

**Análisis y Simulación Por Ordenador
Mediante el Método de Elementos Finitos del
Comportamiento Resistente del Poste de
Hormigón Armado Para Tendido Eléctrico.**

**Análisis y Simulación Por Ordenador
Mediante el Método de Elementos Finitos del
Comportamiento Resistente del Poste de
Hormigón Armado Para Tendido Eléctrico.**

RAFAEL MARIO ORELLANA CALDERÓN
Unidad de Posgrados
Universidad Politécnica Salesiana

Dirigido por:

Ing. PAUL ALVAREZ LLORET
Docente de la Universidad Politécnica Salesiana
Unidad de Posgrados



Cuenca-Ecuador

RAFAEL ORELLANA CALDERON

Análisis y Simulación Por Ordenador Mediante el Método de Elementos Finitos del Comportamiento Resistente del Poste de Hormigón Armado Para Tendido Eléctrico

Universidad Politécnica Salesiana, Cuenca-Ecuador, 2011

DEPARTAMENTO DE POSGRADO

Formato 170 x 240

Páginas:111

Breve reseña del autor e información de contacto



Rafael Mario Orellana Calderón

Ingeniero Civil

Egresado de la Maestría en Métodos Numéricos para diseño en Ingeniería

Unidad de Posgrados

Universidad Politécnica Salesiana

rafaelorellanac@hotmail.com

Dirigido por:

Paúl Alvarez Lloret

Ingeniero Mecánico

Master en Métodos Numéricos

Docente de la Universidad Politécnica Salesiana

ealvarez@ups.edu.ec

Todos los derechos reservados.

Queda prohibida, salvo excepción prevista en la Ley, cualquier forma de reproducción, distribución, comunicación pública y transformación de esta obra para fines comerciales, sin contar con autorización de los titulares de propiedad intelectual. La infracción de los derechos mencionados puede ser constitutiva de delito contra la propiedad intelectual. Se permite la libre difusión de este texto con fines académicos o investigativos por cualquier medio, con la debida notificación a los autores.

DERECHOS RESERVADOS

© 2011 Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca – Ecuador – Sudamérica

ORELLANA CALDERON RAFAEL MARIO

Análisis y Simulación Por Ordenador Mediante el Método de Elementos Finitos del Comportamiento Resistente del Poste de Hormigón Armado Para Tendido Eléctrico.

IMPRESO EN ECUADOR – PRINTED IN ECUADOR

INDICE GENERAL

Indice general.....	v
Indice de figuras.....	xi
Dedicatoria.....	xiii
Prefacio.....	xiv
Prólogo.....	xvi
Agradecimiento.....	xvii

i

CAPITULO I.....	1
------------------------	----------

INTRODUCCION.....	1
--------------------------	----------

1.1 Alcance.....	2
------------------	---

1.2 Objetivo.....	4
-------------------	---

CAPITULO II.....	5
-------------------------	----------

ANALISIS TEÓRICO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS POSTES.....	5
---	----------

2.1 Introducción.....	5
-----------------------	---

2.2 Glosario.- Norma INEN 1964 y otras.....	6
---	---

2.3 Análisis a flexión.....	9
-----------------------------	---

2.4 Análisis a compresión.....	19
--------------------------------	----

2.5 Análisis del poste.....	23
-----------------------------	----

v

CAPITULO III	33
DISEÑO ESTRUCTURAL DE POSTES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE NORMAS	33
3.1 Introducción.....	33
3.2 Consideraciones para diseño según normas INEN 1965 y reglamento ACL... 34	34
3.3 Fundamentación teórica.....	35
3.4 Diseño del poste mediante teoría estructural.....	36
3.4. Datos.....	37
3.4.2 Esquema del poste.....	37
3.4.3 Momentos solicitados (Ms).....	38
3.4.4 Cálculo del área del concreto (Ac).....	39
3.4.5 Sección de diseño de acero (As).....	39
3.4.6 Distribución del acero.....	39
3.4.7 Distancia de las barras al eje geométrico (L).....	40
3.4.8 Ubicación del eje neutro (c).....	40
3.4.9 Distancia de las barras respecto al eje neutro (h).....	41
3.4.10 Cálculo de deformaciones (ϵ).....	42
3.4.11 Deformación unitaria en el acero (ϵ_y).....	42
3.4.12 Esfuerzos en el acero.....	43
3.4.13 Fuerzas en el acero.....	43

3.4.14 Fuerza en el concreto (Cc).....	43
3.4.15 Condición de equilibrio (C=T).....	45
3.4.16 Determinación de momentos.....	45
3.4.17 Distribución de fuerzas y cálculo del momento resistente (MR).....	47
3.4.18 Conclusión.....	48
CAPITULO IV.....	49
ANALISIS DEL POSTE MEDIANTE EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	49
4.1 Fundamentación teoría.....	49
4.2 Aplicación para el poste.....	54
CAPITULO V.....	65
MODELACION MEDIANTE SOFTWARE ESPECIALIZADO.....	65
5.1 Graficado.....	65
5.1.1 Gráfica general del poste.....	65
5.1.2 Vista general de la base del poste.....	66
5.1.3 Vista general de la punta del poste.....	66
5.1.4 Vista general de la ubicación de las varillas desde la base.....	67
5.1.5 Vista general de la ubicación de la armadura en todo el poste.....	67
5.2 Mallado.....	68
5.2.1 Gráfica del poste mallado en toda su longitud.....	68

5.2.2 Vista del poste mallado con la aplicación de la carga puntual a 20 cm de la punta.....	68
5.3 Ingreso de datos.....	69
5.4 Obtención de resultados.....	72
5.4.1 Deflexiones para la carga de 50 kg, en los diferentes nodos.....	72
5.4.2 Deflexiones para la carga de 100 kg, en los diferentes nodos.....	72
5.4.3 Deflexiones para la carga de 150 kg, en los diferentes nodos.....	73
5.4.4 Deflexiones para la carga de 200 kg, en los diferentes nodos.....	73
5.4.5 Deflexiones para la carga de 250 kg, en los diferentes nodos.....	74
5.4.6 Deflexiones para la carga de 300 kg, en los diferentes nodos.....	74
5.4.7 Deflexiones para la carga de 350 kg, en los diferentes nodos.....	75
5.4.8 Deflexiones para la carga de 400 kg, en los diferentes nodos.....	75
5.4.9 Deflexiones para la carga de 450 kg, en los diferentes nodos.....	76
5.4.10 Deflexiones para la carga de 500 kg, en los diferentes nodos.....	76
5.5Resumen.....	77
CAPITULO VI.....	78
ENSAYOS EN LABORATORIO.....	78
6.1 Inspección visual.....	78
6.2 Dimensiones.....	78
6.3 Flexión.....	78
6.3.1 Edad mínima para el ensayo.....	78

6.3.2 Posición del poste.....	79
6.3.3 Empotramiento.....	79
6.3.4 Aplicación de la carga.....	79
6.3.5 Medición de la carga.....	79
6.4 Ensayo de carga en posición horizontal.....	79
6.5 Ensayo de carga en posición vertical.....	80
6.6 Ensayo de rotura.....	81
6.7 Carga de fisuración.....	81
6.8 Carga límite de abertura de fisuras.....	82
6.9 Carga de ensayo en la fase elástica.....	82
6.10 Medición de fisuras.....	82
6.11 Ensayo del hormigón.....	83
6.12 Materiales y fabricación.....	83
6.12.1 Antecedentes.....	83
6.12.2 Geometría.....	83
6.12.3 Dimensiones.....	83
6.12.4 Cargas y esfuerzos.....	84
6.12.5 Tolerancias.....	84
6.12.6 Coeficiente de seguridad.....	84
6.12.7 Materiales.....	84
6.12.8 Moldes para fabricación.....	86

6.12.9 Almacenaje.....	86
6.12.10 Ensayos.....	87
CAPITULO VII.....	93
ANALISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE: CÁLCULO ESTRUCTURAL ANALÍTICO, POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS, ENSAYOS EN LABORATORIO Y SEGÚN PAQUETES INFORMÁTICOS.....	93
7.1 Mediante Cálculo Estructural Analítico.....	93
7.2 Por el Método de Elementos Finitos.....	94
7.3 Según ensayos de Laboratorio.....	95
7.3.1 Ensayo al poste #394626EE - 367.....	95
7.3.2 Ensayo al poste #394504EE – 221.....	95
7.4 Según Paquetes Informáticos.....	96
CAPITULO VIII.....	99
8.1 Conclusiones.....	99
8.2 Recomendaciones.....	99
ANEXOS.....	105
BIBLIOGRAFÍA.....	111

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Naturaleza de la acción de las vigas.....	9
Figura 2.2 Tensiones normales en vigas.....	10
Figura 2.3 Deformaciones.....	11
Figura 2.4 Curva elástica, ó simplemente, elástica de la viga.	13
Figura 2.5 Viga en voladizo con carga puntual.....	15
Figura 2.6 Momento flector cuando el punto está situado antes de la carga P	16
Figura 2.7 Momento flector cuando el punto está situado después de la carga P ...	17
Figura 2.8 Sistema barra – resorte.....	19
Figura 2.9 Columna en Cantiliver.....	20
Figura 2.10 Sección transversal del poste.....	25
Figura 2.11 Ubicación del eje neutro, zonas de tracción y compresión.....	26
Figura 2.12 Fuerza en el concreto.....	28
Figura 2.13 Secciones equivalentes del acero por hormigón.....	30
Figura 3.1 Esquema del poste y sus secciones.....	37
Figura 3.2 Distribución del acero en la sección.....	40
Figura 3.3 Ubicación del eje neutro.....	41
Figura 3.4 Sección del concreto a compresión.....	44
Figura 3.5 Area de sección completa.....	46

Figura 3.6 Area de sección hueca.....	46
Figura 3.7 Distribución de fuerzas en la sección del poste.....	47
Figura 4.1 Viga convencional de Euler- Bernoulli.....	49
Figura 4.2 Elemento de viga de dos nodos. Variables nodales y funciones de forma Hermíticas.....	51
Figura 4.3 Longitudes de las varillas y disposición de los Elementos Finitos ...	54
Figura 8.1 Dimensiones del poste optimizado.....	100

DEDICATORIA

A mi esposa Patricia,
mis hijos: Patricio Rafael y
María Verónica

PREFACIO

En los últimos años se ha visto el desarrollo vertiginoso de los ordenadores y su costo ha permitido el uso masivo, estimulando sobremanera el trabajo de investigación dentro de la ingeniería. Naturalmente con este soporte fue posible el desarrollo de los procedimientos numéricos, como los Métodos Numéricos, y para resolver los problemas del comportamiento de las estructuras sometidas a acciones diversas con muchos grados de libertad, es necesario utilizar un modelo matemático y dentro de ellos tenemos el que considera a las estructuras divididas en varias partes pequeñas denominadas “Elementos Finitos”. Estos elementos permitieron el desarrollo de muchos software especializados utilizando el “Método de los Elementos Finitos”, y con ello, ya es posible abordar el estudio del comportamiento de las estructuras discretizadas por los métodos matriciales mediante el empleo de ordenados, que antes eran muy laboriosos o imposibles de resolverlos.

Este trabajo tiene por objeto evaluar, según el método estructural tradicional, las pruebas de laboratorio, por el Método de los elementos Finitos y por ordenador, la capacidad resistente bajo las cargas normalizadas según el Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN), el poste de hormigón armado y el coeficiente de seguridad al colapso. Según los resultados que se obtengan de las evaluaciones por estos métodos, podremos ver si la fabricación cumple con los valores especificados en las normas.

El poste de hormigón armado está sujeto a varios tipos de cargas y entre las más importantes tenemos las producidas por: peso propio del poste, peso de los conductores, peso de equipos y materiales que se colocan en el poste, fuerzas producidas por la velocidad y presión del viento contra el poste y los conductores, peso de los obreros que ejecutan los trabajos de montaje y mantenimiento, tensión mecánica en los conductores producidas por temperatura y tensado, por excentricidades, por disposiciones geométricas del tendido eléctrico (cuando los vanos adyacentes al poste son de diferentes longitudes, ángulos en las líneas, diferencias de nivel de los postes adyacentes, etc.). De todos estos tipos de fuerzas que actúan sobre los postes están dentro de los esfuerzos que producen flexión, compresión, torsión y momentos. Los esfuerzos de torsión y los momentos son de muy bajo valor cuando las tensiones mecánicas en los conductores son de igual valor y los equipos, herrajería, etc están simétricamente colocados. Los esfuerzos

a la compresión, se debe considerar que son absorbidos por el hormigón. La carga más importante que actúa en el poste y la que se considera para el análisis y diseño es la carga a flexión; su extremo inferior estará anclado y se considerará como perfectamente empotrado y el otro extremo libre, por lo que su comportamiento será como una estructura llamada viga-columna, para su análisis y comportamiento según la norma INEN se considerará como una viga que trabaja en volado o cantiléver.

Los postes tendrán las cargas nominales mínimas establecidas en la tabla N° 2 de la norma INEN N°1965 y varían desde 200 hasta 2000 daN para longitudes de postes desde 8 a 24 m.

Aspiramos realizar modelaciones y evaluar el comportamiento de los postes de forma rápida y con alto grado de fiabilidad, sin tener que recurrir obligatoriamente a la comprobación mediante laboratorios especializados, obteniendo así información a costos muy bajos y rapidez en las respuestas a las interrogantes que se tienen en el momento de diseñar los sistemas de transporte y distribución de energía eléctrica, así como la entrega de servicios de telefonía, televisión pagada, etc.

Con los resultados que se obtengan se tratará de ver la forma de optimizar en lo posible los materiales para su construcción y evitar sin perjuicio de la seguridad que los postes necesitan, el sobredimensionamiento y así disminuir los costos, contribuyendo para mejorar la expansión del servicio.

PRÓLOGO

Como punto de partida para la elaboración de este trabajo y determinar el comportamiento de los postes de hormigón, se pretende iniciar con los métodos tradicionales, para luego dar énfasis en modelos modernos, mediante el método de los Elementos Finitos.

El método experimental se usará para someter los postes a pruebas de cargas en laboratorios especializados y evaluar su comportamiento.

Según el método comparativo podremos interpretar y evaluar los resultados de las diferentes formas que apliquemos para determinar el comportamiento de los postes.

De acuerdo con los procedimientos de la resistencia de materiales y la mecánica clásica, el análisis del comportamiento de esta estructura se lo realiza según la ecuación diferencial $EI \frac{d^2y}{dx^2} = M$ que corresponde a la ecuación de la elástica de la viga; para resolverla se la integra dos veces y haciendo cumplir las condiciones forzadas (enlace) y condiciones naturales (equilibrio), obtenemos la ecuación de Euler que rige este fenómeno físico. Con estos procedimientos trabajamos en la etapa elástica y aplicamos el factor de seguridad para obtener la carga máxima de rotura.

La comprobación de la capacidad resistente del poste fabricado según el diseño tradicional, se lo realiza en estaciones de prueba especializadas para este propósito, que generalmente son de propiedad de los fabricantes. Los postes elaborados con hormigón armado se ensayan después de transcurrido como mínimo 28 días de su moldeado, este ensayo puede hacerse con el poste en posición horizontal o en posición vertical.

El empotramiento deberá ser lo suficientemente rígido, de tal manera que garantice la completa inmovilidad del poste durante el ensayo. La aplicación de la carga se efectuará a 200 mm por debajo de la punta o cima, cuyos incrementos se controlarán mediante un dinamómetro, y se realizan las siguientes pruebas:

1.- Ensayo a flexión: En la fase elástica se llegará hasta una carga igual al 60% de la carga nominal de rotura, y la deformación permanente no deberá exceder del 5% de la flecha alcanzada en esta etapa. La flecha máxima del ensayo en la fase elástica, no será mayor al 4% de la longitud útil del poste.

2.- Ensayo de rotura: Los postes ensayados soportarán sin romperse una carga no menor del 100% de la carga nominal de rotura, y la prueba consiste en someter al poste a sucesivas cargas incrementadas en un 10% de la carga nominal de rotura; a partir del 60% de dicha carga y sin descargar, se registran las flechas correspondientes a esos incrementos, hasta alcanzar la carga de rotura, la misma que está definida por la carga máxima indicada por el dinamómetro, habiéndose cargado al poste de un modo continuo y creciente. En los escalones de 70,80 y 90% del valor de la carga nominal de rotura se mantendrá la aplicación de la sollicitación durante 2 minutos y se registrarán las flechas correspondientes. A partir del 90% de la carga nominal de rotura se incrementará en forma progresiva y continua hasta la rotura.

3.- Ensayo del hormigón a la compresión: Debe considerarse que el hormigón adquiere su resistencia mínima a la compresión, luego de transcurridos 28 días después de la fabricación. La resistencia mínima del hormigón empleado en los postes debe ser de 280 daN/cm^2 . Las muestras se tomarán del hormigón empleado en el moldeado del poste, con el mismo sistema de preparación, utilizando probetas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura; dichas probetas se prepararán y se curarán de acuerdo a normas.

En los últimos años se han desarrollado diversos modelos de cálculo para evaluar por ordenador la capacidad resistente de estructuras de hormigón y el coeficiente de seguridad al colapso utilizando el método de elementos finitos. Dichos modelos predicen con alto grado de fiabilidad la aparición y evolución de las fisuras y la carga de colapso.

Cada vez es más evidente que dichos modelos de cálculo pueden utilizarse como complemento y en muchos casos como alternativa a los clásicos ensayos de laboratorio. Utilizaremos software especializado que aluden a la posibilidad de reproducir el comportamiento de una estructura y del poste en nuestro caso, dentro de la fase elástica. Esta modelación puede utilizarse para el cálculo de estructuras, así como para evaluar la capacidad resistente de estructuras existentes, de nuevos elementos estructurales y de nuevas construcciones. La utilidad de la simulación, sin embargo, es más evidente en los casos en que la experimentación no es posible por causas técnicas, de coste o simplemente por motivos de urgencia.

AGRADECIMIENTO

Mi eterno agradecimiento a mi familia,
a las personas que hicieron posible este trabajo,
y de manera especial al
Ing. Paúl Álvarez Lloret
por su apoyo constante y desinteresado.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Con el advenimiento del servicio eléctrico desde la década de los años cincuenta en la ciudad de Cuenca y la Región; para el transporte y distribución de la energía eléctrica se utilizaron diversos tipos de postes. Inicialmente fueron metálicos tubulares de secciones ovaladas y circulares, de fabricación extranjera por lo que su costo era elevado, generalmente se utilizaron dentro de los perímetros urbanos, así su transportación no fue a grandes distancias. Posteriormente debido al gran avance tecnológico en la fabricación de electrodomésticos y la necesidad de disponer de energía eléctrica para su funcionamiento, tanto en el área urbano marginal como rural, se produjo una gran expansión del servicio, para lo que se utilizaron postes de madera tratada porque su peso permitía trasladarlos a sitios distantes sin acceso vehicular, pero en lugares estratégicos eléctricamente y en las estaciones de transformación se utilizaron postes de hormigón armado.

Con la apertura de nuevas vías y mejora de las existentes a sitios poblados, con la contribución de maquinaria especializada para el traslado e izado, se ha intensificado la utilización de los postes de hormigón armado desechando el uso de los otros, por cuestiones de durabilidad en el caso de los de madera y por el costo los metálicos. Por estos motivos se hace imperioso conocer a cabalidad el diseño, la fabricación y comportamiento de los postes de hormigón armado bajo los requerimientos de cargas que necesitan los proyectistas de sistemas eléctricos.

Al ser los postes de hormigón un elemento muy importante dentro de la infraestructura para la dotación de este servicio y al no contar este momento con una herramienta de fácil comprensión y manejo, se ve la necesidad de disponer de esta ayuda para poder analizar su comportamiento y fiabilidad estructural bajo las cargas aplicadas. Una manera natural de abordar el estudio del comportamiento de este elemento estructural, es simplificar el modelo matemático en lo posible. La opción más sencilla es subdividir el sistema en partes o elementos de estudio sencillo, para luego volverlo a reconstruir ensamblando la contribución de cada elemento y predecir así su comportamiento.

Hay sistemas en los que tales partes son evidentes, claramente diferenciables y conectadas entre sí por uniones llamadas *nudos*, a estos sistemas se denominan discretos. Habitualmente, en estos casos, el resultado del proceso de análisis se reduce a un sistema de ecuaciones lineales simultáneas con variables nodales como

incógnitas, a partir de cuya solución se obtendrá el comportamiento del sistema. Sin embargo, en otras ocasiones nos enfrentamos al análisis de sistemas en los que tales partes no son obvias de intentar una división. Esta puede proseguir en modo indefinido, con lo que el problema sólo podrá expresarse mediante el concepto de infinitésimo, lo cual conduce a un modelo matemático expresado por ecuaciones diferenciales, generalmente en derivadas parciales, que deben satisfacerse en todos y cada uno de los puntos del sistema. Sistemas de este tipo reciben el nombre de *continuos*.

En general, salvo casos muy simples, la solución analítica o exacta de las ecuaciones diferenciales que gobiernan el comportamiento de sistemas continuos es, bien imposible, o demasiado laboriosa. Ante tales situaciones, el analista debe tratar de obtener respuestas aproximadas sobre el comportamiento del sistema a través de técnicas que reduzcan su problema de infinitas variables incógnitas (grados de libertad) a uno de número finito de grados de libertad, y sea la solución más accesible. Esto equivale a pasar del modelo matemático, que define al sistema continuo, a un modelo discreto que aproxime su comportamiento. Este proceso se denomina *discretización* del problema.

En la actualidad los ensayos experimentales con prototipos están siendo substituidos cada vez más por la simulación numérica, la cual proporciona una forma más rápida y menos costosa de evaluar conceptos y detalles del diseño de las estructuras. Para ello usaremos el *Método de los Elementos Finitos*, pues constituye el método más difundido en los actuales momentos, por lo que en este trabajo se quiere obtener una herramienta para uso cotidiano de los ingenieros proyectistas y predecir con alto grado de fiabilidad el comportamiento, la aparición, evolución de las fisuras y la carga de colapso de los postes de hormigón armado.

1.1 Alcance

El tema que se propone investigar involucra a la ingeniería civil en el campo del análisis estructural. Es de mucha importancia en el sector eléctrico y de telecomunicaciones, porque sirve de infraestructura básica para el tendido de los conductores, medio para el transporte de la energía, la misma que está directamente relacionada con el bienestar social y el desarrollo de los pueblos. Con este trabajo se tratará de ver la forma de optimizar en lo posible los materiales para su construcción y evitar sin perjuicio de la seguridad que los postes necesitan, el sobredimensionamiento y por ende disminuir los costos, lo que conllevaría a contribuir para mejor expansión del servicio.

La mayor parte de actividades de la ingeniería por resolver, fueron restringidas por la falta de herramientas, teniendo que realizar muchas simplificaciones sin

considerar variables importantes por lo que los resultados no fueron muy precisos, pero en los últimos años se ha visto el desarrollo vertiginoso de los ordenadores y su costo ha hecho accesible para el uso masivo, estimulando sobremanera el trabajo de investigación dentro de la ingeniería. Naturalmente con este soporte fue posible el desarrollo de los procedimientos numéricos, como los *Métodos Numéricos*, y para resolver los problemas del comportamiento de las estructuras sometidas a acciones diversas con muchos grados de libertad, es necesario utilizar un modelo matemático y dentro de ellos tenemos el que considera a las estructuras divididas en varias partes pequeñas denominadas *Elementos Finitos*. Esto permite el desarrollo de muchos software especializados basados en el Método de los Elementos Finitos, y con ello, ya es posible abordar el estudio del comportamiento de las estructuras discretizadas por los métodos matriciales y mediante el empleo de ordenados.

Los postes de hormigón armado, son fabricados para valores específicos de carga según las normas ecuatorianas (INEN). Su fabricación es de hormigón armado y el comportamiento de este material se considerará como elástico. Expuesto a cargas de compresión, flexión y torsión; su extremo inferior estará anclado y se considerará como perfectamente empotrado, por lo que su comportamiento será como una estructura llamada viga-columna.

Se considerará el cálculo de la viga-columna de hormigón, sometida a la aplicación de la carga a 200 mm por debajo de la punta o cima. Al aplicar esta carga progresivamente desde cero y con incremento graduales, su comportamiento será lineal, y a partir de un cierto nivel de la fuerza comenzarán a aparecer las primeras fisuras en el hormigón. Este nivel de carga indica el inicio del comportamiento no lineal de la estructura. Otro punto de interés en la curva carga-flecha es el correspondiente a la fuerza máxima que resiste el poste. Esta fuerza es la carga de colapso a partir de la cual se produce la ruina de la estructura, caracterizada por un rápido descenso de la curva. Naturalmente a partir de estos valores pueden definirse los coeficientes de seguridad a la aparición de fisuras y de seguridad al colapso. Obviamente, estos dos coeficientes, próximos a la unidad indican situaciones peligrosas para la seguridad de la estructura desde el punto de vista de la existencia de fisuras indeseables o, lo que es más importante, de la proximidad del colapso de la estructura.

Aspiramos realizar las modelaciones y evaluar el comportamiento de los postes, sin tener que recurrir obligatoriamente a la comprobación mediante laboratorios especializados, obtener así información a costos muy bajos y rapidez en la respuesta a las interrogantes que se tienen en el momento de diseñar los sistemas eléctricos y telefónicos. Con los resultados favorables, éstos pueden ser de gran utilidad para las empresas dedicadas a la fabricación de postes, así como directamente a las empresas distribuidoras de energía eléctrica y de aquellas que brindan servicio de telecomunicaciones

1.2 Objetivo

Este trabajo tiene por objeto evaluar: según el diseño estructural tradicional, con los resultados obtenidos de las pruebas realizadas a especímenes en laboratorio especializado y realizar la modelación por ordenador mediante el uso de paquetes informáticos basados en el Método de Elementos Finitos (MEF); la capacidad resistente del poste de hormigón armado y el coeficiente de seguridad al colapso. Según los resultados que se obtengan de las evaluaciones por estas tres formas, podremos ver si la fabricación cumple con los valores especificados en las normas. También tendremos con la modelación, una herramienta confiable y alternativa para evaluar el comportamiento de los postes bajo los requerimientos de esfuerzos en el momento que el proyectista de tendidos de sistemas eléctricos necesite comprobar y así elegir el tipo de poste que de acuerdo a su capacidad resistiva normalizada, podrá utilizar en los distintos puntos del diseño.

De este trabajo se pretende obtener una herramienta útil de fácil manejo y accesibilidad para el uso de las personas involucradas con los postes de hormigón armado y sea el inicio para que las personas comprometidas con la investigación continúen y puedan conseguir mejores métodos de cálculo o encuentren materiales de mejor comportamiento tratando de optimizar los recursos y así sea una contribución para la sociedad.

CAPÍTULO II

ANÁLISIS TEÓRICO DEL COMPORTAMIENTO DE LOS POSTES

2.1 Introducción

El poste de hormigón armado está sujeto a varios tipos de cargas y entre las más importantes tenemos las producidas por: peso propio del poste, peso de los conductores, peso de equipos y materiales que se colocan en el poste, fuerzas producidas por la velocidad y presión del viento, contra el poste y los conductores, peso de los obreros que ejecutan los trabajos de montaje y mantenimiento, tensión mecánica en los conductores producidas por temperatura y tensado, por excentricidades, por disposiciones geométricas del tendido eléctrico (cuando los vanos adyacentes al poste son de diferentes longitudes, ángulos en las líneas, diferencias de nivel de los postes adyacentes, etc.).

Todos los tipos de fuerzas que actúan sobre los postes caen dentro de los esfuerzos que producen flexión, compresión, torsión y momentos. Los esfuerzos de torsión y los momentos son de muy bajo valor cuando las tensiones mecánicas en los conductores de los tramos adyacentes al poste son de igual valor; también cuando los equipos, herrajería, etc., están simétricamente colocados. Los esfuerzos a la compresión, se debe considerar que son absorbidos por el hormigón. La carga más importante que actúa en el poste y la que se considera para el análisis y diseño es la carga a flexión. Los postes tendrán las cargas nominales de rotura mínimas establecidas en la tabla N° 2 de la norma INEN N° 1965 y varían desde 200 hasta 2000 daN para longitudes de postes desde 8 a 24 m de longitud.

El comportamiento resistente del poste sometido a esfuerzos de flexión y compresión es el de un elemento estructural denominado viga-columna, pero para su análisis y comportamiento según la norma INEN se considerará como una viga que trabaja en volado o cantiléver con la base perfectamente empotrada y el otro extremo libre.

La carga para el análisis a flexión se la aplicará a 200 mm antes del extremo libre y en sentido perpendicular al eje longitudinal del poste.

Según los procedimientos de la resistencia de materiales y la mecánica clásica, el análisis del comportamiento de esta estructura se lo realiza según la ecuación diferencial $EI \frac{d^2y}{dx^2} = M$ que corresponde a la ecuación de la elástica de la viga; para resolverla se la integra dos veces y haciendo cumplir las condiciones forzadas (enlace) y condiciones naturales (equilibrio), obtenemos la ecuación de Euler que rige este fenómeno físico. Con estos procedimientos trabajamos en la etapa elástica y aplicamos el factor de seguridad para obtener la carga mínima de rotura.

A continuación se definen algunos términos de los más utilizados en el tratamiento de los postes. También se realiza un enfoque básico del comportamiento del poste a flexión y compresión, determinando las fórmulas que rigen este fenómeno físico.

2.2 Glosario.- Norma INEN 1964 y otras

Se definen los principales términos relacionados a los postes de hormigón armado que se emplean como soporte de líneas y redes aéreas destinadas a la conducción de energía eléctrica o telecomunicaciones. En el Anexo I se muestra un esquema del poste y sus partes principales:

Base (B).- Plano transversal perpendicular al eje del poste en el extremo interior.

Canasta: conjunto de varillas longitudinales, cables o alambres unidos a aros transversales o espirales, destinadas a contrarrestar los esfuerzos de flexión, tracción, cortadura y tensión diagonal, producidos por la carga aplicada al poste.

Carga de diseño.- La carga aplicada a 200 mm de la cima, para la cual se calcula y se diseña el poste.

Carga de fisuración (Pf).- Carga bajo la cual aparecen fisuras transversales al eje del poste, con un ancho mínimo de 0,05 mm.

Carga nominal de fisuración (Pnf).- Carga de fisuración definida por cálculo, bajo la cual aparecen fisuras transversales al eje del poste, con un ancho mínimo de 0,05 mm especificada por el fabricante.

Carga límite de abertura de fisuras (Plaf).- Carga máxima bajo la cual la abertura de las fisuras producidas no supera los 0,10 mm.

Carga nominal límite de abertura de fisuras (Pnlaf).- Carga límite de abertura de fisuras definida por cálculo, bajo la cual la abertura de las fisuras producidas no supera los 0,10 mm. y especificada por el fabricante.

Carga de servicio (Ps).- Carga máxima para la cual ha sido diseñado el poste, aplicada a 200 mm por debajo de la punta o cima, en una dirección horizontal y perpendicular al eje del poste sin que se presente deformación permanente mayor que el 5 % de la deflexión máxima permitida. Debe ser igual al 40 % de la carga mínima de rotura.

Carga de rotura (Pr).- Carga que, determinada experimentalmente y aplicada a 200 mm por debajo de la punta o cima, en una dirección horizontal y perpendicular al eje del poste, produzca el colapso estructural.

Carga nominal de rotura (Pnr).- Carga de rotura definida por cálculo y especificada por el fabricante.

Coefficiente de seguridad a la fisuración (Cf).- Relación entre la carga de fisuración y la carga de servicio. $Cf = Pf/Ps$

Coefficiente de seguridad nominal a la fisuración (Cnf).- Relación entre la carga nominal de fisuración y la carga de servicio. $Cnf = Pnf/Ps$

Coefficiente de seguridad a la rotura (Cr).- Relación entre la carga de rotura y la carga de servicio. $Cr = Pr/Ps$

Coefficiente de seguridad nominal a la rotura (Cnr).- Relación entre la carga nominal de rotura y la carga de servicio. $Cnr = Pnr/Ps$

Colapso.- Condición que se presenta cuando un poste, sometido al ensayo respectivo, experimenta, bajo la acción de la carga aplicada, una deformación permanente en las varillas de refuerzo, acompañada de agrietamientos y desprendimientos del hormigón. Esta condición queda determinada cuando se acusa visiblemente un aumento desproporcionado de la deformación, sin incrementar notablemente la carga actuante.

