

Universidad Nacional de Ingeniería

FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA



“ Diseño y Montaje de Torres Metálicas para la Línea de Transmisión Siches - Honda - Pariñas ”

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO MECANICO ELECTRICISTA

OSWALDO FALLA CASTILLO

PROMOCION: 1985 - I

LIMA • PERU • 1990

INDICE

	<u>Pág.</u>
RESUMEN	9
 <u>CAPITULO 1 : INTRODUCCION</u>	
1.1 Conceptos Generales	11
1.2 Breve Reseña Histórica	15
1.3 Elementos de la Línea Aérea de Transmisión	19
 <u>CAPITULO 2 : DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA</u>	
2.1 Definición de Parámetros de Diseño	27
2.1.1 Cargas Normales	27
2.1.2 Cargas Anormales	35
2.1.3 Factor de Seguridad	36
2.2 Tipos y Configuración Propuesta	37
2.3 Exigencias de Tipo Eléctrico para el Diseño de la Estructura	40
2.3.1 Cálculo Mecánico del Conductor	41
2.3.2 Distancias Eléctricas	51
2.4 Solicitaciones que actúan sobre la Estructura.	
Determinación de Cargas	56
2.4.1 Diagramas de Estado de Carga	57
2.4.2 Determinación de Cargas en la Estructura	61

	Pág.
2.5 Análisis de Esfuerzos	73
2.5.1 Introducción al Método de la Matriz de Rigidez	73
2.5.2 Determinación de Esfuerzos Axiales por el Método de la Rigidez en la Estructura Propuesta	105
2.6 Diseño de Elementos	120
2.6.1 Consideraciones de Diseño	120
2.6.2 Diseño por Carga última	122
2.6.3 Determinación de Esfuerzos Unitarios Ultimos de Diseño	123
2.6.4 Diseño de las Conexiones	138
2.6.5 Cálculo de Areas Netas	153
2.6.6 Cálculo de Pernos	159
2.6.7 Cálculo de Es fuerzos Unitarios Ultimos de Diseño	177
2.7 Recubrimiento	203
2.7.1 Tipos de Recubrimiento	204
2.7.2 Propiedades que debe tener un buen Recubri- miento	206
2.7.3 Galvanización	208

	<u>Pág.</u>
CAPITULO 3 : CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA	
3.1	Consideraciones Generales 211
3.2	Estudio de Suelos 214
3.2.1	Introducción 214
3.2.2	Alcances del Estudio 214
3.2.3	Trabajos Efectuados 215
3.2.4	Perfil del Suelo 220
3.2.5	Nivel de la Napa Freática 221
3.2.6	Análisis de la Cimentación 221
3.2.7	Análisis Sísmico 227
3.2.8	Recomendaciones Adicionales 229
3.3	Cálculo de la Losa de Cimentación 230
3.3.1	Generalidades 230
3.3.2	Esfuerzos Críticos por Compresión para el Diseño de una Losa de Cimentación 231
3.3.3	Revisión por Arrancamiento para el Diseño de una Zapata a Tracción 255
3.3.4	Revisión de los Esfuerzos en la Columna 256
3.3.5	Secuencia para diseñar una Zapata Cuadrada de Concreto Reforzado 256
3.3.6	Aplicación 268
3.4	Montaje de la Estructura 275

CAPITULO 4 : COSTOS

4.1	Metrado	278
4.1.1	Estructura Metálica	278
4.1.2	Fundaciones	283
4.2	Cálculo de Costos	284
4.2.1	Estructuración de Partidas	284
4.2.2	Desagregado de Precios Unitarios	286

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

APENDICE

PLANOS

RESUMEN

El presente trabajo, trata sobre el diseño de torres metálicas para líneas aéreas de transmisión. Comprende, desde el cálculo de fuerzas hasta la revisión de esfuerzos unitarios últimos de diseño en los elementos de la estructura, lo mismo que el diseño de sus respectivas fundaciones.

En el Capítulo 1 se introducen conceptos acerca del transporte de energía eléctrica por medio de líneas aéreas de transmisión. Se definen, brevemente, la función de los diversos elementos presentes en la línea.

En el Capítulo 2 se aborda la tarea del dimensionamiento de la estructura. Se parte de una configuración preliminar definida por distancias eléctricas mínimas a tener en cuenta. Luego, definiendo las solicitaciones externas a las que está expuesta la armadura, se procede a calcular los esfuerzos en sus elementos.

El cálculo de esfuerzos en los elementos de la estructura se obtienen por

el método de la rigidez.

El diseño de elementos se hace en base a criterios de esfuerzos últimos de diseño, dados por la AISC (American Institute Steel Construction).

El Capítulo 3 se destina al estudio de las fundaciones en las torres de transmisión. Se mencionan los principales criterios para el diseño de zapatas de cimentación, lo mismo que se desarrolla una secuencia de cálculo para proyectar losas cuadradas, cargadas concéntricamente.

La revisión de los cimientos se hace en base a criterios del ACI (American Concrete Institute).

En el Capítulo 4 se mencionan costos de fabricación y de montaje para el caso de las torres de transmisión proyectadas en el cruce de la Quebrada Honda, en la línea aérea de transmisión Siches-Honda-Pariñas.

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 Conceptos Generales

Desde tiempos muy remotos, la humanidad en su búsqueda por mejorar sus condiciones de vida, ha tenido el reto de aprovechar al máximo los ingeniosos recursos que nos ofrece la naturaleza. En tal sentido el grado de evolución de un pueblo bien lo puede expresar el nivel de desarrollo de sus métodos y técnicas para la explotación de sus recursos y fuentes de energía.

El ingenio humano pudo transformar una forma de energía en otra, haciendo más práctica y ventajosa su utilización. Es así como de fuentes primarias de energía, sean : recursos fósiles, recursos hídricos o reacciones nucleares, se tiene la energía eléctrica, tan utilizada en nuestros días, dado a los grandes inventos como la lámpara de incandescencia, la televisión, el motor eléctrico, etc., que han contribuido a darle cada vez mayor importancia.

El transporte y distribución de energía eléctrica se realiza a través de

redes eléctricas y el único medio con que se cuenta actualmente para transportar dicha energía son las líneas de transmisión.

La red eléctrica se compone de tres partes principales : Las centrales generadoras, las líneas de transmisión y las redes de distribución.

Convencionalmente las centrales generadoras son de dos tipos : térmicas e hidráulicas.

La ubicación de las centrales hidráulicas está por lo general condicionada al lugar de existencia del salto hidráulico; más no una central térmica cuya ubicación es más flexible. Esta puede estar cerca al lugar de explotación del recurso fósil, cerca al centro de consumo o en medio de los dos. Un análisis económico donde rivalizan el costo de transporte del recurso, sea : Carbón, gas o petróleo, y el costo de la línea de transmisión, determina la ubicación final de la central térmica generadora.

Se ha podido establecer que para el caso del carbón es más conveniente la proximidad de la central generadora al centro de explotación del recurso, caso contrario para el gas o petróleo, donde es más conveniente que el centro de generación se encuentre más próximo al centro de consumo. Se explica este hecho debido a que el oleoducto abarata el transporte de energía convirtiéndose en un serio competidor de la línea

de transmisión eléctrica.

Para el caso de las centrales térmicas nucleares, la ubicación del reactor nuclear o centro de generación, por razones obvias de seguridad, siempre debe estar alejado del centro de consumo, por lo que hace inevitable la presencia de líneas de transmisión eléctrica. Así pues, vemos la gran importancia y vigencia que cobra la línea de transmisión, independientemente de tratarse de centrales generadoras térmicas, hidráulicas o nucleares. Máxime teniendo en cuenta el gran potencial hidráulico como de recursos fósiles con que cuenta nuestro país.

De acuerdo al voltaje que transportan estas líneas, se clasifican en redes de alta y baja tensión. Las redes de alta tensión transportan la energía en alto voltaje, generalmente a través de considerables distancias. Se inician en la central generadora. Cerca a ella, en la subestación, recibe una transformación primaria que eleva considerablemente la tensión de servicio y así es transportada la energía hasta el centro de consumo, donde recibe una segunda transformación para ser distribuida en baja tensión.

Llamamos energía de baja tensión a la que se ubica por debajo de 1 K.V. por encima de este valor la consideramos energía de alta tensión.

Las líneas eléctricas aéreas de alta tensión se clasifican en la forma siguiente :

(Ref.1)

Categoría	Tensión de Servicio (KV)	U
1 ^o		$U > 66$
2 ^o		$30 < U < 66$
3 ^o		$1 < U < 30$

Tabla 1 Tensiones de servicio.

1.1.1 Planteamiento del Problema

En nuestro caso y con la finalidad de poder afrontar la demanda de energía que solicitan áreas de producción petrolíferas (15 Km. al norte de la ciudad de Talara, en el departamento de Piura), se contempla la puesta en funcionamiento de las subestaciones Siches, Honda y Pariñas (5 MVA, 13.2/3.3 KV). Para ello es necesario el tendido de una línea aérea de transmisión que transporte en una terna : 13.2 KV, 3 ϕ , 60 Hz, la energía proveniente de la planta térmica Malacas, a lo largo de aproximadamente 6 Km. de trayecto. Se proyecta el empleo de postes de madera a lo largo de casi la totalidad de la línea, excepto en el cruce de la quebrada Honda, donde se hace necesario el uso de estructuras más robustas. Se precisa entonces el dimensionamiento, suministro e instalación de dos torres metálicas.

El cable a utilizarse es de cobre Nº 2AWG suministrado íntegramente por el propietario de la obra (PetroPerú), lo mismo que la totalidad de los postes de madera.

1.1.2 Alcances y Limitaciones

Dado que todo lo concerniente a la puesta en funcionamiento de las subestaciones propiamente dichas, compete a terceros, nuestra tarea se centra en el tendido de la línea aérea de transmisión, que une las subestaciones de Siches, Honda y Pariñas, en un trayecto de aproximadamente 6 Km. de terreno agreste y donde se observa el paso de una quebrada de 400 mt. de ancho.

Debido a que el proyecto de suministro e instalación de postes de madera y conductor los proporciona el propietario, nos compete proyectar lo referente a las dos torres metálicas, donde el trabajo consiste en :

1. Diseño de la estructura metálica por el método de la rigidez , con la consecuente obtención de los respectivos planos de fabricación.
2. Diseño de las zapatas de cimentación y planos de construcción.

1.2 Breve Reseña Histórica

El desarrollo de las redes de corriente alterna empezó en los Estados Unidos en 1885, cuando George Westinghouse compró las patentes americanas que protegían el sistema de transporte de corriente alterna, desarrollado por L. Gaulard y J.D. Gibbs de París. William Stanley, un antiguo socio de Westinghouse probaba transformadores en su taller de

Great Barrington, Massachusset. Allí en el invierno de 1885-86 instaló Stanley la primera red experimental de corriente alterna que alimentaba 150 lámparas de la ciudad.

La primera línea de transporte de corriente alterna en los Estados Unidos se puso en funcionamiento en 1890, para llevar energía eléctrica generada en una central hidroeléctrica desde Willanette Falls, hasta Portland, Oregón, distantes una de la otra 20 kilómetros.

Las primeras líneas de transporte fueron monofásicas y la energía se consumía generalmente sólo en alumbrado, incluso los primeros motores fueron monofásicos, pero el 16 de mayo de 1888, Nicola Tesla, presentó una memoria en la que describía los motores bifásicos de inducción y los síncronos. Las ventajas de los motores polifásicos se pusieron de manifiesto inmediatamente y en la Columbian Exposition de Chicago de 1893 se mostró al público una red de corriente alterna trifásica. A partir de entonces, la transmisión de energía eléctrica especialmente trifásica, fué sustituyendo gradualmente a los sistemas de corriente continua.

En enero de 1894, habían en los Estados Unidos, cinco centrales generadoras polifásicas, de las cuales una era bifásica y las restantes trifásicas. El transporte de energía eléctrica en los Estados Unidos se hace actualmente sólo por corriente alterna. Uno de los motivos de la

rápida aceptación de los sistemas de corriente alterna fué la existencia del transformador que hace posible el transporte de energía eléctrica a una tensión más alta que la de generación o utilización. Una mayor tensión de transporte supone menos corriente en la línea, para la transmisión de determinada potencia, y esto sugiere un conductor de menor sección que lógicamente será más barato. Además de que a menor corriente, existen menos pérdidas en la línea.

El generador de corriente alterna es mucho más sencillo que el de continua lo cual supone una ventaja más de los sistemas de corriente alterna. Durante casi 10 años, ha estado funcionando una línea de transmisión de corriente continua de 27 kilómetros de Schenectady y Mechanicville en Nueva York, dejó de funcionar en 1945 cuando se hizo evidente que no proporcionarfa ya ninguna enseñanza ni experiencia sobre el funcionamiento. En el sistema de transporte de corriente continua, los generadores de corriente alterna suministran corriente alterna que es convertida en corriente continua por un transformador y rectificador electrónico. Un convertidor electrónico transforma, al final de la línea, la corriente continua en alterna, pudiendo reducir la tensión por medio de un transformador.

Estudios económicos han demostrado que el transporte aéreo de corriente continua no es actualmente económico para distancias menores a 1,000 Km.. En Europa, donde las líneas de transmisión tiene longitudes muy

grandes existe transporte de energía en corriente continua.

Desde los primeros transportes de corriente alterna en los Estados Unidos la tensión de funcionamiento se ha ido incrementando con rapidez. En 1890 la línea Willanette - Portland funcionaba a 3.3 KV, en 1907 funcionaba, ya, una línea de 100 KV. la tensión creció a 150 KV en 1913, a 220 KV en 1923, a 244 KV en 1926 y a 287 KV en la línea de Hoover Dan a Los Angeles que entró en servicio en 1936. En 1953 la American Electric Power Company puso en funcionamiento la primera línea de su red de 345 KV. La red se proyectó inicialmente para 300/315 KV, pero antes de aplicar tensión a la primera línea, se decidió que era posible el funcionamiento a 330 KV. Este valor se corrigió posteriormente a 345 KV.

La primera línea de 400 KV empezó a funcionar en Europa, en Suecia, en 1952. El éxito de esta línea influyó en la decisión, por parte de las naciones europeas, excepto la Unión Soviética, de adoptar el nivel 380/400 KV, pero el sobredimensionamiento de sus líneas permitió elevar la tensión a 500 KV en 1959.

En agosto de 1964 Hidro Quebec's del Canadá inició la construcción de la primera línea de transmisión de 735 KV.

1.3 Elementos de la Línea de Transmisión

Los elementos de la línea de transmisión de uso frecuente son :

- A) El Conductor
- B) El Cable de Tierra
- C) El Aislador
- D) La Estructura
- E) Los Accesorios

A) El Conductor

Es el elemento a través del cual se transmite la energía eléctrica de las centrales generadoras a los centros de consumo.

Los conductores comúnmente usados para líneas de transmisión - son de : Solo aluminio (ASC), Aluminio - Acero (ACSR), Aldrey, Aldrey - Acero, Cobre, Bronce y Copperweld, cuyas características y usos se definen como sigue :

Aluminio .- En clima suave, líneas de secundaria importan - cia, tramos cortos entre torres. Hasta ahora rara vez se usó en alta tensión.

Aluminio - Acero .- Alma en trenza de acero galvanizado, cu bierta por trenza de aluminio. Conductores mecánicamente más fuertes, tratados con grasas interiormente que evitan corrosión.

Usados en zonas cercanas al mar, zonas tropicales y aquellas expuestas a humos industriales.

Aldrey .- Conductores menos blandos que los de aluminio o aluminio - acero, y más resistentes a la corrosión, más fáciles de montar debido a que son más homogéneos, con usos similares a los conductores aluminio-acero.

Aldrey - Acero .- Conductores mecánicamente más fuertes que los de aldrey, tratados con grasas interiormente que evitan la corrosión y con usos similares a los conductores aluminio-acero.

Cobre .- Conductores mecánicamente muy fuertes y que resisten mejor la corrosión, ideales para emplearlos en zonas cercanas al mar y de alta salinidad.

Bronce .- Mecánicamente más fuerte que el cobre y de alta resistencia a la corrosión.

Copperweld .- Mecánicamente más fuerte que el bronce, alma de acero sobre la que está fuertemente adherida una costra de cobre.

Los conductores de aluminio, aluminio-acero, aldrey, aldrey - acero, o de copperweld, convienen más que el cobre en líneas

de tensión eléctrica elevada, porque con su empleo se reducen o se anulan las pérdidas por efecto corona, con un costo sustancialmente menor que usando cobre, esta propiedad es especialmente apreciada cuando hay tensiones muy grandes, porque en este caso, el empleo del cobre llevaría a un costo prohibitivo.

A paridad de conductibilidad eléctrica cuestan menos : el aluminio, el aluminio - acero, y el aldrete que el cobre, bronce o el copperweld.

El acero raras veces es usado como conductor, a pesar de ser mecánicamente muy fuerte, porque tiene baja conductibilidad eléctrica y da lugar a fuerte reactancia inductiva (crea fuerte caída de tensión). Se emplea colocándolo a una cierta distancia sobre los conductores, para defender a éstos últimos de los rayos y para mejorar la conductibilidad hacia tierra de la estructura. la elección del material del conductor se hace en base a consideraciones mecánicas, cómo de pérdidas en la línea. El conductor debe ser capaz de soportar la tensión de montaje y las variaciones que puedan ocasionar en ésta los cambios de temperatura o sobrecargas, sin sobrepasar en ningún caso su límite elástico, lo mismo que originar las menores pérdidas posibles por caída de tensión o efecto corona.

B) El Cable de Tierra

O cable de Guarda, tiene por función proteger a los conductores de la acción de los rayos con el fin de dar continuidad al servicio y que este sufra las menores interrupciones posibles, los cables de tierra, van por encima de los conductores en las partes superiores de la estructura y se ponen a tierra en cada uno de los apoyos de la línea.

La elección del número de cables por línea y la sección de las mismas, dependen de la posibilidad de caídas de rayos en la zona que atraviesa la línea.

En lo mecánico el cable de tierra, al igual que el conductor, debe ser capaz de soportar la tensión de montaje y las variaciones que puedan ser ocasionadas por cambios de temperatura o sobrecargas.

C) El Aislador

Es el elemento de la línea cuya principal función es no dejar pasar la corriente del conductor al soporte. Son fabricados de porcelana o de vidrio. En las líneas de alta tensión, los aisladores de porcelana son los más utilizados. Cuando las tensiones son poco elevadas el espesor de la porcelana es suficiente para evitar la perforación del aislador; pero a altas tensiones no

es conveniente emplear grandes espesores porque con ellos es difícil conseguir una cocción regular y entonces faltaría homogeneidad a la masa. Es por esto que para altas tensiones se emplean piezas aislantes de espesor reducido superpuestas, formando una cadena, con lo que se aleja el peligro que se produzcan defectos en el interior de los mismos. Igualmente, si el número de aisladores en la cadena no es el conveniente, la proximidad del conductor al soporte, puede producir una descarga disruptiva a través del aire.

Por otro lado, el polvo, la humedad, las sustancias contaminantes del medio o las sales depositadas en la superficie del aislador, facilitan la conductibilidad superficial y producen pérdidas importantes en la línea.

Los fabricantes de aisladores dan ciertas recomendaciones sobre el tipo y número de aisladores para un voltaje determinado de trabajo, indicando para cada uno de ellos la tensión de descarga en seco y bajo lluvia, así como la resistencia mecánica del aislador. En ningún caso las características electro-mecánicas de la cadena deben ser inferiores a la requerida en la tabla de datos técnicos dados por el fabricante.

D) La Estructura

Es el elemento de la línea que sirve de apoyo a los otros elementos y suelen estar contruidos por estructuras metálicas , aunque también las hay de madera, de fibra de vidrio y de concreto armado. En líneas de transmisión con tensiones de servicio inferiores a 66 KV. se emplea la madera por su poca conductibilidad, fácil transporte e izado y menor costo. Pero a mayores tensiones las consideraciones electromecánicas limitan su uso.

La estructura de concreto presenta la ventaja de que su duración es ilimitada; pero en cambio su costo de fabricación es más alto y su transporte al lugar de su izamiento más caro , cuando el trazo de la línea es accidentado, que por lo general es así, el transporte se complica y encarece, llegándose, incluso, a construirse caminos de acceso para llevar las estructuras hasta el lugar de emplazamiento, o en su defecto los materiales necesarios para la fabricación de los mismos cerca al lugar de izamiento. En ambos casos el costo de fabricación es alto.

A ello se debe la conveniencia del uso de estructuras metálicas en líneas de alta tensión y con trazo topográfico accidentado, dado que su costo de fabricación y transporte son más bajos. Así,

garantizando exigencias electromecánicas mínimas que se requieren, no ofrece más desventaja que su periódico repintado. Por la función que pueda desempeñar a lo largo de la línea, tenemos las siguientes clases de estructuras :

- i) Estructuras de alineamiento .- que sirven de apoyo a los conductores en tramos rectos. (Fig. 1).
- ii) Estructuras de ángulo .- que sirven de apoyo a los conductores con cambios de dirección, se ubican en los vértices de los ángulos que forman los alineamientos. (Fig.1).
- iii) Estructura de Anclaje .- que proporcionan puntos firmes a la línea. (Fig. 1).
- iv) Estructuras especiales .- aquellas distintas a las mencionadas anteriormente.

Como recomendación debemos tener en cuenta reducir al máximo las estructuras empleadas en la línea, admitiéndose adoptar solo las de alineamiento y anclaje.

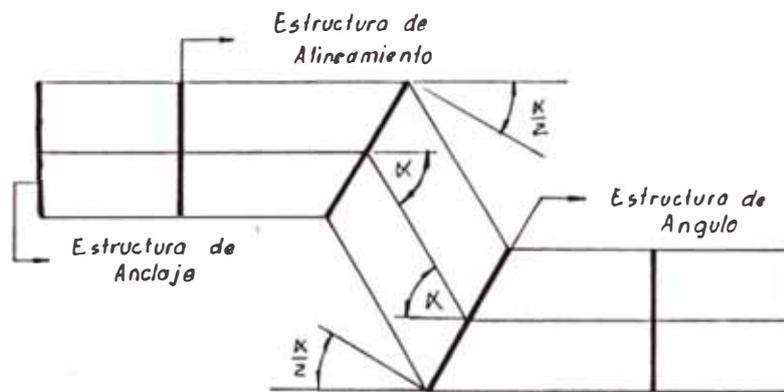


Fig. 1 Clases de soporte

E) Los Accesorios

También llamada ferretería eléctrica, son todos aquellos elementos secundarios que se emplean para la sujeción de los elementos antes mencionados : conductor, aislador y estructura , entre sf.

CAPITULO 2

DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

2.1 Definición de Parámetros del Diseño

La estructura debe estar en condiciones de soportar cierto tipo de cargas dentro de un rango de seguridad, a lo largo de su vida útil, sin que los elementos o la estructura en general sufra daños por efecto de las cargas consideradas en el diseño. Los tipos de cargas usados en el análisis de los elementos que conforman la estructura pueden clasificarse en cargas normales y anormales.

2.1.1 Cargas Normales

Corresponden a las condiciones de trabajo diario de la estructura.

Las cargas normales a considerar para el cálculo de una torre de transmisión son las siguientes :

2.1.1.1 Cargas debido a la Estructura

2.1.1.1.1 Peso Propio de la Estructura

Toma en cuenta el peso de todos los elementos que conforman la estructura.

2.1.1.1.2 Presión del Viento sobre la Estructura

Actuando sobre la estructura en la dirección más desfavorable.

2.1.1.2 Cargas debido a los Conductores y Cables de Tierra

Para conductores y cables de tierra se calcula en función del tipo de estructura, sea de alineamiento o ángulo, actuando sobre los puntos de amarre en tres direcciones : Longitudinal, transversal y vertical.

2.1.1.2.1 Cargas Longitudinales (T_0)

Se calcula en base al E.D.S. en las condiciones de carga media anual, tanto para los conductores como para los cables de tierra.

El Every Day Stress (E.D.S.) o Es fuerza Medio de Todos los Días, varía de acuerdo al tipo de conductor y será calculado

lado para las condiciones de temperatura media y sin viento, registradas en el lugar de emplazamiento de la línea de transmisión.

Datos usados de temperatura media son :

Para líneas de Costa : 25°C . (Ref.2)

Para líneas de Sierra : 15°C . (Ref.3)

En esta condición el factor de seguridad, es decir la relación entre la carga de rotura y la tensión media del conductor o cable de tierra no será inferior a :

Para las líneas de Costa

Conductor : 4

Cable de Tierra : 2.5 (Ref.2)

Para las líneas de Sierra

Conductor : 5

Cable de Tierra : 6 (Ref.3)

2.1.1.2.2 Cargas Transversales

Originadas por efecto de ángulo de desviación en la línea y por efecto del viento so

bre el conductor o cable de tierra.

a) Efecto de Angulo de Desviación (F_1)

El ángulo de desviación (α) se toma con respecto a la trayectoria de la línea de transmisión.

Las crucetas, generalmente, se disponen perpendiculares a la línea bisectriz del ángulo de desviación (α), como lo muestra la figura 2.

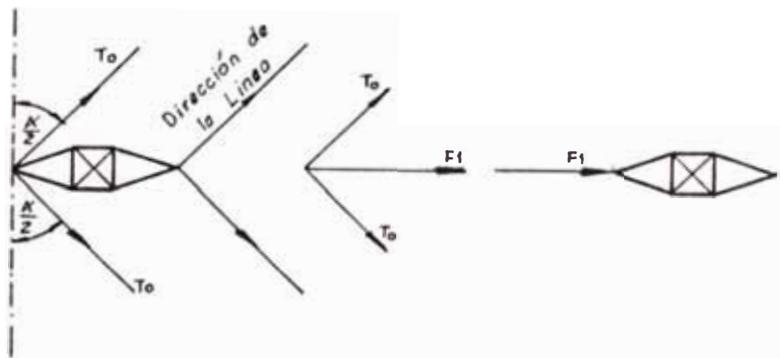


Fig. 2 Cargas transversales en una Estructura

La fuerza de empuje sobre la torre de parte de un conductor intacto es :

$$F_1 = 2 \cdot T_o \cdot \text{sen} \frac{\alpha}{2} \quad (2.1)$$

donde :

F_1 : Empuje sobre la estructura (Kg)

T_o : Componente horizontal de tiro
en el conductor (Kg)

α : Angulo de desviación en un pun-

to de la trayectoria de la línea (grados)

b) Efecto de Viento sobre el Conductor (F_2)

Se define como la fuerza que ejerce la presión del viento sobre el área proyectada del conductor a cable de tierra a lo largo de su vano medio. Se aplica en los extremos de las crucetas, donde van amarrados los conductores.

Se define como vano medio a la semisuma de los vanos reales adyacentes a una estructura. (Fig.3)

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} \quad (2.2)$$

donde :

V_m : Vano medio

V_1, V_2 : Vanos reales adyacentes a la estructura.

La fórmula que expresa el efecto del viento sobre el conductor es :

$$F_2 = P_v \times (\phi \times V_m + A_{cad}) \times \text{sen}\delta \quad (2.3)$$

donde :

F_2 : Carga debido a viento (Kg)

P_v : Presión del viento sobre el conductor (Kg/m²)

- ϕ : Diámetro del conductor (m)
 V_m : Vano medio (m)
 $Acad$: Area cadena suspensión (m²)
 δ : Angulo desviación del viento respecto a la línea de transmisión (grados)

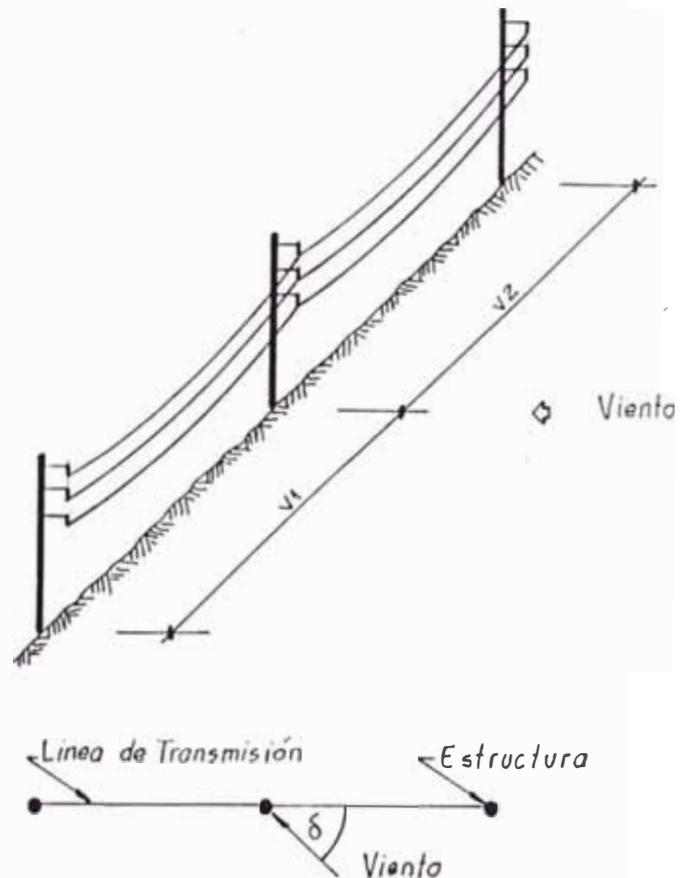


Fig. 3 Vanos reales adyacentes

La presión de viento a considerarse, será la de mayor valor, registrada a temperatura mínima, en el lugar de trayecto de la línea de transmisión. Estos valores responden a características

de clima y geografía locales.

Existen datos de presión de viento a temperatura mínima para diferentes zonas de la Costa y Sierra del Perú. Datos empleados con frecuencia para el diseño de líneas de transmisión se dan a continuación :

Zona	Costa	Sierra
Presión de viento $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$	40	35

(Ref. 2,3)

Tabla 2 Datos de presión de viento.

2.1.1.2.3 Cargas Verticales

Se consideran las siguientes :

- a) Peso del conductor o cable de tierra en el vano gravante.
- b) Peso de la cadena de aisladores
- c) Sobrecarga por hielo
- d) Sobrecarga por montaje de conductor

Aplicadas en los extremos de las crucetas donde se amarran los conductores. La expresión que define a las cargas vertica-

les es la siguiente :

$$F_3 = \omega_c \cdot V_g + W_{cad} + W_h + W_m \quad (2.4)$$

donde :

F_3 : Carga vertical (Kg)

ω_c : Peso unitario del conductor (Kg/m)

V_g : Vano gravante (m)

W_{cad} : Peso de cadena de aisladores (Kg)

W_h : Sobrecarga por hielo (Kg)

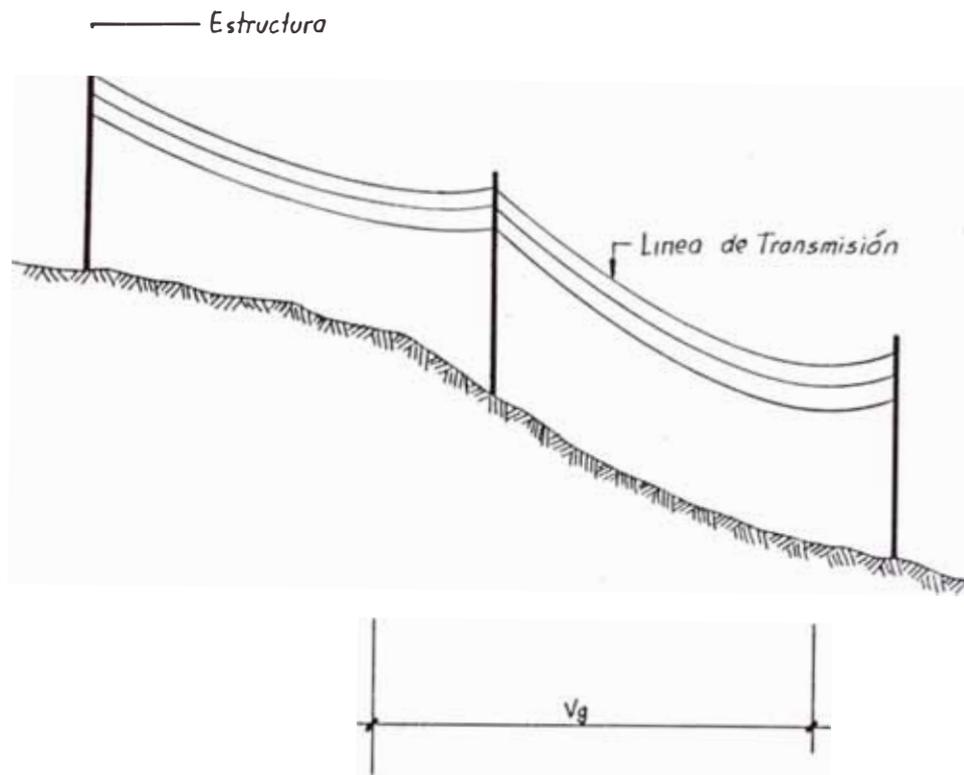
W_m : Sobrecarga por montaje (Kg)

Se define como vano gravante a la distancia horizontal que existe entre los puntos más bajos en los vanos adyacentes de la estructura en estudio (Fig. 4).

Con frecuencia se tiene :

$$V_g = (1 \text{ a } 6) \times V_m$$

Tomando valores cercanos a la unidad en los casos de líneas con desnivel cero; y valores cercanos a seis, cuando se tiene desniveles considerables.

Fig. 4 V_{mo} gravante

2.1.2 Cargas Anormales

Este tipo de cargas es originado por la ruptura de un conductor o por un efecto sísmico. Para el caso de estructuras metálicas, un efecto sísmico no es factor determinante para su diseño, dado que este tipo de estructuras poseen la propiedad de ser muy elásticas.

En todo caso, mayor importancia tendría el efecto de rotura de un conductor, por las averías o deformaciones permanentes que pudiera ocasionar en la estructura, sobre todo en las partes más altas donde se genera mayor torque. De modo

que si una estructura trabaja satisfactoriamente para el caso de una rotura de conductor, estará en mejor condición para hacerlo en el caso de un efecto sísmico.

Las cargas que origina una rotura de conductor son las que se muestran en la figura 5.

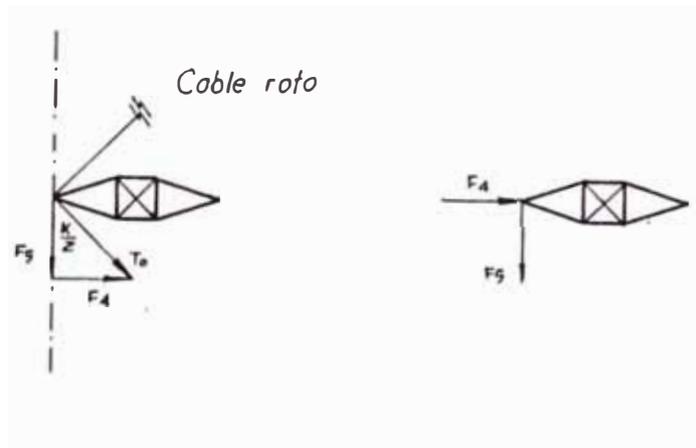


Fig. 5 Tensiones por rotura de un conductor

$$F_4 = T_0 \cdot \sin \frac{K}{2} \quad (2.5)$$

$$F_g = T_0 \cdot \cos \frac{K}{2} \quad (2.6)$$

Habrán tantas hipótesis por rotura como número de conductores exista en la línea.

2.1.3 Factor de Seguridad (F.S.)

Constituye el margen de holgura que se le da al cálculo de esfuerzos en cada elemento de la estructura, previendo posibles anomalías u otros efectos no considerados, tanto

para el estado normal como anormal de cargas.

Se define por la siguiente expresión :

$$f_d = f_a \times F.S. \quad (2.7)$$

donde :

f_d : Esfuerzo de diseño

f_a : Esfuerzo actuante

F.S. : Factor de Seguridad

2.2 Tipos y Configuración propuesta

De acuerdo a la silueta mostrada por la estructura, existen tres tipos de ellas, a saber :

- a) Tipo Triángulo .- Con frecuencia utilizadas en líneas de un solo circuito y por lo general en terrenos poco accidentados, muy aparatosa en sus formas, transporta tensiones muy altas a través de grandes distancias. (Fig. 6a).
- b) Tipo Pino .- Empleadas en líneas de uno o dos circuitos, esta estructura es muy versátil para ser empleada en terrenos llanos o accidentados. Transporta energía a tensión alta y su silueta no es tan elaborada. (Fig.6b).

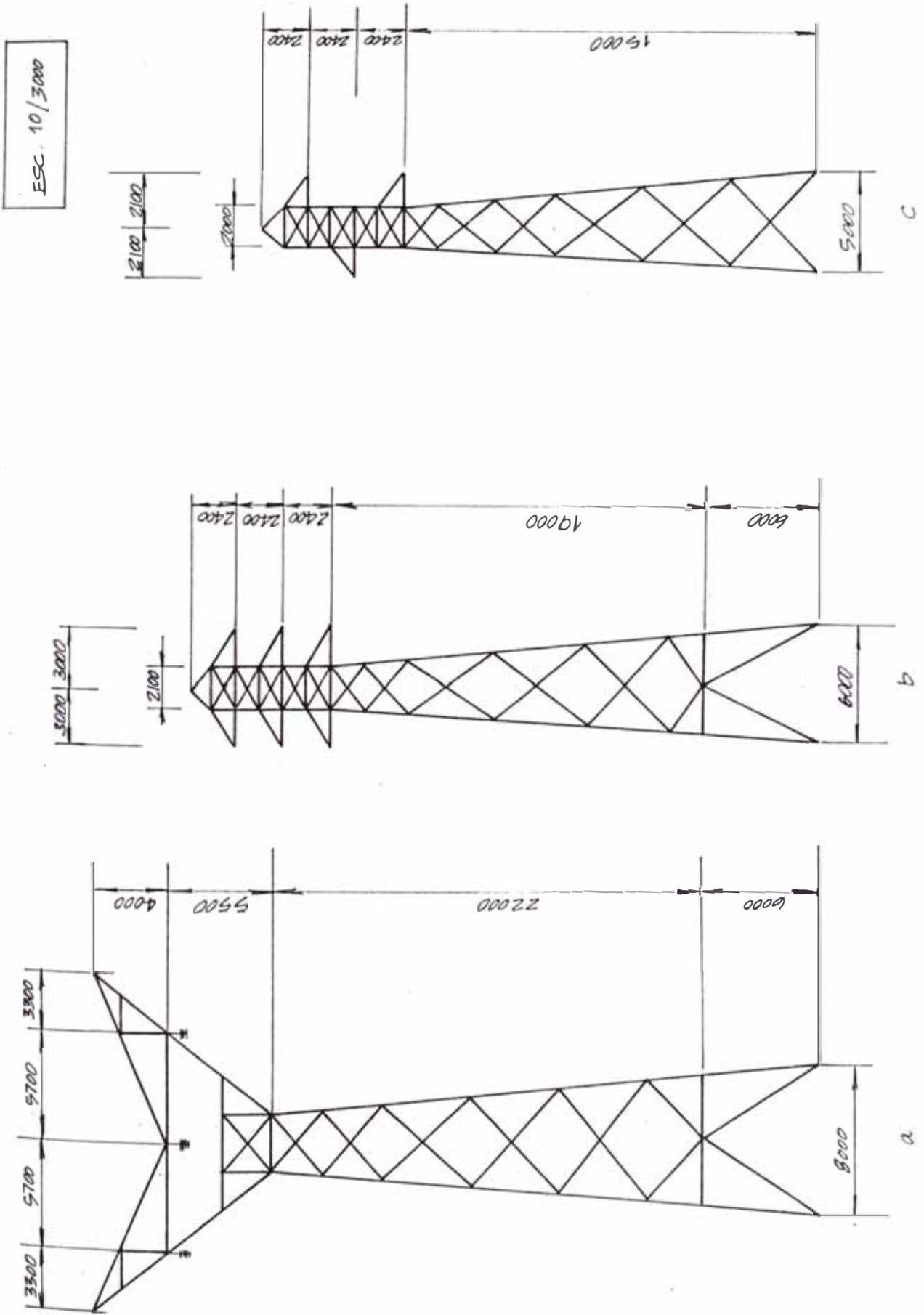


Fig. 6 Tipos de torres

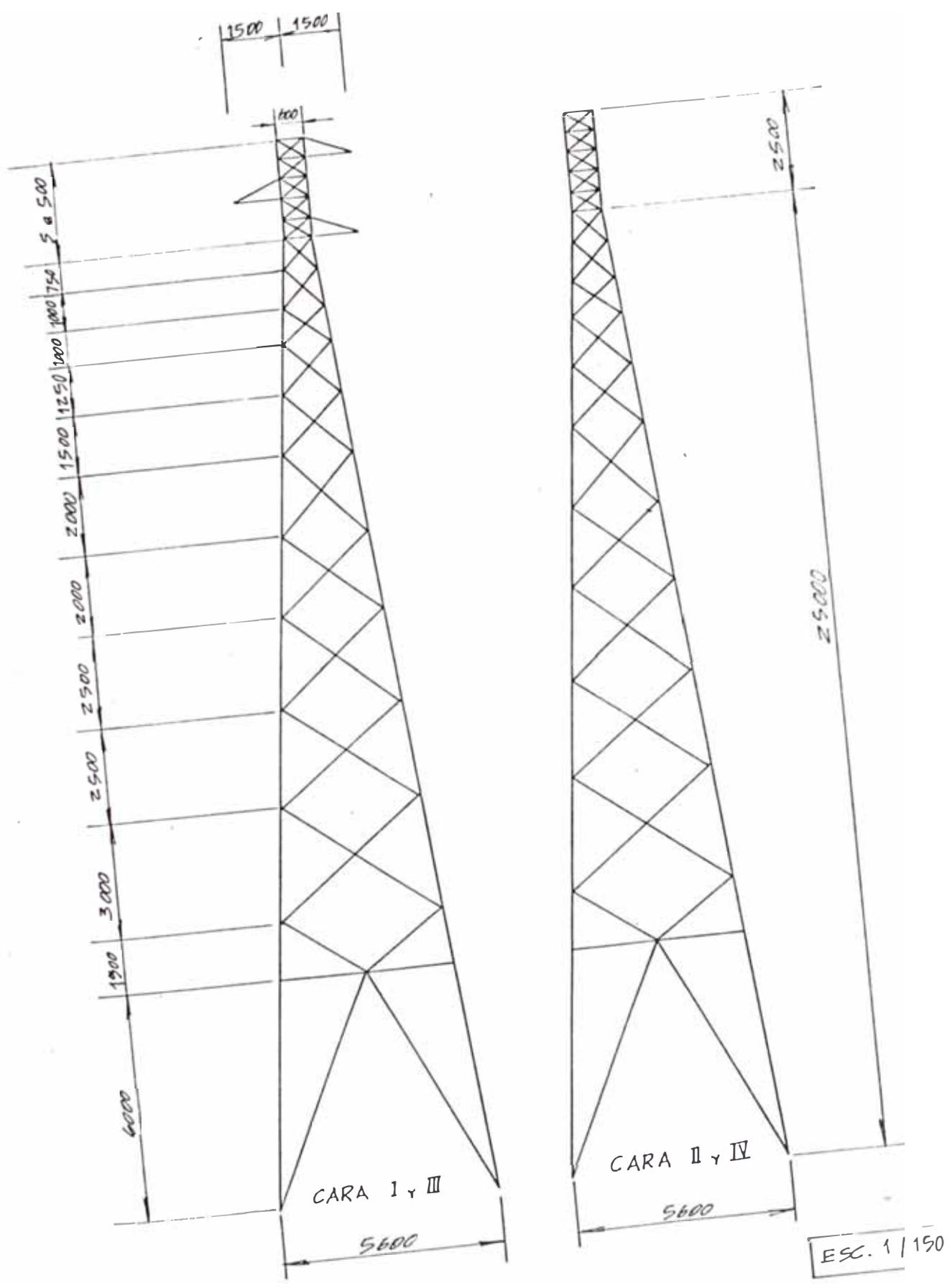


Fig. 7 onfiguración propuesta

- c) Tipo Bandera .- Este tipo de estructura se emplea en líneas de solo circuito y de preferencia en terrenos accidentados, su utilización es muy difundida en nuestro medio dado a lo ac cidentado de nuestra geografía. (Fig.6c).

