

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**“SOLUCIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN
DE CIMENTACIONES DE TORRES DE TRANSMISIÓN
ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN”**

PRESENTADO POR:

MARCELA STEFANI RUIZ DE ABARCA

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERA CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DEL 2018.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

MSc. CRISTOBAL HERNAN RIOS BENITEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCON SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:

ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERA CIVIL

Título:

**“SOLUCIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE
CIMENTACIONES DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA
DE ALTA TENSIÓN”**

Presentado por:

MARCELA STEFANI RUIZ DE ABARCA

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Asesores:

DIPL.-ING.; ING. MANUEL DE JESÚS GUTIÉRREZ

ING. JAIME HERNÁNDEZ DE PAZ

SAN SALVADOR, FEBRERO DE 2018

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Asesores:

DIPL.-ING.; ING. MANUEL DE JESÚS GUTIÉRREZ

ING. JAIME HERNÁNDEZ DE PAZ

AGRADECIMIENTOS

Doy gracias a Dios Todo poderoso mi señor, mi padre celestial ya que me distes fuerzas para terminar este camino y que muchas veces me cargaste en tus brazos para que pudiera avanzar, esta carrera no la hubiera terminado sin tu ayuda mi Dios Padre Hijo y Espíritu Santo.

Sin dejar de lado a mi mamá Virgen María que todos los días pude sentir tu amor y acompañamiento en mis caminos a la universidad, gracias por todas las veces que me apartaste del mal en los buses.

Quiero agradecer también a todos los que me acompañaron día a día para finalizar esta meta:

A Mis Papás: La palabra gracias queda muy corta para expresar lo que siento por todo lo que hicieron por mi todos estos años que guardaron la esperanza que iba a terminar esta carrera universitaria, son lo mejor que Dios me pudo ver dado en esta tierra gracias por amarme **Carlos Mario Ruiz y Daysi López de Ruiz.**

A mi Hija: Agradezco todas tus sonrisas pues han sido la fuente de energías para finalizar este trabajo de graduación y para darte un mejor futuro gracias mi **ALESSIA, Mi Mamochito.**

A mi Familia: Gracias a mi abuelita **Alicia Ruiz** que siempre estuvo para levantarme cuando me quedaba dormida para ir a clases y que me ayudado regalándome su tiempo en esta última etapa para que pudiera trabajar. A mi hermana **Marianela Jenniffer Ruiz López** que con su ejemplo en perseverancia y amor por el estudio me contagio, a mi sobrina **Naomy Alexandra Arevalo Ruiz** gracias por darme la felicidad con la llegada a nuestro hogar.

A mi Esposo: En todo este camino has estado presente **William Giovanni Abarca Pérez** primero como amigo, luego como novio y al final como esposo gracias por tu apoyo y motivación para que finalizara mi estudio, gracias por todas las veces que estudiamos juntos, que felicidad podernos apoyar el uno en el otro.

A mis Amigos: Agradezco a todos mis amigos que a lo largo de la carrera me apoyaron explicándome algo que no entendía o las veces que me recibieron en su casa a estudiar gracias en especial a **Eliezar Gil y Daniel Peña**. Gracias a mi buen amigo **Sergio Reynaldo** por estar pendiente siempre, y en general a todos con los que compartí un día de clases.

DEDICATORIA

La culminación de mi carrera y la elección de ésta, es dedicada al mejor ingeniero civil que existe para mí, en mi mundo mi único ideal era un día poder hacer lo que tú hacías, verte trabajar cuando me llevabas a tus proyectos solo hacia venir un pensamiento a mi mente *algún día yo voy a hacer eso*, días de fiesta eran para mí en mi niñez el que me explicaras matemáticas, o cuando me enseñabas a ocupar herramientas de trabajo, gracias por darme tu ejemplo de trabajador, este trabajo de graduación y la otorgación de mi título es para ti, el mejor hombre, el mejor en todo para mí, Te Amo Papá por eso dedico a ti **Carlos Mario Ruiz** este trabajo.

Marcela Stefani Ruiz López.

INDICE

1	CAPITULO I: GENERALIDADES.....	1
1.1	INTRODUCCIÓN	2
1.2	ANTECEDENTES.....	3
1.3	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	5
1.4	OBJETIVOS.....	7
1.4.1	<i>Objetivo General.....</i>	7
1.4.2	<i>Objetivos Específicos</i>	7
1.5	ALCANCES.....	8
1.6	LIMITACIONES.....	9
1.7	JUSTIFICACIÓN.....	10
2	CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO: LÍNEAS DE TRANSMISIÓN.....	12
2.1	CARACTERÍSTICAS DE UNA LÍNEA DE TRANSMISIÓN	13
2.1.1	<i>Condiciones Topográficas</i>	14
2.1.2	<i>Tensión.....</i>	17
2.1.3	<i>Estructuras De Soporte</i>	30
2.1.4	<i>Cimentaciones.....</i>	36
2.2	COMPONENTES DE LÍNEAS DE TRANSMISIÓN	46
2.2.1	<i>Tipos de estructuras según su uso.....</i>	46
2.2.2	<i>Elementos Que Forman Parte De La Torre.....</i>	50
2.2.3	<i>Cables</i>	56
2.2.4	<i>Herrajes y Accesorios.....</i>	62
2.2.5	<i>Aisladores.....</i>	69
3	CAPITULO III: ASPECTOS MECÁNICOS DE LAS ESTRUCTURAS DE SOPORTE.....	75
3.1	VANOS.....	76
3.1.1	<i>Vano horizontal.....</i>	77
3.1.2	<i>Vano vertical.....</i>	77
3.1.3	<i>Vano viento</i>	78

3.1.4	<i>Vano peso</i>	79
3.2	LIBRAMIENTO.....	80
3.2.1	<i>Libramiento horizontal</i>	82
3.2.2	<i>Libramiento vertical</i>	83
3.3	CARGAS.....	83
3.3.1	<i>Cargas gravitacionales</i>	84
3.3.2	<i>Cargas accidentales</i>	85
3.4	HIPÓTESIS DE CARGA	89
3.4.1	<i>Hipótesis normales</i>	90
3.4.2	<i>Hipótesis excepcionales</i>	90
3.4.3	<i>Hipótesis sísmicas</i>	91
3.5	ARBOLES DE CARGA.....	91
4	CAPITULO IV: METODOLOGIA DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN	98
4.1	DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA CONSIDERANDO UNA LOSA DE CIMENTACIÓN.....	99
4.1.1	<i>Capacidad de carga</i>	100
4.1.2	<i>Área requerida</i>	100
4.1.3	<i>Acciones en las fundaciones</i>	102
4.1.4	<i>Comprobación de la estabilidad al volteo</i>	107
4.2	DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA CONSIDERANDO FUNDACIONES INDIVIDUALES EN CADA PATA	110
4.2.1	<i>Calculo de cimentaciones con patas separadas</i>	112
4.2.2	<i>Revisión por arrancamiento por la norma TIA/EIA-222-F</i>	112
5	CAPITULO V: CÁLCULO MECÁNICO DE TORRE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN.....	115
5.1	MATERIALES.....	116
5.2	REGLAMENTOS, CÓDIGOS Y NORMA.....	118
5.3	PARÁMETROS.....	119
5.3.1	<i>Datos de la línea</i>	119

5.3.2	<i>Tipo de estructura</i>	122
5.3.3	<i>Geometría de la torre</i>	123
5.3.4	<i>Hipótesis de cargas</i>	123
5.4	CÁLCULOS DE ÁRBOLES DE CARGA.....	125
5.4.1	<i>Hipótesis normal</i>	127
5.4.2	<i>Hipótesis excepcionales</i>	134
5.4.3	<i>Hipótesis sísmicas</i>	139
5.5	ARBOLES DE CARGA.....	140
5.5.1	<i>Hipótesis normal</i>	140
5.5.2	<i>Hipótesis Excepcionales</i>	140
5.5.3	<i>De construcción y mantenimiento</i>	142
5.5.4	<i>Hipótesis Sísmica</i>	143
5.6	CALCULO DE VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA.....	144
5.7	PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR LA PRESIÓN DEL VIENTO EN LA ESTRUCTURA SEGÚN LA NORMA TÉCNICA PARA EL DISEÑO POR VIENTO DE EL SALVADOR	155
5.8	DISTRIBUCIÓN DE FUERZA HORIZONTAL DE VIENTO EN TORRE DE TRANSMISIÓN DE ALTA TENSIÓN. 157	
5.9	CALCULO DEL PESO EN LA ESTRUCTURA	160
5.9.1	<i>Definición de las cargas y Combos de diseño en la torre</i>	170
5.9.2	<i>Introducción de las cargas actuantes en la torre</i>	170
5.9.3	<i>Formación de los combos actuantes en la torre</i>	171
5.10	FACTORES DE CARGAS.....	173
5.11	ANÁLISIS SÍSMICO	179
5.12	REACCIONES EN LA BASE DE LA TORRE.....	194
6	CAPITULO VI: SOLUCIONES DE DISEÑO PARA CIMENTACIONES DE TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.....	202
6.1	DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	203
6.1.1	<i>Diseño de la losa de cimentación</i>	203
6.1.2	<i>Diseño de Zapata Aislada</i>	222

6.1.3	<i>Diseño de Zapata acampanada o pata de Elefante.....</i>	232
7	CAPÍTULO VII: SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS DE CIMENTACIONES PARA TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN	237
7.1	ETAPAS DE CONSTRUCCION.....	238
7.1.1	<i>Replanteo Y Topográfico.....</i>	239
7.1.2	<i>Caminos De Acceso Peatonales Y Vehiculares A Los Sitios</i>	240
7.1.3	<i>Delimitación De Área De Trabajo.....</i>	241
7.1.4	<i>Chapeo Y Limpieza Tala Y Apilado De Árboles.</i>	242
7.1.5	<i>Excavación De Zapata.</i>	242
7.2	CIMENTACIÓN PATA DE ELEFANTE O ACAMPANADA.....	243
7.2.1	<i>ABILITADO Y COLOCACION DE ACERO CORRUGADO.....</i>	244
7.2.2	<i>Colocacion De Stub.....</i>	246
7.2.3	<i>Colocacion Concreto Y Formaleta Metalica.</i>	248
7.2.4	<i>Retiro De Formaleta, Tensores, Y Curado.</i>	250
7.2.5	<i>Obras De Protección.</i>	251
7.3	ZAPATA AISLADA.....	251
7.3.1	<i>Excavación de zapata individual</i>	252
7.3.2	<i>Colocación del acero de refuerzo y encofrado.</i>	252
7.3.3	<i>Colado de la cimentación aislada.....</i>	253
7.3.4	<i>Curado de la cimentación.....</i>	254
7.3.5	<i>Retiro Del Encofrado</i>	254
7.3.6	<i>Obras de Protección.....</i>	255
7.4	LOSA DE CIMENTACIÓN	255
7.4.1	<i>Excavación de Losa de Cimentación.....</i>	255
7.4.2	<i>Colocación del acero de refuerzo y encofrado.</i>	256
7.4.3	<i>Colocación del Stub.....</i>	258
7.4.4	<i>Colado de la Losa de Cimentación.....</i>	258
7.4.5	<i>Curado de la losa de cimentación</i>	259
7.4.6	<i>Retiro Del Encofrado</i>	259

7.4.7 Compactación	259
8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	260
8.1 CONCLUSIONES.....	260
8.2 RECOMENDACIONES.....	264
9 BIBLIOGRAFIA	266
10 ANEXOS	268

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 ELEMENTOS DE TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN.....	14
FIGURA 2.2 TORRE CON SIMPLE CIRCUITO, UN CONDUCTOR POR FASE, EN CONFIGURACIÓN DELTA.	21
FIGURA 2.3 TORRE CON SIMPLE CIRCUITO EN CONFIGURACIÓN, UN CONDUCTOR POR FASE, EN CONFIGURACIÓN EN HORIZONTAL.	22
FIGURA 2.4 TORRE CON UN CIRCUITO, UN CONDUCTOR POR FASE, EN CONFIGURACIÓN VERTICAL O EN BANDERA.	22
FIGURA 2.5 TORRE CON 2 CIRCUITOS, UN CONDUCTOR POR FASE, EN CONFIGURACIÓN DELTA.	23
FIGURA 2.6 A) TORRE DE DOS CIRCUITOS CON UN CONDUCTOR POR FASE; B) TORRE DE DOS CIRCUITOS CON DOS CONDUCTORES POR FASE.....	27
FIGURA 2.7 TORRE DE UN CIRCUITO, EN CONFIGURACIÓN DELTA, CON 2 CONDUCTORES POR FASE	28
FIGURA 2.8 TORRE DE UN SOLO CIRCUITO, EN CONFIGURACIÓN HORIZONTAL, CON CUATRO CONDUCTORES POR FASE.	29
FIGURA 2.9 CANTIDAD DE CABLES DE GUARDA	30
FIGURA 2.10 TORRE AUTOSOPORTADA	32
FIGURA 2.11 A) TORRE AUTORETENIDA TIPO PORTAL Y B) TORRE AUTORETENIDA TIPO “V”	33
FIGURA 2.12 A) POSTE EMPOTRADO B) POSTE CON PLACA BASE	33
FIGURA 2.13 POSTE TRONCOCÓNICO DE 115 KV, UBICADO EN CALLE DE ORO, FRENTE A SUBESTACIÓN SAN BARTOLO, ILOPANGO.....	34

FIGURA 2.14 POSTE TRONCOCÓNICO TIPO BANDERA O CANTILÉVER.	35
FIGURA 2.15 MARCO DE REMATE, LOCALIZADO EN SUBESTACIÓN SAN BARTOLO, COLONIA SAN FELIPE, ILOPANGO.	35
FIGURA 2.16 A) POSTES DE CONCRETO TIPO H B) POSTES DE CONCRETO PARA USO DE REMATE Y SUSPENSIÓN.....	36
FIGURA 2.17 FUNDACIONES TIPO GRILLA.....	39
FIGURA 2.18 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES A) SUELO GRANULAR O ARENOSO B) SUELO COHESIVO O ARCILLOSO C) CONDICIÓN SUPUESTA O ESFUERZO PROMEDIO.	40
FIGURA 2.19 ZAPATAS INDIVIDUALES EN LA SITUACIÓN DE ARRANCAMIENTO Y HUNDIMIENTO.....	41
FIGURA 2.20 VISTA DE PERFIL Y DE PLATA DE LA CIMENTACIÓN DE PITOTES EN UNA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.	42
FIGURA 2.21 MODELOS DE SUPERFICIE DE ROTURA PARA LA ESTIMACIÓN DE LA FUERZA MÁXIMA A TRACCIÓN PARA PILAS ACAMPANADAS.	43
FIGURA 2.22 SISTEMA DE PILAS ACAMPANADAS EN TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.	44
FIGURA 2.23 TORRE DE TRANSMISIÓN CON ANCLAJES.	45
FIGURA 2.24 TORRE Nº 13 EN SUSPENSIÓN, SOBRE LA 17 AV. NORTE CIUDAD MERLIOT (A LA IZQUIERDA).TORRE Nº 6 EN SUSPENSIÓN, LÍNEA SOYAPANGO-SAN MARTIN(A LA DERECHA).	47
FIGURA 2.25 VISTA EN PLATA DE LOS ÁNGULOS DE DEFLEXIÓN EN UNA LÍNEA DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN	48
FIGURA 2.26 TORRE DE REMATE Nº1 SALIENDO DE LA SUBESTACIÓN SANTO TOMAS HACIA SUBESTACIÓN EL PEDREGAL	49

FIGURA 2.27 TORRE ESPECIAL, TORRE N°1 EN LA LÍNEA SALIENDO DE LA SUBESTACIÓN SONSONATE A LA SUBESTACIÓN DE DUKE ENERGY, ACAJUTLA.	50
FIGURA 2.28 ELEMENTOS DE TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN. (FIGURA REPETIDA).....	51
FIGURA 2.29 EJEMPLO DE STUB.	52
FIGURA 2.30 EJEMPLOS DE PATAS MÁS COMUNES EN UNA TORRE.	53
FIGURA 2.31 VISTA DE PERFIL Y VISTA DE PLANTA DE LOS CERRAMIENTOS DE UNA TORRE.	54
FIGURA 2.32 CUERPO RECTO DE UNA TORRE.....	54
FIGURA 2.33 CUERPO PIRAMIDAL DE UNA TORRE.	55
FIGURA 2.34 EJEMPLOS DE CABLE CONDUCTOR DE ALUMINIO.....	59
FIGURA 2.35 CONDUCTOR DE ALUMINIO REFORZADO CON ACERO (ACSR).	60
FIGURA 2.36 EJEMPLOS DE CONDUCTORES DE ALEACIÓN DE ALUMINIO (AAAC)	61
FIGURA 2.37 GRILLETES DE ANCLAJE	63
FIGURA 2.38 HERRAJES DE SUJECIÓN PARA CABLE CONDUCTOR	64
FIGURA 2.39 GRAPA DE AMARRE PARA ENLAZAR LOS CABLES EN LAS TORRES DE ANCLAJE.	65
FIGURA 2.40 AMORTIGUADOR TIPO STOCKBRIDGE	66
FIGURA 2.41 SEPARADOR TIPO DUPLEX	67
FIGURA 2.42 BLINDAJE PARA CABLE CONDUCTOR.	67
FIGURA 2.43 AISLADORES EN SUSPENSIÓN, TORRE N° 6 DE LA LÍNEA NEJAPA– SOYAPANGO.....	71
FIGURA 2.44 AISLADOR DE BARRA LARGA, ESTRUCTURA DENTRO DE LA SUBESTACIÓN SAN BARTOLO.....	72

FIGURA 2.45 AISLADOR DE PORCELANA.....	72
FIGURA 2.46 AISLADORES DE VIDRIO TEMPLADO UBICADOS EN LA TORRE N° 13 EN SUSPENSIÓN, SOBRE LA 17 AV. NORTE CIUDAD MERLIOT.	73
FIGURA 2.47 AISLADOR DE PLÁSTICO O RESINAS POLIMÉRICAS	74
FIGURA 3.1 VANO EN UNA LÍNEA DE TRANSMISIÓN DE ENERGÍA ELÉCTRICA.....	76
FIGURA 3.2 VANO HORIZONTAL.....	77
FIGURA 3.3 VANO VERTICAL	78
FIGURA 3.4. VANO VIENTO	78
FIGURA 3.5 VANO PESO.....	80
FIGURA 3.6 LIBRAMIENTO HORIZONTAL.....	82
FIGURA 3.7 LIBRAMIENTO VERTICAL	83
FIGURA 3.8 CARGA TRANSVERSAL POR CAMBIO DE DIRECCIÓN DE LA LÍNEA.....	93
FIGURA 3.9 ÁRBOLES DE CARGA.....	95
FIGURA 4.1 NOMENCLATURA EN ZAPATAS AISLADAS.....	101
FIGURA 4.2 DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE TENSIONES.....	103
FIGURA 4.3 DISTRIBUCIÓN TRAPEZOIDAL DE PRESIONES.....	103
FIGURA 4.4 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZO POR DEBAJO DE LA FUNDACIÓN CON EXCENTRICIDAD EN UNA DIRECCIÓN	104
FIGURA 4.5 DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR DE PRESIONES.....	104
FIGURA 4.6 VALOR DE LAS DIMENSIONES EFECTIVAS DE UNA ZAPATA.....	106
FIGURA 4.7 ANÁLISIS DE UNA CIMENTACIÓN CON EXCENTRICIDAD EN DOS SENTIDOS....	107
FIGURA 4.8 ACCIÓN DE VOLTEO EN LA CIMENTACIÓN.....	107
FIGURA 4.9 FIGURA REPETIDA (4.5).....	FIGURA 4.10 DISTRIBUCIÓN TRIANGULAR DE TENSIONES.
	109

FIGURA 4.11 CARGAS APLICADAS A ESTRUCTURAS DE TRANSMISIÓN Y SUS FUNDACIONES	110
.....	
FIGURA 4.12 ACCIÓN DE CARGAS TÍPICAS EN LAS FUNDACIONES DE UNA TORRE DE CELOSÍA.	111
FIGURA 4.13 FUERZAS QUE ACTÚAN EN UNA TORRE CON CIMENTACIONES SEPARADAS.	112
.....	
FIGURA 5.1 MÁXIMA INTENSIDAD DE VIENTO Y ZONAS DE CARGA EN EL SALVADOR.	122
FIGURA 5.2 GEOMETRÍA PROPUESTA EN METROS.	123
FIGURA 5.3 SILUETA DE LA TORRE LONGITUDINAL PARA EL CÁLCULO DE VIENTO MÁXIMO SOBRE LA ESTRUCTURA (UNIDADES EN METROS).	146
FIGURA 5.4 SILUETA DE LA TORRE TRANSVERSAL PARA EL CÁLCULO DE VIENTO MÁXIMO SOBRE LA ESTRUCTURA (UNIDADES EN METROS)	150
FIGURA 5.5 DISTRIBUCIÓN DE FUERZA HORIZONTAL EN ALTURA.	158
FIGURA 5.6 REACCIONES EN LA BASE DE LA TORRE CORRESPONDIENTE A CARGAS DE VIENTO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL.	159
FIGURA 5.7 INTRODUCCIÓN DE CARGAS EN SAP2000.	170
FIGURA 5.8 INTRODUCCIÓN DE LAS CARGAS ACTUANTES EN LA TORRE.	171
FIGURA 5.9 AÑADIR UN NUEVO COMBO.	172
FIGURA 5.10 DATOS DE COMBINACIÓN DE CARGAS	172
FIGURA 5.11 CARGA LINEAL DISTRIBUIDA EN TODA LA TORRE.	175
FIGURA 5.12 UBICACIÓN DE LAS FUERZAS PUNTALES EN LAS CRUCETAS.	176
FIGURA 5.13 SELECCIÓN DE HERRAMIENTA ASSIGN JOINT FORCES	176
FIGURA 5.14 FUERZAS PUNTALES EN LAS CRUCETAS.	177
FIGURA 5.15 EJEMPLO DE CARGAS PUNTALES PARA EL ÁRBOL DE CARGA H.A.1	178

FIGURA 5.16 TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA MODELADA EN AUTOCAD	180
FIGURA 5.17 TORRE MODELADA EN AUTOCAD PASADA AL FORMATO .DXF.....	181
FIGURA 5.18 BÚSQUEDA DEL ARCHIVO .DXF EN SAP2000.....	182
FIGURA 5.19 TORRE MODELADA EN SAP2000	182
FIGURA 5.20 PASOS PARA ENCONTRAR EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN DE LA TORRE.....	183
FIGURA 5.21 VENTANA DE DEFINICIÓN DE CASO DE CARGA	183
FIGURA 5.22 VENTANA DE TIPO DE CASO DE CARGA.....	184
FIGURA 5.23 VENTANA PARA SELECCIONAR EL NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.	184
FIGURA 5.24 VENTANA PARA SELECCIONAR EL CASO MODAL ÚNICAMENTE.	185
FIGURA 5.25 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN DE LA TORRE.....	186
FIGURA 5.26 EXPORTAR TABLA DE PERIODO DE VIBRACIÓN A EXCEL.....	186
FIGURA 5.27 ZONIFICACIÓN SÍSMICA PARA LA REPUBLICA DE EL SALVADOR	190
FIGURA 5.28 DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE EN ALTURA DE LA TORRE DE TRANSMISIÓN DE ALTA TENSIÓN.....	193
FIGURA 5.29 REACCIONES EN LA BASE DE LA TORRE CORRESPONDIENTE A CARGAS DE SISMO.	194
FIGURA 5.30 USO DEL COMANDO RUN ANALYSIS	194
FIGURA 5.31 CASOS DE CARGA A CORRER.....	195
FIGURA 5.32 UTILIZACIÓN DEL COMANDO START STEEL DESIGN.....	195
FIGURA 5.33 ESCAMA DE COLORES EN FUNCIÓN DEL % EN QUE TRABAJAN LOS PERFILES DE LA TORRE.	196
FIGURA 5.34 UNIONES EN LOS PERFILES DE UNA TORRE.....	197

FIGURA 5.35 OPCIÓN DE ANÁLISIS: SPACE FRAME.....	197
FIGURA 5.36 MENÚ DISPLAY.....	198
FIGURA 5.37 SELECCIÓN DEL COMBO PARA VISUALIZAR LAS REACCIONES EN LAS PATAS DE LA TORRE	199
FIGURA 5.38 REACCIONES EN LAS PATAS DE LA TORRE.....	199
FIGURA 5.39 VISTA EN PLANTA DE LOS NODOS DE LOS PERFILES DE LA TORRE.....	201
FIGURA 6.1 TABLA DE DATOS GENERALES.....	203
FIGURA 6.2 GEOMETRÍA DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN	204
FIGURA 6.3 CÁLCULOS DE PARA REVISAR LA CAPACIDAD SOPORTANTE.....	204
FIGURA 6.4 SELECCIÓN DEL MENÚ DISPLAY,,	205
FIGURA 6.5 RESPUESTA DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO.....	206
FIGURA 6.6 HOJA DE CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE VOLTEO POR CADA HIPÓTESIS DE CARGA.	208
FIGURA 6.7 TABLA PARA EL CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE.	210
FIGURA 6.8 UTILIZANDO EL PROGRAMA SAFE PARA ENCONTRAR LOS VALORES DE PUNZONAMIENTO.	213
FIGURA 6.9 VALORES DE PUNZONAMIENTO EN LAS PATAS DE LA TORRE.	213
FIGURA 6.10 SELECCIÓN DEL MENÚ DAW PARA DIBUJAR LAS FRANJAS	214
FIGURA 6.11 VENTANA EMERGENTE PARA ESCOGER EL ANCHO DE LAS FRANJAS.....	215
FIGURA 6.12 SELECCIÓN DE LA OPCIÓN 2D PLATE.	215
FIGURA 6.13 SELECCIÓN DE LA OPCIÓN RUN.....	216
FIGURA 6.14 SELECCIÓN DEL MENÚ SHOW SLAB DESIGN	216
FIGURA 6.15 SLAB DESIGN.....	217
FIGURA 6.16 ACERO DE REFUERZO EN EL LAYER A	218

FIGURA 6.17 ACERO DE REFUERZO EN EL LAYER B	218
FIGURA 6.18 TABLA 8.6.1.1 $_A_{S_{MIN}}$ PARA LOSAS DE DOS DIRECCIONES NO PREESFORZADAS.	219
FIGURA 6.19 DETALLADO DE ACERO DE REFUERZO EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN.....	222
FIGURA 6.20 GEOMETRÍA DE ZAPATA AISLADA	223
FIGURA 6.21 DIMENSIONES DE LA PIRÁMIDE TRUNCADA.	225
FIGURA 6.22 DIMENSIONES DE LA ZAPATA AISLADA.....	225
FIGURA 6.23 RESULTADO DE LA REVISIÓN DE PUNZONAMIENTO EN LA ZAPATA AISLADA.	228
FIGURA 6.24 ACERO DE REFUERZO EN EL LAYER A	228
FIGURA 6.25 ACERO DE REFUERZO EN EL LAYER B	229
FIGURA 6.26 TABLA 8.6.1.1 $_A_{S_{MIN}}$ PARA LOSAS DE DOS DIRECCIONES NO PREESFORZADAS.	229
FIGURA 6.27 DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN LA ZAPATA AISLADA.....	232
FIGURA 6.28 GEOMETRÍA DE ZAPATA ACAMPANADA	233
FIGURA 7.1 EQUIPO ADECUADO PARA EL REPLANTEO TOPOGRÁFICO (ESTACIÓN TOTAL DE DOBLE REBOTE).....	239
FIGURA 7.2 (A) VISTA DE CAMINA DE ACCESO PEATONAL. (B) VISTA DE CAMINO DE TERRACERÍA PARA VEHÍCULO.	240
FIGURA 7.3 HERRAMIENTAS PARA DELIMITAR LA ZONA DE TRABAJO.....	241
FIGURA 7.4 VISTA EN PLANTA DE LA EXCAVACIÓN MANUAL HECHA POR UNA PERSONA.	244
FIGURA 7.5 HECHURA DE LA ARMADURA DE CANASTA DE ACERO PARA FUNDACIONES DE PATA DE ELEFANTE O ACAMPANADA.	244