Conicidad (Λ).- Es la variación uniforme longitudinal de la sección transversal del poste., obtenida por la relación de la diferencia de dimensiones entre la base y punta o cima y la longitud total.

Deformación permanente (Dp).- Flecha remanente registrada después que ha cesado de actuar una carga determinada sobre el poste.

Fisura: hendidura (quiebre o fractura) que se forma en el concreto reforzado y que tiene un ancho de hasta 1 mm en la superficie del concreto.

Flecha (F).- Desplazamiento que experimenta la punta o cima por acción de una carga determinada, medida normalmente al eje del poste en su posición original.

Formaletas: moldes metálicos, de la forma y dimensiones del poste, en los cuales se coloca la canasta y se vierte el concreto fresco para moldear el poste.

Grieta: hendidura (quiebre o fractura) que se forma en el concreto reforzado y que tiene un ancho mayor de 1 mm en la superficie del mismo.

Límite elástico (Le).- Carga máxima bajo la cual la deformación permanente no supera al 5% de la flecha alcanzada, durante el ensayo, con 60% de la carga nominal de rotura.

Longitud de empotramiento (L1).- Distancia comprendida entre la base y la sección de empotramiento del poste.

$$L1 = \frac{L}{10} + 50 \text{ cm, donde } L = \text{long. total del poste.}$$

Longitud útil (L2).- Distancia comprendida entre la sección de empotramiento y la punta o cima del poste.

Longitud total (L).- Distancia comprendida entre la base y la punta o cima del poste. $L = L1 + L2$

Poste de hormigón armado.- Elemento estructural colocado verticalmente, que contiene refuerzo adecuado, diseñado bajo la hipótesis de que los dos materiales actúan juntos para resistir las fuerzas o cargas.

Punta o cima (POC).- Plano transversal perpendicular al eje del poste en el extremo superior.

Sección de empotramiento (Se).- Sección del poste donde se produce el máximo momento flector, cuando se encuentra colocado en las condiciones de trabajo.

Separadores: elementos no metálicos, ni biodegradables de resistencia tal que garanticen la separación entre la canasta y la cara interior de la formaleta durante el proceso de vaciado del concreto y que permite asegurar el recubrimiento especificado de la armadura.

2.3 Análisis a flexión

Conceptos Fundamentales:

Tensiones en vigas.- Es útil considerar que la viga está formada por un número infinito de hilos o fibras delgadas longitudinales. Se supone que cada fibra longitudinal actúa independientemente de cada una de las demás, esto es, que no hay presiones laterales ni tensiones cortantes entre dos fibras continuas, por lo que cada una está sometida solamente a tracción o compresión axial.

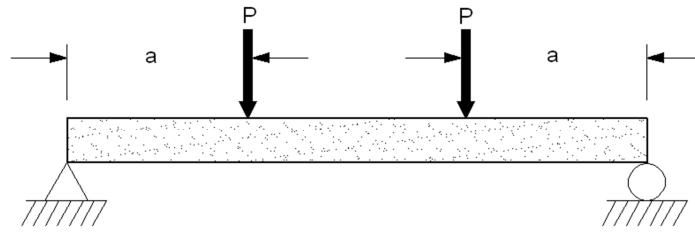


Figura 2.1 Naturaleza de la acción de las vigas

Por ejemplo, la viga de la figura.2.1 se deformará hacia abajo y las fibras de su parte inferior sufrirán alargamiento, mientras que las de la parte superior se acortarán. Estas variaciones de longitud de las fibras producen en ellas tensiones: las que se alargan están sometidas a tensiones de tracción en la dirección del eje longitudinal de la viga, mientras que las que se acortan tienen tensiones de compresión.

Siempre existe una superficie en la viga que contiene fibras que no sufren ni alargamiento ni reducción, por lo que no están sometidas a ninguna tensión de tracción o de compresión. Esta superficie se llama superficie neutra de la viga.

La intersección de la superficie neutra con cualquier sección de la viga perpendicular al eje longitudinal se llama eje neutro. Todas las fibras situadas a un lado del eje neutro están en estado de tracción, mientras que las del lado opuesto están en compresión.

La suma algebraica de los momentos de las fuerzas exteriores a un lado de una sección cualquiera de la viga respecto a un eje que pasa por dicha sección se llama momento flector en la misma.

En una viga cualquiera con plano de simetría, que está sometida a un momento flector M en una cierta sección, la tensión normal que actúa en una fibra longitudinal a la distancia " y " del eje neutro de la viga está dada por $\sigma = \frac{My}{I}$, donde I representa el momento de inercia del área de la sección respecto al eje neutro. Estas tensiones varían desde cero en el eje neutro de la viga hasta un máximo en las fibras exteriores, como puede verse en la figura 2.2. Son tracciones a un lado del eje neutro y compresiones al otro. Se les conoce también por tensiones de momento, de flexión o de las fibras.

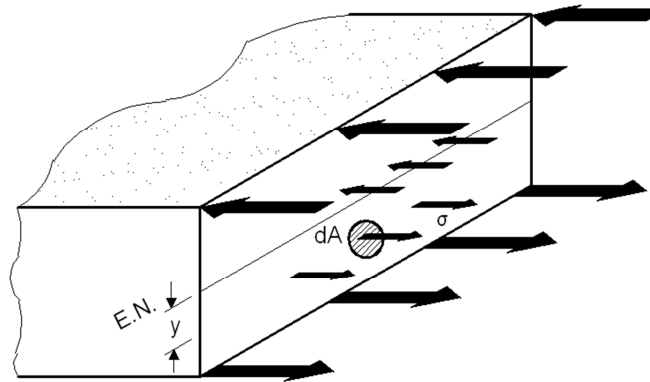


Figura 2.2 Tensiones normales en vigas

El eje neutro pasa siempre por el centro de gravedad de la sección. Por tanto, el momento de inercia I que aparece en la ecuación de la tensión normal anterior es el momento de inercia de la sección respecto a un eje por el centro de gravedad.

Para deducir la expresión anterior de las tensiones normales es necesario hacer ciertas hipótesis para determinar la naturaleza de la variación de estas fuerzas sobre la sección. Se admite que el material del que está hecha la viga es elástico lineal, homogéneo e isótropo, es decir, es un material hookeano. La relación de comportamiento de este material (relación tensión – deformación) es, por tanto, la ley de Hooke y que los módulos de elasticidad en tracción y en compresión son iguales.

Consideremos ahora dos secciones transversales contiguas aa y bb marcadas en el lado de la viga, como se ve en la figura 2.3

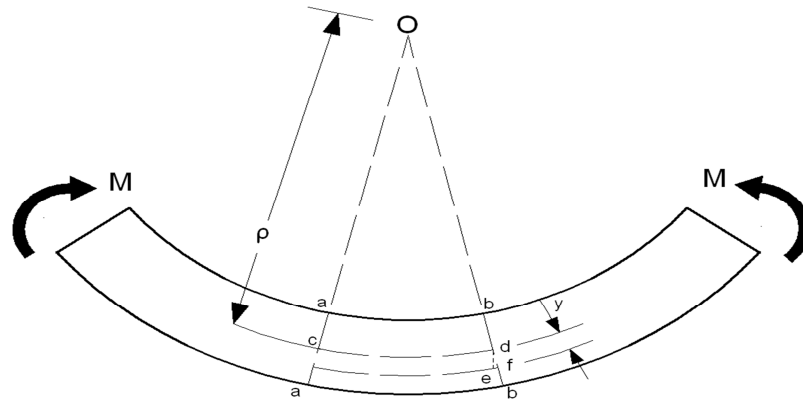


Figura 2.3 Deformaciones

Antes de aplicar la carga, estas secciones son paralelas entre sí. Después de aplicar los momentos, estas secciones siguen siendo planas, pero han girado entre ellas hasta la posición representada, donde O es el centro de curvatura de la viga. Evidentemente, las fibras de la cara superior de la viga están en un estado de compresión, mientras que las de la cara inferior se han alargado ligeramente, por lo que están en tracción. La línea cd es la traza de la superficie en la que las fibras no sufren ninguna deformación durante la flexión y que se llama superficie neutra, y su intersección con una sección cualquiera es el eje neutro. El alargamiento de la fibra longitudinal situada a la distancia y (considerada positiva hacia abajo) se puede hallar trazando la línea de paralela a aa . Si ρ representa el radio de curvatura de la viga flexada, de los triángulos semejantes cOd y edf , hallamos que la deformación de esta fibra es:

$$\epsilon = \frac{ef}{cd} = \frac{de}{cO} = \frac{y}{\rho} \quad (2.1)$$

Por tanto, las deformaciones de las fibras longitudinales son proporcionales a la distancia y al eje neutro. Como se cumple la ley de Hooke y, por tanto $E = \sigma/\epsilon$, o $\sigma = E\epsilon$, se deduce inmediatamente que las tensiones que existen en las fibras longitudinales son proporcionales a la distancia y del eje neutro.

$$\sigma = \frac{Ey}{\rho} \quad (2.2)$$

Consideremos una viga de sección rectangular, aunque la deducción sirve realmente para cualquier sección que tenga un plano de simetría. En este caso, esas tensiones longitudinales o de flexión aparecen como en el diagrama de la figura 2.2

Sea dA un elemento de área de la sección a la distancia " y " del eje neutro. La tensión que actúa en dA está dada por la expresión anterior y, por consiguiente, la fuerza en este elemento es el producto de la tensión por el área dA , esto es,

$$dF = \frac{Ey}{\rho} dA \quad (2.3)$$

Sin embargo, la fuerza longitudinal resultante que actúa sobre la sección es nula (para el caso de flexión pura) y puede expresarse esta condición para la suma de todas las fuerzas dF en la sección por la integral:

$$\int \frac{Ey}{\rho} dA = \frac{E}{\rho} \int y dA = 0 \quad (2.4)$$

Evidentemente $\int y dA = 0$; y esta integral representa el momento estático de la sección respecto al eje neutro, pues y se mide desde este eje, podemos escribir $\int y dA = \bar{y}A$, donde \bar{y} es la distancia desde el eje neutro al centro de gravedad de la sección. De aquí se ve que $\bar{y}A = 0$, y como A no es cero, ha de serlo \bar{y} , o sea, que $\bar{y} = 0$. Por tanto, el eje neutro pasa siempre por el centro de gravedad de la sección.

El momento de la fuerza elemental dF respecto al eje neutro está dado por:

$$dM = y dF = y \left(\frac{Ey}{\rho} dA \right) \quad (2.5)$$

La resultante de los momentos de todas esas fuerzas elementales en toda la sección ha de ser igual al momento flector M que actúa en ella, por lo que podemos escribir:

$$M = \int \frac{Ey^2}{\rho} dA \quad (2.6)$$

Pero $I = \int y^2 dA$, por lo que tenemos: $M = \frac{EI}{\rho}$ (2.7)

Hay que observar que este momento de inercia de la sección está calculado respecto al eje por el centro de gravedad de la misma. Pero tenemos que

$$\sigma = \frac{Ey}{\rho} \quad (2.8)$$

Eliminando ρ de estas dos ecuaciones, obtenemos: $\sigma = \frac{My}{I}$ (2.9)

Esta fórmula da las llamadas tensiones de flexión en la viga. En ella, M es el momento flector en una sección cualquiera, I el momento de inercia de la sección respecto a un eje por el centro de gravedad de la misma e y la distancia desde el eje neutro (que pasa por el centro de gravedad) a la fibra en la que actúa la tensión σ .

Frecuentemente, se representa el valor de y en las fibras extremas de la viga por v , en las que las tensiones de flexión son máximas y tienen un valor

$$\sigma = \frac{Mv}{I} = \frac{M}{I/v} \quad (2.10)$$

A la relación I/v se le designa por *módulo resistente* y se le suele representar por W . Sus unidades son, indudablemente, cm^3 . Por tanto, las tensiones en las fibras extremas están dadas por:

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad (2.11)$$

Deformación de vigas.- La vista lateral de la superficie neutra de una viga deformada se llama *curva elástica*, o simplemente, *elástica* de la viga. Es la curva que forma el eje longitudinal, inicialmente recto. Se muestra sumamente exagerada en la figura 2.4. En esta sección se deduce la ecuación de dicha curva, y cómo calcular el desplazamiento vertical o deflexión "y" de cualquier punto en función de la abscisa x .

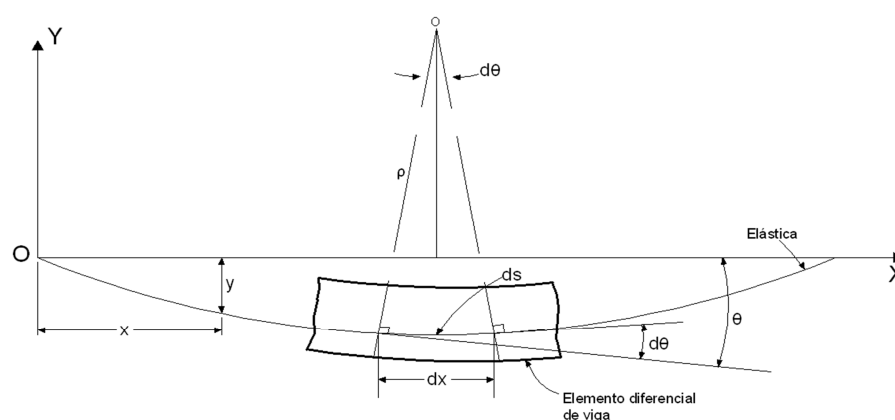


Figura 2.4 Curva elástica, ó simplemente, elástica de la viga

Tomemos el extremo izquierdo como origen del eje "X", dirigido según la dirección inicial de la viga sin deformar, y el eje "Y" positivo hacia arriba. Se

supone siempre que las deformaciones son tan pequeñas que no hay diferencia apreciable entre la longitud inicial de la viga y la proyección de su longitud deformada. En consecuencia, la curva elástica es muy llana y su pendiente en cualquier punto también es muy pequeña. El valor de esta pendiente, $\tan \theta = dy/dx$, puede hacerse sin error apreciable, igual a θ . Por consiguiente,

$$\theta = \frac{dy}{dx} \quad y \quad (2.12)$$

$$\frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2y}{dx^2} \quad (2.13)$$

Considerando la variación de θ en una longitud diferencial ds , producida por la flexión de la viga, es evidente que

$$ds = \rho d\theta \quad (2.14)$$

Siendo ρ el radio de curvatura en la longitud del arco ds . Como la curva elástica es casi recta ds es prácticamente igual a dx . En estas condiciones, de las ecuaciones (2.13) y (2.14) se obtiene,

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d\theta}{ds} \approx \frac{d\theta}{dx} \quad \text{o bien,} \quad \frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dx^2} \quad (2.15)$$

De la ecuación (2.7) se tiene,
$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} \quad (2.16)$$

Y, por tanto, igualando los valores $1/\rho$ de las ecuaciones (2.15) y (2.16) resulta:

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = M \quad (2.17)$$

Esta es la ecuación diferencial de la elástica de una viga. El producto EI , que se llama rigidez a la flexión, es normalmente constante a lo largo de la viga.

Las aproximaciones hechas, el ángulo por la tangente, y dx por ds , no tienen influencia apreciable en la exactitud de la expresión (2.17) y, en efecto, sustituyendo $1/\rho$ por su valor exacto, junto con la ecuación (2.16), se tendría:

$$\frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} = \frac{M}{EI} \quad (2.18)$$

Teniendo en cuenta que dy/dx es muy pequeño, su cuadrado es despreciable frente a la unidad, por lo que se puede escribir

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (2.19)$$

Que coincide con la ecuación (2.17). Integrando esta ecuación, suponiendo EI constante, resulta

$$EI \frac{dy}{dx} = \int M dx + C1 \quad (2.20)$$

Que es la ecuación de la pendiente, y que permite determinar el valor de la misma, o dy/dx en cualquier punto. Conviene observar que en esta ecuación, M no es un valor del momento, sino la ecuación del momento flexionante en función de x , y $C1$ es una constante a determinar por las condiciones de apoyo.

Integrando de nuevo la ecuación (2.20),

$$EIy = \iint M dx dx + C1x + C2 \quad (2.21)$$

Esta es la ecuación de la elástica de la viga y permite calcular el valor de la ordenada " y " en cualquier valor de " x ". $C2$ es otra constante de integración a determinar también por las condiciones de sujeción de la viga.

Aplicación para el Poste.- Para este requerimiento se encontrará la ecuación de la elástica de la viga en voladizo, que rige el comportamiento del poste a flexión, figura 2.5

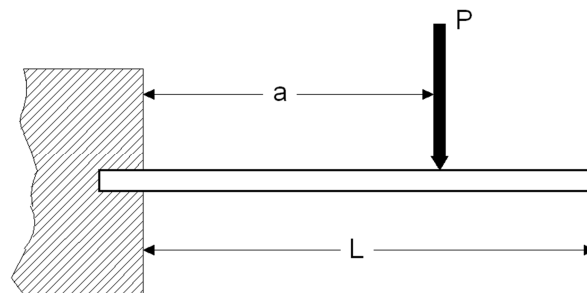


Figura 2.5 Viga en voladizo con carga puntual

Primero tenemos que determinar las reacciones que ejerce el muro de empotramiento sobre la viga. Por la estática se halla que son una fuerza vertical de magnitud P , y un par de valor Pa como se indica en la figura 2.6

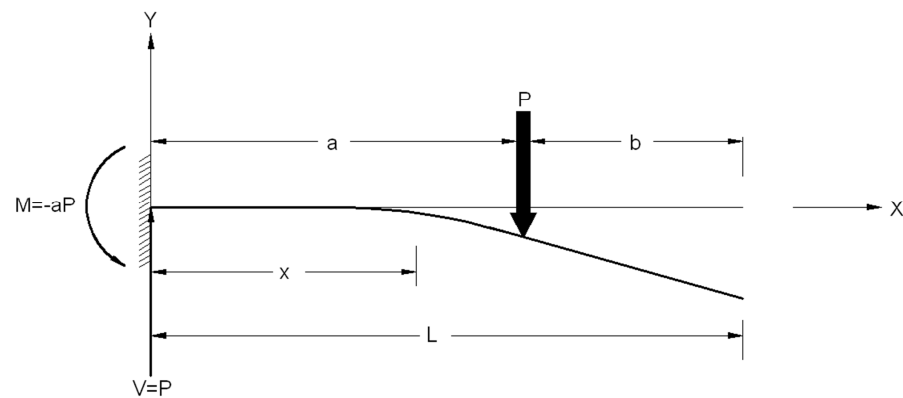


Figura 2.6 Momento flector cuando el punto está situado antes de la carga P

Para describir el momento flector a lo largo de la viga son necesarias, dos ecuaciones:

a.- Cuando un punto está situado antes de la carga puntual P , a la distancia " x " del muro, como se indica en la figura 2.6, el momento flector está dado por $M = -Pa + Px$. Esta ecuación se obtiene realizando la sumatoria de momentos a la izquierda respecto a la sección " x ". Para determinar el signo algebraico del momento flector en una sección cualquiera es considerar que las fuerzas exteriores dirigidas hacia arriba producen momentos flectores positivos y las dirigidas hacia abajo, momentos negativos.

La ecuación diferencial de la parte antes de la carga puntual se convierte en

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -Pa + Px \quad \text{para} \quad 0 < x < a \quad (2.22)$$

Integrando una vez obtenemos

$$EI \frac{dy}{dx} = -P \left(ax - \frac{x^2}{2} \right) + C1 \quad (2.23)$$

Como la viga está empotrada en el extremo izquierdo, $x = 0$, sabemos que la pendiente dy/dx debe ser nula allí. Sustituyendo estos valores en la ecuación (2.23), hallamos $C1 = 0$. Integrando nuevamente se halla

$$EIy = -P\left(\frac{ax^2}{2} - \frac{x^3}{6}\right) + C2 \quad (2.24)$$

La flecha y de la viga es nula en el muro, donde $x = 0$. Sustituyendo en (2.24), obtenemos $C2 = 0$, por lo que la ecuación de la viga flexada es

$$EIy = -\frac{Px^2}{6}(3a - x) = -\frac{P}{6}(a - x)^3 - \frac{Pa^2}{2}x + \frac{Pa^3}{6} \text{ para } 0 < x < a \quad (2.25)$$

Según la ecuación (2.25) la flecha y en $x = a$ está dada por

$$EI(y)_{x=a} = -a^3P/3 \quad (2.26)$$

Además, por la ecuación (2.23), la pendiente dy/dx en $x = a$ vale

$$EI\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=a} = -Pa^2/2 \quad (2.27)$$

b.- La otra parte del análisis es cuando el punto está situado después de la carga puntual P , a la distancia x del muro, como se indica en la figura 2.7

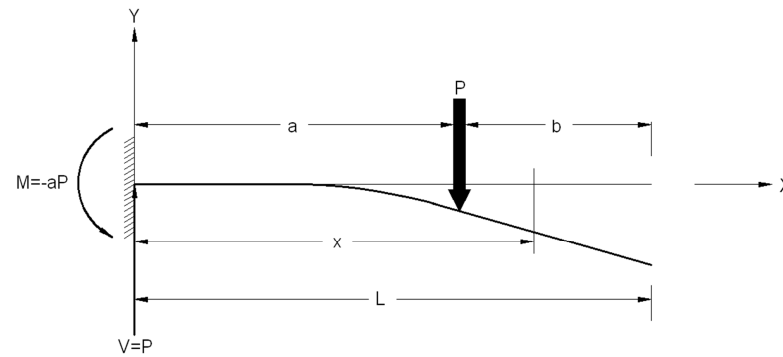


Figura 2.7 Momento flector cuando el punto está situado después de la carga P

El momento flector está dado por $M = -Pa + Px - P(x - a) = 0$.

En una sección cualquiera de la viga a la derecha de la carga P , es decir, $a < x < L$, el momento flector es nulo en todos los puntos porque no hay ninguna carga en esa zona. Así pues, en ella tenemos:

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = 0 \quad \text{para } a < x < L$$

Integrando una vez, tenemos:

$$EI \frac{dy}{dx} = C3 \quad (2.28)$$

La constante $C3$ puede calcularse teniendo en cuenta que la pendiente dy/dx en $x = a$ es la misma para las zonas a la izquierda y derecha de la carga P . En la ecuación (27) se halló la pendiente en $x = a$. Según la (2.28), la pendiente a la derecha de la carga es una constante $C3$. Igualando los segundos miembros de esas dos expresiones, se tiene que $C3 = -Pa^2/2$. Por lo que:

$$EI \frac{dy}{dx} = -\frac{Pa^2}{2}$$

Integrando, obtenemos:

$$EIy = -\frac{Pa^2}{2}x + C4 \quad (2.29)$$

Puede calcularse la constante $C4$ teniendo en cuenta que en el punto $x = a$ la flecha "y" dada por la ecuación (2.26) debe ser igual a la obtenida por (2.29) para la parte a la derecha de la carga. Igualando los segundos miembros de ambas ecuaciones en el punto común $x = a$, tenemos $C4 = Pa^3/6$

$$EIy = -\frac{Pa^2}{2}x + \frac{Pa^3}{6} = -\frac{Pa^2}{6}(3x - a) \quad \text{para } a < x < L \quad (2.30)$$

Conclusión: Para describir la elástica de la viga en las zonas, antes y después de la carga puntual P son necesarias dos ecuaciones, que son:

$$EIy = -\frac{Px^2}{6}(3a - x) = -\frac{P}{6}(a - x)^3 - \frac{Pa^2}{2}x + \frac{Pa^3}{6} \quad \text{para } 0 < x < a$$

$$EIy = -\frac{Pa^2}{6}(3x - a) = -\frac{Pa^2}{2}x + \frac{Pa^3}{6} \quad \text{para } a < x < L$$

2.4 Análisis a compresión

El poste de hormigón armado, tema de este trabajo, sometido a carga vertical se comporta como una columna, con la base empotrada y el extremo superior libre.

Una columna puede fallar por carga axial o por pandeo. Con una carga axial creciente, las deflexiones laterales también se incrementan y finalmente, la columna puede colapsarse por completo.

Para explicar el fenómeno del pandeo se considerará la estructura idealizada de la figura 2.8 (a). Si la fuerza P es pequeña, el sistema barra – resorte es estable y regresará a su posición original al retirar P .

Si la fuerza P es grande, la barra continuará girando y se colapsará el sistema; para una fuerza grande, el sistema es inestable y se pandea al experimentar grandes giros en la barra.

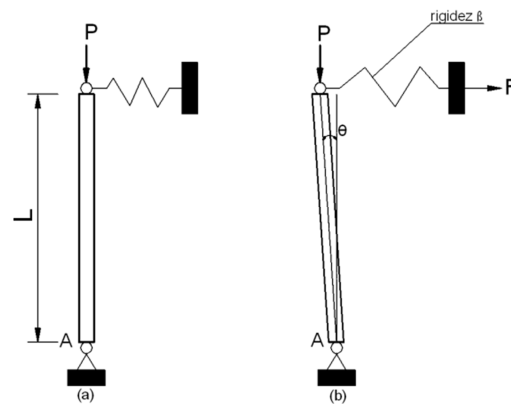


Figura 2.8. Sistema barra - resorte

La fuerza correspondiente al resorte es $F = \beta\theta L$, figura 2.8 (b), la cual origina un momento $M_{AR} = FL = \beta\theta L^2$, cuya tendencia es regresar a la barra a su posición original, por lo que es un momento restaurador.

La fuerza P genera un momento $M_{AV} = P\theta L$, figura 2.8 (b), que tiende a sobregirar la barra, por lo que es un momento de volteo.

Si $P\theta L < \beta\theta L^2 \Rightarrow P < \beta L$ el sistema es estable.

Si $P\theta L > \beta\theta L^2 \Rightarrow P > \beta L$ el sistema es inestable.

La transición de un sistema estable a uno inestable ocurre cuando $P\theta L = \beta\theta L^2$, o sea, $P = \beta L$ que se denomina *carga crítica* P_{cr} , esto es, $P_{cr} = \beta L$.
 Si $P > P_{cr}$ el sistema es inestable.
 Si $P < P_{cr}$ el sistema es estable.

Cuando la barra está en equilibrio estático para cualquier pequeño ángulo θ se tiene la condición de equilibrio neutro o equilibrio indiferente.

Columna en Cantiliver: Empotrada en un extremo y libre en el otro

Sea una columna ideal, inicialmente recta, hecha de un material linealmente elástico, homogéneo que satisface la ley de Hooke, prismática, esto es, tiene sección transversal constante en toda su longitud, empotrada en su base y libre en el otro extremo, sometida a una carga vertical axial P como se muestra en la figura 2.9 (a).

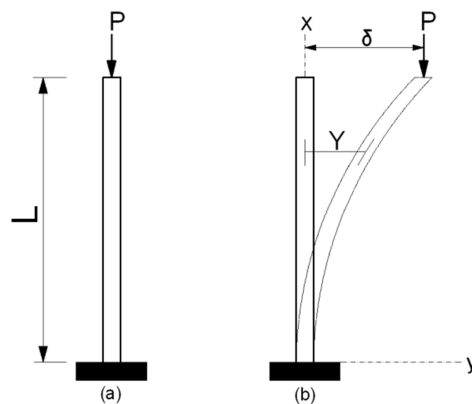


Figura 2.9 Columna en Cantiliver.

El plano "xy" es un plano de simetría y se supone que cualquier flexión de la columna se lleva a cabo en dicho plano.

Cuando la carga axial P tiene un valor pequeño, la columna permanece recta y sólo experimenta compresión axial. Los esfuerzos uniformes de compresión se obtienen de la ecuación $\sigma = P/A$. Donde A es el área de la sección transversal; el equilibrio es estable.

Según se incrementa el valor de la carga P , se llega a una situación de equilibrio neutro en el que la columna puede adoptar una forma flexionada o no. El valor correspondiente de la carga es el de la carga crítica P_{cr} . La carga crítica mantiene a

la columna en equilibrio estático, ya sea en la posición recta o en una posición levemente flexionada.

Para mayores valores de la carga P , la columna es inestable y se colapsará por flexión.

Resumen:

Si $P < P_{cr}$, la columna está en equilibrio estable en posición recta.

Si $P = P_{cr}$, la columna está en equilibrio neutro en posición recta o levemente flexionada.

Si $P > P_{cr}$, la columna está en equilibrio inestable en la posición recta y por lo tanto se pandea.

Para determinar la carga crítica y el perfil reflexionado de la columna pandeada se utiliza la ecuación de la elástica $EI \frac{d^2y}{dx^2} = -M$. En donde y es la deflexión o desplazamiento, E es el módulo de elasticidad del material, I es el momento de inercia respecto al plano de flexión y M es el momento flexionante.

Considerando una configuración flexionada como se muestra en la figura 2.9 (b) y aplicando el método de secciones se tiene un momento: $\Sigma M = 0$.

En este caso, $M = -P(\delta - y)$, donde δ es la deflexión del extremo libre.

Para este caso, la ecuación diferencial de la curva deflexión es:

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = P(\delta - y)$$

O sea
$$EI \frac{d^2y}{dx^2} + Py = P\delta$$

Haciendo
$$k^2 = P/EI$$

La ecuación anterior puede escribirse como:
$$\frac{d^2y}{dx^2} + k^2y = k^2\delta.$$

Que es una ecuación diferencial no homogénea cuya solución general es de la forma:
$$y = y_c + y_p$$

En donde y_c es la solución general de la ecuación diferencial homogénea de segundo orden $\frac{d^2y}{dx^2} + k^2y = 0$, cuya forma es $y_c = C_1 \text{sen}kx + C_2 \text{cos}kx$.

Mientras que y_p es una solución particular de la ecuación general $EI \frac{d^2y}{dx^2} + Py = P\delta$, y es de la forma $y_p = \delta$; por lo que la solución general de dicha ecuación es:

$$y = C_1 \operatorname{sen} kx + C_2 \operatorname{cos} kx + \delta$$

Considerando las condiciones de frontera, se trata de condiciones esenciales consistentes en los desplazamientos condicionados en el apoyo y en el extremo libre; para este caso son:

$$y(0) = 0, \quad \theta(0) = \frac{dy}{dx}(0) = 0, \quad y(L) = \delta$$

Haciendo: $y(0) = 0$, se tiene que $C_2 = -\delta$

Por lo que: $y = C_1 \operatorname{sen} kx - \delta \operatorname{cos} kx + \delta = C_1 \operatorname{sen} kx + \delta(1 - \operatorname{cos} kx)$

Derivando: $\frac{dy}{dx} = C_1 k \operatorname{cos} kx + \delta k \operatorname{sen} kx$

Haciendo: $\frac{dy}{dx}(0) = 0$, se tiene que $C_1 = 0$

Por lo que: $y = \delta(1 - \operatorname{cos} kx)$

Como: $y(L) = \delta$, se tiene que $\delta = \delta(1 - \operatorname{cos} kL)$

Por lo que: $\operatorname{cos} kL = 0$, de donde, $kl = \frac{n\pi}{2}$ para $n = 1, 3, 5, \dots$

Como: $k^2 = \frac{P}{EI}$ y $kl = \frac{n\pi}{2}$, $\Rightarrow k = \sqrt{\frac{P}{EI}}$ y $k = \frac{n\pi}{2L} \Rightarrow \sqrt{\frac{P}{EI}} = \frac{n\pi}{2L}$

$$\text{lo que significa que: } P_n = \frac{n^2 \pi^2 EI}{4L^2}, \quad \text{para } n = 1, 3, 5, \dots \quad (2.31)$$

La ecuación (2.31) describe n modos de pandeo; estos valores de P se conocen como *cargas críticas*.