Para el caso nuestro, teniendo en cuenta consideraciones de tipo eléctrico y de geografía, se propone una configuración tipo bandera. (Fig. 7).

2.3 Exigencias de Tipo Eléctrico para el diseño de la Estructura. Cálculo Mecánico del Conductor

Las consideraciones de distancias eléctricas y el cálculo mecánico del conductor nos dan la configuración preliminar de la estructura.

Las distancias mínimas entre conductores, como la distancia mínima entre el piso y el punto más bajo del conductor a lo largo de to do el vano, están normalizados por el Código Nacional de Electricidad. El cálculo mecánico del conductor expresa el comportamiento del conductor sometido a diferentes hipótesis de cálculo. Su análisis se fundamenta en el principio de la catenaria y su ejercicio se inicia con datos característicos, propios del conductor.

2.3.1. Cálculo Mecánico del Conductor

2.3.1.1 Ecuaciones de Catenaria

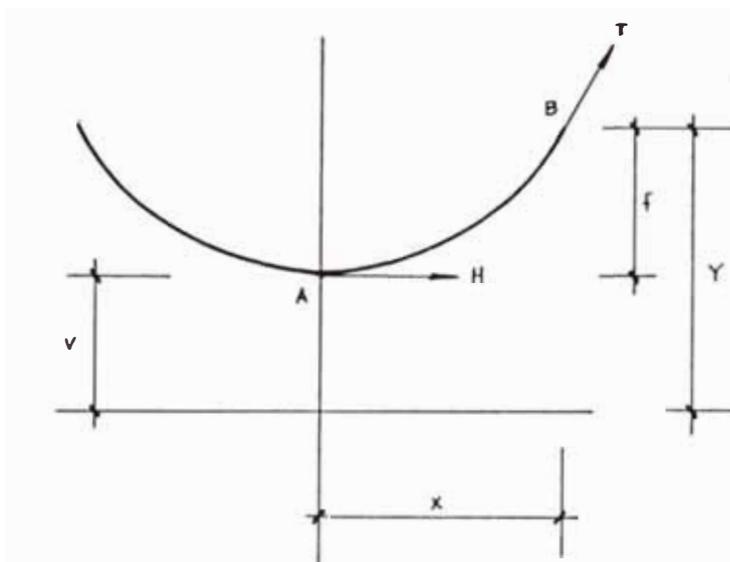


Fig. 8 Tensión en un conductor

$$T = \frac{T_{\mu}}{F.S.} \quad (2.8)$$

$$T = Y \cdot R \quad (2.9)$$

$$Y = v \cosh \frac{x}{v} \quad (2.10)$$

$$Z = v \sinh \frac{x}{v} \quad (2.11)$$

$$f = Y - v = \frac{2 x^2 \cdot R}{8 H} \quad (2.12)$$

$$H = v \cdot R \quad (2.13)$$

donde :

T : Tensión en el extremo "B"

T_{μ} : Tensión última o tensión de rotura conductor

F.S. : Factor de Seguridad

- R : Carga resultante sobre el conductor por metro lineal debido a cargas verticales y horizontales.
- v : Constante de la Catenaria
- Z : Longitud de la Catenaria
- f : Flecha del conductor
- H : Tensión en el punto de flecha máxima

2.3.1.2 Condiciones de Cambio de Estado

a) Efecto que produce el Cambio de Temperatura

El cambio de temperatura produce variaciones en la longitud del conductor, expresado por la siguiente relación :

$$\Delta Z = \alpha \cdot Z \cdot \Delta t \quad (2.14)$$

donde :

- ΔZ : Variación en la longitud de la Catenaria (m)
- α : Coeficiente dilatación lineal del conductor ($1/^{\circ}\text{C}$)
- Z : Longitud de la Catenaria (m)
- Δt : Variación de temperatura ($^{\circ}\text{C}$)

b) Efecto que produce el Cambio de Carga

El aumento o disminución de las sobrecargas no permanentes que actúan en el conductor, producen alargamientos o acortamientos sobre el mismo que se expresan por la siguiente relación :

$$\Delta Z = \frac{R}{2 \cdot a \cdot E} (X \cdot V + Y \cdot Z) \quad (2.15)$$

donde :

a : Sección transversal del conductor (mm²)

E : Módulo de elasticidad (Kg/mm²)

2.3.1.3 Hipótesis de Cálculo

Son las condiciones de clima a las que se ve sometido el conductor y las que gobiernan su diseño.

Se contemplan tres hipótesis para el cálculo mecánico de un conductor :

- i) Esfuerzo diario a temperatura media, sin viento, comúnmente llamado Every Day Estress (E. D.S.).
- ii) Esfuerzo a temperatura máxima, sin viento
- iii) Esfuerzo máximo a condiciones de temperatura

mínima considerando presión del viento.

2.3.1.4 Aplicación

2.3.1.4.1 Características del Conductor

Tipo de material	:	Cobre
Temple	:	duro
Número de hilos	:	7
Sección nominal	:	2 AWG
Sección real	:	33.63 (mm ²)
Diámetro	:	7.42 (mm)
Peso unitario	:	0.303 (Kg/m)
Tiro de rotura	:	1,534 (Kg)
Módulo de elasticidad	:	12,660 (Kg/mm ²)
Coeficiente de dilata- ción lineal	:	1.7 x 10 ⁻⁵ (1/°C)

2.3.1.4.2 Hipótesis de Cálculo

i) Esfuerzo diario a temperatura media
(E.D.S.).

Temperatura	25	°C
Viento	0	Km/h
F.S.	4	

ii) Esfuerzo a temperatura máxima

Temperatura	50	°C
Viento	0	Km/h
F. S.	4	

iii) Esfuerzo máximo a temperatura mínima

Temperatura	5	°C
Viento	100	Km/h
F. S.	2	(Ref2)

2.3.1.4.3 Cálculo de Esfuerzos

El cálculo se refiere al vano central de 420 m., de una terna en alineamiento cuyos vanos adyacentes son de 222 m. y 230 m., respectivamente, desnivel cero.

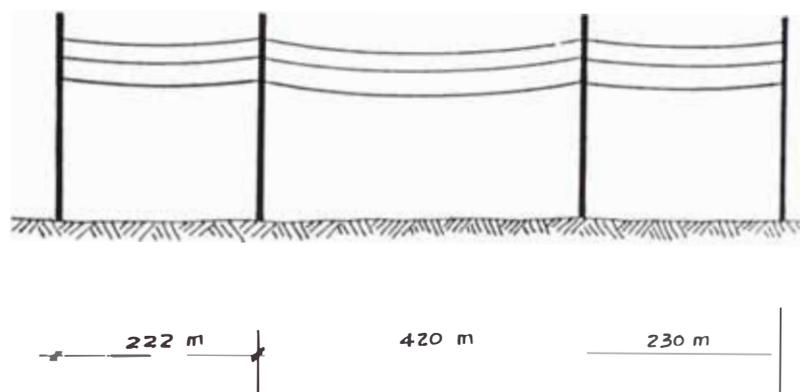


Fig. 9 Dato de vanos adyacentes

i) Esfuerzo Diario (E.D.S.)

De (2.8)

$$T = \frac{1,534}{4} = 383.5 \text{ Kg.}$$

De (2.9)

$$Y = \frac{383.5}{0.303} = 1,265.677 \text{ m}$$

De (2.10)

$$v \cosh \frac{210}{v} = 1,265.677 \text{ m}$$

$$v = 1,247.967$$

De (2.11)

$$Z = 1,247.967 \operatorname{senh} \frac{210}{1,247.967} =$$

$$= 210.992 \text{ m.}$$

De (2.12)

$$f = Y - v = 1,265.677 - 1,247.967 =$$

$$= 17.910 \text{ m.}$$

De (2.13)

$$H = v \cdot R = 1,247.967 \cdot 0.303 =$$

$$= 378.134 \text{ Kg.}$$

Resumiendo :

x	=	210	m
Y	=	1,265.677	m
T	=	383.5	Kg.
H	=	378.134	Kg.
Z	=	210,992	m
f	=	17.710	m
v	=	1,247.967	m

ii) Esfuerzo a Temperatura máxima

De (2.14)

$$Z = 210.992 \cdot \left[1 + 1.7 \cdot 10^{-5} \cdot (50-25) \right]$$

$$Z = 211.082 \text{ m.}$$

De (2.11)

$$v \operatorname{senh} \frac{210}{v} = 211.082$$

$$v = 1,195 \text{ m}$$

De (2.10)

$$Y = 1,195 \operatorname{cosh} \frac{210}{1,195} = 1,213.499 \text{ m}$$

De (2.12)

$$\begin{aligned} f &= Y - v = 1,213.499 - 1,195 = \\ &= 18.499 \text{ m} \end{aligned}$$

De (2.9)

$$\begin{aligned} T &= Y \times R = 1,213.499 \times 0.303 = \\ &= 367.690 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

De (2.13)

$$\begin{aligned} H &= v \times R = 1,195 \times 0.303 = \\ &= 362.085 \end{aligned}$$

De (2.8)

$$\begin{aligned} \text{F. S.} &= \frac{T_u}{T} = \frac{1,534}{367.690} = \\ &= 4.17 > 4 \text{ OK.} \end{aligned}$$

Resumiendo

x	=	210	m
Y	=	1,213.499	m
T	=	367.690	Kg.
H	=	362.085	Kg.
Z	=	211.082	m
f	=	18.499	m
v	=	1,195	m

iii) Esfuerzo Máximo

De (2.14)

$$Z = 210.992 \left[1 + 1.7 \cdot 10^{-5} (5 \cdot 25) \right]$$

$$Z = 210.920 \text{ m}$$

De (2.11)

$$v \operatorname{senh} = \frac{210}{v} = 210.920 \text{ m}$$

$$v = 1,296 \text{ m}$$

De (2.10)

$$Y = 1,296 \operatorname{cosh} \frac{210}{1,296} = 1,313.051 \text{ m}$$

De (2.12)

$$f = Y - v = 1,313.051 - 1,296 = \\ = 17.051 \text{ m}$$

$$R = \sqrt{\omega^2 + \mathcal{J}^2} \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$\omega = 0.303 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \quad (\text{ peso unitario del con} \\ \text{ductor })$$

$$\mathcal{J} = p \cdot \phi \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \quad (\text{ efecto de presión} \\ \text{del viento })$$

$$p = 0.0042 \cdot V \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}} \quad (V = 100 \text{ Km/h})$$

$$p = 42 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\mathcal{J} = 42 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \times 0.00742 \text{ m} = 0.312 \quad \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$R = \sqrt{(0.303)^2 + (0.312)^2} -$$

$$= 0.435 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

De (2.9)

$$T = Y \cdot R = 1,313.051 \cdot 0.435 =$$

$$= 571.177 \text{ Kg.}$$

De (2.13)

$$H = v \cdot R = 1,296 \cdot 0.435 -$$

$$= 563.960 \text{ Kg.}$$

Resumiendo :

$$X = 210 \quad \text{m}$$

$$Y = 1,313.051 \quad \text{m}$$

$$T = 536.177 \quad \text{Kg.}$$

$$H = 563.760 \quad \text{Kg.}$$

$$Z = 210.920 \quad \text{m}$$

$$f = 17.051 \quad \text{m}$$

$$v = 1,296 \quad \text{m}$$

Como hemos podido observar, del cálculo de esfuerzo en el conductor para las tres hipótesis mencionadas sugiere aproximaciones sucesivas hasta la obtención de la -

constante "v" de la Catenaria para cada una de las hipótesis. De modo que sería de gran utilidad el uso de un algoritmo y su programación correspondiente.

2.3.2 Distancias Eléctricas

Son distancias mínimas de seguridad que deben observarse para garantizar el correcto funcionamiento de la línea de transmisión, reduciendo, en lo posible, probabilidad de ocasionar daños en instalaciones vecinas o pérdidas materiales o de vidas, cercanas a la línea de transmisión.

Estas distancias están normalizadas, y en nuestro país las reglamenta el Código Nacional de Electricidad.

Cada país tiene sus normas de electrificación industrial, pero en su espíritu y esencia todas guardan cierta similitud.

Entre las distancias mínimas de seguridad a observarse tenemos aquellas entre conductores, entre conductor y nivel del piso y aquellas entre la línea e instalaciones vecinas más próximas. Aquella falta de precisión del reglamento de electricidad para determinado caso y circunstancias, la resuelve criterios de buena ingeniería, fundadas en experiencias satisfacto-

rias anteriores.

2.3.2.1 Distancia entre Conductores

2.3.2.1.1 Distancia mínima horizontal entre Conductores (dh)

$$dh \cong K \sqrt{f + L} + \frac{U}{150} \quad (2.16)$$

donde :

dh : Distancia mínima horizontal (m)

U : Tensión de Servicio (Kv)

f : Flecha máxima (m)

L : Longitud de la cadena
amarre (m)

K : Factor de corrección por
oscilación (Ref.1)

2.3.2.1.2 Distancia mínima vertical entre Conductores (dv)

$$dv \cong 1.00 + \frac{U}{150} \quad (2.17)$$

donde :

dv : Distancia mínima vertical (m)

U : Tensión de Servicio (Kv)

2.3.2.1.3 Distancia Mfñima del Conductor a la Es
tructura (dmin)

$$d_{min} \geq 0.1 + \frac{U}{150} \quad (2.18)$$

donde :

dmin : Distancia mfñima a la
 Estructura (m)

U : Tensi3n de servicio (Kv)

2.3.2.2 Distancia Mfñima sobre la Superficie del Terreno

2.3.2.2.1 Del Conductor (hc)

Es la distancia mfñima que debe existir entre el nivel del piso y el punto m3s bajo del conductor en el vano considerado. Esta distancia en ning3n caso ser3 menor a 6.00 m.

$$hc \geq 5.3 + \frac{U}{150} \quad (2.19)$$

donde :

hc : Distancia mfñima entre
 el conductor y la super-
 ficie del terreno (m)

U : Tensi3n de servicio (Kv)

2.3.2.2.2 De la Cruceta más baja (h)

$$h \cong h_c + f + L \quad (2.20)$$

donde :

h : Altura de la cruceta más baja (m)

h_c : Distancia mínima del conductor al piso (m)

f : Flecha máxima (m)

L : Longitud de la cadena de amarre (m)

2.3.2.3 Distancia Mínima entre Soportes e Instalaciones Vecinas más próximas

Debemos guardar distancias prudentiales de seguridad en casos en que necesariamente la línea se desplace vecina, sea, a una instalación industrial, una línea férrea, una carretera o caseríos, donde pudiera ocasionar perjuicios materiales o de vidas. Distancias a ser observadas se muestran en la Fig. 10 y 11.

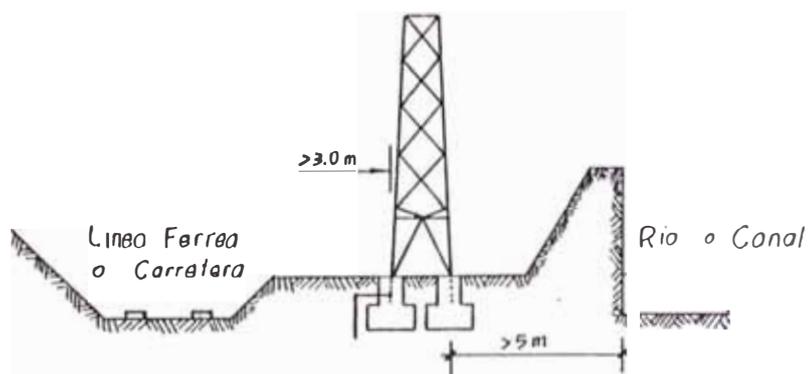


Fig. 10 Distancias de seguridad para carreteras

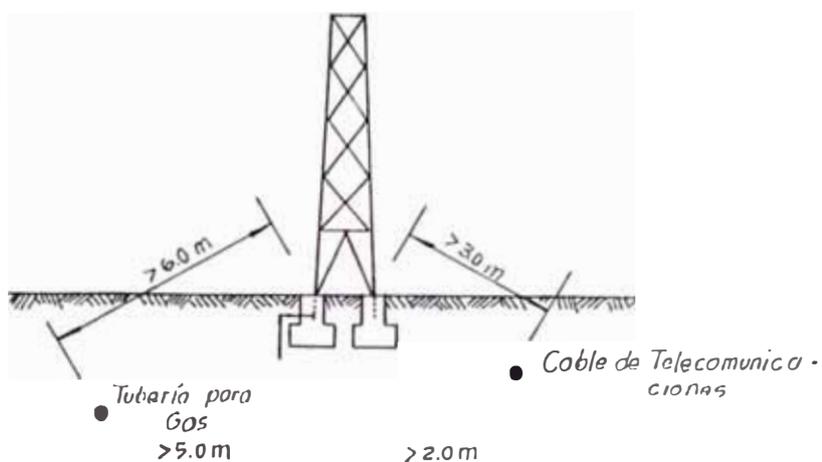


Fig. 11 Distancias de seguridad para tuberías

2.3.2.4 Aplicación

Para la tensión de servicio de 13.2 KV. y para los datos de flecha máxima obtenida en el cálculo mecánico del conductor del punto 2.3.1.4

2.3.2.4.1 Distancia Mínima Horizontal entre Conductores (dh)

$$dh \geq 0.6 \times \sqrt{18.5 + 0.5} + \frac{13.2}{150}$$

$$dh \geq 2.70 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad dh = 3.00 \text{ m}$$

2.3.2.4.2 Distancia Mínima Vertical entre Conductores (dv)

$$dv \geq 1.00 + \frac{13.2}{150}$$

$$dv \geq 1.08 \quad \Rightarrow \quad dv = 1.10 \text{ m}$$

2.3.2.4.3 Distancia Mfñima a la Estructura

De (2.18)

$$d_{\min} \geq 0.1 + \frac{13.2}{150}$$

$$d_{\min} \geq 0.188 \quad \diamond \quad d_{\min} = 0.20 \text{ m}$$

2.3.2.4.4 Distancia Mfñima del Conductor a la Superficie del Terreno (hc)

De (2.19)

$$h_c \geq 5.3 + \frac{13.2}{150}$$

$$h_c \geq 5.38 \quad \diamond \quad h_c = 6.00 \text{ m}$$

2.3.2.4.5 Distancia Mfñima de la Cruceta más baja a la Superficie del Terreno (h)

De (2.20)

$$h \geq 6.00 + 18.50 + 0.50 \quad \diamond \quad h = 25.00\text{m}$$

2.4 Solicitaciones que actúan sobre la Estructura. Determinación de Cargas

Son las combinaciones de cargas con el propósito de determinar los esfuerzos máximos a que están sujetos los elementos de la estructura. En torres de transmisión los estados de carga que se emplean por lo general son :

Estado Normal de Cargas

Estructura sometida a efectos de peso propio, peso del conductor, viento en la estructura y viento en el conductor.

Estado Anormal de Cargas

Estructura sometida, adicionalmente, al efecto de una rotura de Conductor o cable de tierra. Habrá tantas combinaciones como conductores exista.

Los efectos de peso, viento y rotura de conductor para los estados de carga antes mencionados se ilustran en las figuras 12, 13 y 14, para torres de alineamiento tipo triángulo, pino y bandera respectivamente.

donde :

T_v = Carga vertical que ejerce el cable de tierra

T_T = Carga transversal que ejerce el cable de tierra

T_L = Carga longitudinal que ejerce el cable de tierra

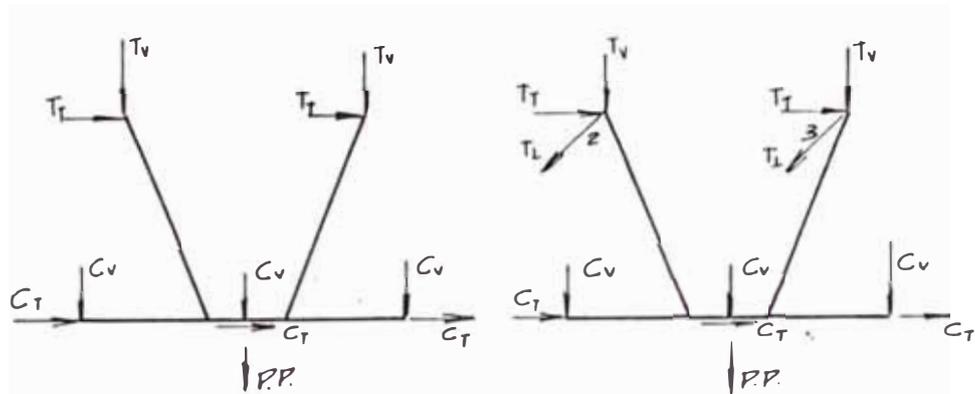
C_v = Carga vertical que ejerce el conductor

= Carga transversal que ejerce el conductor

C_L = Carga longitudinal que ejerce el conductor

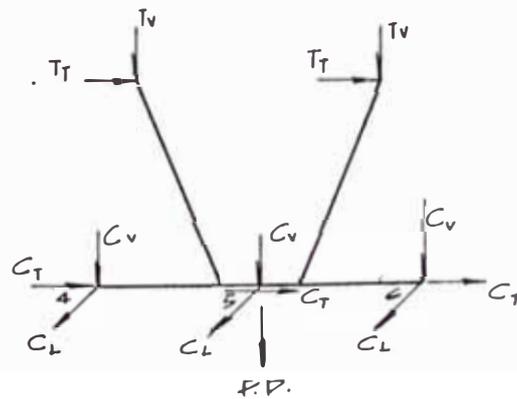
2.4.1 Diagramas de Estado de Carga

En las figuras siguientes se ilustran las diferentes combinaciones de cargas para torres de transmisión en alineamiento tipo triángulo, tipo pino y tipo bandera.



Combinación 1
Estado Normal de Cargas

Combinación 2,3
Rotura de un Conductor



Combinación 4,5 y 6
Rotura de un Conductor

Fig. 12 Estructura de tipo triángulo

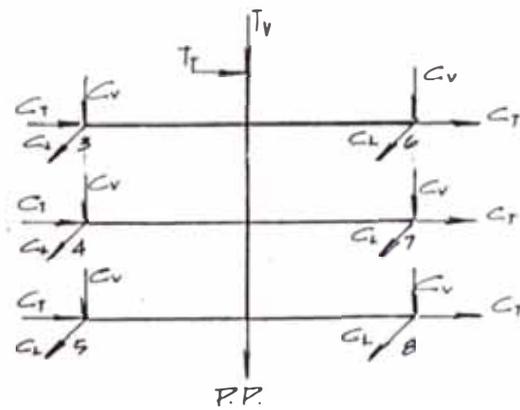
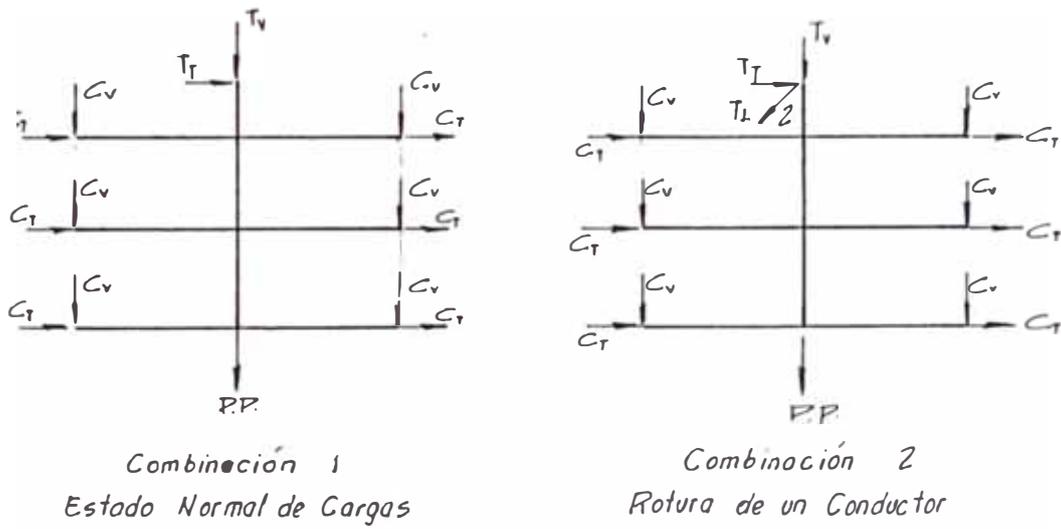


Fig. 13 Estructura tipo piño

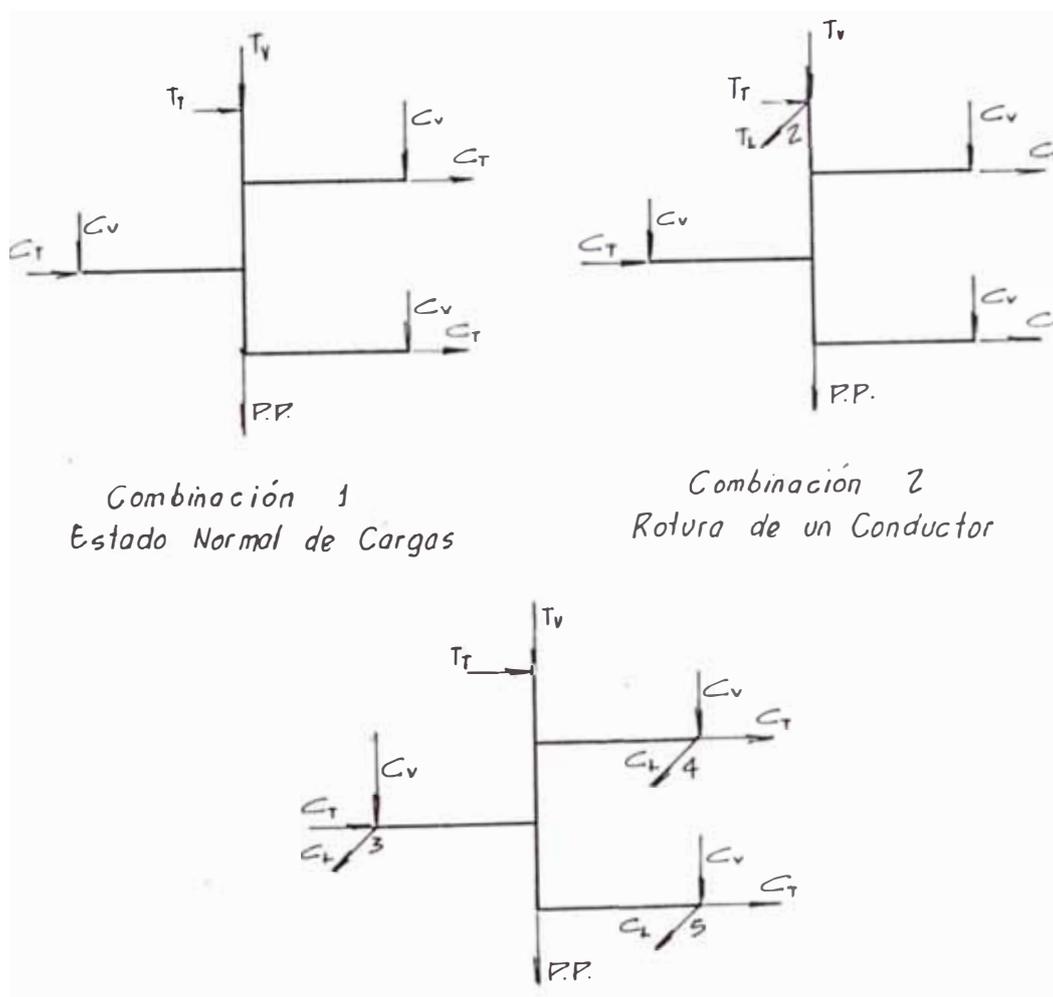


Fig. 14 Estructuras tipo bandera

2.4.2. Determinación de Cargas en la Estructura

El cálculo de los esfuerzos axiales en cada elemento de la estructura, lo iniciamos asumiendo ciertos perfiles angulares. Conocidas las propiedades de los perfiles, lo mismo que el arreglo geométrico, estaremos en condiciones de calcular el peso propio y los efectos del viento sobre la misma, que sumados a las cargas que originan los conductores, constituirán todas las sollicitaciones externas a las que está expuesta la estructura.

Al final, comprobando que el esfuerzo de diseño sea mayor que el esfuerzo a que está sometido el material, sabremos que nuestro cálculo es óptimo y que la estructura trabajará satisfactoriamente.

Para nuestro caso, los perfiles asumidos, de acuerdo a la configuración propuesta (ver Fig.7) son los siguientes :

Tipo	Ubicación en la Configuración Propuesta	Perfil L A36	Peso Kg/m	Sección cm
1	Montantes parte inferior	3 x 3 x 1/4"	7.31	9.29
2	Montantes parte superior	2 1/2 x 2 1/2 x 1/4"	6.11	7.68
3	Diagonales parte inferior	2 x 2 x 3/16"	3.64	4.61
4	Diagonales parte superior	1 1/2 x 1 1/2 x 3/16"	2.67	3.40

Tabla 3 Características de cada elemento

2.4.2.1 Peso Propio de la Estructura (D_t)

El cálculo del peso propio de la estructura lo hacemos por metro lineal de la misma, porque así se hace más fácil aplicar dicho peso en nudos puntuales y estratégicos.

Para tal efecto, dividimos en tres partes importantes a la estructura, a saber : Base, Cuerpo y Caja.

De acuerdo a la configuración propuesta el peso por metro lineal de estructura sería el siguiente :

Base

$$\text{Montantes} \quad : \quad 4 \times 1.01 \times 7.31 \quad = \quad 30$$

$$\text{Diagonales} \quad : \quad 8 \times 1.10 \times 3.64 \quad = \quad 32$$

$$\text{Elementos Secundarios} \quad : \quad 0.8 \times (30 + 32) \quad = \quad 50$$

$$\text{Diafragma} \quad : \quad (8 \times 2.50 \times 7.31) / 6 \quad = \quad 25$$

$$\text{Pernos, Planchas, etc.} \quad : \quad 0.15 \times (30 + 32 + 50 + 25) \quad = \quad 23$$

$$\underline{160. \text{Kg/ m}}$$

$$\text{Nivel + 0.00 a + 6.00 :160. Kg/ m}$$

$$1) \text{Peso Base} \quad : 960 \text{ Kg.}$$

Cuerpo

$$\text{Montantes} : 4 \times 1.01 \times 7.31 = 30$$

$$\text{Diagonales} : 8 \times 1.50 \times 3.64 = 45$$

$$\text{Elementos Secundarios} : 0.2 \times (30 + 45) = 15$$

$$\text{Pernos, Planchas etc.} : 0.1 \times (30+45+15) = 10$$

100 Kg/ m

$$\text{Nivel + 6.00 a + 25.00} : 100. \text{Kg/ m}$$

$$2) \text{ Peso Cuerpo} : 1,900 \text{ Kg}$$

Caja

$$\text{Montantes} : 4 \times 1.00 \times 6.11 = 25$$

$$\text{Diagonales} : 4 \times 1.50 \times 2.67 = 16$$

$$\text{Crucetas} : 8 \times 1.50 \times 2.67 = 32$$

$$\text{Elementos Secundarios} : 0.1 (25+16+32) = 8$$

$$\text{Pernos, Planchas, etc.} : 0.1 (25+16+32+8) = 9$$

90. Kg/m

$$\text{Nivel + 25.00 a + 27.50} : 90\text{Kg/m}$$

$$3) \text{ Peso Caja} : 225\text{Kg}$$

$$\text{Peso Total } 1 + 2 + 3 : 3,085\text{Kg}$$

Resumiendo :

Denominación	Nivel	Longitud (m)	Peso Unitario (Kg/m)	Peso (Kg)
Base	0.0 a 6.0	6.0	160	960
Cuerpo	6.0 a 25.0	19.0	100	1,900
<u>Caja</u>	25.0 a 27.5	2.5	90	225
			Total	<u>3,085</u>

2.4.2.2 Peso del Conductor (Dc)

Se calcula con respecto al vano gravante y se aplica en los extremos de las crucetas.

Conductor de Cobre : 2 AWG

Vano gravante (Vg) : 408 m

Wc : 0.303 Kg/m

Peso aisladores : 35 Kg.

De (2.4)

$$Dc = 408 \times 0.303 + 35$$

$$Dc = 160 \text{ Kg}$$

2.4.2.3 Presión del Viento sobre la Estructura (W_f)

El efecto del viento sobre la estructura es muy importante tenerlo en cuenta para el cálculo de esfuerzos en sus elementos. Es más, después del peso propio, suele ser predominante sobre cualquier otra sollicitación externa, cobrando mayor importan-

cia cuando es de mayor dimensión la estructura.

Existe una expresión que resume el efecto del viento sobre superficies planas (Ref. 1).

$$p = 0.007 \cdot V^2 \quad (2.21)$$

donde

p : Presión del viento (kg/m²)

V : Velocidad del viento (Km/hr)

Para estructuras que sean duraderas, la información de los vientos deben ser con anterioridad no menor de 20 años, de modo de no contar con imprevisiones y realizar un diseño mucho más certero.

Para el lugar donde se izará la estructura, tenemos presencia de vientos con mucha intensidad y con velocidades que alcanzan los 100 Km/h. Ref. 2

De (2.21)

$$p = 0.007 \times 100^2 \quad p = 70 \text{ kg/m}^2$$

Esta presión deberá aplicarse sobre dos veces el área proyectada de la estructura en la dirección del viento.

El cálculo del área proyectada de la estructura en

la dirección del viento, se desarrolla de manera análoga que para el peso propio de la estructura, de manera de poder contar con un efecto puntual del viento sobre la estructura.

De acuerdo a la configuración propuesta :

Base

$$\text{Montantes} : 2 \times 1.01 \times 0.076 = 0.15$$

$$\text{Diagonales} : 2 \times 1.10 \times 0.051 = 0.11$$

Elementos

$$\text{Secundarios} : 0.65 \times (0.15+0.11) = 0.17 \quad \underline{0.43}$$

$$\text{Nivel} + 0.00 \text{ a } + 6.00 : 0.43 \text{m}^2/\text{m}$$

$$\underline{1)} \text{ Area Base} : 2.58 \text{ m}^2$$

Cuerpo

$$\text{Montantes} : 2 \times 1.01 \times 0.076 = 0.15$$

$$\text{Diagonales} : 2 \times 1.50 \times 0.051 = 0.15$$

Elementos

$$\text{Secundarios} : 0.3 \times (0.15 + 0.15) = 0.09 \quad 0.39$$

$$\text{Nivel} + 6.00 \text{ a } + 25.00 : 0.39 \text{m}^2/\text{m}$$

$$\underline{2)} \text{ Area Cuerpo} : 7.41 \text{ m}^2$$

Caja

$$\text{Montantes} : 2 \times 1.00 \times 0.064 = 0.13$$

$$\text{Diagonales} : 2 \times 1.50 \times 0.038 = 0.12$$

$$\text{Crucetas} : 1.50 \times 1.00 \times 0.051 = 0.08$$

Elementos

$$\text{Secundarios} : 0.4 \times (0.13 + 0.12 + 0.08) = 0.14 \quad \underline{0.17}$$

$$\text{Nivel} + 25.00 \text{ a} + 27.50 : 0.47 \text{ m}^2/\text{In}$$

$$3) \text{ Area Caja} : 1.175 \text{ m}^2$$

$$\text{Total Area } 1 + 2 + 3 : 11.165 \text{ m}^2$$

2.4.2.4 Presión del Viento sobre el Conductor (Wc)

El efecto del viento sobre el conductor se calcula en su vano medio, y se aplica en los extremos de las crucetas.

$$\text{Vano medio (Vm)} = 325 \text{ m}$$

$$\phi = 0.00742 \text{ m}$$

$$\text{Presión Viento (pv)} = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Area Aislador} = 0.125 \text{ m}^2$$

De (2.3)

$$Wc = 40 \times (325 \times 0.00742 + 0.125) \quad Wc = 100 \text{ Kg}$$

2.4.2.5 Tensión desequilibrada de los Conductores (Tdc)

La tensión longitudinal la obtenemos con el cálculo mecánico del conductor para las tres hipótesis de cálculo, (véase cálculo mecánico del conductor).

Para las condiciones diarias o Every Day Stress , las tensiones entre vanos adyacentes deben ser muy

próximas. Esto debe verificarlo el tensado y flechado del conductor al momento de su montaje, pero para cambios de temperatura o rotura de conductor, las diferencias de las tensiones entre vano y vano se acentúan, creando una tensión de desequilibrio a la que llamamos " T_{dc} ". Esta tensión de desequilibrio, que se aplica en los nudos de los extremos de las crucetas, se reflejan en todas las caras de la estructura, en unas tratando de arrancarlas y en otras torsionándolas.

Este efecto de arrancamiento y torsión que manifiesta la tracción longitudinal de los conductores en las caras de la estructura se estudia a continuación y lo venimos a llamar tensión de desequilibrio o tensión desequilibrada de los conductores en las caras laterales de la estructura.

2.4.2.6 Rotura del Conductor (T_{rc})

Es un estado de carga excepcional en la estructura. Habrá tantas hipótesis de carga por rotura de conductor, como número de conductores exista.

Para el análisis de esfuerzos en los elementos de

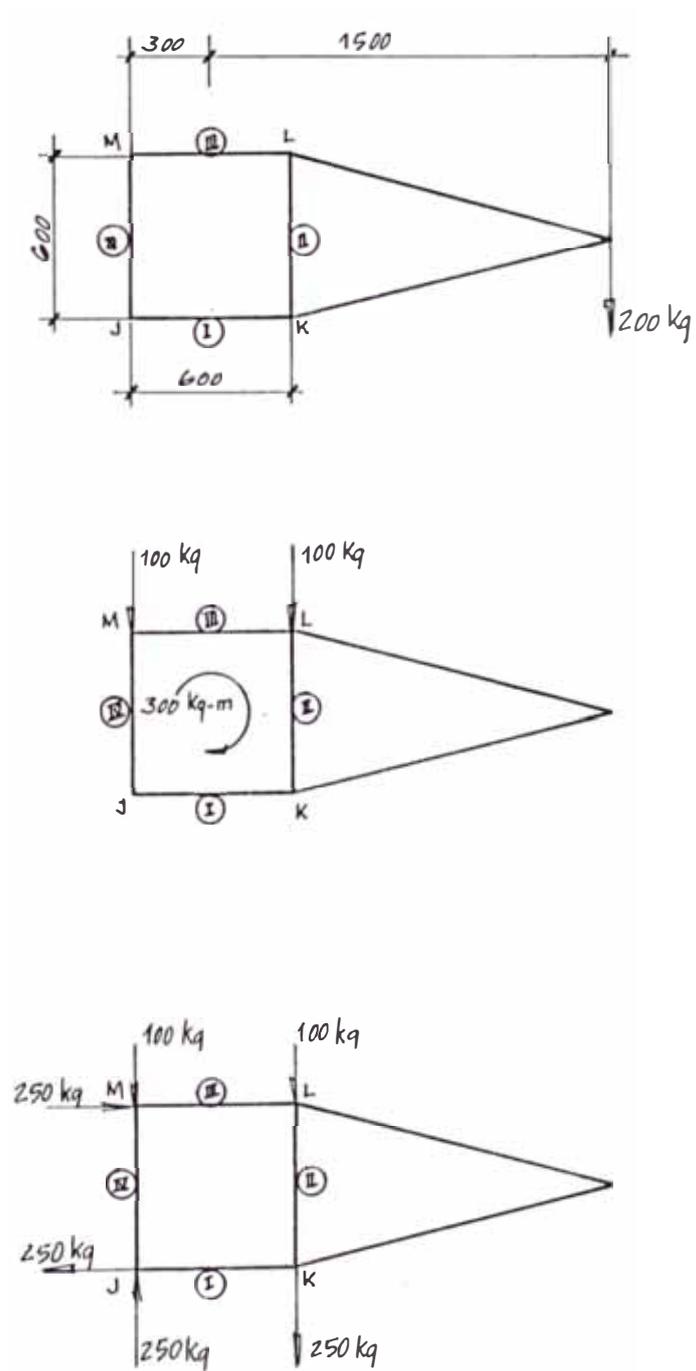


Fig. 15 Tensión desequilibrada crucetas 1 y 3

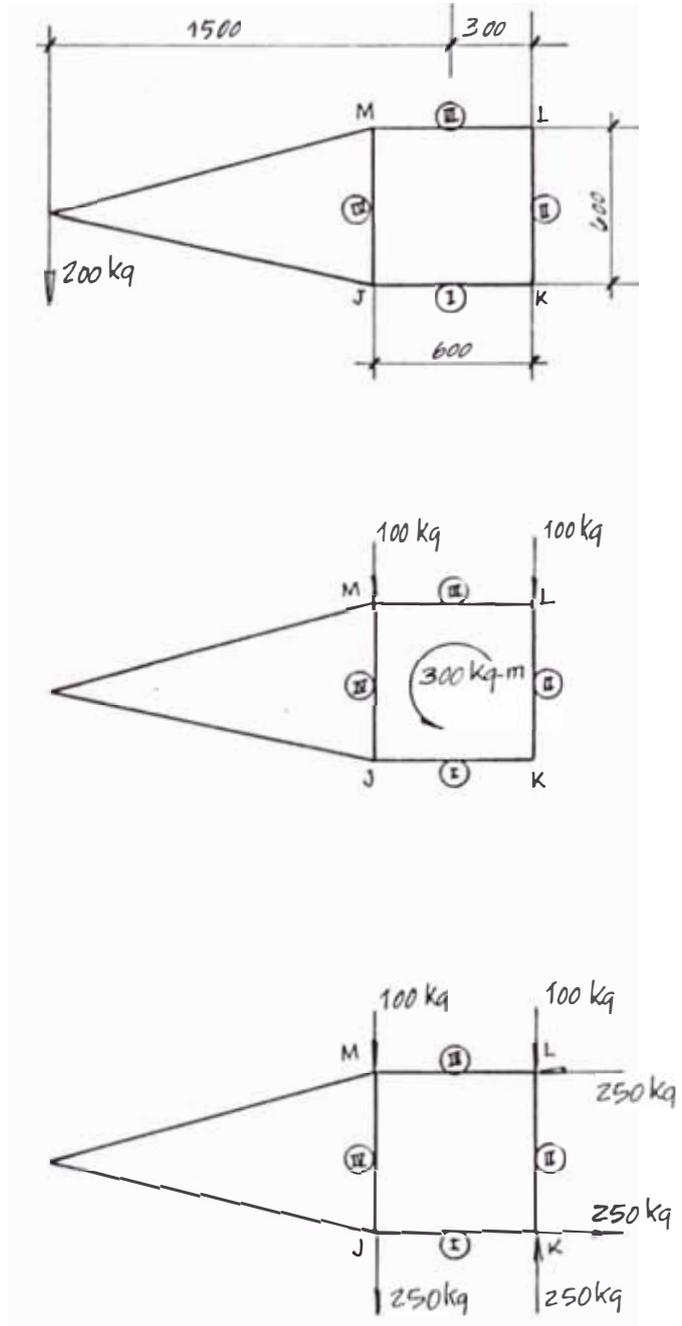


Fig. 16 Tensión desequilibrada cruceta 2

ia estructura, debemos tomar los casos de rotura de conductor más desfavorables y precisamente lo ballamos cuando se rompe un conductor en la parte más alta de la estructura, porque es el que genera mayor arrancamiento y mayor torsión.