FIGURA 7.6 VISTA DEL ACERO DE REFUERZO EN LA EXCAVACIÓN PARA CIMENTACIÓN DE PATA DE ELEFANTE O ACAMPANADA.	245
FIGURA 7.7 COLOCACIÓN DEL STUB Y VERIFICACIÓN DE LA DISTANCIA ENTRE PATAS...246	
FIGURA 7.8 VERIFICACION DE LA PENDIENTE O INCLINACION TRONCO PIRAMIDADAL DE LA ESTRUCCTURA.	247
FIGURA 7.9 (A) VISTA DEL STUB CON SUS RESPECTIVOS TENSORES (B) STUB EMBEBIDO EN EL CONCRETO DEL COLADO.	248
FIGURA 7.10 COLADO DE ZAPATA PATA DE ELEFANTE O ACAMPANADA.....	249
FIGURA 7.11 PRUEBA DE REVENIMIENTO Y TEMPERATURA DEL CONCRETO.	250
FIGURA 7.12 OBRAS DE PROTECCIÓN PARA TORRE DE TRANSMISIÓN DE ALTA TENSIÓN CON GAVIONES Y ZACATE VETIVER.	251
FIGURA 7.13 COLOCACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN ZAPATA AISLADA.	253
FIGURA 7.14 CIMENTACIÓN AISLADA SIN ENCOFRADO.	254
FIGURA 7.15 COLOCACIÓN DE CONCRETO EN LOS MOLDES DE LAS PATAS DE LA TORRE	258

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 TENSION NOMINAL EMPLEADOS EN EL SALVADOR	19
TABLA 2.2 DIÁMETROS NOMINALES ESTÁNDAR Y ÁREAS TRANSVERSALES DE AWG PARA DIÁMETROS DE CABLE CIRCULARES SÓLIDOS A 20 ° C.....	26
TABLA 2.3 TIPO DE MATERIALES UTILIZADOS PARA LA FABRICACIÓN DE CONDUCTORES.	57
TABLA 2.4 LISTA DE NOMBRES DE LOS HERRAJES DE LA FIGURA 2.38	64
TABLA 3.1 LIBRAMIENTOS Y SEPARACIONES MÍNIMAS EN CRUCES CON OBSTÁCULOS	81
TABLA 3.2 LIBRAMIENTOS Y SEPARACIONES MÍNIMAS EN CRUCES CON OTRAS LÍNEAS....	82
TABLA 3.3 TIPO DE CARGAS LONGITUDINALES	94
TABLA 5.1 DATOS DE LA ESTRUCTURA	125
TABLA 5.2 CONDICIONES AMBIENTALES DE LA TRAYECTORIA.....	125
TABLA 5.3 PESO APROXIMADO EN KG DE LOS ACCESORIOS DE LA TORRE.	126
TABLA 5.4 FACTOR DE SEGURIDAD SEGÚN LA DIRECCIÓN DE LA CARGA.....	126
TABLA 5.5 DATOS MECÁNICOS DE LOS CABLES CONDUCTORES Y DE GUARDA.	126
TABLA 5.6 RESULTADOS DE LA HIPÓTESIS A.1	127
TABLA 5.7 RESULTADO DE LA HIPÓTESIS B.1	134
TABLA 5.8 RESULTADOS DE LA HIPÓTESIS B.2	135
TABLA 5.9 RESULTADOS DE LA HIPÓTESIS B.3	136
TABLA 5.10 RESULTADOS DE LA HIPÓTESIS B.4	137
TABLA 5.11 RESULTADOS DE LA HIPÓTESIS B.5	138
TABLA 5.12 RESULTADOS DE LA HIPÓTESIS C.1	139
TABLA 5.13 CALCULO DE VIENTO MÁXIMO LONGITUDINAL.....	147
TABLA 5.14 CÁLCULO DE VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA LADO TRANSVERSAL	151

TABLA 5.15 CORTANTE TOTAL TRANSVERSAL Y LONGITUDINAL.....	153
TABLA 5.16 EFECTOS A CONSIDERAR SEGÚN EL TIPO DE LA ESTRUCTURA	155
TABLA 5.17 FACTORES DE CORRECCIÓN DE LA PRESIÓN DE VIENTO POR CONDICIONES DE EXPOSICIÓN	157
TABLA 5.18 CALCULO DEL PESO EN SECCIÓN TRANSVERSAL.	160
TABLA 5.19 CALCULO DEL PESO EN SECCIÓN LONGITUDINAL	163
TABLA 5.20 SIMBOLOGÍA DE NOMBRES DE ELEMENTOS DE LA TORRE	168
TABLA 5.21 CARGA LINEAL APLICADA EN LOS PERFILES DE LA TORRE.....	173
TABLA 5.22 PERIODO DE VIBRACIÓN DE LA TORRE.	187
TABLA 5.23 FACTOR DE IMPORTANCIA.....	188
TABLA 5.24 CATEGORÍAS DE OCUPACIÓN, PARA UBICAR EL FACTOR DE IMPORTANCIA .	188
TABLA 5.25 FACTOR A DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	190
TABLA 5.26 COEFICIENTES DE SITIO C_o Y T_o	191
TABLA 5.27 FACTOR R.....	192
TABLA 5.28 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL EN ALTURA	193
TABLA 5.29 REACCIONES EN LAS PATAS DE LA TORRE.....	200
TABLA 6.1 CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD.....	211
TABLA 6.2 VALORES DE PUNZONAMIENTO	212
TABLA 6.3 RESULTADOS DE ACERO DE REFUERZO POR EL PROGRAMA SAFE.....	217

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1 Introducción

El presente Trabajo de Graduación comprende el desarrollo de “SOLUCIONES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES DE TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN”

La transmisión eléctrica tiene gran importancia en el mundo y en nuestro país; sobre todo para el desarrollo de ámbitos como: económicos, educación, industriales etc. Por esta razón las torres que sirven de apoyo a las líneas de transmisión deben diseñarse para soportar las cargas de operación y servicio que le serán impuestas, a fin de garantizar la continuidad de transmisión de energía eléctrica.

El diseño de las cimentaciones y construcción de las torres de transmisión de energía depende de lo siguientes: posición y tipo de torre, el nivel de tensión eléctrica o voltaje de la línea, calíbre las propiedades mecánicas del cable conductor y de guarda, la presión de viento actuante sobre los cables y los elementos de la torre, los obstáculos e interferencias con vialidades, líneas eléctricas y de telefonía, proximidades a ríos e infraestructuras, la topografía a lo largo de la línea y las condiciones del sitio de instalación de la estructura, cargas muertas, cargas vivas (construcción, montaje y manteniendo), cargas excepcionales (rotura de cables) y cargas accidentales (viento y sismo) .

Los aspectos y tipos de cargas antes mencionadas son utilizados para el cálculo de determinación de los árboles de carga, con los cuales se efectuará el análisis y diseño estructural su cimentación.

1.2 Antecedentes

Desde que el país comenzó a producir energía eléctrica surgió la necesidad de transportarla desde el lugar de su generación a los asentamientos poblacionales para producir mejoras en los ámbitos: Industriales, económicos, salud, agropecuarias, población en general etc.

Las cuales eran de acero galvanizado con fundaciones tipo grilla embebidas en asfalto como recubrimiento para evitar la corrosión, las cuales eran enterradas en el suelo a una profundidad entre 3.5mts -4.5mts, La “fundación tipo grilla” está formada por todos los perfiles y accesorios que comprenden el montante principal, riostras, planchas, pernos, tuercas, arandelas de presión y arandelas, que son necesarios para realizar un montaje y ensamble completo de una grilla , para formar así las 4 patas de la torre seguido de esto va La posición del “stubs” o perfil de inicio de pata para las fundaciones tipo grilla será establecido por el diseñador de la torre para cada tipo y tamaño de torre, con tolerancias que él mismo debe indicar en forma clara y precisa y se respetará estrictamente para evitar problemas en el posterior montaje de la estructura, era de esta manera como se construían las torres hasta a mediados de la década de los 70's..

Las cimentaciones semiprofundas son unos de los tipos de estructuras más utilizadas en la actualidad, por su empleo sistemático en las torres de transmisión eléctrica y de estructuras similares, y sin embargo son el tipo de cimentaciones más desconocidas y menos tratada por la literatura en geotécnica.

Las cimentaciones son parte significativa del costo total de las líneas de transmisión, las cuales estarán en función de las cargas de reacción que le serán impuestas y del tipo de suelo existente en el sitio proyectado para la instalación de las torres de transmisión eléctrica. Las cimentaciones pueden ser a base de pilas, zapatas aisladas y ancladas en roca y pilotes con vigas de amarre.

El análisis de las fundaciones está determinado por los criterios generales que rigen la estabilidad de las cimentaciones y la revisión de esfuerzos en el suelo, así como por los aspectos que gobierna el diseño de los elementos de concreto reforzado. Los criterios generales para el análisis y diseño de fundaciones se encuentran definidos en el IEEE Std. 691 Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing y en el IEEE Std. 977 Guide to Installation of Foundations for Transmission Line Structures

1.3 Planteamiento del problema

El sistema de transmisión eléctrica están formadas por estructuras de soporte conocidas como torres de transmisión eléctrica, cuyo análisis y diseño es responsabilidad de los ingenieros civiles con experiencia en el diseño estructural de la torre como también para el diseño de la cimentación adecuada para satisfacer la estabilidad de dicha estructura.

La metodología y los criterios para determinar las cargas generadas por la presión ejercida por el viento en los cables de la línea, a partir de una velocidad regional identificada para la zona donde será construida la torre está basada en criterios por las normas International Electrotechnical Commission IEC 60826 y American Society of Civil Engineers ASCE-74, teniendo en cuenta las condiciones particulares que se registran en nuestro país El Salvador, el cálculo de dichas cargas son de gran utilidad para conocer las reacciones en el punto en el que se conecta la torre con la cimentación para su diseño ya que dicha estructura está siendo afectada por el viento de gran manera y el análisis de este tipo de cimentaciones no es muy conocido.

Es significativo señalar que trabajar en esta área de diseño de cimentaciones de la ingeniería civil resulta bastante reservado, es una gran responsabilidad, debido a que se sumerge en un diseño desconocido, pero a la misma vez importante.

Por las razones antes expuestas, es que nace la idea de desarrollar este trabajo de graduación de diseño estructural de cimentaciones para torres de transmisión eléctrica de alta tensión.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Establecer algunas soluciones para el diseño y construcción de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica de alta tensión.

1.4.2 Objetivos Específicos

1. Describir los aspectos mecánicos de las estructuras de soporte que afectan directamente el diseño de las cimentaciones.
2. Definir las características y componentes de una línea de transmisión eléctrica de alta tensión.
3. Establecer los lineamientos para diseñar las fundaciones adecuadas para la torre de transmisión evaluada en la línea de alta tensión.
4. Establecer los árboles de carga en las estructuras de soporte para calcular las reacciones de diseño en las cimentaciones de las estructuras.
5. Establecer los pasos del proceso constructivo para la cimentación de una torre de transmisión eléctrica de alta tensión.

1.5 Alcances

La investigación del tema presente, tiene como alcance bien definido elaborar los lineamientos de diseño estructural para las cimentaciones de las torres de transmisión eléctrica de alta tensión, evaluando los parámetros de diseño que conllevan las cimentaciones de las torres de transmisión y las variables generadas durante el proceso constructivo de las mismas, a fin de que este trabajo de graduación permita al ingeniero civil disponer por una metodología de aprendizaje de la metodología de diseño, la proyección topográfica y el proceso constructivo para la edificación de dichas estructuras que son parte fundamental de una estructura de soporte.

Además, el presente trabajo busca generar de forma ordenada los pasos generales a seguir en el proceso constructivo de las cimentaciones de una torre de transmisión eléctrica de alta tensión, además incluyendo el abordar y desarrollar los criterios a considerar para obtener la mejor decisión de diseño con respecto a otras alternativas.

El alcance incluye el desarrollo de una hoja de cálculo en formato Excel para el diseño manual de dichos elementos que constituyen la torre. Para la determinación de las fuerzas actuantes en sus elementos, se hará uso de un software especializado en el modelaje y análisis estructural del tipo espacial, tal como el SAP2000 o similares.

Es conveniente señalar que no se pretende adentrar en la rama de ingeniería eléctrica y en el diseño electromecánico que conlleva una línea de transmisión.

1.6 Limitaciones

- ❖ Una limitación importante es que no se tiene acceso a un proyecto de línea de transmisión eléctrica de alta tensión que se haya ejecutado o se encuentre en proceso de formación en este momento para así dar seguimiento al diseño de una línea real.
- ❖ En el país se cuenta con poca disponibilidad de información histórica con respecto a las estructuras de soporte de una línea de transmisión eléctrica de alta tensión.
- ❖ Ya que es un diseño poco común y muy específico es de difícil acceso el encontrar información referente a este tipo de diseño

1.7 Justificación

El crecimiento de El Salvador se ha caracterizado por un desarrollo de construcciones de mediana altura, en las cuales la actividad humana tiene lugar, tanto en dependencias gubernamentales como en privadas y en centros habitacionales o centros comerciales. Este crecimiento de las poblaciones urbanas Tiene cada vez más una mayor dependencia de energía eléctrica.

El Incremento en la demanda requiere de la transmisión de volúmenes de energía Eléctrica cada vez mayor, provocando que para satisfacer la demanda se recurra al a transmisión de voltajes cada vez más altos motivo por el cual se utiliza un cable con un diámetro mayor lo cual lleva a que sean cables con mayor peso afectando así directamente el diseño de la cimentación, otro motivo por los cuales se construyen las torres en sitios alejados de la población por lo que hay un reto mayor en la construcción de la cimentación en suelos con una topografía montañosa y un desnivel entre torres colindantes hacen interesante describir el proceso constructivo de dicha estructura.

Por tal motivo la elección de este tema de trabajo de graduación, surge como una necesidad de conocer el proceso de diseño de las cimentaciones de una torre de transmisión, por ello en el presente trabajo se pretende clarificar los procedimientos o métodos de cálculo específicos existentes para este tipo de cimentaciones

Mediante su aplicación para el caso específico de las torres de transmisión eléctrica de alta tensión.

Así como también enseñar los pasos del proceso constructivo de las cimentaciones construcción y así dejar de legado un documento que describa de manera general la metodología a seguir para el diseño y construcción de una cimentación de una torre de transmisión de energía eléctrica de alta tensión, específicamente para las torres de celosía.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO:

LÍNEAS DE TRANSMISIÓN

Introducción

La función de un sistema de transmisión eléctrico es transportar la energía desde las subestaciones hasta el sistema de distribución valiéndose de torres o elementos de soporte para dicho fin.

Para conocer acerca de las líneas de transmisión como obra civil que es lo que le compete a este trabajo de graduación es necesario el desarrollo de este capítulo el cual se divide principalmente en: las características y componentes de una línea de transmisión.

La primera parte correspondiente a las características de una línea de transmisión describe la importancia de: la topografía, tensión de la línea de transmisión, como diferenciar por su configuración y distribución de circuitos y fases las torres de transmisión, el tipo de cimentaciones que se pueden emplear en este tipo de estructuras. La segunda parte describe los componentes de una línea, cuando se refiere a una torre que uso puede tener según la necesidad que se tenga que cubrir a lo largo de la trayectoria, además describe los elementos de los cuales están formadas las torres como por ejemplo : cables, herrajes, accesorios y aisladores.

2.1 Características de una línea de transmisión

Una línea de transmisión eléctrica está compuesta básicamente por cables y estructuras, tipo torres de celosía, como las que se estudiarán en este trabajo de graduación, no obstante las estructuras pueden ser de otro tipo. Las torres tienen características mecánicas particulares, éstas características están influenciadas, por la topografía del terreno a lo largo de la línea de transmisión, las condiciones climáticas del país, los requerimientos específicos de cada proyecto, además de las características mecánicas de los cables conductores y de guarda.

Además de lo anterior, se debe considerar los elementos responsables de mantener unidos los conductores a las estructuras, los cuales se denominan como los herrajes de la línea.

Para conocer acerca de cada una de las partes de una torres de transmisión eléctrica se muestra la siguiente figura pero más adelante en este capítulo se definirá mas

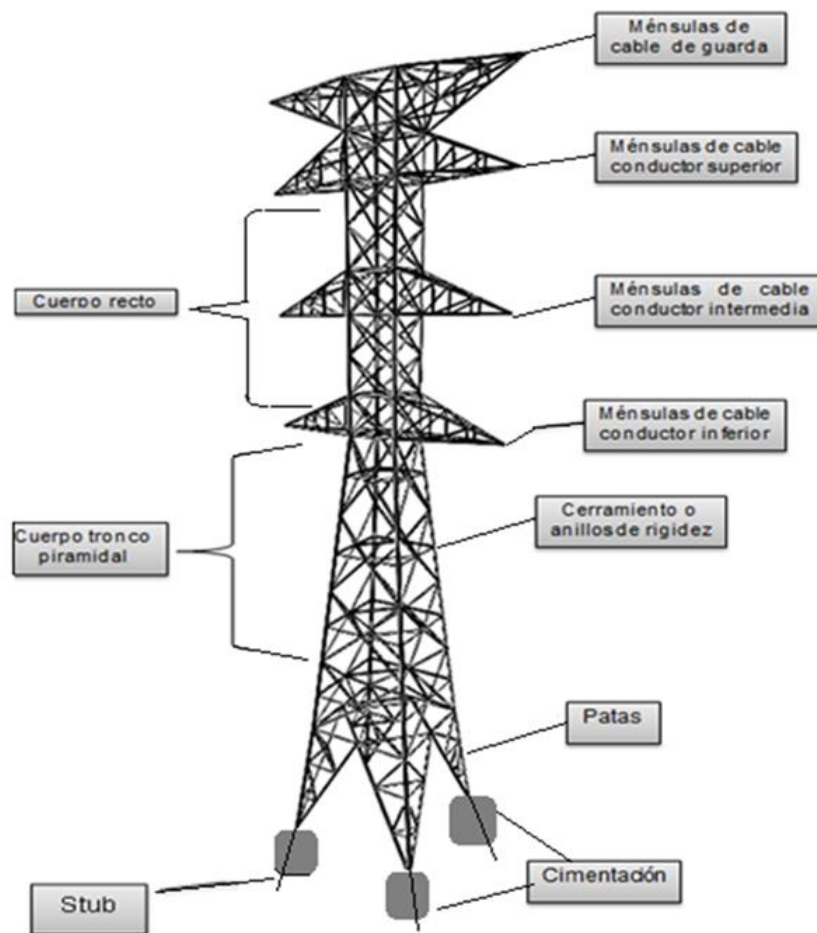


Figura 2.1 Elementos de torre de transmisión eléctrica de alta tensión

2.1.1 Condiciones Topográficas

Actividades previas

Las actividades previas que se llevan a cabo en campo, y que son necesarias para desarrollar el diseño de las líneas de transmisión, están relacionadas esencialmente con la determinación de las condiciones topográficas. Estas actividades sirven para generar los documentos y demás datos de entrada del diseño de la línea y de las estructuras, mismas que listadas en orden secuencial son: evaluación de alternativas y selección de la trayectoria o ruta, levantamiento

topográfico, obtención de registros meteorológicos y geográficos, y determinación de las velocidades regionales de viento presentes en los sitios que cruzará la trayectoria seleccionada.

Trayectoria

La trayectoria de una línea de transmisión es la ruta geográfica a seguir, desde el punto de salida o inicio, habitualmente una subestación eléctrica, hasta el punto de llegada o destino final, normalmente otra subestación eléctrica o un punto de unión o de interconexión con otra línea de transmisión.

Para decidir la trayectoria a considerar en el diseño es necesario realizar la evaluación de las diferentes opciones que las condiciones topográficas nos pueden brindar, y a partir de dicha evaluación tomar la mejor decisión del trazo final de la línea de transmisión.

Las condiciones topográficas de diseño de una línea de transmisión eléctrica, se pueden conocer o establecer teniendo en cuenta entre otros los aspectos siguientes:

- Cuadrantes topográficos del Centro Nacional de Registros (CNR) de la Republica de El Salvador.
- Planos urbanos, planos de desarrollo urbano a futuro, cercanos a la trayectoria de la línea de transmisión.
- Líneas de transmisión eléctrica y de telecomunicación, antenas para telefonía y radiocomunicación.

- Ubicación y orientación de las instalaciones eléctricas (en operación y futuras).
- Carreteras, vías de ferrocarril, aeropuertos, presas, escuelas, refinerías, puertos o muelles que estén operando y en proyecto.
- Zonas industriales, desarrollos habitacionales, comerciales y turísticos.
- Bosques, cafetales, árboles frutales, cañales, sembradíos de alto valor, etc.
- Áreas naturales protegidas o de interés nacional (por ejemplo: parques nacionales, arboles nacionales, zonas arqueológicas, etc.).
- Bodegas de almacenamiento de granos básicos y granjas.
- Ríos, lagos, zonas inundables o propensas a inundación.
- Vientos dominantes y datos meteorológicos.

Los puntos antes mencionados nos permiten definir las opciones de trayectoria o ruta de la línea de transmisión, y así determinar la técnica-económica más conveniente para su diseño y construcción, y de mínimo impacto ambiental.

Es así como nos lleva al siguiente nivel de la etapa de diseño topográfico, que es la evaluación de la ruta de la línea de transmisión eléctrica, la cual se efectúa mediante un análisis comparativo técnico, económico y ambiental, de las posibles trayectorias determinadas y al final optar por la mejor ruta. El análisis comparativo deberá tener en consideración las variables siguientes:

- Topografía predominante, considerando el tipo de terreno: plano, lomerío o montañoso.
- Tensión de la línea de transmisión
- Ajuste en gabinete de los ángulos de deflexión y tangentes críticas.
- Análisis técnico, económico y ambiental de las alternativas. .

- Condiciones meteorológicas: precipitaciones, descargas atmosféricas, tormentas, tornados, masas de aire, ciclones.
- Factibilidad y facilidad para la adquisición del permiso de paso o servidumbre.
- Presentación del estudio de impacto ambiental para la construcción de la línea de transmisión eléctrica, el cual debe presentar al ministerio del medio ambiente y recursos naturales (MARN), estipulado en la ley del medio ambiente de El Salvador en el decreto N° 233, artículo 21 literal g).
- Tipo de asentamientos humanos y su probable expansión: ciudades, poblados, rancherías, caserío aislado y asentamientos irregulares.
- Tipo de vegetación: árida, cultivos, huertos, pastizales, palmares, bosque, selva, manglar.
- Uso del suelo: agrícola, pecuario, forestal, industrial, urbano y en ciertos casos turísticos.
- Vialidad de apoyo: autopistas, carreteras pavimentadas, terracerías, brechas.

2.1.2 Tensión

Tensión

Es el valor de voltaje al que debe operar una línea de transmisión eléctrica de fase a fase en kilovolts (kv) al que, en condiciones normales.

Para la realización de los diseños de líneas de transmisión eléctrica, además de los parámetros relacionados con las condiciones topográficas y meteorológicas, se

deben realizar los cálculos para aquellos aspectos que dependen directamente del nivel de tensión definido, así como también de los valores de flechas en los cables.

Con base en el resultado, se procede con el cálculo correspondiente a la curva para cada nivel de tensionado y para cada tipo de estructura.

Para evaluar las flechas y tensiones se debe contar con las herramientas de cálculo necesarias, de preferencia del tipo computacional, que corresponde a partir de las condiciones de tensionado: Máxima e Inicial, considerando las deformaciones plásticas, o fluencia, producidas por los fenómenos de cambio en su módulo de elasticidad y fluencia del material.

2.1.2.1 Tensión Nominal Del Sistema

Este es el valor de voltaje nominal fase a fase en kilovolts (kv) al que, en condiciones normales, debe operar la línea de transmisión.

La tensión nominal del sistema está determinada por las necesidades de la red eléctrica del sistema eléctrico nacional. Los valores de tensión nominal empleados por El Salvador están estipulados *norma técnica de interconexión eléctrica y acceso de usuarios finales a la red de transmisión* (Acuerdo SIGET 30-E-2011, Enero 2011):

Tabla 2.1 Tensión nominal empleados en El Salvador

Tensión Nominal	kv	La norma técnica de interconexión de la SIGET ¹
Alta tensión	115 y 230.	La red de transmisión comprende líneas de transmisión de 115 kv y 230 kv
Media tensión	3.3, 5.4 y 13.2, 34.5, 23, 46 y 69.	Es el nivel de tensión superior a seiscientos (600) voltios y menor que ciento quince (115) kilovoltios
Baja tensión	120/240V.	Voltaje igual o inferior a 600 Voltios, en su mayoría son usuarios residenciales.

2.1.2.2 Tensión Máxima Del Sistema

Este es el valor de voltaje máximo fase a fase en kilovolts (kV) al que en condiciones normales puede operar la línea de transmisión.

La energía eléctrica se transmite en uno a más circuitos. Un circuito está formado por tres fases, constituidas por los cables conductores, y que mediante los herrajes se fijan en las torres de transmisión eléctrica en diferentes configuraciones. Las configuraciones o disposición típica de los circuitos en el espacio son:

- Triangular o en configuración delta, como el de la figura No. 2
- Horizontal, como el de la figura No. 3; y

¹ La norma técnica de interconexión de la SIGET, Acuerdo SIGET 30-E-2011, Enero 2011

- Vertical o en bandera, como el de la figura No. 4

La disposición horizontal produce estructuras de menor peso para un circuito; la disposición vertical genera estructuras que demandan menor ancho de derecho de vía, siendo estas las más utilizadas para instalación de dos o más circuitos; y la configuración en delta minimiza pérdidas eléctricas y efectos de campo magnético para estructuras de un solo circuito

Dependiendo de la cantidad de cables que las constituyen, las fases pueden ser de un conductor, doble conductor, triple conductor, etc. En El Salvador existen líneas de un solo conductor por fase y de doble conductor por fase.