El primer modo de pandeo cuando $n = 1$ generalmente produce la falla. La carga crítica para una columna elástica ideal también se conoce como *carga de Euler*. En este caso la carga crítica menor será:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4L^2}, \quad \text{para } n = 1 \quad (2.32)$$

y la forma pandeada correspondiente o *forma nodal* es:

$$y = \delta \left(1 - \cos \frac{n\pi x}{2L} \right), \text{ para } n = 1, 3, 5, \dots \quad (2.33)$$

Ahora bien, si la carga crítica está dada por: $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{4L^2}$,

y el esfuerzo crítico por: $\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A}$

Donde A es el área de la sección transversal de la columna, entonces: $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{A(2L)^2}$

Como el radio de giro de la sección transversal está dado por:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow r^2 = \frac{I}{A} \therefore I = Ar^2$$

Entonces, $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 EA r^2}{A(2L)^2}$

Simplificando, $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{2L}{r}\right)^2}$

En donde $\frac{L}{r}$ es la *relación de esbeltez*.

2.5.-Análisis del poste

A continuación se analizará a flexión un poste de hormigón armado de 12m de longitud sometido a carga puntual ubicada a 20 cm del extremo, para ello utilizaremos la ecuación (2.30) en la cual el valor de "x" remplazaremos por "L" y así obtener el máximo valor de "y" que es la deflexión máxima " δ " según la ecuación:

$$\delta = \frac{Pa^2}{6EI} (3L - a) \quad (2.34)$$

Donde:

P Carga aplicada.

a Distancia.

L Longitud útil.

E Módulo de elasticidad.

I Momento de inercia.

Descripción y determinación de los parámetros:

Carga (P) .- Es la carga puntual según norma INEN aplicada a 20 cm de la punta del poste y está dada en kg.

Distancia (a) .- Es la distancia comprendida entre el empotramiento y el punto de aplicación de la carga, es de 10.10 metros.

Longitud útil (L).- Es la longitud del poste desde el empotramiento hasta la punta, es de 10.30 metros.

Módulo de elasticidad (E).- El módulo de elasticidad, denotando por el símbolo E, se puede definir como la relación del esfuerzo normal de la deformación correspondiente para esfuerzos de tensión o de compresión por debajo del límite de proporcionalidad del material. Para concretos de peso normal, E fluctúa entre 140,600 y 422,000 kg/cm², y se puede aproximar como 15,100 veces el valor de la raíz cuadrada de la resistencia a compresión, para nuestro propósito utilizaremos el valor de 250,000 kg/cm²

Momento de Inercia (I).- Una sección cualquiera de hormigón armado debe estar en equilibrio, esto es, los esfuerzos en la zona a compresión deben ser iguales a los esfuerzos en la zona a tracción y para su determinación se encontrará la posición del eje neutro que separa la zona traccionada de la zona comprimida. El momento de inercia se determinará para la sección transversal media de la longitud útil del poste indicada en la figura 2.10. Como el poste trabaja a flexión y para este esfuerzo no contribuye el hormigón solo se considera la zona a compresión, así como también la contribución del acero de refuerzo.

Datos

Para referencia se puede observar el gráfico 3.1 y el Anexo I

- Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia del hormigón $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Diámetro exterior $D_e = 24.3 \text{ cm}^2$
- Diámetro interior $D_i = 12.3 \text{ cm}^2$
- Espesor de la pared $e = 6 \text{ cm}^2$
- Recubrimiento del acero $R_e = 3 \text{ cm}$
- Diámetro de las varillas $\phi = 10 \text{ mm}$.

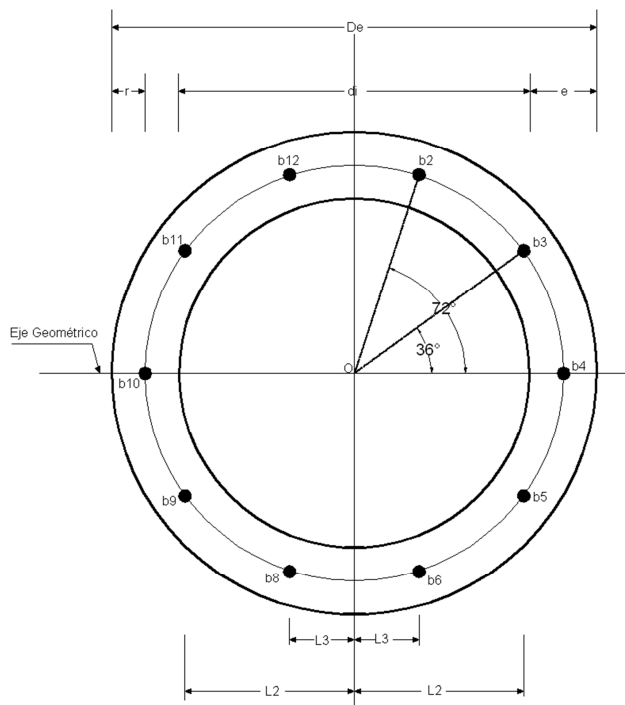


Figura 2.10 Sección transversal del poste

Distancias de las barras al eje geométrico (L).- La sección debe ser totalmente simétrica por lo que la distribución del acero en la sección se indica en la figura 2.10 y las distancias al eje geométrico en el siguiente cuadro:

DISTANCIA DE LAS BARRAS RESPECTO AL EJE GEOMÉTRICO		
Barra	Fórmula	Distancia (cm)
L2=L6=L8=L12	$(De \times 0,5 - 3)\sin 72^{\circ} =$	8,70
L3=L5=L9=L11	$(De \times 0,5 - 3)\sin 36^{\circ} =$	5,38
L4 = L10	$(De \times 0,5 - 3)\sin 0^{\circ} =$	0,00

Ubicación del eje neutro (c).- El método que se utiliza para determinar la resistencia a flexión, es el de tanteos, después de algunas iteraciones se estableció un estado de deformaciones que queda definido por el valor de deformación unitaria máxima útil del concreto, ϵ_{cu} , y el valor de la profundidad del eje neutro " c", cuyo valor a partir del borde superior es: $c = 5,774$ cm.



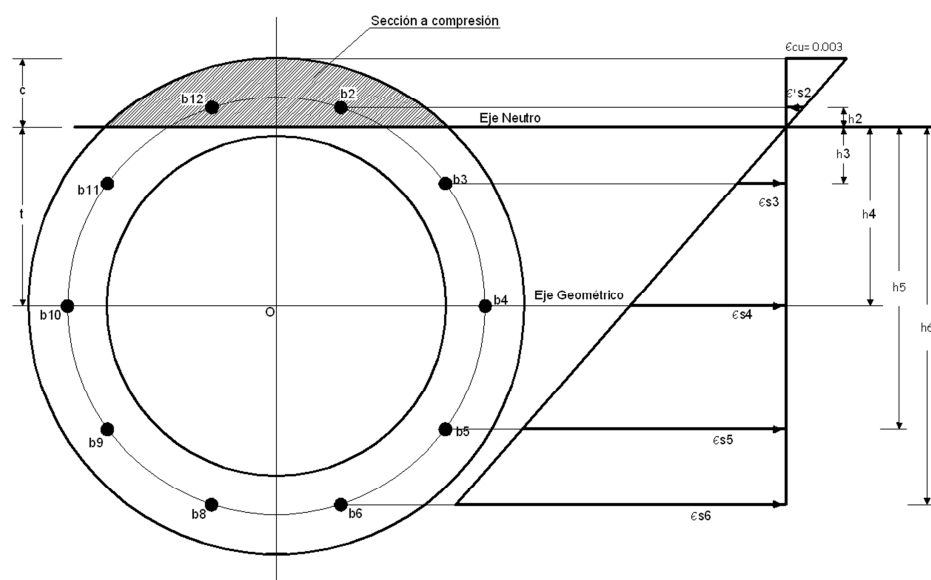


Figura 2.11 Ubicación del eje neutro, zonas de tracción y compresión

Distancia de las barras respecto al eje neutro (h).- En el siguiente cuadro se indican las distancias de cada barra de acero de refuerzo hasta el eje neutro:

DISTANCIA DE LAS BARRAS RESPECTO AL EJE NEUTRO		
Denominación	Fórmula	Distancia (cm)
$h_2 = h_{12}$	$h_2 = -((De \times 0,5) - c - L_2) =$	2,33
$h_3 = h_{11}$	$h_3 = De \times 0,5 - L_3 - c =$	1,00
$h_4 = h_{10}$	$h_4 = De \times 0,5 - c =$	6,38
$h_5 = h_9$	$h_5 = L_5 + De \times 0,5 - c =$	11,75
$h_6 = h_8$	$h_6 = L_6 + De \times 0,5 - c =$	15,08

Deformación unitaria en el acero (ϵ_s).- Las deformaciones unitarias en el acero (ϵ_s), se determinan asumiendo la deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión de $\epsilon_{cu} = 0.003$ según el reglamento ACI y aplicando las relaciones de triángulos semejantes se tiene:

DEFORMACIONES UNITARIAS EN EL ACERO		
Denominación	Fórmula	Deformación Unitaria
€s2	€s2 = h2 x €cu / c =	0,001209
€s3	€s3 = h3 x €cu / c =	0,000518
€s4	€s4 = h4 x €cu / c =	0,003313
€s5	€s5 = h5 x €cu / c =	0,006107
€s6	€s6 = h6 x €cu / c =	0,007834

ϵ_s = Deformación unitaria en el acero a tensión

ϵ'_s = Deformación unitaria en el acero a compresión

La deformación unitaria en el acero está definida por la relación $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_y} = \frac{4200}{2 \cdot 10^6} = 0.0021$, valor de la deformación de fluencia del acero, donde: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ es el esfuerzo de fluencia del acero, $E_y = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ es el módulo de elasticidad del acero.

Según las hipótesis del reglamento ACI, puede considerarse que el acero tiene una gráfica esfuerzo – deformación elastoplástica, por lo cual, el esfuerzo es igual al esfuerzo de fluencia f_y para cualquier valor de $\epsilon_s > \epsilon_y$. Esta hipótesis equivale a desprestigiar la zona de endurecimiento por deformación del acero. Por tanto, el esfuerzo en el acero es igual a f_y , y la fuerza de tensión se obtiene multiplicando el área de acero (A_s), por el valor de f_y .

Según lo expuesto para el acero de tensión se tiene: $\epsilon_{s4} = \epsilon_{s5} = \epsilon_{s6} = \epsilon_y = 0.0021$

Esfuerzos en el acero.-

- **Por tensión (f_s).**- El esfuerzo en el acero por tensión está dado por $f_s = E_y \cdot \epsilon_s$ pero por la expresión anterior $\epsilon_s = \epsilon_y = 0.0021$, se tiene que:
 $f_{s4} = f_{s5} = f_{s6} = f_y = \epsilon_y \cdot E_y = 0.0021 \cdot 2 \cdot 10^6 = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_{s3} = \epsilon_{s3} \cdot E_y = 1036.82 \text{ kg/cm}^2$
- **Por compresión (f'_s):** El esfuerzo en el acero en la zona comprimida está dado por $\epsilon'_{s2} < \epsilon_y$, entonces, $f'_{s2} = \epsilon'_{s2} \cdot E_y = 2417.22 \text{ kg/cm}^2$

Fuerzas en el acero.- Existen barras que están en la zona comprimida (Cs) y otras en la parte traccionada (Ts), se indican sus valores en la siguiente tabla:

FUERZAS EN EL ACERO				
Denominación	Fuerzas	Nº de Barras	Fórmula	Fuerza (kg.)
Cs2	Compresión	2	$Cs2 = A2 \times f's2 \times N^{\circ}barras$	3796,953
Ts3	Tensión	2	$Ts3 = A3 \times fs3 \times N^{\circ}barras$	1628,631
Ts4	Tensión	2	$Ts4 = A4 \times fs4 \times N^{\circ}barras$	6597,345
Ts5	Tensión	2	$Ts5 = A5 \times fs5 \times N^{\circ}barras$	6597,345
Ts6	Tensión	2	$Ts6 = A6 \times fs6 \times N^{\circ}barras$	6597,345

Fuerza en el concreto (Cc).- Para el cálculo de la fuerza a compresión se considera únicamente la zona de concreto que está comprimida, determinada por el eje neutro del equilibrio de la sección y corresponde a la de un segmento circular, indicado en el siguiente gráfico:

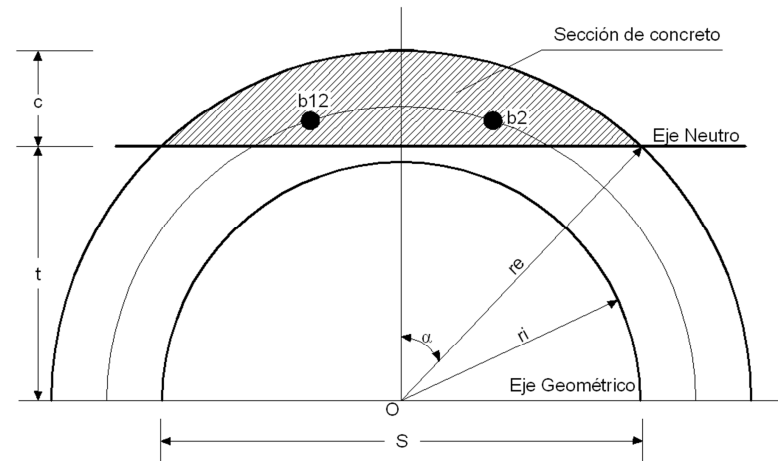


Figura 2.-12 Fuerza en el concreto

Distancia desde el eje neutro hasta el eje geométrico (t) .- $t = re - c = 6.376 \text{ cm}$, donde, "re" es el radio del círculo exterior de la sección de concreto.

Área de la sección de concreto (Ac) .- $Ac = c * \frac{3c^2 + 4S^2}{6S} = 84.28 \text{ cm}^2$, donde, S es la longitud de la cuerda definida por: $S = 2 * \sqrt{re^2 - t^2} = 20.69 \text{ cm}$.

Fuerza en el área de concreto a compresión (Cc): $C_c = \beta_3 * f'_c * \beta_1 * A_c = 17625.33 \text{ kg}$, donde:

- β_1 = Parámetro que relaciona el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en zona de compresión, $\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \leq 0.85$, para este caso, $\beta_1 = \left(1.05 - \frac{300}{1400}\right) = 0.835714286 \leq 0.85$, si cumple.
- β_3 = Parámetro adimensional que relaciona el esfuerzo máximo en flexión con la resistencia de los cilindros de control:
 $\beta_3 = (1.05 - f'_c/1250) \leq 0.85$, para este caso,
 $\beta_3 = (1.05 - 240 / 1250) = 0.858 \leq 0.85$; no cumple
y $f'_c = 0.8 * f'_c$, para este caso; $f'_c = 0.8 * 300 = 240 \text{ kg/cm}^2$
por lo que $\beta_3 = 0.85$.

Fuerza total a compresión (C): $C = C_c + C_{S2} = 21422.284 \text{ kg}$.

Fuerza total a tensión (T): $T = T_{S3} + T_{S4} + T_{S5} + T_{S6} = 21420.664 \text{ kg}$.

Condición de equilibrio (C = T): Para que la sección transversal analizada del poste se encuentre en equilibrio debe cumplirse que $C = T$ cuyos valores pueden ajustarse tanto como se quiera. Están determinados en función de la profundidad del eje neutro $c = 5.774 \text{ cm}$. Como puede observarse los valores determinados son tan próximos que puede asumirse como cumplida la condición de equilibrio.

Cálculo de la Inercia (I):

1.- Inercia de la sección de hormigón: La inercia de la sección de concreto a compresión está dada por la expresión:

$$I_x = \frac{r^4(\alpha - \text{seno}\alpha\text{coseno}\alpha + 2\text{seno}^3\alpha\text{coseno}\alpha)}{4} = 66641.35 \text{ cm}^4, \text{ donde,}$$

α (ángulo entre "re" y el eje "y") = 58.347° y "r" = $r_e = 12.15 \text{ cm}$,

2.- Inercia de las barras de acero: En esta sección del poste, existen diez varillas de acero de refuerzo distribuidas según la figura 2.13, para determinar el momento de inercia realizaremos el cambio de material por su sección equivalente en hormigón.

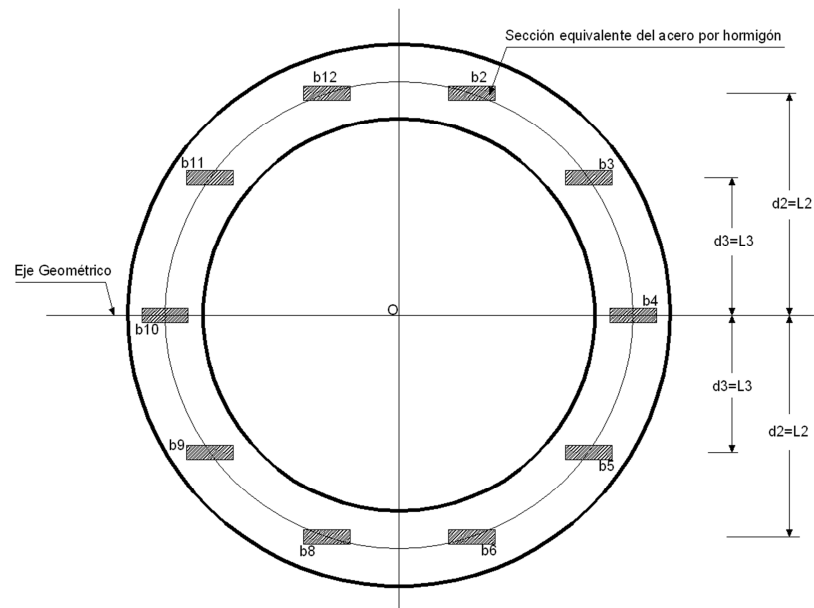


Figura 2.13 Secciones equivalentes del acero por hormigón

Por resistencia de materiales se sabe que:

$$A_H E_H = A_A E_A \quad \text{Para una varilla}$$

Donde: A_H y A_A son las áreas de las secciones del hormigón y del acero.
 E_H y E_A son los módulos de elasticidad del concreto y del acero

respectivamente, por lo que: $(b_H \times h_H) E_H = \left(\frac{\pi \phi_A^2}{4}\right) \times E_A$

Donde: b_H y h_H son la base y altura del rectángulo equivalente en hormigón.
 ϕ_A es el diámetro de la varilla de acero.

Debido a que la distancia del área equivalente del concreto al eje neutro, debe ser igual a la distancia de la varilla de acero, se tiene:

$$\text{Como: } \phi_A = 0.01 \text{ m} \quad \text{entonces} \quad h_H = \phi_A = 0.01 \text{ m}$$

$$b_H = \frac{\pi \phi_A^2}{4 h_H} \times \frac{E_A}{E_H} = \frac{\pi (0.01)^2}{4 (0.01)} \times \frac{2 \times 10^{10}}{2.5 \times 10^9} = 0.06283 \text{ m}$$

Por lo tanto, la sección de la varilla de hierro de diámetro 1cm, en hormigón equivale a un rectángulo de base 6.283 cm y alto 1cm.

La inercia de cada rectángulo referido a su respectivo centro de gravedad está determinada por la expresión: $I = \frac{(b \cdot h^3)}{12}$ y para obtener la inercia respecto al eje del poste se aplica el teorema de STEINER, cuyo enunciado dice, que el momento de inercia, para un área dada, con relación a cualquier eje, es igual al momento de inercia respecto de un eje paralelo que pase por el centro de gravedad, más el producto del área por el cuadrado de la distancia entre ejes, se expresa por la ecuación: $I_x = \bar{I}_x + Ad^2$, donde, \bar{I}_x es el momento de inercia respecto a su centro de gravedad, "A" es el área de la sección y "d" es la distancia entre ejes, esto se indica en el cuadro siguiente:

INERCIA DE LAS BARRAS SEGÚN SU SECCIÓN EQUIVALENTE							
Barra	Base (cm)	Altura (cm)	Dist. al eje	Área (cm ²)	Inercia al C.G.	Inercia al eje	Inercia de cada barra
2	5,498	1	8,7	5,498	0,4582	416,144	416,6018
3	5,498	1	5,38	5,498	0,4582	159,136	159,5945
4	6,283	1	0	6,283	0,5236	0,000	0,5236
5	6,283	1	5,38	6,283	0,5236	181,858	182,3812
6	6,283	1	8,7	6,283	0,5236	475,560	476,0839
8	6,283	1	8,7	6,283	0,5236	475,560	476,0839
9	6,283	1	5,38	6,283	0,5236	181,858	182,3812
10	6,283	1	0	6,283	0,5236	0,000	0,5236
11	6,283	1	5,38	6,283	0,5236	181,858	182,3812
12	6,283	1	8,7	6,283	0,5236	475,560	476,0839
Inercia Total (cm⁴)							2552,6387

Inercia total (I).- La inercia total comprende la suma de las inercias por la sección del hormigón y por las barras de refuerzo, es 9193.98 cm⁴

Deflexión o flecha máxima (δ).- Para la determinación de la flecha máxima en el extremo del poste, utilizaremos la ecuación $EIy = \frac{Pa^2}{6}(3x - a)$ (2.30), en la que $y = \delta$; $x = L$, se tiene la ecuación para la deflexión máxima:

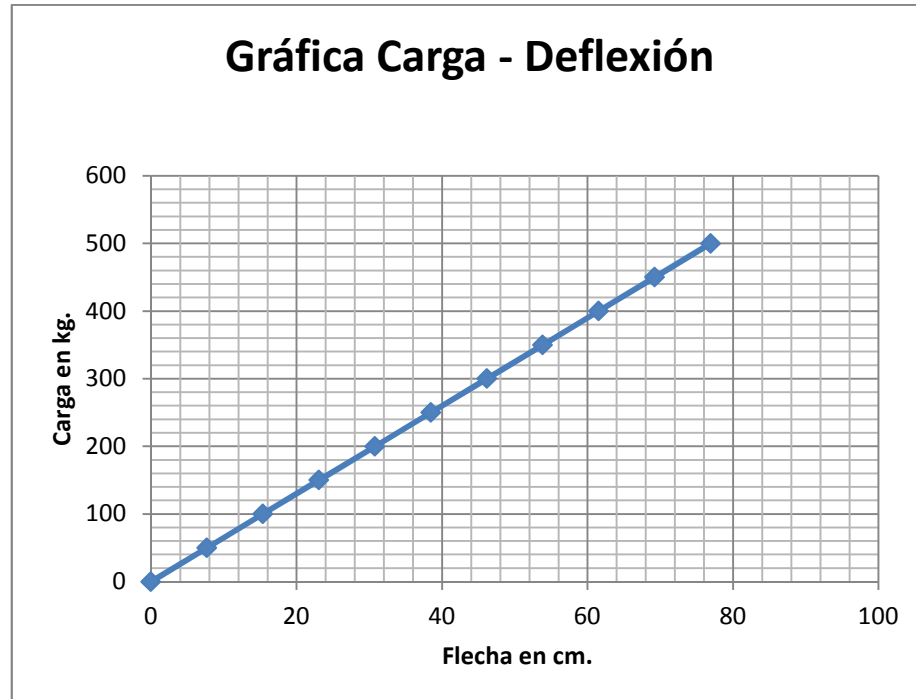
$$\delta = \frac{Pa^2}{6EI} (3L - a), \quad \text{donde:}$$

- P Es la carga aplicada en kg.
- a Distancia desde el empotramiento al punto de la carga = 1010cm
- E Módulo de elasticidad del concreto $E_c = 250.000 \text{ kg/cm}^2$

- I Inercia de la sección transversal = 9193.98 cm⁴
- L Longitud útil del poste = 1030 cm.

Con los valores de P, a, E, I, L para diferentes cargas, obtenemos las deflexiones máximas indicadas en la siguiente tabla y la gráfica carga – deflexión:

ANÁLISIS DEL POSTE A FLEXIÓN											
Flecha (cm)	0,00	7,69	15,39	23,08	30,78	38,47	46,17	53,86	61,55	69,25	76,94
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500



Cumplimiento de la flecha.- La deflexión máxima se controla a través de la flecha, para el poste según la norma INEN, la flecha máxima en la carga de trabajo debe ser menor al 4% de su longitud útil, en nuestro caso la deflexión máxima debe ser menor a $4 \times \frac{1030}{100} = 41.2 \text{ cm}$. Del análisis se obtuvo 38.47 cm, este valor es menor al permitido, por lo que si cumple con la deflexión máxima admisible.

CAPÍTULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL DE POSTES DE HORMIGÓN ARMADO MEDIANTE NORMAS.

3.1 Introducción

El poste de hormigón armado para soporte de líneas y redes aéreas de energía eléctrica y telecomunicaciones, está sujeto a varios tipos de cargas, entre las más importantes tenemos las producidas por: peso propio del poste, peso de los conductores, peso de equipos y materiales, fuerzas producidas por la velocidad y presión del viento contra el poste y los conductores, peso de los obreros que ejecutan los trabajos de montaje y mantenimiento, tensión mecánica en los conductores producidas por temperatura y tensado, por excentricidades, por disposiciones geométricas del tendido eléctrico (cuando los vanos adyacentes al poste son de diferentes longitudes, ángulos en las líneas, diferencias de nivel de los postes adyacentes, etc.).

De todos los tipos de fuerzas que actúan sobre el poste caen dentro de los esfuerzos que producen flexión, compresión, torsión y momentos. Los esfuerzos de torsión y los momentos son de muy bajo valor cuando las tensiones mecánicas en los conductores son de igual valor; y los equipos, herrajería, etc., están simétricamente colocados. Los esfuerzos a la compresión, se debe considerar que son absorbidos por el hormigón. La carga más importante que actúa en el poste y se considera para el análisis y diseño es la carga a flexión. Los postes tendrán las cargas nominales o de trabajo mínimas establecidas en la tabla N° 2 de la norma INEN N°1965, las que varían desde 200 hasta 2000 daN para longitudes de postes desde 8 a 24 m. La carga para el análisis a flexión se la aplicará a 200 mm antes del extremo libre y en sentido perpendicular al eje longitudinal del poste.

El comportamiento resistente del poste sometido a esfuerzos de flexión y compresión es el de un elemento estructural denominado viga-columna, para su análisis y comportamiento según la norma INEN se considerará como viga que

trabaja en volado o cantiléver con su extremo inferior anclado considerado como perfectamente empotrado y el otro extremo libre.

Al aplicar la carga progresivamente desde cero y con incrementos graduales, su comportamiento será lineal, y a partir de cierto nivel de fuerza, comenzarán a aparecer las primeras fisuras en el hormigón. Este nivel de carga indica el inicio del comportamiento no lineal de la estructura. Otro punto de interés en la curva carga-deflexión es el correspondiente a la fuerza máxima que resiste el poste. Esta fuerza es la carga de colapso a partir de la cual se produce la ruina total de la estructura, caracterizada por un rápido descenso de la curva. Naturalmente a partir de estos valores pueden definirse los coeficientes de seguridad a la aparición de fisuras y de seguridad al colapso. Obviamente, estos dos coeficientes, próximos a la unidad indican situaciones peligrosas para la seguridad de la estructura desde el punto de vista de la existencia de fisuras indeseables o, lo que es más importante, de la proximidad del colapso de la estructura. Con estas consideraciones el poste en condiciones normales de carga trabaja en la etapa elástica y aplicamos el factor de seguridad para obtener la carga máxima de rotura.

3.2 Consideraciones para diseño según normas INEN 1965 y reglamento ACI

A continuación se indican algunas consideraciones importantes para el dimensionamiento del poste y en general se aplicará el reglamento del Instituto Americano del concreto ACI 318 – 83.

Geometría: Los postes serán de geometría exterior tronco cónica constante, de 2.0 cm por cada metro a partir de un diámetro inicial de catorce centímetros en la punta, de sección circular.

Cargas: El poste se dimensionará para la carga nominal de trabajo considerando un factor de seguridad a la rotura de 2, en este trabajo se empleará la carga nominal de trabajo de 250 kg y a la carga de rotura de 500 kg, aplicada a 20 cm de la punta del poste.

Secciones: La verificación analítica del dimensionamiento del poste se realizará en cada metro de su longitud, para este caso en el párrafo 3.4 se presenta para la sección de la base del poste y con el mismo procedimiento se realizará para el resto de secciones.

Simetría: El poste en obra puede ser colocado con su sección transversal en cualquier posición con respecto a la carga, por lo que para su diseño y fabricación debe tenerse en cuenta este particular y sea totalmente simétrico, tanto en la ubicación de la armadura con las secciones de concreto.

Armadura principal: La armadura debe estar constituida por varillas, las que estarán dispuestas en posiciones correctas fijadas mediante a la armadura secundaria por ataduras de alambre lo suficientemente sólidas para no desplazarse durante el moldeo del poste.

Armadura secundaria: Aún cuando no resultara necesaria por cálculo, el poste llevará armadura transversal mínima, que estará constituida por anillos, cuyo diámetro mínimo de la varilla será de 5.5 mm y el espaciamiento no deberá exceder de 500 mm. Esta armadura se considerará únicamente para conformar la armadura principal y mantener en posición fija las barras de acero.

Separadores: Los separadores permiten mantener la distancia prevista entre la armadura y el molde, pueden ser plásticos o de concreto debidamente colocados en la armadura para que garantice el recubrimiento necesario de las varillas en toda su longitud.

Resistencia del hormigón a la compresión: La resistencia a la compresión, a los 28 días ensayados de acuerdo con la Norma INEN 1573, no será menor de 300 kg/cm², utilizando probetas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura; dichas probetas se prepararán y se curarán de acuerdo con la Norma INEN 1576.

3.3 Fundamentación teórica

Los diversos procedimientos para determinar la resistencia a flexión consisten en establecer un estado de deformaciones tal que la sección se encuentre en equilibrio, o sea, que la suma de las fuerzas de compresión que actúan en una sección transversal, sea igual a la suma de las fuerzas de tensión. Una vez establecido dicho estado de equilibrio, se calcula el momento de todas las fuerzas internas respecto a un eje cualquiera. Este momento es la resistencia a flexión de la sección. El estado de equilibrio interno puede determinarse por medio de tanteos o algebraicamente. El procedimiento que se utilizará para nuestro caso es el procedimiento por tanteos y se basa en los reglamentos ACI.

Como primer paso en la solución, se elige un estado de deformaciones que queda definido por el valor de ϵ_{cu} y un valor de la profundidad del eje neutro c . Según la hipótesis del reglamento ACI 318-83 sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión, el valor de ϵ_{cu} es de 0.003. El valor de c es tentativo y se elegirá arbitrariamente. Ya establecido el estado de deformaciones, se determinará el estado de esfuerzos, y para ello el valor de β_1 para $f'_c > 280 \frac{kg}{cm^2}$ es $\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \leq 0.85$ y para $f'_c \leq 280 \frac{kg}{cm^2}$ es $\beta_1 = 0.85$ y para el valor de β_3 = parámetro adimensional que relaciona el esfuerzo máximo en flexión con la resistencia de los cilindros de control, y está definido por $\beta_3 = \left(1 - \frac{f'_c}{1250}\right) \leq 0.85$ y $f_c^* = 0.8f'_c$. A partir del estado de esfuerzos, se calcula la fuerza de compresión en el hormigón C_1 , y a continuación se calculará la deformación en el acero, usando triángulos semejantes en el diagrama de deformaciones unitarias. Cuando los valores de deformaciones en el acero ϵ_s son mayores que la deformación de fluencia ϵ_y , significa que el acero está fluyendo. Según las hipótesis ACI 318-83, puede considerarse que el acero tiene una gráfica esfuerzo- deformación elastoplástica, por lo cual, el esfuerzo f_s es igual al esfuerzo de fluencia f_y para cualquier valor de ϵ_s mayor que ϵ_y . Esta hipótesis equivale a despreciar la zona de endurecimiento por deformación del acero. Luego las fuerzas de tensión T se obtienen multiplicando el área de acero de cada varilla, A_s por el valor de f_s o f_y dependiendo el caso. Cuando la deformación ϵ_s es menor que ϵ_y , el esfuerzo correspondiente puede encontrarse por medio de la ecuación $f_s = \epsilon_s E_s$.

La fuerza total de compresión, C , es la suma de la fuerza de compresión en el concreto, C_1 , y la fuerza de compresión en el acero, C_2 . Para determinar, C_2 , es necesario calcular la deformación a nivel del acero de compresión, ϵ'_s , y obtener, a partir de dicha deformación, el esfuerzo en el acero, f'_s . Este esfuerzo puede ser menor o igual al de fluencia.