Tomando el concepto de tensión desequilibrada en los conductores, debemos reflejar los efectos de la rotura de un conductor en las caras laterales de la estructura a fin de conseguir las sollicitaciones en los elementos apropiados de la misma . Así, este análisis, para una tensión de rotura de $T_{rc} = 536 \text{ Kg}$. (ver cálculo mecánico del conductor) nos da lo siguiente :

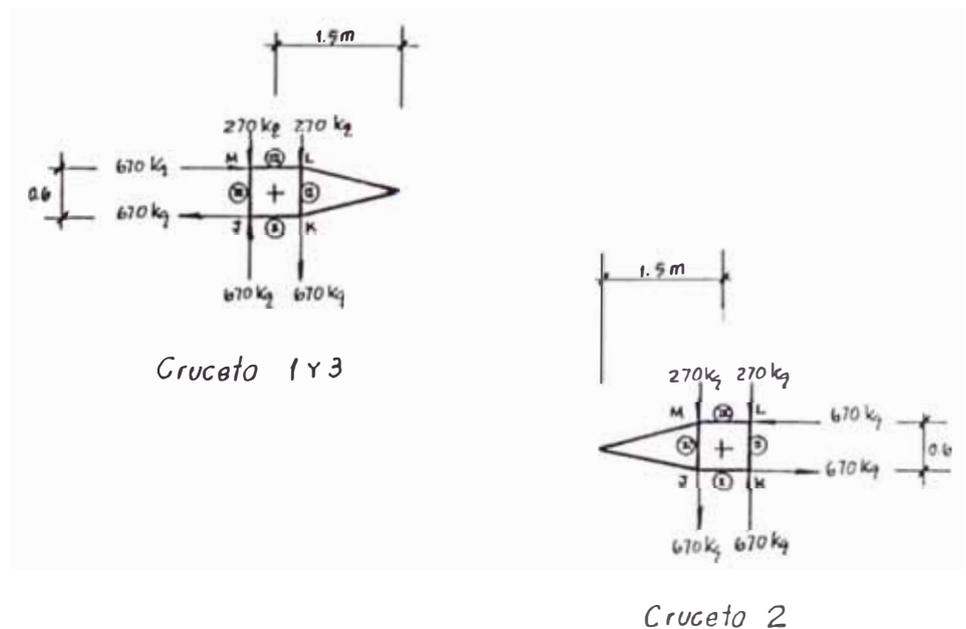
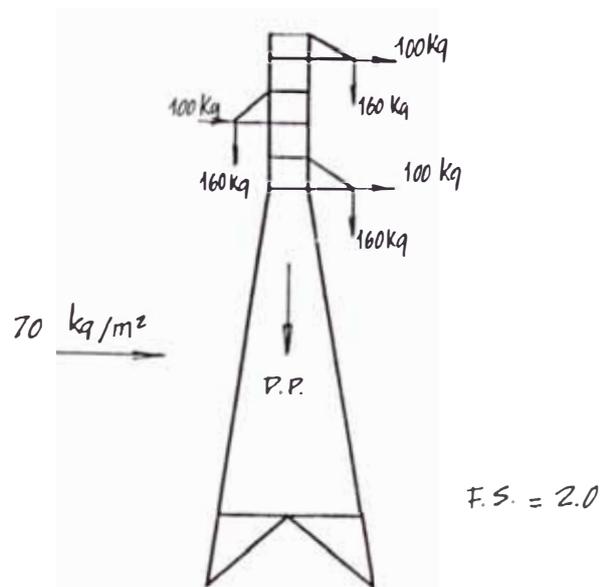
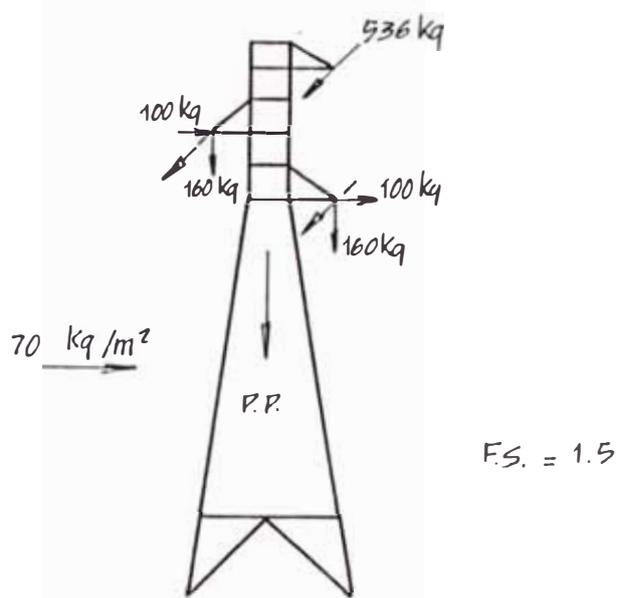


Fig. 17 Rotura de un conductor



Estado Normal



Estado Anormal

Fig. 18 Solicitaciones en la estructura

2.5 Análisis de Esfuerzos

2.5.1 Introducción al Método de la Matriz de Rigidez

La torre de transmisión es básicamente una estructura reticular hiperestática que consta de barras conectadas en nudos o uniones. El problema que se presenta es resolver una estructura reticular hiperestática en tres dimensiones. El método que vamos a emplear para resolver la estructura es el "Método de la Rigidez" o "Método de los desplazamientos", por su versatilidad para ser usado tanto para estructuras isotáticas como para estructuras hiperestáticas, como la ventaja que tiene de poder programarse.

El Método de la Matriz de Rigidez o Método de los Desplazamientos involucra las siguientes ecuaciones :

- A) Ecuaciones de Equilibrio
- B) Ecuaciones Deformación-Desplazamientos
- C) Ecuaciones Fuerza-Deformación

A) Ecuaciones de Equilibrio

Un nudo en el espacio tridimensional tiene la posibilidad de desplazarse en tres direcciones, es decir posee tres grados de libertad y en cada nudo las fuerzas externas deben estar en equilibrio con las fuerzas internas.

Por ejemplo, para la figura 19 las ecuaciones de equilibrio con respecto a los ejes X, Y, Z , se expresan de la siguiente manera :

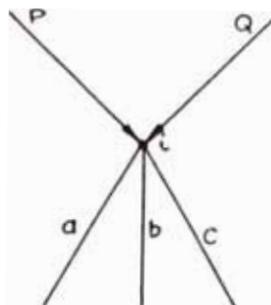


Fig. 19 Estado de equilibrio

$$P_x + Q_x = F_a l_a + F_b l_b + F_c l_c$$

$$P_y + Q_y = F_a m_a + F_b m_b + F_c m_c$$

$$P_z + Q_z = F_a n_a + F_b n_b + F_c n_c$$

donde :

P_x, P_y, P_z : Componentes de la fuerza "P" en las direcciones X, Y, Z

Q_x, Q_y, Q_z = Componentes de la fuerza "Q" en las direcciones X, Y, Z .

F_a, F_b, F_c = Fuerzas internas en las barras a, b, c, respectivamente

l_a, m_a, n_a = Cosenos directores del eje de la barra "a"

l_b, m_b, n_b = Cosenos directores del eje de la barra "b"

l_c, m_c, n_c = Cosenos directores del eje de la barra "c".

B) Ecuaciones Deformación-Desplazamiento

El desplazamiento de los nudos en la estructura por acción de las fuerzas externas originan variaciones en las longitudes de las barras denominadas elongaciones. En un análisis de primer orden se considera que sólo la componente del desplazamiento del nudo a lo largo de la barra cambia su longitud. Para la figura 20 que se muestra, las ecuaciones Deformación-Desplazamiento se expresan de la siguiente manera :

$$e_a = U_x l_a + U_y m_a + U_z n_a$$

$$e_b = U_x l_b + U_y m_b + U_z n_b$$

$$e_c = U_x l_c + U_y m_c + U_z n_c$$

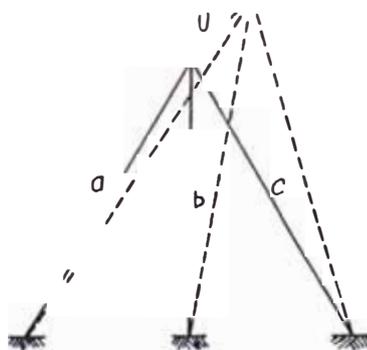


Fig. 20 Deformación desplazamiento

donde :

e_a, e_b, e_c = Elongaciones en las barras a, b, c, respectivamente

U_x, U_y, U_z = Componentes del desplazamiento en las direcciones X, Y, Z.

l_a, m_a, n_a = Cosenos directores del eje de la barra "a"

l_b, m_b, n_b = Cosenos directores del eje de la barra "b"

l_c, m_c, n_c = Cosenos directores del eje de la barra "c".

C) Ecuación Fuerza-Deformación

Se obtiene aplicando la ley de Hooke. Si a un elemento (barra) se le aplica un sistema de cargas como el mostrado en la figura 21, se produce en él una deformación "e". Si el material es homogéneo, uniforme y además la fuerza "F" se encuentra dentro del rango elástico del material, entonces la ecuación fuerza-deformación se puede expresar como sigue :

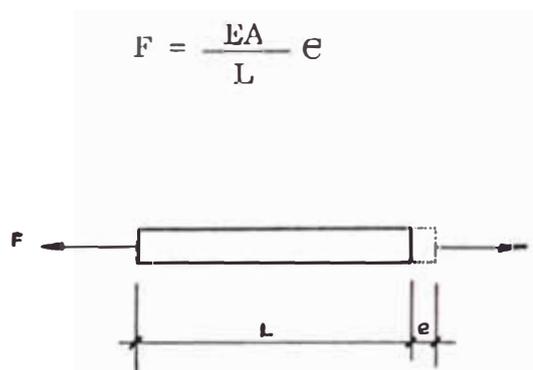


Fig. 21 Fuerza - deformación

donde :

F = Fuerza Aplicada (Kg)

E = Módulo de elasticidad del material (Kg/cm²)

A = Area de la sección transversal (cm²)

L = Longitud del elemento (cm)

e = Deformación total (cm)

Como para un elemento determinado : E, A, L permanece -

cen constantes, entonces la ecuación anterior puede expresarse de la siguiente manera :

$$F = K \times e$$

A la constante "K" se le denomina rigidez axial del elemento y se expresa :

$$K = \frac{EA}{L}$$

Si la deformación es unitaria, es decir $e = 1$, entonces $F = K$. Por lo que podría definirse a la rigidez axial como la fuerza que causa una deformación unitaria.

2.5.1.1 Matriz de Rigidez de la barra en el espacio

En la figura 22 la convención de signos considera positivo de i a j.

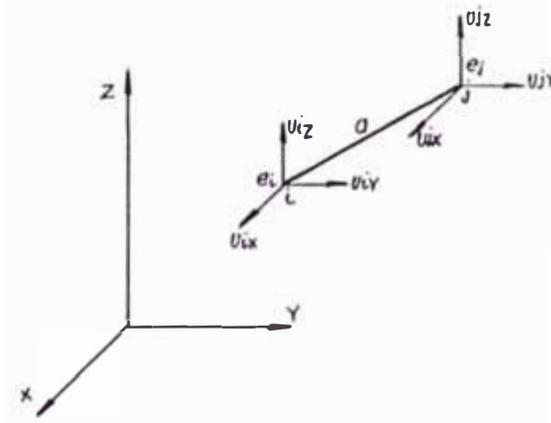


Fig. 22 Barra en el espacio

donde :

l, m, n = Cosenos directores del eje de la barra "a"

U_{ix}, U_{iy}, U_{iz} = Desplazamiento del nudo "i" en X, Y, Z.

U_{jx}, U_{jy}, U_{jz} = Desplazamiento del nudo "j" en X, Y, Z.

a) Ecuación Deformación-Desplazamiento

Si se produce un desplazamiento del nudo "i" en las direcciones X, Y, Z se puede expresar :

$$e_i = U_{ix} l + U_{iy} m + U_{iz} n$$

análogamente para el nudo "j"

$$e_j = U_{jx} l + U_{jy} m + U_{jz} n$$

De donde la deformación de la barra "a" es :

$$e_a = e_j - e_i = (U_{jx} - U_{ix})l + (U_{jy} - U_{iy})m + (U_{jz} - U_{iz})n$$

en forma matricial :

$$e_a = [1, m, n] \begin{matrix} (U_{jx} - U_{ix}) \\ (U_{jy} - U_{iy}) \\ (U_{jz} - U_{iz}) \end{matrix} \quad \delta$$

$$e_a = [1, m, n] \quad [\Delta U] \quad (2.22)$$

b) Ecuación Fuerza-Deformación

Por la Ley de Hooke

$$F_a = K_a \cdot e_a$$

$$F_a = K_a [1, m, n] [\Delta U] \quad (2.23)$$

c) Ecuaciones de Equilibrio

Del equilibrio en el nudo "i" se tiene:

$$P_{ix} = - F_{\sigma} l$$

$$P_{iy} = - F_{\sigma} m$$

$$P_{iz} = - F_{\sigma} n$$

En el nudo "j" :

$$P_{jx} = F_{\sigma} l$$

$$P_{jy} = F_{\sigma} m$$

$$P_{jz} = F_{\sigma} n \quad (2.24)$$

Reemplazando (2.23) en (2.24)

$$P_{ix} = - K_{\sigma} l [1, m, n] [\Delta U] = -K_{\sigma} [l^2, lm, ln] [\Delta U]$$

$$P_{iy} = - K_{\sigma} m [1, m, n] [\Delta U] = -K_{\sigma} [lm, m^2, mn] [\Delta U]$$

$$P_{iz} = - K_{\sigma} n [1, m, n] [\Delta U] = -K_{\sigma} [ln, mn, n^2] [\Delta U]$$

$$\text{si } \kappa = [1, m, n] \quad \kappa^T = \begin{bmatrix} 1 \\ m \\ n \end{bmatrix}$$

entonces :

$$[\kappa^T, \kappa] = \begin{bmatrix} l^2 & lm & ln \\ lm & m^2 & mn \\ ln & mn & n^2 \end{bmatrix}$$

Por lo que las relaciones anteriores pueden expresarse en forma matricial como :

$$P_i = - K_{\sigma} [\kappa^T, \kappa] [\Delta U]$$

$$P_j = K_{\sigma} [\kappa^T, \kappa] [\Delta U]$$

Desarrollando las ecuaciones anteriores :

$$P_i = -K_a \begin{bmatrix} \alpha^T \\ \alpha \end{bmatrix} [U_j - U_i] = +K_a \begin{bmatrix} \alpha^T \\ \alpha \end{bmatrix} U_i - K_a \begin{bmatrix} \alpha^T \\ \alpha \end{bmatrix} U_j$$

$$P_j = K_a \begin{bmatrix} \alpha^T \\ \alpha \end{bmatrix} [U_j - U_i] = -K_a \begin{bmatrix} \alpha^T \\ \alpha \end{bmatrix} U_i + K_a \begin{bmatrix} \alpha^T \\ \alpha \end{bmatrix} U_j$$

$$\begin{bmatrix} P_i \\ P_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_a \begin{bmatrix} \alpha^T \\ \alpha \end{bmatrix} & -K_a \begin{bmatrix} \alpha^T \\ \alpha \end{bmatrix} \\ -K_a \begin{bmatrix} \alpha^T \\ \alpha \end{bmatrix} & K_a \begin{bmatrix} \alpha^T \\ \alpha \end{bmatrix} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_i \\ U_j \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

$$\begin{bmatrix} P_i \\ P_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ij} \\ K_{ji} & K_{jj} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_i \\ U_j \end{bmatrix}$$

donde :

$$K_{ii} = K_{jj} = K_a \begin{bmatrix} l^2 & lm & ln \\ lm & m^2 & mn \\ ln & mn & n^2 \end{bmatrix}$$

$$K_{ij} = K_{ji} = -K_a \begin{bmatrix} l^2 & lm & ln \\ lm & m^2 & mn \\ ln & mn & n^2 \end{bmatrix}$$

En general la ecuación Fuerza-Desplazamiento de una barra en el espacio puede representarse en forma matricial como :

$$[P] = [K] [U]$$

donde :

$$K = \begin{bmatrix} K_{al}^2 & K_{alm} & K_{aln} & -K_{al}^2 & -K_{alm} & -K_{aln} \\ K_{alm} & K_{am}^2 & K_{amn} & -K_{alm} & -K_{am}^2 & -K_{amn} \\ K_{aln} & K_{amn} & K_{an}^2 & -K_{aln} & -K_{amn} & -K_{an}^2 \\ -K_{al}^2 & -K_{alm} & -K_{aln} & K_{al}^2 & K_{alm} & K_{aln} \\ -K_{alm} & -K_{am}^2 & -K_{amn} & K_{alm} & K_{am}^2 & K_{amn} \\ -K_{aln} & -K_{amn} & -K_{an}^2 & K_{aln} & K_{amn} & K_{an}^2 \end{bmatrix}$$

(2.26)

Que viene a ser la matriz de rigidez de una barra en el espacio respecto a los ejes globales. La parte superior izquierda es la contribución de la

barra a la rigidez del nudo "i", la parte inferior derecha es la contribución de la barra a la rigidez del nudo "j", nótese que la matriz es cuadrada y simétrica.

2.5.1.2 Ensamblaje de la Matriz de Rigidez

La matriz de rigidez es una propiedad inherente a la estructura y está basada en datos de la misma . En cualquier programa de cómputo es conveniente obtener la matriz de rigidez del nudo sumando las contribuciones de las matrices de rigidez de elementos individuales. Por ejemplo, si el siguiente conjunto de barras es parte de un reticulado espacial de "n" nudos. El procedimiento para el ensamblaje de la matriz de rigidez es como sigue :

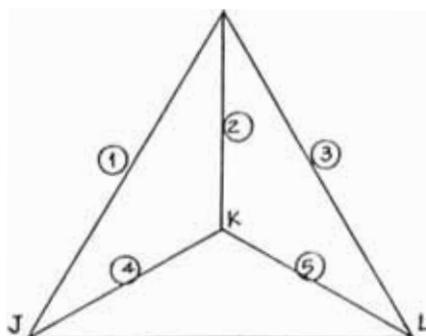


Fig. 23 Reticulado espacial .

# Elemento	Origen	Destino
1	i	J
2	i	K
3	i	L

En una estructura espacial sin restricción la matriz de rigidez es simétrica, cuadrada, de orden $3n$ y la contribución de las barras a la rigidez de los nudos al cual concurren se encuentran a lo largo de la diagonal principal. En el gráfico podemos ver que al nudo "i" concurren las barras 1, 2 y 3.

La matriz de rigidez para la figura 23 de cada barra sería :

$$K_{ii_1} = K_{jj_1} = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ij} \\ K_{ji} & K_{jj} \end{bmatrix}$$

$$K_{ii_2} = K_{kk_2} = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{ik} \\ K_{ki} & K_{kk} \end{bmatrix}$$

$$K_{ii_3} = K_{ll_3} = \begin{bmatrix} K_{ii} & K_{il} \\ K_{li} & K_{ll} \end{bmatrix}$$

Entonces parte de la matriz de rigidez de la estructura sería :

$$\begin{bmatrix} K_{ii(j+z)}K_{ij} & K_{ik} & K_{iL} \\ & K_{jj+(z+\theta)}K_{jk} & K_{jL} \\ & & K_{kk(z+\theta)}K_{kl} \\ & & & K_{LL(z+\theta)} \end{bmatrix}$$

donde :

$$K_{ii_1} = K_1 \begin{bmatrix} l_1^2 & l_1 m_1 & l_1 n_1 \\ l_1 m_1 & m_1^2 & m_1 n_1 \\ l_1 n_1 & m_1 n_1 & n_1^2 \end{bmatrix}$$

$$K_{ii_2} = K_2 \begin{bmatrix} l_2^2 & l_2 m_2 & l_2 n_2 \\ l_2 m_2 & m_2^2 & m_2 n_2 \\ l_2 n_2 & m_2 n_2 & n_2^2 \end{bmatrix}$$

$$K_{ii_3} = K_3 \begin{bmatrix} l_3^2 & l_3 m_3 & l_3 n_3 \\ l_3 m_3 & m_3^2 & m_3 n_3 \\ l_3 n_3 & m_3 n_3 & n_3^2 \end{bmatrix}$$

El número en la parte inferior indica la barra.

Donde no hay contribución de barra el valor de la submatriz es cero. Análogamente se procede al ensamblaje de la matriz de cualquier otra estructura.

2.5.1.2.1 Características de la Matriz de Rigidez, Complementando lo anteriormente expresado sobre la matriz de rigidez, ésta presenta las siguientes características :

- i) Cada fila representa un grado de libertad.
- ii) Los elementos de cada fila representan a las fuerzas que causan deformación unitaria en la dirección del grado de libertad al que representa la fila.
- iii) Como las fuerzas en cada grado de libertad deben estar en equilibrio, la suma de los valores de cada fila debe ser cero.
- iv) Por la propiedad de simetría de la matriz sin restricción en los grados de libertad, la suma de los valores de cada columna también debe ser cero.
- v) La matriz de rigidez considera tanto propiedades mecánicas del material como las propiedades geométricas de la estructura.
- vi) Los valores de la diagonal principal deben ser positivos y distintos de cero ya que de lo contrario se presentarían casos de singularidad de la matriz.

triz debido principalmente a causa de inestabilidad estática.

vii) K_{ij} es la fuerza en la dirección del grado de libertad "j" debido a un desplazamiento unitario en la dirección del grado de libertad "i".

2.5.1.2.2 Importancia de la Numeración de Nudos

Como sabemos la matriz de rigidez de una estructura espacial es una matriz cuadrada simétrica y de orden tres veces el número de nudos. El número tres se debe a que tiene tres grados de libertad por nudo pero no todos los valores de esta matriz tienen elementos distintos de cero.

Los elementos cuyo valor es distinto de cero se agrupan por lo general a ambos lados de la diagonal principal, formando una banda, por lo que se le conoce con el nombre en algunos casos de "Matriz Banda" o "Matriz Bandeada". El ancho de la semibanda es igual a la

máxima diferencia entre los nudos "i" y "j" de un elemento de la estructura, más uno multiplicado por el número de grados de libertad por nudo.

$$MAB = [\text{máx. dif. (i-j)} + 1] \times G.L. \quad (2.27)$$

donde :

MAB = Máximo ancho de semibanda

G.L. = Grados de libertad

Cuando la numeración de los nudos no es correcta se podría tener el caso de que el máximo ancho de semibanda coincida con el orden de la matriz lo que implica que se esté trabajando con una matriz llena con algunos elementos iguales a ce-ro, ocupando lugares en la memoria, au-mentando el tamaño de la matriz y au-mentando el tiempo de ejecución.

2.5.1.2.3 Descomposición de Matrices

En una armadura, la matriz de rigidez $[K]$ puede expresarse como el producto de tres matrices :

$$[K] = [E][R][D]$$

donde :

$[K]$ = Matriz de rigidez de la armadura

$[E]$ = Matriz de equilibrio que contiene a los vectores unitarios

$[D]$ = Matriz transpuesta de $[E]$

$[R]$ = Matriz de rigidez axial EA/L

En el análisis computacional es mucho más aconsejable el ensamblaje de la matriz de rigidez, dado que es mucho más práctico y rápido.

$$[P] = [K] [U] \quad (2.28)$$

donde :

$[P]$ = Vector de cargas externas

$[K]$ = Matriz de rigidez

$[U]$ = Vector desplazamiento Nodal.

2.5.1.2.4 Método de Gauss-Jordan

El Método de Gauss-Jordan nos sirve para desarrollar el conjunto de ecuaciones lineales de la expresión (2.28). Este sistema de ecuaciones lineales y simultáneas al ser desarrollado nos da los valores de los desplazamientos nodales $[U]$.

2.5.1.3 Ejemplos de Aplicación

2.5.1.3.1 Numeración de Nudos

- a) Para la armadura que se muestra, de terminar el máximo ancho de semi-banda.

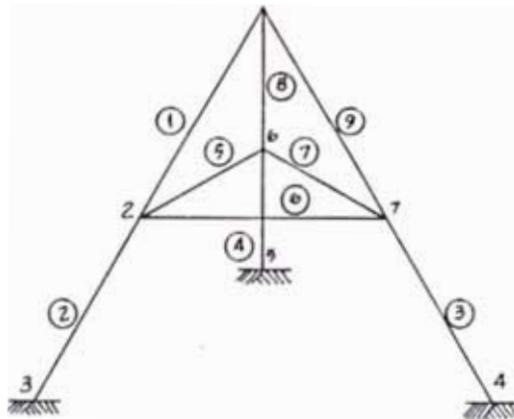


Fig. 24 Numeración incorrecta de nudos

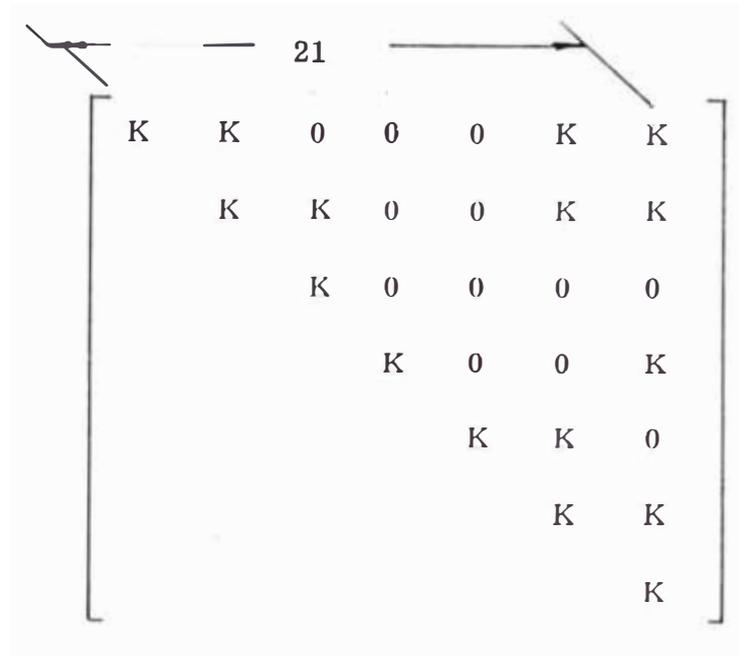
Solución :

$$MAB = [\text{Máx. Dif. } (i-j) + 1] \cdot G.L.$$

$$MAB = [7 - 1 + 1] \cdot 3$$

$$MAB = 21$$

Entonces la matriz de rigidez tendrá el siguiente aspecto :



donde :

K = Matriz distinta de cero de orden 3

0 = Matriz cero de orden 3

- b) Para la misma figura, pero con diferente numeración de nudos hallar el ancho de semibanda.

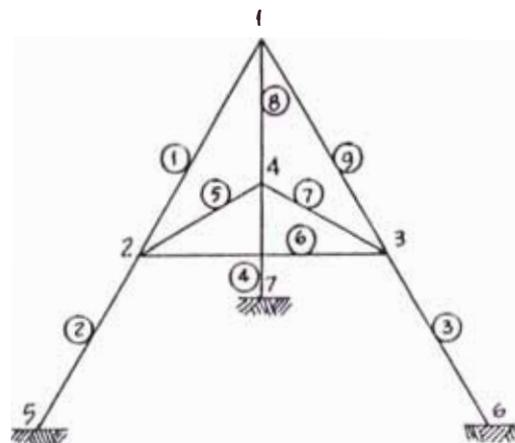


Fig. 25: Numeración correcta de nudos

$$\begin{array}{c}
 \swarrow \quad \quad \quad \searrow \\
 \xrightarrow{\quad 12 \quad} \xrightarrow{\quad} \\
 \left[\begin{array}{ccccccc}
 K & K & K & K & 0 & 0 & 0 \\
 & K & K & K & K & 0 & 0 \\
 & & K & K & 0 & K & 0 \\
 & & & K & 0 & 0 & K \\
 & & & & K & 0 & 0 \\
 & & & & & K & 0 \\
 & & & & & & K
 \end{array} \right]
 \end{array}$$

$$MAB = [7 - 4 + 1] \cdot 3$$

$$MAB = 12$$

Si comparamos el número de memorias que se han de utilizar para cada caso tenemos :

$$\text{Dimensión} = \text{Orden de Matriz} \cdot MAB$$

$$\text{Dimensión a} = 21 \cdot 21 = 441 \quad (\text{ caso a})$$

$$\text{Dimensión b} = 21 \cdot 12 = 252 \quad (\text{ caso b})$$

$$\frac{\text{Dimensión b}}{\text{Dimensión a}} \times 100 = 57 \%$$

Esto significa que con una numeración de nudos adecuada podemos ahorrar casi la mitad de memorias al momento de programar.

Esto cobra más importancia cuando es mayor la cantidad de nudos.

2.5.1.3.2 Ensamblaje de Matriz de Rigidez

a) Para la siguiente armadura :

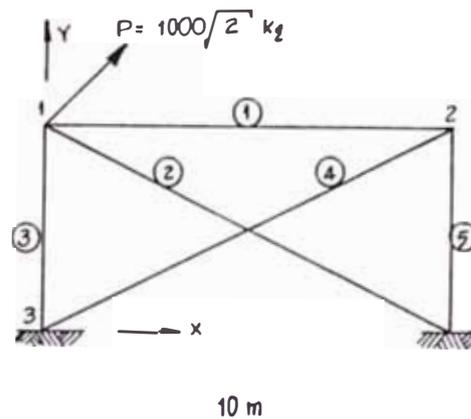


Fig. 26 Reticulado bidimensional

- i) Ensamblar la matriz de rigidez
- ii) Calcular el desplazamiento en los nu
dos empleando el método de Gauss -
Jordan
- iii) Calcular los esfuerzos en las barras.
Trazando los ejes coordenados de refe -
rencia como lo muestra la figura 26, y
para un solo tipo de material, para la ar
madura (tipo 1) con $E = 2.04 \times 10^6$
 Kg/cm^2 y $A = 1 \text{ cm}^2$, pasamos a calcu -
lar.

Solución :

i) Ensamblando la matriz de rigidez de acuerdo a la figura 26

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{bmatrix}$$

Nudo	Coordenadas		Elemento	Conectividad		
	X	Y		i	j	tipo
1	0	5	1	1	2	1
2	10	5	2	1	4	1
3	0	0	3	1	3	1
4	10	0	4	2	3	1
			5	2	4	1

$$\begin{aligned} [K_{11}]_1 &= (10, 5) - (0, 5) \Rightarrow \left(\frac{10}{10}, \frac{0}{10} \right) \Rightarrow \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} = \\ &= \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{10} \times \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} [K_{11}]_2 &= (10, 0) - (0, 5) \Rightarrow \left(\frac{10}{\sqrt{125}}, \frac{-5}{\sqrt{125}} \right) \Rightarrow \begin{bmatrix} \frac{100}{125} & -\frac{50}{125} \\ -\frac{50}{125} & -\frac{25}{125} \end{bmatrix} = \\ &= \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{125}} \times \begin{bmatrix} \frac{100}{125} & -\frac{50}{125} \\ -\frac{50}{125} & -\frac{25}{125} \end{bmatrix} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} [K_{11}]_3 &= (0, 0) - (0, 5) \Rightarrow \left(\frac{0}{5}, \frac{-5}{5} \right) \Rightarrow \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} = \\ &= \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{5} \times \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

Entonces :

$$[K_{11}]_1 = \begin{bmatrix} 204,000 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[K_{11}]_2 = \begin{bmatrix} 145,970.5 & -72,985.2 \\ -72,985.2 & 36,492.6 \end{bmatrix}$$

$$[K_{11}]_3 = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 408,000 \end{bmatrix}$$

$$[K_{11}] = \begin{bmatrix} 349,970.5 & -72,985.2 \\ -72,985.2 & 444,492.6 \end{bmatrix}$$

$$[K_{22}]_1 = (0, 5) - (10, 5) \Rightarrow \left(\frac{-10}{10}, \frac{0}{10} \right) \Rightarrow \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} =$$

$$= \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{10} \times \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[K_{22}]_4 = (0, 0) - (10, 5) \Rightarrow \left(\frac{-10}{\sqrt{125}}, \frac{-5}{\sqrt{125}} \right) \Rightarrow \begin{bmatrix} \frac{100}{125} & \frac{50}{125} \\ \frac{50}{125} & \frac{25}{125} \end{bmatrix} =$$

$$= \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{125}} \times \begin{bmatrix} \frac{100}{125} & \frac{50}{125} \\ \frac{50}{125} & \frac{25}{125} \end{bmatrix}$$

$$[K_{22}]_5 = (10, 0) - (10, 5) \Rightarrow \left(0, \frac{-5}{5} \right) \Rightarrow \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} =$$

$$= \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{5} \times \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Entonces :

$$[K_{zz}]_1 = \begin{bmatrix} 204,000 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

$$[K_{zz}]_4 = \begin{bmatrix} 145,970.5 & 72,985.2 \\ 72,985.2 & 36,492.6 \end{bmatrix}$$

$$[K_{zz}]_5 = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 408,000 \end{bmatrix}$$

$$[K_{zz}] = \begin{bmatrix} 349,970.5 & 72,985.2 \\ 72,985.2 & 444,492.6 \end{bmatrix}$$

$$[K_{tz}] = -[K_{tt}]_1 = \begin{bmatrix} -204,000 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Ensamblando, la matriz de rigidez será :

$$K = \begin{bmatrix} 349,970.5 & -72,985.2 & -204,000 & 0 \\ -72,985.2 & 444,492.6 & 0 & 0 \\ -204,000 & 0 & 349,970.5 & 72,985.2 \\ 0 & 0 & 72,985.2 & 444,492.6 \end{bmatrix}$$

ii) Calculando desplazamientos en los nudos

De (2.28)

$$\begin{bmatrix} 349,970.5 & -72,985.2 & -204,000 & 0 \\ -72,985.2 & 444,492.6 & 0 & 0 \\ -204,000 & 0 & 349,970.5 & 72,985.2 \\ 0 & 0 & 72,985.2 & 444,492.6 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_{1x} \\ U_{1y} \\ U_{2x} \\ U_{2y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_{1x} \\ P_{1y} \\ P_{2x} \\ P_{2y} \end{bmatrix}$$

Resolviendo por el método de Gauss-Jordan

349,970.5	-72,985.2	-204,000	0	1,000
-72,985.2	444,492.6	0	0	1,000
-204,000	0	349,970.5	72,985.2	0
0	0	72,985.2	44,492.6	0

349,970.5	-72,985.2	-204,000	0	1,000
0	429,271.8	-42,543.5	0	1,208.5
0	-42,543.5	231,057.6	72,985.2	582.9
0	0	72,985.2	444,492.6	0

349,970.5	-72,985.2	-204,000	0	1,000
0	429,271.8	-42,543.5	0	1,208.5
0	0	226,841.3	72,985.2	702.7
0	0	72,985.2	444,492.6	0

$$\begin{bmatrix} 349,970.5 & -72,985.2 & -204,000 & 0 \\ 0 & 429,271.8 & -42,543.5 & 0 \\ 0 & 0 & 226,841.3 & 72,985.2 \\ 0 & 0 & 0 & 421,009.9 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_{1x} \\ U_{1y} \\ U_{2x} \\ U_{2y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,000 \\ 1,208.5 \\ 702.7 \\ -226.1 \end{bmatrix}$$

$$U_{2Y} = - \frac{226.1}{421,009.9} \quad \diamond \quad U_{2Y} = -5.3704 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$226,841.3 U_{2X} = 702.7 - 72,985.2 U_{2Y}$$

$$U_{2X} = \frac{702.7}{226,841.3} - \frac{72,985.2}{226,841.3} (-5.3704 \times 10^{-4}) \quad \diamond \quad U_{2X} =$$

$$= 3.27055 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$429,271.8 U_{1Y} = 1,208.5 + 42,543.5 U_{2X}$$

$$U_{1Y} = \frac{1,208.5}{429,271.8} + \frac{42,543.5}{429,271.8} (3.27055 \times 10^{-3}) \quad \diamond \quad U_{1Y} =$$

$$= 3.13936 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$349,970.5 U_{1X} = 1,000 + 72,985.2 U_{1Y} + 204,000 U_{2X}$$

$$U_{1X} = \frac{1,000}{349,970.5} + \frac{72,985.2}{349,970.5} (3.13936 \times 10^{-3}) +$$

$$\frac{204,000}{349,970.5} (3.27055 \times 10^{-3}) \quad \diamond \quad U_{1X} = 5.41851 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Los desplazamientos serán :

$$U_{1X} = 5.41851 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$U_{1Y} = 3.13936 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$U_{2X} = 3.27055 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$U_{2Y} = -5.37040 \times 10^{-4} \text{ m}$$

iii) Calculando los esfuerzos en los elementos :

De la fórmula (2.19) para una armadura bidimensional tenemos :

$$F = K \begin{bmatrix} 1, m \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \Delta U \end{bmatrix}$$

Los esfuerzos en cada elemento serán los siguientes :

$$F_1 = \frac{E \times A}{L_1} \times [l_1, m_1] \times \begin{bmatrix} U_{2x} - U_{1x} \\ U_{2y} - U_{1y} \end{bmatrix}$$

$$F_1 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{10} \times (1, 0) \times \begin{bmatrix} (3.27055 \times 10^{-3} - 5.41851 \times 10^{-3}) \\ (-5.37040 \times 10^{-4} - 3.13936 \times 10^{-3}) \end{bmatrix}$$

$$F_1 = 204,000 \times (3.27055 - 5.41851) \times 10^{-3}$$

$$F_1 = -438.18 \text{ Kg.}$$

$$F_2 = \frac{E \times A}{L_2} \times [l_2, m_2] \times \begin{bmatrix} U_{4x} - U_{1x} \\ U_{4y} - U_{1y} \end{bmatrix}$$

$$F_2 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{125}} \times \left(\frac{10}{\sqrt{125}}, -\frac{5}{\sqrt{125}} \right) \times \begin{bmatrix} (0 - 5.41851 \times 10^{-3}) \\ (0 - 3.13936 \times 10^{-3}) \end{bmatrix}$$

$$F_2 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{125} (-10 \times 5.41851 \times 10^{-3} + 5 \times 3.13936 \times 10^{-3})$$

$$F_2 = -628.13 \text{ Kg.}$$

$$F_3 = \frac{E \times A}{L_3} \times [l_3, m_3] \times \begin{bmatrix} U_{3x} - U_{1x} \\ U_{3y} - U_{1y} \end{bmatrix}$$

$$F_3 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{5} \times (0, -1) \times \begin{bmatrix} (0 - 5.41851 \times 10^{-3}) \\ (0 - 3.13936 \times 10^{-3}) \end{bmatrix}$$

$$F_3 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{5} (3.13936 \times 10^{-3})$$

$$F_3 = 1,280.86 \text{ Kg.}$$

$$F_4 = \frac{E \times A}{L_4} \times [l_4, m_4] \times \begin{bmatrix} U_{3x} - U_{2x} \\ U_{3y} - U_{2y} \end{bmatrix}$$

$$F_4 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{125}} \times \left(-\frac{10}{\sqrt{125}}, -\frac{5}{\sqrt{125}} \right) \times \begin{bmatrix} (0 - 3.27055 \times 10^{-3}) \\ (0 + 5.37040 \times 10^{-4}) \end{bmatrix}$$

$$F_4 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{125} (10 \times 3.27055 \times 10^{-3} - 5 \times 5.37040 \times 10^{-4})$$

$$F_4 = 489.93 \text{ Kg.}$$

$$F_5 = \frac{E \times A}{L_5} \times (l_5, m_5) \times \begin{bmatrix} U_{4x} - U_{2x} \\ U_{4y} - U_{2y} \end{bmatrix}$$

$$F_5 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{5} \times (0, -1) \times \begin{bmatrix} (0 - 3.27055 \times 10^{-3}) \\ (0 + 5.37040 \times 10^{-4}) \end{bmatrix}$$

$$F_5 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{5} (-5.3704 \times 10^{-4})$$

$$F_5 = -219.11 \text{ Kg.}$$

Los esfuerzos en los elementos serán :

Elemento	Fuerza	Sentido	
	(Kg)	Tracción	Compresión
1	438.18		C
2	628.13		C
3	1,280.86	T	
4	489.93	T	
5	219.11		C

Entonces la armadura al ser solicitada de la manera como lo

muestra la figura 27, determina esfuerzos en sus elementos de la magnitud y sentidos determinados en el punto anterior y que se ilustran de la manera siguiente :

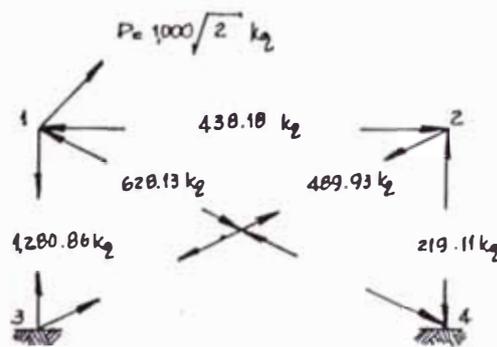


Fig. 27 Esfuerzos en el reticulado

b) Para el siguiente articulado :

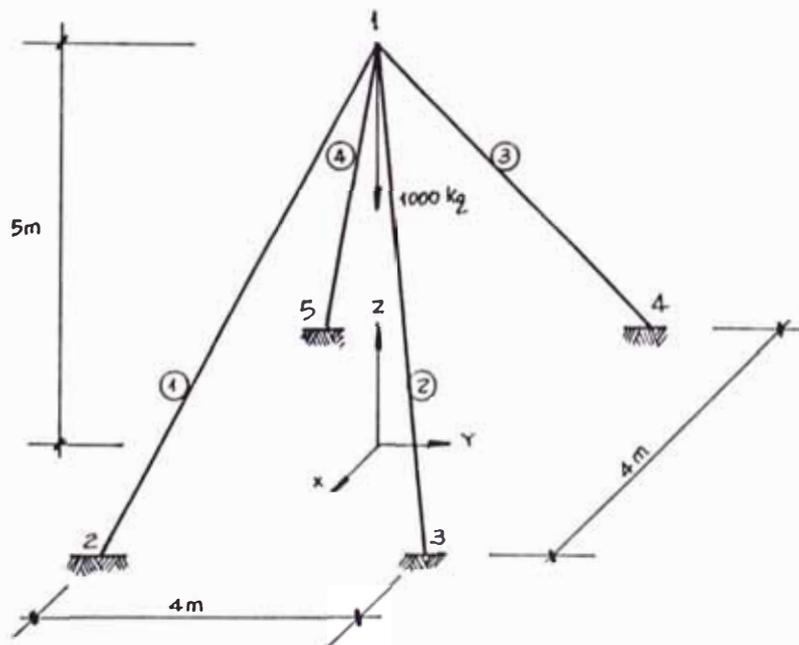


Fig. 28 Articulado especial

- i) Ensamblar la matriz de rigidez
- ii) Empleando el método de Gauss-Jordan , hallar los desplazamientos nodales.
- iii) Calcular los esfuerzos en las barras

Solución

- i) Armandó la matriz de rigidez

De la figura 28 tenemos que solo el nudo 1 tiene desplazamiento, luego , solo armaremos la matriz de rigidez de este nudo.