Definición de fase:

La fase está constituida por uno o más cables conductores que pasan por las ménsulas de la torre

2.1.2.3 Cantidad De Circuitos

La cantidad de circuitos depende de la demanda de energía que exista en el punto o en los puntos de entrega. Las estructuras son denominadas dependiendo de la cantidad de circuitos, existiendo torres de un solo circuito, de doble circuito, etc. En El Salvador existen líneas de transmisión con torres que soportan un solo circuito, dos circuitos y cuatro circuitos. La cantidad de puntos de fijación de las fases en las torres dependerá de la cantidad de circuitos a soportar. Los puntos de fijación en las torres se conocen como ménsulas. Una torre de un solo circuito tiene tres ménsulas, una de doble circuito tiene seis, ver figura No. 2.5, y una de cuatro circuitos tiene doce. Dependiendo de la configuración del circuito o circuitos, las

ménsulas pueden estar a un solo lado de la torre o ambos lados de la misma. La diferencia entre un tipo de configuración y otro, además de la cantidad de ménsulas, se refleja en la robustez de la estructura.

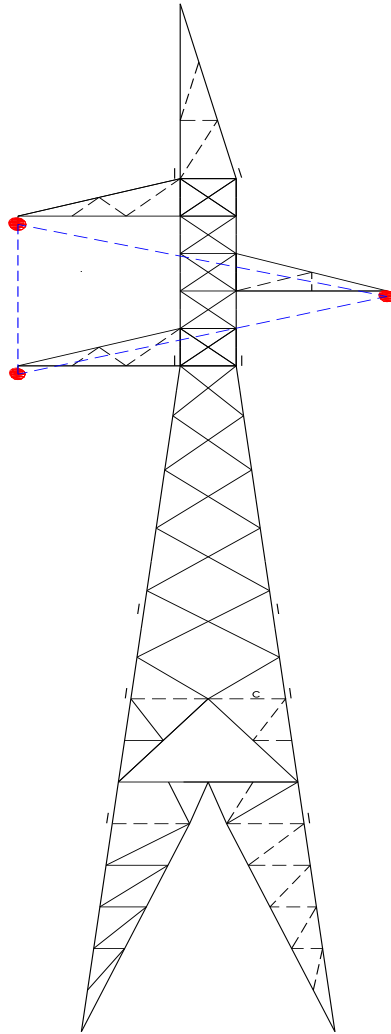


Figura 2.2 Torre con simple circuito, un conductor por fase, en configuración delta.²

² Fuente propia

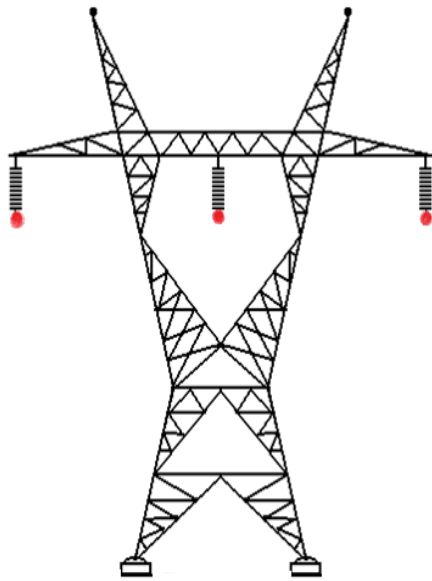


Figura 2.3 Torre con simple circuito en configuración, un conductor por fase, en configuración en horizontal.³

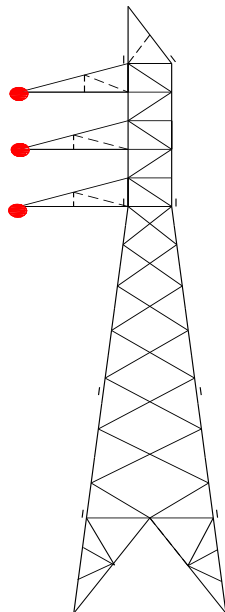


Figura 2.4 Torre con un circuito, un conductor por fase, en configuración vertical o en bandera.⁴

³ Fuente propia
⁴ Fuente propia

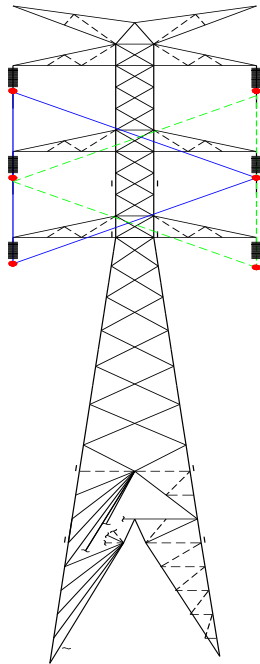


Figura 2.5 Torre con 2 circuitos, un conductor por fase, en configuración delta.⁵

2.1.2.4 Calibre

Existen varios tipos materiales que son utilizados en la fabricación de cables para su utilización en las líneas de transmisión, esto de acuerdo a las necesidades de la línea. Por ejemplo el cobre duro es utilizado en las líneas aéreas donde se requiere más propiedades mecánicas de tensión, ya que si se pone cobre suave la línea tenderá a pandearse debido a la gravedad y a su propio peso. Y en líneas subterráneas se utiliza el cobre suave, debido a que si utilizamos el cobre duro le quitaría la flexibilidad, que estas requieren para su instalación y manejo

Circula mil (CM)

El área de la sección transversal de un cable en CM, es la suma del área de las secciones transversales de cada uno de los alambres que lo conforman.

⁵ Fuente propia

El CM es una unidad conveniente para realizar comparaciones del área de las secciones de varios cables, sin la necesidad de realizar cálculos.

Para el calibre de los cables (tamaño de cables), el acrónimo MCM o kCM significa miles de circular mil. Utilizando la ecuación 2.1, un kCM es igual a 0.5067 mm² o aproximadamente 0.5 mm². Esta aproximación, es útil para una rápida comparación del área de secciones de cables que se expresan en mm², como es el caso de cables de potencia aislados, de tal forma que un cable con área de 1800 kCM es equivalente a un cable con área de sección transversal de 900 mm².



$$1(CM) = \pi \left[\frac{0.0254(mm)}{2} \right]^2 = 5.067 \times 10^{-4} (mm^2) \quad \text{Ecuación 2-1}$$

Área de un círculo cuyo diámetro es igual a un "mil" (una milésima de pulgada).

Definición de AWG

La "American Wire Gauge" o AWG, también conocida como la "Brown and Sharpe Gauge", fue ideada en 1857 por J.R. Brown. Esta escala de calibres, así como algunas otras de las escalas usadas, tiene la propiedad de que sus dimensiones representan con aproximación los pasos sucesivos del proceso de estirado del mismo.

A diferencia de otras escalas, los calibres del "American Wire Gauge" no se han escogido arbitrariamente, sino que están relacionados por una ley matemática. La escala se formó fijando dos diámetros y estableciendo una ley de progresión geométrica para diámetros intermedios. Los diámetros base seleccionados son

0.4600 pulgadas (calibre 4/0) y 0.0050 pulgadas (calibre 36), (Ver ecuación nº 1.2). Por lo tanto, la razón entre un diámetro cualquiera y el diámetro siguiente en la escala está dada por la expresión:

$$\sqrt[39]{\frac{0.4600}{0.0050}} = \sqrt[39]{92} = 1.1229 \quad \text{Ecuación 2-2}$$

Esta progresión geométrica puede expresarse como sigue: la razón entre dos diámetros consecutivos en la escala es constante e igual a 1.1229.

En la industria eléctrica en Norte América los conductores mayores a 4/0 AWG son expresados en kCM. Fuera de Norte América y en Europa los calibres de los cables son normalmente expresados por el área de su sección transversal en mm². Esta escala es la designada por la Comisión Electrotécnica Internacional (IEC).

Si se aplica esta constante a través de los datos de los diámetros, se obtienen resultados muy aproximados entre dos calibres, por ejemplo (tomando datos de la Tabla 2.2):

$$D_{1/0} = (D_1)1.1229 = (0.2893 \text{ [plg]}) 1.1229 = 0.32485 \text{ [plg]}$$

Esta constante del incremento es útil, sin embargo, si se utiliza la constante con pocas cifras significativas después del punto decimal, se puede acumular error significativo al realizar el cálculo a través de varios calibres, ya que la progresión es aproximada, pero no exacta geoméricamente. En la siguiente tabla se puede apreciar los diferentes diámetros nominales estándar y Áreas transversales de AWG para diámetros de cable circulares sólidos a 20 ° C.

Tabla 2.2 Diámetros nominales estándar y Áreas transversales de AWG para diámetros de cable circulares sólidos a 20 ° C⁶.

Tamaño		Diámetro			Área de sección			Tamaño		Diámetro			Área de sección		
AWG	mils	mm	cmils	mm²	AWG	mils	mm	cmils	mm²	AWG	mils	mm	cmils	mm²	
4/0	460.00	11.684	211600	107.20	27	14.20	0.3610	202.000	0.102						
3/0	490.60	10.404	167772	85.00	28	12.60	0.3200	159.000	0.0804						
2/0	364.90	9.260	133079	67.40	29	11.30	0.2870	128.000	0.0647						
1/0	<u>324.90</u>	8.250	105560	53.50	30	10.00	0.2540	100.000	0.0507						
1	<u>289.30</u>	7.350	83694	42.40	31	8.90	0.2260	79.200	0.0401						
2	257.60	5.640	66358	33.60	32	8.00	0.2030	64.000	0.0324						
3	229.40	5.820	52624	26.70	33	7.10	0.1800	50.400	0.0255						
4	204.30	5.190	41738	21.10	34	6.30	0.1600	39.700	0.0201						
5	181.90	4.620	33088	16.80	35	5.60	0.1420	31.400	0.0159						
6	162.00	4.110	26244	13.30	36	5.00	0.1270	25.000	0.0127						
7	144.30	3.670	20822	10.60	37	4.50	0.1140	20.300	0.01026						
8	128.50	3.260	16512	8.37	38	4.00	0.1020	16.000	0.00811						
9	114.40	2.910	13037	6.63	39	3.50	0.0890	12.300	0.00621						
10	101.90	2.590	10384	5.26	40	3.10	0.0787	9.610	0.00487						
11	90.70	2.300	8226	4.17	41	2.80	0.0711	7.840	0.00397						
12	80.80	2.050	6529	3.31	42	2.50	0.0635	6.250	0.00317						
13	72.00	1.830	5184	2.63	43	2.20	0.0559	4.840	0.00245						
14	64.10	1.630	4019	2.08	44	2.00	0.0508	4.000	0.00203						
15	57.10	1.450	3260	1.65	45	1.76	0.0447	3.100	0.00157						
16	50.80	1.290	2581	1.31	46	1.57	0.0399	2.460	0.001249						
17	45.30	1.150	2052	1.04	47	1.40	0.0356	1.960	0.000993						
18	40.30	1.020	1624	0.82	48	1.24	0.0315	1.540	0.000779						
19	35.00	0.904	1289	0.65	49	1.11	0.0282	1.230	0.000624						
20	28.50	0.813	1024	0.52	50	0.99	0.0252	0.980	0.000497						
21	23.50	0.724	812	0.41	51	0.88	0.0224	0.774	0.000392						

⁶ Tomada de Standard Specification for Standard Nominal Diameters and Cross-Sectional Areas of AWG Sizes of Solid Round Wires Used as Electrical Conductors (ASTM B 258-02)

Tamaño	Diámetro		Área de sección		Tamaño	Diámetro		Área de sección	
22	25.30	0.643	640	0.32	52	0.78	0.0198	0.608	0.000308
23	22.60	0.574	511	0.26	53	0.70	0.0178	0.490	0.000248
24	20.10	0.511	404	0.21	54	0.62	0.0158	0.384	0.000195
25	17.90	0.455	320	0.16	55	0.55	0.0140	0.302	0.000153
26	15.90	0.404	253	0.13	56	0.49	0.0125	0.240	0.000122

2.1.2.5 Cantidad De Conductores Por Fase.

La cantidad de conductores por fase dependerá esencialmente de la corriente a transmitir y del número de configuraciones que puede llegar a tener la torre de transmisión eléctrica para cumplir las necesidades de transmisión eléctrica de un punto a otro.

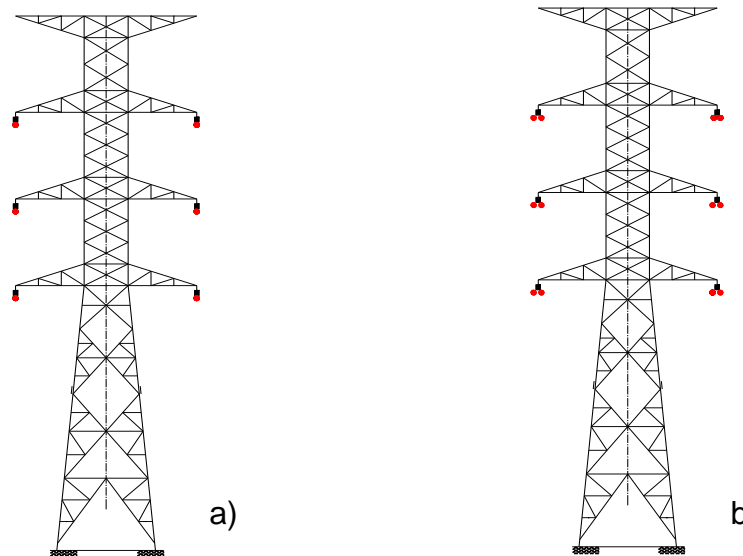


Figura 2.6 a) Torre de dos circuitos con un conductor por fase; b) Torre de dos circuitos con dos conductores por fase⁷

Las torres de la figura N° 6 tienen configuración delta en sus circuitos; sin embargo la torre del literal a) consta de dos circuitos pero es de una solo conductor por fase,

⁷ Fuente propia

es decir que cada una de sus ménsulas soporta un solo cable conductor. La torre del literal b) está soporta dos circuitos, con dos conductores por fase, por lo que cada una de sus ménsulas debe soportar dos cables conductores.

La torre de la figura N° 2.7 soporta un circuito en configuración Delta, con dos conductores por fase.

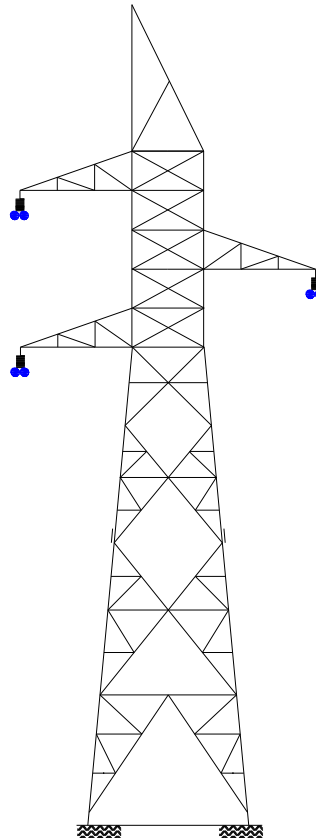


Figura 2.7 Torre de un circuito, en configuración Delta, con 2 conductores por fase⁸

Los circuitos de configuración horizontales también pueden estar formados hasta por cuatro cables conductores por fase.

⁸ Fuente propia

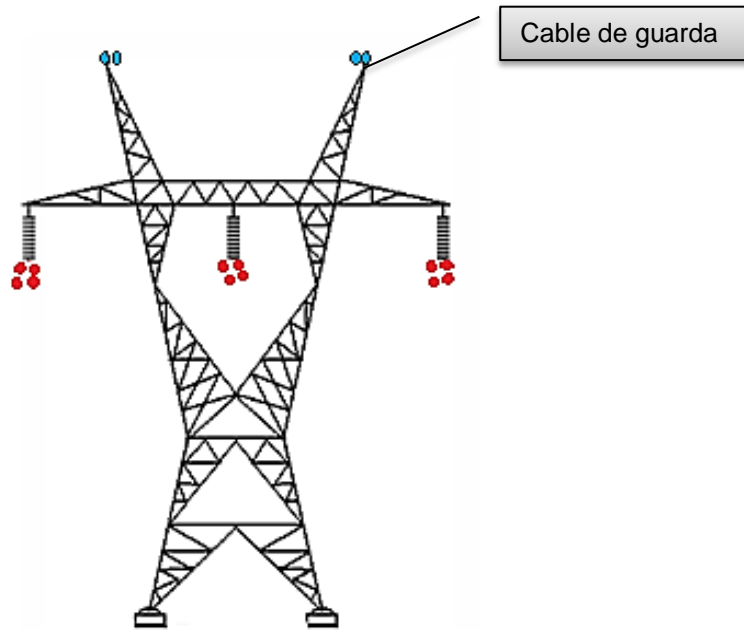


Figura 2.8 Torre de un solo circuito, en configuración horizontal, con cuatro conductores por fase.⁹

2.1.2.6 Cantidad De Cables De Guarda.

Los cables de guarda en las torres de transmisión eléctrica como se ha mencionado con anterioridad tienen la función de proteger el sistema eléctrico ante la posibilidad de descargas atmosféricas.

Pero que es lo que determina la cantidad de cables de guarda en una torre de transmisión eléctrica: es la cantidad de circuitos que tiene la torre, entonces conociendo los circuitos de la torre conoceremos también el número de cables de guarda que formarán parte de la torre de transmisión eléctrica aérea.

⁹ Fuente propia

Además de realizar la función establecida para los cables de guarda convencionales, tienen la función de comunicaciones mediante fibras ópticas integradas entre los alambres que componen el cable. La aplicación principal de la función de comunicación es para transferencia de datos que sirvan para medición y control de la red eléctrica, sin embargo, es posible explotar la función de estos cables como redes de telecomunicaciones en general

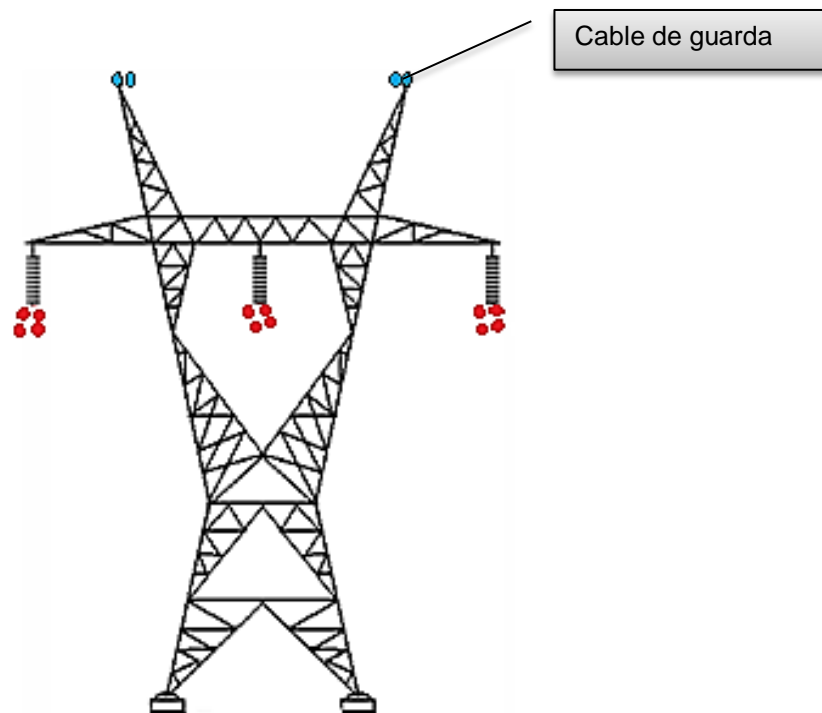


Figura 2.9 Cantidad de cables de guarda¹⁰

2.1.3 Estructuras De Soporte

Las estructuras de transmisión tienen como función principal proporcionar un soporte adecuado a los cables conductores para la transmisión de energía eléctrica, cumpliendo con las distancias dieléctricas mínimas entre estos puntos de soporte de cables y con la capacidad mecánica para absorber las tensiones generadas por los cables, además de las condiciones ambientales que inciden en

¹⁰ Fuente propia

ellas. En este numeral indica la clasificación de los diferentes tipos de estructuras de transmisión, su conformación geométrica y el material que las constituye.

Cabe destacar que durante el recorrido de la trayectoria y el proceso de diseño, es posible detectar la necesidad de utilizar otro tipo de estructuras (torre de acero auto-soportadas, postes monopolos troncocónicos en acero o monopolos en concreto reforzado y estructuras formadas por postes de madera, acero o concreto, torres autoretenidas.) o el requerimiento de estructuras de diseños especiales.

El tipo de estructuras a utilizar para el diseño y en consecuencia la construcción de una línea de transmisión aérea, depende principalmente de:

- Nivel de tensión eléctrica de operación
- Calibre del conductor a utilizarse
- Cantidad de circuitos necesarios para el enlace a la red eléctrica
- Disposición de fases en el espacio
- Costos o presupuesto destinado para su construcción
- Zonas por donde pasará la trayectoria de la línea de transmisión

TIPOS DE ESTRUCTURAS DE SOPORTE

1. Torres autosoportadas

Son normalmente estructuras formadas por celosía (enrejado) de acero, que por su geometría y diseño, son capaces de soportar su propio peso y las fuerzas ejercidas por los cables conductores y de guarda. Debido a su aplicación en cualquier tipo de terreno, son los tipos de estructuras más tradicionalmente usadas para líneas de

transmisión aéreas. Se pueden diseñar para diversas configuraciones de varios circuitos con diferentes disposiciones de fases en el espacio.

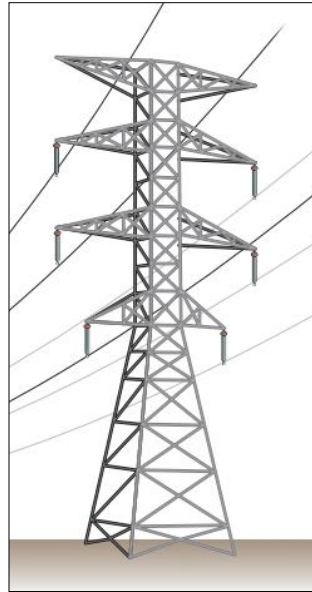


Figura 2.10 Torre autosoportada¹¹

2. Torres autoretenidas

Son estructuras formadas por celosía de acero, que soportan su propio peso y las fuerzas ejercidas por los cables conductores y de guarda, requieren, para sostenerse erguidas de cables anclados al terreno, denominados “retenidas”. Son de dimensiones esbeltas, peso ligero y requieren de constante mantenimiento.

El uso de este tipo de estructuras inició con forma de “H” denominadas “tipo portal”, en años posteriores se introdujo la utilización de torres en forma de “V”, y raramente se han utilizado torres en forma de “Y”.

Por razones económicas y de estética la aplicación de torres retenidas es común para líneas largas de un circuito, especialmente para terreno plano y accesible. Para el uso de estas torres en zonas agrícolas se debe prever el refuerzo de

¹¹ Manual para diseño electromecánico de líneas de transmisión aéreas. Figura 21.1 pag.280

anclas en la cimentación, con el propósito de minimizar el daño por impacto de la maquinaria agrícola.

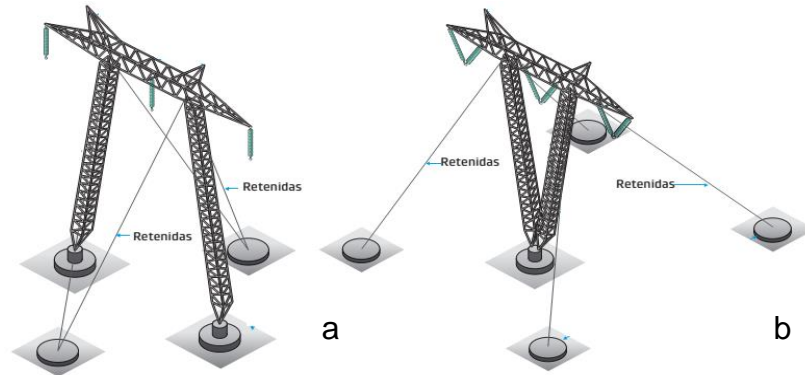


Figura 2.11 a) torre autoretentida tipo portal y b) torre autoretentida tipo "V"¹²

3. Postes troncocónicos

Estructuras conformadas por secciones cónicas de acero, de apariencia esbelta. Usados frecuentemente en zonas urbanas y suburbanas, donde los derechos de vía son estrechos y solo es posible el uso de claros cortos entre postes.

En cuanto a la cimentación, los postes troncocónicos pueden clasificarse en:

- Directamente empotrados ver figura n° 2.12 a)
- Con placa de base ver figura n° 2.12 b)

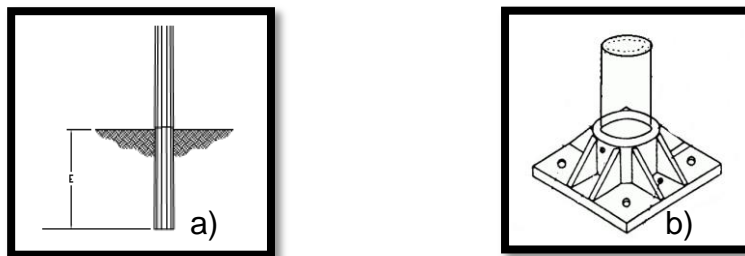


Figura 2.12 a) Poste empotrado b) Poste con placa base¹³

¹² Manual para diseño electromecánico de líneas de transmisión aéreas. Figura 3.2 (b) y 3.3. Pag.37

También son usados como estructuras compactas, incluyendo el empleo de ménsulas aisladas. Son estructuras aplicadas para minimizar el impacto visual de las instalaciones como en la figura N° 14. Es común que se utilicen para niveles de tensión eléctrica a partir de los 115 kv.

Con este tipo de estructuras es posible alcanzar alturas relativamente altas para el enganche de los cables. Es importante considerar que los proyectos de líneas de transmisión con postes troncocónicos son de alto costo de inversión una de las razones de su alto costo es que tienen espaciamientos más cortos en comparación con las torres de celosía.

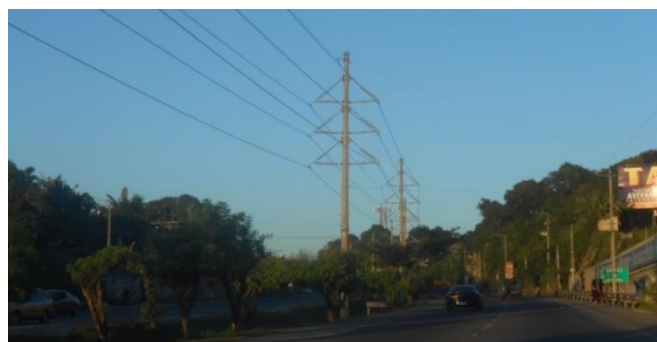


Figura 2.13 Poste troncocónico de 115 kv, ubicado en Calle de Oro, frente a subestación San Bartolo, Ilopango¹⁴

Cuando el diseño de los postes troncocónicos contempla la posición de los circuitos de un solo lado, se les conoce como postes troncocónicos “tipo bandera o cantiléver” (Ver: figura N° 14).

¹³ Figura 2.12 a) fuente propia. Figura 2.12 b) <http://patentados.com/invento/anclaje-para-postes-de-senalizacion-en-la-via-publica.html>

¹⁴ Fuente propia

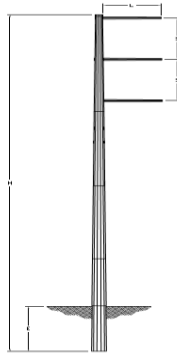


Figura 2.14 Poste troncocónico tipo bandera o cantiléver.¹⁵

La disposición bandera usual en las ciudades, donde las tres ménsulas se ubican del lado de la calle, alejando así los conductores de la línea de edificación.