Si el valor supuesto de la profundidad del eje neutro, c , fuese correcto, las fuerzas de C y T serán iguales, caso contrario se tendrá que ajustar el valor. Una vez encontrado el valor de c con el cual la sección estará en equilibrio, seguidamente se calculará el momento flexionante resistente nominal, M_R , multiplicando cada fuerza de tensión producidas por las diferentes varillas de acero y las fuerzas de compresión producidas por el área del hormigón y las varillas de acero en compresión, por el brazo del par interno respecto al eje geométrico de la sección.

3.4 Diseño del poste mediante teoría estructural

Con el propósito de ejemplarizar el dimensionamiento del poste de hormigón armado, se tomará el poste de 12 m de longitud, de sección circular sometido a carga máxima de rotura de 500 kg., teniendo presente las consideraciones descritas en el numeral 3.2 y siguiendo el procedimiento de 3.3. Se lo realizará en Excel por ser una herramienta muy didáctica.

3.4.1 Datos

Longitud del poste	L (m) = 12
Carga de rotura	P (kg) = 500
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y (kg/cm ²) = 4200
Resistencia del hormigón	f'_c (kg/cm ²) = 300
Diámetro exterior de la base	D_b (cm) = 38
Diámetro interior de la base	d_b (cm) = 26
Diámetro exterior de la punta	D_p (cm) = 14
Diámetro interior de la punta	d_p (cm) = 2
Espesor de la pared	e (cm) = 6
Recubrimiento del acero	r (cm) = 3
Conicidad por cada metro	C_o (cm) = 2
Diámetro de las varillas	\emptyset (cm) = 1

3.4.2 Esquema del poste

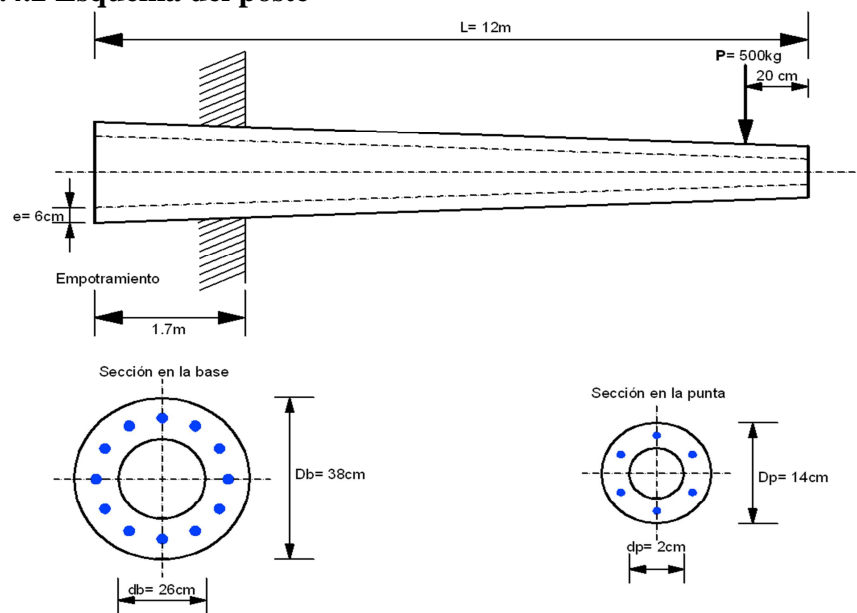


Figura 3.1 Esquema del poste y sus secciones

Datos adicionales

Valor de $\pi = 3,141592654$

Sección de varilla $\varnothing = 1\text{cm}$. $A_v(\text{cm}^2) = 0,785398164$

$\sin 60^\circ = 0,866025404$

$\sin 30^\circ = 0,5$

$\sin 0^\circ = 0,0$

3.4.3 Momentos solicitados (Ms)

Los momentos solicitados por la carga de 500 kg aplicada a 20 cm de la punta del poste se pueden obtener para cualquier sección, por asuntos demostrativos se calculará para secciones cada metro a partir de la punta, lo que se indica en la siguiente cuadro:

MOMENTOS SOLICITADOS			
Distancia desde la Punta (m)	Distancia desde la Carga (m)	Diámetro de la Sección(cm)	Momento Solicitado $M_s = P \times L$ (kgm)
1	0,8	18	400
2	1,8	22	900
3	2,8	20	1400
4	3,8	22	1900
5	4,8	24	2400
6	5,8	26	2900
7	6,8	28	3400
8	7,8	30	3900
9	8,8	32	4400
10	9,8	34	4900
11	10,8	36	5400
12	11,8	38	5900

De igual manera, se puede encontrar el momento resistente para cada sección del poste. Por didáctica se realizará el procedimiento para la sección de la base, y para las demás secciones el procedimiento se efectúa exactamente de la misma manera, que a continuación se expone:

3.4.4 Cálculo del área del concreto (Ac):

$$Ac = \pi (D^2 - d^2) / 4 = \pi (38^2 - 26^2) / 4 = 603,186 \text{ cm}^2$$

Cuantía de hierro (ρ):

Se asume la cuantía de 1.5 %, valor usual de acero de tensión (de 0.5 a 2 %)

$$\text{Cuantía } (\rho \text{ de } 1.5 \%) = 0,015$$

Sección de acero (As):

$$As = \rho \times Ac = 0,015 \times 603,185 = 9,048 \text{ cm}^2$$

Área de la varilla (Av):

Se utilizará varillas de hierro de diámetro 10 mm.

Sección de una varilla (Av):

$$Av = \pi \times Dv^2 / 4 = \pi \times 10^2 / 4 = 0,78540 \text{ cm}^2$$

Número de varillas (Nv):

$$Nv = As / Av = 9,048 / 0,7840 = 11,52 \text{ Varillas}$$

La sección transversal de la estructura es totalmente simétrica porque puede ser colocado el poste en cualquier posición con respecto a la carga, por esto se escogió 12 varillas de 10 mm de diámetro.

3.4.5 Sección de diseño de acero (As):

$$As = \# \text{ varillas} \times Av = 12 \times 0,7840 = 9,425 > 9,048 \text{ cm}^2$$

Cuantía de hierro para el diseño (ρ):

$$\rho = As / Ac = 9,425 / 603,186 = 0,015625 = 1,5625 \%$$

3.4.6 Distribución del acero:

Al ser la sección totalmente simétrica, la distribución del acero en la sección del hormigón será como se indica en la figura 3.2

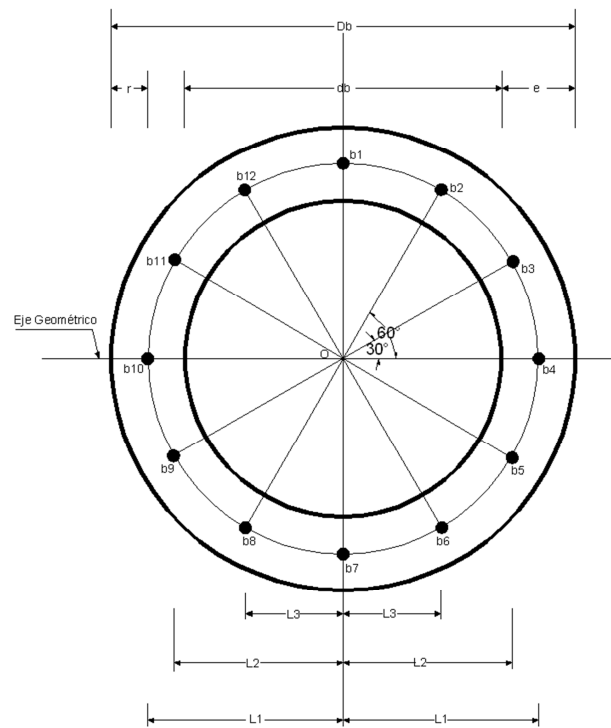


Figura 3.2 Distribución del acero en la sección

3.4.7 Distancia de las barras al eje geométrico (L)

En el siguiente cuadro se indican las distancias de todas las barras de acero con respecto al eje geométrico:

DISTANCIA DE LAS BARRAS RESPECTO AL EJE GEOMÉTRICO		
Barra	Fórmula	Distancia (cm)
L1 = L7	$(D \times 0,5 - 3) = (38 \times 0,5 - 3) =$	16
L2=L6=L8=L12	$(D \times 0,5 - 3)\sin 60^{\circ} = (38 \times 0,5 - 3) \times 0,866 =$	13,86
L3=L5=L9=L11	$(D \times 0,5 - 3)\sin 30^{\circ} = (38 \times 0,5 - 3) \times 0,5 =$	8,00
L4 = L10	$(D \times 0,5 - 3)\sin 0^{\circ} = (38 \times 0,5 - 3) \times 0,0 =$	0,00

3.4.8 Ubicación del eje neutro (c)

Para determinar la resistencia a flexión, se utiliza el método de tanteos, y después de algunas iteraciones se estableció un estado de deformaciones que queda definido

por el valor de " ϵ_{cu} " y el valor de la profundidad del eje neutro " c ", cuyo valor a partir del borde superior es de $c = 6.3 \text{ cm}$.

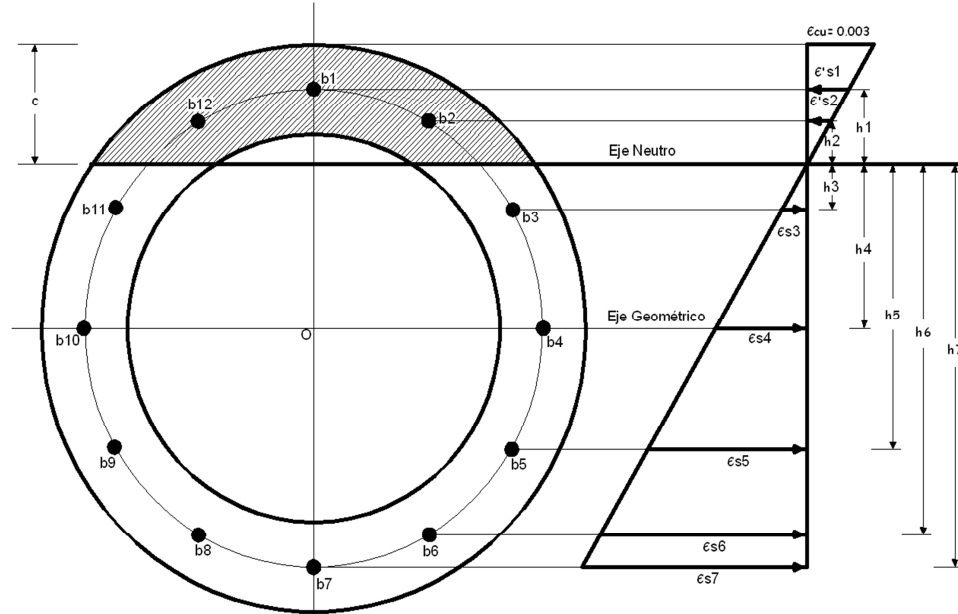


Figura 3.3 Ubicación del eje neutro

3.4.9 Distancia de las barras respecto al eje neutro (h)

Se determinan las distancias de las diferentes barras de la sección con respecto al eje neutro y se indican en el siguiente cuadro:

DISTANCIA DE LAS BARRAS RESPECTO AL EJE NEUTRO:		
Denominación	Fórmula	Distancia (cm)
h1	$h1 = c - r = 6,08 - 3$	3,3
h2 = h12	$h2 = -((Db \times 0,5) - c - L2) = -(38 \times 0,5 - 6,08 - 13,86) =$	1,16
h3 = h11	$h3 = Db \times 0,5 - L3 - c = 38 \times 0,5 - 8 - 6,08$	4,70
h4 = h10	$h4 = Db \times 0,5 - c = 38 \times 0,5 - 6,08$	12,70
h5 = h9	$h5 = L5 + Db \times 0,5 - c = 8 + 38 \times 0,5 - 6,08 =$	20,70
h6 = h8	$h6 = L6 + Db \times 0,5 - c = 13,86 + 38 \times 0,5 - 6,08 =$	26,56
h7	$h7 = L7 + Db \times 0,5 - c = 16 + 38 \times 0,5 - 6,038 =$	28,70

3.4.10 Cálculo de deformaciones (ϵ)

Para el cálculo de las deformaciones unitarias en el acero (ϵ_s), asumiendo la deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión de $\epsilon_{cu} = 0.003$, según el reglamento ACI y aplicando relaciones de triángulos semejantes, se indica en el siguiente cuadro

DEFORMACIONES UNITARIAS EN EL ACERO		
Denominación	Fórmula	Deformación Unitaria
€s1	€s1 = h1 x €cu/c = 3,08 x 0,003/6,08 =	0,001571
€s2	€s2 = h2 x €cu/c = 0,94 x 0,003/6,08 =	0,000551
€s3	€s3 = h3 x €cu/c = 4,92 x 0,003/6,08 =	0,002238
€s4	€s4 = h4 x €cu/c = 12,92 x 0,003/6,08 =	0,006048
€s5	€s5 = h5 x €cu/c = 20,92 x 0,003/6,08 =	0,009857
€s6	€s6 = h6 x €cu/c = 26,78 x 0,003/6,08 =	0,012646
€s7	€s7 = h7 x €cu/c = 28,92 x 0,003/6,08 =	0,013667

* €s = Deformación unitaria en el acero a tensión.

* €s = Deformación unitaria en el acero a compresión.

3.4.11 Deformación unitaria en el acero (ϵ_y)

La deformación unitaria en el acero está definida por la relación $\epsilon_y = \frac{f_y}{E_y} = \frac{4200}{2 \cdot 10^6} = 0.0021$, valor de la deformación de fluencia del acero, donde: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ es el esfuerzo de fluencia del acero, $E_y = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ es el módulo de elasticidad del acero.

Según las hipótesis del reglamento ACI, puede considerarse que el acero tiene una gráfica esfuerzo – deformación elastoplástica, por lo cual, el esfuerzo es igual al esfuerzo de fluencia f_y para cualquier valor de $\epsilon_s > \epsilon_y$. Esta hipótesis equivale a desprestigiar la zona de endurecimiento por deformación del acero. Por tanto, el esfuerzo en el acero es igual a f_y , y la fuerza de tensión se obtiene multiplicando el área de acero (A_s), por el valor de f_y .

Según lo expuesto para el acero de tensión se tiene: $\epsilon_{s4} = \epsilon_{s5} = \epsilon_{s6} = \epsilon_y = 0.0021$

3.4.12 Esfuerzos en el acero

Esfuerzos en el acero por tensión (fs):

$f_s = E_y \times \epsilon_s$ pero por la expresión anterior $\epsilon_s = \epsilon_y = 0,0021$, se tiene que:

$$f_{s3} = f_{s4} = f_{s5} = f_{s6} = f_{s7} = f_y = \epsilon_y \times E_y = 0,0021 \times 2 \times 10^6 = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

kg/cm²

Esfuerzos en el acero por compresión (f's):

En la zona comprimida los valores de $\epsilon's_1$ y $\epsilon's_2$ son $< \epsilon_y$, entonces:

ESFUERZOS EN EL ACERO POR COMPRESIÓN		
Denomina- ción	Fórmula	Esfuerzo (kg/cm ²)
f's1	$f's_1 = \epsilon's_1 \times E_y = 0,00152 \times 2 \times 10^6$	3142,86
f's2	$f's_2 = \epsilon's_2 \times E_y = 0,000464 \times 2 \times 10^6$	1101,34

3.4.13 Fuerzas en el acero

Existen barras que están en la zona comprimida (Cs) y otras en la parte traccionada (TS), en el siguiente cuadro se indican sus valores

FUERZAS EN EL ACERO				
Denomina- ción	Fuerzas	Nº de Barras	Fórmula	Fuerza (kg.)
Cs1	Compres.	1	$Cs_1 = A_1 \times f's_1 \times \text{barras}$	2468,394
Cs2	Compres.	2	$Cs_2 = A_2 \times f's_2 \times \text{barras}$	1729,980
Ts3	Tensión	2	$Ts_3 = A_3 \times f_s \times \text{barras}$	6597,345
Ts4	Tensión	2	$Ts_4 = A_4 \times f_s \times \text{barras}$	6597,345
Ts5	Tensión	2	$Ts_5 = A_5 \times f_s \times \text{barras}$	6597,345
Ts6	Tensión	2	$Ts_6 = A_6 \times f_s \times \text{barras}$	6597,345
Ts7	Tensión	1	$Ts_7 = A_7 \times f_s \times \text{barras}$	3298,672

3.4.14 Fuerza en el concreto (Cc)

Para el cálculo de la fuerza a compresión en la sección del concreto, determinamos el área que corresponde a la de un segmento circular, indicada en el siguiente gráfico

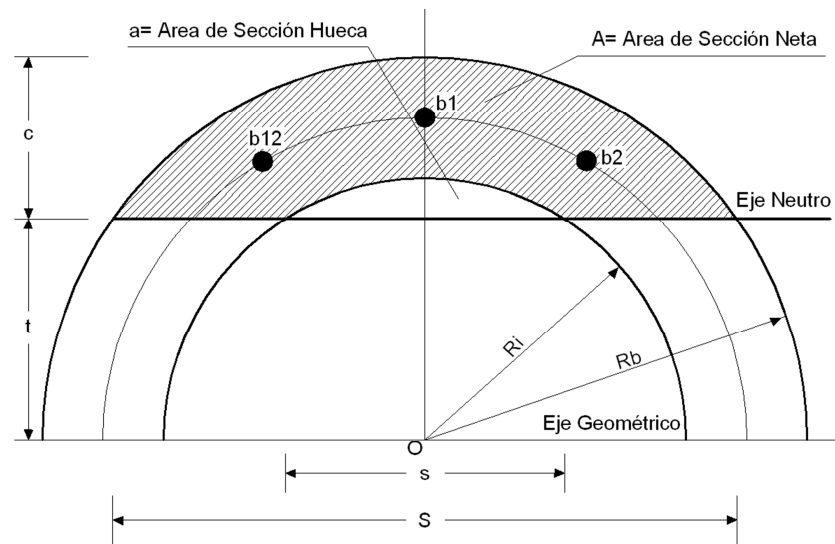


Figura 3.4 Sección del concreto a compresión

Distancia del eje neutro al eje geométrico (t):

$$t = R_b - c = 19 - 6,08 = 12,7 \text{ cm.}$$

a Área en la sección completa (A):

Radio del círculo exterior de la base (Rb):

$$R_b = D_b \times 0,5 = 19 \text{ cm.}$$

Longitud de la cuerda (S):

$$S = 2 \times (R_b^2 - t^2)^{1/2} = 2 \times (19^2 - 12,92^2)^{1/2} = 28,26 \text{ cm.}$$

Área (A):

$$A = c \times (3c^2 + 4S^2) / 6S = 123,13 \text{ cm}^2$$

b Área en la sección hueca (a):

Radio del círculo interior de la base (Ri):

$$R_i = (D_b - 12) \times 0,5 = 13 \text{ cm.}$$

Longitud de la cuerda (s):

$$s = 2 \times (R_i^2 - t^2)^{1/2} = 2 \times (13^2 - 12,92^2)^{1/2} = 5,55 \text{ cm.}$$

Flecha del arco (c'):

$$c' = c - e = 0,3 \text{ cm.}$$

Área (a):

$$a = c' \times (3c'^2 + 4s^2) / 6s = 1,11 \text{ cm}^2$$

c Área de las tres varillas (A3v):

$$A_{3v} = 3 \times A_v = 2,36 \text{ cm}^2$$

Área neta del concreto (Ac):

$$A_c = A - a - A_{3v} = 119,66 \text{ cm}^2$$

Fuerza en el concreto (Cc):

$$C_c = \beta_3 \times f'_c \times \beta_1 \times A_c = 25500,81 \text{ Kg, de donde:}$$

- β_1 = Parámetro que relaciona el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en zona de compresión, $\beta_1 = \left(1.05 - \frac{f'_c}{1400}\right) \leq 0.85$, para este caso, $\beta_1 = \left(1.05 - \frac{300}{1400}\right) = 0.835714286 \leq 0.85$, si cumple.
- β_3 = Parámetro adimensional que relaciona el esfuerzo máximo en flexión con la resistencia de los cilindros de control:
 $\beta_3 = (1.05 - f_c^*/1250) \leq 0.85$, para este caso,
 $\beta_3 = (1.05 - 240 / 1250) = 0.858 \leq 0.85$; no cumple
 y $f_c^* = 0.8 * f'_c$, para este caso; $f_c^* = 0.8 * 300 = 240 \text{ kg/cm}^2$
 por lo que $\beta_3 = 0.85$.

Fuerza total a compresión (C)

$$C = C_c + C_{s1} + C_{s2} = 29699,188 \text{ kg}$$

Fuerza total a tensión (T)

$$T = T_{s3} + T_{s4} + T_{s5} + T_{s6} + T_{s7} = 29688,051 \text{ kg}$$

3.4.15 Condición de equilibrio (C=T)

Los valores de fuerzas a compresión y a tensión, se pueden ajustar tanto como se quiera, están determinados en función de la profundidad del eje neutro, en este caso $c = 6.2983 \text{ cm}$; que para fines prácticos, puede ser $c = 6.3 \text{ cm}$, y se tiene que $C \approx T$ con valores de 29699.188 kg y 29688.051 kg respectivamente, valores muy semejantes que se puede asumir como **cumplida la condición de equilibrio**.

3.4.16 Determinación de momentos

Para determinar los momentos producidos por los elementos a tensión y a compresión con respecto al eje geométrico es necesario conocer los brazos de

palanca desde sus respectivos centros de gravedad, para ello debemos determinar el centro de gravedad de la sección del concreto sujeta a compresión.

Centro de gravedad de la sección del concreto a compresión (YG)

La sección de concreto sujeta a compresión, está compuesta por dos secciones de segmentos circulares, una de concreto y la otra es hueca, por lo que se determinará el centro de gravedad de una sección compuesta, como es simétrica respecto al eje "X" se tiene que determinar solo el valor de la distancia "Y"

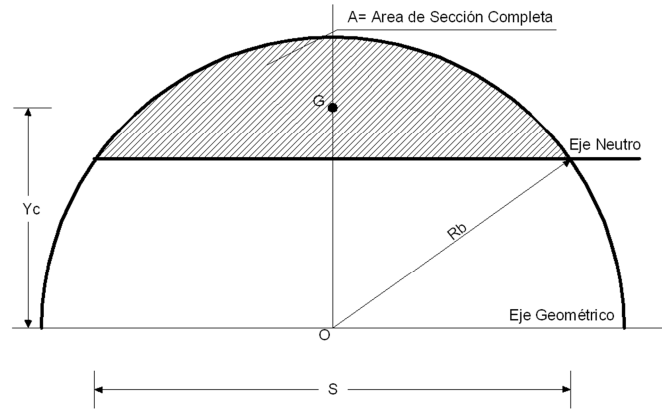


Figura 3.5 Area de sección completa

Sección de concreto (Yc):

$$Y_c = S^3 / 12 A = 15,281 \text{ cm.}$$

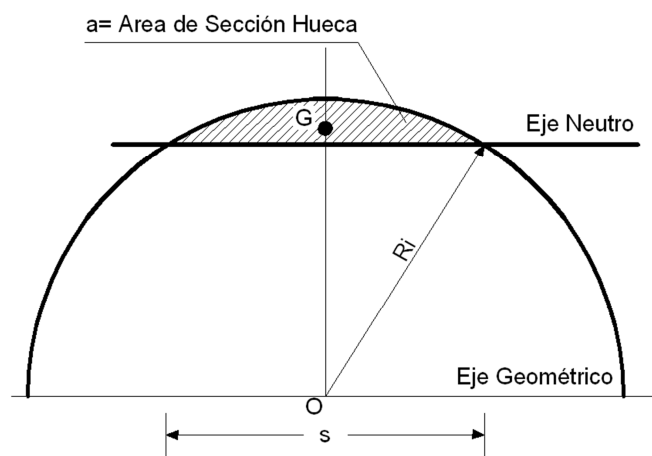


Figura 3.6 Area de sección hueca

Sección hueca (Yh):

$$Y_h = s^3 / 12a = 12,822 \text{ cm.}$$

Distancia del centro de gravedad (YG):

$$Y_G = (Y_c * A - Y_h * a) / (A - a)$$

$$Y_G = (15,281 \times 123,13 - 12,822 \times 1,11) / (123,13 - 1,11) = 15.303 \text{ cm}$$

3.4.17 Distribución de fuerzas y cálculo del momento resistente (MR)

La distribución de las fuerzas y las distancias de los elementos respecto al eje neutro se indican en la Figura 3.7

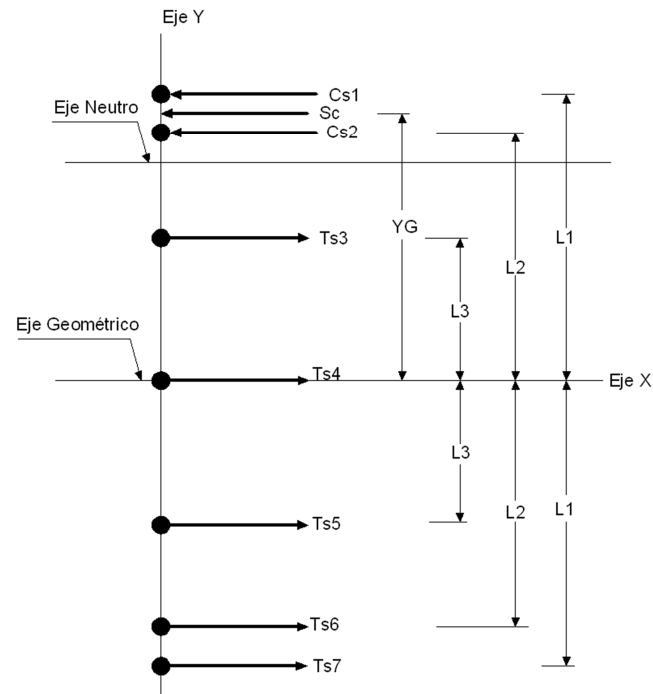


Figura 3.7 Distribución de fuerzas en la sección del poste

La determinación del momento nominal es igual a la sumatoria de todos los momentos respecto al eje geométrico, se indica en el siguiente cuadro.

MOMENTO RESISTENTE (MR)					
Denominación	Fórmula	Fuerza (kg)	Brazo (m)	Sentido	Momento
MCs1	$MCs = Cs1 \times L1$	2468,39	0,16	Positivo	394,943
MCc	$MCc = Cc \times YG$	25500,81	0,15	Positivo	3902,395
MCs2	$MCs2 = Cc2 \times L2$	1729,98	0,14	Positivo	239,713
MTs3	$MTs3 = Ts3 \times L3$	6597,34	0,08	Negativo	-527,788
MTs4	$MTs4 = Ts4 \times L4$	6597,34	0,00	Positivo	0,000
MTs5	$MTs5 = Ts5 \times L5$	6597,34	0,08	Positivo	527,788
MTs6	$MTs6 = Ts6 \times L6$	6597,34	0,14	Positivo	914,155
MTs7	$MTs7 = Ts7 \times L7$	3298,67	0,16	Positivo	527,788
				MR =	5978,994

3.4.18 Conclusión

El momento resistente debe ser mayor que el momento solicitado. De de los resultados tenemos que el momento resistente (MR= 5978.994 kgm) es mayor al momento solicitado (Ms = 5900 kgm). Así se comprueba que el diseño de la sección si cumple para la carga aplicada.

CAPÍTULO IV

Análisis del poste mediante el Método de Elementos Finitos

4.1 Fundamentación teoría

La teoría clásica de vigas, o de Euler - Bernoulli, se basa en las 3 hipótesis siguientes:

- 1.- Los desplazamientos verticales (flechas) de todos los puntos de una sección transversal son pequeños e iguales a los del eje de la viga "x"
- 2.- El desplazamiento lateral (según el eje "y") es nulo.
- 3.- Las secciones transversales normales al eje de la viga antes de la deformación, permanecen planas y ortogonales a dicho eje después de la deformación.

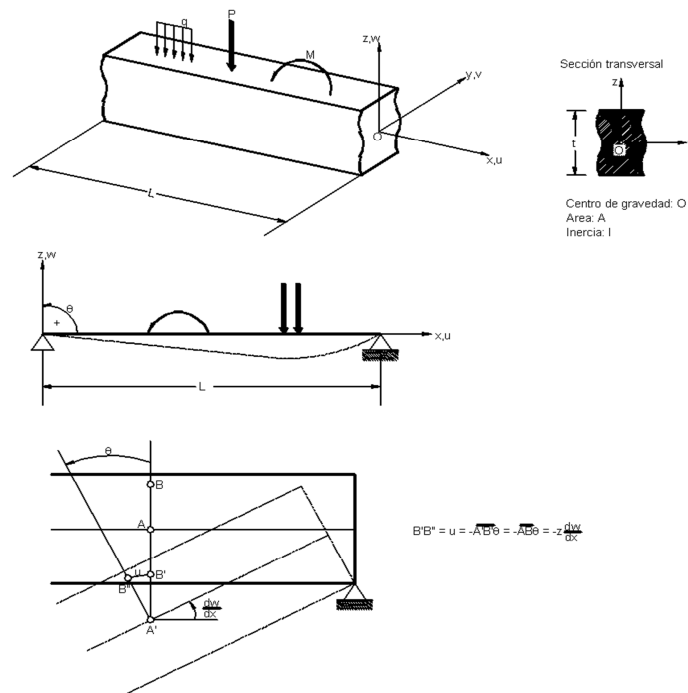


Figura 4.1 Viga convencional de Euler - Bernoulli

De acuerdo con las hipótesis anteriores el campo de desplazamientos de un punto cualquiera se puede escribir como:

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= -z\theta(x) \\ v(x, y, z) &= 0 \\ w(x, y, z) &= w(x) \end{aligned} \quad (4.1)$$

Por la hipótesis 3 el giro θ es igual a la pendiente de la deformada del eje, es decir:

$$\theta = \frac{dw}{dx} \quad y \quad u = -z \frac{dw}{dx} \quad (4.2)$$

Las deformaciones en un punto se obtienen por:

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx} = -z \frac{d^2w}{dx^2} \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_z = \gamma_{xy} = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$$

La única tensión no nula σ_x se relaciona con su correspondiente deformación ε_x

por:

$$\sigma_x = E \varepsilon_x = -z E \frac{d^2w}{dx^2} \quad (4.4)$$

Se define el momento flector positivo M de una sección como:

$$M = - \iint_A z \sigma_x dA = \iint_A z^2 E \frac{d^2w}{dx^2} dA = EI \frac{d^2w}{dx^2} = EI\chi \quad (4.5)$$

Donde " I " es el módulo de inercia de la sección transversal con respecto al eje " y " y " χ " la curvatura del eje de la viga ($\chi = \frac{d^2w}{dx^2}$).