Nudo	Coordenadas			Elemento	Conectividad		
	X	Y	Z		i	j	tipo
1	0	0	5	1	1	2	1
2	2	-2	0	2	1	3	1
3	2	2	0	3	1	4	1
4	-2	2	0	4	1	5	1
5	-2	-2	0				

$$[K_{11}] = (2, -2, 0) - (0, 0, 5) \phi \left(\frac{2}{\sqrt{33}}, -\frac{2}{\sqrt{33}}, -\frac{5}{\sqrt{33}} \right) \phi$$

$$\begin{bmatrix} \frac{4}{33} & -\frac{4}{33} & -\frac{10}{33} \\ \frac{4}{33} & \frac{4}{33} & \frac{10}{33} \\ -\frac{10}{33} & \frac{10}{33} & \frac{25}{33} \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned}
 [K_{II}]_1 &= \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{33}} \cdot \begin{bmatrix} \frac{4}{33} & -\frac{4}{33} & -\frac{10}{33} \\ -\frac{4}{33} & \frac{4}{33} & \frac{10}{33} \\ -\frac{10}{33} & \frac{10}{33} & \frac{25}{33} \end{bmatrix} = \\
 &\quad \underline{\underline{\begin{matrix} 43,044.6 & -43,044.6 & -107,611.6 \\ -43,044.6 & 43,044.6 & 107,611.6 \\ -107,611.6 & 107,611.6 & 269,029 \end{matrix}}}
 \end{aligned}$$

$$[K_{II}]_2 = (2, 2, 0) - (0, 0, 5) \Rightarrow \left(\frac{2}{\sqrt{33}}, \frac{2}{\sqrt{33}}, -\frac{5}{\sqrt{33}} \right) \Rightarrow$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{4}{33} & \frac{4}{33} & -\frac{10}{33} \\ \frac{4}{33} & \frac{4}{33} & -\frac{10}{33} \\ -\frac{10}{33} & -\frac{10}{33} & \frac{25}{33} \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned}
 [K_{II}]_2 &= \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{33}} \cdot \begin{bmatrix} \frac{4}{33} & \frac{4}{33} & -\frac{10}{33} \\ \frac{4}{33} & \frac{4}{33} & -\frac{10}{33} \\ -\frac{10}{33} & -\frac{10}{33} & \frac{25}{33} \end{bmatrix} = \\
 &\quad \underline{\underline{\begin{matrix} 43,044.6 & 43,044.6 & -107,611.6 \\ 43,044.6 & 43,044.6 & -107,611.6 \\ -107,611.6 & -107,611.6 & 269,029 \end{matrix}}}
 \end{aligned}$$

$$[K_{II}]_3 = (-2, 2, 0) - (0, 0, 5) \Rightarrow \left(-\frac{2}{\sqrt{33}}, \frac{2}{\sqrt{33}}, -\frac{5}{\sqrt{33}}\right) \Rightarrow$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{4}{33} & -\frac{4}{33} & \frac{10}{33} \\ -\frac{4}{33} & \frac{4}{33} & -\frac{10}{33} \\ \frac{10}{33} & -\frac{10}{33} & \frac{25}{33} \end{bmatrix}$$

$$[K_{II}]_3 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{33}} \times \begin{bmatrix} \frac{4}{33} & -\frac{4}{33} & \frac{10}{33} \\ -\frac{4}{33} & \frac{4}{33} & -\frac{10}{33} \\ \frac{10}{33} & -\frac{10}{33} & \frac{25}{33} \end{bmatrix} =$$

$$\begin{array}{ccc} \hline 43,044.6 & -43,044.6 & 107,611.6 \\ -43,044.6 & 43,044.6 & -107,611.6 \\ \hline 107,611.6 & -107,611.6 & 269,029 \end{array}$$

$$[K_{II}]_4 = (-2, -2, 0) - (0, 0, 5) \Rightarrow \left(-\frac{2}{\sqrt{33}}, -\frac{2}{\sqrt{33}}, -\frac{5}{\sqrt{33}}\right) \Rightarrow$$

$$= K \begin{bmatrix} \frac{4}{33} & \frac{4}{33} & \frac{10}{33} \\ \frac{4}{33} & \frac{4}{33} & \frac{10}{33} \\ \frac{10}{33} & \frac{10}{33} & \frac{25}{33} \end{bmatrix}$$

$$[K_{II}]_4 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{33}} \times \begin{bmatrix} \frac{4}{33} & \frac{4}{33} & \frac{10}{33} \\ \frac{4}{33} & \frac{4}{33} & \frac{10}{33} \\ \frac{10}{33} & \frac{10}{33} & \frac{25}{33} \end{bmatrix} =$$

$$\begin{array}{ccc}
 43,044.6 & 43,044.6 & 107,611.6 \\
 = 43,044.6 & 43,044.6 & 107,611.6 \\
 107,611.6 & 107,611.6 & 269,029
 \end{array}$$

Sumando : $K_{11\ 1} + K_{11\ 2} + K_{11\ 3} + K_{11\ 4}$

$$K = \begin{bmatrix} 172,178.4 & 0 & 0 \\ 0 & 172,178.4 & 0 \\ 0 & 0 & 1'076,116 \end{bmatrix}$$

Que constituye la matriz de rigidez de la armadura de la figura 28.

ii) Hallando desplazamientos :

$$\begin{array}{ccc|cc}
 172,178.4 & 0 & 0 & 0 & X \\
 0 & 172,178.4 & 0 & 0 & Y \\
 0 & 0 & 1'076,116 & -1000 & Z
 \end{array}$$

$$U_{1z} = -9.29267 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$U_{1y} = 0$$

$$U_{1x} = 0$$

iii) Hallando esfuerzos en cada barra :

$$F_t = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{33}} \times \left[\frac{2}{\sqrt{33}}, -\frac{2}{\sqrt{33}}, -\frac{5}{\sqrt{33}} \right] \times \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ +9.29267 \times 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$F_t = -\frac{2.04 \times 10^7 \times (46.46335)}{33} \quad F_t = -287.22 \text{ Kg.}$$

$$F_2 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{33}} \times \left[\frac{2}{\sqrt{33}}, \frac{2}{\sqrt{33}}, -\frac{5}{\sqrt{33}} \right] \times \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ +9.29267 \times 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$F_2 = -\frac{2.04 \times 10^6 \times 10^{-4} \times (46.46335)}{33} \quad F_2 = -287.22 \text{ Kg.}$$

$$F_3 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{33}} \times \left[-\frac{2}{\sqrt{33}}, \frac{2}{\sqrt{33}}, \frac{5}{\sqrt{33}} \right] \times \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ +9.29267 \times 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$F_3 = -\frac{2.04 \times 10^6 \times 10^{-4} \times (46.46335)}{33} \quad F_3 = -287.22 \text{ Kg.}$$

$$F_4 = \frac{2.04 \times 10^6 \times 1}{\sqrt{33}} \times \left[-\frac{2}{\sqrt{33}}, \frac{2}{\sqrt{33}}, -\frac{5}{\sqrt{33}} \right] \times \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ +9.29267 \times 10^{-4} \end{bmatrix}$$

$$F_4 = -\frac{2.04 \times 10^6 \times 10^{-4} \times (46.46335)}{33} \quad F_4 = -287.22 \text{ Kg.}$$

Elemento	Fuerza (Kg.)	Sentido	
		Tracción	Compresión
1	287.22		C
2	287.22		C
3	287.22		C
4	287.22		C

2.5.2 Determinación de esfuerzos axiales por el Método de la Rigidez, en la estructura propuesta

Obtenida la configuración preliminar de la estructura y calculadas las cargas que actúan sobre la misma, estamos en condiciones de calcular los esfuerzos en todos los elementos por el método de la rigidez.

2.5.2.1 Numeración de Nudos y Conectividad

La numeración de nudos es un detalle muy importante en el cálculo, de ello depende que armemos una matriz de rigidez muy amplia o muy compacta. Como se explicó en el punto anterior, una numeración inteligente de nudos en la estructura, determinará un menor semiancho de banda en la matriz de rigidez, y por tanto mayor agilidad en el empleo del método de Gauss-Jordan para la solución de ecuaciones simultáneas, con el consiguiente ahorro de trabajo y de tiempo.

Debemos precisar que aplicamos el método de la rigidez a la estructura en el espacio, reduciéndola al plano bidimensional. Simplemente, reflejando las cargas que actúan tridimensionalmente sobre la estructura, en cada cara de la misma. Esto es, ob

tendremos los esfuerzos en cada cara, al final, su perponiendo los esfuerzos de las caras que se relacionan mutuamente conseguiremos los esfuerzos de los elementos de la estructura. Esta aproximación, desde luego muy confiable, se hace teniendo en cuenta que una matriz de rigidez con menor cantidad de nudos y con dos grados de libertad por nudo, es mejor manejable que una con mayor cantidad de nudos y en el espacio.

El ahorro de trabajo por armado de matriz y de tiempo de ejecución de cualquier programa para la obtención de los esfuerzos finales, es considerable, cuando se trata de armaduras bidimensionales comparadas con las tridimensionales.

2.5.2.2 Determinación de Coordenadas

De la numeración de nudos figura 2.9 :

Nudo	X	Y
1	-0.30	27.50
2	0.30	27.50
3	-0.30	27.00
4	0.30	27.00
5	1.50	27.00
6	-0.30	26.50
7	0.30	26.50
8	-1.50	26.00
9	-0.30	26.00
10	0.30	26.00
11	-0.30	25.50
12	0.30	25.50
13	-0.30	25.00
14	0.30	25.00
15	1.50	25.00
16	-0.375	24.25
17	0.375	24.25
18	-0.475	23.25
19	0.475	23.25
20	-0.575	22.25

Tabla 4 Coordenadas de nudos

Nudo	X	Y
21	0.575	22.25
22	-0.70	21.00
23	0.70	21.00
24	-0.85	19.50
25	0.85	19.50
26	-1.05	17.50
27	1.05	17.50
28	-1.25	15.50
29	1.25	15.50
30	-1.50	13.00
31	1.50	13.00
32	-1.75	10.50
33	1.75	10.50
34	-2.05	7.50
35	2.05	7.50
36	-2.20	6.00
37	0	6.00
38	2.20	6.00
39	-2.80	0
40	2.80	0

Tabla 4a Coordenadas de nudos

2.5.2.3 Conectividad de Elementos

De la conectividad en la figura 29 :

Elemento	Ni	Nj	tipo
1	1	3	2
2	3	6	2
3	6	9	2
4	9	11	2
5	11	13	2
6	13	16	
7	16	18	2
8	18	20	2
9	20	22	2
10	22	24	2
11	24	26	1
12	26	28	1
13	28	30	1
14	30	32	1
15	32	34	1
16	34	36	1
17	36	39	1
18	2	4	2
19	4	7	2
20	7	10	2

Tabla 5 Conectividad de nudos

Elemento	Ni	Nj	tipo
21	10	12	2
22	12	14	2
23	14	17	2
24	17	19	2
25	19	21	2
26	21	23	2
27	23	25	2
28	25	27	1
29	27	29	
30	29	31	1
31	31	33	1
32	33	35	1
33	35	38	1
34	38	40	1
35	1	2	4
36	2	5	4
37	4	5	3
38	3	4	3
39	6	8	4
40	8	9	3

Tabla 5a Conectividad de nudos

Elemento	Ni	Nj	<u>tipo</u>
41	9	10	3
42	12	15	4
43	14	15	3
44	13	14	3
45	1	4	4
46	2	3	4
47	3	7	4
48	4	6	4
49	6	10	4
50	7	9	4
51	9	12	4
52	10	11	4
53	11	14	4
54	12	13	
55	13	17	4
56	14	16	4
57	16	19	4
58	17	18	4
59	18	21	4
60	19	20	4

Tabla 5b Conectividad de nudos

Elemento	N_i	N_j	tipo
61	20	23	4
62	21	22	4
63	22	25	4
64	23	24	4
65	24	27	3
66	25	26	3
67	26	29	3
68	27	28	3
69	28	31	3
70	29	30	3
71	30	33	3
72	31	32	3
73	32	35	3
74	33	34	3
75	34	37	3
76	35	37	3
77	36	37	3
78	37	38	3
79	37	39	3
80	37	40	3

Tabla 5c Conectividad de nudos

2.5.2.4 Ensamblaje de la Matriz de Rigidez

La matriz de rigidez responde a la geometría de la estructura y a la conectividad de sus elementos en sus respectivos nudos.

Cabe mencionar que cada elemento que concurre hacia un nudo contribuye con la rigidez del mismo, esto se puede expresar, al momento de ensamblar la matriz de rigidez, de la manera siguiente :

$$\begin{array}{cccccccccccc}
 K_{11} & K & K & K & 0 & 0 & & \dots & & 0 & 0 & 0 \\
 K & K_{22} & K & K & K & 0 & & \dots & & 0 & 0 & 0 \\
 K & K & K_{33} & K & 0 & K & K & \dots & & 0 & 0 & 0 \\
 K & K & K & K_{44} & K & K & K & \dots & & 0 & 0 & 0 \\
 0 & K & 0 & K & K_{55} & 0 & 0 & \dots & & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & K & K & 0 & & & & & & & \\
 & & & K & K & K & & & & & & \\
 & & & & & & & & & & & \\
 & & & & & & & & & & & \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & & \dots & & K_{36} & K & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & & \dots & & K & K_{37} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & & & \dots & & 0 & K & K_{38}
 \end{array}$$

2.5.2.5 Esfuerzos en los Elementos de la Estructura

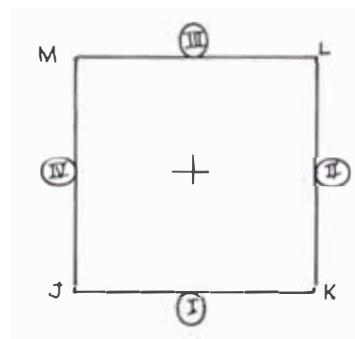
El desarrollo de ecuaciones simultáneas por el método de Gauss-Jordan, nos determinan los desplazamientos

de todos los nudos en la estructura, más, lo importante es que a partir de los desplazamientos nodales, podemos calcular los esfuerzos axiales en los elementos que conectan dos nudos; de los que precisamente se han calculado sus desplazamientos.

Este cálculo se ha realizado para los 80 elementos de que consta cada cara de la estructura, como lo muestra la impresión del computador, y solo se menciona el desplazamiento del nudo 1, por ser éste con el que se verifica la inclinación de la torre respecto de la vertical al momento de aplicarse todas las cargas.

Esta información es importante al momento de la inspección en el correcto montaje de la estructura.

2.5.2.5.1 Esfuerzos en las Montantes



Nivel + 0 Elementos 17 y 34

Estado de Cargas	J	K	L	M
Dt+Dc+Wt+Wc+Tdc	348.32	-8,561.47	-3,077.86	5,831.92
Dt+Dc-Wt-Wc+Tdc	-8,450.45	237.75	5,721.35	-2,966.84
Dt+Dc+Tdc+Trel	-1,129.07	-6,225.55	- 540.91	4,555.57

Nivel + 6 Elementos 16 y 33

Estado de Cargas	J	K	L	M
Dt+Dc+Wt+Wc+Tdc	589.51	-8,320.27	-2,836.67	6,673.12
Dt+Dc-Wt-Wc+Tdc	-8,209.25	478.95	5,962.55	-2,725.64
Dt+Dc+Tdc+Trel	- 972.29	-6,068.77	- 384.13	4,712.35

Nivel + 13 Elementos 13 y 30

Estado de Cargas	J	K	L	M
Dt+Dc+Wt+Wc+Tdc	- 120.59	-6,699.82	-1,556.37	5,022.86
Dt+Dc-Wt-Wc+Tdc	-6,525.65	- 295.66	4,847.78	-1,382.19
Dt+Dc+Tdc+trcl	-1,415.19	-4,971.30	430.28	3,986.39

Tabla 6 Esfuerzos en Monrantes.

Nivel + 17.5 Elementos 11 y 28

Estado de Cargas	J	K	L	M
Dt+Dc+Wt+Wc+Tdc	- 261.07	-5,666.44	- 924.12	4,481.26
Dt+Dc-Wt-Wc+Tdc	-5,414.27	- 514.75	4,227.57	- 671.94
Dt+Dc+Tdc+Trcl	-1,484.65	-4,247.48	819.81	3,582.63

Nivel + 21 Elementos 9 y 26

Estado de Cargas	J	K	L	M
Dt+Dc+Wt+Wc+Tdc	- 326.28	-4,572.99	- 440.01	3,806.72
Dt+Dc-Wt-Wc+Tdc	-4,195.38	- 706.01	3,426.97	- 62.39
Dt+Dc+Tdc+Trcl	-1,498.98	-3,457.30	1,107.31	3,065.62

Nivel + 24.25 Elementos 6 y 23

Estado de Cargas	J	K	L	M
Dt+Dc+Wt+Wc+Tdc	- 115.71	-2,948.30	- 540.27	2,292.30
Dt+Dc-Wt-Wc+Tdc	-2,214.98	- 844.53	1,563.49	193.03
Dt+Dc+Tdc+Trcl	-1,257.08	-2,175.97	934.41	1,853.29

Tabla 6a Esfuerzos en Montantes.

Nivel + 25 Elementos 5 y 22

Estado de Cargas	J	K	L	M
$Dt+Dc+Wt+Wc+Tdc$	- 161.99	-2,155.99	- 439.73	1,504.28
$Dt+Dc-Wt-Wc+Tdc$	-1,615.34	- 682.37	983.89	50.93
$Dt+Dc+Tdc+Trcl$	-1,147.77	-1,542.92	827.65	1,222.76

Nivel + 26 Elementos 3 y 20

Estado de Cargas	J	K	L	M
$Dt+Dc+Wt+Wc+Tdc$	- 40.83	- 912.43	- 409.48	462.15
$Dt+Dc-Wt-Wc+Tdc$	- 650.45	- 322.19	180.77	- 147.49
$Dt+Dc+Tdc+Trcl$	- 592.17	- 449.56	403.17	260.58

Tabla 60 Esfuerzos en Montantes.

Donde :

$Dt+Dc+Wt+Wc+Tdc$: Estado normal de carga

$Dt+Dc-Wt-Wc+Tdc$: Estado normal de carga con sentido de viento inverso.

$Dt+Dc+Tdc+Trcl$: Estado anormal de carga con rotura del conductor N^o 1.

2.5.2.5.2. Esfuerzos en las Diagonales

Los esfuerzos en los miembros secundarios de la estructura para el estado de cargas normales es como se muestra seguidamente :

Nivel	Elemento	I	II	III	IV
0.00	79	904.14	-107.14	1,010.23	0
	80	-884.04	129.39	-992.96	20.63
6.00	75	-264.73	79.04	-323.25	20.79
	76	295.58	- 44.89	349.74	9.53
7.50	73	-354.11	53.79	-418.99	- 11.41
	74	317.16	- 94.69	387.26	- 24.91
13.00	69	-272.09	101.55	-367.38	5.78
	70	262.91	-116.52	365.85	- 14.04
17.50	65	-119.06	185.39	-267.66	36.06
	66	158.84	-154.66	319.38	5.15
21.00	61	19.91	228.05	-172.47	34.62
	62	10.06	-214.17	219.71	- 5.58
24.25	55	- 9.50	460.70	-455.96	16.39
	56	- 26.72	-483.65	385.32	- 69.46
25.00	53	- 301.71	300.45	-300.96	221.49
	54	567.85	-220.35	568.68	-299.19
26.50	47	350.60	494.22	-295.56	-232.10
	48	- 60.75	-416.91	594.79	158.42

Tabla 7 Esfuerzos en Diagonales.

2.6 Diseño de Elementos

Determinados los esfuerzos actuantes en todos los elementos de la estructura, el paso siguiente es verificar que los esfuerzos unitarios se encuentren dentro de los límites permisibles que establecen criterios de diseño de instituciones dedicadas a la investigación y desarrollo.

La AISC (American Institute Steel Construction) es una institución en EE.UU. que recopila y ordena todos los avances en el estudio del acero, hechos por entidades, dedicadas a la industria de la construcción.

La AISC en su versión del año 1969 ofrece los criterios y métodos más completos para el diseño de elementos con perfiles estructurales, de ello se desprende que sirva como fuente de referencia para el desarrollo de esta parte de nuestro trabajo.

2.6.1 Consideraciones de Diseño

a) Longitud de Pandeo

La longitud de pandeo a ser considerada es la distancia entre dos nudos conectados, situados en el plano de pandeo. Podría llamarsele, también longitud arriostrada en el plano de pandeo.

b) Radio de Giro

El radio de giro a ser empleado es el mínimo de la sección, por ser el que genere el esfuerzo admisible más crítico en la compresión.

c) Relación de Esbeltez

Se define como la relación entre la longitud de pandeo y el radio de giro (L/r). La relación de esbeltez de elementos a compresión no excederá los límites siguientes:

$$\frac{L}{r_{\min}} \leq 150 \quad (\text{ para montantes y crucetas })$$

$$\frac{L}{r_{\min}} \leq 200 \quad (\text{ Diagonales })$$

$$\frac{L}{r_{\min}} \leq 250 \quad (\text{ Elementos redundantes })$$

Estos valores los recomienda la AISC y son utilizados en nuestro medio por la industria de la construcción, siendo considerados como criterios de buen diseño (Ref. 3).

d) Perfiles " L "

Los perfiles usados son de tipo " L " de lados iguales A-36, cuyas dimensiones mínimas serán :

$$2 \quad \times \quad 2 \quad \times \quad 1/4''$$

(50 x 50 x 5 mm) En montantes

$1 \frac{1}{2} \times 1 \frac{1}{2} \times \frac{3}{16}$ "
 (35 x 35 x 4 mm) En los demás elementos
 (Ref.2)

e) Distancias Arriostradas

La parte inferior de cada tipo de torre deberá ser diseñada de manera que pueda variar su altura por tramos fijos de 3 metros, esta exigencia será mayor hacia los extremos en las patas, donde se variarán tramos cada 1 metro, debido a que se proveerá desnivel de terreno al momento de anclar la estructura en un perfil asimétrico. Hacia la parte superior la variación puede ser de hasta 5 metros por tramo.

2.6.2 Diseño por Carga Última

El criterio de diseño por carga última establece una relación muy sencilla a tenerse en cuenta.

$$f_d = f_a \times F.S. \leq F_y \quad (2.29)$$

donde :

f_d = esfuerzo de diseño

f_a = esfuerzo actuante

F.S. = factor de seguridad

F_y = esfuerzo límite del elemento

El factor de seguridad, es decir la relación entre el esfuer_

zo límite de cada elemento de la estructura y el esfuerzo -
máximo actuante en el mismo elemento, no será inferior a :

Para cargas normales	1.50	
Para cargas excepcionales	1.15	(Ref. 2)

El factor de seguridad así definido, garantiza que una estructura sometida a cualquier estado de carga, no sufra averfa -
ni deformación permanente alguna.

2.6.3 Determinación de Esfuerzos Unitarios Ultimos de Diseño

2.6.3.1 Ancho Neto (bn)

El ancho neto se asocia con la idea de miembros conectados con pernos o con remaches, donde se hace inevitable la presencia de agujeros en las mencionadas conexiones, sometidos principalmente a esfuerzos axiales de tracción.

El ancho neto de un miembro es igual al ancho del mismo, menos la suma de los diámetros de los agujeros, añadiendo por cada diagonal una cantidad da da por la relación : $s^2 / 4g$

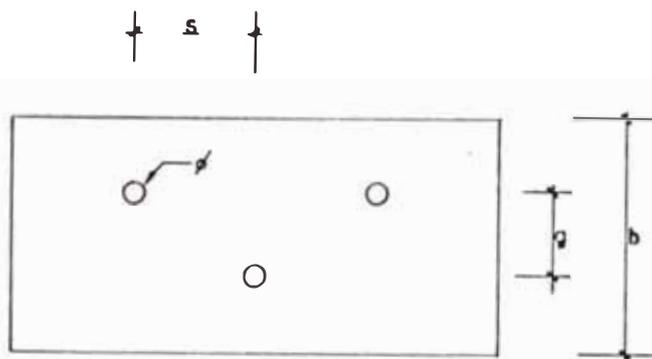


Fig. 30 Miembro de conexión

$$b_n = b - \sum \phi + \sum \frac{s^2}{4g} \quad (2.30)$$

donde :

b_n = ancho neto

b = ancho de perfil

ϕ = Diámetro de agujeros

s = Paso

g = Gramill

2.6.3.1.1 Area neta en perfiles conectados tipo "L"

- a) Si un ángulo sometido a tracción es conectado en una sola ala, se considera como sección efectiva del elemento, el área neta del lado conectado, más la mitad del lado no conectado.
- b) Cuando los perfiles se hallan conectados por ambas alas en forma alternada

emplearemos el criterio de ancho neto. Haciendo un previo análisis de las secciones con posibilidad de falla se obtendrá la sección más crítica.

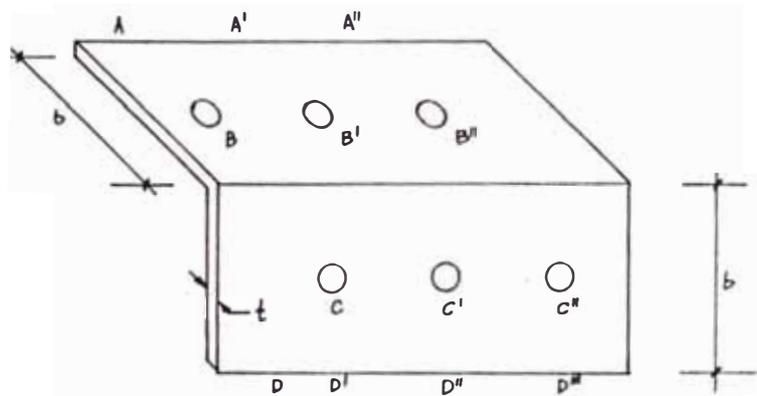


Fig. 31 Secciones críticas

En la figura 31 podemos observar que las secciones a analizar son :

ABD y ABCD'

La expresión que determina el área neta es la siguiente :

$$A_g = \left(b - \sum \phi + \sum \frac{s^2}{4g} \right) \times t \quad (2.31)$$

donde :

A_g = Area neta

t = Espesor del perfil

2.6.3.2 Diseño por Tracción

El método de diseño por tracción, es el más sencillo que encontramos en la teoría de diseño de elementos.

2.6.3.2.1 Esfuerzo actuante por tracción

Se define como :

$$f_a = \frac{T}{A_g} \quad (2.32)$$

donde :

f_a = Esfuerzo Unitario actuante

T = Esfuerzo o tracción

A_g = Area neta

2.6.3.2.2 Esfuerzo Límite en Tracción

El esfuerzo límite para los elementos a tracción será el límite elástico del acero.

$$\text{ASTM A-36 } F_y = 36,000 \text{ Ksi} = 2,536 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{ASTM A-572 } F_y = 50,000 \text{ Ksi} = 3,523 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

Este último fabricado con acero de alta resistencia.

De la ecuación (2.29) para aceros (A-36)

$$f_a \times 1.5 \leq 36,000$$

$$f_a \leq 24,000 \text{ Ksi}$$

2.6.3.3 Diseño por Compresión Axial y Flexo-compresión

Se determina en base al esfuerzo crítico de pandeo de acuerdo con la teoría de columnas .

2.6.3.3.1 Esfuerzo Unitario Permisible por Pandeo

Para el cálculo del esfuerzo permisible por pandeo empleamos las especificaciones que da la AISC sobre el diseño de columnas en compresión axial, en el cual distingue las dos zonas de pandeo : La zona elástica y la inelástica, cada zona define su propia fórmula.

Cuando $kL/r < C_c$:

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(kL/r)^2}{2 C_c^2} \right]}{F.S.} \times F_y \quad (2.33)$$

Cuando $kL/r > C_c$:

$$F_a = \frac{149,000}{(kL/r)^2} \text{ Ksi} \quad (2.34)$$

donde :

F_a = Esfuerzo Unitario axial permisible

F_y = Límite elástico del material

KL/r = Relación de esbeltez efectiva

F.S. = Factor de seguridad :

$$\left[\frac{5}{3} + \frac{3 (KL/r)}{8 C_c} - \frac{1}{8} \frac{(KL/r)^3}{C_c^3} \right]$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 \times E}{F_y}} \quad (2.35)$$

donde :

C_c = Constante de columna

E = Constante elástica del material
(Kg/cm^2)

F_y = Esfuerzo unitario límite de fluencia.
(Kg/cm^2)

La última fórmula dada por la AISC introduce el concepto de longitud efectiva, factor de seguridad y el límite elástico del material. Con ello se puede particularizar el diseño para las diversas calidades de acero con que contamos en el mercado.

Estudiamos el esfuerzo permisible a compresión axial del acero A - 36.

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 \times 2.04 \times 10^6}{2,536}} \quad C_c = 126.1$$

Hallada la constante C_c se podrá calcular el factor de seguridad F.S. y luego el es -

fuerzo unitario permisible " Fa ".

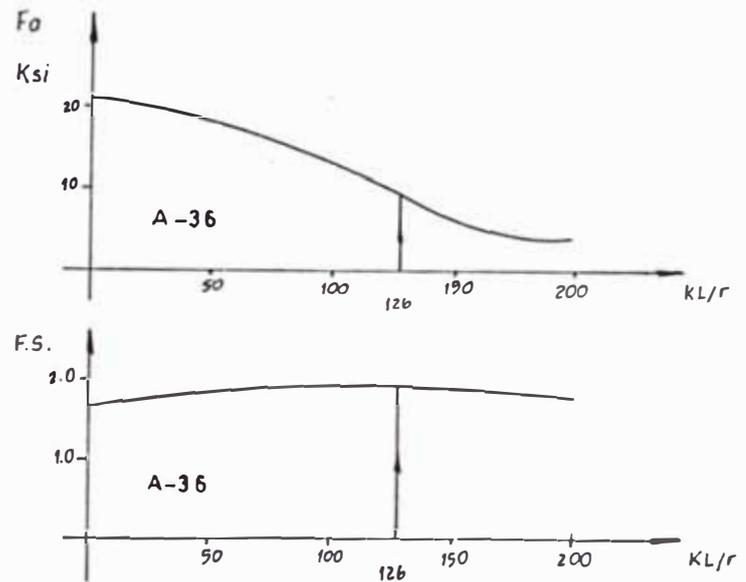


Fig. 32 Esfuerzos admisible en compresión

En la figura 32 podemos apreciar la variación del esfuerzo permisible de compresión con respecto a la relación de esbeltez efectiva para el acero A-36, similares curvas se obtendrán para diferentes aceros, dependiendo del valor de su esfuerzo límite de fluencia.

La fórmula (2.33) refleja el resultado de gran cantidad de investigaciones teóricas y experimentales.

Expresiones más simples para su aplicación

se resumen en las tablas del apéndice en las especificaciones AISC.

Debemos mencionar que las tabulaciones en mencionadas especificaciones resultan de dar valores numéricos a las fórmulas expresadas anteriormente, para diferentes tipos de acero.

2.6.3.3.1.1 Reducción del Esfuerzo Permissible por Pandeo

En el diseño por esfuerzos permisibles la AISC en su apéndice "C" recomienda disminuir el esfuerzo permisible por pandeo, mediante el empleo del factor ($Q_s < 1$), con el objeto de prevenir el pandeo lateral.

El valor de "Qs" depende de la relación ancho-espesor del perfil, así tenemos :

$$\frac{b}{t} \leq \frac{637}{\sqrt{F_y}} \quad \diamond \quad Q_s = 1.0 \quad (2.36)$$

$$\frac{637}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b}{t} \leq \frac{1,300}{\sqrt{F_y}} \quad \Rightarrow Q_s = 1.34 - 0.000533 \times \frac{b}{t} \sqrt{F_y} \quad (2.37)$$

$$\frac{b}{t} > \frac{1,300}{\sqrt{F_y}} \quad \Rightarrow Q_s = \frac{1'089,758}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (2.38)$$

donde :

b = ancho del perfil (pulg.)

t = espesor del perfil (pulg.)

F_y = esfuerzo unitario de fluencia del miembro (kg/cm²)

2.6.3.3.2 Restricción de extremos y longitud efectiva

- a) Pórtico Arriostrado .- Es aquel, en el cual, mediante un sistema de arriostramiento en su plano, no se le permite el desplazamiento lateral del mismo. (No hay desplazamiento de un nudo con respecto al otro).

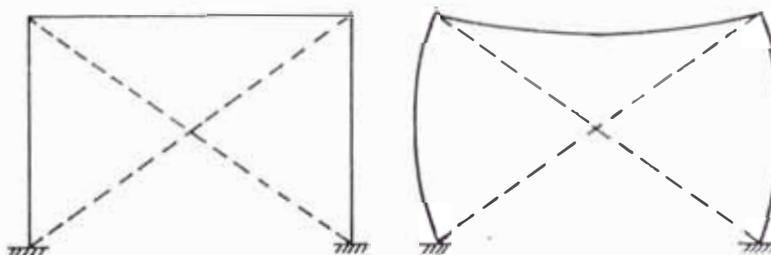


Fig. 33 Arriostramiento

Los arriostramientos pueden ser como lo muestra la figura 33, o mediante la inclusión de muros que pueden soportar corte, o anclándose el pórtico, a una estructura adyacente que tenga amplia estabilidad lateral.

El tipo de falla que genera es simétrico, cuando las columnas se pandean.

- b) Pórtico no Arriestrado .- Cuando no existe arriostramiento en el plano del pórtico, en el momento de falla, los nudos se desplazan unos con respecto a otros, generando lo que se llama desplazamiento lateral. El tipo de falla que genera es el antisimétrico.

Un pórtico arriestrado puede asumir mayor carga que uno no arriestrado.

Pensando en la rigidez de los nudos y de que el pórtico sufra o no desplazamiento lateral, podemos clasificar las

columnas en las siguientes :

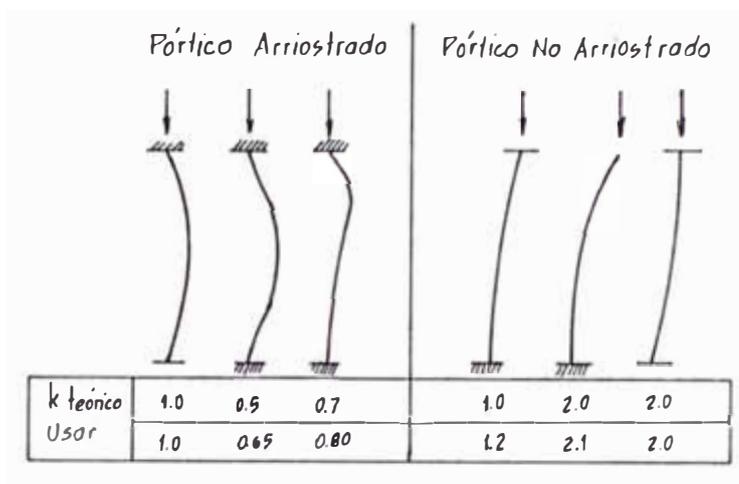


Fig. 34 Longitud efectiva

La figura 34 muestra las longitudes efectivas a utilizarse para diferentes restricciones de extremos (Ref. 6). Desde luego se tratan de valores empíricos muy utilizados en el diseño de elementos en compresión axial.

Para elementos a compresión con perfiles de dimensiones considerables se hace necesario el cálculo analítico de " k ", básicamente para reducir los costos de construcción

A saber, un cálculo preciso de " k " im-

plica la reducción del costo del material a emplear. Con mayor esfuerzo permisible por compresión axial podemos tentar perfiles más livianos y por lo tanto más baratos.

Valores usuales de "k" son :

Cuando el pórtico está arriostrado :

$$0.5 < k < 1.0$$

Cuando el pórtico no está arriostrado

$$1.0 < k < \infty$$

Para el caso de pórticos arriostrados, con perfiles de dimensiones pequeñas se usa $k = 1$ (Ref.6)

2.6.3.3.3 Elementos en Flexo-Compresión

Establece la incidencia de esfuerzos flexionantes, al plano de esfuerzos por compresión axial. Para diseñar los elementos en flexo-compresión, los códigos de diseño proponen 3 tipos de fórmulas :

- 1) Fórmula Secante .- Que se basa en expresiones analíticas que suponen que la iniciación de la fluencia causada por las cargas aplicadas y el efecto de una desviación inicial del eje del elemento, terminarán la utilidad del miembro. Las fórmulas de la ASSHO y AREA para puentes son de este tipo.

- 2) Las Fórmulas de Interacción .- Determinadas empíricamente y probadas experimentalmente son quizás, las más usadas debido a su simplicidad y versatilidad. Estas fórmulas relacionan la interacción existente entre la fuerza axial, los momentos flexionantes, la geometría del miembro y los esfuerzos admisibles, mediante expresiones algebraicas.

De este tipo de fórmulas son las del AISC

- 3) Las Curvas de Interacción Últimas de Colapso .- Son las más recientemente desarrolladas. El AISC las usa en sus especificaciones para diseño plástico.

La filosofía en que se basan estas fórmulas tienen por meta predecir la resistencia última de dichos elementos, ya sea que estén escritas en términos de esfuerzos permisibles o de diseño plástico. (con un factor de seguridad).

Las fórmulas de interacción que propone la AISC para resolver columnas en flexo-compresión son las siguientes :

Cuando $f_a/F_a \leq 0.15$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00 \quad (2.39)$$

Cuando $f_a/F_a > 0.15$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - f_a/F'_{ce}) F'_b} \leq 1.0 \quad (2.40)$$

y en las secciones arriostradas en el

plano de flexión :

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (2.41)$$

donde :

f_a = esfuerzo axial unitario actuante
(P/A)

F_a = esfuerzo axial unitario permisible

F_b = esfuerzo de flexión unitario permisible.

C_m = factor de reducción toma en cuenta la forma del diagrama de momentos

F_e = esfuerzo de Euler : $\frac{1.49'000,000}{(KL/r)^2}$ (psi)

2.6.3.3.3.1 Casos Generales de Flexo-Compresión

En la práctica se pueden presentar los siguientes casos :

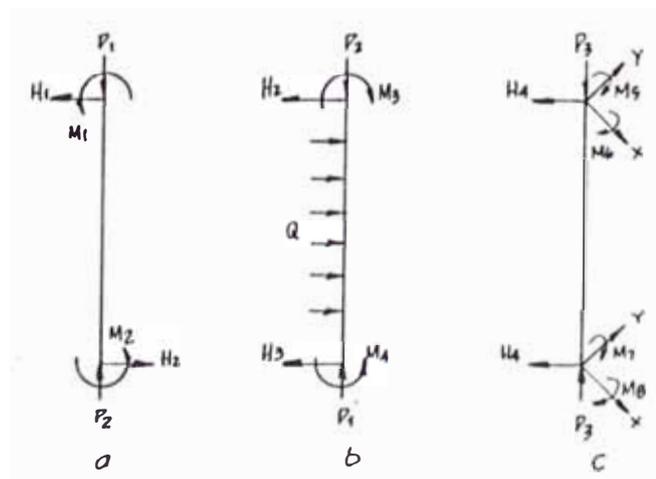


Fig. 35 Columnas en flexo-compresión

2.6.4 Diseño de las Conexiones

El diseño de las conexiones en la estructura es un punto de mucha importancia, teniendo en cuenta que, cumplidas las exigencias del diseño de los elementos principales, existe mayor probabilidad de falla en las uniones que en los propios elementos principales mencionados. Es necesario seleccionar el tipo de uniones adecuadas, que garantice un correcto funcionamiento de la estructura.