4. Marcos de remate

Utilizados comúnmente como estructuras mayores en las subestaciones eléctricas, han resultado buena opción para su aplicación en líneas de transmisión, principalmente en cruzamientos por debajo de otras líneas de transmisión, donde se requiere baja altura de las estructuras para lograr los libramientos de distancias dieléctricas. Usualmente se diseñan de celosía de acero como en se puede apreciar en la figura N° 16, aunque también es posible sean de acero tubular.



Figura 2.15 Marco de remate, localizado en subestación San Bartolo, colonia San Felipe, Ilopango.¹⁶

¹⁵ Fuente propia

5. Estructuras formadas por postes de concreto

Postes que tienen versatilidad desde voltajes de media tensión hasta 115 kV y en algunos países hasta 230 kV; conformando estructuras denominadas “tipo H” (Ver: Figura N°2.16 a)) y “tercias” que se muestran en la figura N° 2.16 b) para su uso en suspensión y tensión, respectivamente. Este tipo de estructuras emplean retenidas para soportar los esfuerzos mecánicos a los que se someten las estructuras

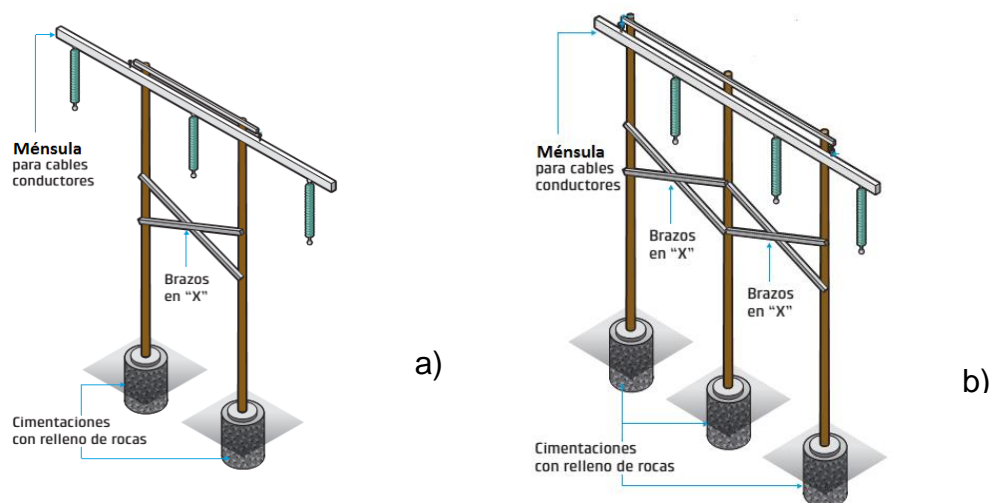


Figura 2.16 a) Postes de concreto tipo H b) Postes de concreto para Uso de remate y suspensión¹⁷

2.1.4 Cimentaciones

Los cimientos son los responsables de transmitir las cargas de las diferentes estructuras al terreno.

Generalmente se construyen de concreto armado, todo proyecto de cimentación debe incluir un Estudio Geotécnico (estudio de las características del terreno) ya

¹⁶ Fuente propia

¹⁷ Manual para diseño electromecánico de líneas de transmisión aéreas. Figuras 3.14 (b) y 3.15 (b). pág. 40

que la cimentación es la encargada de garantizar la estabilidad de la estructura que soporta a lo largo de la vida útil de la misma.

A partir del Estudio Geotécnico podremos conocer las propiedades del suelo (tensión admisible del terreno a las distintas cotas en Kg/cm^2), densidad de la tierra, profundidad del nivel freático, posible asiento, ángulo de fricción del terreno, cohesión aparente, etc.)

Así, para la elección del tipo de cimentación, debe tenerse en cuenta, por una parte, la estructura que soporta, y por otra, las características del terreno en que se sitúa, teniendo en cuenta que una vez alcanzado un nivel de seguridad adecuado para la misma, ésta debe de ser lo más económica posible.

Además, se debe garantizar que la cimentación tenga una durabilidad adecuada, ya que al tratarse de estructuras enterradas, la detección de deficiencias así como las posibles medidas de actuación para corregir éstas deficiencias resultan complicadas. Se debe prevenir, por tanto, que la cimentación se vea afectada por la posible agresividad del terreno, así mismo, debe estar protegidas de las acciones físicas y a las modificaciones naturales o artificiales del terreno (cambios de volumen, variaciones del nivel freático, excavaciones próximas, etc.).

Tipos de cimentaciones de torres de transmisión eléctrica:

❖ Cimentación grilla o emparrillado

Los tres tipos de cimentación de grilla o emparrillado de acero se puede apreciar en la figura nº 2.17 a) que es de tipo pirámide en el que el Stub de pata de la torre está conectado a cuatro elementos más pequeños que a su vez están conectados

con una parrilla en la base, una ventaja de este tipo de pedestal es que la pirámide puede transferir la carga de cizalladura horizontal directo a la parrilla. Sin embargo, la disposición de la pirámide no permite mucha flexibilidad para ajustar el montaje, si es necesario. Además, es difícil para compactar el material de relleno dentro de la pirámide.

En la fundación de la figura nº 2.17 b) es de parrilla, el stub que posee la pata de la torre es llevado directamente a la base del emparrillado. El cortante horizontal se transfiere a través de miembros de corte están bajo la resistencia lateral pasiva del suelo compactado adyacente. Es importante que el miembro de cizallamiento inferior y diagonal esté conectado al Stub de la torre y una altura de desplante adecuada adentro del terreno para que pueda crear una resistencia lateral pasiva del relleno compactado.

La cimentación de la figura nº2.17 c) también tiene Stub conectado a la pata de la torre y se conduce directamente a la base de enrejado. Este tipo de cimentación de grilla tiene un elemento de refuerzo en la pata los cuales aumentan el área para la movilización de presión lateral pasiva del suelo así como el aumento de la fuerza en las patas de la torre. La cizalla se transfiere al suelo a través de la pata y los elementos de refuerzo los cuales resisten la presión lateral pasiva del suelo.

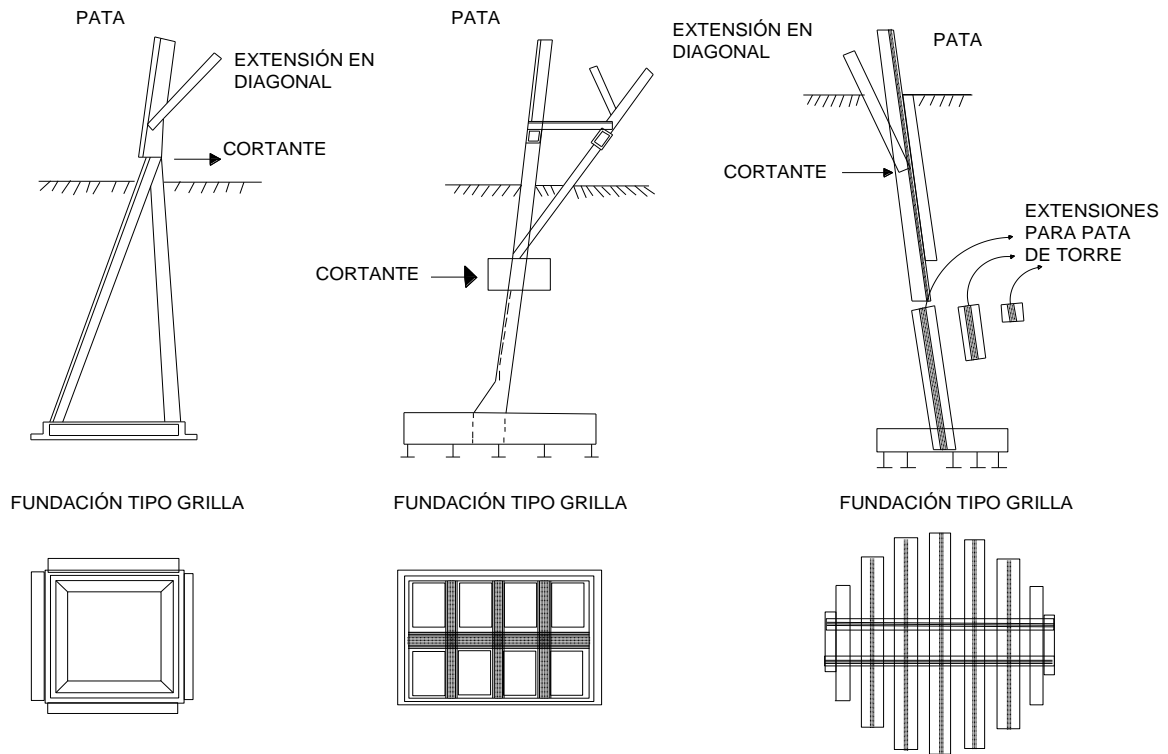


Figura 2.17 Fundaciones tipo Grilla¹⁸

Las fundaciones tipo grilla ya no se diseñan actualmente en el país pero sin embargo este tipo de fundación aún existe en la línea de antiguo Cuscatlán – San Martín.

❖ Zapatas aisladas

Las zapatas aisladas se utilizan para soportar la carga de una pata de la torre de transmisión eléctrica de alta tensión, estas son las zapatas más comúnmente usadas.

La distribución de las presiones en la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo es muy variable y muy sensible a las rigideces relativas del suelo y la cimentación y de las características propias de la estructura del suelo.

¹⁸ 691 IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing. Figura 8. Pág 24.

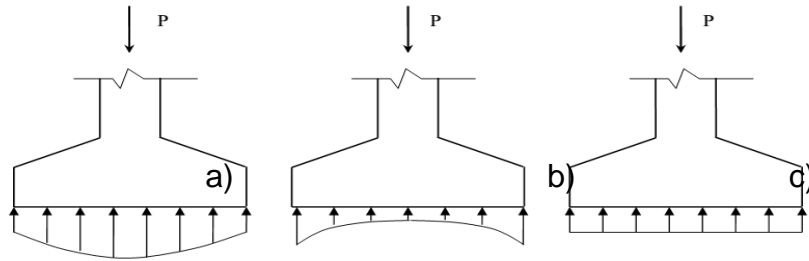


Figura 2.18 Distribución de presiones a) suelo granular o arenoso b) suelo cohesivo o arcilloso c) Condición supuesta o esfuerzo promedio.¹⁹

El aumento de la tensión de transmisión impulsó la necesidad de disponer de estructuras de mayor tamaño, de torres metálicas, y de contar con un sistema de fundación económico que fuera acorde con la nueva topología de los soportes de apoyo. Estas zapatas individuales ubicados en correspondencia con las patas de la torre, están sometidos preponderantemente a acciones verticales alternativas: al arranque y al hundimiento (según sea la dirección del viento) como se puede ver en la figura 2.19.

El concepto de “arrancamiento” o extracción del cimiento atrae la atención por tratarse de un caso especial y atípico en el diseño de fundaciones; el suelo, que rodea a la zapata por encima de la cota de fundación, debe colaborar con su peso y su resistencia al corte para evitar la extracción del cimiento.

La observación y el estudio de las fallas de rotura producidas en ensayos a escala real y de laboratorio permitieron conocer el comportamiento resistente del terreno. La práctica más sencilla y usual es asignarle el carácter de equivalente al peso de la masa de suelo movilizado por el cimiento arrancado,

¹⁹ Fuente propia.

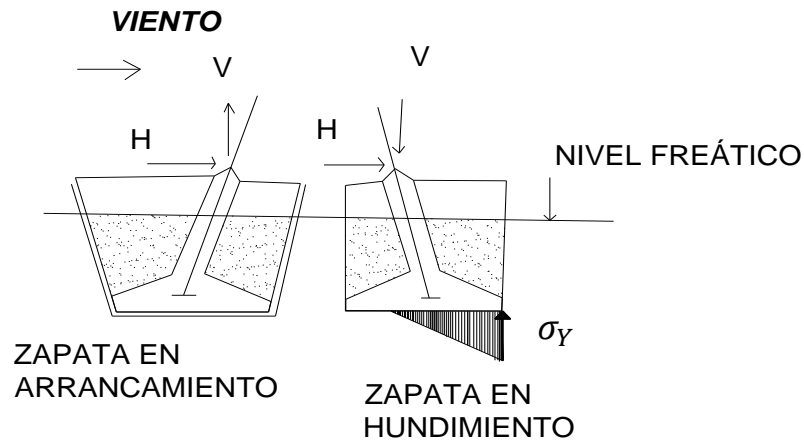


Figura 2.19 Zapatas individuales en la situación de arrancamiento y hundimiento.²⁰

❖ Cimentación con pilotes

Pilotes de concreto prefabricado

Pilotes prefabricados de concreto pueden ser convencionalmente armados o pretensados. Se fabrican en forma de cuadrados, o configuraciones redondas octogonales y puede ser sólido o tiene un núcleo hueco, pilotes prefabricados de concreto se pueden fabricar en cualquier tamaño o longitud para satisfacer los requisitos de diseño, pero hay limitaciones prácticas tales como el manejo de equipos, instalación y transporte del equipo necesario para hincar la pila.

Pilotes in-situ

Pilotes de concreto de 10-24 pulgadas (250-600 mm) de diámetro in-situ, se instalan mediante la colocación de acero de refuerzo y concreto en un agujero excavado en el suelo.

²⁰ Criterios de diseño y construcciones para líneas de transmisión. Figura nº 13.

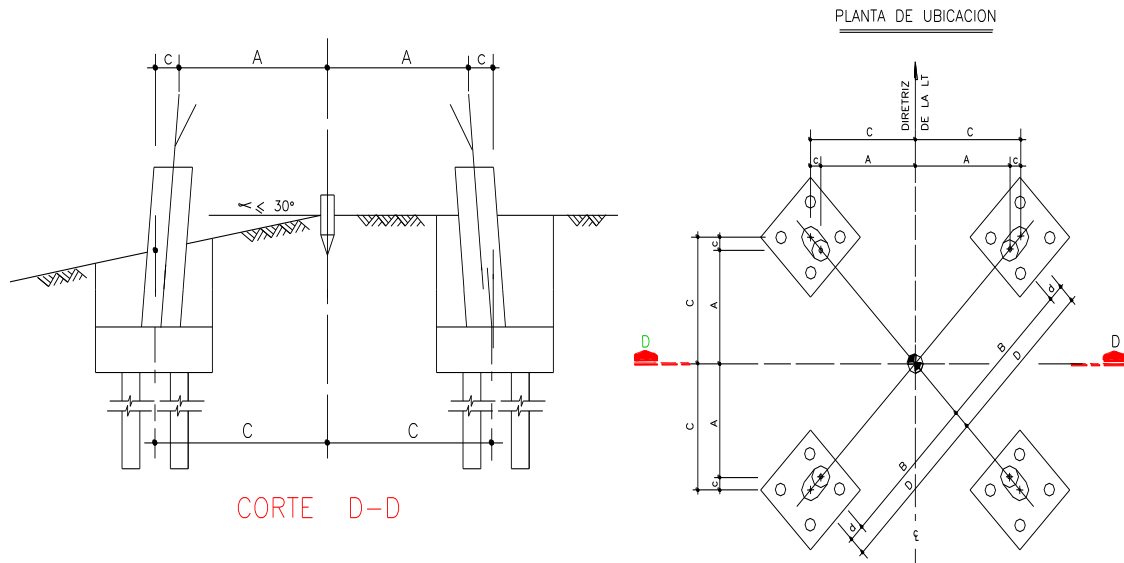


Figura 2.20 Vista de perfil y de plata de la cimentación de pitotes en una torre de transmisión eléctrica.²¹

❖ Pilas acampanadas

El complejo comportamiento de las cimentaciones sometidas a fuerzas de tracción depende de muchos factores, tales como la naturaleza del suelo, forma de instalación de la cimentación, geometría, rozamiento de la misma con el suelo y rozamiento suelo-suelo.

La resistencia al arranque de una cimentación sometida a esfuerzos de tracción viene dada como suma del peso de la misma, el peso del terreno encerrado en la superficie de rotura y la resistencia a la fricción a lo largo de ésta. La forma de la superficie de rotura es la que determina el mayor o menor valor de la fuerza máxima a tracción capaz de soportar la cimentación.

La superficie de rotura obtenida mediante ensayos en laboratorio de modelos a escala en arena

²¹ Fuente propia.

- Modelo de superficie de rotura vertical (Majer, 1955).
- Modelo de cono truncado invertido (Downs y Chieurzzi, 1966; Murray y Geddes, 1987), en el que la superficie de rotura forma un ángulo con la vertical igual al ángulo de rozamiento interno del terreno o la mitad de éste (Clemence y Veesaert, 1977).
- Modelo de superficie curva, para cimentaciones con base circular (Balla, 1961) Y con base rectangular o cuadrada (Meyerhof y Adams, 1968),

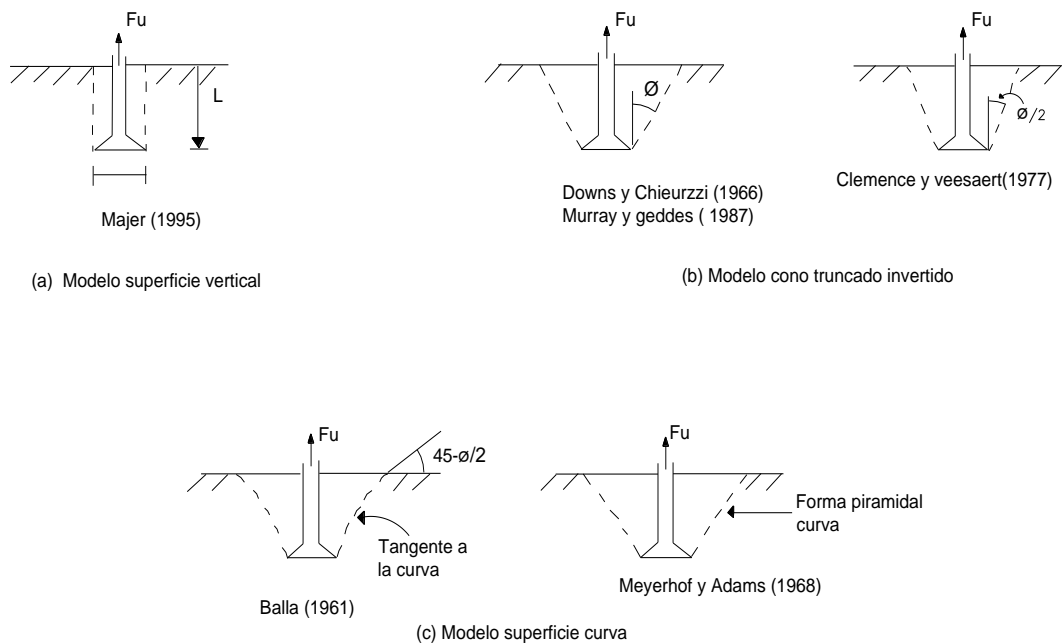


Figura 2.21 Modelos de superficie de rotura para la estimación de la fuerza máxima a tracción para pilas acampanadas.²²

Se utiliza el sistema de pilas acampanadas como la que se ilustra en la figura 2.22 para trasladar cargas a estratos medianamente profundos de alta resistencia. La

²²Análisis de cimentaciones a tracción en invernaderos y aproximación al cálculo de las mismas mediante elementos finitos. Figura 1. Pag 48

capacidad de una pila corta acampanada está asociada a la capacidad de soporte del suelo en la base ya que la fricción de los estratos que atraviesa se desprecia o se utiliza para soportar el peso propio.

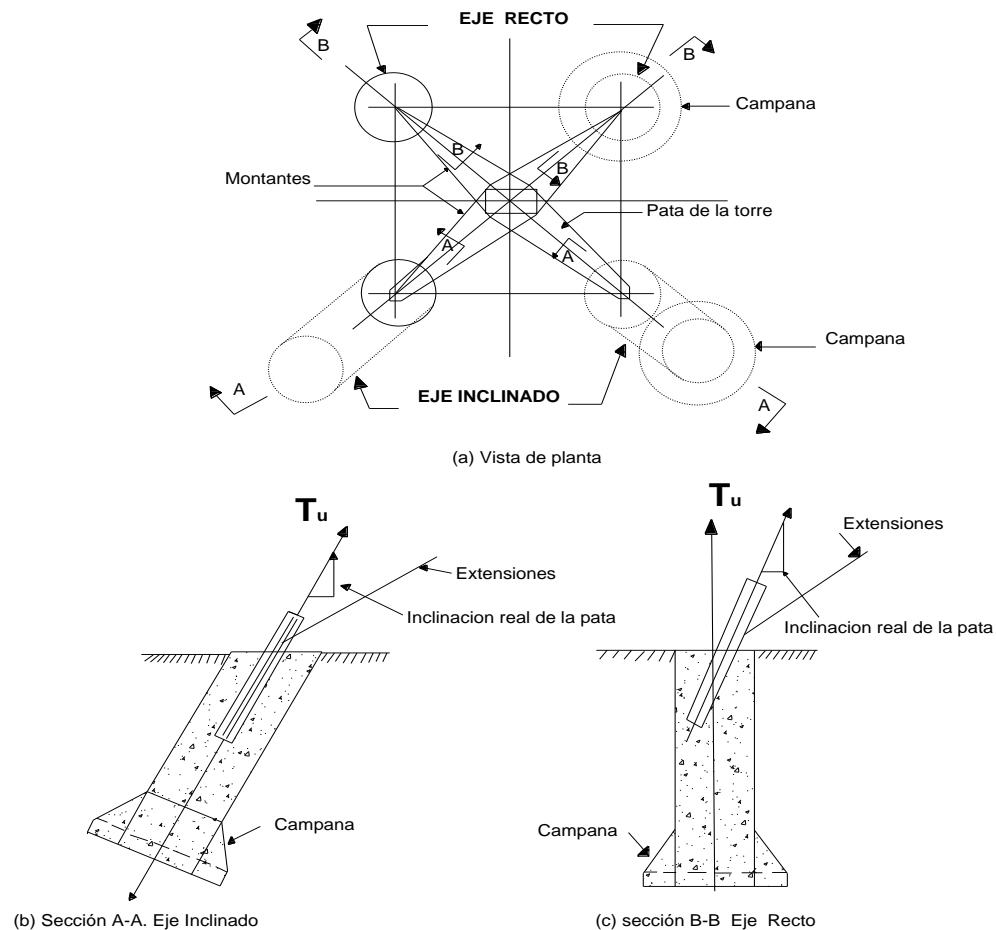


Figura 2.22 Sistema de pilas acampanadas en torre de transmisión eléctrica.²³

❖ Anclaje

La necesidad de reducir los costos de las estructuras de alta tensión de gran extensión, dispuso el empleo de soportes arriendados o anclaje que por ser

²³ 691 IEEE Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing. Figura 43 pág. 81.

isostáticas tienen una gran adaptabilidad frente a posibles desplazamientos de sus fundaciones. Dicha estructura (figura 2.23) introdujo la utilización de un nuevo tipo de fundación denominado *placas a muertos de anclaje*, vinculado a la estructura mediante riendas.

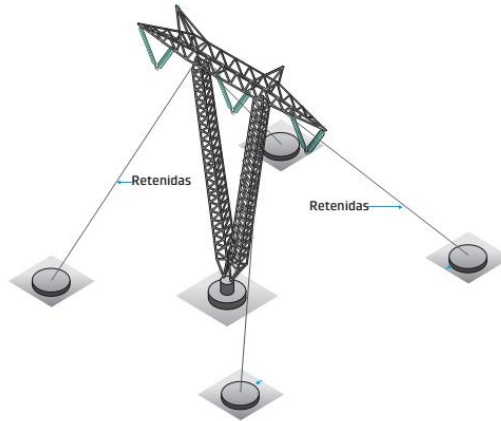


Figura 2.23 Torre de transmisión con anclajes.²⁴

A consecuencia de la flexibilidad de los amarres, las fundaciones están sometidas a tracción pura. Al someter una placa a la extracción, se observa que la rotura del suelo se produce a través de líneas diferentes que son función de las siguientes condiciones físicas y geométricas:

a) Condiciones físicas:

- naturaleza del suelo

b) Condiciones geométricas

- Profundidad de la fundación
- Forma de la placa
- Relación entre la profundidad y las dimensiones de la placa

²⁴ Manual para diseño electromecánico de líneas de transmisión aéreas. Figura 3.3. pág.37.

❖ **Losa de cimentación**

Por último se expone el caso cuando las patas de la torre esta sobre una losa de cimentación y se emplea cuando la capacidad de carga del suelo es muy baja y las zapatas aisladas resultan demasiado grandes y juntas entonces es mejor optar por esta solución.

En este modelo partimos de la suposición que dos patas estarán a tensión (arranque) y las otras dos en compresión

2.2 Componentes de líneas de transmisión

2.2.1 Tipos de estructuras según su uso.

Las torres en una línea de transmisión eléctrica tienen un uso específico del cual se deriva su nombre, las estructuras usadas para líneas de transmisión son divididas en los siguientes tipos:

2.2.1.1 Estructura De Suspensión

Este tipo de estructura corresponde al tipo autosoportante, esto quiere decir que esta estructura sólo trasmite a las fundaciones su peso, están diseñadas para soportar únicamente las cargas verticales y la fuerza ejercida por la presión del viento actuando perpendicularmente con respecto a la dirección de la trayectoria de la línea de transmisión

Utilizadas en tramos rectos o con ángulos de deflexión muy pequeños con respecto al cambio de dirección del eje de la trayectoria de las líneas de transmisión,

normalmente no exceden los 3°. Además, las estructuras de suspensión constituyen entre el 80 y 90% del total de las estructuras consideradas en el diseño de una línea de transmisión.

Durante condiciones normales de operación, las tensiones en los cables no transfieren esfuerzos adicionales a éstas.



Figura 2.24 torre nº 13 en suspensión, sobre la 17 av. norte ciudad Merliot (a la izquierda). Torre nº 6 en suspensión, línea Soyapango-San Martín (a la derecha).²⁵

2.2.1.2 Estructura De Deflexión

Las estructuras de deflexión son utilizadas cuando la línea de transmisión cambia de dirección (ver figura nº 27). Este tipo de torres se colocan en los puntos de intersección o inflexión, tales que el eje transversal de la ménsula biseca (divide) el ángulo formado por el conductor, igualando las tensiones longitudinales de los conductores en los claros adyacentes.

²⁵ Fuente propia.