Discretización en elementos finitos de dos nodos

La incógnita fundamental es la flecha " w ". El elemento más utilizado de viga de clase C_1 es el unidimensional de dos nodos. La continuidad de las primeras derivadas obliga a tomar el giro $\frac{dw}{dx}$ como variable, por lo que, el número total de variables nodales del elemento es 4 (w_i y $\left(\frac{dw}{dx}\right)_i$ por nodo). Dichas variables definen perfectamente una variación cúbica de la flecha:

$$w = \alpha_0 + \alpha_1 x + \alpha_2 x^2 + \alpha_3 x^3 \quad (4.6)$$

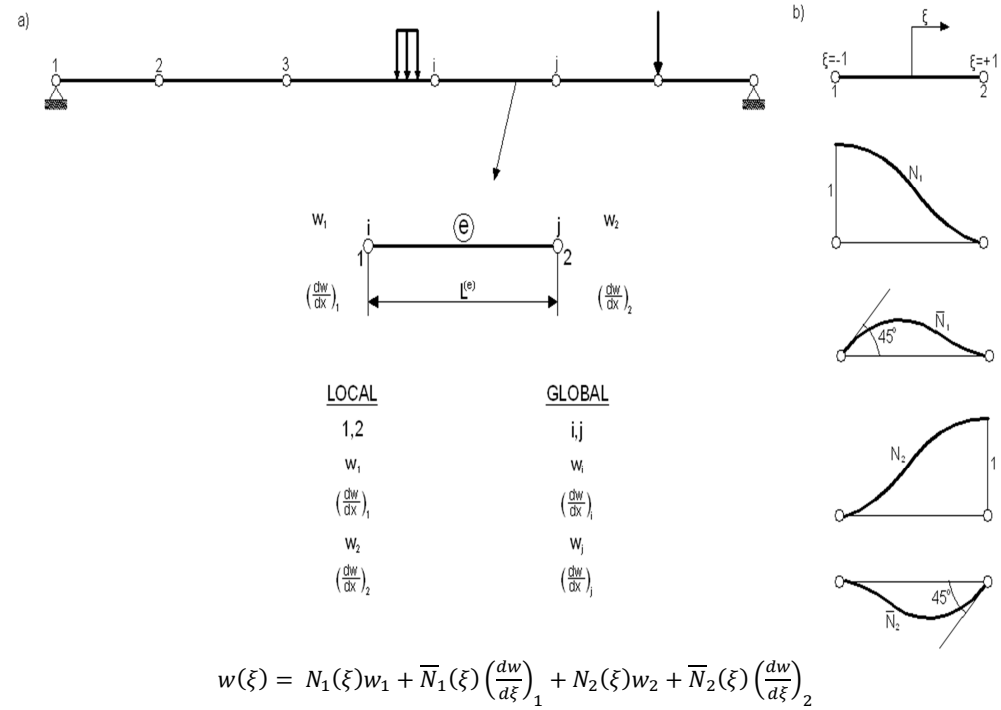


Figura 4.2 Elemento de viga de dos nodos. Variables nodales y funciones de forma Hermíticas

Las constantes α_i se calculan sustituyendo adecuadamente los valores de la flecha y sus derivadas en los en los nodos en (4.6), lo que proporciona el sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas siguientes:

$$\begin{aligned}
 w_1 &= \alpha_0 + \alpha_1 x_1 + \alpha_2 x_1^2 + \alpha_3 x_1^3 \\
 \left(\frac{dw}{dx}\right)_1 &= \alpha_1 + 2\alpha_2 x_1 + 3\alpha_3 x_1^2 \\
 w_2 &= \alpha_0 + \alpha_1 x_2 + \alpha_2 x_2^2 + \alpha_3 x_2^3 \\
 \left(\frac{dw}{dx}\right)_2 &= \alpha_1 + 2\alpha_2 x_2 + 3\alpha_3 x_2^2
 \end{aligned}
 \tag{4.7}$$

Una vez resuelto el sistema anterior se puede reescribir (4.6), tras sustituir convenientemente las expresiones de las α_i , como:

$$w = N_1 w_1 + \bar{N}_1 \frac{l^{(e)}}{2} \left(\frac{dw}{dx}\right)_1 + N_2 w_2 + \bar{N}_2 \frac{l^{(e)}}{2} \left(\frac{dw}{dx}\right)_2
 \tag{4.8}$$

Donde las funciones de forma del elemento vienen dadas por:

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \frac{1}{4}(2 - 3\xi + \xi^3) & ; & & N_2 &= \frac{1}{4}(2 + 3\xi - \xi^3) \\
 \frac{dN_1}{d\xi} &= \frac{1}{4}(-3 + 3\xi^2) & ; & & \frac{dN_2}{d\xi} &= \frac{1}{4}(3 - 3\xi^2) \\
 \frac{d^2N_1}{d\xi^2} &= \frac{6}{4}\xi & ; & & \frac{d^2N_2}{d\xi^2} &= -\frac{6}{4}\xi \\
 \bar{N}_1 &= \frac{1}{4}(1 - \xi - \xi^2 + \xi^3) & ; & & \bar{N}_2 &= \frac{1}{4}(-1 - \xi + \xi^2 + \xi^3) \\
 \frac{d\bar{N}_1}{d\xi} &= \frac{1}{4}(-1 - 2\xi + 3\xi^2) & ; & & \frac{d\bar{N}_2}{d\xi} &= \frac{1}{4}(-1 + 2\xi + 3\xi^2) \\
 \frac{d^2\bar{N}_1}{d\xi^2} &= \frac{1}{4}(-2 + 6\xi) & ; & & \frac{d^2\bar{N}_2}{d\xi^2} &= \frac{1}{4}(2 + 6\xi)
 \end{aligned} \tag{4.9}$$

$$\text{con: } \xi = \frac{2}{l^{(e)}}(x - x_m) \quad y \quad x_m = \frac{x_1 + x_2}{2} \tag{4.10}$$

La ecuación (4.8) puede reescribirse como: $w = \mathbf{N} \mathbf{a}^{(e)}$ (4.11)

$$\text{Donde: } \mathbf{N} = [N_1, \bar{N}_1, N_2, \bar{N}_2] \quad y \quad \mathbf{a}^{(e)} = \left[w_1, \left(\frac{dw}{dx} \right)_1, w_2, \left(\frac{dw}{dx} \right)_2 \right]^T \tag{4.12}$$

Son la matriz de funciones de forma y el vector de movimientos (desplazamientos y giros) nodales del elemento, respectivamente.

De (4.10) se deduce que $\frac{dx}{d\xi} = \frac{l^{(e)}}{2}$, con lo que:

$$dx = \frac{l^{(e)}}{2} d\xi \quad ; \quad \frac{dw}{dx} = \frac{2}{l^{(e)}} \frac{dw}{d\xi} \quad y \quad \frac{d^2w}{dx^2} = \frac{4}{(l^{(e)})^2} \frac{d^2w}{d\xi^2} \tag{4.13}$$

Por consiguiente, la curvatura en un punto del elemento de coordenada ξ se obtiene haciendo uso de (4.8) y (4.13) por:

$$\chi = \frac{d^2w}{dx^2} = \frac{4}{(l^{(e)})^2} \left(\frac{d^2N_1}{d\xi^2} w_1 + \frac{l^{(e)}}{2} \frac{d^2\bar{N}_1}{d\xi^2} \left(\frac{dw}{dx} \right)_1 + \frac{d^2N_2}{d\xi^2} w_2 + \frac{l^{(e)}}{2} \frac{d^2\bar{N}_2}{d\xi^2} \left(\frac{dw}{dx} \right)_2 \right)$$

$$\chi = \left[\frac{6\xi}{(l^{(e)})^2}, \frac{(-1+3\xi)}{l^{(e)}}, \frac{-6\xi}{(l^{(e)})^2}, \frac{(1+3\xi)}{l^{(e)}} \right] \left\{ \begin{array}{l} w_1 \\ \left(\frac{dw}{dx}\right)_1 \\ w_2 \\ \left(\frac{dw}{dx}\right)_2 \end{array} \right\} = \mathbf{B}_f \mathbf{a}^{(e)} \quad (4.14)$$

Siendo \mathbf{B}_f la matriz de deformación de flexión o de curvatura del elemento.

La matriz de rigidez del elemento de viga puede calcularse de forma explícita por:

$$\mathbf{K}^{(e)} = \int_{-1}^{+1} \mathbf{B}^T \mathbf{B} \frac{EI l^{(e)}}{2} d\xi = \quad (4.15)$$

$$= \frac{E}{2(l^{(e)})^3} \int_{-1}^{+1} I(\xi) \begin{bmatrix} 36\xi^2 & \frac{l^e}{2}(-12\xi + 36\xi^2) & -36\xi^2 & \frac{l^e}{2}(12\xi + 36\xi^2) \\ \frac{l^e}{2}(-12\xi + 36\xi^2) & \frac{(l^e)^2}{4}(4 + 36\xi^2 - 24\xi) & \frac{l^e}{2}(12\xi - 36\xi^2) & \frac{(l^e)^2}{4}(36\xi^2 - 4) \\ -36\xi^2 & \frac{l^e}{2}(12\xi - 36\xi^2) & 36\xi^2 & \frac{l^e}{2}(-12\xi - 36\xi^2) \\ \frac{l^e}{2}(12\xi + 36\xi^2) & \frac{(l^e)^2}{4}(36\xi^2 - 4) & \frac{l^e}{2}(-12\xi - 36\xi^2) & \frac{(l^e)^2}{4}(4 + 36\xi^2 + 24\xi) \end{bmatrix} d\xi \quad (4.16)$$

Luego de operar esta ecuación se encuentra que para un elemento "e" dentro de la viga de Bernoulli, la matriz de rigidez es:

$$\mathbf{K}^{(e)} = \left(\frac{EI}{l^3}\right)^{(e)} \begin{bmatrix} 12 & 6l^{(e)} & -12 & 6l^{(e)} \\ 6l^{(e)} & 4(l^{(e)})^2 & -6l^{(e)} & 2(l^{(e)})^2 \\ -12 & -6l^{(e)} & 12 & -6l^{(e)} \\ 6l^{(e)} & 2(l^{(e)})^2 & -6l^{(e)} & 4(l^{(e)})^2 \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

Para simplificar podemos hacer que: $k = \left(\frac{EI}{l^3}\right)^{(e)}$

Por otra parte, el vector de fuerzas nodales equivalentes debido a una carga uniformemente distribuida de intensidad "- q" sobre el elemento es:

$$\mathbf{f}^{(e)} = - \int_{-1}^{+1} \mathbf{N}^T \frac{ql^{(e)}}{2} d\xi = -ql^{(e)} \left[\frac{1}{2}, \frac{l^{(e)}}{12}, \frac{1}{2}, -\frac{l^{(e)}}{12} \right]^T \quad (4.18)$$

Y el vector de fuerzas nodales de equilibrio " $\mathbf{q}^{(e)}$ " necesario para el ensamblaje:

$$\mathbf{q}^{(e)} = [Z_1, M_1, Z_2, M_2]^T \quad (4.19)$$

4.2 Aplicación para el poste

Consideraciones generales:

El poste al ser de forma tronco cónica y tener en su base doce varillas de hierro de 10mm de diámetro, la cuantía es de 1.5625%, como la sección disminuye según la longitud, para mantener aproximadamente la misma relación de secciones del hormigón con la de hierro (cuantía), debe también disminuir la sección del hierro reduciendo el número de varillas a lo largo del poste, ésta disminución se indica en la figura 4.3 y a partir de esta consideración para el análisis dividimos el poste en cinco elementos de diferentes longitudes:

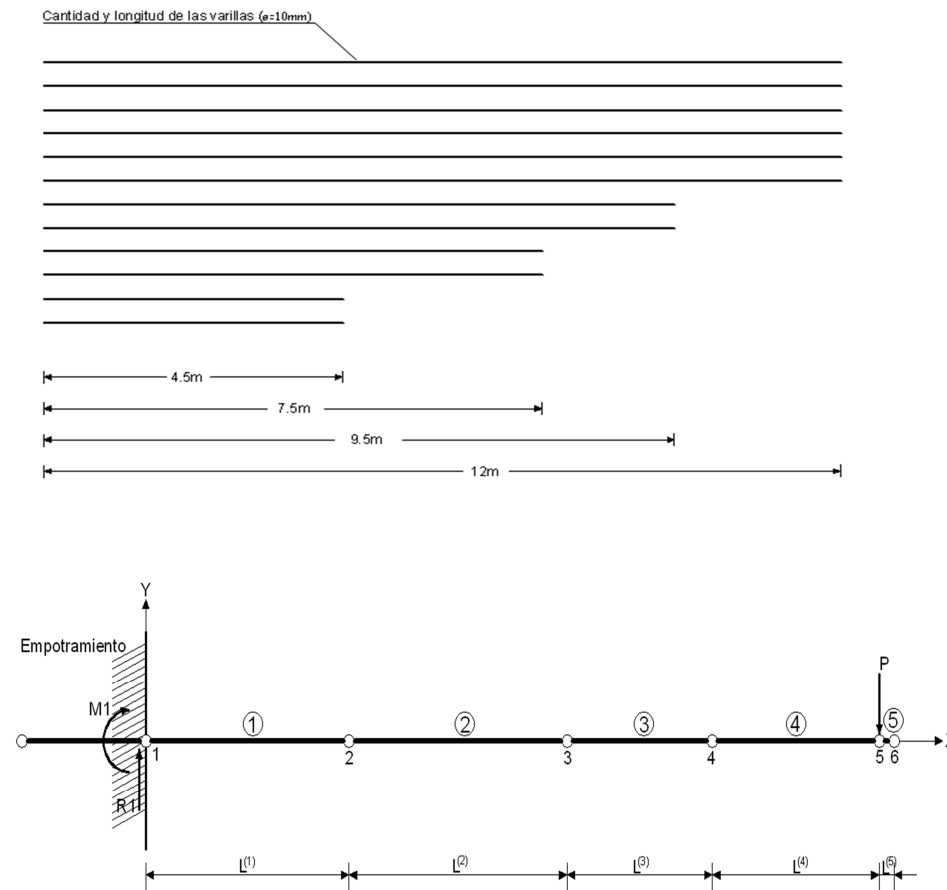


Figura 4.3 Longitudes de las varillas y disposición de los Elementos Finitos

Determinación de Inercias:

Para determinar la inercia en una sección cualquiera del poste se considerará únicamente la inercia producida por el concreto sometido a compresión debido a que la parte traccionada no contribuye para la flexión. Al estar el poste constituido por acero y concreto, la sección de las barras de acero de refuerzo se remplazarán por otra equivalente en hormigón y así utilizar un solo módulo de elasticidad. Se determinará la inercia en la mitad del tramo de cada elemento, debido a la variación de la sección transversal a lo largo del poste.

La determinación de las inercias de los cinco elementos en que se ha dividido la longitud útil del poste se lo efectúa mediante el procedimiento expuesto en el numeral 2.5 y se obtienen los resultados resumidos en el siguiente cuadro:

INERCIA DE LOS ELEMENTOS			
Elemento (e)	Dominio de L (m)	Longitud (m)	Inercia (cm ⁴)
1	$1,7 \leq L \leq 4,5$	2,8	17834.06063
2	$4,5 \leq L \leq 7,5$	3	9338.4948
3	$7,5 \leq L \leq 9,5$	2	4326.1664
4	$9,5 \leq L \leq 11,8$	2,3	1768.3887
5	$11,8 \leq L \leq 12,0$	0,2	960.74001

A continuación calcularemos el factor "k" para los cinco elementos que constituyen la longitud útil del poste, se indica en el siguiente cuadro:

FACTORES PARA LA RIGIDEZ DE LOS ELEMENTOS				
Elemento	Módulo de Elasticidad del Hormigón EH(kg/m ²)	Inercia de la Sección I (m ⁴)	Longitud del Elemento L (m)	Factor $\frac{EH \cdot I}{L^3}$ kg/m
1	2,00E+09	1,78E-04	2,8	16248,18
2	2,00E+09	9,34E-05	3	6917,04
3	2,00E+09	4,33E-05	2	10815,00
4	2,00E+09	1,77E-05	2,3	2906,22
5	2,00E+09	9,60E-06	0,2	240000,00

Determinación de la matriz de rigidez y el vector de fuerzas externas

A partir de las ecuaciones (4.17) y (4.19) se determinarán, la matriz de rigidez y el vector de fuerzas externas para cada elemento y luego se ensamblará para todo el sistema:

1.- La matriz de rigidez y el vector de fuerzas para el elemento uno de longitud L = 2.8 m se tiene:

$$K^{(1)} = 16248,18 \begin{vmatrix} 12,00 & 16,80 & -12,00 & 16,80 \\ 16,80 & 31,36 & -16,80 & 15,68 \\ -12,00 & -16,80 & 12,00 & -16,80 \\ 16,80 & 15,68 & -16,80 & 31,36 \end{vmatrix}$$

$$K^{(1)} = \begin{array}{c|cc|cc|c} & \text{Nodo} & 1 & \text{Nodo} & 2 & \\ \hline & 1 & 194978 & 272969 & -194978 & 272969 & 1 \\ & 2 & 272969 & 509543 & -272969 & 254771 & \\ & 3 & -194978 & -272969 & 194978 & -272969 & 2 \\ & 4 & 272969 & 254771 & -272969 & 509543 & \end{array}$$

Vector de cargas nodales para el elemento 1: $P^{(1)} = \begin{bmatrix} R1 = ? \\ M1 = ? \\ R2 = 0 \\ M2 = 0 \end{bmatrix} \begin{array}{c} 1 \\ 1 \\ 2 \\ 2 \end{array}$

2.- La matriz de rigidez y el vector de fuerzas para el elemento dos de longitud L = 3 m se tiene:

$$K^{(2)} = 6917,04 \begin{vmatrix} 12,00 & 18,00 & -12,00 & 18,00 \\ 18,00 & 36,00 & -18,00 & 18,00 \\ -12,00 & -18,00 & 12,00 & -18,00 \\ 18,00 & 18,00 & -18,00 & 36,00 \end{vmatrix}$$

$$\mathbf{K}^{(2)} =$$

	Nodo 2	Nodo 3		
83004	124507	-83004	124507	2
124507	249013	-124507	124507	
-83004	-124507	83004	-124507	3
124507	124507	-124507	249013	

Vector de cargas nodales para el elemento 2: $\mathbf{P}^{(2)} = \begin{bmatrix} R2 = 0 \\ M2 = 0 \\ R3 = 0 \\ M3 = 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} 2 \\ 2 \\ 3 \\ 3 \end{matrix}$

3.- La matriz de rigidez y el vector de fuerzas para el elemento tres de longitud $L = 2$ m se tiene:

$$\mathbf{K}^{(3)} = 10815,00 \begin{vmatrix} 12,00 & 12,00 & -12,00 & 12,00 \\ 12,00 & 16,00 & -12,00 & 8,00 \\ -12,00 & -12,00 & 12,00 & -12,00 \\ 12,00 & 8,00 & -12,00 & 16,00 \end{vmatrix}$$

$$\mathbf{K}^{(3)} =$$

	Nodo 3	Nodo 4		
129780	129780	-129780	129780	3
129780	173040	-129780	86520	
-129780	-129780	129780	-129780	4
129780	86520	-129780	173040	

Vector de cargas nodales para el elemento 3: $\mathbf{P}^{(3)} = \begin{bmatrix} R3 = 0 \\ M3 = 0 \\ R4 = 0 \\ M4 = 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} 3 \\ 3 \\ 4 \\ 4 \end{matrix}$

4.- La matriz de rigidez y el vector de fuerzas para el elemento cuatro de longitud $L = 2.3 \text{ m}$ se tiene:

$$K^{(4)} = 2906,22 \begin{vmatrix} 12,00 & 13,80 & -12,00 & 13,80 \\ 13,80 & 21,16 & -13,80 & 10,58 \\ -12,00 & -13,80 & 12,00 & -13,80 \\ 13,80 & 10,58 & -13,80 & 21,16 \end{vmatrix}$$

$$K^{(4)} =$$

	Nodo 4	Nodo 5		
34875	40106	-34875	40106	4
40106	61496	-40106	30748	
-34875	-40106	34875	-40106	5
40106	30748	-40106	61496	

Vector de cargas nodales para el elemento 4: $P^{(4)} = \begin{bmatrix} R3 = 0 \\ M3 = 0 \\ R4 = P/2 \\ M4 = 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} 4 \\ 4 \\ 5 \\ 5 \end{matrix}$

5.- La matriz de rigidez y el vector de fuerzas para el elemento cinco de longitud $L = 0.2 \text{ m}$ se tiene:

$$K^{(5)} = 2400000,00 \begin{vmatrix} 12,00 & 1,20 & -12,00 & 1,20 \\ 1,20 & 0,16 & -1,20 & 0,08 \\ -12,00 & -1,20 & 12,00 & -1,20 \\ 1,20 & 0,08 & -1,20 & 0,16 \end{vmatrix}$$

$$K^{(5)} =$$

	Nodo 5	Nodo 6		
28800000	2880000	-28800000	2880000	5
2880000	384000	-2880000	192000	
-28800000	-2880000	28800000	-2880000	6
2880000	192000	-2880000	384000	

Vector de cargas nodales para el elemento 5:
$$P^{(5)} = \begin{bmatrix} R4 = P/2 \\ M4 = 0 \\ R5 = 0 \\ M5 = 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} 5 \\ 5 \\ 6 \\ 6 \end{matrix}$$

Ensamblando el sistema global se obtiene la ecuación matricial de equilibrio de la viga, y considerando el empotramiento en el nudo uno se obtendrá el sistema de la forma $Ka = f$ donde K es la matriz de rigidez del poste, a y f son, respectivamente, los vectores de desplazamientos y de fuerzas exteriores de todos los nudos. La resolución de las mismas proporciona los valores de los desplazamientos en todos los nudos de la estructura a partir de los cuales se pueden conocer los esfuerzos internos en los elementos:

Nodo	1	Nodo	2	Nodo	3	Nodo	4	Nodo	5	Nodo	6			
194978	272969	-194978	272969	0	0	0	0	0	0	0	0	w1	0	(R1=?)+
272969	509543	-272969	254771	0	0	0	0	0	0	0	0	Ø1	0	(M1=?)+
-194978	-272969	277983	-148463	-83004	124507	0	0	0	0	0	0	w2	?	Nodo 1
272969	254771	-148463	758556	-124507	124507	0	0	0	0	0	0	Ø2	?	Nodo 2
0	0	-83004	-124507	212784	5273	-129780	129780	0	0	0	0	w3	?	Nodo 3
0	0	124507	124507	5273	422053	-129780	86520	0	0	0	0	Ø3	?	Nodo 3
0	0	0	0	-129780	-129780	164655	-89674	-34875	40106	0	0	w4	?	Nodo 4
0	0	0	0	129780	86520	-89674	234536	-40106	30748	0	0	Ø4	?	Nodo 4
0	0	0	0	0	0	-34875	-40106	28834875	2839894	-28800000	28800000	w5	?	Nodo 5
0	0	0	0	0	0	40106	30748	2839894	445496	-28800000	192000	Ø5	?	Nodo 5
0	0	0	0	0	0	0	0	-288000000	-28800000	288000000	-288000000	w6	?	Nodo 6
0	0	0	0	0	0	0	0	288000000	192000	-28800000	384000	Ø6	?	Nodo 6

Este sistema se resolverá para las cargas puntuales (P) desde 0 kg hasta la carga de rotura 500 kg, con intervalos del 10% (50kg) y así determinar las deflexiones (w) y giros (Ø) en los distintos nudos del poste para cada carga, como también la reacción (R1) y el momento (M1) en el empotramiento (Nodo 1) :

1.- Para la carga $P = 0$ kg se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 =	0,00	kg
Ø1	0,000		M1 =	0,00	kg-m
w2	0,000	Nodo 2			
Ø2	0,000				
w3	0,000	Nodo 3			
Ø3	0,000				
w4	0,000	Nodo 4			
Ø4	0,000				
w5	0,000	Nodo 5			
Ø5	0,000				

w6	0,000	Nodo 6
Ø6	0,000	

2.- Para la carga **P= 50 kg** se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 = 50,00 kg M1= 505,00 kg-m
Ø1	0,000		
w2	-0,005	Nodo 2	
Ø2	-0,003		
w3	-0,023	Nodo 3	
Ø3	-0,008		
w4	-0,043	Nodo 4	
Ø4	-0,012		
w5	-0,076	Nodo 5	
Ø5	-0,016		
w6	-0,079	Nodo 6	
Ø6	-0,016		

3.- Para la carga **P= 100 kg** se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 = 100,00 kg M1= 1010,00 kg-m
Ø1	0,000		
w2	-0,010	Nodo 2	
Ø2	-0,007		
w3	-0,046	Nodo 3	
Ø3	-0,016		
w4	-0,086	Nodo 4	
Ø4	-0,024		
w5	-0,153	Nodo 5	
Ø5	-0,031		
w6	-0,159	Nodo 6	
Ø6	-0,031		

4.- Para la carga **P= 150 kg** se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 = 150,00 kg M1= 1515,00 kg-m
Ø1	0,000		
w2	-0,015	Nodo 2	
Ø2	-0,010		

w3	-0,069	Nodo 3
Ø3	-0,024	
w4	-0,130	Nodo 4
Ø4	-0,036	
w5	-0,229	Nodo 5
Ø5	-0,047	
w6	-0,238	Nodo 6
Ø6	-0,047	

5.- Para la carga **P= 200 kg** se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 = 200,00 kg
Ø1	0,000		M1= 2020,00 kg-m
w2	-0,020	Nodo 2	
Ø2	-0,014		
w3	-0,091	Nodo 3	
Ø3	-0,032		
w4	-0,173	Nodo 4	
Ø4	-0,048		
w5	-0,305	Nodo 5	
Ø5	-0,063		
w6	-0,318	Nodo 6	
Ø6	-0,063		

6.- Para la carga **P= 250 kg** se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 = 250,00 kg
Ø1	0,000		M1= 2525,00 kg-m
w2	-0,025	Nodo 2	
Ø2	-0,017		
w3	-0,114	Nodo 3	
Ø3	-0,040		
w4	-0,216	Nodo 4	
Ø4	-0,059		
w5	-0,381	Nodo 5	
Ø5	-0,078		
w6	-0,397	Nodo 6	
Ø6	-0,078		

7.- Para la carga **P= 300 kg** se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 =	300,00	kg
Ø1	0,000		M1=	3030,00	kg-m
w2	-0,030	Nodo 2			
Ø2	-0,020				
w3	-0,137	Nodo 3			
Ø3	-0,048				
w4	-0,259	Nodo 4			
Ø4	-0,071				
w5	-0,458	Nodo 5			
Ø5	-0,094				
w6	-0,477	Nodo 6			
Ø6	-0,094				

8.- Para la carga **P= 350 kg** se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 =	350,00	kg
Ø1	0,000		M1=	3535,00	kg-m
w2	-0,035	Nodo 2			
Ø2	-0,024				
w3	-0,160	Nodo 3			
Ø3	-0,057				
w4	-0,303	Nodo 4			
Ø4	-0,083				
w5	-0,534	Nodo 5			
Ø5	-0,109				
w6	-0,556	Nodo 6			
Ø6	-0,109				

9.- Para la carga **P= 400 kg** se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 =	400,00	kg
Ø1	0,000		M1=	4040,00	kg-m
w2	-0,040	Nodo 2			
Ø2	-0,027				
w3	-0,183	Nodo 3			

Ø3	-0,065	
w4	-0,346	Nodo 4
Ø4	-0,095	
w5	-0,610	Nodo 5
Ø5	-0,125	
w6	-0,635	Nodo 6
Ø6	-0,125	

10.- Para **P= 450 kg** se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 = 450,00 kg
Ø1	0,000		M1= 4545,00 kg-m
w2	-0,045	Nodo 2	
Ø2	-0,031		
w3	-0,206	Nodo 3	
Ø3	-0,073		
w4	-0,389	Nodo 4	
Ø4	-0,107		
w5	-0,687	Nodo 5	
Ø5	-0,141		
w6	-0,715	Nodo 6	
Ø6	-0,141		

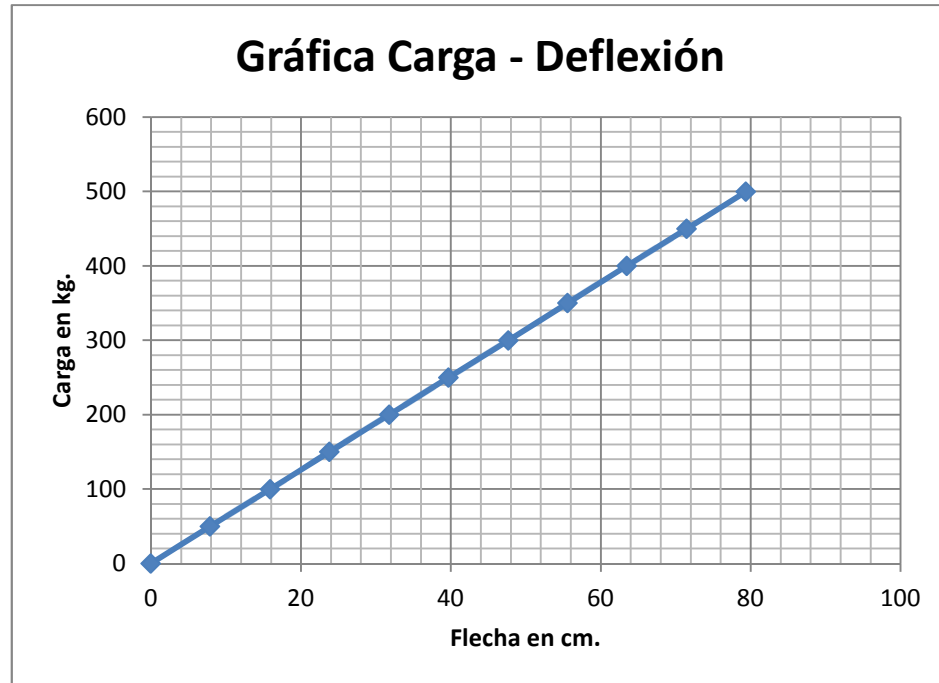
11.- Para **P= 500 kg** se obtienen las deflexiones, giros, reacción y momento:

w1	0,000	Nodo 1	R1 = 500,00 kg
Ø1	0,000		M1= 5050,00 kg-m
w2	-0,050	Nodo 2	
Ø2	-0,034		
w3	-0,229	Nodo 3	
Ø3	-0,081		
w4	-0,432	Nodo 4	
Ø4	-0,119		
w5	-0,763	Nodo 5	
Ø5	-0,156		
w6	-0,794	Nodo 6	
Ø6	-0,156		

Resumen:

De los resultados obtenidos en los análisis anteriores resumimos en el siguiente cuadro los valores de la deflexión máxima en la punta del poste (w_6) para cada valor de la carga (P):

ANÁLISIS DEL POSTE MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS											
Flecha (cm)	0.0	7.9	15.9	23.8	31.8	39.7	47.7	55.6	63.5	71.5	79.4
Carga (kg)	0.0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500



Cumplimiento de la flecha.-

La deflexión máxima se controla a través de la flecha, para el poste según la norma INEN, la flecha máxima en la carga de trabajo (250kg) debe ser menor al 4% de su longitud útil, en nuestro caso la deflexión máxima debe ser menor a $4 \times \frac{1030}{100} = 41.2 \text{ cm}$. Del análisis se obtuvo 39.70 cm, valor menor al máximo permitido, por lo que si cumple con la deflexión máxima admisible.