Aunque existe varios métodos para conectar entre si los elementos de una estructura, el empernado es el que comúnmente se emplea en torres de transmisión de energía eléctrica. Se recomienda (Ref. 2) que la estructura conste únicamente de uniones empernadas, evitando el uso de soldadura. De allí nuestro interés por estudiar este tipo de unión.

2.6.4.1 Consideraciones de Diseño

Veremos que el tamaño y la cantidad de los pernos en cada una de las uniones sea determinada en función de las cargas aplicadas al elemento.

Los pernos y tuercas serán de acero galvanizado y se ajustarán a las normas ASTM.

Se recomienda como diámetro mínimo de pernos :

$$\phi \ 1/2'' \quad (\phi \ 12 \text{ mm })$$

2.6.4.2 Análisis de las Juntas Empernadas

Mediante este análisis vamos a determinar las posibles fallas que se presentan en el tipo de unión por traslape simple.

Asumiendo el traslape de dos placas simples como lo muestra la figura 36, analicemos sus posibles fallas.

2.6.4.2.1 Falla por Tensión o Desgarramiento

Ocurre en la sección sujeta a mayor esfuerzo de tracción, es decir la sección más crítica (ver. Fig. 36 b).

Aplicando la ecuación (2.31) en el caso mostrado de la fig. 36b, tenemos :

$$A_g = (b - \sum \phi) t$$

donde :

A_g = Area neta

b = Ancho total de la sección

ϕ = Diámetro de los agujeros.

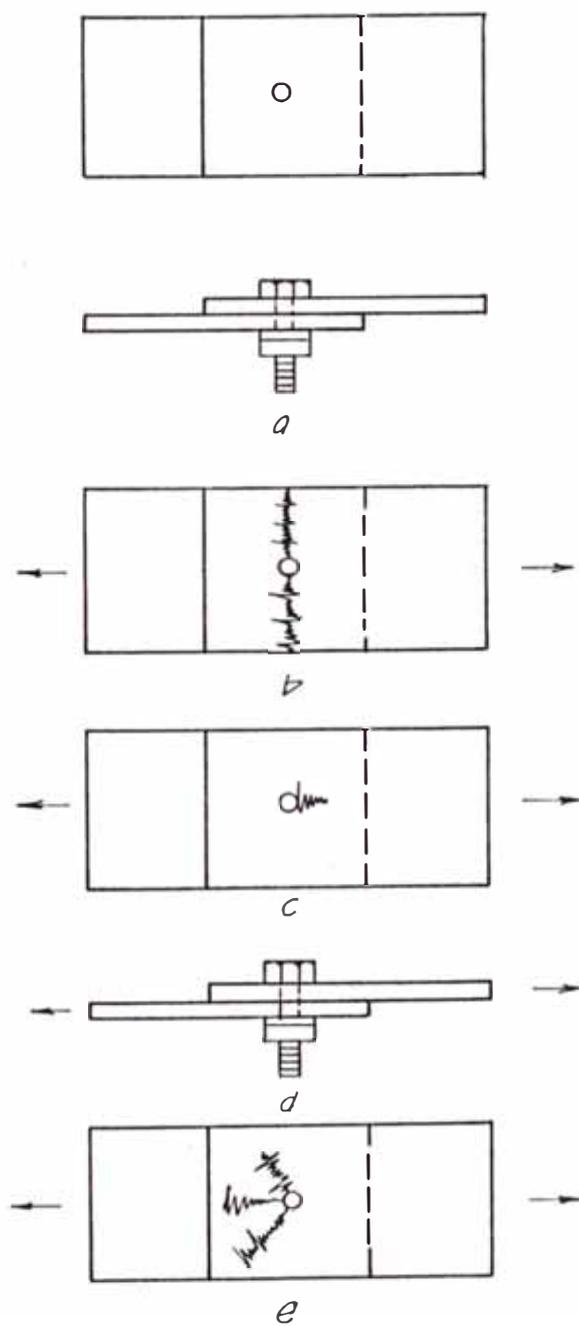


Fig. 36 Posibles fallas en una junta.

t = Espesor de la placa.

Considerando holgura para el diámetro de los agujeros tenemos :

$$\phi = \phi_r + \phi_n$$

donde :

ϕ_p = Diámetro del perno

ϕ_n = Holgura que debe observarse por el propio diámetro de perno y esfuerzos residuales.

AISC recomienda adicionar :

1/16" por diámetro de perno

1/16" por esfuerzos residuales.

El esfuerzo crítico por desgarramiento siempre debe ser menor que el esfuerzo admisible por tensión, como se explicó anteriormente.

2.6.4.2.2 Falla por Aplastamiento

Se debe a que el perno ejerce una fuerza de compresión sobre la placa que está en contacto con ella, como se muestra en la figura 36 c.

La distribución real de este esfuerzo es s
namente complicado, por lo que suele u
 sarse un valor ficticio del esfuerzo de a
 plastamiento, que involucra el área proyece
 tada (el diámetro nominal del perno, mult
 tiplicado por el espesor de la placa).

El esfuerzo actuante por aplastamiento en
 la junta se expresa :

$$f_a = \frac{P}{n A_a}$$

donde :

f_a : esfuerzo unitario actuante por aplast
 tamiento

P : esfuerzo de compresión en la junta

n : número de pernos en la junta

A_a : área de aplastamiento

El área de aplastamiento de un perno se ex
 presa :

$$A_a = \phi_p \times t$$

donde :

ϕ_p diámetro del perno

t espesor de la placa

2.6.4.2.3 Falla por Corte

Este tipo de falla lo muestra la figura 36d.

El esfuerzo actuante por corte en la junta - se expresa :

$$f_v = \frac{P}{A_v}$$

donde :

f_v = esfuerzo unitario actuante por corte

P = esfuerzo en la junta

n = número de pernos en la junta

A_v = área de corte de un perno

El área de corte de un perno es :

$$A_v = \frac{\pi}{4} \phi_p^2$$

donde :

ϕ_p = diámetro del perno

Se asumirá, para nuestro diseño, ajuste a decuado de pernos, de modo que el esfuerzo de corte lo toma la fricción entre las juntas.

2.6.4.2.4 Falla por distancia insuficiente al borde

Si los pernos están colocados próximos a los bordes de la placa, puede ocurrir una

falla tal como lo muestra la figura 36e. Para evitar esta falla se recomienda que el centro del agujero, se encuentre alejado del borde, una distancia no menor a 1.5 veces el diámetro del perno.

El AISC especifica, para uniones empennadas que la separación mínima entre pernos "d", cumpla la siguiente relación :

$$d > 2 \frac{2}{3} \phi$$

$$d = 3 \phi$$

donde :

d = separación mínima entre pernos

ϕ = diámetro del perno

Lo mismo, se recomienda distancias mínimas al borde paralelo al eje de acción de la carga, como al borde perpendicular al eje de la misma carga.

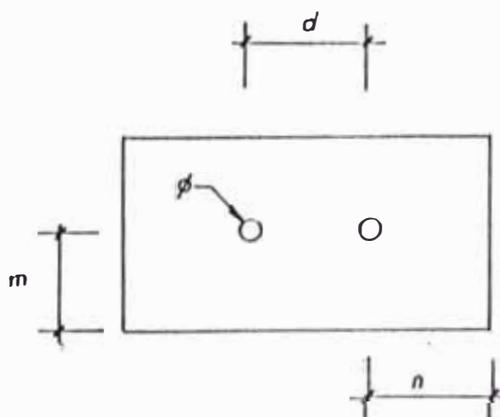


Fig. 37 Distancias mínimas al borde

- a) Distancias Mínnimas al borde paralelo al eje de acción de la carga (m).

Diámetro del perno (pulg)	Distancia mínnima (mm)	
	Bordes Cizallado	Bordes Rolados
1/2	22.5	20.0
5/8	27.5	22.5
3/4	32.0	25.0

Tabla 8 Distancias mínnimas d borde

- b) Distancia Mínnima al borde perpendicular al eje de acción de la carga (n)

- b.1) En conexiones de elementos a tracción, con perno en línea paralela al eje del esfuerzo :

$$n \geq \frac{A_p}{t}$$

donde :

A_p = área del perno

t = espesor de la parte conectada

- b.2) En conexiones de elementos a tracción, con pernos de alta resistencia, en línea paralela al eje del esfuerzo :

$$n \geq \frac{A_p \times C}{t}$$

donde :

C = relación entre la resistencia a tracción mínima del perno y la resistencia a tracción mínima de la parte conectada.

En caso de conexiones sometidas a doble corte, se tomará el doble del valor anterior.

Las distancias mínimas dadas en b.1 y b.2 no deben ser, en ningún caso, menores que las distancias dadas en la tabla 8.

2.6.4.3 Conectores

En nuestro caso lo constituyen los pernos de Acero norma ASTM, que hacen posible la unión de los perfiles "L" en la estructura, teniendo presente requerimientos mínimos en número, dimensiones propias y distancias entre conectores, como lo expresa líneas arriba, el análisis de las juntas empernadas.

El perno consta de un vástago, cabeza, arandela y tuerca, una parte del vástago es roscado para recibir la tuerca.

Según las normas ASTM, la longitud del perno se

incrementa en $1/4''$ a partir de $1''$ hacia arriba.

Siendo la longitud de la zona roscada. (L_r)

$L_r = 2\phi + 1/4''$ (para longitudes de pernos inferiores a $6''$ inclusive)

$L_r = 2\phi + 1/2''$ (para longitudes de pernos superiores a $6''$).

Siendo :

ϕ = diámetro del perno

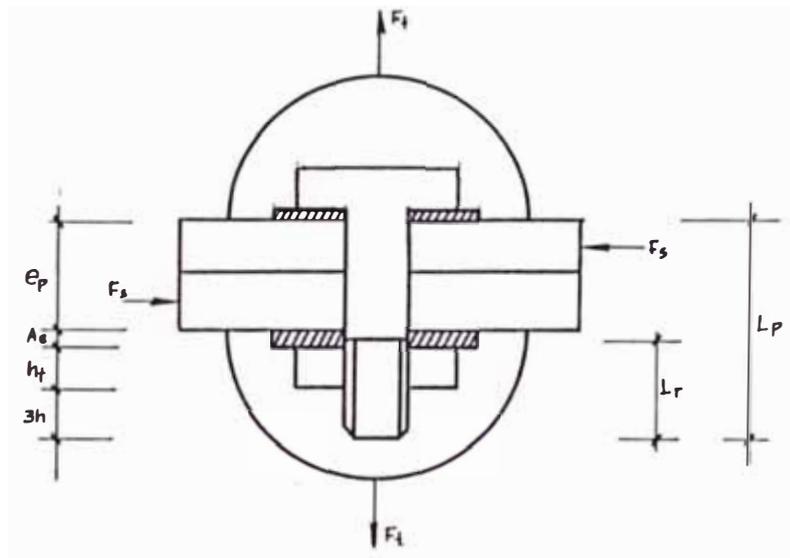


Fig. 38 Unión atornillada

La figura 38 muestra el esquema de un perno, allí podemos apreciar :

$$L_p \geq E_p + A_e + h_t + 3h$$

donde :

L_p = Longitud del perno

E_p = Espesor de las piezas conectadas

A_e Espesor de la arandela

h_t - Altura de la tuerca

$3h$ - más 3 hilos de rosca 7 mm.

Debe verificarse que la longitud roscada no se encuentre dentro de la altura por espesor de plancha.

$$L_p - L_r \geq E_p$$

2.6.4.4 Evaluación de las Cargas y Esfuerzos en los Conectores

Para la unión Metal-Metal, como lo muestra la figura 38, se tienen las siguientes cargas actuantes :

a) Carga de tracción directa

$$F_t = \frac{W}{n} \quad (2.42)$$

donde :

F_t = Carga de tracción en el perno

W = Carga actuante

n = número de pernos

b) Carga de Corte directo

$$F_s = \frac{W}{n} \quad (2.43)$$

donde :

F_s = Carga de corte en el perno

W = Carga de corte actuante

n = número de pernos

c) Tracción en los pernos producido por la carga de momento flector

$$F_{ti} = \frac{M \times C_i}{\sum C_j^2} \quad (2.44)$$

donde :

F_{ti} = Carga de tracción en el perno " i "

M = Momento actuante

C_i = Distancia entre el eje del pivote y el perno " i "

C_j = Distancia entre el eje del pivote y un perno cualquiera.

d) Carga de Corte producido por el momento torsor

$$F_{si} = \frac{T \times C_i}{\sum C_j^2} \quad (2.45)$$

donde :

F_{si} = Carga de corte en el perno " i "

T = Momento torsor actuante

C_i = Distancia entre el centro de gravedad de los pernos al perno "i"

C_j = Distancia entre el centro de gravedad y un perno cualquiera

Para el caso general en que sobre la unión actúan las cargas de tracción (F_t) y de corte (F_s), los per-

nos pueden ser calculados por cualquiera de los siguientes métodos :

2.6.4.4.1 Pernos Ajustados

Considerando que la fricción existente toma la carga de corte, entonces :

$$F_i \geq F_t + \frac{F_s}{u} \quad (2.46)$$

y no deberá exceder de :

$$F_i \leq 0.8 S_y A_s \quad (2.47)$$

donde :

F_i = Ajuste inicial del perno

F_t = Carga de tracción del perno

F_s = Carga de Corte actuante

u = coeficiente de fricción entre los elementos a unir se puede tomar : 0.20 - 0.35 (Ref.7)

S_y = Esfuerzo de fluencia del material del perno

A_s = Area de esfuerzo del perno

2.6.4.4.2 Pernos con Ajuste inadecuado

Considerando que el perno tomará la carga de corte por un ajuste inadecuado. Para esta situación la carga equivalente de tracción será:

- i) De acuerdo al criterio de la máxima energía de distorsión :

$$F_e = \sqrt{F_t^2 + 3 F_s^2} \quad (2.48)$$

- ii) De acuerdo al criterio del máximo esfuerzo cortante

$$F_e = \sqrt{F_t^2 + 4 F_s^2} \quad (2.49)$$

Para calcular el área del esfuerzo requerido, podemos hacer uso de la fórmula de Seatons & Ronthewaite

$$A_s = \left[\frac{6 F_e}{S_y} \right]^{2/3} \quad d < 1 \ 3/4" \phi$$

$$A_s = \frac{4 F_e}{S_y} \quad d > 1 \ 3/4" \phi$$

También podemos utilizar la expresión

$$A_s = \frac{F_e}{0.4 S_y} \quad (2.50)$$

2.6.4.4.3 Torque de Ajuste

Podemos tomar la siguiente expresión :

$$T = C \times F_i \times d_b \quad (2.51)$$

donde :

F_i = Ajuste inicial del perno

d_b = Diámetro del perno

C = Constante que depende de la lubricación del perno

2.6.4.5 Planchas de Conexión

Las dimensiones de las planchas dependen del número de pernos que requieren los elementos para su unión, teniendo en cuenta además, que los espaciamientos entre agujeros y las distancias a los bordes sean las recomendadas anteriormente.

El espesor de la plancha de conexión es por lo general, el mayor de los espesores de los elementos que une. Las que emplearemos, en nuestro diseño, serán las planchas de acero Sider E24 ($F_y = 2,400 \text{ Km/cm}^2$).

La revisión de las planchas de conexión se hace básicamente por corte y por excentricidad, y su desarrollo nos lo dá, la estática del sistema de fuerzas que concurren en ella.

Se observará que la concurrencia de los elementos que la plancha de conexión, guarde la debida simetría, de manera de evitar, en lo posible, momentos de flexión debidos a excentricidades con respecto a los ejes de aplicación de las cargas.

2.6.5 Cálculo de Areas Netas

Para la unión mostrada a continuación, hallar el área neta crítica (A_g), para perfiles : L - 3 x 3 x 1/4", L - 2 1/2 x 2 1/2 x 1/4" y L - 2 x 2 x 3/16", respectivamente

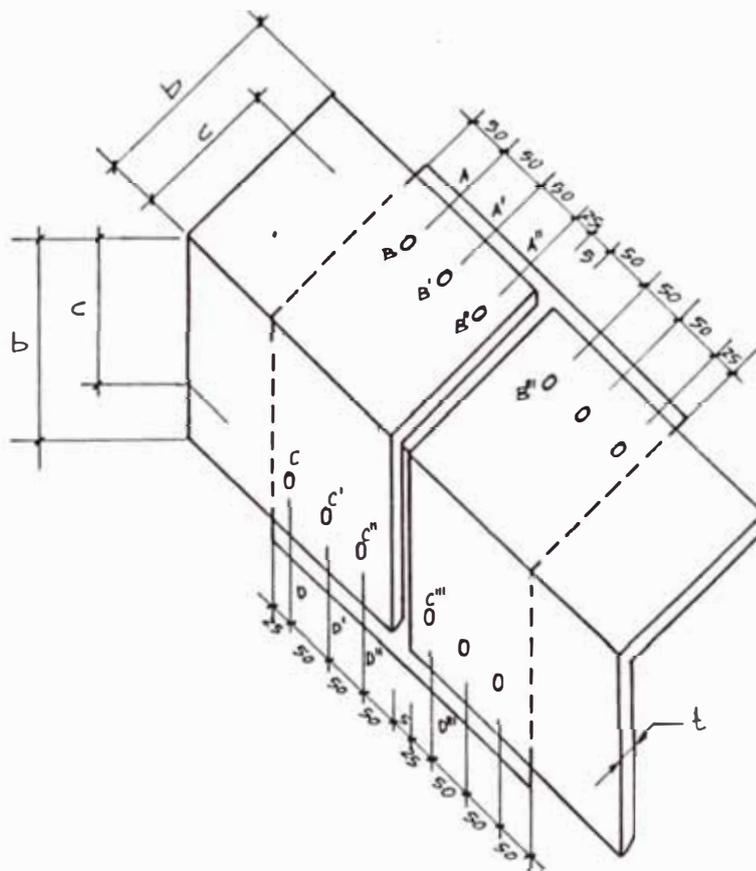


Fig. 39 Secciones críticas

Solución

Para el área probable de falla $ABC'D'$ de (2.31)

$$A_g = \left[2b - 2\phi + \frac{(25)^2}{4(2c)} \right] \times t$$

$$A_g = \left[2b - 2\phi + \frac{625}{8c} \right] \times t$$

$$A_g = \left[\frac{16c(b - \phi) + 625}{8c} \right] \times t$$

Asumiendo que se usarán pernos de media pulgada de diámetro, entonces :

$$\phi = (1/2 + 1/16 + 1/16) \times 25.4 \Rightarrow \phi = 16$$

$$A_g = \left[2 (b - 16) + \frac{625}{8c} \right] \times t$$

$$A_g = \left[2b - \frac{(256c - 625)}{8c} \right] \times t$$

Para el área probable de falla A''B''C'''D'''

de (2.31)

$$A_g = \left[2b - 2\phi + \frac{(55)^2}{4(2c)} \right] \times t$$

$$A_g = \left[\frac{16 (b - \phi) c + 3025}{8c} \right] \times t$$

$$A_g = \left[2 (b - 16) + \frac{3025}{8c} \right] \times t$$

$$A_g = \left[2b - \frac{(256c - 3025)}{8c} \right] \times t$$

Para el área probable de falla ABD.

de (2.31)

$$A_g = (2b - \phi) \times t$$

$$A_g = [2b - 16] \times t$$

Expresando el área neta en función de un porcentaje de la sección del perfil (A)

Conociendo la sección del perfil :

$$A = 2 \times b \times t$$

Para el área probable de falla $\Delta ABC'D'$

$$\frac{A_g}{A} = \frac{\left[2b - \frac{(256c - 625)}{8c} \right] \times t}{2b \times t} = 1 - \frac{(256c - 625)}{16bc}$$

$$A_g = \left[1 - \frac{(256c - 625)}{16bc} \right] \times A$$

Para el área probable de falla $A''B''C'''D'''$ en forma análoga :

$$A_g = \left[1 - \frac{(256c - 3025)}{16bc} \right] \times A$$

Para el área probable de falla ABD

$$A_g = \left[1 - \frac{8}{b} \right] \times A$$

En perfiles L - 3 x 3 x 1/4"

$$b = 76, c = 45, A = 1.44 \text{ pulg}^2$$

ABC'D'

$$A_g = \left[1 - \frac{(256 \times 45 - 625)}{16 \times 76 \times 45} \right] \times 1.44 = 0.8 \times 1.44$$

$$A_g = 1.15 \text{ pulg}^2$$

A''B''C'''D'''

$$Ag = \left[1 - \frac{(256 \times 45 - 3025)}{16 \times 76 \times 45} \right] \times 1.44 = 0.84 \times 1.44$$

$$Ag = 1.20 \text{ pulg}^2$$

ABD

$$Ag = \left[1 - \frac{8}{76} \right] \times 1.44 = 0.89 \times 1.44$$

$$Ag = 1.28 \text{ pulg}^2$$

En perfiles L-2 1/2 x 2 1/2 x 1/4''

$$b = 64, c = 45, A = 1.19 \text{ pulg}^2$$

ABC'D'

$$Ag = \left[1 - \frac{(256 \times 45 - 625)}{16 \times 64 \times 45} \right] \times 1.19 = 0.76 \times 1.19$$

$$Ag = 0.90 \text{ pulg}^2$$

A''B''C'''D'''

$$Ag = \left[1 - \frac{(256 \times 45 - 3025)}{16 \times 64 \times 45} \right] \times 1.19 = 0.82 \times 1.19$$

$$Ag = 0.98 \text{ pulg}^2$$

ABD

$$Ag = \left[1 - \frac{8}{64} \right] \times 1.19 = 0.88 \times 1.19$$

$$A_g = 1.05 \text{ pulg}^2$$

En perfiles L - 2 x 2 x 3/16

$$b = 51, c = 30, A = 0.715 \text{ pulg}^2$$

ABC'D'

$$A_g = \left[1 - \frac{256 \times 30 - 625}{16 \times 51 \times 30} \right] \times 0.715 = 0.71 \times 0.715$$

$$A_g = 0.51 \text{ pulg}^2$$

A''B''C''D''

$$A_g = \left[1 - \frac{(256 \times 30 - 3025)}{16 \times 51 \times 30} \right] \times 0.715 = 0.81 \times 0.715$$

$$A_g = 0.58 \text{ pulg}^2$$

ABD

$$A_g = \left[1 - \frac{8}{51} \right] \times 0.715 = 0.84 \times 0.715$$

$$A_g = 0.60 \text{ pulg}^2$$

En Resumen y para efectos de cálculos sucesivos en el diseño de e

- lementos de la torre de transmisión, las áreas netas son :

Función	Perfil (L)	Elementos	A(pulg ²)	Ag(pulg ²)
Montantes	3 x 3 x 1/4"		1.44	1.15
Montantes	2 1/2 x 2 1/2 x 1/4"	1 al 34	1.19	0.90
Diagonales	2 x 2 x 3/16"	79 al 80	0.715	0.51
Elementos Secundarios	1 1/2 x 1 1/2 x 3/16"	35 al 78	0.536	0.402

Tabla 9 Secciones netas utilizadas

2.6.6 Cálculo de pernos

- 1) Para la junta que se muestra a continuación, determinar - las dimensiones y características de los pernos a utilizar, de manera que la unión trabaje satisfactoriamente a la tensión "T" de carga.

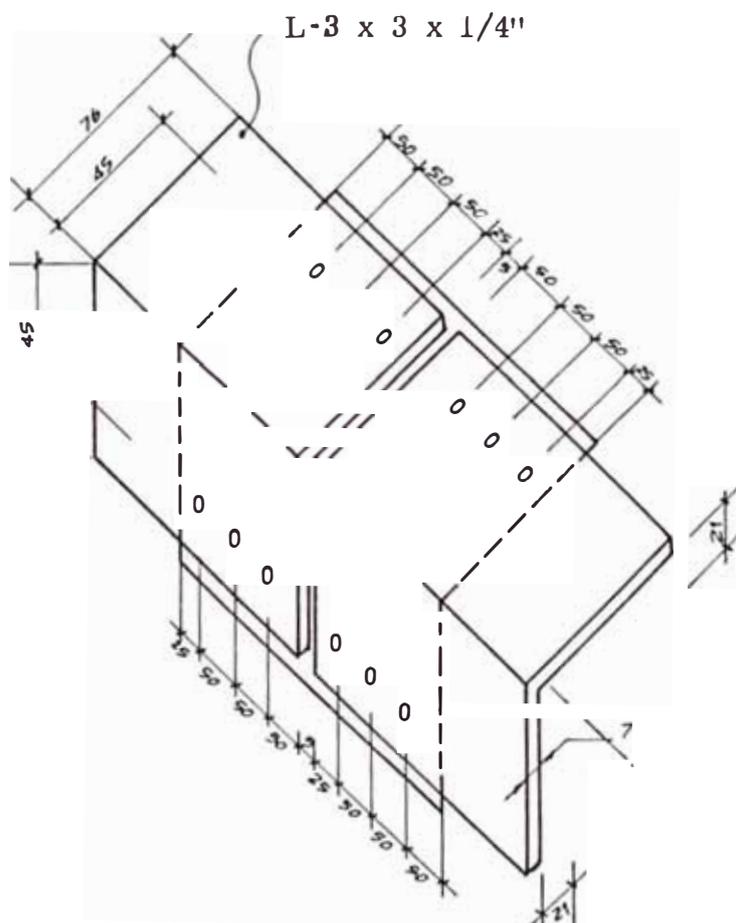


Fig. 40 Miembros conectados detalle 1

Solución

Suponiendo que las líneas de acción de las fuerzas en los elementos no coinciden al momento de unir los miembros, creando, de esta manera, excentricidades que generarán momentos flectores y momentos torsores en las alas del

$$Y = 1,140/6 \quad Y = 190$$

Entonces la tracción crítica por momento flector estará en la unión (1)

De (2.44)

$$Ft_1 = \frac{2 \times T \times 140}{(140)^2 + (90)^2 + (40)^2 + (40)^2 + (90)^2 + (140)^2}$$

$$Ft_1 = \frac{2 \times T \times 140}{2 \times (40^2 + 90^2 + 140^2)}$$

$$Ft_1 = \frac{140}{(40^2 + 90^2 + 140^2)} \times T$$

$$Ft_1 = 0.005 \times T$$

c) Corte por Momento torsor

El corte crítico por momento torsor estará también en la unión (1)

De (2.45)

$$Fs_1 = \frac{2 \times T \times 140}{(140^2 + 90^2 + 40^2 + 40^2 + 90^2 + 140^2)}$$

$$Fs_1 = \frac{2 \times 140}{2 (40^2 + 90^2 + 140^2)} \times T$$

$$Fs_1 = 0.005 \times T$$

Entonces las cargas en el conector (1) son :

Carga de tracción

$$F_t = F_{t1}$$

$$F_t = 0.005 \times T$$

Carga por Corte

$$F_s = \sqrt{(0.084 \times T)^2 + (0.005 \times T)^2}$$

$$F_s = \sqrt{(0.084)^2 + (0.005)^2} \times T$$

$$F_s = 0.084 \times T$$

d) Area mínima para pernos ajustados

De (2.46)

$$F_i = 0.005 \times T + 0.084 \times T/0.30$$

$$F_i = 0.285 \times T$$

De (2.47)

$$A_s \succ \frac{0.285 \times T}{0.8 \times S_y}$$

$$A_s \succ \frac{0.285}{0.8 \times S_y} \times T$$

Asumiendo emplear pernos de acero ASTM A449 (SAE-

5)

$$S_y = 64.8 \text{ Kg/mm}^2$$

Entonces

$$A_s \succ \frac{0.285}{0.8 \times 64.8} \times T$$

$$A_s > 0.0055 \times T \quad (2.52)$$

donde :

A_s : Area mínima para pernos ajustados
(ASTM A449) (mm^2)

T : Carga de trabajo (Kg)

e) Area mínima para pernos con ajuste inadecuado

De (2.49)

$$F_e = \sqrt{(0.005 \times T)^2 + 4(0.084 \times T)^2}$$

$$F_e = \sqrt{(0.005)^2 + (0.168)^2} \times T$$

$$F_e = 0.168 \times T$$

De (2.50)

$$A_s > \frac{0.168 \times T}{0.4 \times 64.8}$$

$$A_s > 0.0065 \times T \quad (2.53)$$

Para $T = 10,000 \text{ Kg}$

De (2.52)

$$A_s > 0.0055 \times 10,000 \quad \diamond \quad A_s > 55 \text{ mm}^2$$

De (2.53)

$$A_s > 0.0065 \times 10,000 \quad \diamond \quad A_s > 65 \text{ mm}^2$$

De tablas (Ref. 7)

$$\phi 1/2", \quad A = 91.55 \text{ mm}^2$$

$$A = 91.55 \text{ mm}^2 > A_s = 65 \text{ mm}^2 \quad \text{Correcto !}$$

Usar : 12 pernos de acero $\phi 1/2"$

ASTM A 449, rosca gruesa en unión a tope

- 2) Para la junta que se muestra a continuación, determinar las dimensiones y características de los pernos a utilizar, de manera que la unión trabaje satisfactoriamente a la tensión "T" de carga.

L-2 1/2 x 2 1/2 x 1/4"

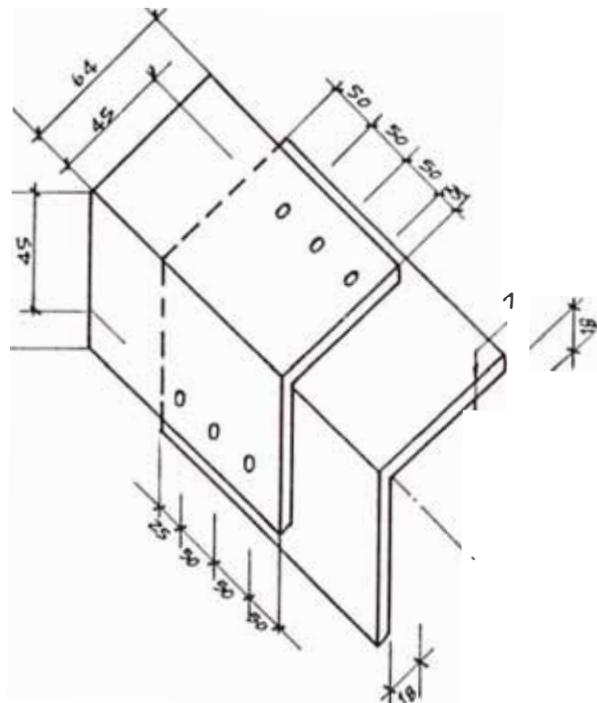


Fig. 42 Miembros conectados detalle 2

Solución

De manera análoga que para el caso anterior con $e = 1/4''$
(7mm)

a) Corte Directo

$$F_s = T$$

$$F_s = 0.167 \times T$$

b) Tracción por Momento Flector

Estableciendo el eje de pivote

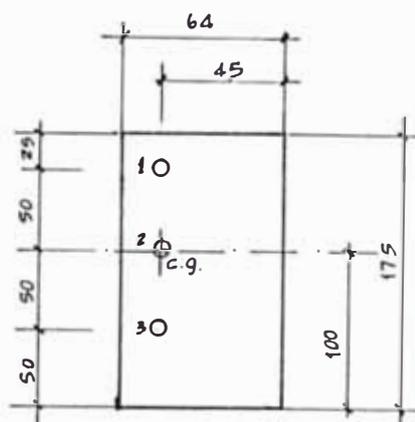


Fig. 43 Eje de pivote detalle 2

$$Y(3 \text{ s}) = 50(s) + 100 (s) + 150 (s)$$

$$Y(3 \text{ s}) = 300 (s) \quad Y = 100$$

Entonces, la tracción crítica por momento flector -
estará en la unión (1)

De (2.44)

$$F_{t1} = \frac{7 \times T \times 50}{50^2 + 50^2}$$

$$F_{t1} = \frac{7 \times T \times 50}{2 \times 50^2}$$

$$F_{t1} = \frac{7 \times T}{100} \quad F_{t1} = 0.07 T$$

c) Corte por Momento Torsor

El corte crítico por momento torsor estará también -
en la unión (1)

De (2.45)

$$Fs_1 = \frac{7 \times T \times 50}{2 \times 50^2}$$

$$Fs_1 = \frac{7 \times T}{100} \quad Fs_1 = 0.07 \quad T$$

Luego, las cargas en el conector (1) son :

Carga de tracción

$$F_t = 0.07 \times T$$

Carga de Corte

$$Fs = \sqrt{(0.167 \times T)^2 + (0.07 \times T)^2}$$

$$Fs = \sqrt{(0.167)^2 + (0.07)^2} \times T$$

$$Fs = 0.181 \times T$$

d) Area mínima para pernos ajustados

De (2.46)

$$Fi = 0.07 + \frac{0.181}{0.3} \times T$$

$$Fi = 0.674 \times T$$

De (2.47)

$$A_s > \frac{0.674 T}{0.8 \times 64.8}$$

$$A_s > 0.013 \times T \quad (2.54)$$

donde :

A_s : Area mínima de perno ajustado
(ASTM A 449) (mm²)

T : Carga de trabajo (Kg)

e) Área mínima para pernos con ajuste inadecuado

De (2.49)

$$F_e = \sqrt{(0.07 \times T)^2 + 4 \times (0.181 T)^2}$$

$$F_e = \sqrt{(0.07)^2 + (0.362)^2} \times T$$

$$F_e = 0.369 \times T$$

De (2.50)

$$A_s > \frac{0.369 \times T}{0.4 \times 64.8}$$

$$A_s > 0.014 \times T \quad (2.55)$$

Para $T = 5,000 \text{ Kg}$

De (2.55)

$$A_s > 0.014 \times 5\,000 \quad \diamond \quad A_s > 70 \text{ mm}^2$$

De tablas (Ref. 7)

$$\phi 1/2", \quad A = 91.55 \text{ mm}^2$$

$$A = 91.55 \text{ mm}^2 > A_s = 70 \text{ mm}^2 \quad \text{correcto !}$$

Usar : 6 pernos de acero $\phi 1/2"$ ASTM A449, rosca gruesa en unión traslape simple

- 3) Para la junta que se muestra, determinar las características del perno a utilizar, para que la unión trabaje satisfactoriamente a la tensión "T" de carga.

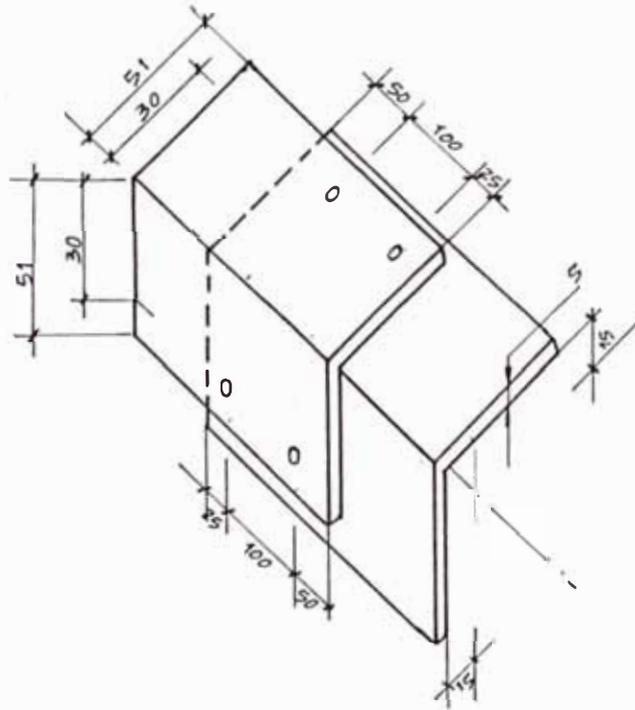


Fig. 44 Miembros conectados detalle 3

Solución

Considerando una excentricidad

$$e = 3/16" \quad (5\text{mm})$$

- a) Corte Directo

$$F_s = \frac{T}{4}$$

$$F_s = 0.25 T$$

b) Tracción por Momento Flector

Estableciendo el eje del pivote y centro de gravedad

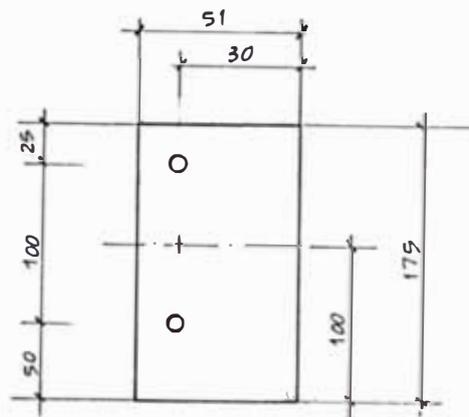


Fig. 45 Eje de pivote de μ le 3

Entonces, la tracción crítica por momento flector es tará en la unión (1)

De (2.44)

$$F_{t_1} = \frac{5 \times T \times 50}{50^2 + 50^2}$$

$$F_{t_1} = 0.05 T$$

c) Corte por Momento Torsor

El corte crítico por momento torsor estará también - en la unión (1)

De (2.45)

$$F_{s1} = \frac{5 \times T \times 50}{50^2 + 50^2}$$

$$F_{s1} = 0.05 T$$

Luego, las cargas en el conector (1) son :

Carga de tracción

$$F_t = 0.05 T$$

Carga de Corte

$$F_s = \sqrt{(0.05T)^2 + (0.25T)^2}$$

$$F_s = 0.255 T$$

d) Area mínima de pernos ajustados

De (2.46)

$$F_i = 0.05 T + \frac{0.255}{0.3} T$$

$$F_i = 0.9 T$$

De (2.47)

$$A_s \geq \frac{0.9 T}{0.8 \times 64.8}$$

$$A_s \geq 0.017 T \quad (2.60)$$

donde :

As : Area mínima de pernos ajustado (ASTMA449)
(mm²)

T : Carga de tensión (Kg)

e) Area mínima para pernos con ajuste inacduado

De (2.49)

$$F_e = \sqrt{(0.05T)^2 + 4 (0.255 T)^2}$$

$$F_e = 0.512 T$$

De (2.50)

$$A_s > \frac{0.512 T}{0.4 \times 64.8}$$

$$A_s > 0.02 T \quad (2.61)$$

Para T = 4,000 Kg

De (2.61)

$$A_s = 80 \text{ mm}^2$$

$$A = 91.55 \text{ mm}^2 > A_s = 80 \text{ mm}^2 \quad \text{correcto !}$$

Usar : 4 pernos de acero $\phi 1/2''$ ASTM A 449, rosca - gruesa en unión por traslape simple.

- 4) Para la junta que se muestra a continuación, determinar la característica del perno a utilizar, para que la unión trabaje satisfactoriamente a la tensión "T" de carga.

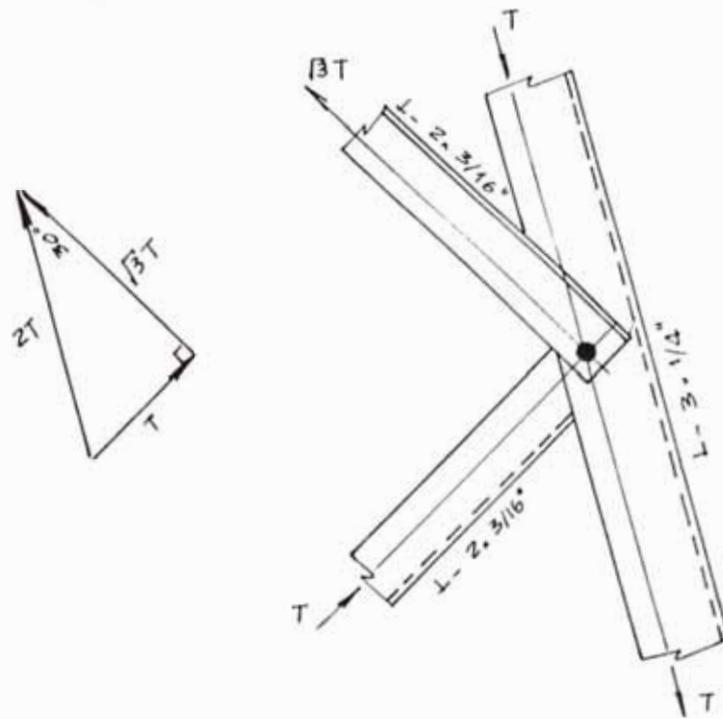


Fig. 46 Miembros conectados detalle 4

Solución

Como solamente existe corte directo en la unión entonces -
podemos calcular directamente el perno.

a) Perno Ajustado

De (2.46)

$$F_i = \frac{2 T}{0.3}$$

De (2.47)

$$A_s > \frac{2 T}{0.3 \times 0.8 \times S_y}$$

Asumiendo emplear pernos de Acero ASTM A 449 -

(SAE-5)

$$S_y = 64.8 \text{ Kg/mm}^2$$

entonces

$$A_s > \frac{2 T}{0.3 \times 0.8 \times 64.8}$$

$$A_s > 0.13 T \quad (2.56)$$

donde :

A_s : Area mínima de perno ajustado
(ASTM A 449) (mm²)

T : Carga de trabajo (Kg)

b) Perno con ajuste inadecuado

De (2.49)

$$F_e = 2(2 T)$$

De (2.50)

$$A_s > \frac{4 T}{0.4 \times 64.8}$$

$$A_s > 0.154 T \quad (2.57)$$

Para $T = 500$ Kg

De (2.57)

$$A_s = 77 \text{ mm}^2$$

$$A = 91.55 \text{ mm}^2 > A_s = 77 \text{ mm}^2 \quad \text{correcto!}$$

Usar : 01 perno de acero $\phi 1/2''$ ASTM A449, rosca gruesa.