Las estructuras de deflexión soportan las fuerzas ejercidas por la tensión de los cables cuando la trayectoria de la línea cambia de dirección. Los ángulos de deflexión que se recomiendan para el diseño de este tipo de estructuras oscilan entre los 5° y 60° dependiendo de las características de la línea de transmisión

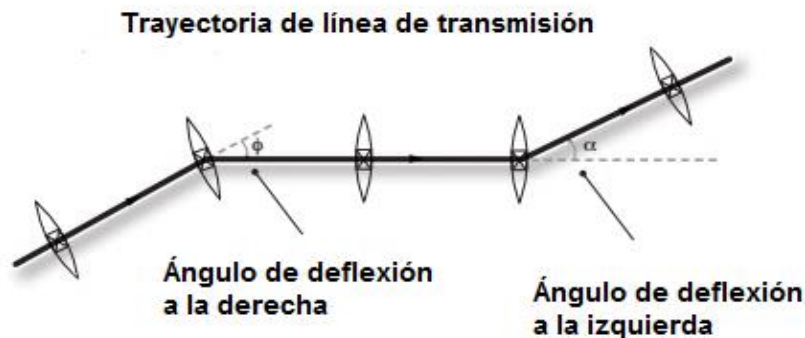


Figura 2.25 Vista en planta de los ángulos de deflexión en una línea de transmisión eléctrica de alta tensión ²⁶

2.2.1.3 Estructura De Remate o Anclaje

Las estructuras de remate son colocadas al inicio y al final de la línea de transmisión eléctrica ya sea para su acometida a una subestación o simplemente el término de ésta, soportan una carga longitudinal muy grande la misma que genera un momento de vuelco importante en el análisis, este tipo de torres son las más robustas de la línea y se debe tener especial cuidado en sus cimentaciones.

Por lo que las cargas que la afectan a las torres de remate, son sólo las de un claro (un lado de la torre).

²⁶ Manual para diseño electromecánico de líneas de transmisión aéreas. Figura 3.27. pág.44.



Figura 2.26 Torre de remate nº1 saliendo de la subestación Santo Tomas hacia subestación El Pedregal²⁷

2.2.1.4 Estructuras Especiales

Generalmente en el diseño y construcción de una línea de transmisión se presentan condiciones especiales de operación, entre estas podemos citar cruces de ríos o lagos con claros grandes, las cuales requiere de estructuras con altura extraordinarias. Adicionalmente, existen otro tipo de estructuras que se pueden clasificar como especiales de acuerdo a su función:

- Estructuras de transposición: sirven para cambiar de posición física las fases de un circuito específico (Ver figura 2.27). A este tipo de estructuras se les consideran como estructuras especiales porque el diseño de las ménsulas es diferente al de una estructura convencional.

²⁷ Fuente propia.



Figura 2.27 Torre especial, torre nº1 en la línea saliendo de la subestación Sonsonate a la subestación de Duke Energy, Acajutla. ²⁸

Estructuras de emergencia: sirven para restablecer el sistema de transmisión de energía eléctrica en lugares donde las estructuras de una línea de transmisión han sido dañadas por fenómenos meteorológicos (fuertes vientos, huracanes, deslaves, etc.) y, en algunos casos, por vandalismo.

2.2.2 Elementos Que Forman Parte De La Torre.

Las torres de transmisión están compuestas por diferentes componentes, como por ejemplo: cables de guarda, aisladores, herrajes, ménsulas, cuerpo recto, cuerpo tronco piramidal, cerramientos o anillos de rigidez, extensiones, patas y Stub.

El acero de los elementos que forman parte de la torre deben de galvanizados para evitar su deterioro según la norma ASTM A 123 , y este es un proceso que se lleva a cabo en baños en caliente. La capa de zinc que se adhiere íntimamente al acero. Los diferentes miembros se unen con tornillos que también deben ser galvanizados según ASTM A 394 y ASTM A 193, y en los puntos de concurrencia de varios perfiles se utilizan piezas planas o que forman ángulos llamadas placas.

²⁸ Fuente propia.

Los perfiles van perforados al baño galvanizado, para que su protección sea total, y debe evitarse cortes o limaduras a los perfiles terminados pues eso introduce puntos débiles en la estructura, a continuación se muestra cada una de las partes de la torre

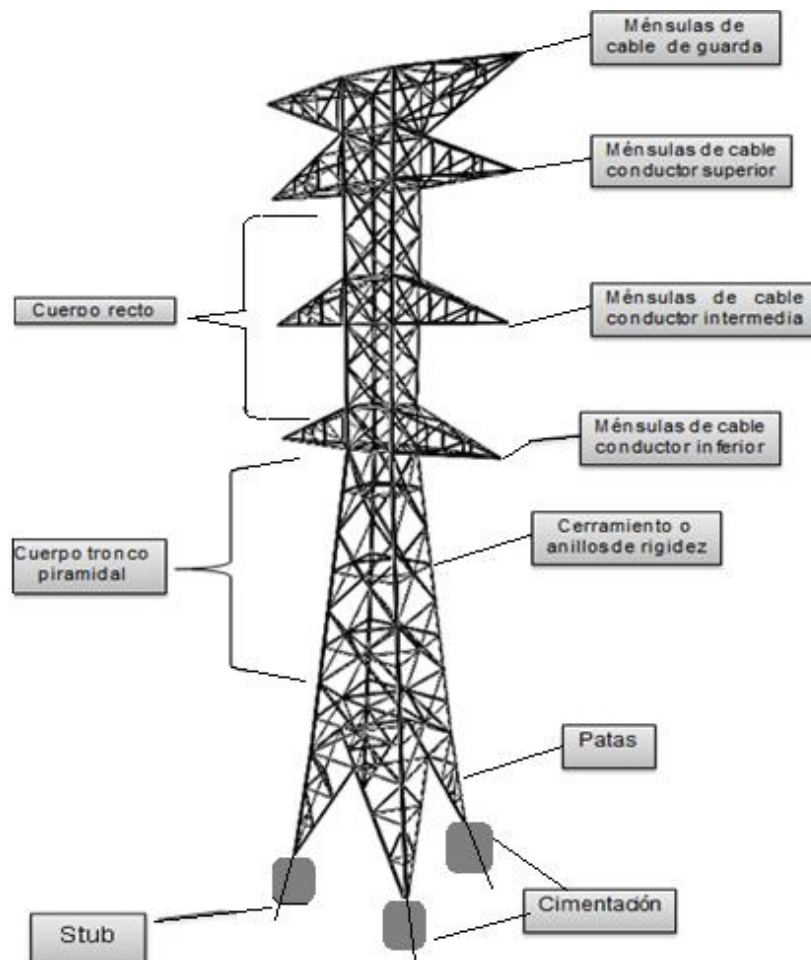


Figura 2.28 Elementos de torre de transmisión eléctrica de alta tensión. (Figura repetida)²⁹

Descripción de los elementos que forman parte de la torre de transmisión eléctrica de alta tensión a continuación:

➤ **Stub**

²⁹ Fuente propia.

El Stub está fabricado de perfil tipo “L” de acero galvanizado en caliente, de dimensión variable de acuerdo al proyecto, que queda incrustado en la base de concreto (fundación) y que permite transmitir los esfuerzos a que es sometida la estructura a su base y suelo adyacente. Sus longitudes y espesores son variables de acuerdo al cálculo de cada proyecto.

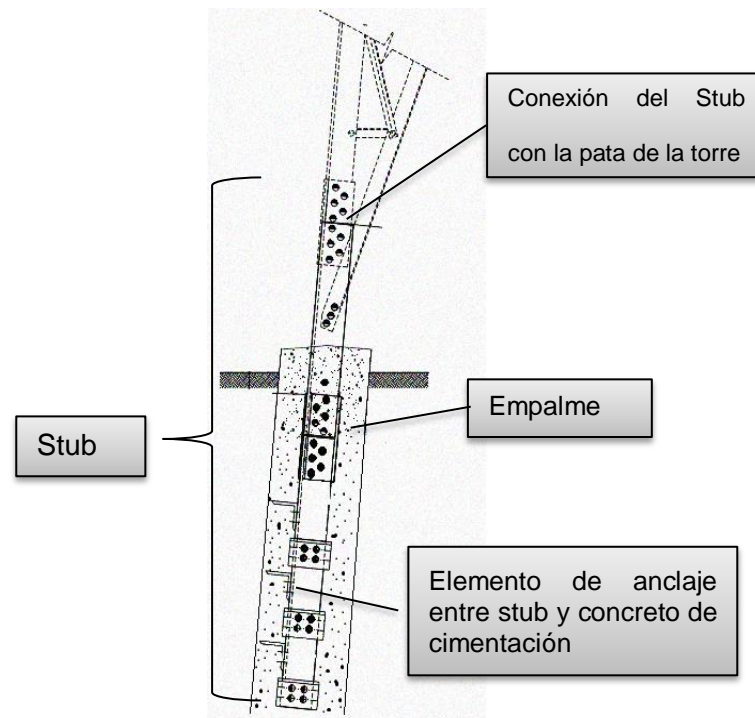


Figura 2.29 Ejemplo de Stub.³⁰

Los elementos de anclaje entre el Stub también son de acero galvanizado en caliente bajo la norma ASTM A123, estos elementos también son los responsables en transmitir las reacciones hacia la cimentación mediante los pernos de anclaje que deben ser diseñados para transferir la fuerza de tensión, mientras que la fuerza de compresión se transferirá mediante al conjunto de la base.

³⁰ Especificación CFE J1000-50.torres para líneas de transmisión y sub-transmisión. Figura 3. Pág 14-42.

➤ Patas

Se refiere a la parte correspondiente a cuatro estructuras conectadas con la cimentación, las que son unidas por medio del Stub formando los soportes sustentables de cada torre. Existen, de acuerdo a la topografía de terreno donde se ubica cada estructura, diversos tipos y combinaciones de ellas cambiando sus dimensiones (alturas), que van de la siguiente disposición según la inclinación del terreno -9,-8,...-2,-1 ± 0 ,+1,+2... +8+9 (en metros) o una combinación de estas medidas. En casos más comunes están las combinaciones de -3,-2,-1, ± 0 , +1,+2,+3.

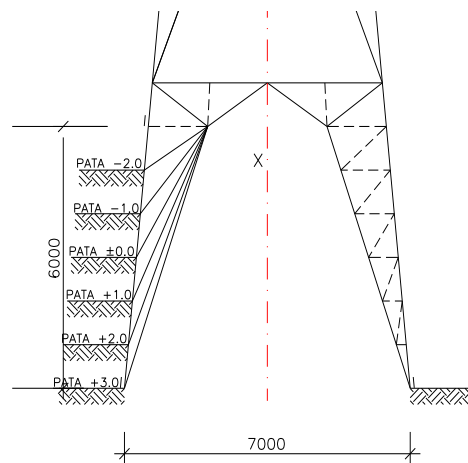


Figura 2.30 Ejemplos de patas más comunes en una torre.³¹

➤ Cerramiento

Es la parte que le da estabilidad a cada nivel de la torre y se utiliza para la unión de las patas y el cuerpo troco piramidal, además también se encuentra en el cuerpo recto para dar rigidez en la figura 2.31 se pueden distinguir por el grosor de la

³¹ Fuente propia.

línea del elemento en la vista de perfil de la torre, además de presentar 2 secciones vista en plata.

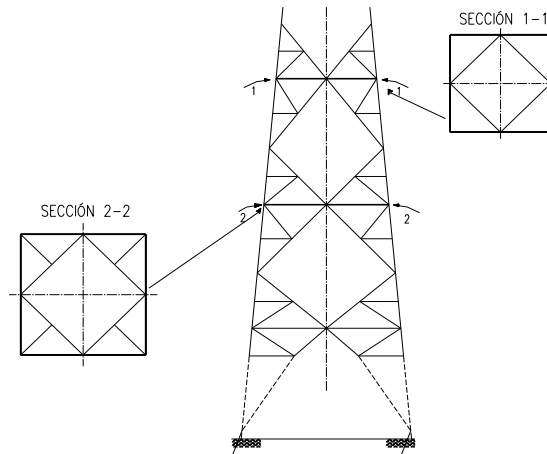


Figura 2.31 Vista de perfil y vista de planta de los cerramientos de una torre.³²

➤ Cuerpo Recto

En esta parte de la torre que mantiene constante las dimensiones de los cerramientos a lo largo de toda su sección además de ser la parte donde están sostenidas las ménsulas que sostienen los cables conductores.

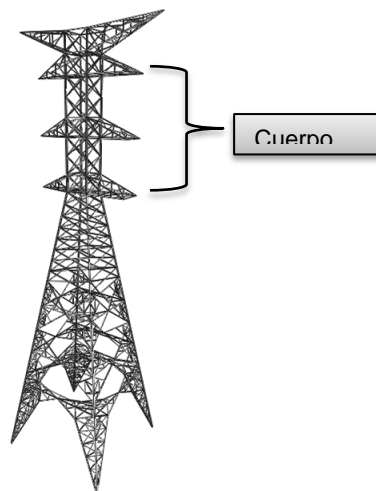


Figura 2.32 Cuerpo recto de una torre.³³

³² Fuente propia.

➤ **Cuerpo Tronco-Piramidal**

En esta parte de la torre tiene forma de prismática ya que empieza con cerramientos más amplios de abajo hacia arriba.

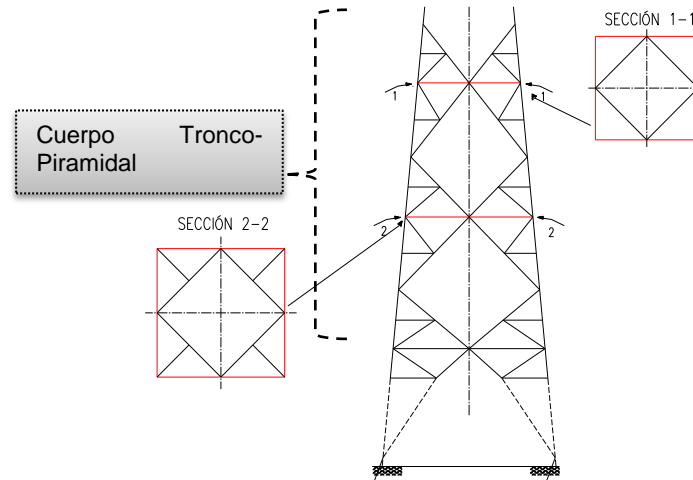


Figura 2.33 Cuerpo piramidal de una torre.³⁴

➤ **Ménsula De Cable Conductor**

Esta parte de la estructura es necesaria para alejar los conductores de la estructura en cuestión, para evitar arcos eléctricos y fallas en el funcionamiento normal del sistema de transmisión, la longitud de este tipo de estructuras dependerá de la potencia eléctrica a transmitir. Así mismo esta estructura de soporte es la encargada de soportar o sostener los Claves Conductores.

➤ **Ménsula De Cable De Guarda**

Esta parte de la estructura tiene la misma función de las ménsulas de cable conductor con la diferencia de que es encargado del cable de guarda.

³³ Fuente propia.

³⁴ Fuente propia.

2.2.3 Cables

La transmisión de la energía eléctrica desde las subestaciones hasta los centros de distribución o consumo se realiza, como ya hemos visto anteriormente, mediante conductores aéreos desnudos o mediante cables aislados subterráneos.

El cálculo mecánico consiste en la determinación de las tensiones mecánicas que soportan y las flechas que asumen los conductores de fase y el cable de guarda.

Se calculan las tensiones mecánicas para verificar que en ningún caso, cualquiera sea la carga, se supere el límite de rotura elástica o por fatiga del conductor.

En la práctica y en base a experiencias de líneas existentes, para cada tipo de conductor y región climática.

La flecha se calcula para que ningún caso asuma valores mayores que reduzcan la altura mínima de los conductores sobre el suelo. A igual que las tensiones, las alturas mínimas respecto al suelo se encuentran normalizadas en función de la zona que atraviesa la línea.

2.2.3.1 Cable Conductor

El elemento principal de una línea de transmisión, es el cable conductor. Existe una gran variedad de tipos de cables conductores empleados para la transmisión de energía eléctrica en forma aérea con diferentes características, conformación y tratamiento de los materiales que lo componen.

Las particulares mecánicas y eléctricas de los cables conductores especifican su comportamiento durante su instalación y servicio en una línea de transmisión eléctrica de alta tensión; por tal razón, es importante identificar sus propiedades para definir en consecuencia los parámetros de uso.

Las tendencias en cuanto a nuevos materiales utilizados como conductor marcan la pauta para la fabricación de una nueva generación de cables conductores con una mayor capacidad de conducción y menos pérdidas de energía, mayor capacidad mecánica a la tensión, y un comportamiento mecánico-geométrico más favorable de las catenarias del cable.

Materiales utilizados para la fabricación de conductores

Los materiales utilizados para la fabricación de los conductores son designados por la American National Standards Institute (ANSI) y especificados por la American Society for Testing Materials (ASTM).

Los cables conductores se fabrican de diversos alambres de aluminio, cobre y acero, sin embargo, actualmente no es común el uso de cobre para la fabricación de cables para líneas de transmisión aéreas. Los cables desnudos, usualmente clasificados como homogéneos y no-homogéneos, se describen a continuación:

Tabla 2.3 Tipo de materiales utilizados para la fabricación de conductores

TIPO DE CABLE	DESCRIPCIÓN	PROPIEDADES FISCAS MECÁNICAS Y ELÉCTRICAS.
Homogéneo	<p>Cable constituido por alambres del mismo material. Los manufacturados con aluminio relativamente puro son llamados All-Aluminum Conductor (AAC) por sus siglas en inglés. los manufacturados con aleaciones de aluminio son llamados All-Aluminum-Alloy Conductor(AAAC) por sus siglas en inglés</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Posee enteramente las propiedades paralelas de los alambres individuales. • buena resistencia a la corrosión • Tiene alta conductividad combinada con resistencia mecánica moderada

No homogéneos

Cable constituido por una combinación de materiales. El tipo más común se compone por un núcleo de alambres de acero cubierto por una o varias capas de alambres de aluminio, a este se le llama Aluminum Conductor Steel-Reinforced (ACSR). Otro cable no homogéneo es compuesto por combinación de alambres de aluminio relativamente puro y de aleaciones de aluminio, este se le llama Aluminum Conductor Alloy-Reinforced (ACAR).

- Posee las propiedades de los alambres individuales y el porcentaje relativo de los diferentes materiales de los cables que lo conforman.
- buena resistencia a la corrosión
- Soporta alta resistencia mecánica, pero menor conductividad.

Conductores convencionales

Existen cuatro tipos de conductores convencionales. Independientemente del tipo de material utilizado, los alambres siempre son redondos y dispuestos en capas concéntricas. Su desempeño ha sido probado por mucho tiempo bajo condiciones y aplicaciones específicas, los cuales son utilizados mayormente en líneas de transmisión eléctrica:

1. AAC (All Aluminum Conductor), conductor de aluminio.
2. AAAC (All Aluminum Alloy Conductor), conductor de aleación de aluminio.
3. ACSR (Aluminum Conductor Steel Reinforced), conductor de aluminio reforzado con acero.

4. ACAR (Aluminum Conductor Aluminum-Alloy Reinforced), conductor de aluminio reforzado con aleación de aluminio.

A continuación un breve descripción de cada uno de los tipos conductores antes mencionados

1. All-Aluminum Conductor (AAC)

Manufacturado con aluminio 1350 de dureza H19, es un conductor de bajo costo que ofrece una conductividad de 61.2 % IACS (Estándar Internacional de Cobre no Aleado, por sus siglas en inglés) y buena resistencia a la corrosión. Su aplicación es para enlaces que requieren alta conductividad y moderados esfuerzos mecánicos, ideal para instalaciones en áreas urbanas limitadas por espacio, donde se tienen claros cortos porque su flecha es mayor Además, los conductores AAC tienen un buen comportamiento ante la corrosión, por lo que es una buena alternativa de conductor para usar en áreas costeras.

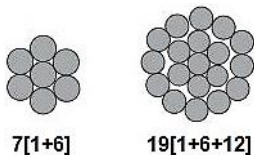


Figura 2.34 Ejemplos de cable conductor de aluminio.³⁵

2. Aluminum Conductor Steel Reinforced (ACSR)

Los cables ACSR son conductores cableados concéntricos que se componen de una o de varias capas de alambres de aluminio 1350 de temple duro (H19) y de un núcleo (uno o más hilos) de acero galvanizado (AZ) o aluminado (AW) de elevada resistencia mecánica es ideal para ser utilizados en líneas de transmisión y sub transmisión. Las diferentes combinaciones de alambres de aluminio y de acero

³⁵ Fuente propia.

permiten variar las proporciones entre los mismos permitiendo obtener la mejor relación entre capacidad de transporte de corriente eléctrica y resistencia mecánica para cada tipo de aplicación.

El núcleo de acero puede ser suministrado con tres tipos de recubrimiento de galvanización: Clases A, B y C. El galvanizado clase A se utiliza como un estándar en la industria de la fabricación de cables ACSR. Sin embargo, para una mayor protección en ambientes de extrema corrosión se recomiendan galvanizados Clase B o C. Esto último a expensas de un costo adicional y de una cierta reducción de la resistencia mecánica total del cable.

La cantidad de alambres de aluminio y acero se indica separada por una diagonal, esto es: "26/7", significa que el conductor está compuesto por 26 alambres de aluminio y siete alambres de acero.

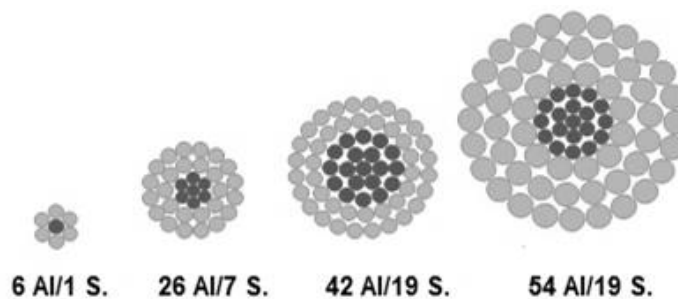


Figura 2.35 Conductor de aluminio reforzado con acero (ACSR).³⁶

3. All-Aluminum Alloy Conductor (AAAC)

El Cable de Aleación de Aluminio es un conductor cableado concéntrico que se compone de una o de varias capas de alambres de aleación de aluminio 6201-T81. Fue desarrollado para atender a las necesidades de un conductor económico para aplicaciones en circuitos aéreos que requieren una resistencia mecánica mayor

³⁶ Fuente propia.

que la que es proporcionada por el conductor de aluminio AAC, y mayor resistencia a la corrosión que la que es proporcionada por el cable de aluminio con alma de acero ACSR. Los Conductores de Aleación de Aluminio 6201-T81 son más duros y tienen, por lo tanto, mayor resistencia a la abrasión que los conductores de aluminio 1350-H19. Sin embargo, al manipular los Conductores de Aleación de Aluminio hay que tomar las mismas precauciones que para manipular los conductores AAC y ACSR.

Las combinaciones de cableado de los cables de aleación de aluminio son muy semejantes a las de los cables AAC

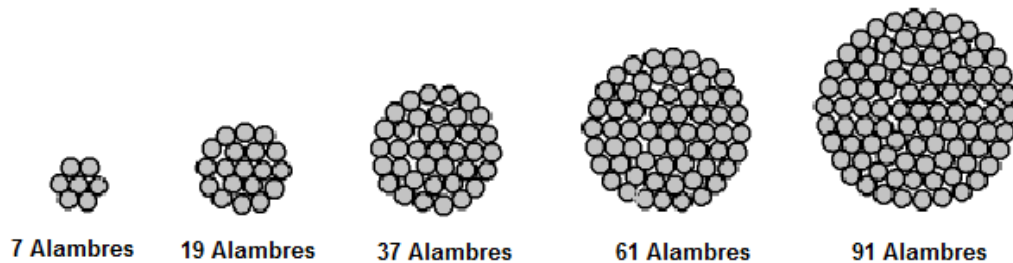


Figura 2.36 Ejemplos de conductores de aleación de aluminio (AAAC)³⁷

4. Aluminum Conductor, Aluminum-Alloy Reinforced (ACAR)

Compuesto por alambres de aluminio 1350-H19, reforzado con un núcleo y/o diferente distribución de alambres de aleación de aluminio 6201-T81, todos del mismo diámetro. Los cables ACAR cuentan con un buen balance entre propiedades eléctricas y mecánicas y con excelente resistencia a la corrosión. Con la fabricación de varios arreglos en cuanto a la cantidad de alambres de aleación de

³⁷ Fuente propia.

aluminio, es posible lograr características similares a las de los conductores AAC y AAAC, inclusive de los ACSR.

Los cables ACAR no son utilizados en el país solo se incluyó como conocimiento general.

2.2.3.2 Cable De Guarda

Con el objeto de realizar un blindaje contra las descargas electro atmosférico se instalan sobre los conductores activos los denominados cables de guarda, cuya selección está en función básicamente de la compatibilidad de las características mecánicas de este con la de los conductores que protegerá.

2.2.4 Herrajes y Accesorios

Los herrajes son elementos de acero galvanizados bajo norma ASTM A 123 y procesos de fabricación ANSI 135 de fijación, empalme, reparación, separación, amortiguamiento y de protección eléctrica o mecánica, para cables conductores y cables de guarda. La unión entre los herrajes, aisladores y accesorios se hace a través de articulación mecánica.

2.2.4.1 Función de los herrajes

La importancia de los herrajes y conjuntos de herrajes, estriba en la función mecánica que transmiten a las estructuras las fuerzas mecánicas producidas por el propio peso del cable, por la acción del viento y a los esfuerzos de tracción de los cables debido a su carga mecánica y a los ángulos de deflexión de la línea de transmisión.

Los herrajes son diseñados para el acoplamiento de elementos y para su mantenimiento con línea energizada (puesta en función la línea), sin que exista la posibilidad de sufrir daño en sus capacidades mecánicas. Los herrajes para cable conductor y cable de guarda están diseñados contra deslizamientos y sobre apriete.

2.2.4.2 Clasificación de herrajes de acuerdo a su uso

La clasificación de los herrajes depende de su uso, el cual puede ser:

a) Enganche de cable de guarda:

La acción primordial de estos elementos es dar continuidad a los cables de guarda (con y sin fibras ópticas integradas) de línea de transmisión; por un lado al blindaje aéreo de los conductores.



Figura 2.37 Grilletes de anclaje ³⁸

La resistencia mecánica de las grapas de suspensión, se caracterizará por la carga de rotura vertical o de deslizamiento. Para facilitar la movilidad del cable, las extremidades y los contornos de la grapa deberán tener una curvatura adecuada y no presentar ángulos vivos.

b) Sujeción de cable conductor

³⁸http://www.imfica.com/nuevo/productos.html?page=shop.product_details&flypage=flypage.tpl&product_id=78&category_id=8

Los herrajes característicos para la sujeción de los conductores son las grapas para sujeción de cable conductor, en su utilización para suspensión o para tensión. Sin embargo, en conjunción con aisladores, herrajes para aisladores y yugos, se conforman en conjuntos de suspensión o tensión. Los yugos son los elementos de soporte de las grapas para cables conductores (dos o más conductores por fase), estos elementos reducen los esfuerzos de flexión en los aisladores y se fabrican en acero estructural galvanizado.

Las grapas de suspensión son diseñadas para absorber las variaciones de las pendientes de entrada y salida de los cables, y para que estas variaciones no generen esfuerzos adicionales de fatiga en el punto de amarre con el cable. Las grapas de suspensión absorben los esfuerzos verticales y de deslizamiento y su capacidad mecánica está en función de la tensión de ruptura del cable del conductor.