CAPÍTULO V

MODELACIÓN MEDIANTE SOFTWARE ESPECIALIZADO

Para realizar la modelación del poste materia de este trabajo se utilizó el programa “ **Inventor Profesional versión 2010** “ y entre las principales actividades se realizaron:

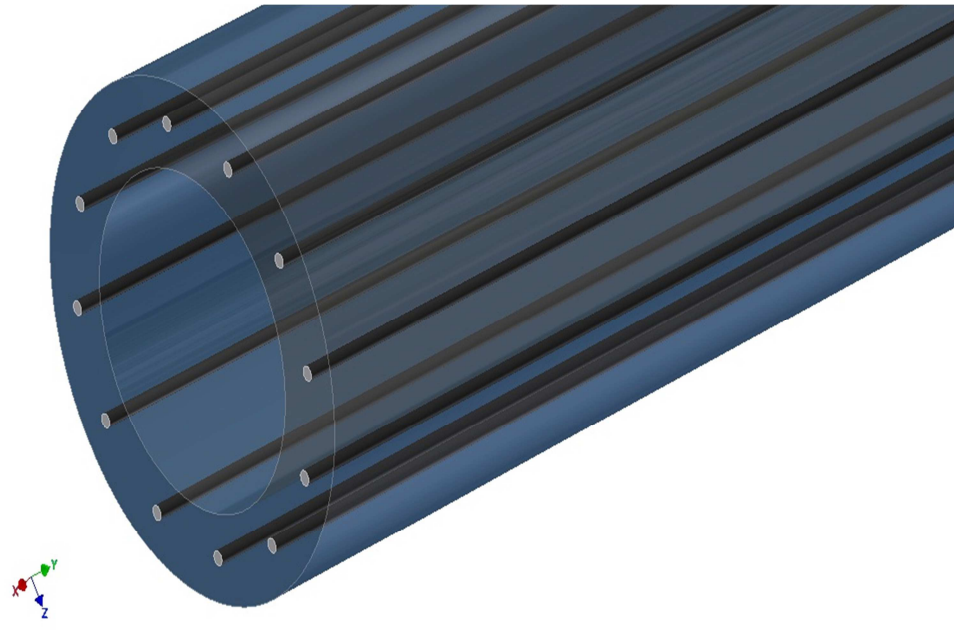
5.1 Graficado

A continuación se presenta algunas gráficas del preproceso para el análisis del poste:

5.1.1 Gráfica general del poste



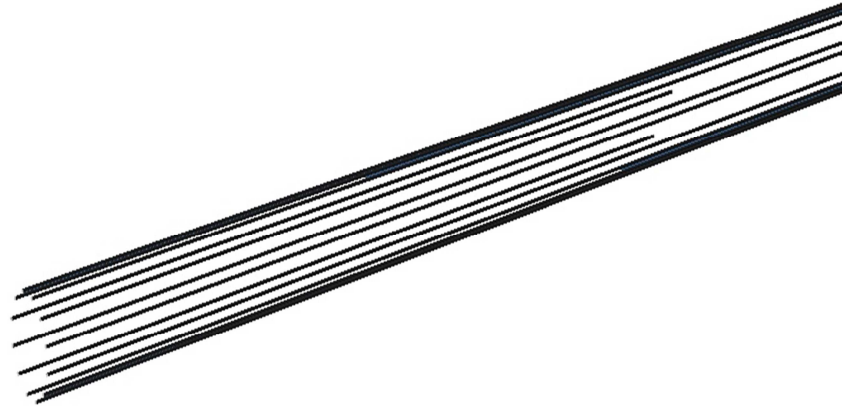
5.1.2 Vista general de la base del poste



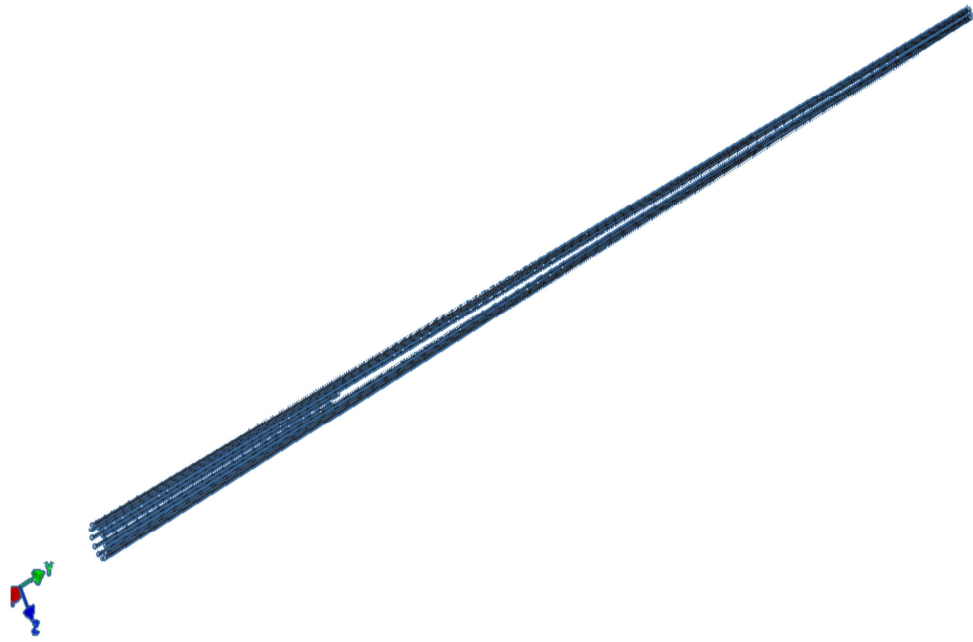
5.1.3 Vista general de la punta del poste



5.1.4 Vista general de la ubicación de las varillas desde la base



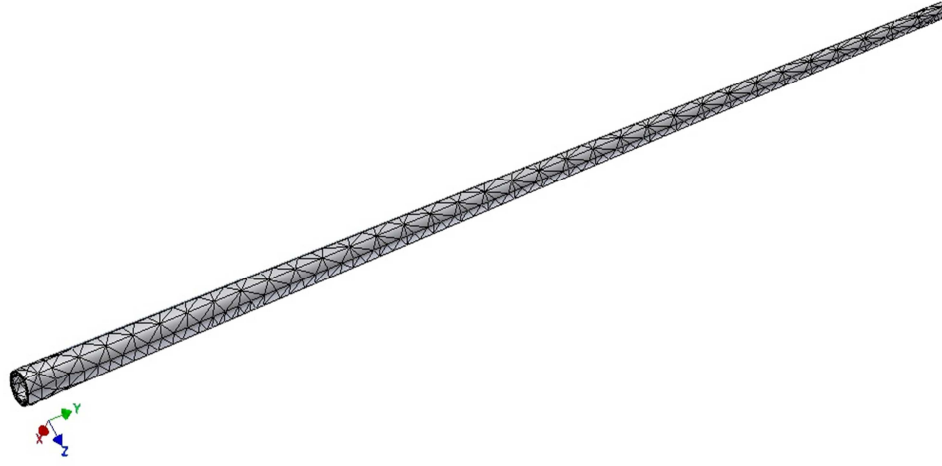
5.1.5 Vista general de la ubicación de la armadura en todo el poste



5.2 Mallado

5.2.1 Gráfica del poste mallado en toda su longitud.

Nodos:454889
Elementos:261627



5.2.2 Vista del poste mallado con la aplicación de la carga puntual a 20cm de la punta

Nodos:454889
Elementos:261627



5.3 Ingreso de datos

A continuación se expone a manera de ejemplo el ingreso de datos y algunos resultados, para la carga de 50 kg

Informe de análisis de tensión Carga 50kg

Archivo analizado:	poste 10.3 Carga 50kg.iam
Versión de Autodesk Inventor:	2010 (Build 140223002, 223)
Fecha de creación:	31/01/2011, 11:24
Autor de la simulación:	Rafael Orellana
Resumen:	

☐ Información de proyecto

☐ Resumen

Autor Rafael Orellana

☐ Proyecto

Nº de pieza	poste 10.3
Diseñador	Rafael Orellana
Coste	\$ 0,00
Fecha de creación	15/01/2011

☐ Estado

Estado del diseño Trabajo en curso

☐ Propiedades físicas

Masa	355,295 kg
Área	17857700 mm ²
Volumen	355295000 mm ³
Centro de gravedad	x=-1699 mm y=5883,78 mm z=-250,081 mm

▣ Simulación:1

Objetivo general y configuración:

Objetivo del diseño	Punto único
Tipo de simulación	Análisis estático
Fecha de la última modificación	31/01/2011, 10:48
Detectar y eliminar modos de cuerpo rígido	No

Configuración avanzada:

Tamaño medio de elemento (fracción del diámetro del modelo)	0,1
Tamaño mínimo de elemento (fracción del tamaño medio)	0,2
Factor de modificación	1,5
Ángulo máximo de giro	60 gr
Crear elementos de malla curva	No
Ignorar geometría pequeña	No

▣ Material(es)

Nombre	hormigon c	
General	Densidad de masa	2,23 g/cm ³
	Límite de elasticidad	30 MPa
	Resistencia máxima a tracción	2 MPa
Tensión	Módulo de Young	0,8 GPa
	Coefficiente de Poisson	0,18 su
	Módulo cortante	0,338983 GPa
Tensión térmica	Coefficiente de expansión	0,0000000012 su/c
	Conductividad térmica	56 W/(m K)
	Calor específico	460 J/(kg c)
Nombre(s) de pieza	poste 10.3	

▣ Restricción fija:1

Tipo de restricción	Restricción fija
---------------------	------------------

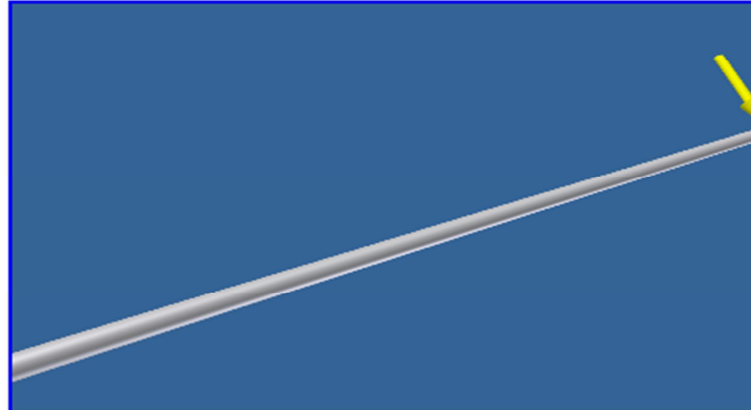
Nombre	Acero baja aleación, alta resistencia	
General	Densidad de masa	7,84 g/cm ³
	Límite de elasticidad	408 MPa
	Resistencia máxima a tracción	500 MPa
Tensión	Módulo de Young	3,63 GPa
	Coefficiente de Poisson	0,287 su
	Módulo cortante	1,41026 GPa
Tensión térmica	Coefficiente de expansión	0,00000000012 su/c
	Conductividad térmica	47 W/(m K)
	Calor específico	420 J/(kg c)
Nombre(s) de pieza	v12m10.3 v12m10.3 v12m10.3 v12m10.3 v12m10.3 v12m10.3 v 4,5m10.3 v 4,5m10.3 v 7,5m10.3 v 7,5m10.3 v 9,5m10.3 v 9,5m10.3	

☐ **Condiciones de funcionamiento**

☐ **Carga**

Tipo de carga	Fuerza
Vector X	0,000 N
Vector Y	0,000 N
Vector Z	500,000 N

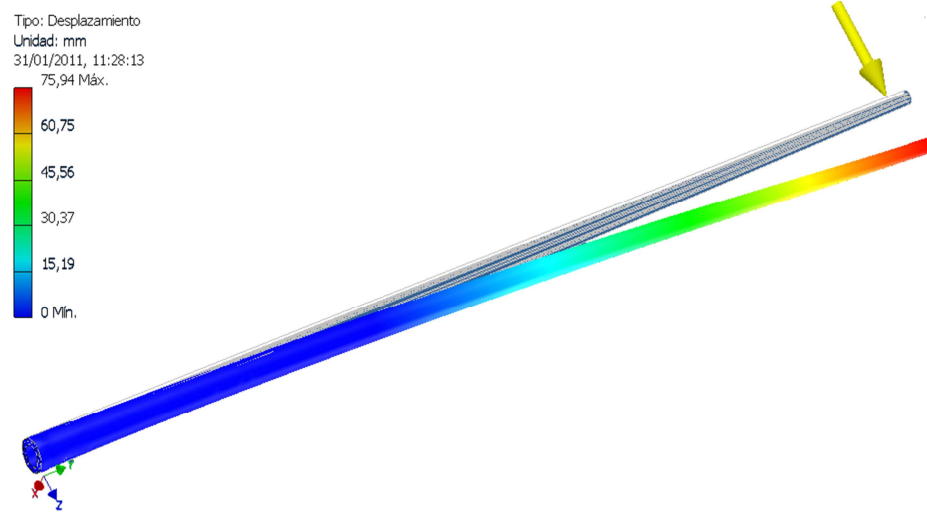
☐ **Cara(s) seleccionada(s)**



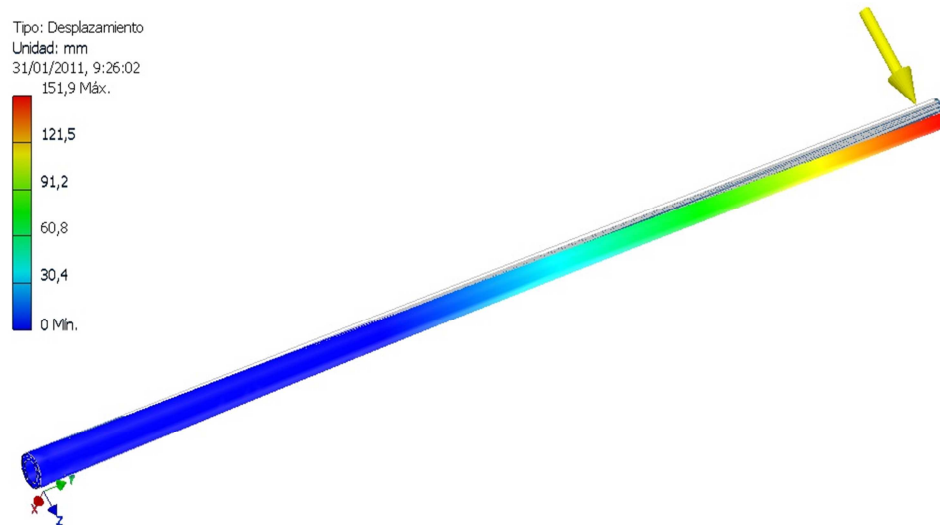
5.4 Obtención de resultados

Luego del ingreso de los datos del poste se realiza el cálculo de las deflexiones en los diferentes nodos para cada carga puntual, desde los 50 kg con variaciones del (10%) de la carga de rotura (500kg), cuyos resultados se indican a continuación:

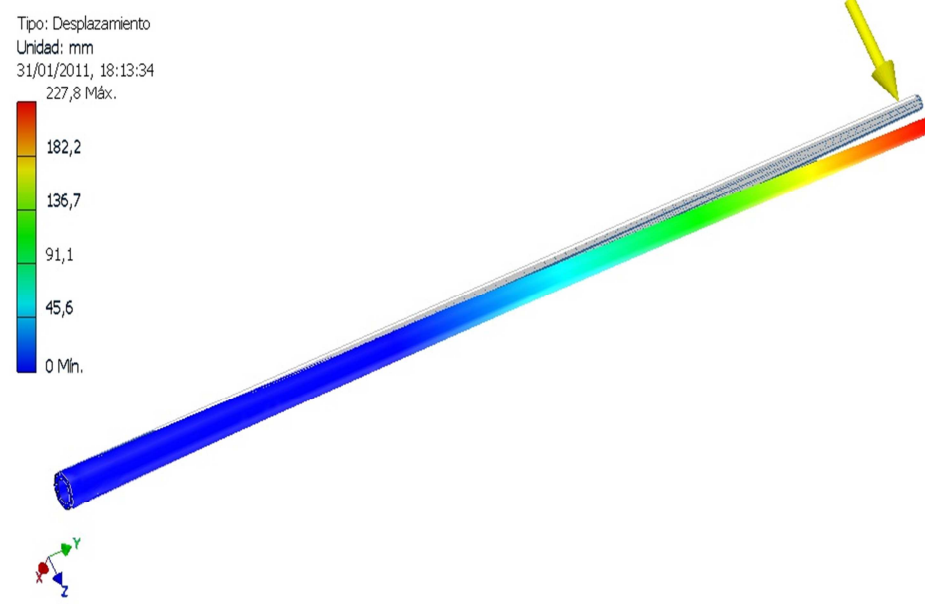
5.4.1 Deflexiones para la carga de 50 kg, en los diferentes nodos:



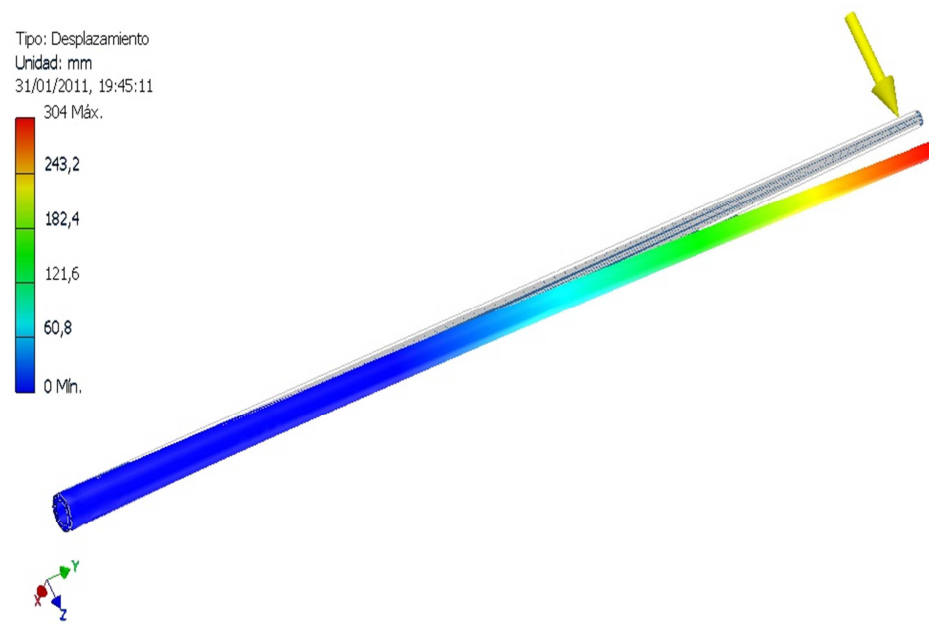
5.4.2 Deflexiones para la carga de 100 kg, en los diferentes nodos:



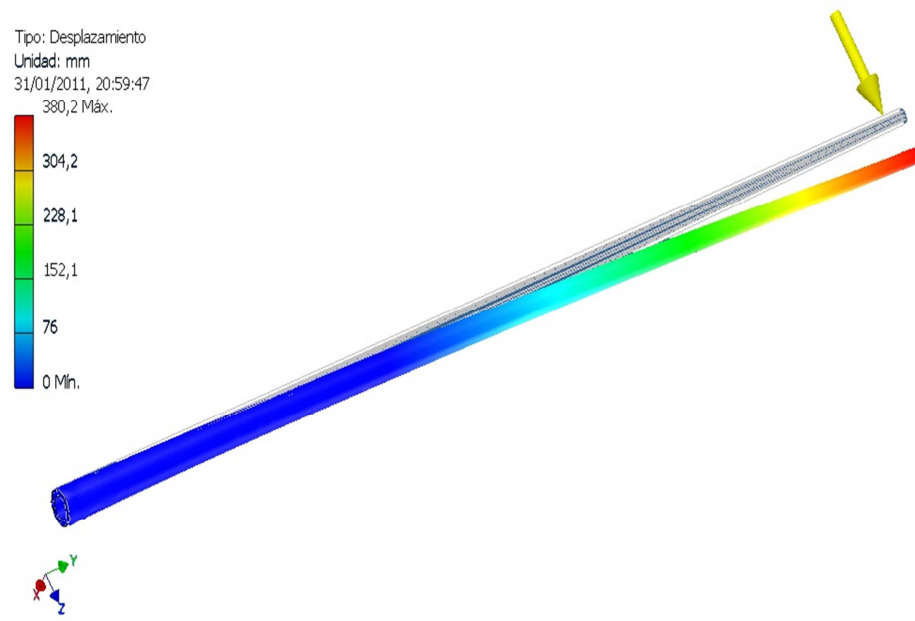
5.4.3 Deflexiones para la carga de 150 kg, en los diferentes nodos:



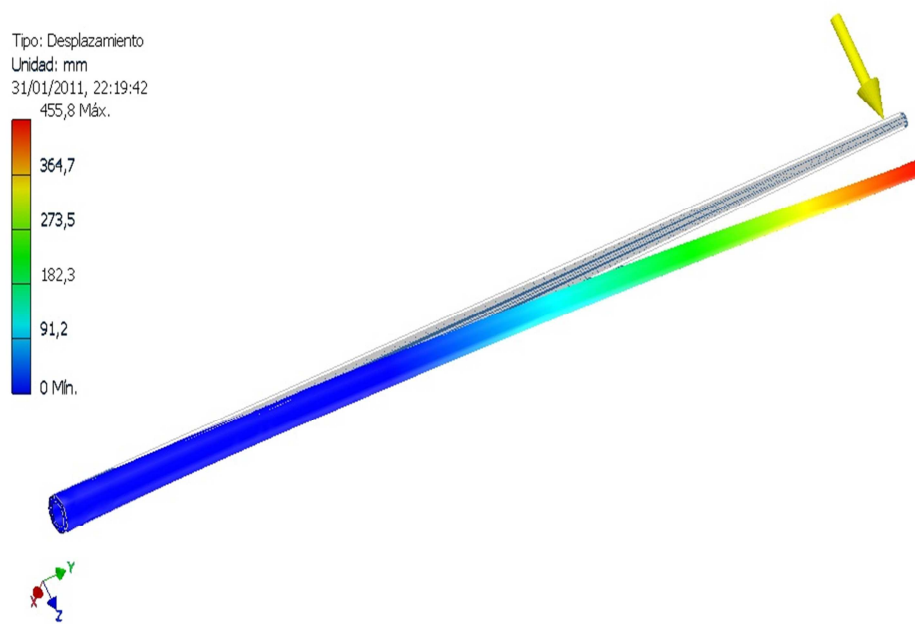
5.4.4 Deflexiones para la carga de 200 kg, en los diferentes nodos:



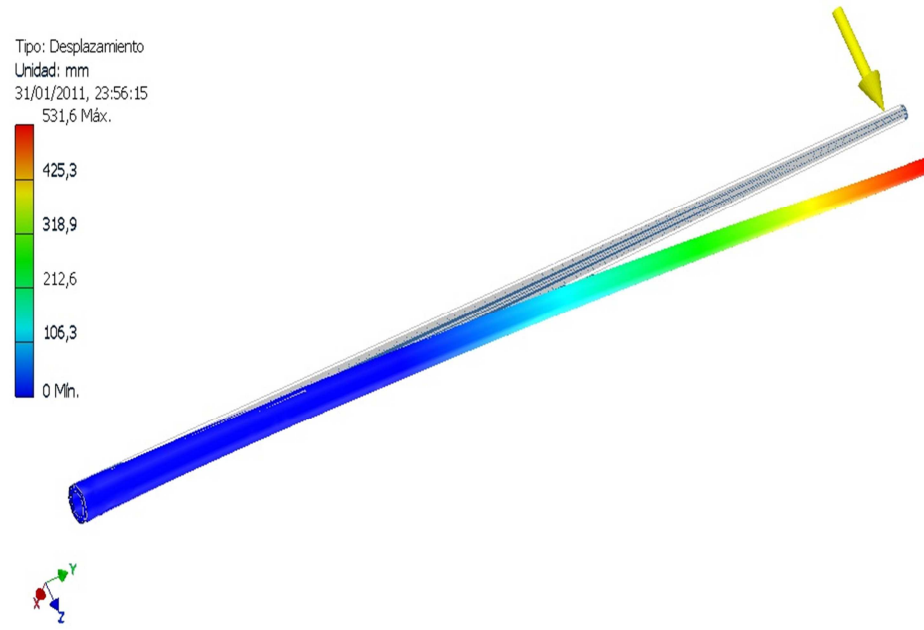
5.4.5 Deflexiones para la carga de 250 kg, en los diferentes nodos:



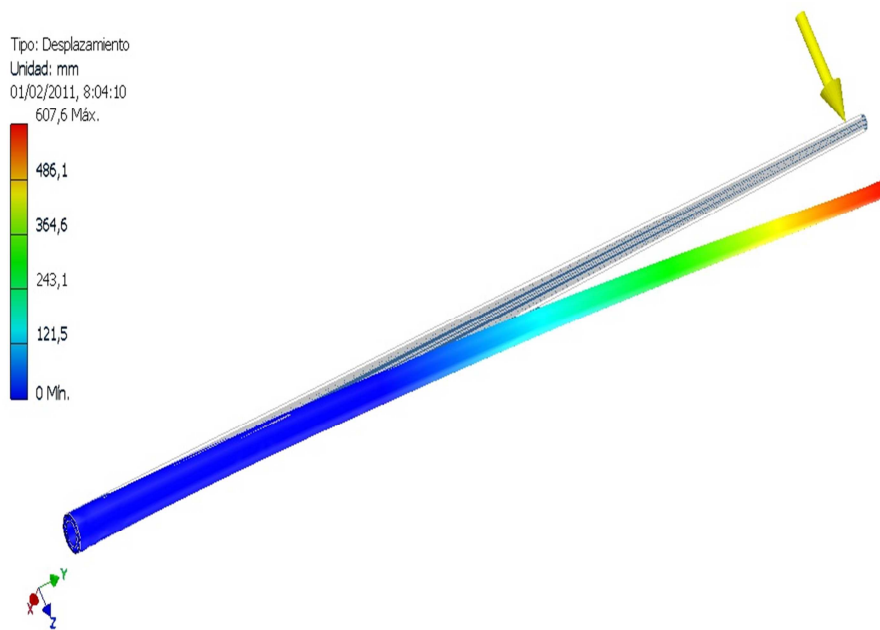
5.4.6 Deflexiones para la carga de 300 kg, en los diferentes nodos:



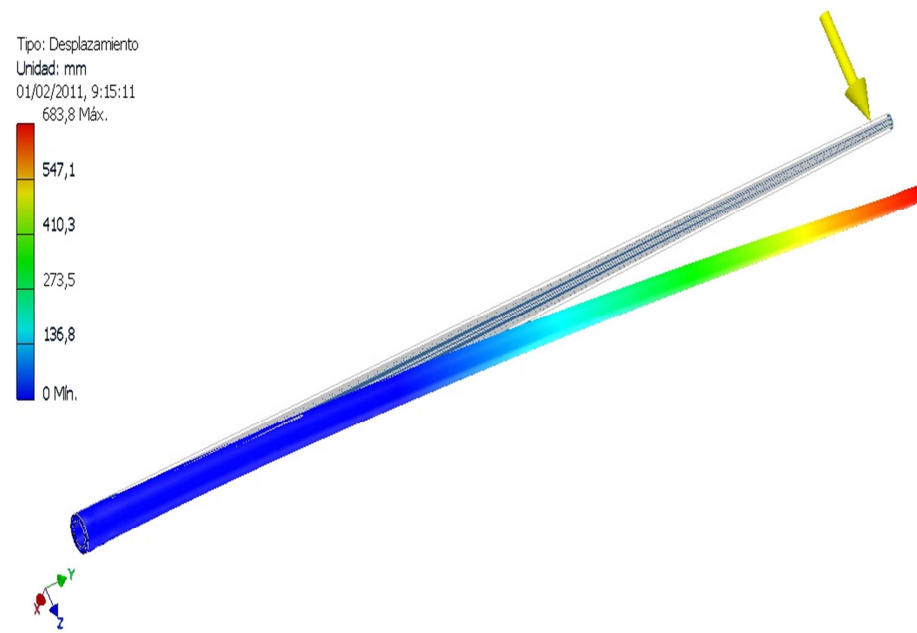
5.4.7 Deflexiones para la carga de 350 kg, en los diferentes nodos:



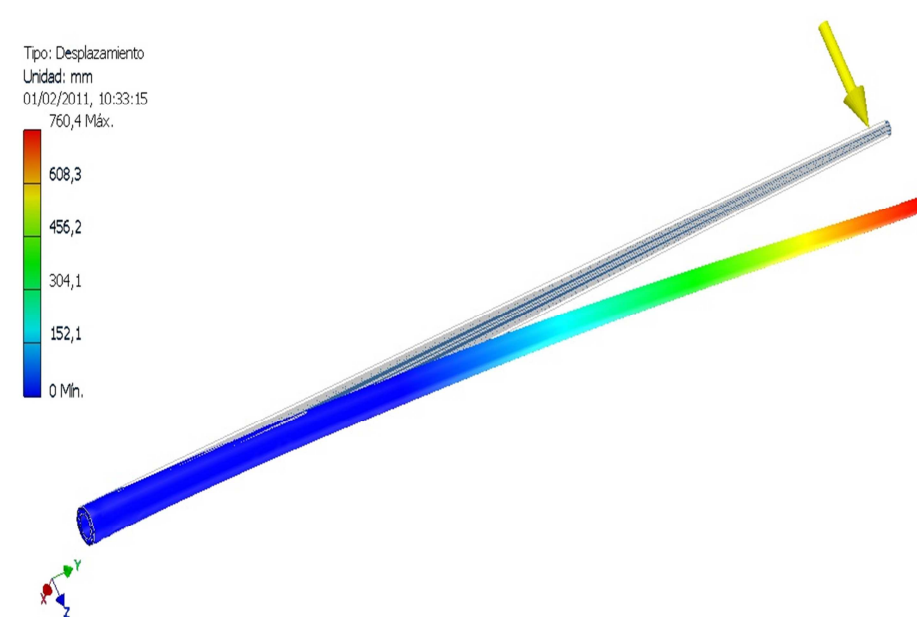
5.4.8 Deflexiones para la carga de 400 kg, en los diferentes nodos:



5.4.9 Deflexiones para la carga de 450 kg, en los diferentes nodos:



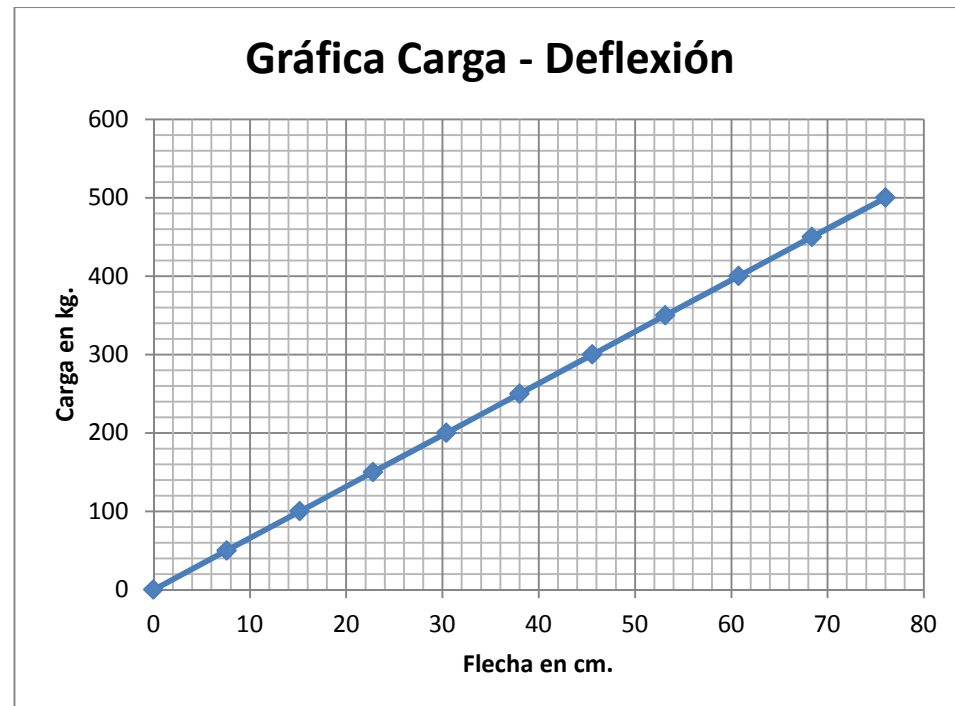
5.4.10 Deflexiones para la carga de 500 kg, en los diferentes nodos:



5.5 Resumen

A continuación se realiza el resumen en el siguiente cuadro, de los resultados de la relación carga – deflexión que representa el comportamiento del poste bajo las solicitaciones aplicadas:

ANÁLISIS DEL POSTE A FLEXIÓN MEDIANTE SOFTWARE											
Flecha (cm)	0,00	7,59	15,19	22,78	30,40	38,02	45,58	53,16	60,76	68,38	76,04
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500



Cumplimiento de la flecha.- La deflexión máxima se controla a través de la flecha, para el poste según la norma INEN, la flecha máxima en la carga de trabajo debe ser menor al 4% de su longitud útil, en nuestro caso la deflexión máxima debe ser menor a $4 \times \frac{1030}{100} = 41.2 \text{ cm}$. Del análisis se obtuvo 38.02 cm, valor menor al permitido, por lo que si cumple con la deflexión máxima admisible.

CAPÍTULO VI

ENSAYOS EN LABORATORIO

En esta sección se pretende describir la metodología de ensayos basados según las normas INEN 1967, para evaluar el comportamiento de los postes de hormigón armado que se emplean como soporte de líneas y redes aéreas destinadas a la conducción de electricidad o telecomunicaciones, que en sus aspectos principales consideran:

6.1 Inspección visual

Se verifica el estado general del poste y la uniformidad en el terminado superficial.

6.2 Dimensiones

- **Longitud.**- La longitud total del poste se mide entre los centros geométricos de las secciones de la base y la punta o cima del mismo, registrándose la medición al centímetro.

- **Sección.**- Las medidas de la sección se verifican en la base y en la punta o cima del poste o en otras secciones especialmente establecidas por convenio previo, registrándose la medición al mm.