- 5) Para la junta que se muestra a continuación, determinar las características del perno a utilizar, para que la unión

trabaje satisfactoriamente a la tensión "T" de carga

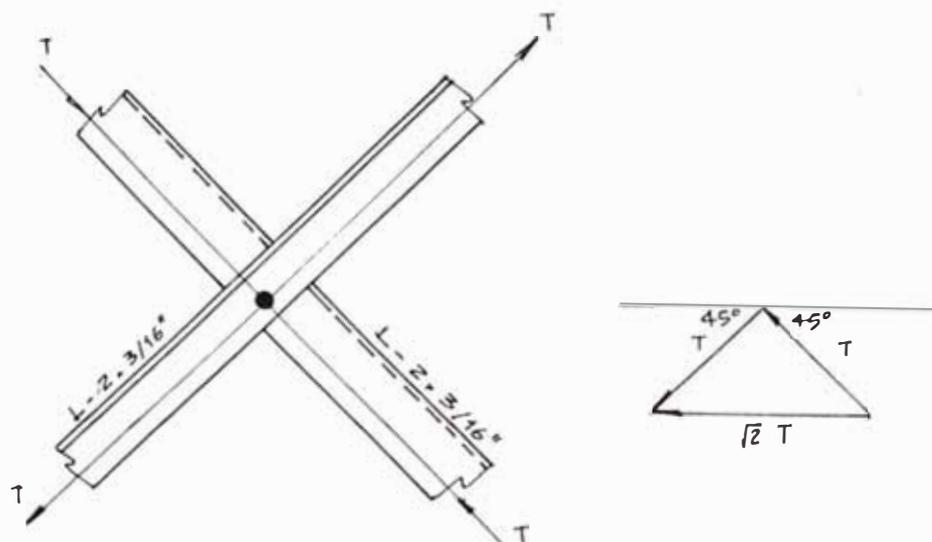


Fig. 47 Miembros conectados detalle 5

Solución

De manera análoga que para el caso anterior

a) Perno Ajustado

De (2.46)

$$F_i = \frac{\sqrt{2} T}{0.3}$$

De (2.47)

$$A_s = \frac{\sqrt{2} T}{0.3 \times 0.8 \times 64.8}$$

$$A_s = 0.09 \times T \quad (2.58)$$

donde :

A_s : Area mínima de perno ajustado
(ASTM A 449) (mm²)

T : Carga de trabajo (Kg)

b) Perno con ajuste inadecuado

De (2.49)

$$F_e = 2 (\sqrt{2} T)$$

De (2.50)

$$A_s > \frac{2 \sqrt{2} T}{0.4 \times 64.8}$$

$$A_s > 0.109 \times T \quad (2.59)$$

Para $T = 800 \text{ Kg}$

De (2.59)

$$A_s = 87.2$$

$$A = 91.55 \text{ mm}^2 > A_s = 87.2 \text{ mm}^2 \quad \text{correcto !}$$

Usar : 01 perno de acero $\phi 1/2''$ ASTM
A 449, rosca gruesa.

Resumiendo las cargas que pueden soportar los conectores en los detalles arriba mostrados, tenemos:

Tramo	Detalle	pulg	Cantidad n	A pulg ²	A _s pulg ²	carga actuante P (tn)	carga max. Pmax. (tn)
Montantes Inferiores	1	1/2	12	91.55	65	10	14
Montantes Superiores	2	1/2	6	91.55	70	5	6.5
Diagonales Inferiores	3	1/2	4	91.55	80	4	4.5
Diagonales Superiores	4	1/2	1	91.55	77	0.5	0.6
Diagonales Secundarias	5	1/2	1	91.55	87	0.8	0.35

donde : $P_{max.} = \frac{A}{A_s} \times P \text{ (tn)}$

Tabla 10 Cargas máximas en los conectores

2.6.7 Cálculos de esfuerzos unitarios últimos de diseño

Conocidos :

A	:	Area del perfil	(pulg ²)
Ag	:	Area neta del perfil	(pulg ²)
L	:	Longitud del elemento	(pulg)
r	:	Radio de giro mínimo	(pulg)
S	:	Módulo de sección	(pulg ³)
Cc	:	Constante de columna	
e	:	excentricidad en la carga aplicada	(pulg)
T	:	Carga de tensión	(Lbs)

Entonces podemos iniciar el cálculo

A) Diseño por tracción

De (2.32)

$$f_t = \frac{T}{A_g}$$

El esfuerzo admisible a tracción (Ft) para aceros A-36 es:

$$F_t = 24 \text{ Ksi}$$

Siempre se cumplirá :

$$f_t < F_t$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{C}{A}$$

Conocidos L y r, entonces podemos calcular la relación

de esbletez (L/r), y de tablas (Ref.15) obtenemos el es
fuerzo admisible en compresión (F_c).

Siempre se cumplirá :

$$f_c < F_c$$

C) Diseño por Flexo-Compresión

Debido al par que genera la excentricidad (e) de la carga
aplicada

$$f_m = \frac{C \times e}{S}$$

$$F_m = 22 \text{ Ksi}$$

$$F_e = \frac{149,000}{(L/r)^2} \text{ Ksi}$$

De (2.37)

$$\text{si } \frac{f_c}{F_c} < 0.15$$

$$\frac{f_c}{F_c} + \frac{f_m}{F_m} < 1$$

De (2.40)

$$\text{si } \frac{f_c}{F_c} > 0.15$$

$$\frac{f_c}{F_c} + \frac{f_m}{(1 - f_c/F_c) F_m} < 1$$

Y para revisar los efectos de los momentos excéntricos -

en el plano de flexión :

De (2.41)

$$\frac{f_c}{24} + \frac{f_m}{22} < 1$$

2.6.7.1 Revisión de los esfuerzos últimos de diseño en las montantes de la torre de transmisión

Nivel + 0.00

Corresponde a los elementos 17 y 34 en la configuración propuesta

Perfil : L 3 x 3 x 1/4" (A-36)

$$A = 1.44 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 1.15 \text{ pulg}^2$$

$$L = 48 \text{ pulg}$$

$$r = 0.93 \text{ pulg}$$

$$S = 0.577 \text{ pulg}^3$$

$$C_c = 126$$

$$e = 1/16" (2\text{mm})$$

$$T = 15,400 \text{ Lbs}$$

$$C = 20,000 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = \frac{15.4}{1.15}$$

$$f_t = 13.4 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi} \quad \text{correcto !}$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{20}{1.44} \phi f_c = 13.88 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{48}{0.93} \phi \frac{L}{r} = 52$$

De tablas

$$\frac{L}{r} = 52 < 126 \phi F_c = 18.17 \text{ Ksi}$$

$$f_c = 13.88 \text{ Ksi} < F_c = 18.17 \text{ Ksi} \quad \text{correcto !}$$

C) Diseño por Flexo-Compresión

$$f_m = \frac{20 \times (1/16)}{0.577} \quad f_m = 2.16 \text{ Ksi}$$

$$F_m = 0.6 \times 36 \quad F_m = 22 \text{ Ksi}$$

$$F_e = \frac{149,000}{(52)^2} \quad F_e = 55 \text{ Ksi}$$

Conociendo :

$$\frac{f_c}{F_c} = \frac{13.88}{18.17} = 0.76 > 0.15$$

Entonces :

$$\frac{13.88}{18.17} + \frac{2.16}{\left(1 - \frac{13.88}{55.00}\right) \times 22} < 1$$

$$0.76 + 0.13 \leq 1$$

$$0.89 \leq 1 \quad \text{Correcto !}$$

En el plano de flexión :

$$\frac{13.88}{24} + \frac{2.16}{22} \leq 1$$

$$0.58 + 0.10 \leq 1$$

$$0.68 \leq 1 \quad \text{Correcto !}$$

Desde Nivel + 0.00 hasta Nivel + 6.00 para las montantes de la estructura.

Usar perfiles L - 3 x 3 x 1/4" (A-36)

Nivel + 6.00

Corresponden a los elementos 16 y 33.

Perfil L - 3 x 3 x 1/4" (A-36)

$$A = 1.44 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 1.15 \text{ pulg}^2$$

$$L = 60 \text{ pulg}$$

$$r = 0.93 \text{ pulg}$$

$$S = 0.577 \text{ pulg}^3$$

$$C_c = 126$$

$$e = 1/16" (2 \text{ mm})$$

$$T = 15,400 \text{ Lbs}$$

$$C = 20,000 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = \frac{15.4}{1.15}$$

$$f_t = 13.4 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto!}$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{20}{1.44} \quad \diamond \quad f_c = 13.88 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{60}{0.93} \quad \diamond \quad \frac{L}{r} = 65$$

De tablas

$$\frac{L}{r} = 65 < 126 \quad \diamond \quad F_c = 16.94$$

De tablas

$$\frac{L}{r} = 65 < 126 \quad \diamond \quad F_c = 16.94$$

$$f_c = 13.88 \text{ Ksi} < F_c = 16.94 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto!}$$

C) Diseño por Flexo - Compresión

$$f_m = \frac{20 \times (1/16)}{0.577} \quad \diamond \quad f_m = 2.16 \text{ Ksi}$$

$$F_m = 0.6 \times 36 \quad \diamond \quad F_m = 22 \text{ Ksi}$$

$$F_e = \frac{149,000}{(65)^2} \quad \diamond \quad F_e = 35.27 \text{ Ksi}$$

Conociendo :

$$\frac{f_c}{F_c} = \frac{13.88}{16.94} = 0.82 > 0.15$$

Entonces :

$$\frac{13.88}{16.94} + \frac{2.16}{\left(1 - \frac{13.88}{35.27}\right) \times 22} < 1$$

$$0.82 + 0.16 < 1$$

$$0.98 < 1 \quad \text{Correcto !}$$

En el plano de flexión :

$$\frac{13.88}{24} + \frac{2.16}{22} < 1$$

$$0.58 + 0.1 < 1$$

$$0.68 < 1 \quad \text{Correcto !}$$

Desde Nivel + 6.00 hasta Nivel +13.00

para las montantes de la estructura

Usar perfiles L - 3 x 3 x 1/4" (A-36)

Nivel + 13.00

Corresponde a los elementos 13 y 30

Perfil L - 3 x 3 x 1/4" (A-36)

$$A = 1.44 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 1.15 \text{ pulg}^2$$

$$L = 80 \text{ pulg}$$

$$r = 0.93 \text{ pulg}$$

$$S = 0.577 \text{ pulg}^3$$

$$\begin{aligned}
 Cc &= 126 \\
 e &= 1/16'' \text{ (2mm)} \\
 T &= 13,200 \text{ Lbs} \\
 C &= 15,400 \text{ Lbs}
 \end{aligned}$$

A) Diseño por tracción

$$ft = \frac{13.2}{1.15}$$

$$ft = 11.5 \text{ Ksi} < Ft = 24 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto !}$$

B) Diseño por Pandeo

$$fc = \frac{15.4}{1.44} \quad \nabla \quad fc = 10.69 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{80}{0.93} \quad \nabla \quad \frac{L}{r} = 86$$

De tablas

$$\frac{L}{r} = 86 < 126 \quad \nabla \quad Fc = 14.67 \text{ Ksi}$$

$$fc = 10.69 \text{ Ksi} < Fc = 14.67 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto !}$$

C) Diseño por Flexo-Compresión

$$fm = \frac{15.4 \times (1/16)}{0.577} \quad \nabla \quad fm = 1.67 \text{ Ksi}$$

$$Fm = 0.6 \times 36 \quad \nabla \quad Fm = 22 \text{ Ksi}$$

$$F_e = \frac{149,000}{(86)^2} \quad \Rightarrow \quad F_e = 20.15 \text{ Ksi}$$

Conociendo :

$$\frac{f_c}{F_c} = \frac{10.69}{14.67} = 0.73 > 0.15$$

Entonces :

$$\frac{10.69}{14.67} + \frac{1.67}{\left(1 - \frac{10.69}{20.15}\right) \times 22} < 1$$

$$0.73 + 0.16 < 1$$

$$0.89 < 1 \text{ Correcto}$$

Desde Nivel +13.00 hasta Nivel +17.50

para las montantes de la estructura

Usar perfiles L- 3 x 3 x 1/4" (A-36)

Nivel + 17.50

Corresponde a los elementos 11 y 28

Perfil : L - 3 x 3 x 1/4" (A-36)

$$A = 1.44 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 1.15 \text{ pulg}^2$$

$$L = 80 \text{ pulg}$$

$$r = 0.93 \text{ pulg}$$

$$S = 0.577 \text{ pulg}^3$$

$$C_c = 126$$

$$e = 1/16" (2\text{mm})$$

$$T = 11,000 \text{ Lbs}$$

$$C = 13,200 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = 11/1.15$$

$$f_t = 9.6 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto!}$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = 13.2/1.44 \quad \diamond \quad f_c = 9.17 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{80}{0.93} \quad \diamond \quad \frac{L}{r} = 86$$

De tablas

$$\frac{L}{r} = 86 < 126 \quad \diamond \quad F_c = 14.67 \text{ Ksi}$$

$$f_c = 9.17 \text{ Ksi} < F_c = 14.67 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto!}$$

C) Diseño por Flexo-Compresión

$$f_m = \frac{13.2 \times (1/16)}{0.577} \quad \diamond \quad f_m = 1.43 \text{ Ksi}$$

$$F_m = 0.6 \times 36 \quad \diamond \quad F_m = 22 \text{ Ksi}$$

$$F_e = \frac{149,000}{(86)^2} \quad \diamond \quad F_e = 20.15 \text{ Ksi}$$

Conociendo :

$$\frac{f_c}{F_c} = \frac{9.17}{14.67} = 0.63 > 0.15$$

Entonces :

$$\frac{9.17}{14.67} + \frac{1.43}{\left(1 - \frac{9.17}{20.15}\right) \times 22} < 1$$

$$0.63 + 0.12 < 1$$

$$0.75 < 1 \quad \text{Correcto!}$$

En el plano de flexión

$$\frac{9.17}{24} + \frac{1.43}{22} < 1$$

$$0.38 + 0.07 < 1$$

$$0.45 < 1 \quad \text{Correcto!}$$

Desde Nivel + 17.50 hasta Nivel + 21.00

para las montantes de la estructura

Usar perfiles L - 3 x 3 x 1/4" (A-36)

Nivel + 21.00

Corresponde a los elementos 9 y 26

Perfil : 2 1/2 x 2 1/2 x 1/4" (A-36)

$$A = 1.19 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 0.9 \text{ pulg}^2$$

$$L = 50 \text{ pulg}$$

$$r = 0.769 \text{ pulg}$$

$$S = 0.394 \text{ pulg}^3$$

$$C_c = 126$$

$$e = 1/4'' \text{ (7mm)}$$

$$T = 11,000 \text{ Lbs}$$

$$C = 11,000 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = \frac{11}{0.9}$$

$$f_t = 12 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi} \text{ Correcto !}$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{11}{1.19} \quad \diamond \quad f_c = 9.24 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{50}{0.769} \quad \diamond \quad \frac{L}{r} = 65$$

De tablas

$$\frac{L}{r} = 65 < 126 \quad \diamond \quad F_c = 16.94 \text{ Ksi}$$

$$f_c = 9.24 \text{ Ksi} < F_c = 16.94 \text{ Ksi} \text{ Correcto !}$$

C) Diseño por Flexo-Compresión

$$f_m = \frac{11 \times (1/4)}{0.394} \quad \diamond \quad f_m = 6.98 \text{ Ksi}$$

$$F_m = 0.6 \times 36 \quad \diamond \quad F_m = 22 \text{ Ksi}$$

$$F_e = \frac{149,000}{(65)^2} \quad \diamond \quad F_e = 35.27 \text{ Ksi}$$

Sabiendo :

$$\frac{f_c}{F_c} = \frac{9.24}{16.94} = 0.55 > 0.15$$

Entonces :

$$\frac{9.24}{16.94} + \frac{6.98}{\left(1 - \frac{9.24}{35.27}\right) \times 22} < 1$$

$$0.55 + 0.43 < 1$$

$$0.98 < 1 \quad \text{Correcto !}$$

En el plano de flexión

$$\frac{9.24}{24} + \frac{6.98}{22} < 1$$

$$0.39 + 0.32 < 1$$

$$0.71 < 1 \quad \text{Correcto !}$$

Desde Nivel + 21.00 hasta Nivel + 25.00

para las montantes de la estructura

Usar perfiles L - 2 1/2 x 2 1/2 x 1/4" (A-36)

Nivel + 25.00

Corresponde a los elementos 5 y 22

Perfil L - 2 1/2 x 2 1/2 x 1/4" (A-36)

$$A = 1.19 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 0.9 \text{ pulg}^2$$

$$L = 20 \text{ pulg}$$

$$r = 0.769 \text{ pulg}$$

$$S = 0.394 \text{ pulg}^3$$

$$Cc = 126$$

$$e = 1/16'' (2\text{mm})$$

$$T = 4,500 \text{ Lbs}$$

$$C = 4,500 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$ft = \frac{4.5}{0.9}$$

$$ft = 5 \text{ Ksi} < Ft = 24 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto!}$$

B) Diseño por Pandeo

$$fc = \frac{4.5}{1.19} \quad \diamond \quad fc = 3.78 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{20}{0.769} \quad \diamond \quad \frac{L}{r} = 26$$

De tablas

$$\frac{L}{r} = 26 < 126 \quad \diamond \quad Fc = 20.22 \text{ Ksi}$$

$$fc = 3.78 \text{ Ksi} < Fc = 20.22 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto!}$$

C) Diseño por Flexo-Compresión

$$fm = \frac{4.5 \times (1/16)}{0.394} \quad fm = 0.72 \text{ Ksi}$$

$$F_m = 0.6 \times 36 \quad \diamond \quad F_m = 22 \text{ Ksi}$$

$$F_e = \frac{149,000}{(26)^2} \quad \diamond \quad F_e = 220 \text{ Ksi}$$

Conociendo :

$$\frac{f_c}{F_c} = \frac{3.78}{20.22} = 0.19 > 0.15$$

Entonces :

$$\frac{3.78}{20.22} + \frac{0.72}{\left(1 - \frac{3.78}{220}\right) \times 22} < 1$$

$$0.19 + 0.03 < 1$$

$$0.22 < 1 \quad \text{Correcto !}$$

En el plano de flexión

$$\frac{3.78}{24} + \frac{0.72}{22} < 1$$

$$0.16 + 0.03 < 1$$

$$0.19 < 1 \quad \text{Correcto !}$$

Desde Nivel + 25.00 hasta Nivel 27.50

para las montantes de la estructura

Usar perfiles L - 2 1/2 x 2 1/2 x 1/4" (A-36)

Esfuerzos Máximos en Montantes

Nivel	Descripción	Elemento	Perfil	e mm	L mt	r pulg	Carga (Tn) Tmáx.	Diseño			
								tracción Ag pulg ²	Ft Ksi	Pandeo A pulg ²	Fc Ksi
0-6	17 y 34	3 x 1/4"	2	1.2	0.93	12	10	1.15	24	1.44	18
6-13	16 y 33	3 x 1/4"	2	1.5	0.93	12	9.5	1.15	24	1.44	17
13-17.5	13 y 30	3 x 1/4"	2	2.0	0.93	12	8	1.15	24	1.44	15
17.5-21	11 y 28	3 x 1/4"	2	2.0	0.93	12	8	1.15	24	1.44	15
21-25	9 y 26	2 1/2 x 1/4"	6	1.5	0.77	10	5.5	0.90	24	1.19	17
25-27.5	5 y 22	2 1/2 x 1/4"	2	0.6	0.77	10	9	0.90	24	1.19	20

Tabla 11

donde :

$$T \max = \frac{Ft \times Ag}{2.2} \quad (Tn)$$

$$C \max = \frac{0.8 \times Fc \times A}{2.2} \quad (Tn) \text{ En uniones a tope}$$

$$C \max = \frac{0.6 \times Fc \times A}{2.2} \quad (Tn) \text{ En uniones traslapadas}$$

2.6.7.2 Revisión de los esfuerzos últimos de diseño en las diagonales de la torre de transmisión

Nivel + 0.00

Corresponde a los elementos 79 y 80 en la configuración propuesta.

Perfil L - 2 x 2 x 3/16 (A-36)

$$A = 0.715 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 0.510 \text{ pulg}^2$$

$$L = 52 \text{ pulg}$$

$$r = 0.617 \text{ pulg}$$

$$S = 0.19 \text{ pulg}^3$$

$$C_c = 126$$

$$T = 2,500 \text{ Lbs}$$

$$C = 2,500 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = \frac{2.50}{0.51}$$

$$f_t = 4.9 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi correcto!}$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{2.5}{0.715} \qquad f_c = 3.5 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{52}{0.617} \quad \diamond \quad \frac{L}{r} = 85$$

$$\text{De tablas :} \quad \diamond \quad F_c = 14.79 \text{ Ksi}$$

$$f_c = 3.5 \text{ Ksi} \quad < \quad F_c = 14.8 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto!}$$

Desde Nivel + 0.00 hasta Nivel + 6.00

para las diagonales de la estructura

Usar perfiles L - 2 x 2 x 3/16" (A-36)

Nivel + 6.00

Corresponde a los elementos 75 y 76 de la estructura propuesta

Perfil L - 2 x 2 x 3/16" (A-36)

$$A = 0.715 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 0.510 \text{ pulg}^2$$

$$L = 50 \text{ pulg}$$

$$r = 0.617 \text{ pulg}$$

$$S = 0.19 \text{ pulg}^3$$

$$C_c = 126$$

$$T = 1,000 \text{ Lbs}$$

$$C = 1,000 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = \frac{1}{0.51}$$

$$f_t = 2 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto}$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{1}{0.715} \quad \diamond \quad f_c = 1.5 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{50}{0.617} \quad \diamond \quad \frac{l_c}{r} = 81$$

$$\text{De tablas} \quad \diamond \quad F_c = 15.24 \text{ Ksi}$$

$$f_c = 1.5 \text{ Ksi} < F_c = 15.24 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto} \quad !$$

Desde Nivel + 6.00 hasta Nivel + 17.50

para las diagonales de la estructura

Usar perfiles L - 2 x 2 x 3/16 (A-36)

Nivel + 17.50

Corresponde a los elementos 65 y 66 de la estructura propuesta.

Perfil L - 2 x 2 x 3/16" (A-36)

$$A = 0.715 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 0.510 \text{ pulg}^2$$

$$L = 57 \text{ pulg}$$

$$r = 0.617 \text{ pulg}$$

$$\begin{aligned}
 S &= 0.19 \text{ pulg} \\
 C_c &= 126 \\
 T &= 4,500 \text{ Lbs} \\
 C &= 3,500 \text{ Lbs}
 \end{aligned}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = \frac{4.5}{0.51}$$

$$f_t = 9 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto !}$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{3.5}{0.715} \quad \heartsuit \quad f_c = 5 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{57}{0.617} \quad \heartsuit \quad \frac{L}{r} = 92$$

$$\text{De tablas} \quad \heartsuit \quad F_c = 13.97 \text{ Ksi}$$

$$f_c = 5 \text{ Ksi} < F_c = 13.97 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto !}$$

Desde Nivel + 17.50 hasta Nivel + 21.00

para las diagonales de la estructura

Usar perfiles L - 2 x 2 x 3/16" (A-36)

Nivel + 21.00

Corresponde a los elementos 61 y 62 de la estructura propuesta

Perfil L -1 1/2 x 1 1/2 x 3/16"

$$A = 0.536 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 0.402 \text{ pulg}^2$$

$$L = 40 \text{ pulg}$$

$$r = 0.513 \text{ pulg}$$

$$T = 700 \text{ Lbs}$$

$$C = 700 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = \frac{0.7}{0.402}$$

$$f_t = 2 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto !}$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{0.7}{0.536} \quad \phi \quad f_c = 1.5 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{40}{0.513} \quad \phi \quad \frac{L}{r} = 80 \quad \phi \quad F_c = 15.36 \text{ Ksi}$$

$$f_c = 1.5 \text{ Ksi} < F_c = 15.36 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto !}$$

Desde Nivel + 21.00 hasta Nivel + 25.00

para las diagonales de la estructura

Usar perfiles L - 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16" (A-36)

Nivel + 25.00

Corresponde a los elementos 53 y 54 de la estructura propuesta.

Perfil L - 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16" (A-36)

$$A = 0.536 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 0.402 \text{ pulg}^2$$

$$L = 15 \text{ pulg}$$

$$r = 0.513 \text{ pulg}$$

$$T = 2,200 \text{ Lbs}$$

$$C = 2,200 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = \frac{2.2}{0.402}$$

$$f_t = 5.5 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto!}$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{2.2}{0.536} \quad \diamond \quad f_c = 4 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{15}{0.513} \quad \diamond \quad \frac{L}{r} = 30$$

$$\text{De tablas : } \quad \diamond \quad F_c = 19.94 \text{ Ksi}$$

$$f_c = 4 \text{ Ksi} < F_c = 19.94 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto!}$$

Esfuerzos Máximos en Diagonales

Descripción	e	L	r	Carga (Tn)	Diseño x Tracción	Diseño x Tracción	Diseño x Tracción	FC				
Nivel	Elementos	Perfil	mm	mt	Tmax	Cmax	Ag ²	Ft	A	Ksi	pulg ²	Ksi
0-6	79 y 80	2 x 3/16"		1.3	0.617	5	4.5	0.51	24	0.715	15	
6-17.5	75 y 76	2 x 3/16"		1.2	0.617	5	4.5	0.51	24	0.715	15	
17.5-21	65 y 66	2 x 3/16"		1.4	0.617	5	4.0	0.51	24	0.715	14	
21-25	61 y 62	1 1/2 x 3/16"		1	0.513	4	3.0	0.402	24	0.536	15	
25-27.5	53 y 54	1 1/2 x 3/16"		0.4	0.513	4	5.0	0.402	24	0.536	20	

Tabla 12

donde :

$$T \max = \frac{Ft \times Ag}{2.2} \quad (Tn)$$

$$C \max = \frac{Fc \times A}{2.2} \quad (Tn)$$

2.6.7.3 Revisión de los esfuerzos últimos de diseño en las Crucetas

El diseño se hará para el elemento en la base y para el elemento inclinado en la Cruceta.

Elementos : 37,40 y 43

Perfil : L - 2 x 2 x 3/16" (A-36)

$$A = 0.715 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 0.510 \text{ pulg}^2$$

$$L = 50$$

$$r = 0.617 \text{ pulg}$$

$$T = 500 \text{ Lbs}$$

$$C = 2,200 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = \frac{0.5}{0.51}$$

$$f_t = 1 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto!}$$

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{2.2}{0.715} \Rightarrow f_c = 3.1 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{50}{0.617} \Rightarrow \frac{L}{r} = 81$$

De tablas ϕ $F_c = 15.24 \text{ Ksi}$

$f_c = 3.1 \text{ Ksi} < F_c = 15.24 \text{ Ksi}$ Correcto!

Para los elementos en la base de la cruceta : 37, 40
y 43.

Usar perfiles L - 2 x 2 x 3/16 (A-36)

Elementos : 36, 39 y 42

Perfil : 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16"

$$A = 0.536 \text{ pulg}^2$$

$$A_g = 0.402 \text{ pulg}^2$$

$$L = 51 \text{ pulg}$$

$$r = 0.513 \text{ pulg}$$

$$T = 1,000 \text{ Lbs}$$

$$C = 500 \text{ Lbs}$$

A) Diseño por tracción

$$f_t = \frac{1}{0.402}$$

$f_t = 2.48 \text{ Ksi} < F_t = 24 \text{ Ksi}$ Correcto!

B) Diseño por Pandeo

$$f_c = \frac{0.5}{0.536} \phi f_c = 1 \text{ Ksi}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{51}{0.513} \quad \diamond \quad \frac{L}{r} = 100$$

$$\text{De tablas} \quad \diamond \quad F_c = 12.98 \text{ Ksi}$$

$$f_c = 1 \text{ Ksi} \quad \leftarrow \quad F_c = 12.98 \text{ Ksi} \quad \text{Correcto}$$

Para los elementos en la Cruceta : 36, 39 y 42

Usar perfiles L - 1 1/2 x 1 1/2 x 3/16"(A-36)

Esfuerzos máximos en los elementos de las Crucetas

Descripción		L	r	Carga(Tn)		Diseñoextrac.		DiseñoPandeo	
Elementos	Perfil	mt	pulg	Tmax	Cmax	Ag pulg ²	Ft Ksi	A pulg ²	Fc Ksi
37,40 y 43	2 x 3/16"	1.2	0.617	5.5	4.5	0.510	24	0.715	15
36,39 y 42	1 1/2 x 3/16"	1.3	0.513	4.0	3.0	0.402	24	0.536	13

donde : $T_{max} = \frac{F_t \times A_g}{2.2} \quad (\text{Tn})$

$$C_{max} = \frac{F_c \times A}{2.2} \quad (\text{Tn})$$

Tabla 13

2.7 Recubrimiento

Como es sabido, la herrumbre que se forma en la superficie de los elementos de acero y hierro fundido, expuestos al ambiente, ocasionan daños considerables en dichos elementos generando grandes pérdidas en periodos de tiempo, relativamente, muy breves.

La herrumbre es un proceso, continuo, creciente e irreversible, ocasionado por agentes agresivos presentes en el entorno, tales como : humedad, salinidad, gases industriales y polvos extraños. Ello obliga a llevar a cabo frecuentes limpiezas, y tareas de mantenimiento, orientadas a evitar el deterioro acelerado del material, tratando, de este modo, de conseguir las menores pérdidas. Igual sucede, si bien en bastante menor grado, con las piezas de cobre y aleaciones de cobre (latón, bronce) que se oxidan y se cubren de verdin. De manera que este fenómeno se presenta, aunque en diferente grado y características, en todas las piezas de baja nobleza.

Si se desea obtener piezas no alterables, por la acción de agentes agresivos circundantes; o en todo caso, piezas fáciles de conservar, puede adoptarse como solución el empleo de metales y de aleaciones inoxidables o prácticamente inoxidable, como los cupro-alumínicos, las alpacas y sobre todo las aleaciones de hierro-níquel-cromo, del tipo acero inoxidable. Estas piezas tendrán la ventaja

ja de ser más duraderas, de otro lado aliviarían las tareas de limpieza y mantenimiento; pero su costo sería considerable, incluso, para determinadas aplicaciones, prohibitivo.

Pero existe otra solución, y que consiste en recubrir las piezas con una capa relativamente delgada de otro metal más noble. Este recubrimiento puede hacerse por inmersión o por vía electrolítica. Se pueden obtener muy buenos resultados con éstos procedimientos, y su aplicación, no representan dificultad alguna para su puesta en práctica.

La ventaja principal de esta forma de protección, es la reducción del costo con respecto a usar metales o aleaciones inoxidables, además de aliviar considerablemente la tarea de limpieza y mantenimiento en las piezas expuestas. A ello se debe el desarrollo de los diferentes tipos de recubrimiento, y que constituyen en nuestros días, la forma más conveniente de proteger a las piezas metálicas, necesariamente expuestas a los agentes externos.

2.7.1 Tipos de Recubrimiento

Dentro de la diversidad de recubrimientos existentes, los más usados son los siguientes :

A) Cobreado

Recubrimiento de cobre rojo, muy utilizado como pro

tección ante los agentes agresivos del concreto, en aquellas piezas a cementar. También se le destina como primera capa de protección, antes de un recubrimiento definitivo. Por ejemplo, utilizado como base antes del niquelado.

B) Niquelado

Es un recubrimiento definitivo de profusa aplicación. Presenta un bello color blanco que lo hace ideal para ser utilizado con fines decorativos, usado en lámparas, adornos, parachoques y faros de automóviles, entre otros usos.

C) Cromado

De color blanco azulado, muy apreciado. Realizado en capas muy delgadas, vienen a menudo a complementar las aplicaciones de níquel, ya que presenta la ventaja de conservar su brillo. Realizado en capas espesas tienen, también, numerosas aplicaciones, debido a la gran dureza e inalterabilidad de éste recubrimiento.

D) Estañado

El Estaño resiste muy bien a la oxidación, y conser-

va un buen aspecto en presencia de productos alimenticios, debido a lo cual, son numerosas sus aplicaciones en utensilios de cocina.

E) Zincado

Empleado de modo especial para proteger el hierro o el acero contra la oxidación. El procedimiento más usual es el de inmersión en caliente, aunque el de electrólisis se va generalizando.

Suele aplicarse zinc en perfiles angulares, tubos, cables, remaches, pernos, clavos, etc.

F) Cadmiado

Presenta un tinte gris azulado bastante apreciado, resiste bien a la acción del aire, incluso a la del aire húmedo. Las aplicaciones electrolíticas de cadmio, que garantizan una buena protección para el acero y el hierro fundido, han conocido un amplio desarrollo en las industrias del automóvil y las bicicletas.

2.7.2 Propiedades que debe tener un buen recubrimiento

Es indudable que los recubrimientos son de gran interés -

práctico, pero exigen estar bien realizados. No es éste, por desgracia, siempre el caso, y un cierto descrédito se ha ganado al advertirse a menudo lo efímero de su duración.

De allí la necesidad de precisar dos propiedades mínimas que han de observarse para realizar un correcto recubrimiento: Adherencia y espesor.

A) Adherencia al Metal recubierto

Una buena adherencia sugiere una labor de limpieza y desengrase óptima, en el material donde se aplicará el recubrimiento, de manera de garantizar la no - existencia de partículas extrañas en la superficie a recubrir.

B) Espesor Adecuado

El recubrimiento ha de ser lo suficientemente espeso para que el aire no pueda llegar a atacar al metal, siendo tanto mayor el espesor, cuanto más oxidable sea el metal.

Es necesario, por ejemplo, un mayor espesor de níquel para proteger el acero que para proteger el bronce. Los espesores más convenientes para los

diversos casos se hallan fijados en normas y es importante proveerse de ellas antes de realizar cualquier trabajo, de modo de evitar improvisaciones que tarde o temprano traerán consecuencias indeseables.

2.7.3 Galvanización

Al procedimiento de zincado (inmersión en zinc fundido) se le denomina usualmente galvanización.

Los recubrimientos de zinc por inmersión en caliente, constituyen un método relativamente poco costoso de protección del hierro y del acero contra la acción de agentes externos. Ha podido comprobarse que la protección que ofrece el zinc es superior a la proporcionada por el cadmio, pero no presenta un aspecto agradable (en las atmósferas húmedas se vuelven blanquecinos). Así pues la aplicación del zinc se limita a piezas para las que no se pretende efectos decorativos.

Su aplicación se difunde en las construcciones metálicas, hechas a base de perfiles estructurales y tubos de acero.

Se le utiliza también para la protección de conectores y plan

chas de conexión.

Para nuestro caso, las torres serán completamente galvanizadas, a excepción de las partes empotradas en concreto, debiendo estar el galvanizado de acuerdo con la norma - ASTM A-123 y/o ASTM A-154. Todos los elementos serán galvanizados después de que hayan sido cortados, taladrados, esmerilados, etc., y después que sus superficies estén limpias de óxido.

El galvanizado será aplicado por el proceso de inmersión en caliente.

La capa de galvanizado será uniforme, limpia, firmemente adherida a la superficie metálica y de un espesor estándar en toda la superficie de los materiales, pequeños defectos de galvanización serán reparados con pintura especial rica en zinc.

La capa de galvanizado cumplirá con los siguientes valores:

Perfiles y placas :

650 gr/m² promedio (80 micrones)

600 gr/m² mínimo

Pernos y tuercas :

400 gr/m² promedio

350 gr/m² mínimo

Todos los pernos, tuercas y arandelas serán galvanizadas - de conformidad con la norma ASTM A-123 y/o ASTM A-154. La parte roscada de las tuercas se cubrirá adecuadamente - antes del galvanizado de forma de evitar que la capa de zinc dificulte su ajuste con el perno correspondiente.

CAPITULO 3

CIMENTACION DE LA ESTRUCTURA

3.1 Consideraciones Generales

Aunque las condiciones del subsuelo exigen muchas variaciones en el proyecto de los cimientos, la mayoría de las zapatas se pueden clasificar en : Zapatas Corridas, Aisladas o Combinadas.

Cuando las condiciones del suelo son muy malas, resulta a veces conveniente apoyar toda la estructura en una sola losa, que frecuentemente se llama cimentación flotante.

Cualquiera de estas cimentaciones se puede apoyar directamente en el suelo o en pilotes.

- a) Zapata Corrida : Cuando la columna de carga se apoya en una losa continua (Fig. 48).
- b) Zapatas Aisladas : Cuando las columnas de carga se encuentran apoyadas en losas aisladas. Estas pueden ser cuadradas ,

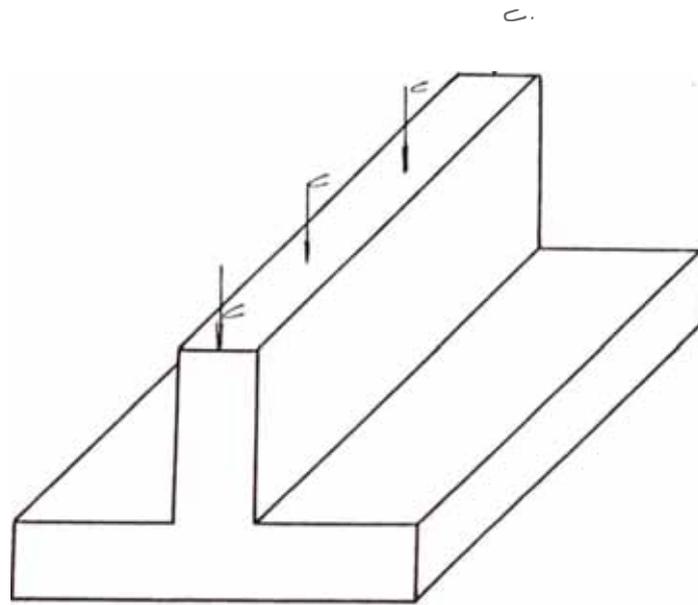


Fig. 48 Zapata corrida

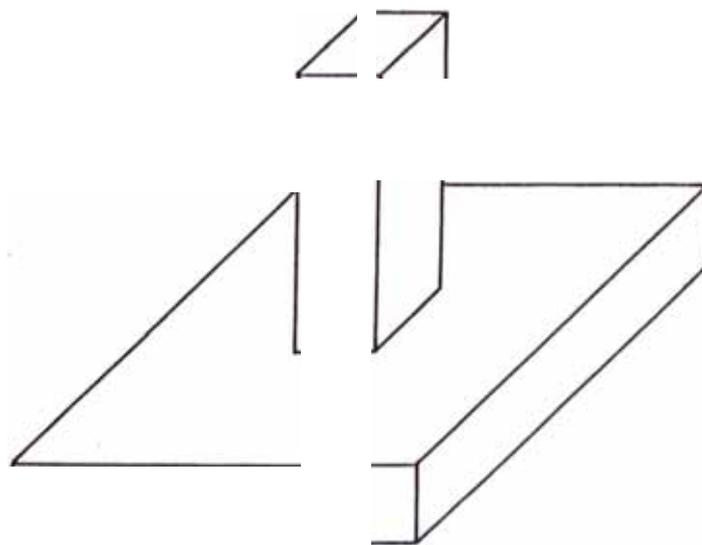


Fig. 49 Zapata aislada

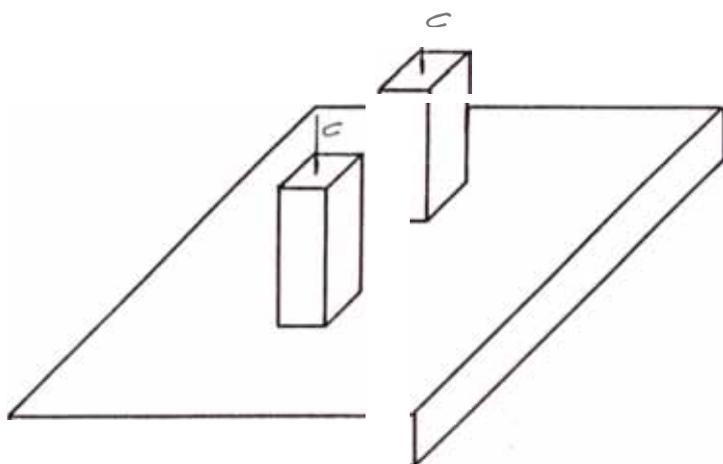


Fig. 50 Ζητάς συνιδας

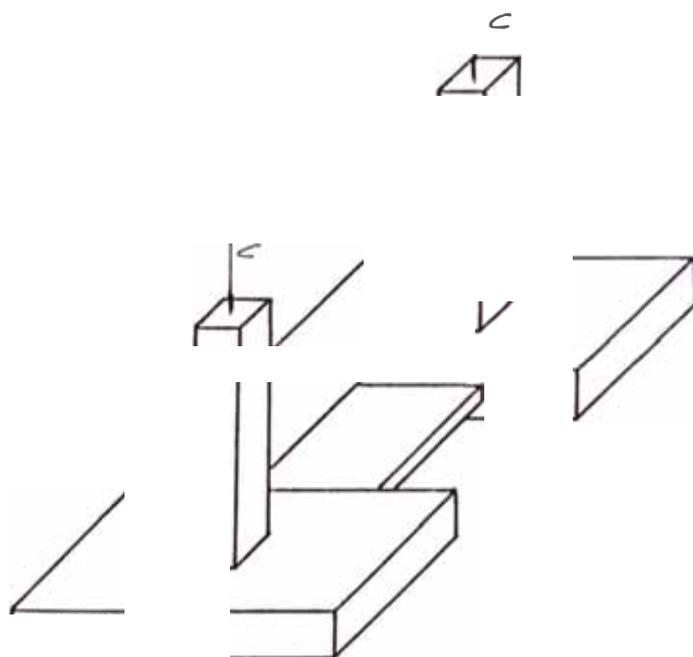


Fig. 51 Ζητάς unidas

rectangulares o redondas (Fig.49).

- c) Zapatas Combinadas : Cuando una sola losa soporta dos o más columnas de carga (Fig. 50).
- d) Zapatas Unidas : Son en realidad dos zapatas unidas por una viga, en vez de estar unidas por la misma zapata. Se diseñan para soportar dos o más columnas de carga. (Fig.51).
- e) Pilotes : Tubos de acero de sección y longitud variable, utilizados cuando los niveles activos de cimentación son muy profundos.

3.2 Estudio de Suelos

3.2.1 Introducción

En este punto se muestran los trabajos realizados, así como los resultados y conclusiones obtenidos por el Ing. Manuel A. Olcese Franzero, en el estudio de Mecánica de Suelos, para el diseño de las estructuras de cimentación de las torres de transmisión eléctrica de las líneas Malacas-El Alto, y los cruces de las quebradas Pariñas y Honda (Ref. 9). Es indudable que el estudio de suelos responde a un proyecto de electrificación muy ambicioso por parte de la propietaria de la obra : Petróleos del Perú, del cual tomaremos la parte de interés pertinente para el caso nuestro, cual es las torres que cruzan la quebrada Honda.

3.2.2 Alcances del Estudio

Los alcances de las investigaciones geonósticas y los del estudio de suelos para cimentación son los siguientes :

- a) Realizar sondeos exploratorios mediante la ejecución de perforaciones para evaluar las características y propiedades de los suelos in situ.