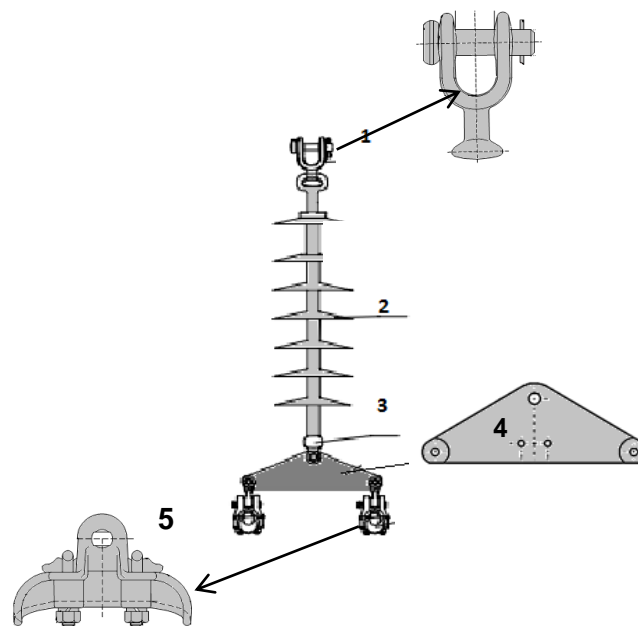


Figura 2.38 Herrajes de sujeción para cable conductor ³⁹

Tabla 2.4 Lista de nombres de los herrajes de la figura 2.38

³⁹ Catalogo Enersis. Especificación técnica: herrajes para línea de transmisión eléctrica de alta tensión

Numero	Herraje
1	Horquilla
2	Aislador
3	Clevis
4	Yugos triangulares
5	Grapa angular

c) Grapas de remate (sujetadores de retención en ángulo)

Las grapas de remate que se emplean son usualmente del tipo pistola, y deben debe proyectarse para resistir la carga máxima bajo la que trabajará la línea con los factores de seguridad respectivos, que en caso de remates son mayores que los aplicados para los de tipo suspensión.



Figura 2.39 Grapa de amarre para enlazar los cables en las torres de anclaje.⁴⁰

d) Amortiguadores

Su función es evitar que las vibraciones producidas por el viento sobre el cable se transmitan a las propias estructuras.

⁴⁰ www.inael.com/productos.htm

Los conductores de líneas de transmisión expuestos a las corrientes del viento provocan vibración en dichos conductores conocida como vibración eólica, la solución de este tipo de problemas es reducir la amplitud de la vibración a niveles en los cuales no sea perjudicial, una de las formas en las cuales se logra esto es mediante el uso de amortiguadores que además de su efectividad resulta ser el más económico.

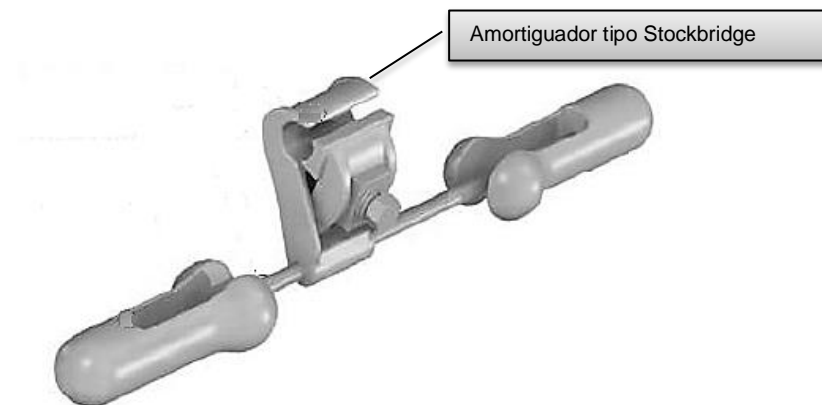


Figura 2.40 Amortiguador tipo stockbridge⁴¹

e) Separadores

Estos se instalan cuando las líneas son de más de un conductor por fase y su función es evitar que los cables conductores se golpeen entre sí por la acción del viento y se dañen. Estos pueden ser preformados o mecánicos, también existen los separadores – amortiguadores los cuales cumplen con la doble función.

Se construyen preferentemente de aluminio, de modo que la pieza obtenida sea liviana.

Dada su distribución uniforme a lo largo del claro pueden cumplir una importante función anti vibratoria, especialmente en los casos de los claros muy grandes. Los

⁴¹<http://ingenieriaelectricaexplicada.blogspot.com/2010/04/amortiguador-tipostockbridge.html>

separadores diseñados para reducir o impedir la vibración eólica se denominan separadores amortiguadores, y las normas les imponen una serie de condiciones:

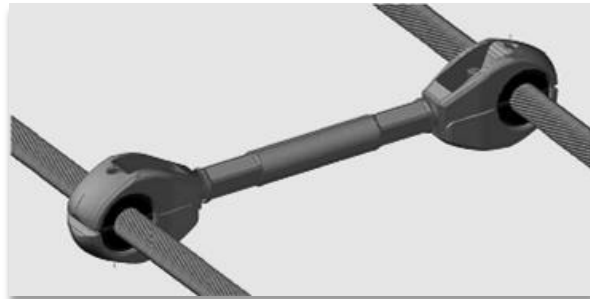


Figura 2.41 Separador tipo Duplex ⁴²

f) Blindaje

Las altas temperaturas en los conductores repercuten específicamente en los herrajes de sujeción del cable conductor (suspensión y tensión), empalmes, amortiguadores y separadores. Los herrajes complementarios para el enganche a la estructura y de acople al aislamiento, son herrajes convencionales. Se recomienda evitar para cables de alta temperatura utilizar herrajes a compresión y utilizar herrajes preformados y/o mecánicos

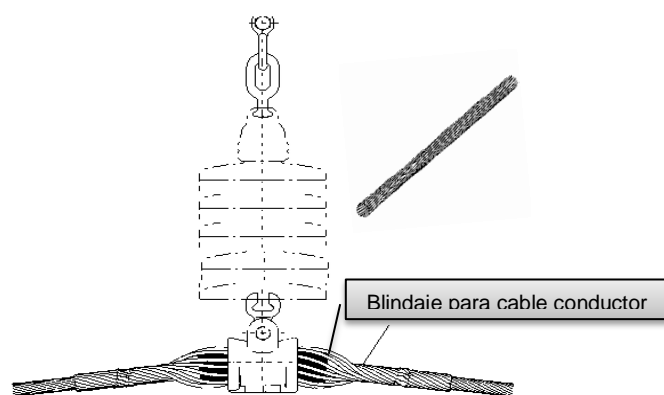


Figura 2.42 Blindaje para cable conductor. ⁴³

⁴² Catálogo de imágenes 2012. MADE torres y herrajes.

⁴³ Fuente propia.

g) Pernos, Tornillos

Los elementos mecánicos complementarios como pernos, tornillos, (fabricadas en acero al carbón galvanizado por inmersión en caliente) son elementos de fijación, interconexión y retención entre herrajes-herrajes o accesorios-herrajes.

2.2.4.3 Requerimientos mínimos en la fabricación de los herrajes.

➤ Materiales usados en la fabricación de los herrajes

- Tener una fuerte resistencia al impacto después de la compresión (para herrajes de compresión).
- Asegurar que los manguitos de reparación sean del mismo material a reparar.
- No deben presentar corrosión, ni provocarla en donde se instalen.
- No deben presentar rebabas, escarificaciones, traslapes de material, fisuras y ningún defecto de fabricación.
- Deben ser galvanizados en caliente según norma ASTM 123

➤ Requerimientos mínimos de herrajes

- soportar tensiones mecánicas de instalación, servicio y mantenimiento.
- soportar la corriente nominal de servicio y de cortocircuito, las temperaturas de servicio y las condiciones del medio ambiente.

- Mantener fijo cada elemento, de forma que no pueda aflojarse durante la transmisión de energía, el acople se debe realizar con grilletes de seguridad para facilitar el mantenimiento.
- Garantizar el acoplamiento entre los elementos, suministrando conjuntos completos.
- No deben dañar los conductores en condiciones normales de servicio.
- Asegurar que el acabado de los herrajes no presente porosidades, escoriados, grietas, escamas, asimetría, rebabas, aplastamiento y demás defectos de puedan afectar la capacidad mecánica y eléctrica.
- Fabricar por fundición las grapas de remate y suspensión, amortiguadores y conectores.
- Deben ser galvanizados en caliente según norma ASTM 123

2.2.5 Aisladores

En la actualidad se emplean aisladores de materiales tales como porcelana, vidrio templado, y últimamente plástico o resinas (polímero), cada material presenta sus ventajas y desventajas, por mucho tiempo los más aplicados han sido los de porcelana vidriada que se han usado en todos los niveles de tensión y han probado a través del tiempo ser sumamente confiables en cuanto a sus características tanto mecánicas como eléctricas, los de vidrio presentan la dificultad de su excesiva fragilidad en cuanto a golpes durante su transporte e instalación a la vez que son frecuentemente blanco de actos de vandalismo por su vistosidad, los de polímero o aisladores sintéticos actualmente gozan de gran aceptación, se encuentran en una amplia gama de resistencias mecánicas y si bien en el inicio se tuvieron problemas

de degradación por efecto de las radiaciones solares y algunos tipo de contaminación, se han perfeccionado tanto últimamente que sus características técnicas tanto mecánicas como eléctricas, junto con su facilidad de instalación por su bajo peso y su costo los han vuelto de común aplicación en proyectos de transporte de energía eléctrica.

En las líneas de transmisión de alta tensión se utilizan cadenas de aisladores del tipo acoplable y articulado, esto con el fin de poder unir los discos de acuerdo a las necesidades del proyecto, las cadenas de aisladores tanto para estructuras de anclaje y de suspensión son iguales en lo que refiere a materiales y forma, sólo las diferenciará la cantidad de discos aislantes componentes de la cadena, esto quiere decir que la cadena de aisladores para estructuras de anclaje contará con mayor número de discos debido a los esfuerzos adicionales que deberá soportar.

Con respecto a la posición, las cadenas de aisladores de suspensión quedarán en posición vertical, la cual será chequeada por topografía, en cambio las cadenas de anclaje quedarán en la línea del conductor.

2.2.5.1 Función de los aisladores

Estos elementos tienen la finalidad de aislar el conductor de los apoyos de soporte, su principal característica es de ser un buen dieléctrico, ya que su misión fundamental es evitar el paso de la corriente del conductor a la ménsula por ende a toda la estructura de soporte.

2.2.5.2 Tipos de aisladores

- Aisladores en suspensión

Los aisladores de suspensión o disco, son los más empleados en las líneas de transmisión, se fabrican de vidrio o porcelana uniéndose varios elementos para conformar cadenas de aisladores de acuerdo al nivel de tensión de la línea y el grado de contaminación del entorno.

En esta figura 2.42 se aprecian la cadena de aisladores de suspensión.

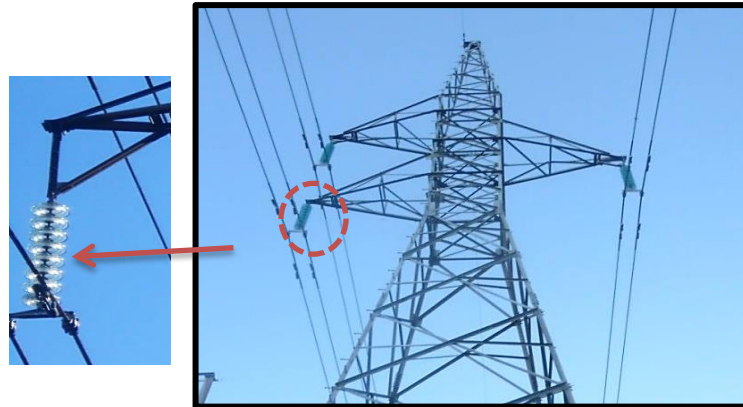


Figura 2.43 Aisladores en suspensión, torre n° 6 de la línea Nejapa–Soyapango.⁴⁴

➤ Aislador de barra larga o de poste.

Los aisladores de barra larga o de poste comenzaron a desarrollarse hace unas décadas atrás. Constituyen elementos de una sola pieza y se fabrican de porcelana o de materiales sintéticos. Estos aisladores requieren menos manutención que los del tipo disco, no obstante su costo es más elevado. En esta la siguiente figura 2.44 se aprecia un aislador de barra larga sintético.

⁴⁴ Fuente propia

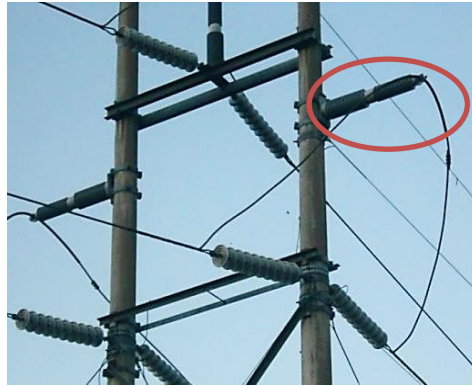


Figura 2.44 Aislador de barra larga, estructura dentro de la subestación San Bartolo.⁴⁵

2.2.5.3 Materiales de fabricación

Los materiales de fabricación de los aisladores pueden ser de diferente tipo, con el fin de aislar la estructura de soporte, a continuación se detallan cada uno de los materiales utilizados:

➤ *Aisladores de porcelana*

Su estructura debe ser homogénea y, para dificultar las adherencias de la humedad y polvo, la superficie exterior está recubierta por una capa de esmalte. La temperatura de cocción en el horno es de 1400° C.

El material de porcelana se utiliza para la manufactura en tipos de aisladores; suspensión y poste. En comparación con los elaborados de vidrio templado, se diferencian por su mejor resistencia mecánica al impacto.



Figura 2.45 Aislador de porcelana.⁴⁶

⁴⁵ Fuente propia.

⁴⁶ <http://spanish.alibaba.com/product-gs/porcelain-suspension-insulators-246279887.html>.

➤ Aisladores de vidrio

El material de vidrio templado se utiliza principalmente en la fabricación de aisladores tipo suspensión, su costo es menor en comparación con los de porcelana, razón por la cual son de mayor uso y aplicación en líneas de transmisión que no presentan problemas de alta concentración de contaminantes o problemas de impactos de armas de fuego (vandalismo). Sus características y requerimientos de fabricación y pruebas.

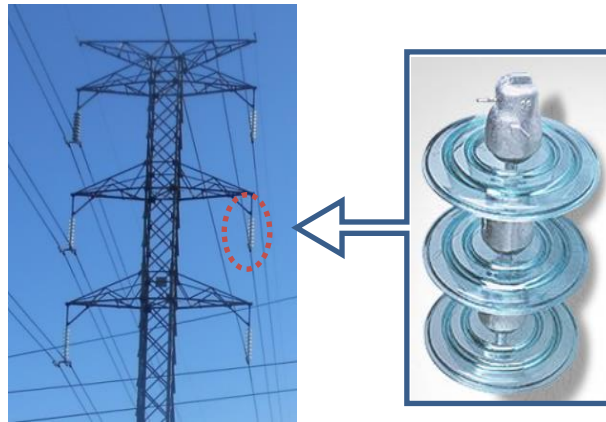


Figura 2.46 Aisladores de vidrio templado ubicados en la torre nº 13 en suspensión, sobre la 17 av. norte ciudad Merliot.⁴⁷

➤ *Aisladores plásticos o de resina poliméricas*

Desarrollados de materiales plásticos o resinas poliméricas, estos materiales han resultado buena opción para instalación en líneas de transmisión con problemas de vandalismo y alta concentración de contaminantes. Las campanas o faldas tendrán una pendiente y superficie tal, que permitan que las gotas de lluvia rueden fácilmente y remuevan la contaminación acumulada. También tienen alta resistencia a la radiación ultravioleta y son de menor peso y mayor flexibilidad en

comparación con los materiales de porcelana y vidrio, además el aislador de polímero deberá ser moldeado en una misma pieza.

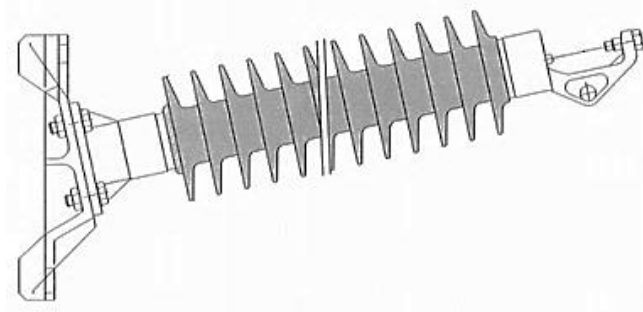


Figura 2.47 Aislador de plástico o resinas Poliméricas

CAPITULO III: ASPECTOS MECÁNICOS DE LAS ESTRUCTURAS DE SOPORTE

Introducción

Los aspectos mecánicos de las estructuras de soporte de una línea de transmisión eléctrica que se describen en este capítulo parten de la importancia de conocer los diferentes vanos que tienen entre si las torres, además de conocer las distancias permitidas de separación con diferentes obstáculos a lo largo de la trayectoria.

Otros de los temas que se abordan en este capítulo son las diferentes cargas que influyen tanto en las estructuras como en los cables por ejemplo: fuerzas eólicas, su peso propio, cambios de temperatura y sismo.

3.1 Vanos

Vano:

Se llama vano a la distancia entre apoyos de una línea aérea de transmisión de energía eléctrica. Figura 3.1.

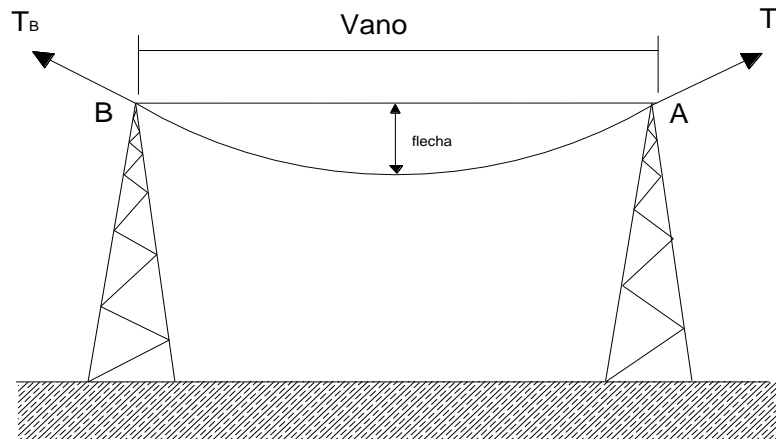


Figura 3.1 Vano en una línea de transmisión de energía eléctrica⁴⁸

La configuración típica de un vano en una línea de alta tensión incluye los cables flexibles tensionados, con uno o varios conductores, por fase, fijados a los soportes mediante herrajes de suspensión o de anclaje y remate. Los apoyos son normalmente torres de acero en celosía y postes autoportados o formando pórticos. Los postes pueden ser de acero o concreto; estos últimos suelen utilizarse en medias tensiones. Los apoyos son normalmente estructuras de acero porticadas.

En el sistema real los cables se caracterizan por ser medios continuos con cierta rigidez a la flexión donde la curva de equilibrio que adopta el cable en reposo toma la forma de una catenaria. Su forma permanece curvilínea y las moléculas que los

⁴⁸ Fuente propia.

componen se mantienen en equilibrio dinámico bajo las fuerzas de inercia, gravitatorias, tensiones mecánicas internas y fuerzas electromagnéticas.

En líneas de transmisión se identifican o definen los siguientes tipos de vano:

1. Vano horizontal
2. Vano vertical
3. Vano Viento
4. Vano peso

3.1.1 Vano horizontal

El vano horizontal se define como la distancia horizontal entre dos elementos de soporte o de apoyo consecutivos (Figura 3.2)

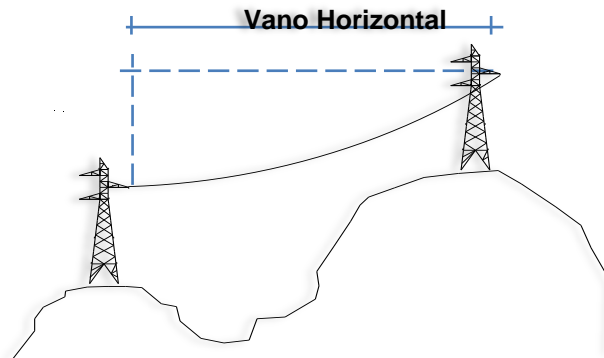


Figura 3.2 Vano Horizontal⁴⁹

3.1.2 Vano vertical

El vano vertical se define como la diferencia en elevación (desnivel) entre dos elementos de soporte o apoyo consecutivos (Figura 3.3)

⁴⁹ Fuente propia.

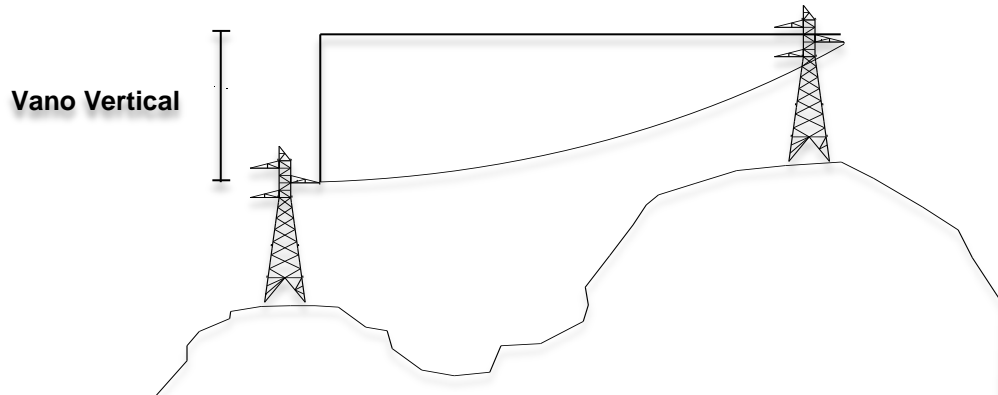


Figura 3.3 Vano Vertical⁵⁰

3.1.3 Vano viento

El vano viento se define como la distancia resultante de la semisuma de los dos vanos horizontales adyacentes a una estructura. (Figura 3.4)

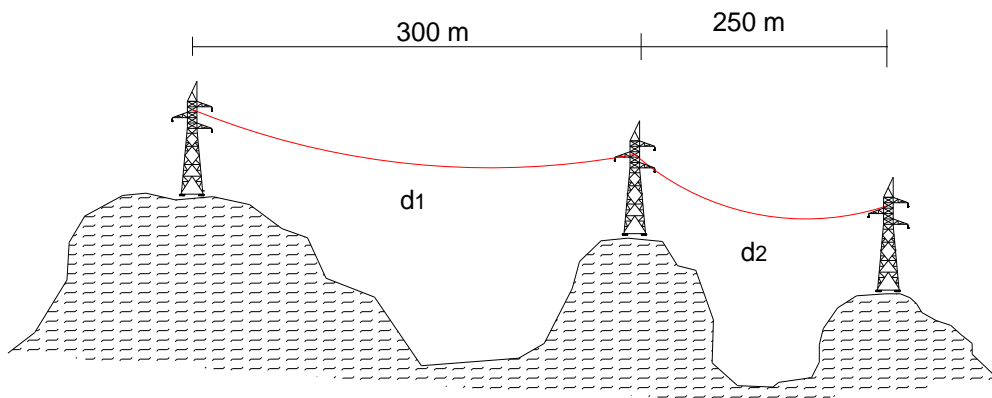


Figura 3.4. Vano viento⁵¹

El vano viento se utiliza para calcular las fuerzas horizontales transversales actuantes en cada estructura, debidas a la presión viento actuante sobre los cables. El vano viento también es conocido como “claro de viento”.

⁵⁰ Fuente propia.

⁵¹ Fuente propia.

Considerando la definición y los datos indicados el perfil de la figura 3.3, el vano viento para la estructura de en medio se calcula de la forma siguiente:

$$\text{Vano viento ; } V_v = \frac{d_1 + d_2}{2}$$

Dónde:

d1 = vano horizontal anterior, medido en la dirección longitudinal = 300 m

d2 = vano horizontal posterior medido en la dirección longitudinal = 250 m

$$V_v = \text{Vano viento} = (300 + 250)/2 = 275 \text{ m}$$

3.1.4 Vano peso

El vano peso se define como la suma de las distancias horizontales de la estructura de soporte al punto más bajo de las catenarias o flechas de los cables adyacentes a la misma. (Figura 3.5)

El vano peso se utiliza para determinar las cargas gravitacionales que imponen los cables a una estructura. El vano peso también es conocido como vano gravitacional o “claro de peso”.

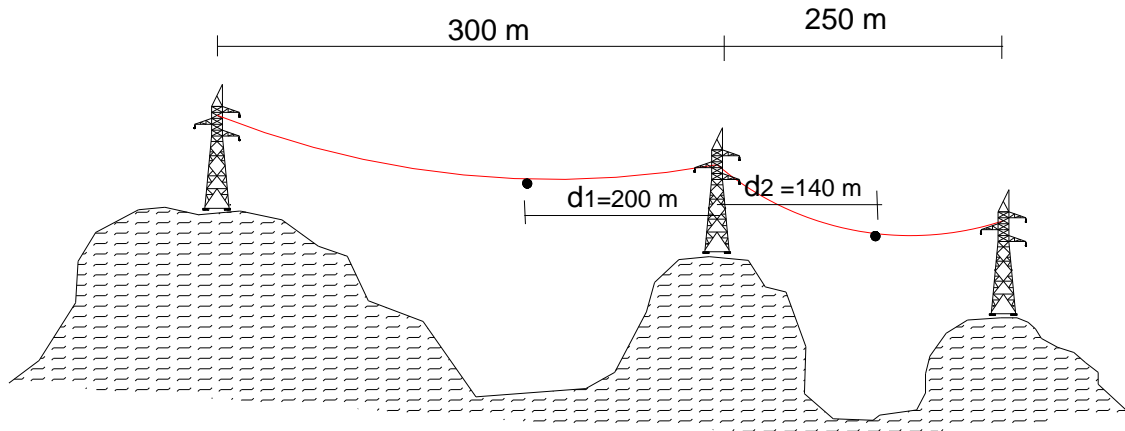


Figura 3.5 Vano peso⁵²

Considerando la definición y los datos indicados el perfil de la figura 3.5, el vano viento para la estructura de en medio se calcula de la forma siguiente:

Vano peso

Dónde:

d_1 = distancia horizontal a la flecha anterior, medido en la dirección longitudinal = 200 m

d_2 = distancia horizontal a la flecha posterior, medido en la dirección longitudinal = 140 m

V_g = Vano peso = $(200 + 140) = 340$ m

3.2 Libramiento

La distancia de las estructuras de apoyo a estacionar en un proyecto de transmisión eléctrica de alta tensión está en función principalmente de la restricción de libramientos mínimos requeridos. El libramiento se puede definir como las distancias libres o de seguridad eléctrica que deben existir entre las

⁵² Fuente propia.

fases o cables eléctricos y los elementos de su entorno. El libramiento depende del nivel de tensión eléctrica de la línea de transmisión del proyecto en proceso, así como también de la existencia o el cruzamiento con la infraestructura o instalaciones siguientes:

- Líneas de transmisión existentes
- Líneas o sistemas vitales (agua potable, telecomunicación, etc.)
- Sistemas hospitalarios o para la atención de emergencias (estaciones de bombero, refugios, cuerpos de socorro, etc.)
- Centros urbanos e industriales, edificios, casas
- Vegetación, zonas de cultivos
- Área de acceso a peatones o vehiculares
- Ferrocarriles
- Carreteras, y
- Otras vías de comunicación.