6.3 Flexión

Tanto para el ensayo de carga en posición horizontal, en posición vertical, como para el ensayo de rotura, se tienen en cuenta las condiciones siguientes:

- **6.3.1 Edad mínima para el ensayo.**- Los postes elaborados con cemento portland normal se ensayarán después de transcurridos como mínimo 28 días de su moldeo.

6.3.2 Posición del poste.- El ensayo puede hacerse con el poste en posición horizontal, o en posición vertical, según tenga el fabricante la estación de pruebas.

6.3.3 Empotramiento.- La longitud de empotramiento es la distancia resultante de dividir la longitud total del poste para 10 y sumar 500 mm. Deberá ser lo suficientemente rígido, de tal manera que garantice la completa inmovilidad del poste durante el ensayo. Su diseño deberá realizarse para las sollicitaciones resultantes de la aplicación de las cargas de prueba en los postes. En caso que se produzca algún movimiento o desplazamiento, el ensayo deberá descartarse y se tomarán las precauciones necesarias para mejorar las condiciones de empotramiento.

6.3.4 Aplicación de la carga.- Se efectuará a 200 mm. por debajo de la punta o cima.

6.3.5 Medición de la carga.- Para efectos de los ensayos de flexión y de rotura, los incrementos de carga deberán controlarse mediante un dinamómetro, con la escala apropiada para el tipo de poste que se está ensayando.

6.4 Ensayo de carga en posición horizontal

Para referencia se puede observar el gráfico del Anexo II

Procedimiento.- Colocar al poste en posición horizontal en la estación de pruebas, y adoptar las precauciones necesarias para anular los efectos de peso propio, sin que ello impida la deformación del poste debido a la carga durante el ensayo.

Someter al poste a ciclos sucesivos de carga aplicada en dirección normal al eje del poste y registrar las flechas correspondientes a incrementos del 10% de la carga nominal de rotura, hasta llegar



a un valor del 60% como mínimo, de dicha carga. Debe cumplir los siguientes pasos:

a.- Cargar al poste que se va a ensayar; reducir la carga actuante gradualmente hasta cero, y registrar las flechas correspondientes a cada ciclo, después de someter al poste a una serie de oscilaciones alternadas ejecutadas manualmente, para vencer los esfuerzos que actúan sobre los apoyos. Las lecturas de las flechas se efectuarán por lo menos 2 minutos después de aplicada cada carga.

b.- Medir el ancho de las fisuras producidas, al llegar a la carga de servicio.

c.- Medir la flecha de deformación permanente, una vez alcanzado el ciclo correspondiente al 60% de la carga nominal de rotura.

d.- Al descargar al poste, registrar los deterioros causados en el ensayo, ya sea que en los mismos aparezca desprendimientos de hormigón, o fisuras no cerradas en la zona traccionada, mayores de 0.10 mm de ancho, luego de descargar el poste.

6.5 Ensayo de carga en posición vertical

Procedimiento.- Colocar el poste en posición vertical en la estación de pruebas, y adoptar las precauciones necesarias para evitar cualquier desplazamiento o rotación.

Someter al poste a ciclos sucesivos de carga aplicada en dirección normal al eje del poste y registrar las flechas correspondientes a incrementos del 10% de la carga nominal de rotura, hasta llegar a un valor del 60% como mínimo de dicha carga. Debe cumplir los siguientes pasos:

a.- Cargas: Las cargas se transmitirán por medio de cables acoplados al dispositivo de tracción y dinamómetro.

b.- Deformaciones: La medición de las deformaciones se realiza exclusivamente mediante un teodolito y flexómetro graduado en la punta o cima del poste.

c.- Flechas: Las flechas residuales se miden a los 15 minutos o bien, si ello fuera necesario, a las 24 horas de reducirse la carga a cero. No es necesario someter al

poste a oscilaciones antes de la lectura de las flechas. Se tendrá en cuenta la deformación del empotramiento (rotación del eje de referencia).

6.6 Ensayo de rotura

El ensayo se realiza sobre postes sometidos a los ensayos anteriores.

Procedimiento.- Someter al poste a sucesivas cargas incrementadas en un 10% de la carga nominal de rotura, a partir del 60% de dicha carga y sin descargar, se registran las flechas correspondientes a esos incrementos, hasta alcanzar la carga de rotura, la misma que está definida por la carga máxima indicada por el dinamómetro, habiéndose cargado al poste de un modo continuo y creciente.



En los escalones de 70, 80 y 90% del valor de la carga nominal de rotura, se mantendrá la aplicación de la sollicitación durante 2 minutos, y se registrarán las flechas correspondientes.

A partir del 90% de la carga nominal de rotura se incrementará en forma progresiva y continua hasta la rotura.

6.7 Carga de fisuración

Procedimiento.- Someter al poste a un aumento gradual de carga, hasta llegar a la carga nominal de fisuración, evitando los incrementos bruscos de carga y verificando su cumplimiento. Se reduce la carga a cero en forma gradual, se mide la flecha de la deformación permanente y se verifica la permanencia o no de las fisuras.

6.8 Carga límite de abertura de fisuras

Procedimiento.- Someter al poste ensayado según la carga de fisuración, a un aumento gradual de carga, hasta llegar a la carga nominal límite de abertura de fisuras, evitando los incrementos bruscos de carga y verificando su cumplimiento. Se reduce la carga a cero en forma gradual, se mide la flecha de la deformación permanente y se verifica la permanencia o no de las fisuras.

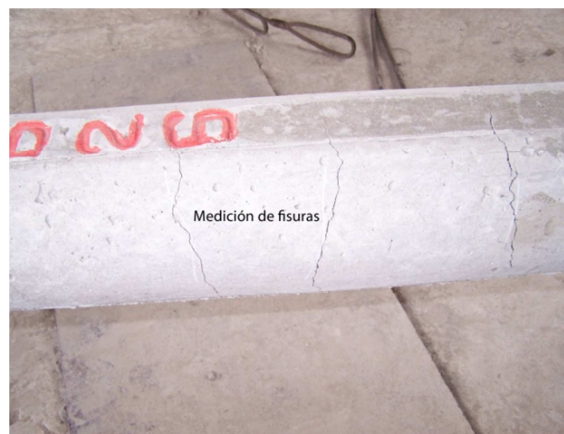
6.9 Carga de ensayo en la fase elástica

Procedimiento.- Someter al poste ensayado a un aumento gradual de carga, hasta llegar al 60% de la carga nominal de rotura, evitando los incrementos bruscos de carga y se mide la flecha. Se reduce la carga a cero en forma gradual, y se verifica su cumplimiento.

Si la carga de ensayo en fase elástica fuera inferior a la carga nominal de fisuración o la carga nominal límite de abertura de fisuras, este ensayo se efectuará antes de realizar el ensayo a la carga de fisuración.

6.10 Medición de fisuras

Se considera que alcanza un determinado valor de ancho de fisura. Cuando el mismo se mide, por lo menos, en tres puntos ubicados a lo largo de la fisura en una longitud de 100 mm como mínimo. Las mediciones se efectuarán en lugares donde los bordes de la fisura sean netos, sin desprendimiento o descascaramiento del material y aproximadamente paralelos.



6.11 Ensayos del hormigón

Debe considerarse que el hormigón adquiere su resistencia mínima a la compresión, luego de transcurridos 28 días después de la fabricación. La resistencia mínima del hormigón empleado en los postes debe ser de 280 daN/cm². Las muestras se tomarán del hormigón empleado en el moldeado del poste, con el mismo sistema de preparación, utilizando probetas de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura;



dichas probetas se prepararán y se curarán de acuerdo a normas. Los resultados de las pruebas a la compresión se indican en el certificado del Anexo III. También se realizan pruebas de asentamiento, como indica la figura.

6.12 Materiales y fabricación

6.12.1 Antecedentes.- Los ensayos a los postes de hormigón armado vibrado de 12m de longitud sometidos a 500 Kg de carga nominal a la rotura, se efectuaron a cuatro especímenes, dos se ensayaron hasta el 60% de la carga nominal de rotura (fase elástica) y los otros dos hasta carga mayor al 100% de la carga nominal de rotura (rotura total); como muestras de un lote de 700 unidades, el día 30 de Septiembre de 2010 en el banco de pruebas de la fábrica “ZAVATO POSTES DE HORMIGÓN S.A”, ubicada en el Km. 14½ Vía a Daule y Av. Perimetral, en el sector Pascuales de la ciudad de Guayaquil, bajo las siguientes consideraciones:

6.12.2 Geometría.- Son postes de hormigón armado vibrado, de geometría exterior tronco cónica, de sección circular hueca en toda su longitud, lo que facilita el uso de conexiones eléctricas por su interior. Las paredes del poste son de seis centímetros de espesor en toda su longitud y una conicidad constante de 2.0 centímetros cada metro a partir de un diámetro inicial de catorce centímetros en la punta.

6.12.3 Dimensiones.- Los postes ensayados tienen las siguientes dimensiones:

- Longitud = 12m
- Espesor de paredes = 6 cm.
- Diámetro exterior en la punta = 14 cm
- Diámetro exterior en la base = 38 cm.

6.12.4 Cargas y esfuerzos.-

- Carga nominal de rotura = 500 kg.
- Carga nominal de trabajo = 250 kg.
- Diámetro de hierros = 10 mm.
- Esfuerzo del hormigón = 300 kg/cm²
- Esfuerzo en el hierro = 4200 kg/cm²

6.12.5 Tolerancias.- Las tolerancias admisibles en las dimensiones de los postes serán las siguientes:

- +/- 1% en la longitud total, con un máximo de 10 cm.
- +/- 5% en las dimensiones transversales, con un máximo de 2 cm y un mínimo de -0.5 cm.
- La curvatura longitudinal máxima de la superficie exterior del poste será de 0.5% de su longitud total y la flecha se medirá con relación a la cara externa más deformada del poste.
- La tolerancia en la ubicación de las perforaciones será de +/- 5% de su separación.

6.12.6 Coeficiente de seguridad.- Los postes son diseñados con un factor de seguridad de 2, que es la relación entre la carga de rotura y la de trabajo.

6.12.7 Materiales

a.- Acero de refuerzo:

En el refuerzo longitudinal se utilizan varillas con resaltes de acero al carbono laminado en caliente de grado duro, de calidad definida por las normas INEN 102, con esfuerzo a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



El refuerzo transversal sirve únicamente para ubicar las armaduras longitudinales, no se tiene en cuenta para efecto de diseño ya que no existe esfuerzo cortante, está constituido por estribos de acero liso de grado medio con una fluencia $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ y diámetro de 5 mm.

El recubrimiento de las armaduras es de 2.5 centímetros, esto se logra mediante la colocación de separadores de hormigón a todo lo largo del poste a cada metro de distancia.

Los traslapes de las varillas longitudinales son de una longitud mínima de 40 diámetros, ubicados en forma escalonada, de manera que la sección transversal no sea debilitada.

b.- Cemento: El cemento es portland de fraguado normal tipo 1, cumple con las especificaciones de la norma INEN 152-490.

c.- Agregados: Los agregados cumplen con las especificaciones de la norma ASTM C33. Sus partículas provienen de roca sana, fuerte, densa, durable y resistente a la intemperie.

d.- Hormigón

• **Dosificación.-** La dosificación del hormigón se lo diseña en los laboratorios de ensayo de materiales de la Universidad Central de la ciudad de Quito y la proporción de sus componentes se define al peso. El hormigón empleado tiene una resistencia mínima a la compresión $f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$ y la dosificación empleada garantiza valores de resistencia promedios muy superiores a lo especificado.

• **Mezclado.-** El mezclado se lo realiza en una hormigonera hidráulica de $1/3$ de metro cúbico de capacidad, equipada con balanza, acuificador y sistema de arrastre de materiales.



• **Transporte.-** Se utilizan carretillas para el transporte del hormigón.

•**Vaciado y Vibrado.**- El hormigón se coloca en los moldes y es distribuido con vibradores de mesa de alta frecuencia.



6.12.8 Moldes para fabricación.-

Son de lámina de acero con la suficiente rigidez que permite una compactación energética del hormigón, por medio de vibradores ubicados en los tercios de su longitud sin alterar las dimensiones del poste.



6.12.9 Almacenaje.-

Luego de que el poste tiene la resistencia adecuada para soportar su propio peso, se levanta al poste sujetándole de tres puntos diferentes, utilizando un balancín y un puente grúa que cubre las zonas de fabricación y almacenaje, se traslada al poste al sitio de acopio y se lo coloca sobre maderos bien alineados con la finalidad de evitar fisuramientos por flexión.



6.12.10 Ensayos.- Se dispone de un banco de pruebas equipado de un dinamómetro con capacidad de 2000 Kg para esfuerzo de tensión, que permite comprobar la calidad del producto.

a.- Instrumentos y equipos utilizados: Para estos ensayos se utilizó lo siguiente:

- 1 Dinamómetro con capacidad para 2000 kg.
- 1 Flexómetro, graduado al mm. fijado sobre una regla de madera.
- 1 Micrómetro óptico, con escala graduada al 0,05 mm. para la medición de fisuras.
- 1 Dispositivo de tracción, polipasto con capacidad de 5 toneladas.
- 1 Plataforma para inspección de fisuras.
- 2 Cables de acero.
- 2 Poleas ancladas al piso.
- 2 Patines.
- 1 Puente grúa para tracción
- 1 Indicador de lectura de flecha
- 2 Planchas metálicas engrasada para deslizamiento de patín

En las siguientes fotografías se muestran los instrumentos y equipos utilizados:





b Realización de pruebas: La fábrica ZAVATO dispone del banco de pruebas tipo horizontal. En las siguientes fotografías se muestra un ensayo hasta la ruina total del elemento:



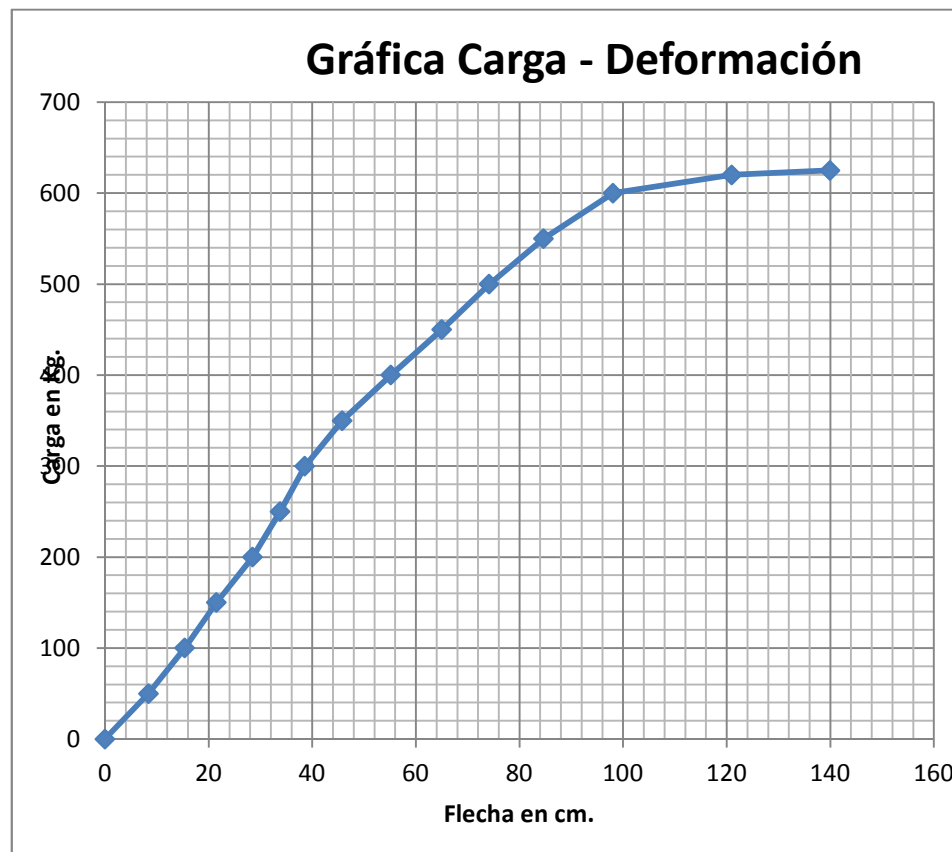


c Registros.- Los ensayos efectuados a los postes de hormigón fueron de acuerdo con lo expresado en los procedimientos para pruebas de flexión, aplicando cargas hasta las de trabajo y de rotura. Por asuntos demostrativos se indican los resultados de los ensayos realizados a los dos postes probados hasta la carga de rotura y su ruina total, cuyos valores se registraron en los formularios que se indican en los Anexos IV y V.

d Gráficas.- Aquí se indican las gráficas del ensayo mecánico de resistencia a flexión (carga – deflexión), que representa el comportamiento del poste bajo las solicitaciones aplicadas:

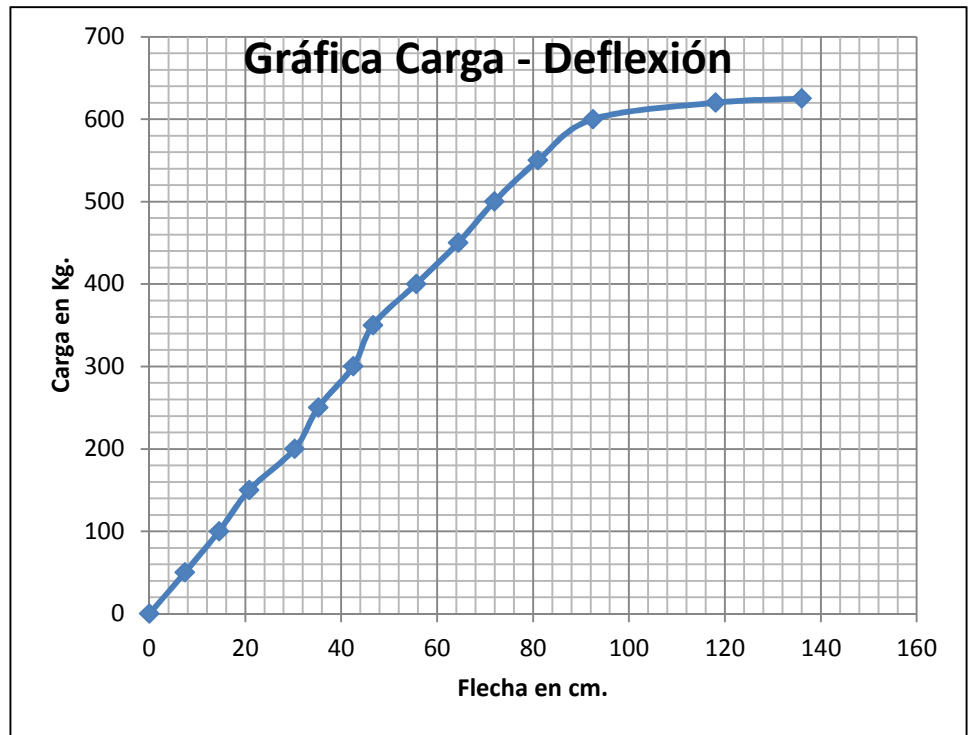
d.1 Gráfica del poste #394626EE – 367

ENSAYO MECÁNICO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN															
Flecha (cm)	0	8,4	15,4	21,5	28,5	33,8	38,6	45,8	55,2	65,0	74,2	84,7	98,1	121	140
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	620	625



d.2 Gráfica del poste #394504EE – 221

ENSAYO MECÁNICO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN															
Flecha (cm)	0,00	7,4	14,5	20,8	30,3	35,2	42,5	46,6	55,6	64,4	71,9	81,0	92,5	118	136
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	620	625



e Informe de pruebas.- A continuación se indica los resultados de las pruebas realizadas a los postes de hormigón de 12 m de longitud y sometidos a 500kg de carga a la rotura. En las pruebas se realizaron los ensayos e inspecciones que se indican a continuación:

e.1 Informe de pruebas del poste #394626EE – 367:

- La flecha en la carga de trabajo es de 33.8 cm., valor inferior al 4% de la longitud útil del poste que es de 41.2 cm.
- La deformación permanente considerada al 60% de la carga de rotura fue de 0.3 cm, inferior al 5% de la flecha máxima registrada al 60% de la carga de rotura que fue de 1.9 cm.

- Las dimensiones de las fisuras en el hormigón fueron inferiores a 0.2 mm.
- Las fisuras se cerraron al retirar la carga.
- No existió desprendimiento de hormigón en la zona comprimida.
- La carga de rotura fue de 620 kg, valor muy superior al de carga de rotura de diseño de 500 kg.

e.2 Informe de pruebas del poste #394504EE – 221:

- La flecha en la carga de trabajo es de 35.2 cm., valor inferior al 4% de la longitud útil del poste que es de 41.2 cm.
- La deformación permanente considerada al 60% de la carga de rotura fue de 0.7 cm, inferior al 5% de la flecha máxima registrada al 60% de la carga de rotura que fue de 2.1cm.
- Las dimensiones de las fisuras en el hormigón fueron inferiores a 0.2 mm.
- Las fisuras se cerraron al retirar la carga.
- No existió desprendimiento de hormigón en la zona comprimida.
- La carga de rotura fue de 620 kg, valor muy superior al de carga de rotura de diseño de 500 kg.

e.-3 Cuadro resumen:

DESCRIPCION	Resumen de pruebas a postes de 12m 500kg.			
	#394626EE - 367		#394504EE - 221	
	N	P	N	P
Flecha en la carga de trabajo (cm)	41.2	33.8	41.2	35.2
Deformación permanente (cm)	1.9	0.3	2.1	0.7
Fisuras menor que 0,2 mm	No se observan fisuras			
Fisuras se cierran al retirar carga	No se observan fisuras			
Carga de rotura (kg)	500	620>100%	500	620>100%

- N= Norma o especificación
- P= Obtenido en la prueba

f Conclusiones de las pruebas.- Como se puede observar, los postes ensayados cumplen con los valores y requisitos que por norma o especificación deben obtenerse en estas pruebas y ser considerados aptos para trabajar bajo las condiciones de carga solicitadas al fabricante.

CAPÍTULO VII

ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE: CÁLCULO ESTRUCTURAL ANALÍTICO, POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS, ENSAYOS EN LABORATORIO Y SEGÚN PAQUETES INFORMÁTICOS

Introducción

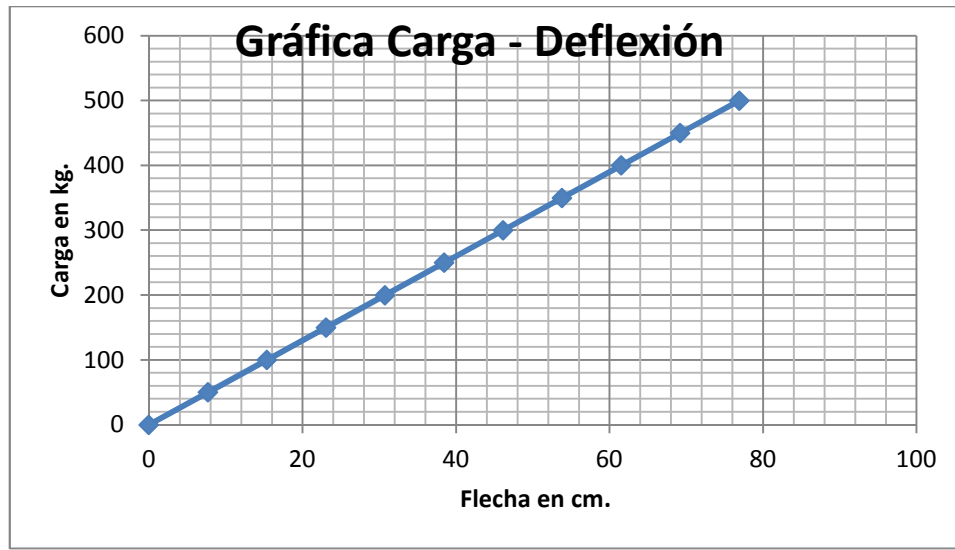
A continuación se realiza el análisis comparativo de los resultados obtenidos del comportamiento estructural del poste de 12m de longitud, sometido a cargas que varían desde cero kg, con incrementos de 10% hasta la carga mínima de rotura (500kg), aplicada a 20 cm del extremo superior, transversal al eje longitudinal.

Resultados obtenidos

Luego de los análisis realizados por varios métodos, los valores obtenidos de flechas con la aplicación de las diferentes cargas se resumen en los siguientes cuadros:

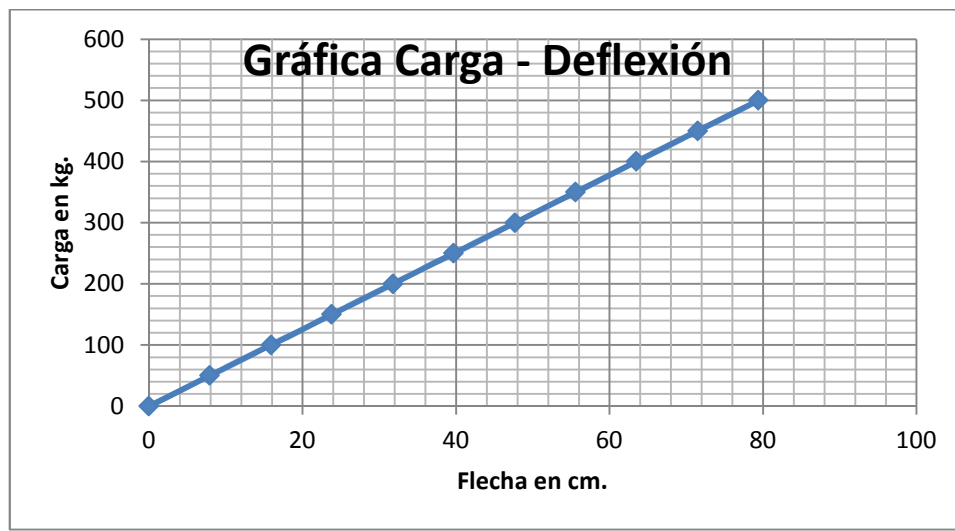
7.1 Mediante Cálculo Estructural Analítico:

ANÁLISIS DEL POSTE A FLEXIÓN (MÉTODO ANALÍTICO)											
Flecha (cm)	0,00	7,69	15,39	23,08	30,78	38,47	46,17	53,86	61,55	69,25	76,94
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500



7.2 Por el Método de Elementos Finitos

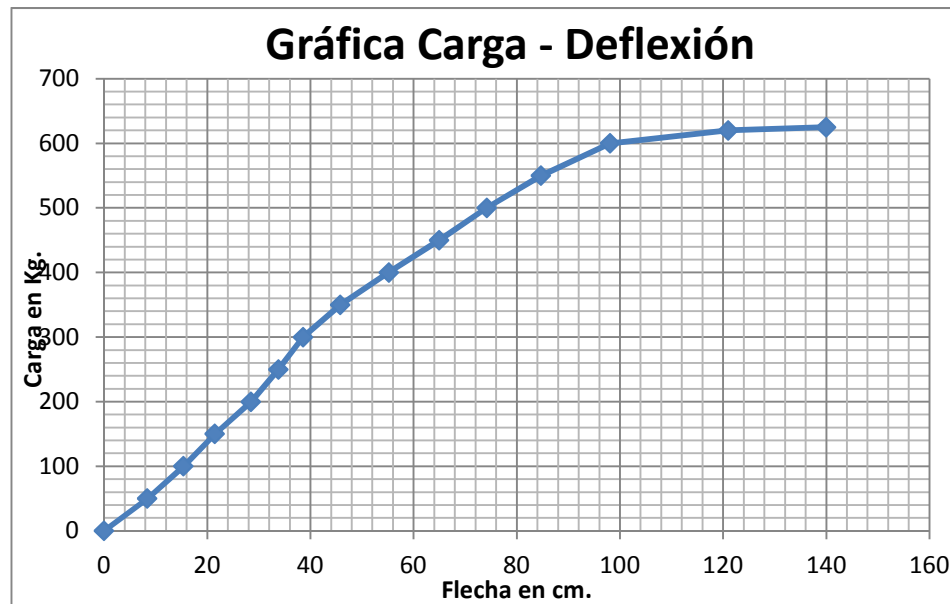
ANÁLISIS DEL POSTE MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS											
Flecha (cm)	0.0	7.9	15.9	23.8	31.8	39.7	47.7	55.6	63.5	71.5	79.4
Carga (kg)	0.0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500



7.3 Según ensayos de Laboratorio

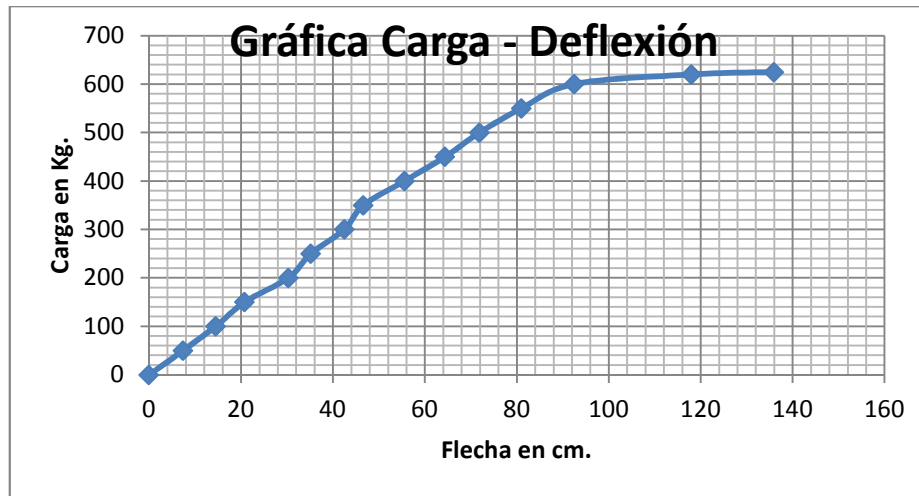
7.3.1.- Los valores indicados en la siguiente tabla corresponden al poste # 394626 EE – 367, ensayado en la fábrica Zavato de la ciudad de Guayaquil el 30 de septiembre de 2010.

ENSAYO MECÁNICO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN															
Flecha (cm)	0	8,4	15,4	21,5	28,5	33,8	38,6	45,8	55,2	65,0	74,2	84,7	98,1	121	140
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	620	625



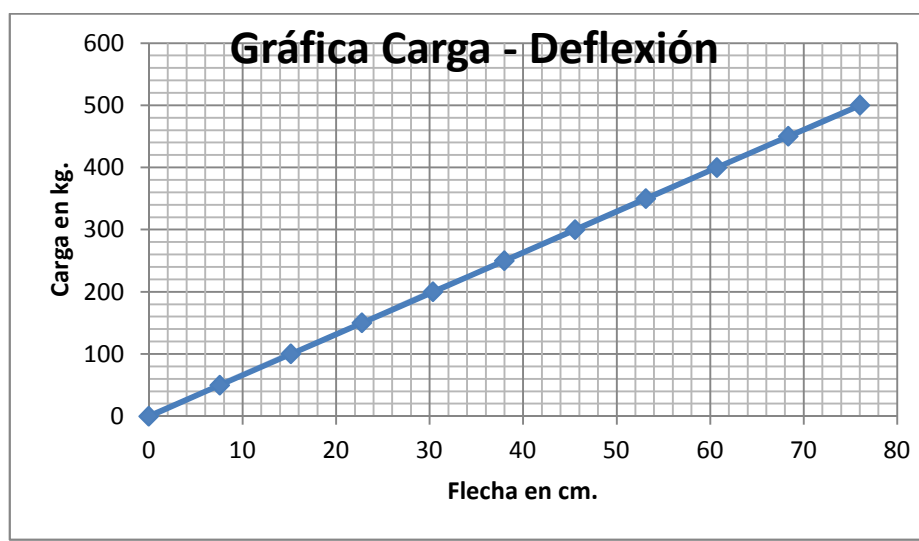
7.3.2.- Los valores indicados en la siguiente tabla corresponden al poste #394504EE – 221, ensayado en la fábrica Zavato de la ciudad de Guayaquil el 30 de septiembre de 2010.