- b) Obtención de muestras representativas de los estratos en contrados.
- c) Ejecución de ensayos en el campo para determinar las características de los suelos in situ, mediante la realización de ensayos de auscultación con cono dinámico tipo Peck.
- d) Ejecución de ensayos de Laboratorio para determinar - las características físicas y mecánicas, así como los parámetros requeridos para el diseño preliminar de las estructuras comprendidas en el proyecto.
- e) Definir los niveles de cimentación, presiones admisibles y evaluar los efectos de los sismos ante la posibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación de suelos.
- f) Evaluar la agresividad del suelo y del agua subterránea al concreto y al acero.

3.2.3 Trabajos Efectuados

3.2.3.1 Programa de Investigación del Subsuelo

El programa inicial de investigación de campo consistiría en la excavación de ocho perforaciones realizadas mediante el sistema de Calicatas excavadas con herramientas manuales y siete auscultaciones que se

realizarían mediante cono dinámico tipo Peck.

Este programa se modificó tomando en cuenta el tipo de cimentación que se necesitaría para cada torre de acuerdo a las características topográficas y según el siguiente criterio : las torres ubicadas en zonas altas o en zonas sin problema de erosión o licuación se cimentarían sobre zapatas superficiales por lo que se investigarían con calicatas y las torres ubicadas en zonas bajas inundables o con problemas de erosión o licuación se cimentarían con pilotes y requieren auscultación para su estudio.

De acuerdo a estos criterios el programa de investigación de campo llevado a cabo fue el siguiente :

Seis perforaciones mediante el sistema de calicatas en las torres denominadas : T-13, T-19, TM-1, TM-2, TM-5 y T-1. La profundidad de las calicatas fué definida por la dificultad que se tuvo en el campo al realizarlas, deteniéndolas cuando era imposible avanzar con herramientas manuales. La profundidad de estas excavaciones varió entre 0.40 m y 3.10 m.

Nueve auscultaciones con cono dinámico tipo Peck en las torres denominadas : T-14, T-15, T-16, T-17, T-18, TM-3, TM-4, TM-6 y T-2. La profundidad de investigación fué determinada por el rechazo a la penetración del cono, deteniéndose éste cuando el número de golpes en 30 cm de penetración fué igual o mayor de 100. Estos valores fueron alcanzados a profundidades comprendidas entre 4.20 m y 9.90 m.

En las perforaciones se registró el perfil del suelo - cuidadosamente y se clasificaron visualmente los estratos, extrayéndose muestras representativas de los suelos encontrados, las que debidamente protegidas - fueron remitidas al laboratorio para su análisis.

Para ejecutar las auscultaciones se utilizó el cono de Peck, consistente en una barra de 2 pulg. de diámetro con un cono de 2.5 pulg. de diámetro y 60 grados de ángulo en la punta. Este cono fué hincado en forma contñua en el terreno, utilizando un martillo de 140 lbs. de peso y 30 pulg. de caída, has ta alcanzar rechazo; el rechazo se alcanzó a profun didades comprendidas entre 4.20 m y 9.90 m.

En el anexo 1 se encuentra la lámina 01 de ubicación de sondajes y los perfiles de suelos y en el anexo 2 se muestran los resultados de las auscultaciones con el cono dinámico tipo Peck.

3.2.3.2 Calibración del Cono de Peck

El cono de Peck utilizado ha sido calibrado con respecto al ensayo estandar de penetración en diversos estudios realizados anteriormente (Ref.10)

En suelos granulares : $N=0.5 C_n$

En suelos cohesivos : $N= 1.0 C_n$

donde :

N = Número de golpes por centímetro de penetración en el ensayo estándar de penetración.

C_n = Número de golpes por 30 cm. de penetración con el cono de Peck.

3.2.3.3 Ensayos de Laboratorio

En el laboratorio se verificó la clasificación visual de las muestras y se procedió a ejecutar con ellas :

- a) Análisis granulométrico
- b) Límites de Attenberg
- c) Peso específico de sólidos
- d) Hinchamiento

- e) Humedad
- f) Sulfatos solubles
- g) Cloruros solubles
- h) Ph.

Después de realizados los ensayos de laboratorio se procedió a comparar sus resultados con las características de los suelos obtenidas en el campo, efectuándose las compatibilizaciones correspondientes en los casos que fué necesario. Así se obtuvieron los perfiles de suelos definitivos que son los que se presentan en el anexo 3, se encuentran los resultados de los ensayos de clasificación y los resultados de los ensayos químicos.

3.2.3.3.1 Ensayo de Hinchamiento

Con objeto de determinar la posibilidad de que se produjeran hinchamientos por efecto del humedecimiento del suelo situado bajo la cimentación, se realizaron dos ensayos de hinchamiento en muestras de los suelos tipo lutita encontrados. El ensayo consiste en instalar una probeta cilíndrica de suelo en el anillo de consolidación y cargar en seco hasta la carga deseada, añadiéndose

agua cuando la deformación debida a dicha carga había concluído. Luego se mide la deformación adicional que ocurre por efecto de humedecimiento del suelo. Se efectuaron dos ensayos de hinchamiento, uno para determinar la presión de hinchamiento y otro para medir el hinchamiento libre, observándose que el hinchamiento por humedecimiento era del orden del 20 %.

En el anexo 4 se muestran los resultados del ensayo de hinchamiento.

3.2.4 Perfil del Suelo

En general el perfil del suelo puede definirse como un depósito cuaternario de suelos de origen marino y sedimentario, el cual fue levantado dando lugar a los suelos típicos del tablazo de Talara. Los suelos encontrados en las zonas altas presentan una estratigrafía heterogénea estando constituida por bolsones erráticos de los siguientes tipos de suelos :

- 1) Arena media a fina, mal graduada, color marrón claro, seca y densa.
- 2) Arena limosa, color marrón amarillento, ligeramente húmeda y medianamente densa.

- 3) Grava arenosa, mal graduada, con partículas subredondeadas y bolones de 1.00 m. de tamaño máximo, densa.
- 4) Roca sedimentaria, moderadamente intemperizada, tipo Lutita.
- 5) Roca sedimentaria, moderadamente intemperizada, tipo arenizca.

Los suelos encontrados en las zonas bajas presentan una estratigrafía homogénea estando formada por un depósito uniforme de arena fina, mal graduada, medianamente densa a densa, saturada, color marrón claro.

3.2.5 Nivel de la Napa Freática

El nivel de la napa freática depende de la cota topográfica del punto y de la época del año en la que se realiza la medición. En los perfiles de suelo se muestra el nivel respectivo. En general puede afirmarse que en las zonas bajas y planas el nivel freático se encuentra a profundidades que varían desde 0.00 m. a 0.40 m. En las zonas altas no se detectó el nivel freático.

3.2.6 Análisis de la Cimentación

3.2.6.1 Alternativas de Cimentación

Las profundidades de cimentación de las torres han

sido elegidas por debajo de los estratos superficiales de resistencia baja a media, por lo tanto, la correlación a utilizar entre auscultaciones con el cono de Peck y el ensayo estándar de penetración es la correspondiente a suelos granulares, ya que serán suelos de este tipo las que estarán ubicados dentro de la profundidad activa de la cimentación.

La profundidad de cimentación de las torres se han determinado de manera que los suelos ubicados por debajo de dicha profundidad tengan valores de C_n mayores que 20. En los casos en que la profundidad a sf determinada ha resultado pequeña o mediana (máximo 3.00m), se ha recomendado utilizar cimentación superficial; en cambio, en los casos en que la pro fundidad obtenida ha sido considerable se ha recomendado utilizar pilotaje.

3.2.6.2 Cimentación con Zapatas Superficiales

Se recomienda usar cimentación superficial en aquellas auscultaciones donde se verifique que la profundi dad activa de cimentación no exceda de los 3.00m. y que por debajo de esta profundidad se tenga un C_n mayor a 20. (se necesitan más de 20 golpes para que el cono de Peck avance 30 cm.).

3.2.6.3 Cimentación profundas por Pilotes

La cimentación por pilotes se justifica cuando la profundidad activa de cimentación es considerable, entre 6.00 y 9.00 mts. de profundidad o cuando existe alto riesgo de inundación en el área del cimiento.

Las fórmulas existentes para calcular la capacidad de carga de pilotes son de dos tipos : Estática y Dinámica. Para el caso de pilotes de punta apoyados en un suelo granular resistente ubicado a cierta profundidad, la fórmula dinámica es la que proporciona mayor precisión, ya que para aplicar la fórmula estática es necesario utilizar propiedades del suelo granular que son modificadas en forma sustancial por la densificación que produce en ellos el hincado de los pilotes. Además de requerirse la longitud de penetración de los pilotes en el suelo granular, lo cual es casi imposible predecir a priori o de controlar durante el hincado.

El método de análisis dinámico consiste en elegir la sección transversal del pilote y asignarle una carga de trabajo razonable, a partir del perfil del suelo y de la experiencia en casos similares; luego, por

medio de una fórmula dinámica, se calcula el rechazo que se requerirá alcanzar durante el hincado para desarrollar dicha carga de trabajo. Finalmente, al iniciar la construcción se deberá ejecutar una prueba de carga, con el objeto de verificar que la carga de trabajo es adecuada de manera de poder evaluar la validez de la fórmula dinámica utilizada y establecer en forma definitiva las especificaciones del hincado.

3.2.6.3.1 Golpes por 15 cm de Penetración durante el Hincado de un Pilote

Para el cálculo se recomienda la fórmula dinámica que utiliza el Código de Construcción de Boston (Ref. 11) por ser de fácil aplicación y proporcionar resultados aceptables.

$$Q_a = \frac{1.7 \times E}{S + 0.1 \sqrt{W_p}} \quad (3.1)$$

W_r

donde :

Q_a = Carga de trabajo del pilote (Lb)

E = Energía por golpe (Lb-pie)

S = Penetración promedio (pulg/golpe) para las últimas 6 pulgadas de hincado.

W_p = Peso del pilote y otras partes hincadas

W_r = Peso del martillo que golpea

Considerando (sólo como ejemplo) un martillo Mc Kierman-Terry y un pilote de 12 pulg. de sección, Schedule 40 de 9.00 m de longitud y carga de trabajo de 40 Tn.

E = 16,250 Lb-pie

W_r = 5,000 Lb

W_p = 2,225 Lb

Q_a = 88,000 Lb

Reemplazando en la fórmula (3.1) se obtiene :

$$S = \frac{1.7 \times E}{Q_a} - 0.1 \sqrt{\frac{W_p}{W_r}}$$

$$S = \frac{1.7 \times 16,250}{88,000} - 0.1 \sqrt{\frac{2,225}{5,000}}$$

$$S = 0.247 \text{ pulg/golpe}$$

$$S = \frac{1}{0.247} \times \frac{1}{2.54} \times \frac{\text{golpe}}{\text{cm}} =$$

$$= \frac{1 \times 15}{0.247 \times 2.54 \times 15} \times \frac{\text{golpe}}{\text{cm.}}$$

$$S = \frac{15}{0.247 \times 2.54} = 24 \times \frac{1}{15} \times \frac{\text{golpe}}{\text{cm}}$$

$S = 24$ golpes por 15 cm de penetración.

Este valor deberá ser verificado mediante la prueba de carga.

3.2.6.3.2 Capacidad de Carga del Grupo de Pilotes

La capacidad de carga de un grupo de pilotes dentro de un suelo granular es mayor que la suma de las capacidades individuales de los pilotes que lo forman, sin embargo, la carga de trabajo de un grupo está controlada por los asentamientos. Al respecto Terzaghi y Peck (Ref.12) recomiendan exceder la capacidad de punta de los pilotes para evitar que los asentamientos sean mayores que los admisibles por los que la capacidad de carga del grupo de pilotes sería igual al número de pilotes por la carga de trabajo del pilote individual.

3.2.6.3.3 Hincado del Pilote

La profundidad a la cual se alcanzará el rechazo durante el hincado será variable, incluso dentro del área de cada torre.

Se entiende que la profundidad mínima será aquella a la cual puede detenerse el hin-

cado de un pilote si es que ha alcanzado el número de golpes por 15 cm. de penetración especificado para el hincado.

3.2.7 Análisis Sísmico

3.2.7.1 Licuación durante un Sismo

La ocurrencia de un sismo somete al suelo a esfuerzos dinámicos, que en suelos granulares finos pueden ocasionar el fenómeno de licuación. Este fenómeno consiste en la pérdida temporal de la resistencia al corte del suelo, causada por el aumento de la presión de poros generado por la vibración del agua del subsuelo. La pérdida de resistencia al corte da origen a grandes deformaciones durante el sismo o después de éste.

3.2.7.2 Análisis del Potencial de Licuación

El análisis del potencial de licuación de un suelo se basa en la comparación entre el esfuerzo cortante promedio producido por el sismo a determinada profundidad y el esfuerzo cortante que ocasiona licuación del suelo con la presión de confinamiento correspondiente a dicha profundidad.

El esfuerzo cortante promedio producido por un sismo se calcula de acuerdo a la teoría propuesta por Seed e Idriss (Ref.13) y está dada por la siguiente expresión

$$t_{av} = 0.65 \times r_d \times P_o \times \frac{A_{max}}{g} \quad (3.2)$$

donde :

t_{av} = Esfuerzo cortante promedio

r_d - Factor de corrección función de la densidad de la densidad relativa del suelo y de la profundidad.

P_o = Presión total a la profundidad considerada

A_{max} = Aceleración horizontal máxima de diseño en la superficie del suelo.

g = Aceleración de la gravedad

La aceleración máxima de diseño se calcula tomando como base el valor de la aceleración máxima horizontal en la superficie propuesta por Casaverde y Vargas en la ponencia "Zonificación Sísmica del Perú" en el II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica - (Ref.14). El periodo de retorno se considera de 50 años y la magnitud del sismo igual al grado 7.5. Los resultados de este análisis se muestran en el anexo 5

3.2.8 Recomendaciones Adicionales

3.2.8.1 Agresividad del Suelo y del Agua

Los resultados de los ensayos químicos realizados en muestras de los suelos y del agua del subsuelo dieron los siguientes resultados (Ref.9) :

	Agua Quebrada Honda y Pariñas	Agua Subsuelo Línea Malacas El Alto	Arena típica Línea Malacas El Alto
Sulfatos ppm	774	1,690	203
Cloruros ppm	765	1,017	149
Ph	8.3	8.3	7.7

Tabla 14 Resultados de ensayos químicos

La interpretación de estos resultados es la siguiente:

- i) El agua de las Quebrada, Honda y Pariñas - presenta un ataque por sulfatos Moderado y un ataque al acero Ligero, el Ph no representa agresividad.
- ii) El agua del subsuelo presenta un ataque Severo al concreto por sulfatos y un ataque Ligero al acero por cloruros, el Ph no representa agresividad al suelo.
- iii) La arena típica de la Línea Malacas-El Alto ,

no presenta elementos agresivos al concreto o al acero ya que éstos han sido disueltos y se encuentran en el agua subterránea, que como se ha mencionado es agresiva.

De esto se desprende que la alternativa de una cimentación superficial no se verá afectada de manera severa por los elementos erosivos del terreno; sino, más bien, será moderada.

En el caso de pilotes se recomienda colocar una armadura de acero dentro de ellos y rellenarlo con concreto para evitar pérdida de resistencia al ser atacados por los elementos agresivos del subsuelo.

3.3 Cálculo de la Losa de Cimentación

3.3.1 Generalidades

Al momento de proyectar una zapata de cimentación, debemos considerar esfuerzos críticos de trabajo, de manera de garantizar un funcionamiento continuo y satisfactorio del cimiento, en las condiciones más desfavorables.

Al respecto el ACI (American Concrete Institute), una institución en los EE.UU. dedicada a la investigación del con-

creto reforzado, nos brinda criterios y métodos para el diseño de zapatas de cimentación.

En un marco genérico, las zapatas para columnas se deben revisar o diseñar para 4 condiciones de esfuerzos :

1. Presión producida en el suelo debajo de la zapata.
2. Esfuerzos por tensión diagonal.
3. Esfuerzos flexionantes :
 En el acero a tensión
 En el concreto a compresión.
4. Esfuerzos de adherencia entre el acero y el concreto.

En seguida abordaremos el estudio de estos criterios básicos para el diseño de zapatas de cimentación, para posteriormente, a manera de aplicación, diseñar la losa de cimentación para la torre de transmisión del caso nuestro.

3.3.2 Esfuerzos Críticos por Compresión para el diseño de una Losa de Cimentación

3.3.2.1 Presión producida en el Suelo debajo de la Zapata

Generalmente se supone que la presión en el suelo es uniforme cuando las cargas son concéntricas, trape -

zoidal y triangular, cuando las cargas son excéntricas.

La presión admisible del suelo lo determina el estudio de la mecánica de suelos. De ello, a una profundidad recomendada para el cimiento, el área de la base de la zapata debe ser la adecuada para soportar la carga de la columna, el peso de la zapata y el peso del relleno, todos dentro de la presión permitida en el suelo, que se supone uniformemente distribuida debajo de la zapata. Algunas veces a esta presión total sobre el suelo se le llama presión bruta, para distinguirla de la presión neta, que es una convención conveniente para el proyecto. Como el peso de la zapata y del relleno es, en general, aproximadamente uniforme en el área de la zapata, el momento de diseño y el esfuerzo cortante en cualquier sección será el resultado de la presión total del suelo hacia arriba, menos el peso de la zapata más el relleno hacia abajo.

Es conveniente pensar en función de la carga resultante o de la presión neta del suelo, que es la diferencia entre las presiones unitarias hacia arriba y hacia abajo. La presión neta generalmente se determina dividiendo la carga de la columna (sola) por el área de la zapata.

$$P_n \leq f.s. \times Pa - (P_c + P_t) \quad (3.3)$$

donde :

P_n - Presión neta

P_a = Presión admisible del suelo

P_c = Presión debido al peso de la zapata

P_t = Presión debido al peso del relleno

f.s. - Factor de seguridad.

3.3.2.2 Esfuerzos por Tensión Diagonal

Las fallas por corte nunca ocurren en planos verticales a lo largo del muro o alrededor de las columnas y el concepto antiguo del esfuerzo cortante de perforación al rededor de la columna se ha abandonado. En las zapatas que fallan al corte se produce una grieta de tensión diagonal en un plano inclinado de 45° con la horizontal como lo muestra la figura 52. En la zapata de una columna cuadrada aislada ocurre una falla de este tipo, la columna rompe una pirámide truncada cuyas caras laterales tienen una inclinación aproximada de 45° . Esta pirámide tiene una anchura en la base, igual a la de la columna, más aproximadamente el doble del peralte efectivo de la zapata.

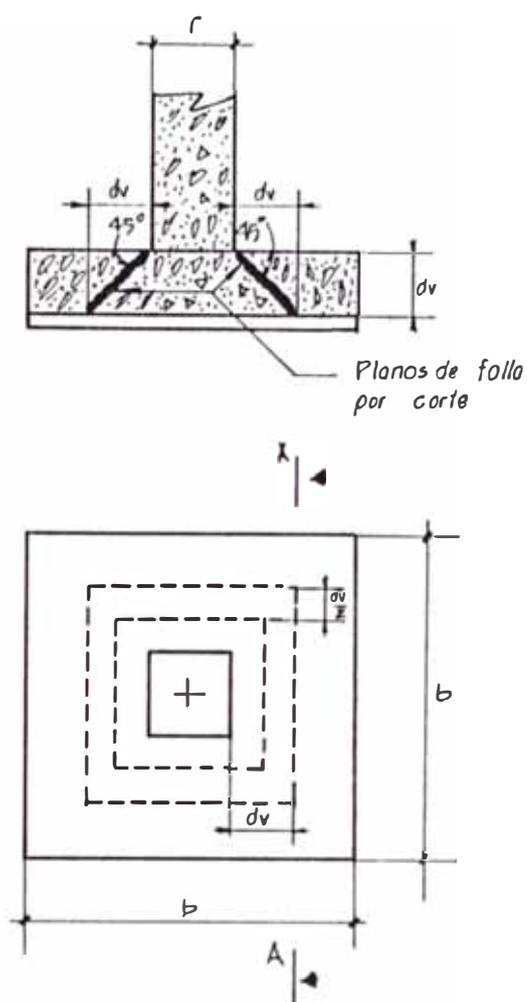


Fig. 52 Zapata aislada cargada concéntricamente

La razón probable de este tipo de falla es lo grande de los esfuerzos verticales producidos entre las grietas diagonales por la carga que queda directamente debajo de la columna o muro, esta compresión vertical se acentúa por la reacción del suelo hacia arriba. En esta zona la tensión diagonal normalmente producida por los esfuerzos cortantes está contrarrestada o reducida por este esfuerzo vertical de compresión.

Los planos de falla a 45° marcan los linderos aproximados dentro de los cuales se produce una compresión

si3n vertical intensa.

En las zapatas de las columnas, las grietas diagonales iniciales descritas antes, ocurren mucho antes de la carga 3ltima y no son generalmente visibles porque est3n en el interior del concreto.

El reporte del Committee on Shear and Diagonal Tension del Joint ACI-ASCE (1962) describe la falla como un proceso de dos etapas, el agrietamiento diagonal inicial que se extiende a una distancia " d_v " del muro o columna, y finalmente una falla al corte en el paramento del muro o columna. Usualmente se desarrolla una porci3n considerable de la resistencia total a las cargas despu3s de que se ha formado la grieta diagonal.

En vez de establecer dos comprobaciones para los dos tipos de falla, el Comit3 recomend3 que se calculara el corte en un plano pseudocr3tico entre los dos, es decir, a una distancia $d_v/2$ de la columna. Luego, como una comprobaci3n de la seguridad, que rige probablemente en el caso de zapatas largas y angostas, debe revisarse la resistencia al corte en las losas reforzadas en una direcci3n, en secciones

transversales que crucen completamente la zapata a una distancia "dv" del paramento de la columna, esto se ilustra en la figura 52, que muestra la sección A-A, donde se aplicará éste criterio.

La tensión diagonal se calcula primero para la fuerza de corte producidas por las cargas que obran a fuera del cuadrado crítico y la soporta una anchura igual al perímetro del cuadrado $4 (r+dv)$ de la figura 52. El uso de "dv" que es el peralte mínimo a observarse, nos garantiza el correcto funcionamiento de la zapata al corte, evitando falla por tensión diagonal.

3.3.2.2.1 Esfuerzo de Corte Admisibles

- A) Existe flexión en dos direcciones y el esfuerzo cortante unitario admisible es (Ref. 8) :

$$S_a = 2 \sqrt{f'_c} \quad (3.4)$$

donde :

S_a = Esfuerzo unitario admisible al corte (Lb/pulg²)

f'_c = Esfuerzo del concreto armado (Lb/pulg²).

$$S_a = 2 \sqrt{3,000}$$

$$S_a = 109 \text{ Lb/pulg}^2$$

B) Se debe comprobar también la tensión diagonal en la sección A-A (Fig.52), a una distancia "dv", usando los esfuerzos cortantes admisibles en las losas reforzadas en una dirección

$$S_a = 1.1 \sqrt{f'c} \quad (3.5)$$

$$S_a = 1.1 \times \sqrt{3,000}$$

$$S_a = 60 \text{ Lb/pulg}^2$$

La comprobación del esfuerzo admisible para las losas reforzadas en una dirección no es tan rigurosa, ni importante, como la comprobación del esfuerzo admisible en una losa reforzada en dos direcciones. Es más, esta última comprobación, losas reforzadas en dos direcciones, es la más crítica.

3.3.2.3 Esfuerzos producidos por Flexión

Tanto en los muros, como en las columnas de concreto, la sección crítica para el momento y la adherencia se encuentra en el parámetro del muro o

columna. Se discutirán juntos los esfuerzos de flexión en el acero y en el concreto. El momento crítico se produce en la sección que está en la cara de la columna. La determinación del momento en cada dirección es cuestión de la estática y puede variar solamente cambiando la distribución de la presión en el suelo. El acero en cada dirección, por separado debe ser el adecuado para el momento que existe en esa dirección; el acero que sobra en la dirección "Y" no puede suplir el que falte en la dirección "X". Por lo que parece conveniente que el acero que se encuentra a menor profundidad en la capa de arriba, se use para el cálculo del momento de resistencia en las zapatas cuadradas.

3.3.2.3.1 Concepto del Area Transformada para Vigas sometidas a Flexión

La teoría convencional de los esfuerzos-de trabajo del concreto reforzado supone que la ley de Hooke es válida para el concreto y el acero, es decir, que ambos materiales son elásticos y que tienen esfuerzos unitarios directamente - proporcionales a las deformaciones unita

rias. Cuando dos materiales elásticos-diferentes, como este concreto y este acero ideales, se sujetan a deformaciones relacionadas, el concepto del área transformada resulta una idea simplificada que es muy útil.

La idea básica del área transformada es que un área de acero " A_s " puede sustituirse, en un análisis, con un área equivalente de concreto igual a $r \times A_s$ y que el esfuerzo en el acero f_s será igual a $r \times f_c$ cuando $r = E_s/E_c$. El área de acero y su área transformada sustituida, deben estar sujetas a la misma deformación unitaria y $f_s = n f_c$, solamente cuando las deformaciones unitarias sean las mismas.

3.3.2.3.2 Análisis de la Viga de Concreto Reforzado como Viga Homogénea

El uso correcto del concepto del área transformada permite reemplazar cualquier miembro de concreto reforzado por

un miembro equivalente de material elástico homogéneo. Lo que a su vez permite el uso de relaciones más sencillas de la resistencia de materiales en el análisis. Es evidente que el "concreto" que reemplaza el acero de tensión se supone que soporta tensión y que tiene el mismo módulo de elasticidad en tensión que en compresión.

En el análisis más común de las vigas de concreto reforzado se emplea directamente la idea del par resistente. El momento flexionante externo " M " lo resiste una fuerza de tensión " T_e " y una fuerza resultante de compresión C_o (Ver figura 53), que forman un par ($T_e = C_o$) cuando en el miembro no existe carga axial. Cuando se supone una distribución de esfuerzos en línea recta, la mecánica demuestra que la relación $T_e = C_o$ requiere un eje neutro en el centroide de la sección transversal efectiva. La palabra efectiva se usa aquí para llamarla

atención sobre el hecho de que el concreto en tensión se despreja y, en esta forma, el área efectiva de concreto se divide del área ineficaz por el mismo eje neutro. Las dimensiones del área efectiva no se pueden determinar completamente hasta que se ha localizado el eje neutro. Cuando se ha localizado el eje neutro (en el centroide), se puede hacer el cálculo de los esfuerzos reales para un momento dado, o del momento resistente para esfuerzos permisibles dados, determinando el valor del par interno o usando la fórmula ordinaria de flexión :

$$MC = f I \quad (3.6)$$

Siendo :

M = Momento flexionante generalmente en (Lbs-pulg).

C = Distancia a la fibra extrema en (pulg).

f = Esfuerzo de flexión en Lb/pulg² o Ksi, en la fibra extrema (a la distancia C del eje neutro).

I = Momento de Inercia $\int y^2 dA$ con relación al eje neutro en (pulg⁴).

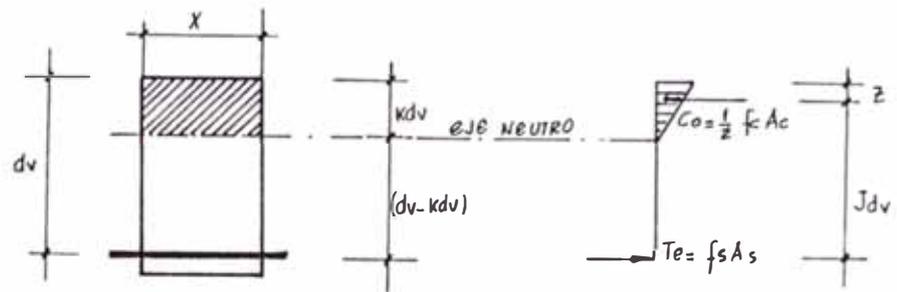


Fig. 53 Esfuerzos en una viga de concreto reforzado.

La solución en que se emplea el par interior da una idea más clara del funcionamiento de la viga y se usa comúnmente.

En el Acero a tensión,

$$T_e = f_s A_s \quad (3.7)$$

En el Concreto a Compresión,

$$C_o = \frac{1}{2} f_c \times A_c \quad (3.8)$$

De (3.7)

$$f_s = \frac{T_e}{A_s} \quad , \quad T_e = \frac{M}{J d_v}$$

$$f_s = \frac{M}{A_s \times J d_v} \quad (3.9)$$

De (3.8)

$$f_c = \frac{2C_o}{A_c} \quad , \quad C_o = T e = \frac{M}{J_d v}$$

$$f_c = \frac{2 M}{A_c J_d v} \quad (3.10)$$

donde :

f_s = Esfuerzo Unitario de trabajo del Acero

f_c = Esfuerzo Unitario de trabajo del Concreto

A_s = Area del acero

A_c = Area del concreto

M = Momento flexionante

J_d = Brazo del par resistente.

La fórmula de la flexión (fórmula 3.6) es especialmente útil cuando las secciones son irregulares, especialmente cuando entran superficies curvas.

Ninguno de los métodos de análisis es teóricamente correcto en los miembros en que la sección transversal varía de punto a punto a lo largo del claro, especialmente cuando las secciones transversales varían bruscamente. Tampoco

co se aplican cuando los esfuerzos del concreto están cerca de los de ruptura, porque la distribución de esfuerzos en línea recta no es válida entonces.

En todos los análisis se ignoran los esfuerzos debidos a la contracción del concreto y las variaciones en los esfuerzos debidas a la deformación plástica del concreto. De manera que los esfuerzos calculados de acuerdo al método propuesto, son esfuerzos nominales más que reales, pero indudablemente se trata de una aproximación bastante confiable.

3.3.2.3.3 Esfuerzos de Trabajo Admisibles en Flexión

Los esfuerzos calculados sobre esta base nominal proporcionan proyectos seguros de las construcciones ordinarias, cuando los esfuerzos admisibles están correctamente correlacionados con las pruebas para determinar la resistencia a la ruptura

El reglamento ACI (Ref.8) especifica los esfuerzos admisibles para vigas, (f_{ca}) en el concreto, (f_{sa}) en el acero.

$$f_{ca} = 0.45 \times f'_c$$

donde :

f_{ca} - Esfuerzo Unitario admisibles en el concreto Lb/pulg²

f'_c = Resistencia a la compresión mínima especificada (resistencia de los cilindros) de concreto 3,000 Lbs/pulg².

f_{sa} 24,000 Lb/pulg² En varillas $\phi > 1''$

f_{sa} = 20,000 Lb/pulg² En acero de rieles, acero intermedio

f_{sa} - 18,000 Lb/pulg² En Acero de grado estructural.

Para proyectos de losa de cimentación se recomienda el uso de acero de grado intermedio.

De lo anterior podemos definir los esfuerzos admisibles en flexión tanto para el concreto como para el acero en construcciones ordinarias de losas de cimentación

$$f_{ca} = 0.45 \times 3,000$$

$$f_{ca} = 1,350 \text{ Lb/pulg}^2$$

$$f_{sa} = 20,000 \text{ Lb/pulg}^2$$

3.3.2.4 Esfuerzos de Adherencia

Para que el concreto y el acero trabajen juntos en una viga es necesario que exista una transmisión de esfuerzos entre los dos materiales. El término - "Adherencia" se usa para describir los medios con los que se puede evitar o disminuir el deslizamiento entre el concreto y el acero. Siempre que en una varilla cambien los esfuerzos de tensión o compresión, se producen esfuerzos de adherencia a lo largo de la superficie de la varilla para efectuar el cambio. Los esfuerzos de adherencia son en realidad esfuerzos cortantes longitudinales que obran en la superficie entre el acero y el concreto. (Normalmente se expresan en libras por pulgada cuadrada de superficie de varillas). De allí que las varillas corrugadas, de características ásperas en su superficie longitudinal, ofrezcan mayor resistencia de adherencia al concreto que las varillas lisas. En este caso la resistencia de adherencia depende principalmente de la compresión del concreto al apoyarse en las corrugaciones, como se muestra en la figu

ra 54a, y la resistencia al corte del concreto entre las corrugaciones

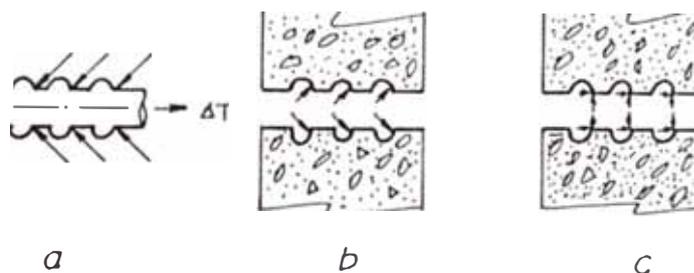


Fig. 54 Esfuerzos de adherencia

La presión sobre el concreto tiene necesariamente una componente hacia afuera fig. 54c, la cual, como la presión que ejerce el agua en un tubo, produce una tensión anular que tiende a producir desprendimiento en los planos de debilidad a lo largo de la varilla, este desprendimiento longitudinal del concreto que cubre la varilla es generalmente el factor limitador de la resistencia cuando el recubrimiento no es muy grueso.

Se usan dos métodos, relativamente aproximados para medir la adherencia : Adherencia por flexión y por anclaje.

3.3.2.4.1 Adherencia de Anclaje

Los experimentos demuestran, que si una varilla está ahogada suficientemente en el concreto, no se puede arrancar. Es decir, la varilla puede fallar a la tensión, más no arrancarse del concreto. En este caso se puede decir que la varilla está anclada en el concreto.

La longitud de la varilla que es necesario que esté ahogada en el concreto para evitar la falla por arrancamiento se llama longitud de anclaje.

Considérese una varilla ($\phi = D$) ahogada en una masa de concreto como lo muestra la figura 55.

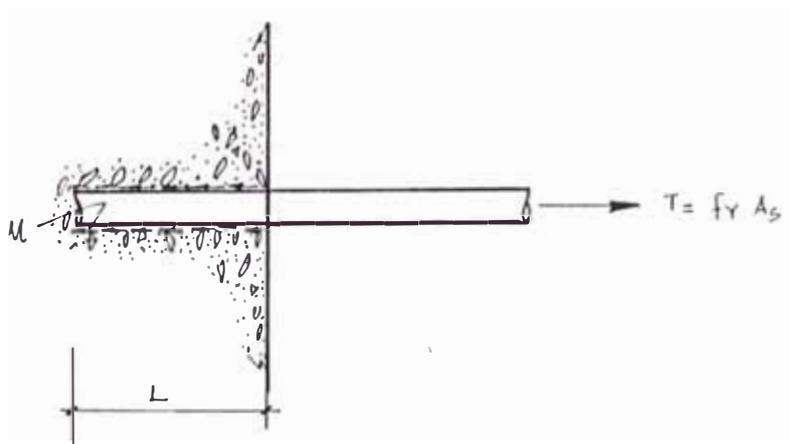


Fig. 55 Adherencia de anclaje

Si el esfuerzo de adherencia promedio "u" está limitado a un valor permitido de terminado con pruebas de arrancamiento comparables, se obtendrán resultados seguros. Luego :

$$f_s = f_y$$

$$\pi D \times L \times u = f_y \times A_s$$

$$\pi D \times L \times u = f_y \frac{\pi}{4} D^2$$

$$L \times u = \frac{f_y \times D}{4}$$

$$L = \frac{f_y}{4u} \times D \quad (3.11)$$

donde :

L : longitud de anclaje mínima permitida (pulg.)

f_y : Esfuerzo unitario de fluencia de la varilla (Lbs/pulg²)

u : Esfuerzo unitario de adherencia (Lbs/pulg²)

D : Diámetro de la varilla (pulg)

3.3.2.4.2 Adherencia por Flexión

El análisis se refiere a una viga sometida a flexión que origina una fuerza de tensión en el acero:

Consideremos una viga como lo muestra la figura 56, e ilustremos los diagramas de esfuerzos cortantes y momentos flectores.

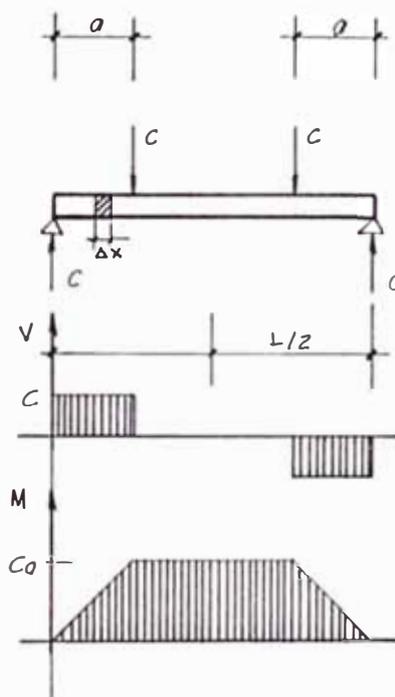


Fig. 56 Esfuerzos cortantes y momentos flectores

Idealicemos el tramo de viga de concreto reforzado " Δx ", e ilustremos su diagrama de cuerpo libre como lo muestra la figura 57.

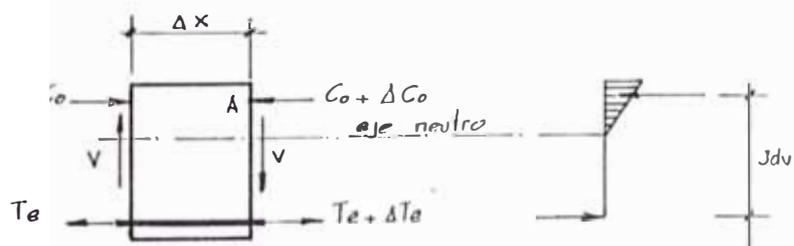


Fig. 57 Fuerzas en un diferencial de viga

Apreciemos en el tramo de viga un esfuerzo cortante "V" genérico, que dependerá de la manera como es solicitada la viga por cargas externas. Además apreciemos el incremento de momento flexionante, que se traduce en el incremento de la fuerza de tensión en el acero y de la fuerza de compresión en el concreto.

Tomando momentos con respecto al punto "A" de la figura 57

$$T_e \times Jdv + Vx\Delta x = (T_e + \Delta T_e)Jdv$$

$$V \times \Delta x = \Delta T_e \times Jdv$$

$$\Delta T_e = \frac{V \times \Delta x}{Jdv}$$

Pero sabemos por adherencia de anclaje:

$$\Delta T_e = u \times N \times \pi \times D \times \Delta x$$

Igualando :

$$u \times N \times \pi \times D \times \Delta x = \frac{V \times \Delta x}{Jdv}$$

Entonces :

$$u = \frac{V}{N \times \pi \times D \times Jdv}$$

(3.12)

donde :

- u : Esfuerzo unitario de adherencia (Lbs/pulg²)
- V : Esfuerzo cortante en el tramo de viga con siderado (Lbs)
- N : número de varillas ahogadas
- D : Diámetro de varilla (pulg)
- Jdv : Peralte efectivo de la losa de cimentación (pulg)

3.3.2.4.3 Esfuerzos Unitarios de Adherencia Admisibles

Es conveniente apreciar tanto en la ecuación (3.11) como en (3.12), lo útil que sería introducir el valor del esfuerzo unitario permisible de adherencia, porque de ese modo obtendríamos de manera directa tanto el valor de la longitud de anclaje "L", como el número mínimo de varillas que se han de utilizar en el tramo de viga considerado para garantizar la no ocurrencia de una falla por adherencia sea por anclaje o por flexión. El reglamento ACI (Ref.8) establece esfuerzos unitarios permisibles, obtenidos en

base a experiencias prácticas y de laboratorio, y las clasifica de acuerdo al diámetro de las varillas empleadas, como lo muestra la Tabla 15

Nº	pulg.	s pulg ²	u Lbs/pulg ²	u_a Lbs/pulg ²
2	1/4	0.049		
3	3/8	0.110		
4	1/2	0.196		
5	5/8	0.307		
6	3/4	0.442	0.10	0
	7/8	0.601		
8	1	0.785		h s
9	1 1/8	0.994		
10	1 1/4	1.227		
11	1 3/8	1.485		
14S	1 5/8	2.074	0.06 f'c	has 21
18S	2 1/4	3.976		has 21

Tabla 15 Clasificación de varillas

Para varillas N^o3 al N^o11 tenemos :

$$u_a = 0.10 f'c \quad (3.13)$$

donde :

u_a : Esfuerzo unitario de adherencia admisible (Lbs/pulg²)

$f'c$: Esfuerzo límite de
compresión en el
concreto (Lbs/pulg²)

El valor de " u_a " en estas varillas no excederá en ningún caso a 350 Lbs/pulg²

Para varillas mayores a la N^o 11 tenemos:

$$u_a = 0.06 f'c \quad (3.14)$$

El valor de " u_a " para este tipo de varillas, no excederá en ningún caso a 210 Lbs/pulg².

Para nuestra cimentación tenemos $f'c$

3,000 Lbs/pulg², entonces :

De (3.13)

$$u_a = 0.10 \times 3,000$$

$$u_a = 300 \text{ Lbs/pulg}^2$$

3.3.3 Revisión por Arrancamiento para el diseño de una Zapata a Tracción

Hemos estudiado con mucho detalle el caso de zapatas con columnas cargadas a compresión, y se establecen criterios y procedimientos para la revisión de dichas zapatas, de manera de garantizar su correcto funcionamiento.

Es evidente que una zapata sometida a compresión, origina esfuerzos, tanto en el acero como en el concreto, más críticos que para el caso de estar la misma zapata sometida a tracción. De aquí que si una zapata se proyecta para que trabaje a compresión, estará en mejores condiciones para trabajar a tracción, siempre y cuando no sufra arrancamiento.

La revisión por arrancamiento se hace mediante una relación muy sencilla :

$$\frac{W_c + W_t}{T} > 2 \quad (3.15)$$

donde :

W_c : Peso de la zapata de concreto (Lbs)

W_t : Peso del relleno (Lbs)

T : Esfuerzo de tensión en la zapata (Lbs)

3.3.4 Revisión de los Esfuerzos en la Columna

Debemos revisar si el esfuerzo de compresión está dentro del límite permisible para el concreto de la columna y calcular el área del acero para el caso de tensión, dado que el concreto en ningún caso trabajará a la tracción.

3.3.5 Secuencia para diseñar una Zapata Cuadrada de concreto reforzado

Asumimos una zapata cuadrada con carga aplicada en una columna concéntrica, como lo muestra la figura 58.