En las tablas 3.1 y 3.2 se detallan los libramientos o separaciones mínimas indicadas por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) para los cruzamientos de líneas de transmisión a 115 kV y 230 kV con obstáculos y con otras líneas eléctricas y de comunicación.

Tabla 3.1 Libramientos y separaciones mínimas en cruces con obstáculos

Libramientos mínimos	115 kV (m)	230 kV (m)
Áreas peatonales	7.00	8.50
Vías férreas	15.00	15.00
Carreteras-calles-caminos	9.00	10.00
Campos de cultivo (cereales, leguminosas, hortalizas, etc.)	7.00	9.00
Zonas de huerto (cítricos, manzanos, ciruelos guayabos, etc.)	11.00	12.00

Libramientos mínimos	115 kV (m)	230 kV (m)
Zona cafetalera y cercos vivos	11.00	12.00
Cultivo de caña	13.00	14.00
Aguas navegables	13.00	14.00
Zonas inundables	7+TME ⁵³	8.50+TIME ¹

Tabla 3.2 Libramientos y separaciones mínimas en cruces con otras líneas.

Cruzamiento con otras líneas eléctricas y comunicación	115 kV (m)	230 kV (m)
Línea de transmisión hasta 50 kV	2.74	3.65
Línea de transmisión 69 kV	2.93	3.85
Línea de transmisión 115 kV	3.39	4.31
Línea de transmisión 138 kV	3.62	4.54
Línea de transmisión 161 kV	3.85	4.77
Línea de transmisión 230 kV	-	5.46
Línea de transmisión 400 kV	-	
Líneas de comunicación, líneas de tranvía, trolebuses o trenes con vía eléctrica.	5.00	7.00

3.2.1 Libramiento horizontal

El libramiento horizontal es la distancia o separación horizontal medida desde la fase o cable eléctrico hasta alguno de los obstáculos antes mencionados. (Figura 3.6)



Figura 3.6 Libramiento horizontal

Para la revisión del libramiento horizontal se debe considerar la condición de oscilación o “swing” de la cadena

3.2.2 Libramiento vertical

El libramiento vertical es la distancia o separación vertical medida desde la fase o cable eléctrico hasta la superficie de terreno natural o suelo (Figura 3.7)

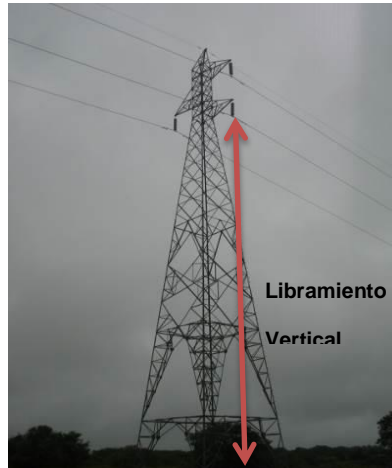


Figura 3.7 Libramiento vertical⁵⁴

Para la revisión del libramiento vertical se debe considerar la condición de flecha máxima de la fase o cable eléctrico.

3.3 Cargas

Las estructuras de soporte de los cables conductores y de guarda de líneas de transmisión, están expuestas a diferentes cargas o fuerzas mecánicas, que en condiciones normales de operación son derivadas del propio peso de la estructura, cables, aisladores, herrajes y accesorios; la presión que ejerce el viento, temperaturas extremas y la tensión de los cables. Adicionalmente para el diseño mecánico de las estructuras se consideran las condiciones de cargas derivadas de

⁵⁴ Fuente propia.

posibles condiciones de falla de rotura de cables y fuerzas ejercidas por maniobra de tendido de cable.

3.3.1 Cargas gravitacionales

Las cargas a las que se encuentra sujeta una torre de transmisión son debidas a la masa de la línea de transmisión y accesorios, a las maniobras de tendido durante las etapas de construcción y montaje y de mantenimiento, Las cargas gravitacionales para el diseño de la torre de transmisión eléctrica están divididas en: cargas muertas y cargas vivas, estas dos antes mencionadas se describen en mejor detalle a continuación.

3.3.1.1 Carga Muertas

Se consideran como cargas muertas los pesos de todos los elementos de la torre que ocupan una posición permanente y tiene un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, entre los cuales se pueden mencionar: herrajes, cables, accesorios, perfiles metálicos, pernos y placas de conexión, galvanizado, etc.

Para la determinación de las cargas muertas se emplean las dimensiones especificadas para cada uno de los elementos o materiales que conforman la estructura y los pesos unitarios de éstos. Se utilizaran valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura, como en los casos por volteo y fuerzas del viento, y en otros casos se emplearan valores máximos probables, como en la revisión de esfuerzos sobre los montantes o patas y los Stub.

3.3.1.2 Vivas

Se consideran cargas vivas todas aquellas cargas que no tienen un carácter permanente sobre la estructura como por ejemplo en los momentos de montaje, construcción y mantenimiento.

Para garantizar la seguridad de las estructuras durante el proceso de construcción, se tomará en cuenta la tabla de cargas vivas unitarias mínimas del *Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de la República de El Salvador*, en los casos que sea aplicable.

3.3.2 Cargas accidentales

Una de las partes fundamentales en el diseño de estructuras de soporte de una línea de transmisión eléctrica, es la consideración y el análisis de cargas accidentales, ya que este tipo de acciones pueden llevar a falla local o total de la estructura. Una carga accidental es aquella que sucede eventualmente en la vida de una estructura, no es constante y puede alcanzar grandes magnitudes. Ésta no se debe al funcionamiento normal de la línea y se presenta solo durante lapsos breves. Una carga accidental puede ser la ocasionada por rotura de cables, sismo, viento, explosiones, incendios y otros fenómenos extraordinarios que puedan presentarse, tales como el impacto de vehículos o aviones.

3.3.2.1 Viento

Uno de los factores de vital importancia en el diseño de las torres de líneas de transmisión es su ubicación o posición geográfica, ya que ésta dictará la magnitud de los efectos climatológicos a los que estarán sujetas las estructuras.

Debido a su importancia las estructuras deben ser analizadas bajo los efectos del viento atmosférico, incluyendo la velocidad y presión a la que estarán expuestas. En la actualidad, la metodología y criterios para determinar las cargas debidas a la presión ejercida por el viento en líneas de transmisión, han sido aceptadas en la práctica desde el establecimiento de la formulación de respuesta dinámica ante ráfagas hecha por Davenport.

El procedimiento de Davenport para el cálculo de la respuesta de edificios ante viento a partir de la aplicación de un factor de amplificación dinámica (F_{AD}) ha sido adoptado por diferentes normas de diseño eólico.

Las normas eólicas que entre otras han aplicado dicha metodología son la ASCE, en su Manual of Practice No. 74 "Guidelines for Electrical Transmission Lines Structural Loading (1991) y el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la República de El Salvador (1997).

❖ **Metodología para calcular la presión del viento en las estructuras**

En El Salvador, se han especificado criterios de diseño en que además de las intensidades por fuertes ráfagas de viento o sísmico se toman en cuenta aspectos económicos para lograr un diseño óptimo. Un valor de diseño es óptimo si minimiza la suma del valor presente de las pérdidas esperadas por la acción viento, más los costos iniciales de construcción. Se supone que tanto las pérdidas esperadas por viento, como el costo inicial de la construcción, dependen de un solo parámetro: la resistencia nominal de diseño, expresada en términos de la presión del viento sobre el área expuesta, o la fuerza derivada del movimiento sísmico del suelo.

Como consecuencia, los valores óptimos no están asociados a un periodo de retorno constante. En efecto, la optimación lleva a una situación que es intuitivamente correcta: en zonas de bajo peligro eólico, donde el diseño para la acción del viento es relativamente barato, es óptimo diseñar para periodos de retorno mayores que los que se usarían en zonas de mayor peligro.

La presión de viento se calculará mediante los dos métodos antes descritos con el fin de comparar los dos valores resultantes, mientras que la torre se diseñara con el valor más desfavorable para mayor seguridad de la estructura.

3.3.2.2 Sismo

Las torres de celosía usualmente se diseñan considerando como única fuente de cargas por los efectos del viento y, en otros países los debidos a la acumulación de hielo.

Los efectos sísmicos, como una posible fuente de daño o pérdida de servicio, suelen ser ignorados, aun en el diseño de estructuras localizadas en zonas de alta sismicidad. Esto se ha originado por la suposición de que, debido a su baja masa, este tipo de estructuras son poco vulnerables a la acción sísmica. Por lo anterior, el diseño sismo resistente de torres de celosía ha recibido poca o casi ninguna atención en comparación con el de otros sistemas estructurales. Como resultado, los diseñadores disponen de pocas recomendaciones para efectuar un análisis sísmico, contribuyendo a que se ignoren estos efectos en el diseño.

Lo anterior puede ser razonable para torres pequeñas en zonas de baja sismicidad. Sin embargo, para estructuras altas en zonas de mediana a alta

sismicidad se debe disponer de un procedimiento racional que permita justificar la omisión de los efectos sísmicos.

En la actualidad, el incremento constante en la construcción de este tipo de estructuras, de alturas cada vez mayores y en muchos casos ubicadas en zonas de alta sismicidad, y por su función se requiere que permanezcan en condiciones de servicio después de un sismo severo, requiere que la decisión de no considerar la acción sísmica en el diseño deba al menos justificarse con el uso de métodos de análisis aproximados.

Al igual que en otros tipos de estructuras esbeltas, en las torres de celosía la contribución de los modos superiores de vibración puede ser relevante en la respuesta global. Además, ante efectos sísmicos presentan menor capacidad de disipación de energía dado su bajo amortiguamiento, comparado con las estructuras de edificios.

En esta parte de la tesis se presentan recomendaciones para la evaluación de los efectos sísmicos en torres de celosía autoportadas. En este caso, las recomendaciones son aplicables exclusivamente a estructuras construidas con perfiles de acero.

❖ **Comportamiento de torres ante efectos sísmicos**

Ante excitación sísmica, las torres desarrollan comportamiento dinámico lineal. La respuesta de la estructura queda definida en gran medida por los tres primeros modos de flexión (traslación horizontal), con el segundo y tercer modo contribuyendo de manera muy importante en las aceleraciones en la parte superior de la torre. Para torres de más de 80 m de altura, el cuarto y quinto modos de flexión pueden tener una participación importante en la respuesta dinámica.

Los modos de flexión usualmente están separados suficientemente el uno del otro, aunque los modos de torsión y flexión en algunos casos se encuentran cercanamente acoplados. Los modos verticales suelen estar suficientemente separados de los modos laterales.

Los efectos de accesorios como escaleras, plataformas y antenas, entre otros, son poco significativos, con excepción de equipos cuya masa exceda el 10% de la masa de la torre, o sean colocados con gran excentricidad respecto al eje vertical de la estructura. Los efectos de la componente vertical del sismo son poco relevantes en torres de menos de 100 m de altura.

3.4 Hipótesis de carga

Son las condiciones ambientales y de operación bajo las cuales trabajará la línea de transmisión.

Debido a que las condiciones ambientales que prevalecen en cada región son diferentes (por ejemplo, no todas las regiones presentan hielo, nieve o magnitudes iguales de viento), las hipótesis de carga se deben determinar o particularizar para cada región del país.

Una vez que se determinan las hipótesis de carga, se deben calcular las flechas y tensiones de los cables bajo éstas, con la finalidad de:

- Verificar que no se violen los libramientos mínimos establecidos para la línea de transmisión.
- Verificar que no se excedan los límites permitidos de tensión mecánica en los cables.

- Verificar que no se exceda la capacidad de tensión mecánica de las estructuras.

3.4.1 Hipótesis normales

A. Hipótesis a.1

Carga del viento máximo de perpendicular a dirección de la línea sobre la estructura, los elementos de cabecera (travesaños, aisladores, accesorios, etc.) y carga máxima perpendicular a la dirección de la línea sobre la estructura, ningún cable roto. Tracción máxima de los conductores y cable de guarda.

3.4.2 Hipótesis excepcionales

A. Hipótesis b.1

Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea sobre grapería, aisladores y cables. Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea, sobre la estructura. Resultante de las tracciones máximas de los conductores y cable guarda, considerando la rotura únicamente en el cable guarda. Simultáneamente cargas verticales

B. Hipótesis b.2

Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea sobre grapería, aisladores y cables. Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea, sobre la estructura. Resultante de las tracciones máximas de los conductores y cable guarda, considerando la rotura en el cable guarda y cable conductor **superior**. Simultáneamente cargas verticales

C. Hipótesis b.3

Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea sobre grapería, aisladores y cables. Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la

línea, sobre la estructura. Resultante de las tracciones máximas de los conductores y cable guarda, considerando la rotura en el cable guarda y en conductor **intermedio**. Simultánea mente cargas verticales

D. Hipótesis b.4

Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea sobre grapería, aisladores y cables. Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea, sobre la estructura. Resultante de las tracciones máximas de los conductores y cable guarda, considerando la rotura en el cable guarda y en conductor **bajo**. Simultánea mente cargas verticales

De construcción y mantenimiento

E. Hipótesis b.5

Condiciones sin viento, simultáneamente cargas verticales más una carga adicional de 300kg aplicada en fijación de conductores y cable guarda, no se considera carga de viento.

3.4.3 Hipótesis sísmicas

A. Hipótesis c.1

Resultante de las tracciones de los conductores y cable de guarda para condiciones de clima promedio sin viento. Cargas transversales correspondientes a un sismo de intensidad $S =$ un porcentaje de la gravedad

3.5 Arboles de carga

Las reacciones en los terminales de todos los cables que se encuentran en un punto de sujeción de aislador, Wins, y contrapeso WCW, para formar las cargas

de diseño en el punto de sujeción de estructura. Frecuentemente, los factores de carga (o seguridad) se agregan en esta etapa. A fin de mantenerla metodología del US National Electric Safety Code (NESC), tres factores de carga de estructura, de seguridad para cargas son aplicados:

- Un factor de carga para cargas verticales, V , que multiplica a todas las cargas verticales que alcanzan a la estructura así como también al peso de la estructura misma.
- Un factor de carga para las cargas de viento transversales, T que multiplica las cargas transversales de viento, excluyendo la porción de estas cargas ocasionadas por tensiones mecánicas.
- Un factor de carga para cargas transversales debido a tensiones, L .

Los valores de factores de seguridad oscilan entre 1.5 y 2.0 para nuestro país ya que por el tipo de clima, terreno y que muchos de los fenómenos climatológicos que existen en otras partes no es necesario utilizar valores más altos.

Las cargas que actúan en las estructuras se calculan en la forma siguiente y son definidos como arboles de carga, dichas cargas se ven representadas en la figura 3.9.

Carga vertical: la carga vertical se considera como el peso propio de la estructura más el peso de los aisladores, herrajes, conductores y cables de guarda. Para calcular la carga vertical debida a los conductores y cables de guarda se multiplica el claro de peso, definido como la distancia entre los puntos más bajos de dos catenarias adyacentes, por el peso unitario de los conductores o cables.

Carga transversal: La carga transversal es la debida al viento, soplando horizontalmente y en ángulo recto a la dirección de la línea, sobre las estructuras, aisladores, herrajes, conductores y cables de guarda, más la debida a las componentes transversales de tensión mecánica de los conductores por cambio de dirección de la línea. Los cambios de dirección de una línea ocasionan también una fuerza transversal horizontal igual a $2T\text{sen}\alpha/2$, donde α es el ángulo del cambio de dirección y T es la tensión mecánica del conductor. Para calcular la transversal debida al viento sobre conductores y cables de guarda, se multiplica el claro de viento, definido como la semisuma de dos claros adyacentes, por la carga unitaria de viento sobre los conductores o cables.

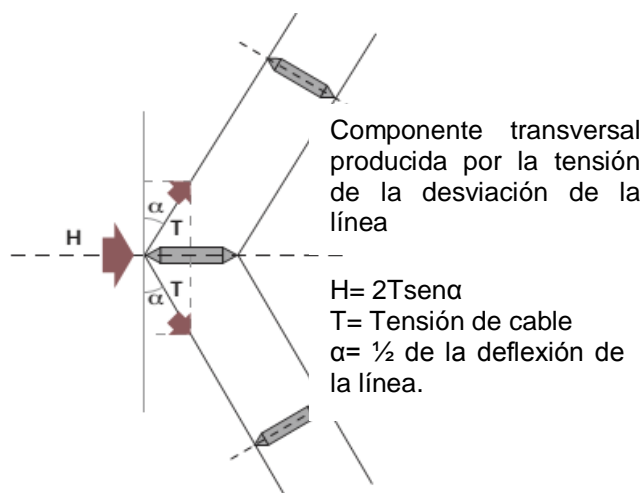


Figura 3.8 Carga transversal por cambio de dirección de la línea.⁵⁵

Carga longitudinal: La carga longitudinal es la debida a las componentes de las tensiones mecánicas de los conductores y cable de guarda ocasionada por

⁵⁵ Manual para diseño electromecánico de líneas de transmisión aéreas. Figura 13.4. pág. 195

desequilibrio a uno y otro lado de una estructura, por cambio de tensión de los conductores, por remates o por conductores rotos.

Tabla 3.3 Tipo de cargas longitudinales

Tipo de Carga	Descripción
Tensión en estructuras de remate	Éstas se someten a la tensión mecánica completa de los conductores y cables de guarda o la combinación de los mismos en un solo lado de la estructura.
Cargas longitudinales desbalanceadas	Fuerzas que pueden desarrollarse en las estructuras por varias condiciones en la línea: <ul style="list-style-type: none"> • en terrenos montañosos, diferencias grandes en las longitudes de los claros adyacentes combinadas con claros inclinados, bajo condiciones climatológicas de hielo y viento • Cargas no uniformes de claros adyacentes
Carga longitudinal debida a la ruptura de conductores.	Fuerzas que actúan en las estructuras causadas principalmente por la tensión máxima que se asume pueda existir en los conductores y los cables de guarda si alguno de estos tiene una ruptura.

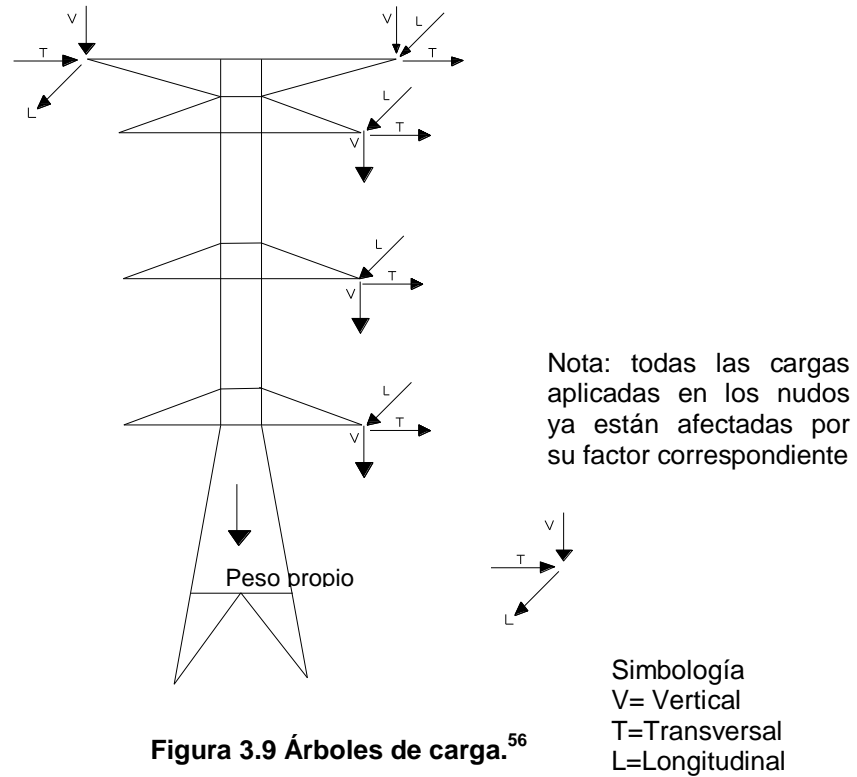


Figura 3.9 Árboles de carga.⁵⁶

Ejemplo

Calculo de árbol de carga para la hipótesis a.1

Hipótesis a.1

Carga del viento máximo de perpendicular a dirección de la línea sobre la estructura, los elementos de cabecera (travesaños, aisladores, accesorios, etc.) y carga máxima perpendicular a la dirección de la línea sobre la estructura, ningún cable roto. Tracción máxima de los conductores y cable de guarda

⁵⁶ Fuente propia.

1) Cargas verticales

- Cable Conductor

$$W_{\text{conductor}} = V_{\text{peso}} * W_{\text{cable conductor}}$$

$$W_{\text{herrajes}} = W_{\text{aisladores}} + W_{\text{herrajes}} + W_{\text{accesorios}}$$

$$\text{Fuerza vertical} = (W_{\text{conductor}} + W_{\text{herrajes}}) * \text{Factor respectivo}$$

- ❖ Cable de Guarda

$$W_{\text{guarda}} = V_{\text{peso}} * W_{\text{cable guarda}}$$

$$W_{\text{herrajes}} = W_{\text{aisladores}} + W_{\text{herrajes}} + W_{\text{accesorios}}$$

$$\text{Fuerza vertical} = (W_{\text{guarda}} + W_{\text{herrajes}}) * \text{Factor respectivo}$$

2) Cargas transversales

- Cable Conductor

$$\text{Tensión} = T * 2 \text{sen} \alpha / 2$$

$$\text{Viento} = V_{\text{viento}} * P_{\text{viento}} * D_{\text{cable guarda}}$$

$$\text{Fuerza transversal} = (\text{Tensión} + \text{Viento}) * \text{Factor respectivo}$$

- Cable Guarda

$$\text{Tensión} = T * 2 \text{sen} \alpha / 2$$

$$\text{Viento} = V_{\text{viento}} * P_{\text{viento}} * D_{\text{cable conductor}}$$

$$\text{Fuerza transversal} = (\text{Tensión} + \text{Viento}) * \text{Factor respectivo}$$

3) Cargas longitudinales

- Cable Conductor

$$\text{Tensión} = \Sigma F_y = 0$$

Fuerza longitudinal = tensión * factor respectivo

- Cable Guarda

$$\text{Tensión} = \Sigma F_y = 0$$

Fuerza longitudinal = tensión * factor respectivo

Dónde:

$W_{\text{conductor}}$ = peso debido al conductor

V_{peso} = vano peso

$W_{\text{cable conductor}}$ = peso del cable conductor

W_{herrajes} = peso de los herrajes

$W_{\text{aisladores}}$ = pesos de los aisladores

W_{guarda} = peso debido al guarda

$W_{\text{cable guarda}}$ = peso del cable conductor

V_{viento} = vano viento

P_{viento} = presión del viento

$D_{\text{cable guarda}}$ = diámetro del cable guarda

T = es el 25%-30% a la mínima carga de rotura

α = ángulo de desvió

CAPITULO IV: METODOLOGIA DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN PARA TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN

Introducción

Las cimentaciones tienen el trabajo de transmitir las cargas de la estructura de soporte al suelo en este capítulo describe aspectos fundamentales de una cimentación para el análisis del diseño de esta, además describe las revisiones necesarias para chequear el correcto dimensionamiento y resistencia ante acciones de volteo, y arrancamiento que puede suceder no estar correctamente diseñada.

4.1 Diseño de cimentación para torre de transmisión eléctrica considerando una losa de cimentación.

La cimentación de zapata aislada para cada una de las patas de la torre es adecuada y comúnmente se utiliza como apoyo a las torres de transmisión de celosía de alta tensión. Aplicaciones menos comunes son las de una sola zapata para toda la torre, construidas con concreto colados in-situ.

El diseño para el cálculo de las fundaciones de las torres de transmisión de alta tensión debe considerar los siguientes parámetros:

- Tamaño de la carga

Se refiere a la distribución de tensiones bajo una zapata ya que no es uniforme a lo largo de la superficie de la cimentación.

- Dirección de carga:

En el caso de las cimentaciones de torres de transmisión eléctrica la dirección puede ser de compresión como, de tensión

- Duración de carga

La duración de la carga en las cimentaciones de torres de transmisión eléctrica debe ser tomada en cuenta en las hipótesis de árboles de carga para comprobar que la estructura resiste eventos de viento, de mantenimiento, y de sismo.

- Asentamiento en la fundación:

Los asentamientos o hundimientos en la estructura de la torre se refieren por lo general a asentamientos importantes

- Cargas frecuentes y estáticas:

Las cargas frecuentes se definen como el peso al que están sometidas las torres como eventualidad con es el caso de una carga viva (cuando se le da mantenimiento a la estructura) y las cargas estáticas son por ejemplo el peso de los cables y sus herrajes.

4.1.1 Capacidad de carga.

Los estudios teóricos para el cálculo de capacidad de carga de los suelos se han basado en la hipótesis de un mecanismo o modelo de rotura bidimensional junto con una ley de resistencia del terreno, estableciendo las condiciones límites de equilibrio entre las fuerzas aplicadas exteriormente y las desarrolladas en el terreno para contrarrestarlas. Posteriormente se han aplicado coeficientes correctores para tener en cuenta la forma del cimiento, la excentricidad o inclinación de la carga.

4.1.2 Área requerida

La capacidad de cargas admisibles se determina a partir de los principios de la mecánica de suelos, además para las cargas de servicio se escogen de tal forma que se tengan un factor de seguridad entre 2.5 a 3.0 ⁵⁷ para que no exceda la capacidad de portante del suelo en cuestión y de esta manera mantener los asentamientos dentro de los límites tolerables.

Además, la mayoría de los códigos permiten un incremento de 33 % en la capacidad admisible del suelo cuando se incluyen los efectos del viento como es

⁵⁷ Valor asignado en el reglamento general de construcciones

el caso de las torres de transmisión eléctrica en ese caso se determina mediante la siguiente formula:

$$A_{req} = \frac{D+L+W}{1.33q_{neto}} \quad \text{Ec. 4-13}$$

Cabe aclarar que las dimensiones de las zapatas se determinan para cargas de servicio y presiones del suelo sin amplificar. Las cargas de viento y otras cargas laterales producen una tendencia al volcamiento, por lo que se debe mantener un factor de seguridad de por lo menos 1.5 contra el vuelco factor propuesto por Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones en la norma técnica correspondiente al diseño de cimentaciones.

La sección de la zapata puede determinarse sacando raíz cuadrada del A_{req} de la siguiente manera cuando la zapata es de lados iguales:

$$B \text{ ó } L = \sqrt{A_{req}} \quad \text{Ec. 4-14}$$

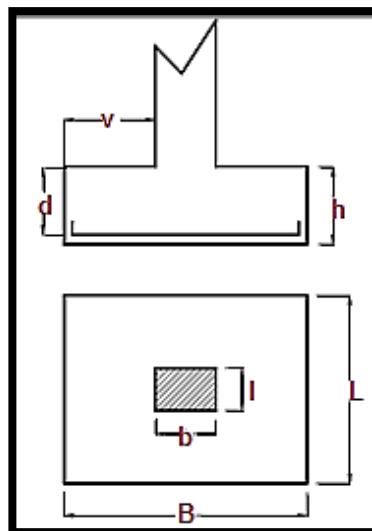


Figura 4.1 Nomenclatura en zapatas aisladas.