ENSAYO MECÁNICO DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN															
Flecha (cm)	0,00	7,4	14,5	20,8	30,3	35,2	42,5	46,6	55,6	64,4	71,9	81,0	92,5	118	136
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	620	625



7.4.- Según Paquetes Informáticos:

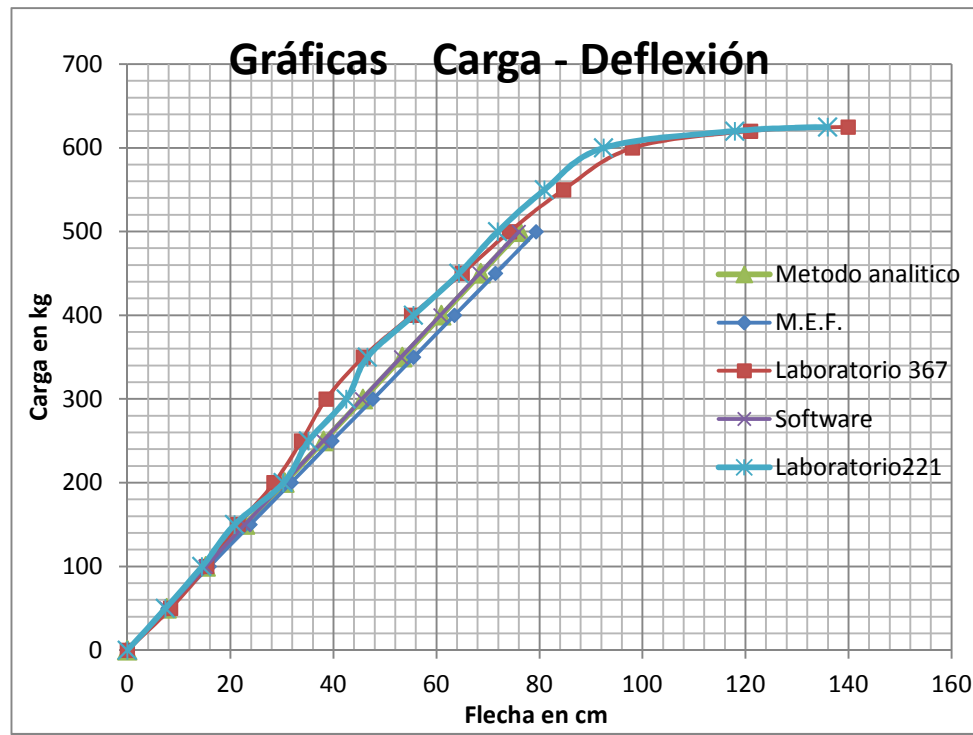
ANÁLISIS DEL POSTE A FLEXIÓN MEDIANTE SOFTWARE											
Flecha (cm)	0,00	7,59	15,19	22,78	30,40	38,02	45,58	53,16	60,76	68,38	76,04
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500



Análisis Comparativos

Para efectos de análisis de los valores obtenidos mediante los diferentes procedimientos se han resumido en el siguiente cuadro:

ENSAYO MECÁNICO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN DEL POSTE																
Flecha (cm)	Método Analítico	0	7.62	15.25	22.87	30.50	38.12	45.75	53.37	61.00	68.62	76.25				
	Método de Elementos Finitos	0	7.9	15.9	23.8	31.8	39,7	47,7	55,6	63,5	71,5	79,4				
	Laboratorio Poste #394626EE-367	0	8,4	15,4	21,5	28,5	33,8	38,6	45,8	55,2	65	74,2	84,7	98,1	121	140
	Laboratorio Poste #394504EE-221	0	7,4	14,5	20,8	30,3	35,2	42,5	46,6	55,6	64,4	71,9	81	92,5	118	136
	Según paquetes informáticos	0	7,59	15,19	22,78	30,40	38,02	45,58	53,16	60,76	68,38	76,04				
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	620	625	



Análisis de resultados

De los resultados obtenidos mediante los análisis del poste en su fase elástica o lineal, utilizando varios métodos, resumidos en el cuadro y gráfico anterior, se puede determinar lo siguiente:

- _ Los resultados obtenidos de la deflexión según los análisis mediante el método analítico y mediante software, son muy similares variando únicamente en el orden de los decimales.
- _ Los valores obtenidos del comportamiento de los dos postes analizados en laboratorio son muy similares entre sí, pero la flecha es menor que en los otros tres métodos. También se observa en las gráficas que para los valores de cargas menores a los 500 kg de carga de rotura, su comportamiento es bastante lineal y la ruina o rotura del poste sucede a partir de los 600 kg
- _ El análisis por el Método de los Elementos Finitos se lo realizó dividiendo la longitud útil del poste en cinco elementos y así obtener mayor precisión, los valores de la flexión son muy poco superiores a los valores producidos por los métodos analíticos y por software.
- _ Se puede observar que los valores de las deflexiones obtenidas por los métodos teóricos son muy similares entre sí, pero superiores a las deflexiones obtenidas en los ensayos de los postes en laboratorio.

CAPÍTULO VIII

8.1 Conclusiones

En los ensayos de laboratorio, los especímenes que se probaron son muestras tomadas según la norma INEN 1966 de lotes de postes y se analizan para las cargas contratadas, como ejemplo para nuestro caso es de 500 kg de carga a la rotura. Esto indica que el poste no debe romperse antes de esta carga para ser aceptado y por consiguiente el lote al cual representa, caso contrario se rechaza todo el lote, lo que representaría una gran pérdida económica para el fabricante en este caso. Por esta razón el fabricante para cumplir con este requisito como parámetro importante de la contratación establece para él un margen de seguridad adicional al reglamentario para que al realizar las pruebas en laboratorio los postes superen las pruebas requeridas y no sea rechazado el lote de postes que se analiza. De los valores del ensayo se puede apreciar que la carga de rotura de los postes en laboratorio sucede en valores superiores a los 600 kg de carga aplicada. Mientras que la carga de rotura solicitada por el cliente es de 500 kg, lo que significa que tiene un sobredimensionamiento del 20%. Para lograr estos valores el constructor debe incrementar la sección del acero de refuerzo y la resistencia del concreto, por lo que consecuentemente el costo del poste será mayor, siendo los clientes quienes deban cubrir estos valores y el precio final del poste se incremente por la seguridad que el fabricante adopta, respecto del costo que tendría el poste si la rotura sucediera en los 500 kg para lo que fue contratado.

8.2 Recomendaciones

8.2.1.- De las conclusiones anteriores se puede indicar que se establezcan políticas y normas para que en los ensayos los postes cumplan con el requisito de rotura en la carga establecida para la cual fueron contratados, y se establezca un rango aceptable en el cual sea aceptado el poste sin perjudicar la seguridad propia del poste que es de dos veces la carga nominal de trabajo, y no tener que recurrir el fabricante a establecer un rango adicional de seguridad para él y que los postes cumplan con los parámetros que los ensayos obligan, esto influye directamente en un menor costo y el ahorro será representativo por la cantidad de postes que se necesita para el mantenimiento y expansión en el sector eléctrico y telefónico.

8.2.2.- Del análisis de este trabajo se concluyó que el poste ofertado por los fabricantes está sobredimensionado y para optimizar su diseño para la carga solicitada existen múltiples formas de hacerlo, interviniendo en los parámetros que rigen su comportamiento como son: la geometría tronco cónica, variando las dimensiones de la base y la punta, el espesor de las paredes, la sección y el número de varillas de acero de refuerzo, la resistencia del concreto, etc.

A continuación se propone una de las múltiples soluciones para optimizar el diseño del poste de 12m de longitud sometido a la carga nominal de trabajo de 250 kg, interviniendo en los parámetros de sección de la base, el diámetro de las varillas, espesor de las paredes, utilizando el programa "Inventor V.10"

Para esta propuesta se parte de los siguientes datos:

Diámetro exterior de la base	= 325 mm
Diámetro exterior en la punta	= 114 mm
Espesor de la pared	= 47.5 mm
Diámetro de las varillas	= 8 mm
Resistencia del concreto	= 300 kg/cm ²

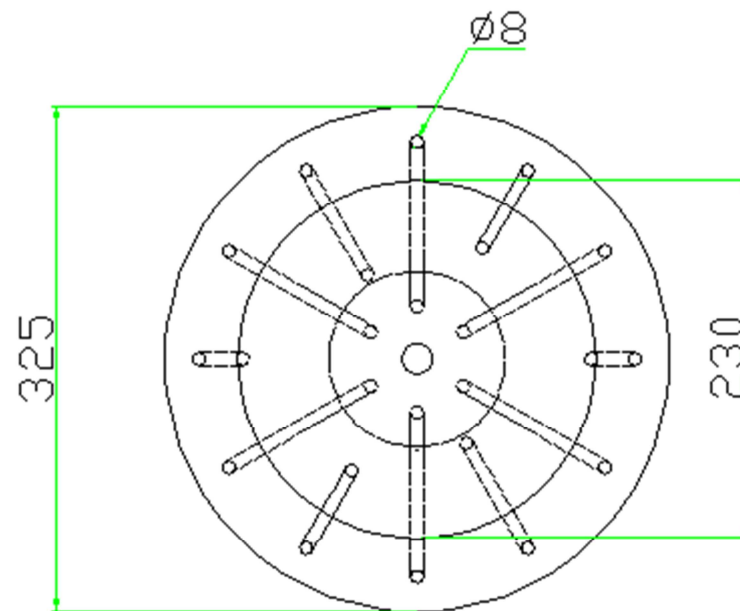


Figura 8.1 Dimensiones del poste optimizado

Informe de análisis de tensión - OPTIMIZACION Carga 250Kg

Archivo analizado:	optimizacion.iam
Versión de Autodesk Inventor:	2010 (Build 140223002, 223)
Fecha de creación:	22/02/2011, 21:14
Autor de la simulación:	Rafael Orellana
Resumen:	

Información de proyecto

Resumen

Autor Rafael Orellana

Proyecto

Nº de pieza	optimizacion
Diseñador	Rafael Orellana
Coste	\$ 0,00
Fecha de creación	21/02/2011

Estado

Estado del diseño Trabajo en curso

Propiedades físicas

Masa	262,787 kg
Área	16049400 mm ²
Volumen	262787000 mm ³
Centro de gravedad	x=0 mm y=5799,53 mm z=0,000000489516 mm

Simulación:1

Objetivo general y configuración:

Objetivo del diseño	Punto único
Tipo de simulación	Análisis estático
Fecha de la última modificación	22/02/2011, 21:07
Detectar y eliminar modos de cuerpo rígido	No

Configuración avanzada:

Tamaño medio de elemento (fracción del diámetro del modelo)	0,1
Tamaño mínimo de elemento (fracción del tamaño medio)	0,2
Factor de modificación	1,5
Ángulo máximo de giro	60 gr
Crear elementos de malla curva	No
Ignorar geometría pequeña	No

Material(es)

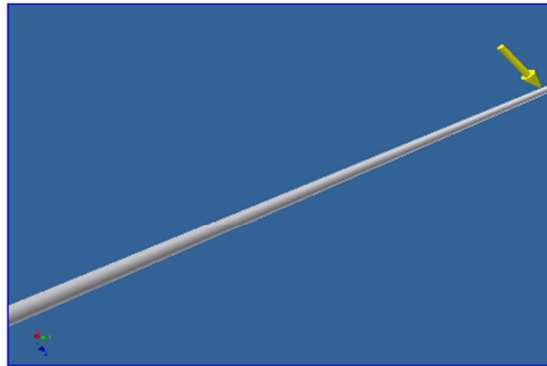
Nombre	hormigon c	
General	Densidad de masa	2,23 g/cm ³
	Límite de elasticidad	30 MPa
	Resistencia máxima a tracción	2 MPa
Tensión	Módulo de Young	0,9 GPa
	Coefficiente de Poisson	0,18 su
Tensión térmica	Módulo cortante	0,381356 GPa
	Coefficiente de expansión	0,0000000012 su/c
	Conductividad térmica	47 W/(m K)
	Calor específico	420 J/(kg c)
Nombre(s) de pieza	poste 10.3 - Optimizado	
Nombre	Acero baja aleación, alta resistencia	
General	Densidad de masa	7,84 g/cm ³
	Límite de elasticidad	420 MPa
	Resistencia máxima a tracción	500 MPa
Tensión	Módulo de Young	5,11 GPa
	Coefficiente de Poisson	0,287 su
Tensión térmica	Módulo cortante	1,98524 GPa
	Coefficiente de expansión	0,0000000012 su/c
	Conductividad térmica	47 W/(m K)
	Calor específico	420 J/(kg c)
Nombre(s) de pieza	v12m10.3 - Optimizado v12m10.3 - Optimizado v12m10.3 - Optimizado v12m10.3 - Optimizado v12m10.3 - Optimizado v12m10.3 - Optimizado v12m10.3 - Optimizado v 4,5m10.3 - Optimizado v 4,5m10.3 - Optimizado v 7,5m10.3 - Optimizado v 7,5m10.3 - Optimizado v 9,5m10.3 - Optimizado v 9,5m10.3 - Optimizado	

Condiciones de funcionamiento

Fuerza:1

Tipo de carga	Fuerza
Vector X	0,000 N
Vector Y	0,000 N
Vector Z	2500,000 N

Cara(s) seleccionada(s)



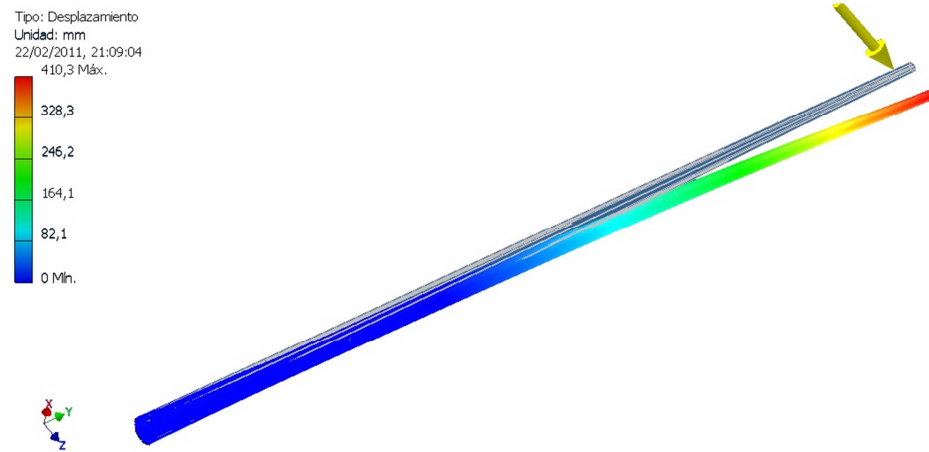
Restricción fija:1

Tipo de restricción Restricción fija

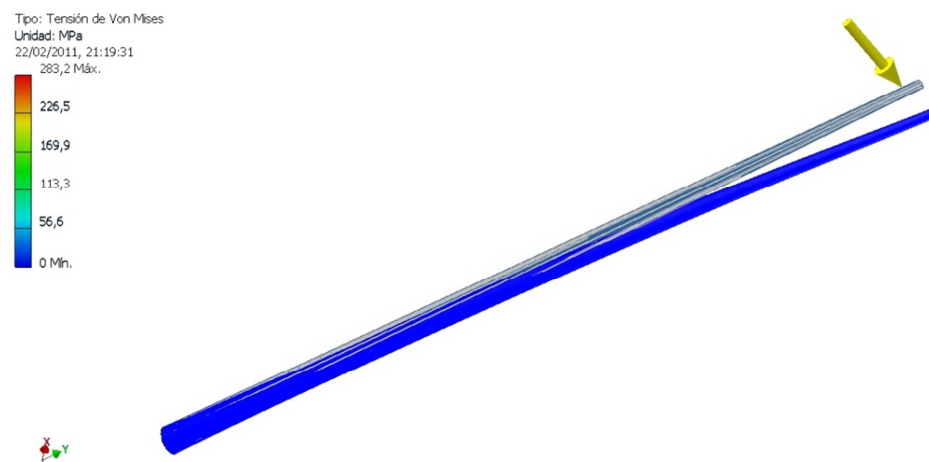
Resultados:

A continuación se indican los resultados de flexión y de tensiones para la carga aplicada de 250 kg.

1. Flexión máxima con carga de 250 kg



2.- Tensiones para la carga de 250kg



Resumen

La flecha es el parámetro que rige el comportamiento del poste, del análisis puede verse que la flecha máxima es de 41.03 cm, valor menor al establecido por la norma que es de 42.1 cm, por lo que el dimensionamiento presentado si cumple la condición de flecha máxima permitida.

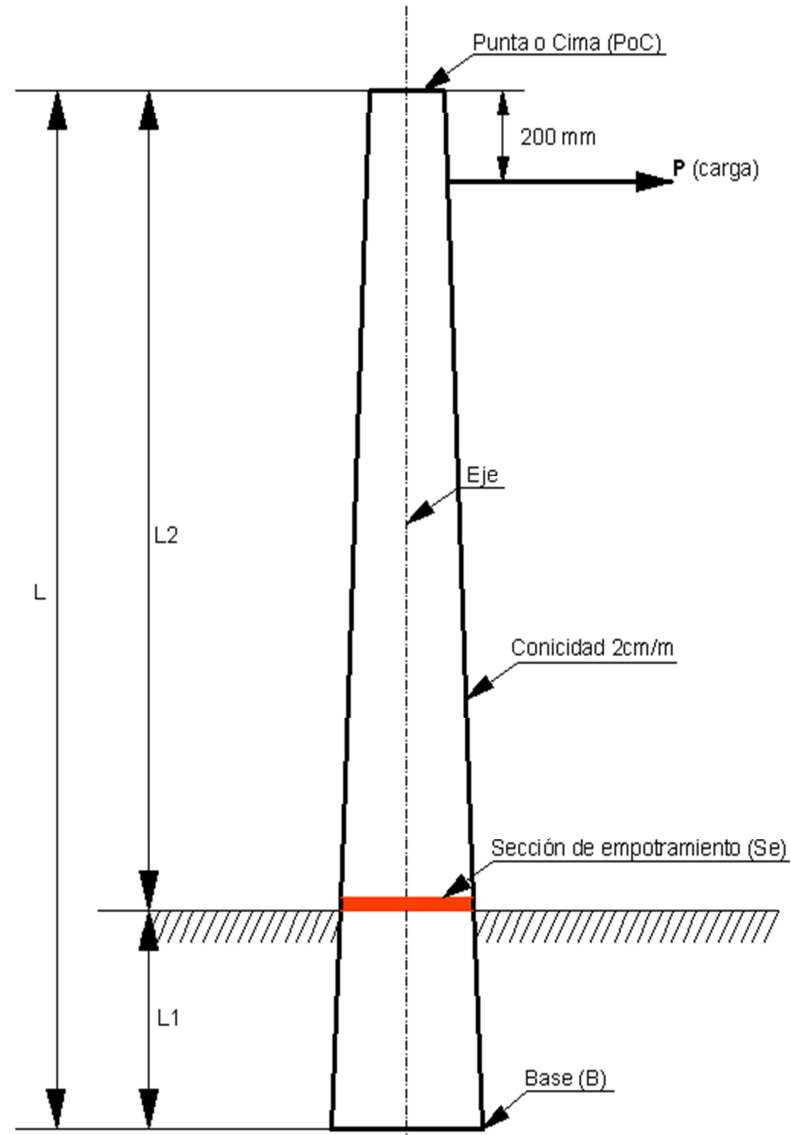
8.2.3.- Se aspira que este trabajo sea el inicio para que otras personas interesadas en la investigación dentro de este campo puedan establecer políticas y lograr mejores condiciones para obtener postes de igual o mejor calidad a menor precio sin perjuicio de la seguridad establecida.

Actualmente en el país se está fabricando postes de plástico reforzados con fibra de vidrio pero su costo es muy elevado por lo que se establece un campo muy importante de investigación para desarrollar y masificar el empleo de otros materiales y con el uso de nuevas tecnologías disminuir los costos, cuidando el medio ambiente manteniendo parámetros de no contaminación y contribuir de esta manera al mejor desarrollo del país con el beneficio que representa el sector eléctrico y de telecomunicaciones.

ANEXOS

ANEXO I

ELEMENTOS DEL POSTE DE HORMIGÓN ARMADO



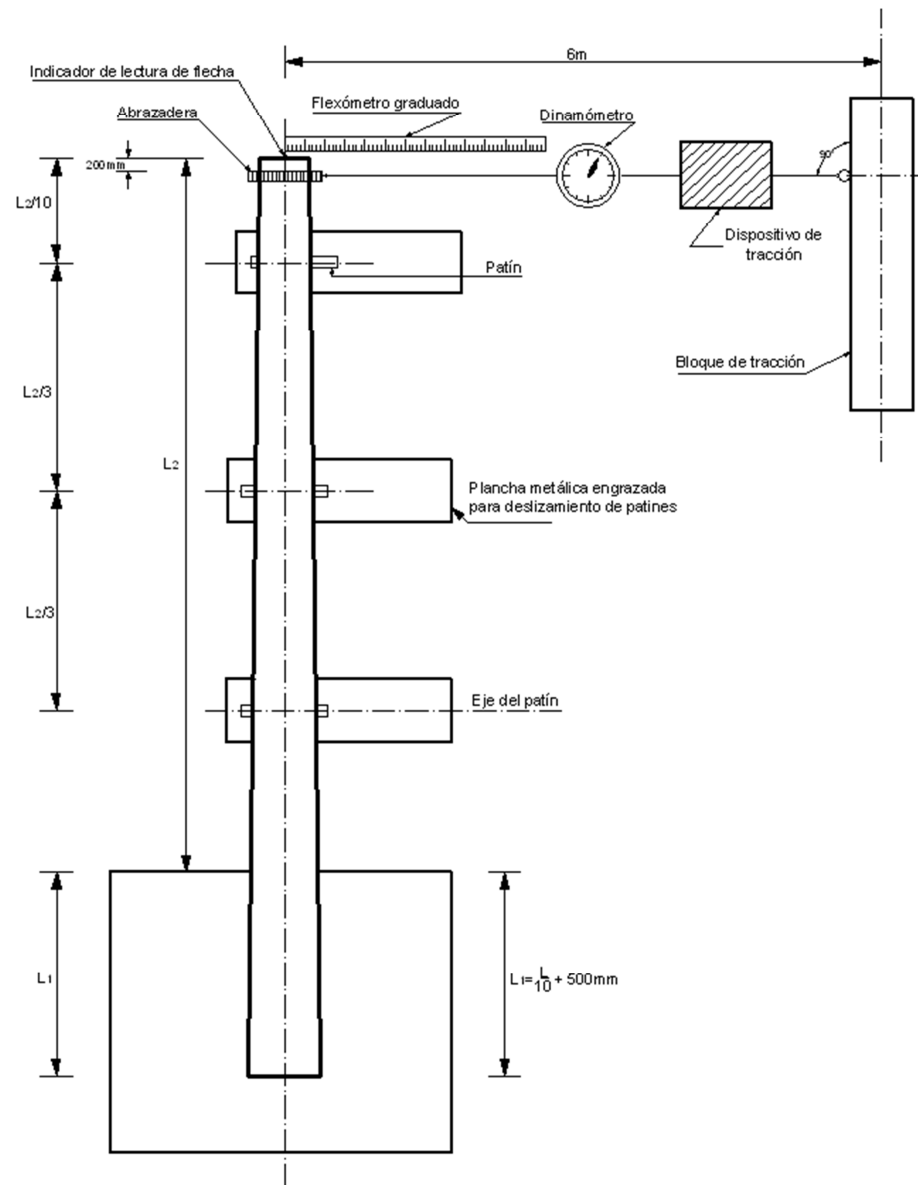
L1= Longitud de empotramiento = $\frac{L}{10} + 50\text{cm}$

L2= Longitud útil

L= Longitud total= L1+L2



ANEXO II

ESQUEMA DE LA ESTACIÓN DE PRUEBAS PARA
ENSAYOS DE RECEPCIÓN DE POSTES DE HORMIGÓN
ARMADO PARA POSICIÓN HORIZONTAL



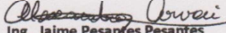
ANEXO III

RESULTADOS DE LA ROTURA DE CILINDROS DE
HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN

	ROTURA DE CILINDROS		Código: CC/02-1
---	---------------------	---	--------------------

OBRA: FABRICA DE POSTES ZAVATO
CONSTRUYE: ZAVATO
FISCALIZA:
FECHA: 02-Sep-2010

IDENTIFICACI	MIXER	FECHA TOMA	FECHA DE ROTURA	EDAD DIAS	RESISTENCIA Kg/Cm ²
51-39-37_1.3					
1		30-Jul-2010	02-Sep-2010	34	404
1		30-Jul-2010	02-Sep-2010	34	451
1		30-Jul-2010	02-Sep-2010	34	473


Ing. Jaime Pesantes Pesantes
Gerente

ANEXO IV

REGISTRO DEL PROTOCOLO DE PRUEBAS EN LABORATORIO DEL POSTE # 367

Registro del protocolo de pruebas del poste # 394626EE - 367															
CUADRO 1 ENSAYOS DE RECEPCION DE POSTES DE HORMIGON															
Proyecto:	Contrato DAF 13863	Tipo:	Circular	Fecha ensayo:	30-sep-10										
Fabricante:	ZAVATO	Altura:	12 m	Edad (días):	35 días										
Lugar de Fabricación:	Guayaquil	Empotramiento:	1,7 m	Hormigón (f'c):	300 kg/cm2										
Número de postes del lote:	700	Carga de trabajo:	250 kg	Hierro (fy):	4200 kg/cm2										
Lote y serie:	394626EE-367	Carga de rotura:	500 kg	N°va rillas:	Ø10(6x12+2x9,5+2x7,5+2x4,5m)										
Fecha de Fabricación:	26-ago-10	F.S. A rotura:	2	Fiscalizador:	Ing. Rafael Orellana										
CARACTERISTICAS DE LA ESTACION DE PRUEBAS															
APOYOS			ELEMENTO DE TRACCION				DINAMOMETRO								
Tipo:	Patín		Tipo:	Polipasto			Capacidad: 2 t								
Unidades:	2		Capacidad:	5 t			Graduación : 20 kg								
ENSAYO EN FASE ELASTICA:					ENSAYO A LA ROTURA : X										
ENSAYO MECANICO DE RESISTENCIA A LA FLEXION															
(%) de carga de rotura	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	124	ROTURA
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	620	625
Flecha (cm)	0,00	8,4	15,4	21,5	28,5	33,8	38,6	45,8	55,2	65,0	74,2	84,7	98,1	121	140
Deformación permanente (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,30				2,00				
NOTAS:															
Durante los ensayos no hubo ningún inconveniente con los equipos , la plataforma de pruebas y el empotramiento, por lo que los procedimientos se efectuaron con toda normalidad.															
EVALUACION DE RESULTADOS															
Flecha (carga de trabajo) =	33,8	< 4%	longitud útil	=	41,2	SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO							
Deformación permanente a 60% carga de rotura =	0,30	< 5% flecha máxima (60% carga de rotura)		=	1,9	SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO							
Dimensión de fisuras =		< 0,2 mm :				SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO							
Las fisuras se cierran al retirar la carga						SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO							
Desprendimiento de hormigón en zona comprimida						SI		NO	<input checked="" type="checkbox"/>						
Carga de rotura =	625 kg	>	carga de rotura de diseño =	500 kg		SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO							
OBSERVACIONES:															
LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS CONFORME A NORMAS INEN 1966 - 1967 Y LO ESPECIFICADO ANTERIORMENTE, CUMPLEN CON TODOS LOS REQUERIMIENTOS, POR LO QUE LOS POSTES SON APTOS.															
f) Fiscalizador Ing. Rafael Orellana															

ANEXO V

**REGISTRO DEL PROTOCOLO DE PRUEBAS EN
LABORATORIO DEL POSTE # 221**

Registro del protocolo de pruebas del poste # 394504EE - 221															
CUADRO 1 ENSAYOS DE RECEPCION DE POSTES DE HORMIGON															
Proyecto:	Contrato DAF 13863	Tipo:	Circular	Fecha ensayo:	30-sep-10										
Fabricante:	ZAVATO	Altura:	12 m	Edad (días):	38 días										
Lugar de Fabricación:	Guayaquil	Empotramiento:	1,7 m	Hormigón (f'c):	300 kg/cm2										
Número de postes del lote:	700	Carga de trabajo:	250 kg	Hierro (fy):	4200 kg/cm2										
Lote y serie:	394504EE-221	Carga de rotura:	500 kg	N° va rillas:	Ø10(6x12+2x9,5+2x7,5+2x4,5m)										
Fecha de Fabricación:	23-ago-10	F.S. A rotura:	2	Fiscalizador:	Ing. Rafael Orellana										
CARACTERISTICAS DE LA ESTACION DE PRUEBAS															
APOYOS			ELEMENTO DE TRACCION			DINAMOMETRO									
Tipo:	Patín		Tipo:	Polipasto		Capacidad: 2 t									
Unidades:	2		Capacidad:	5 t		Graduación : 20 kg									
ENSAYO EN FASE ELASTICA:							ENSAYO A LA ROTURA : <input checked="" type="checkbox"/>								
ENSAYO MECANICO DE RESISTENCIA A LA FLEXION															
(%) de carga de rotura	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	124	ROTURA
Carga (kg)	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	620	625
Flecha (cm)	0,00	7,4	14,5	20,8	30,3	35,2	42,5	46,6	55,6	64,4	71,9	81,0	92,5	118	136
Deformación permanente (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,30	0,70								
NOTAS:															
Durante los ensayos no hubo ningún inconveniente con los equipos , la plataforma de pruebas y el empotramiento, por lo que los procedimientos se efectuaron con toda normalidad.															
EVALUACION DE RESULTADOS															
Flecha (carga de trabajo) =	35,2	< 4%	longitud útil	=	41,2	SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO							
Deformación permanente a 60% carga de rotura =	0,70	< 5% flecha máxima (60% carga de rotura)		=	2,1	SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO							
Dimensión de fisuras =		< 0,2 mm :				SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO							
Las fisuras se cierran al retirar la carga						SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO							
Desprendimiento de hormigón en zona comprimida						SI	<input type="checkbox"/>	NO	<input checked="" type="checkbox"/>						
Carga de rotura =	550 kg	>	carga de rotura de diseño =	500 kg		SI	<input checked="" type="checkbox"/>	NO							
OBSERVACIONES:															
LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS CONFORME A NORMAS INEN 1966 - 1967 Y LO ESPECIFICADO ANTERIORMENTE, CUMPLEN CON TODOS LOS REQUERIMIENTOS, POR LO QUE LOS POSTES SON APTOS.															
f) Fiscalizador Ing. Rafael Orellana															

BIBLIOGRAFÍA

GONZÁLEZ Cuevas Oscar y ROBLES Fernández Francisco. Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. México . Editorial Limusa. 1985. 2ª edición.

Dr. NAWY Edward G. Concreto Reforzado. México. Prentice Hall. 1988. 1ª edición.

COMITÉ ACI 318. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318s-05). México.

SINGER Ferdinand L. y Pytel Andrew. Resistencia de Materiales. 3ª edición.

Ph.D. NASH William A. Resistencia de Materiales. México. McGraw Hill. 1975.

OÑATE Ibáñez de Navarra Eugenio. Cálculo de Estructuras Por el Método de Elementos Finitos. España. Artes Gráficas Torres . CIMNE. Septiembre 1995. 2ª edición.

Dr. FORNÓNS García José María. El Método de los Elementos Finitos en la Ingeniería de estructuras. España. Marcombo.

O.C. Zienkiewics FRS, Taylor R.L. El Método de los Elementos Finitos. Vol. 1. España McGraw-Hill. CIMNE. 1994. 4ª edición.

O.C. Zienkiewics FRS, Taylor R.L. El Método de los Elementos Finitos. Vol. 2. España McGraw-Hill. CIMNE. 1994. 4ª edición.

NILSON Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. Colombia. McGRAW-HIL.1999.12ªedición.

INEN 1964. Norma Ecuatoriana Obligatoria. Definiciones.1993-09.

INEN 1965. Norma Ecuatoriana Obligatoria. Requisitos .1993-09.

INEN 1966. Norma Ecuatoriana Obligatoria. Muestreo. 1993-09

INEN 1967. Norma Ecuatoriana Obligatoria. Ensayos.1993-09