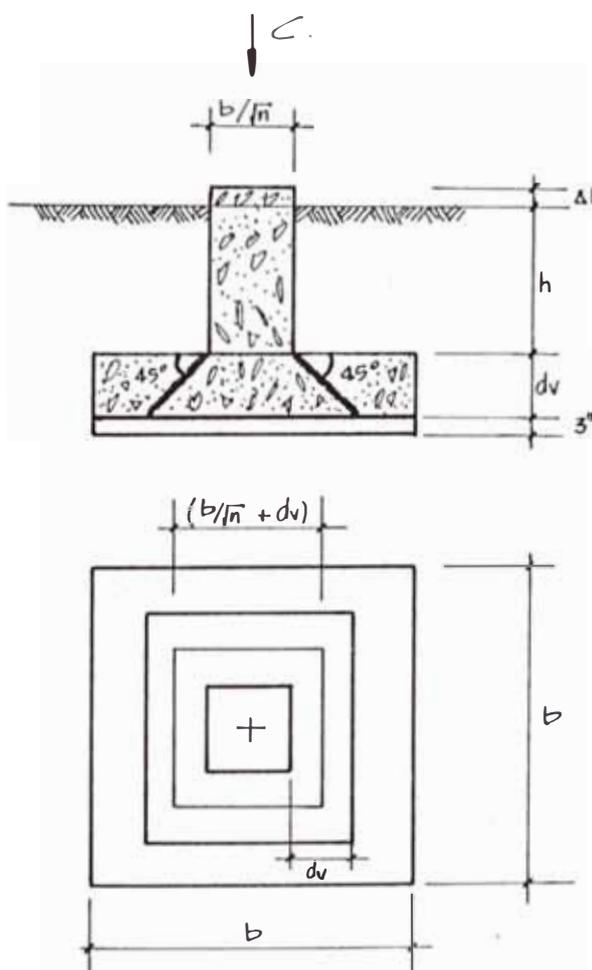


Fig. 58 Zapata aislada de concreto reforzado

En lo sucesivo desarrollaremos un procedimiento mediante el cual se obtienen, secuencialmente, los esfuerzos producidos en la zapata por presión en el suelo, corte, flexión y adherencia, de manera de poder compararlos respecto a los esfuerzos admisibles.

3.3.5.1 Diseño por Presión Admisible

De (3.3)

$$P_n \leq f. s. \times P_a - (P_c + P_t)$$

$$P_n \leq f. s. \times P_a - \left(\frac{W_c + W_t}{A} \right)$$

$$P_n \leq f. s. \times P_a - \left(\frac{\omega_c V_c + \omega_t V_t}{A} \right)$$

$$P_n \leq f. s. \times P_a - \frac{\omega_c (A(dv+0.25) + \frac{A}{n} (h+\Delta h)) + \omega_t \frac{(n-1)}{n} Axh}{A}$$

$$P_n \leq f. s. \times P_a - \omega_c (dv+0.25 + \frac{(h + \Delta h)}{n}) + \frac{(n-1)}{n} \omega_t \times h$$

$$P_n \leq f. s. \times P_a - \omega_c \left(\frac{ndv+0.25n+h+\Delta h}{n} \right) + \frac{(n-1)}{n} \times \omega_t \times h$$

$$P_n \leq f. s. \times P_a - \frac{\omega_c (ndv+h+\Delta h+0.25n) + (n-1) \omega_t \times h}{n}$$

$$\frac{C}{A} \leq f. s. \times P_a - \frac{\omega_c (ndv+h+\Delta h+0.25n) + (n-1) \omega_t \times h}{n}$$

si $\Delta h = 0.15 h$

$$A \geq \frac{C}{f. s. \times P_a - \frac{\omega_c (n(dv+0.25)+1.15h) + (n-1) \omega_t \times h}{n}} \quad (3.16)$$

donde :

A	: Area de zapata	(pies ²)
C	: Carga de compresión neta en la columna	(Lbs)
Pa	: Presión admisible del suelo	(Lbs/pie ²)
wc	: Peso unitario del concreto	(Lbs/pie ³)
wt	: Peso unitario del terreno	(Lbs/pie ³)
dv	: Peralte efectivo de la losa	(pies)
h	: Profundidad activa de cimentación	(pies)
f.s.	: Factor de seguridad	

3.3.5.2 Diseño por Corte

A) Cálculo de la Fuerza Cortante (V)

Para cargas aplicadas fuera del cuadrado crítico por corte, como lo muestra la figura 58.

$$V = \frac{C}{A} \left[A - \left(\frac{b}{\sqrt{n}} + dv \right)^2 \right]$$

haciendo :

$$X = \frac{b}{\sqrt{n}}$$

$$V = C \left[1 - \frac{(X + dv)^2}{A} \right] \quad (3.17)$$

donde :

V	: Esfuerzo de corte	(Lbs)
C	: Carga de compresión en la columna	(Lbs)

X	: Longitud en el paramento de la columna	(pulg)
dv	: Peralte efectivo de la losa	(pulg)
A	: Area de la zapata	(pulg ²)

B) Cálculo de Esfuerzos de Corte (Su)

$$Su = \frac{V}{4 \left(\frac{b}{\sqrt{n}} + dv \right) x dv}$$

$$Su = \frac{C \left[1 - \frac{\left(\frac{b}{\sqrt{n}} + dv \right)^2}{A} \right]}{4 \left(\frac{b}{\sqrt{n}} + dv \right) x dv}$$

$$Su = \frac{C}{4} x \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{b}{\sqrt{n}} + dv \right)^2}{A} \right]}{\left(\frac{b}{\sqrt{n}} + dv \right) x dv} \quad (3.18)$$

donde :

Su	: Esfuerzo unitario de corte (Lbs/pulg ²)
C	: Carga de compresión en la columna (Lbs)
X	: Longitud en el paramento de la columna (pulg)
dv	: Peralte efectivo de la losa (pulg)
A	: Area de la zapata (pulg ²)

3.3.5.3 Diseño por Flexión

Asumimos zapatas reforzadas en dos direcciones.

Tomemos para la flexión un segmento de viga co -

lo muestra la figura 59. Este segmento de viga corresponde al ubicado en el paramento de la columna, dado que es allí donde se presentan los momentos flectores de máximo valor.

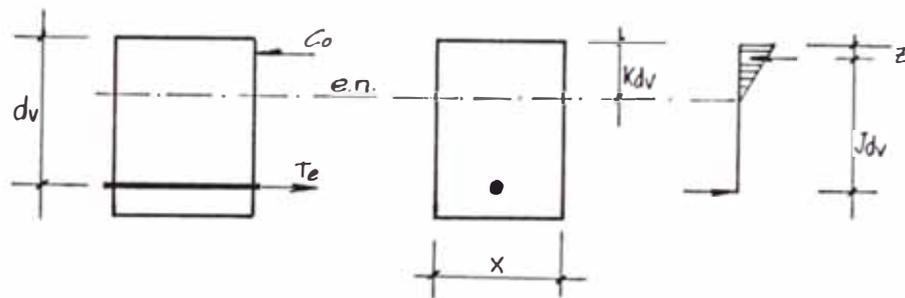


Fig. 59 Flexión en un diferencial de viga

A) Calculando el Area del Acero (A_s)

De (3.9)

$$f_{sa} \geq \frac{M}{A_s \times J_{dv}}$$

$$A_s \geq \frac{M}{f_{sa} \times J_{dv}}$$

Pero por momentos flectores en la viga de la figura 60, que es el caso de nuestra zapata de cimentación, tenemos :

$$M = \frac{C \times b/2}{4}$$

entonces :

$$A_s \geq \frac{C \times b}{8 f_{sa} \times J_{dv}}$$

Asumiendo $J = 0.9$ para el inicio del ejercicio, podemos calcular "As"

$$A_s \geq \frac{C \times b}{7.2 \times f_{sa} \times d_v} \quad (3.19)$$

donde

A_s : Area de Acero (pulg²)

C : Carga de compresión en la columna (Lbs)

b : Ancho de la zapata (pulg)

f_{sa} : Esfuerzo unitario admisible del acero (Lbs/pulg²)

d_v : Peralte efectivo de la losa (pulg)

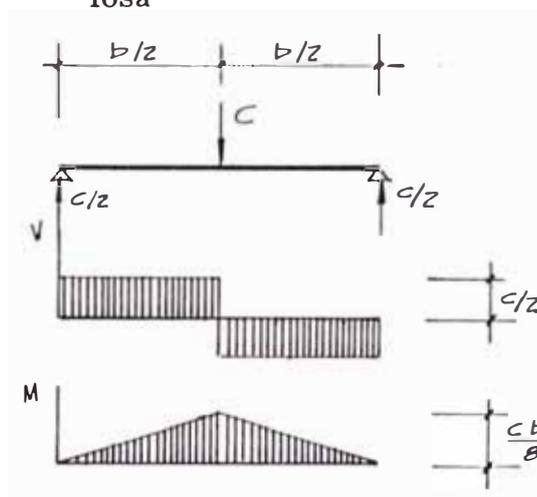


Fig. 60 Diagrama de fuerzas y momentos

B) Calculando el brazo del par de momento en la viga (Jd_v)

Por área transformada sabemos :

$$r \quad E_s/E_c = A_c/A_s = f_s/f_c$$

Por criterio de Area efectiva en la figura 59, t_e

mos :

$$x (Kdv) (Kdv/2) = r As (dv - Kdv)$$

$$x/2 (Kdv)^2 = r As dv - r As (Kdv)$$

$$x/2 (Kdv)^2 + r As (Kdv) - r As dv = 0$$

$$Kdv = \frac{- r As \pm \sqrt{(r As)^2 + 4 \cdot x/2 \cdot r As \cdot dv}}{2 \cdot x/2}$$

$$Kdv = \frac{- r As \pm \sqrt{(r As)^2 + 2 x \cdot r As \cdot dv}}{X}$$

$$Kdv = \frac{\sqrt{(r As)^2 + 2X \cdot r As \cdot dv} - r As}{X}$$

De la figura 59, tenemos :

$$Z = 1/3 Kdv$$

$$Z = \frac{\sqrt{(r As)^2 + 2 X \cdot r As \cdot dv} - r As}{3 X}$$

$$Jdv = dv - Z$$

$$Jdv = dv - \frac{\sqrt{(r As)^2 + 2X \cdot r As \cdot dv} - r As}{3 X}$$

(3.20)

donde :

Jdv : Brazo del par de momento
en la viga (pulg)

dv : Peralte efectivo de la losa (pulg)

As : Area del Acero (pulg²)

X : Longitud del paramento
de la columna (pulg)

r : Relación por área transformada

C) Calculando esfuerzos en el Acero (f_s)

De (3.9)

$$f_s = \frac{M}{A_s \times J_{dv}}$$

$$f_s = \frac{C \cdot b}{8 \cdot A_s \cdot J_{dv}} \quad (3.21)$$

donde :

f_s : Esfuerzo unitario en el acero Lbs/pulg²

C : Carga de compresión en la columna (Lbs)

b : Ancho de la zapata (pulg)

A_s : Area del acero (pulg²)

J_{dv} : Brazo del par de momento en la viga (pulg)

D) Calculando esfuerzos en el concreto (f_c)

De (3.10)

$$f_c = \frac{2 M}{A_c \times J_{dv}}$$

De la figura 59 se tiene :

$$A_c = X \cdot (K_{dv})$$

$$A_c = X \frac{\sqrt{(r A_s)^2 + 2X \cdot r A_s \cdot d_v} - r A_s}{X}$$

$$A_c = (\sqrt{(r A_s)^2 + 2X \cdot r A_s \cdot d_v} - r A_s)$$

Entonces :

$$f_c = \frac{2 \times \frac{C \times b}{8}}{(\sqrt{(r A_s)^2 + 2X \times r A_s \times d_v} - r A_s) J_{dv}}$$

$$f_c = \frac{C \times b}{4 (\sqrt{(r A_s)^2 + 2X \times r A_s \times d_v} - r A_s) \times J_{dv}} \quad (3.22)$$

donde :

- f_c : Esfuerzo unitario en el concreto (Lbs/pulg²)
- C : Carga de compresión en la columna (Lbs)
- b : Ancho de la zapata (pulg)
- A_s : Area del Acero (pulg²)
- X : Longitud del paramento de la columna (pulg)
- d_v : Peralte efectivo de la losa (pulg)
- J_{dv} : Brazo del par de momento en la viga (pulg)
- r : Relación por área transformada .

3.3.5.4 Diseño por Adherencia

A) Adherencia de Anclaje

De (311)

$$L = f_{sa}/U_a \times D \quad (3.23)$$

donde :

- L : Longitud de anclaje (pulg)
- f_{sa} : Esfuerzo de fluencia del acero (Lbs/pulg²)

U_a : Esfuerzo admisible de adherencia (Lbs/pulg²)

D : Diámetro de varilla de acero (pulg)

B) Adherencia por Flexión

De (3.12)

$$U = \frac{V}{n \cdot \pi \cdot D \cdot Jdv}$$

$$N = \frac{V}{\pi \cdot D \cdot U \cdot Jdv}$$

$$N = \frac{C}{\pi \cdot D \cdot U_a \cdot Jdv} \quad (3.24)$$

donde :

N : Número mínimo de varillas necesarias para soportar tensión por flexión

C : Carga de compresión en la columna (Lbs)

D : Diámetro de varilla de acero (pulg)

U_a : Esfuerzo de adherencia admisible (Lbs/pulg²)

Jdv : Brazo del par de momento en la viga (pulg)

3.3.5.5 Diseño por Arrancamiento

De (3.15)

$$\frac{W_c + W_t}{T} > 2$$

$$\omega_c \frac{V_c}{T} + \omega_t \frac{V_l}{T} > 2$$

$$\omega_c \frac{A(dv+0.25) + A/n (h+\Delta h)}{T} + \omega_t \frac{(n-1)/n A \cdot h}{T} > 2$$

$$A \left[\frac{\omega_c(dv+0.25+(h+\Delta h)/n) + \omega_t(n-1)/n \cdot h}{T} \right] > 2$$

$$\frac{A \left[\omega_c (ndv+0.25n+h+\Delta h) + \omega_t(n-1) \cdot h \right]}{n T} > 2$$

$$\text{Si } \Delta h = 0.1 \times h$$

$$\frac{A \left[\omega_c(n(dv+0.25)+1.1h) + \omega_t(n-1) \cdot h \right]}{n T} > 2 \quad (3.25)$$

donde :

A : Area de la zapata (pie²)

ω_c : Peso unitario del concreto (Lbs/pie³)

ω_t : Peso unitario del terreno (Lbs/ pie³)

dv : Peralte efectivo de la losa (pies)

h : Profundidad activa de cimentación (pies)

T : Fuerza de tensión en la columna de la zapata (Lbs)

n : Relación entre Area de la losa y area de la columna

3.3.5.6 Esfuerzos en la Columna

A) Compresión

$$\frac{C}{b^2/n} < 0.45 \times f'_c$$

$$\frac{n \times C}{b^2} < 0.45 f'_c \quad (3.26)$$

donde :

$f'c$: Esfuerzo admisible del
concreto a compresión (Lbs/pulg²)

C : Carga de compresión
en la columna (Lbs)

b : Ancho de la losa (pulg)

n : Relación entre el área
de losa y área de co -
lumna

B) Tracción

Dado que el Acero asumirá íntegramente la ten
sión que podría ocasionarse en la columna, en
tonces se tiene :

$$\frac{T}{A_{sc}} \leq f_{sa}$$

$$A_{sc} \geq \frac{T}{f_{sa}} \quad (3.27)$$

donde :

A_{sc} : Area del acero la
columna (pulg²)

T : Carga de tensión en
la columna (Lbs)

f_{sa} : Esfuerzo admisible
en el acero (Lbs/pulg²)

3.3.6 Aplicación

Proyéctese una zapata cuadrada de concreto reforzado, con cargas aplicadas a una columna concéntrica. Se usarán varillas de acero y concreto de grado intermedio.

Se cuenta con la siguiente información :

a) Estudio de Suelos

$$P_a = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$w_f = 1.4 \text{ gr/cm}^3$$

$$l' = 3.0 \text{ m}$$

b) Concreto de grado intermedio

$$w_c = 2.4 \text{ gr/cm}^3$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Cargas aplicadas a la zapata

$$C = 10 \text{ Tn}$$

$$T = 7 \text{ Tn}$$

Solución

Haciendo la conversión de unidades :

$$P_a = 2,044 \text{ Lbs/pie}^2$$

$$w_c = 150 \text{ Lbs/pie}^3$$

$$w_f = 88 \text{ Lbs/pie}^3$$

$$h = 7 \text{ pies}$$

$$f'c = 3,000 \text{ Lbs/pulg}^2$$

$$C = 22,000 \text{ Lbs}$$

$$T = 15,400 \text{ Lbs}$$

$$f.s. = 0.7$$

1) Diseño por presión admisible

De (3.16) y asumiendo $n = 25$

$$A \geq \frac{22,000}{0.7 \times 2,044 - \left[\frac{150(25(dv+0.25)+1.15 \times 7)+24 \times 88 \times 7}{25} \right]}$$

Para $dv = 1.75'$

$$A \geq \frac{22,000}{0.7 \times 2,044 - \left[\frac{150(25 \times 2 + 8.05)+24 \times 88 \times 7}{25} \right]}$$

$$A \geq \frac{22,000}{0.7 \times 2,044 - \left[\frac{150 \times 58.05 + 24 \times 88 \times 7}{25} \right]}$$

$$A \geq 44.79 \text{ pies}^2 \quad b \geq 6.69 \text{ pies}$$

Entonces :

$$b = 6.75 \text{ pies}$$

$$A = 45.56 \text{ pies}^2$$

$$dv = 1.75 \text{ pies}$$

2) Diseño por Corte

De (3.17)

$$V = 22,000 \left[1 - \frac{\left(\frac{6.75}{5} + 1.75 \right)^2}{45.56} \right]$$

$$V = 17,359.53 \text{ Lbs}$$

De (3.18)

$$S_u = \frac{17,359.53}{4(6.75/5 + 1.75) \times 1.75 \times 144}$$

$$S_u = 6 \text{ Lbs/pulg}^2$$

De (3.4)

$$S_a = 2\sqrt{3,000}$$

$$S_a = 109 \text{ Lbs/pulg}^2$$

$$S_u = 6 \text{ Lbs/pulg}^2 < S_a = 109 \text{ Lbs/pulg}^2 \quad \text{Correcto !}$$

3) Diseño por Flexión

De (3.19)

$$A_s = \frac{22,000 \times 6.75}{7.2 \times 20,000 \times 1.75}$$

$$A_s \geq 0.589 \text{ pulg}^2$$

De acuerdo a la Tabla 10

Usar : 2 varillas de acero ϕ 5/8"

$$A_s = 2 \times 0.307$$

$$A_s = 0.614 \text{ pulg}^2$$

De (3.20)

$$J_{dv} = 1.75 \times 12 - \frac{\sqrt{(r \times 0.614)^2 + 2 \times 1.35 \times r \times 0.614 \times 1.75 \times 12} - r \times 0.614}{3 \times 1.35 \times 12}$$

Pero sabemos :

$$E_c = \omega c^{1.5} \times 33 \times f'c$$

$$E_c = 150^{1.5} \times 33 \times \sqrt{3,000}$$

$$E_c = 3.32 \times 10^6$$

$$E_s = 29.00 \times 10^6$$

$$r = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29.00 \times 10^6}{3.32 \times 10^6} = 8.7$$

De donde : $r = 9$

Entonces :

$$J_{dv} = 1.75 \times 12 - \frac{\sqrt{(9 \times 0.614)^2 + 2 \times 1.35 \times 9 \times 0.614 \times 1.75 \times 144} - 9 \times 0.614}{3 \times 1.35 \times 12}$$

$$J_{dv} = 1.75 \times 12 - \frac{61.566 - 5.526}{3 \times 1.35 \times 12}$$

$$J_{dv} = 19.847 \text{ pulg.}$$

De (3.21)

$$f_s = \frac{22,000 \times 6.75 \times 12}{8 \times 0.614 \times 19.847}$$

$$f_s = 18,279 \text{ Lbs/pulg}^2$$

$$f_{sa} = 20,000 \text{ Lbs/pulg}^2$$

$$f_s = 18,279 < f_{sa} = 20,000 \text{ Lbs/pulg}^2 \quad \text{Correcto !}$$

De (3.22)

$$f_c = \frac{22,000 \times 6.75 \times 12}{4(\sqrt{9 \times 0.614)^2 + 2 \times 1.35 \times 12 \times 9 \times 0.614 \times 1.75 \times 12} - 9 \times 0.614 \times 19.847}$$

$$f_c = \frac{22,000 \times 6.75 \times 12}{4,448.94}$$

$$f_c = 400.5 \text{ Lbs/pulg}^2$$

$$f_{ca} = 0.45 \times 3,000$$

$$f_{ca} = 1,350 \text{ Lbs/pulg}^2$$

$$f_c = 400 \text{ Lbs/pulg}^2 < f_{ca} = 1,350 \text{ Lbs/pulg}^2 \quad \text{Correcto !}$$

4) Diseño por Adherencia

De (3.23)

$$L = \frac{f_{sa}}{U_a} \times D$$

$$\text{Sabemos : } f_{sa} = 20,000 \text{ Lbs/pulg}^2$$

De Tabla 10

$$U_a = 0.10 \times 3,000$$

$$U_a = 300 \text{ Lbs/pulg}^2$$

$$\text{Además : } D = 5/8 \text{ pulg}$$

Entonces :

$$L = \frac{20,000}{300} \times \frac{5}{8}$$

$$L = 42$$

$$L = 42 < b = 81 \text{ pulg} \quad \text{Correcto !}$$

De (3.24)

$$N = \frac{22,000}{\pi \times 5/8 \times 300 \times 19.847}$$

$$N = 1.88$$

$$N = 1.88 \leq 2 \quad \text{Correcto !}$$

5) Diseño por Arrancamiento

De (3.25)

$$\frac{45.56 [150(25(1.75+0.25)+1.15 \times 7)+88 \times 24 \times 7]}{25 \times 15,400} > 2$$

$$\frac{45.56 [150 \times 58.05 + 88 \times 24 \times 7]}{25 \times 15,400} > 2$$

$$2.8 > 2 \quad \text{Correcto!}$$

6) Revisión de los Esfuerzos en la Columna

De (3.26)

$$\frac{25 \times 22,000}{(6.75 \times 12)^2} < 0.45 \times 3,000 \text{ Lbs/pulg}^2$$

$$85 \text{ Lbs/pulg}^2 < 1,350 \text{ Lbs/pulg}^2 \quad \text{Correcto!}$$

De (3.27)

$$\text{Asc} \geq \frac{15,400}{20,000}$$

$$\text{Asc} \geq 0.77 \text{ pulg}^2$$

De Tabla 10 :

Usar 3 varillas $5/8''$

$$A = 3 \times 0.307 = 0.921 \text{ pulg}^2$$

$$A = 0.921 > \text{Asc} = 0.77 \quad \text{Correcto!}$$

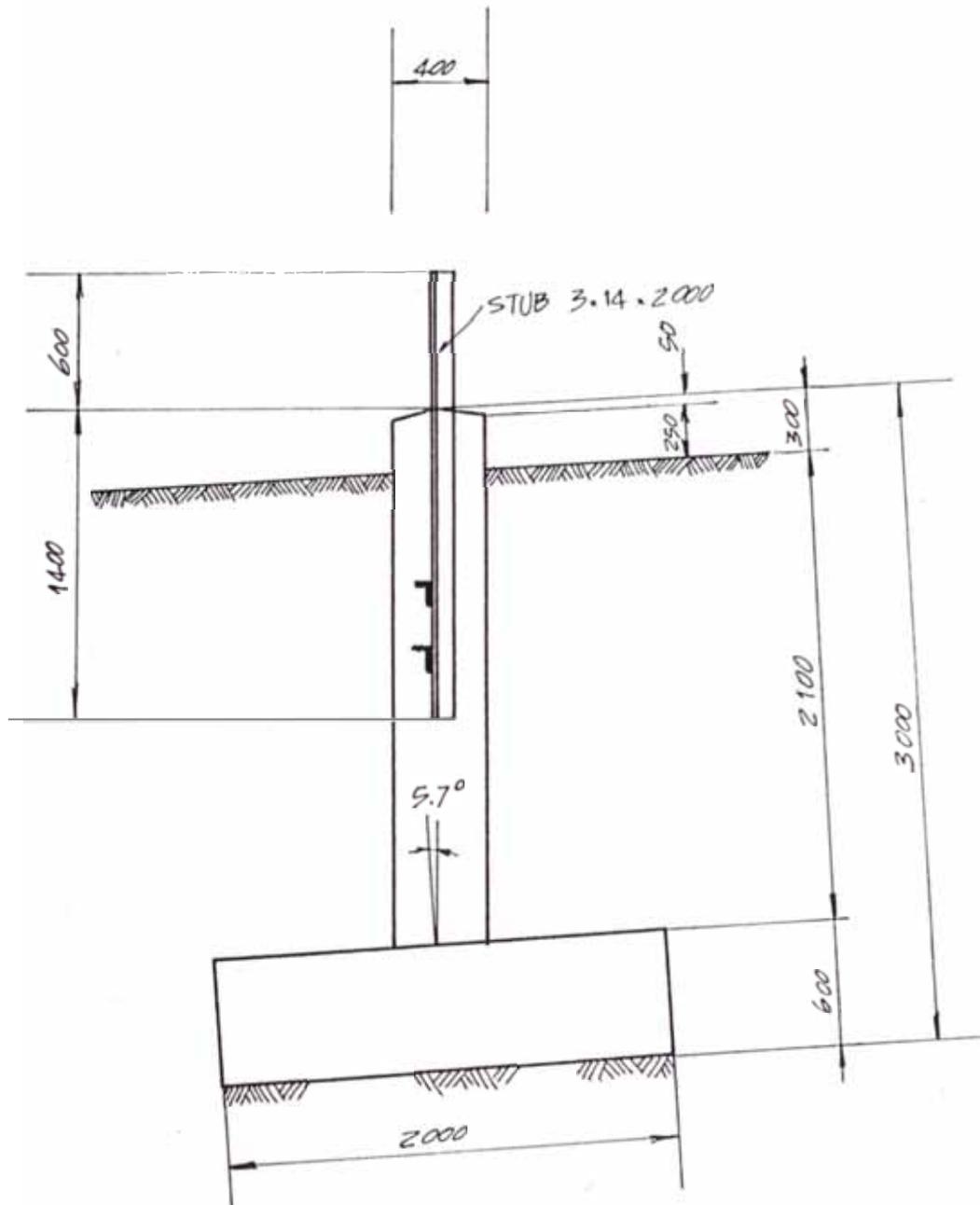


Fig. 61 Losa proyectada

3.4 Montaje de la Estructura

El montaje constituye la etapa culminante del proyecto de una torre de transmisión, luego del diseño y fabricación de la estructura. Pero aunque es la última fase en la secuencia de desarrollo del proyecto, no es menos importante.

Será necesaria la inspección en la construcción de las losas de cimentación, en cuanto a calidad, cantidad y proporciones de agua, cemento y agregados en el concreto armado, lo mismo que la observación de los tiempos mínimos de fraguado, de manera de garantizar un correcto funcionamiento en las fundaciones. Se inspeccionará, también, el montaje de los elementos de la torre de transmisión, observando el adecuado ajuste de pernos, lo mismo que las tolerancias de montaje máximas admisibles.

Algunas recomendaciones orientadas al mejoramiento de la torre de transmisión son las siguientes :

1. Para estructuras hechas con perfiles angulares y placas de acero ASTM A-36, no serán usados materiales con huecos - rellenos con soldadura o empalmados.
2. Los perfiles y placas de refuerzo serán cortados con guña de forma de quedar perfectamente rectos y podrán ser cizallados o aserrados; toda rebaba de metal deberá ser cuidadosamen

te removida. No se utilizarán cortes con acetileno o sistema similar.

3. Los elementos de la estructura tendrán sus perforaciones hechas en el taller, de manera que no sea necesario hacer ninguna perforación en el sitio para añadir cualquier elemento.

El aspecto final de las perforaciones deberá ser circular, sin rebabas ni grietas.

4. La máxima tolerancia admisible en el corte de las piezas será de uno por mil de la longitud total de la pieza.

No se admitirá tolerancia en la posición de los ejes de las perforaciones con respecto a los ejes del perfil.

5. La diferencia máxima admisible entre el diámetro de la perforación y el diámetro del perno no excederá de 1.6 m.m.
6. No se permitirá el uso de soldadura.
7. Se proveerán arandelas de seguridad bajo todas las tuercas, las cuales serán de acero galvanizado, del tipo de seguridad

dad y de por lo menos tres milímetros de espesor.

En todo caso las tuercas deberán atornillarse manualmente a los pernos, no se usarán aquellas con juego excesivo o de masiado ajustadas.

Las roscas de todos los pernos y tuercas serán aceitadas.

CAPITULO 4

COSTOS

4.1 Medrado

4.1.1 Estructura Metálica

Torre Quebrada Honda (02 Unidades)

Nº	Descripción	Cantidad	Longitud (m)	Peso Unit. (kg/m)	Peso (kg)	Acumulado (kg)
1	L-3x3x1/4"	8	6.00	7.31	350.9	
2		8	6.00		350.9	
3		8	6.00		350.9	
4		8	3.00		175.4	
5		8	3.80		222.2	1,450.3
6	L-2 1/2 x 2 1/2x 1/4"	8	2.50	6.11	123	122.2
7	L-2 x 2 x 3/16"	8	4.45	3.64	129.6	
8		8	3.25		94.6	
8A		8	3.25		94.6	

<u>Nº</u>	Descripción	Cantidad	Longitud (m)	Peso Unit. (kg/m)	Peso (kg)	Acumulado (kg)
		16	3.80		221.3	
10		16	3.00		174.7	
11		8	3.00		87.4	
12		16	2.10		122.3	
13		16	1.50		104.8	
14		8	2.50		72.8	
14A		8	2.50		72.8	
15		8	5.00		145.6	
15A		8	5.00		145.6	
16		8	4.15		120.8	
16A		8	4.15		120.8	
17		8	3.80		110.7	
17A		8	3.80		110.7	
18		8	3.10		90.3	
18A		8	3.10		90.3	
19		8	2.80		81.5	
19A		8	2.80		81.5	
20		12	2.00		87.4	
21		12	0.65		28.4	2,388.5
22	L- 1 1/2x1 1/2x 3/16"	16	1.70	2.67	72.6	
23		16	1.40		59.8	
24		16	1.40		59.8	

N	Descripción	Cantidad	Longitud (m)	Peso Unit. (kg/m)	Peso (kg)	Acumulado (kg).
25		16	1.00		42.7	
26		16	1.20		51.3	
27		16	0.50		21.4	
28		16	2.00		85.4	
29		8	2.30		49.1	
30		16	1.75		74.8	
31		8	1.50		32.0	
32		16	1.65		70.5	
33		8	0.80		17.1	
34		8	1.40		29.9	
34A		8	1.40		29.9	
35		16	1.60		68.4	
36		8	1.35		28.8	
36A		8	1.35		28.8	
37		8	1.20		25.6	
37A		8	1.20		25.6	
38		16	1.30		55.5	
39		8	1.15		24.6	
39A		8	1.15		24.6	
40		8	1.00		21.4	
40A		8	1.00		21.4	
41		16	1.30		55.5	

Nº	Descripción	Cantidad	Longitud (m)	Peso Unit. (kg/m)	Peso (kg)	Acumulado (kg)
42		8	1.10		23.5	
42A		8	1.10		23.5	
43		8	0.90		19.2	
43A		8	0.90		19.2	
44		8	2.20		46.9	
44A		8	2.20		46.9	
45		8	1.85		39.5	
45A		8	1.85		39.5	
46		8	1.50		32.0	
46A		8	1.50		32.0	
47		8	1.40		29.9	
47A		8	1.40		29.9	
48		8	1.00		21.4	
48A		8	1.00		21.4	
49		16	0.75		32.0	
49A		24	0.75		48.1	
49B		8	0.75		16.0	
50		16	0.75		32.0	
50A		16	0.75		32.0	
51		6	0.85		13.6	
51A		6	0.85		13.6	
52		8	0.65		13.9	1,702.5

Nº	Descripción	Cantidad	Longitud (m)	Peso Unit. (kg/m)	Peso (kg)	Acumulado (kg)
53	L-3x3x 1/4"	32	0.40	7.31	93.6	
54	L-3x3x 1/4	12	0.20	7.31	17.5	111.1
55	1/4 x 115	64	0.12	5.78	44.4	
56	1/4 x 250	8	0.25	12.56	25.1	
57	1/4 x 169	16	0.30	8.49	40.8	
58	1/4 x 103	24	0.16	5.17	19.9	
59	1/4 x 160	8	0.21	8.04	13.5	
60	1/4 x 168	32	0.23	8.44	62.1	
61	1/4 x 100	4	0.21	5.02	4.2	
62	1/4 x 100	12	0.10	5.02	6.0	
63	1/4 x 100	6	0.24	5.02	7.2	223.2
	Pernos 1/2" Ø x 1 1/2" 2186				190.0	
	Pernos 1/2" Ø x 1 3/4" 144				15.0	
	Pernos 1/2" Ø x 2" 12				2.0	207.0

Resumiendo :

Descripción	Unid.	Metrado
L-3x3x1/4"	kg	1,561.4
L-2 1/2x2 1/2x1/4"	kg	122.2
L-2x2x 3/16	kg	2,388.5
L-1 1/2x1 1/2x3/16"	kg	1,702.5
Plancas Φ	kg	223.2
Pernos	kg	207.0

4.1.2 Fundaciones

Descripción	Unidad	Metrado
Excavaciones Locales	m ³	96.00
Relleno compactado	m ³	80.00
Concreto $F_y = 210 \text{ kg/cm}^2$	m ³	26.88
Encofrado	m ²	69.12
Acero de refuerzo	kg	800.00

4.2 Cálculo de Costos

4.2.1 Estructuración de Partidas

a Set. 1989

Partida	Especificación	Unid.	Metrado	Precio unitario	Parcial	Total
1.00	<u>Obras Preliminares</u>					
1.10	Traslado de materiales					
	Lima-Talara	Tn	8.0	30.00	240	
1.20	Movilización y desmovilización de equipos	Global	-	-	300	
1.30	Movilización y demovilización de personal	Global	-	-	1,200	
1.40	Construcciones Temporales	$\$/m^2$	30	25.00	750	
1.50	Alimentación	h-d	240	5.00	1,200	3,690
2.00	<u>Obras Civiles</u>					
2.10	Movimiento de Tierras					
2.11	Excavaciones locales	m^3	96.00	3.30	316.80	
2.12	Relleno Compactado	m^3	80.00	5.00	400.00	
2.13	Eliminación de material sobrante	m^3	20.00	3.50	70.00	
2.20	<u>Zapatas y Pedestales</u>					
	$f_y = 210 \text{ kg/cm}^2$					
2.21	Mortero 1:3	m^3	26.88	52.65	1,415.23	
2.22	Encofrado	m^2	69.12	6.85	473.47	

Partida Especificación	Unid.	Metrado	Precio unitario	Parcial	Total
2.23 Acero	kg.	800.00	1.00	800.00	3,475.50
3.00 <u>Obras Metal-Mecánicas</u>					
3.10 <u>Estructura Metálica</u>					
3.11 Perfiles de acero estruc- tural	kg.	5,775	5.00	28,875.00	
3.12 Planchas de acero galvanizado	kg.	224	4.45	996.80	
3.13 Pernos de acero galvanizado	kg	207	13.60	2,815.20	32,687.00
Costo Directo					39,852.50
Costos Generales		25%			9,963.13
Utilidad		10%			3,985.25
Costo Total					\$ 53,800.88

4.2.2 Desagregado de Precios Unitarios

Partida	Especificación	Unidad	Material	Mano de Obra	Equipo	Total
1.00	<u>Obras Preliminares</u>					
1.10	Traslado de Materiales					
	Lima-Talara	\$/Tn	0	5.00	25.00	30
1.20	Movilización y desmovi- lización de equipos	Global				-
1.30	Movilización y desmovi- lización de personal	Global				-
1.40	Construcciones tempora- les	\$/m ²	22.50	2.00	0.50	25.00
1.50	Alimentación	\$/h-d	2.50	2.00	0.50	5.00
2.00	<u>Obras Civiles</u>					
2.10	<u>Movimiento de Tierras</u>					
2.11	Excavaciones locales	\$/m ³	0	3.00	0.30	3.30
2.12	Relleno compactado	\$/m ³	1.50	3.00	0.50	5.00
2.13	Eliminación de material sobrante	\$/m ³	0	3.00	0.50	3.50
2.20	<u>Zapatas y Pedestales</u>					
2.21	Mortero 1:3	\$/m ³	48.00	4.00	0.65	52.65
2.22	Encofrado	\$/m ²	2.00	4.00	0.85	6.85
2.23	Acero	\$/kg	1.00	0	0	1.00

Partida Especificación	Unidad	Material	Mano de Obra	Equipo	Total
3.00 <u>Obras Metal-Mecánicas</u>					
3.10 <u>Estructura Metálica</u>					
3.11 Perfiles de Acero estruc- tural	\$/kg	4.45	0.45	0.10	5.00
3.12 Planchas de acero galva- nizado	\$/kg	4.45	-	-	4.45
3.13 Pernos de acero galvani- zado	\$/kg	13.60	-	-	13.60

CONCLUSIONES

1. El método de la matriz de rigidez, para el desarrollo de estructuras reticulares, tanto isostáticas como hiperestáticas, sugiere la elaboración de un algoritmo que fácilmente puede ser programable.
2. El método de la rigidez programado, resuelve con suma agilidad problemas de estática planares como espaciales, por lo que se convierte en una herramienta de cálculo muy importante para el proyectista de estructuras metálicas, pórticos o armaduras en general.
3. El diseño de torres metálicas para líneas aéreas de transmisión, introduce el método de la rigidez para resolver el problema de estática en la estructura. Luego, la tarea será la revisión de los esfuerzos unitarios últimos de diseño en cada uno de sus elementos ,

garantizando, de esta manera, su correcto funcionamiento.

4. Para el proyecto de torres metálicas en líneas aéreas de transmisión, se presume esfuerzos flexionantes mínimos. Esto implica que las uniones de los elementos en la estructura, son dispuestas de manera tal que, se evitan en lo posible, la creación de excentricidades con respecto al eje de aplicación de la carga.
5. De acuerdo a lo anterior, los elementos sometidos a compresión axial, se revisarán básicamente por los criterios de pandeo dados por la AISC.
6. Para el diseño de los conectores en la junta, toda la carga de corte aplicada la toma la fricción entre los materiales en la junta. La función principal del conector, es entonces, proporcionar un ajuste inicial adecuado, capaz de crear una fuerza de fricción que equilibre a la fuerza de corte aplicada.
7. En uniones a tope, que son características en torres aéreas de transmisión, la tracción en los conectores son casi nulas, debido a que los esfuerzos flexionantes son mínimos, de manera que los conectores se diseñarán básicamente por corte.
8. En el caso de conectores diseñados por fricción, y con ausencia -

de esfuerzos flexionantes originados por excentricidades en la aplicación de la carga de compresión, se podrá aumentar tantas veces dicha carga, cuando se aumenten en la misma cantidad de veces, el número de conectores inicialmente diseñados.

9. Para el cálculo del área mínima de losa por presión admisible del suelo, se demuestra que disminuyendo en un 25% la presión admisible, se sobredimensiona en un 100% a la losa, independientemente de la profundidad que se trate. Dicho de otra manera, afectando con un factor de seguridad a la presión admisible del suelo ($f.s. = 0.75$) se conseguirá un área de losa dada, tal que, la mitad de dicha área estará en condiciones de soportar la carga de compresión externa. La otra mitad es sobredimensionamiento.
10. En todo caso, como siempre se aconseja el uso del factor de seguridad para la presión admisible del suelo, el proyecto estará en condiciones de asumir el doble de la carga inicial proyectada, sin sufrir avería alguna y sin causar hundimiento en el suelo.
11. Se demuestra que para niveles activos de cimentación de profundidades considerables (mayores a 15 pies), resulta antieconómico el empleo de zapatas de cimentación, debido a que el ancho de la losa sería casi igual al valor de la profundidad de cimentación, justificándose en estos casos el empleo de pilotes para la cimentación

de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

1. Zopetti J. Gaudencio, "Redes Eléctricas de Alta y Baja Tensión", Editorial Gustavo Gili S.A., Barcelona 1978.
2. PetroPerú, "Línea de Transmisión 13.2 Kv. Siches-Honda-Parinas", Documentos Técnicos, Lima 1986.
3. ElectroPerú, "Línea de Transmisión 60 Kv. Guadalupe-Cajamarca", Documentos Técnicos, Lima 1987.
4. Giovanni Barera, "Líneas Eléctricas Aéreas de Transmisión, Cálculos Mecánicos", UNI, Lima Agosto 1958
5. Luthe Garcia R., "Análisis Estructural", Editada por Representaciones y Servicios de Ingeniería S.A., México 1971.
6. Zapata Baglietto Luis F., "Diseño en Acero", Instituto de Es -

- estructuras y de la Construcción , UNI, Setiembre 1967.
7. Hori A. Juan J., "Diseño de Elementos de Máquinas", Tercera Edición, UNI 1980
 8. Phil M. Ferguson, "Teoría Elemental del Concreto Reforzado", - Cía. Editorial Continental S.A., México 1982.
 9. Manuel A. Olcese Franzero, "Estudio de Suelos Quebradas : Parinás, Honda y Yale en Talara", Documentos Técnicos, Lima, Agosto 1984
 10. Michelena Repetto y Asociados, "Estudio de Suelos para Cimentación Centro Cívico y Comercial de Huaraz", Lima 1973.
 11. T.W. Lambe and R.V. Whitman, "Soil Mechanics, SI Version" , John Wiley and Sons, New York 1979.
 12. Karl Terzaghi y Ralph Pek, "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica", El Ateneo, Segunda Edición, Buenos Aires 1973.
 13. H. Bolton Seed and I.M. Idriss, "Evaluation of Liquefaction Potential of Sand Deposits Based on Observations of Performance in Previous Earthquakes", Earthquakes Engineering Research Institute -

- Berkeley, California 1982.
14. Lucía Casaverde y Julio Vargas, "Zonificación Sísmica del Perú", Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 1980
 15. L. Arbellot, "Manual Práctico de Recubrimientos Electrolíticos", Editorial Hispano Europea, Barcelona 1980
 16. AISC, "Steel Construction Manual", Sixth Edition, American Institute Steel Construction, New York 1967.
 17. Norma Técnica de Edificación, "Concreto Armado", Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda, Lima, Abril 1989