Especificaciones de los pernos (Güell, 2005)