4.1.3 Acciones en las fundaciones

Entre las acciones que deben considerarse en el cálculo de las cimentaciones están, en primer lugar, los esfuerzos. (Axiales, momentos y cortantes) que le transmite la estructura.

Se trata de calcular la capacidad de carga del terreno, comprobando que no se supere la capacidad admisible del terreno, y comprobar que no existe el riesgo de que se produzca vuelco, deslizamiento y hundimiento del elemento de cimentación.

4.1.3.1 Distribución de presiones bajo la cimentación.

Las fuerzas horizontales que actúan en las cimentaciones de las torres, hace que se produzca un momento, afectando así la distribución de presiones en la cimentación motivo por la no es uniforme, Los momentos de volteo transmitidos a la base de la torre dan lugar a fuertes tensiones de borde, unas de tracción y otras de compresión.

En la práctica, la distribución de la presión nominal bajo una zapata puede ser representada mediante distribuciones uniformes o lineales y se pueden representar por los siguientes casos:

Cuando corresponde a una distribución uniforme de presiones como se puede ver en la figura 4.17.

$$q = \frac{Q}{B*L} \quad \text{Ec. 4-15}$$

Donde:

Q= es la carga vertical total.

B = ancho de la cimentación

L = largo de la cimentación

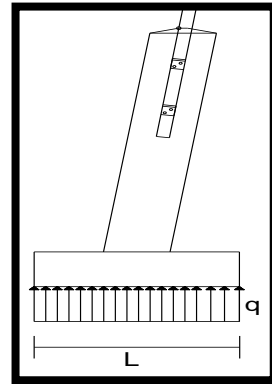


Figura 4.2 Distribución uniforme de tensiones.

Cuando corresponde a una distribución trapezoidal de presiones entonces se tiene una distribución como la que se muestra en la figura 4.18

$$q_{m\acute{a}x} , q_{m\acute{i}n} = \frac{Q}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Ec. 4-16}$$

Donde

Q= es la carga vertical total.

M= momento de la cimentación.

B= ancho de la cimentación

L= largo de la cimentación

e= excentricidad, M/Q

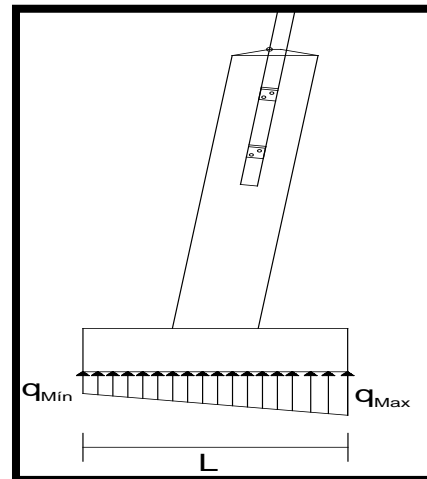


Figura 4.3 Distribución trapezoidal de presiones.

Si la excentricidad **e** es igual al valor B/6, $q_{m\acute{i}n}$ es 0. Para $e > B/6$, $q_{m\acute{i}n}$ tendrá un valor negativo, lo cual quiere decir que hay tensiones. Como el suelo no puede tomar tensiones, habrá una separación entre la cimentación y el suelo por debajo de ella y se verá una distribución de presiones sobre el suelo como se muestra en la figura siguiente:

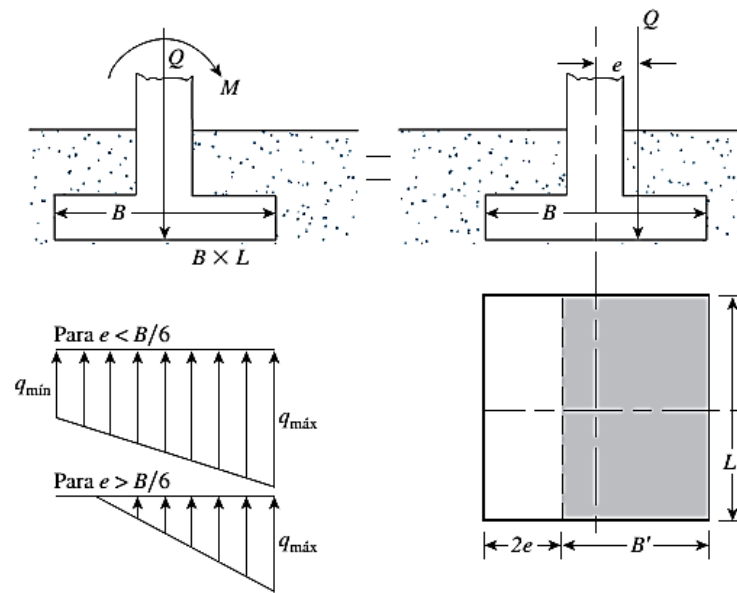


Figura 4.4 Distribución de esfuerzo por debajo de la fundación con excentricidad en una dirección ⁵⁸

- Cuando corresponde a una distribución triangular en la cual hay una zona de la zapata en tensión y otra en compresión.

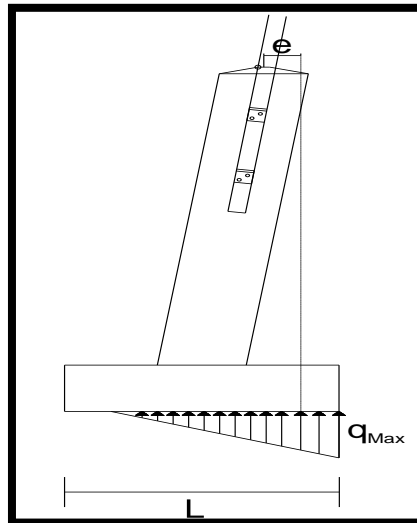


Figura 4.5 Distribución triangular de presiones.

⁵⁸ Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, M. Braja Das. Figura 3.13, pág.157.

$$q_{max} = \frac{4Q}{3B(L-2e)} \quad \text{Ec. 4-17}$$

En todos los casos deberá cumplirse $q_{max} \leq 1.25 q_{adm}$ y en el caso de distribución trapezoidal debe de ser de la siguiente manera $\frac{q_{max}+q_{min}}{2} \leq q_{adm}$.

Donde el q_{adm} es el valor estimado por pruebas de laboratorio.

El factor de seguridad para ese tipo de carga contra la falla de capacidad de carga se puede evaluar como:

$$FS = \frac{Q_{\acute{u}lt}}{Q} \quad \text{Ec. 4-18}$$

Donde

$Q_{\acute{u}lt}$ =capacidad de soporte de carga \acute{u}ltima.

Q= carga vertical total

4.1.3.2 Capacidad de carga con excentricidad en un sentido

Para determinar $Q_{\acute{u}lt}$ Una de las teorías para realizar es cálculos es el método de Meyerhof en 1953 que generalmente se le refiere como método del área efectiva.

El siguiente es un procedimiento sirve para determinar la carga \acute{u}ltima que un suelo puede soportar y el factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga:

- Determinar el valor de las dimensiones efectivas de la zapata como se puede estimar en la figura 4.8 :

B' =ancho efectivo $B- 2e$

L' = longitud efectiva = L

Debe tenerse en cuenta que si la excentricidad fuera en la dirección contraria, el valor de L' sería igual a $L - 2e$. Por lo que el valor de $B = B'$. La menor de las dos dimensiones (es decir, L' y B') es el ancho efectivo de la cimentación.

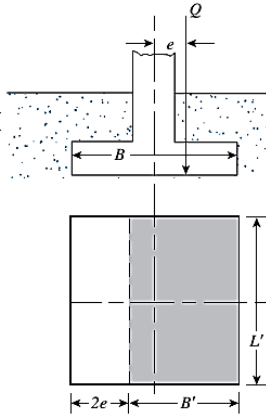


Figura 4.6 Valor de las dimensiones efectivas de una zapata.

- Determinar con la ecuación 4-18 para encontrar la capacidad de carga última, con la diferencia que en lugar de B se utilizará el valor de B' .
- La carga última total que la cimentación que puede soportar es como se muestra en la siguiente ecuación y se puede ver el área efectiva A' en la figura 4.8.

$$Q_{\text{últ}} = q'_u * A' \quad \text{Ec. 4-19}$$

Donde

$$A' = B' * L'$$

- Por último para obtener el valor del factor de seguridad contra la falla de capacidad de carga se calcula con la expresión que se mencionó antes en la ecuación 4.17.

4.1.3.3 Capacidad de carga con excentricidad en dos sentidos.

Una cimentación se somete a una carga vertical última $Q_{\text{últ}}$ y a un momento M , como se muestra en la figura 4.9. Para este caso, las componentes del momento M con respecto a los ejes x y y se pueden determinar como M_x y M_y , respectivamente.

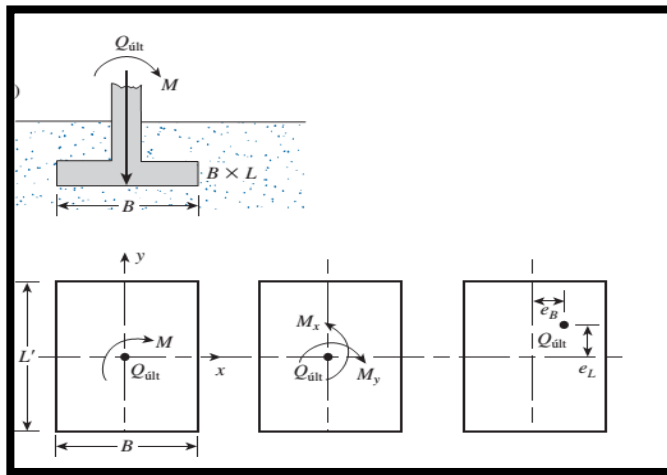


Figura 4.7 Análisis de una cimentación con excentricidad en dos sentidos.

4.1.4 Comprobación de la estabilidad al volteo.

Se realiza cuando las zapatas se encuentran sometidas a momentos o fuerzas horizontales, salvo que existan elementos estructurales que impidan dicho volteo.

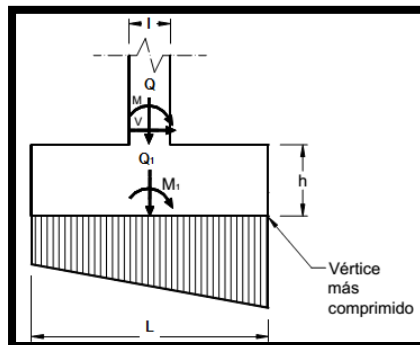


Figura 4.8 Acción de volteo en la cimentación

Se realiza tomando momentos respecto a la esquina de la fundación más comprimida (ver figura 4.10), comprobando que los momentos estabilizadores superan a los momentos desestabilizadores (momentos de vuelco).

Para que la zapata se considere estable ante el volteo, el cociente entre el momento estabilizante y el desestabilizante debe ser igual o superior al coeficiente de seguridad a vuelco, γ_1 (generalmente se adopta $\gamma_1 = 1.8$).

$$C_{SV} = \frac{\text{Momento estabilizador}}{\text{Momento desestabilizador}} = \frac{Q_1 \cdot \frac{L}{2} + W_z + V \cdot d}{M_1 + Vh} \quad \text{Ec. 4-24}$$

Dónde:

- Q_1, M_1 = acciones en el plano de la cimentación (ver figura 4.10)
- L = Ancho de la zapata.
- γ_1 = Coeficiente de seguridad al vuelco, para el que puede tomarse **1.8**.
- W_z = Peso del concreto de la zapata.
- W_s = Peso de suelo sobre la zapata.
- V = Fuerza cortante.
- d = Brazo de la fuerza cortante.

❖ Carga actuando con una excentricidad

Sí $e = \frac{M}{Q} \leq L/6$, que corresponde a una distribución de tensiones trapezoidal, y que se encuentre en el tercio medio de la zapata, entonces debe de cumplir las siguientes desigualdades:

$$\sigma_{med} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \leq \sigma_{adm} \quad \text{Ec. 4-26}$$

$$\sigma_{max} \leq 1.25\sigma_{adm}$$

Ec. 4-27

Dónde:

- σ_{adm} = presión admisible del suelo.
- $\sigma_{m\acute{a}x}$ = presión máxima del suelo.
- $\sigma_{m\acute{i}n}$ = presión mínima del suelo.

Sí $e = \frac{M}{Q} > L/6$, que corresponde a una distribución de tensiones triangular como se observa en la figura 4.18 pues no es posible que se produzcan tracciones bajo la zapata.

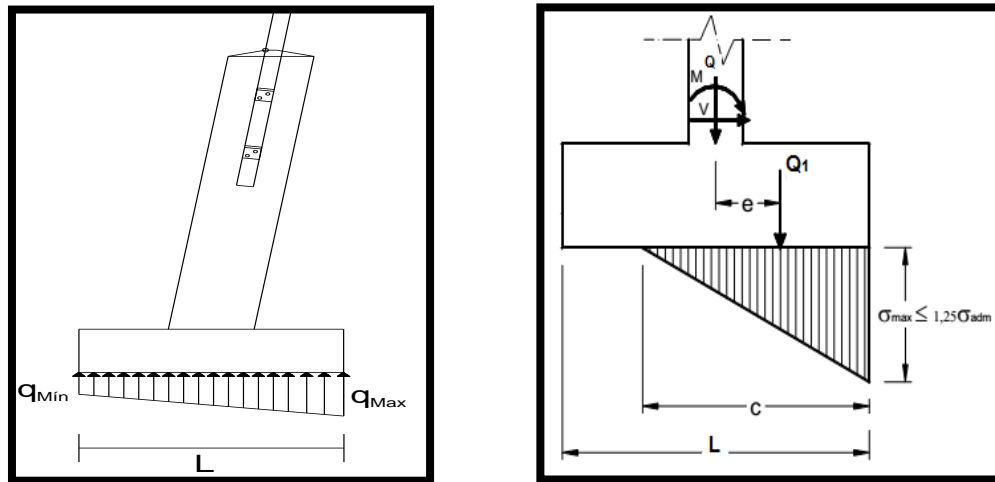


Figura 4.9 Figura repetida (4.5) Figura 4.10 Distribución triangular de tensiones.

En este caso, la presión máxima en el borde de la zapata se determina mediante la siguiente expresión

$$q_{max} = \frac{4Q}{3B(L-2e)} \quad \text{Ec. 4-28}$$

Comprobar la siguiente desigualdad:

$$\sigma_{max} \leq 1.25\sigma_{adm} \quad \text{Ec. 4-29}$$

❖ Carga actuando con doble excentricidad

En el caso más general de resultante excéntrica en ambas direcciones, si las excentricidades relativas son reducidas ósea caen en el tercio medio de la fundación, debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{e_L}{L} + \frac{e_B}{B} \leq \frac{1}{6} \quad \text{Ec. 4-30}$$

Las presiones en las esquinas son todas positivas

$$\sigma_{max} \leq 1.25\sigma_{adm} \quad \text{Ec. 4-31}$$

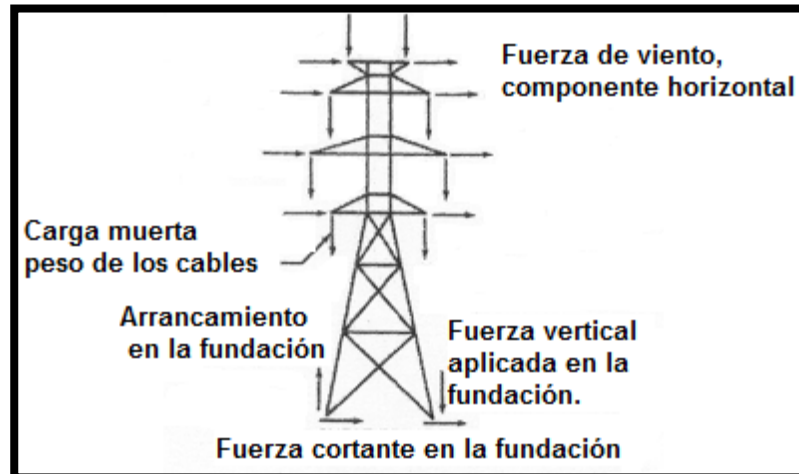


Figura 4.11 Cargas aplicadas a estructuras de transmisión y sus fundaciones

4.2 Diseño de cimentación para torre de transmisión eléctrica considerando fundaciones individuales en cada pata

Las cargas de la fundación de torre de celosía de transmisión eléctrica de alta tensión consisten en considerar las fuerzas verticales (arrancamiento o la de compresión) combinando también a la vez las fuerzas transversales horizontales, para torres autoportadas de suspensión como en nuestro caso didáctico en este trabajo las cargas verticales sobre una fundación pueden ser de

arrancamiento o de compresión. Para torres de tipo de remate de una línea de transmisión eléctrica, las fundaciones sobre un lado siempre pueden ser cargadas en arrancamiento mientras las fundaciones del otro lado siempre pueden ser cargadas en la compresión. La distribución de fuerzas horizontales entre las fundaciones de una torre de celosía varía según la cantidad de viento que recibe la torre en sus elementos y la geometría de la estructura. El cálculo de las cargas en la fundación de la torre de celosía debe de incluir las componentes de la carga longitudinal y transversal tomando en cuenta todos los miembros de la torre hasta llegar a las fundaciones como se muestra en el siguiente diagrama de cuerpo libre en la figura de a continuación:

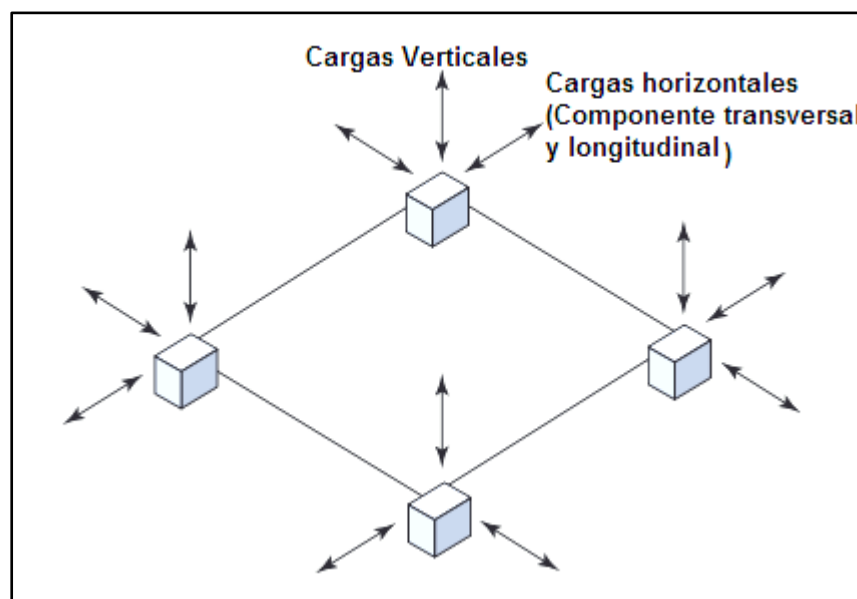


Figura 4.12 Acción de cargas típicas en las fundaciones de una torre de celosía.

Cuando las cimentaciones de una torre se desplazan y la relación geométrica entre las cuatro cimentaciones y torre no ha sufrido alguna modificación, cualquier

aumento de carga debido a este desplazamiento tendrá un efecto mínimo sobre la torre y sus cimentaciones Sin embargo, los movimientos de la fundación que cambian la relación geométrica entre las cuatro fundaciones de la torre entonces se redistribuirán las cargas en los miembros y en las fundaciones de la torre. Esto suele provocar reacciones mayores en las cimentaciones.

4.2.1 Cálculo de cimentaciones con patas separadas

Para este caso especial de diseño de cimentaciones con patas separadas en una torre de transmisión eléctrica de alta tensión para dimensionar las bases de la torre de celosía se parte de la hipótesis que 2 patas trabajan a compresión y las otras 2 trabajan en “arranque” como se ve representado en la figura siguiente

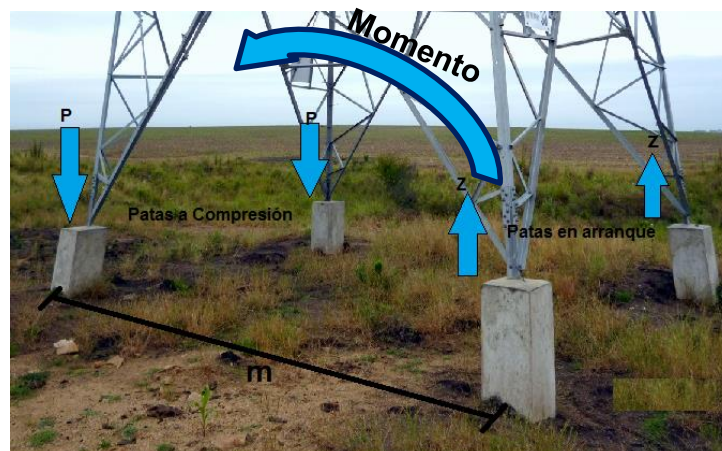


Figura 4.13 Fuerzas que actúan en una torre con cimentaciones separadas.

A continuación se presenta la verificación de la fundación al arrancamiento utilizando el método de Meyerhof y Adams tanto para suelo cohesivo como para suelo friccionante. Para que la fundación resista las sollicitaciones del arrancamiento, la capacidad última de arrancamiento del terreno deberá ser mayor.

4.2.2 Revisión por arrancamiento por la norma TIA/EIA-222-F

Lo primero que debemos de hacer es calcular la capacidad de carga dicho valor no debe ser menor a las reacciones obtenidas por la acción del viento

$$q = \frac{Q}{B*L} \pm \frac{6M}{B^2*L} \quad \text{Ec.4-38}$$

Donde

Q = Carga vertical Total (Peso total de zapata aislada + peso total del relleno + carga axial)

M = momento sobre la cimentación (cortante * profundidad desplante)

B y L = dimensiones de la zapata

Revisar que $q_u \leq q$ si esto es correcto entonces pasamos a revisar la capacidad de arrancamiento con la ecuación

La Norma TIA/EIA-222-F, en el numeral 7.2.4.4 especifica un par de ecuaciones que tienen que revisarse para el arrancamiento, en esta sección está incluida dicha revisión.

La norma TIA/EIA-222-F, en el apartado 7.2.4.1 indica que se debe asumir para las cimentaciones y anclajes estándares o pilotes excavados y acampanados resisten la fuerza de arranque o extensión mediante sus pesos propios más el peso de todo el suelo encerrado dentro de un cono o pirámide invertida cuyos lados forman un ángulo de 30° respecto de la vertical.

En el apartado 7.2.4.4 indica que las fundaciones, anclajes y pilotes excavados se deben diseñar de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\frac{W_s}{2} + \frac{W_c}{1.25} \geq UP \quad y \quad \frac{W_s+W_c}{1.5} \geq UP \quad \text{Ecu 4-1}$$

Dónde:

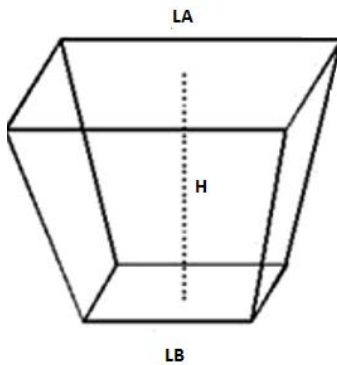
W_s : Resistencia del suelo

El W_s está formado según el apartado de 7.2.4.1 en la norma TIA/EIA-222-F por el volumen de pirámide truncada+ volumen del suelo sin zapata y sin relleno + peso del suelo resistente al arrancamiento + peso del relleno.

W_C : Peso del concreto

UP: Reacción máxima al arrancamiento

$$V = \frac{H}{3}(A + B + \sqrt{A * B})$$



A= Área del cuadrado más grande.

B= Área del cuadrado más pequeño.

LA= Lado más grande de la pirámide

LB= Lado más pequeño de la pirámide.

H= Altura de la pirámide truncado.

CAPITULO V: CÁLCULO MECÁNICO DE TORRE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN.

Introducción

En este capítulo comenzamos describiendo todos los materiales que tendrán nuestra línea en estudio parámetros importantes como la geometría de la torre , el cálculo de los momentos de nuestra torre en estudio y las hipótesis de carga con las que vamos a calcular los arboles de carga en si en todo este capítulo se realizaran todos los cálculos previos para el diseño de las soluciones de cimentaciones para torres de transmisión eléctrica de alta tensión.

5.1 Materiales

❖ General

Los materiales a utilizarse en la construcción de torres de transmisión deberán ser nuevos, de primera clase y seleccionarán particularmente para los fines requeridos. La especificación de los materiales deberá ser indicada en los planos detallados del Contratista. La mano de obra será de la más alta calidad para asegurar una correcta instalación de los elementos de la torre, cualesquiera que sean las condiciones de servicio. El diseño, dimensiones y materiales de todos los componentes deberán ser tales que, a pesar de los esfuerzos a los que puedan ser sometidos, no estarán sujetos a defectos o desgaste, incluso en las condiciones más severas de servicio.

❖ Aseguramiento de calidad

Todos los elementos de la línea serán monitoreadas en todas las etapas del proceso de fabricación por un equipo especial de la organización del Contratista, distinto al que tomó parte en la fabricación del componente, de manera que puedan hacer una evaluación imparcial de la calidad del componente y asegurar que el componente esté conforme en todos los aspectos con el diseño previsto.

❖ Manejo y almacenamiento

Los materiales deberán protegerse durante el manejo y almacenamiento contra pérdidas, corrosión, daños causados por la intemperie, deformaciones o distorsiones y contaminación por ingreso de suciedad.

Si los Bienes fueran recibidos antes de poder efectuarse el montaje, se deberá almacenar el equipo en un sitio limpio y bien protegido. Se deberá proporcionar una fuente de calor temporal para los embalajes que puedan ser afectados adversamente por el vapor o excesiva humedad.

El Contratista deberá proporcionar durante todo el tiempo que duren las obras, instalaciones de almacenamiento cubiertas, refugios a prueba de la intemperie, así como instalaciones para la carga y descarga de los materiales.

❖ **Esfuerzos Admisibles**

De modo general, el esfuerzo de diseño permitido bajo las condiciones más desfavorables no deberá ser mayor que un tercio del límite de fluencia o que un quinto de la carga de ruptura a tracción.

❖ **Características de los materiales**

Perfiles angulares de acero para la torre:

ASTM A36: Limite de fluencia mínimo 2531 kg/cm² o equivalente

Aplastamiento 5062 kg/cm²

ASTM A572 Gr. 50: Limite de fluencia mínimo 3497 kg/cm² o equivalente

Aplastamiento 6995 kg/cm²

Cable conductor:

Tipo: ACSR-FLICKER

Sección total: 273 mm²

Diámetro: 21.49 mm

Peso: 0.914 kg/ml

Configuración: 24/7

Calibre: 477

Cable de guarda:

Tipo: OPGW

Sección total: 99.59 mm²

Diámetro: 13.10 mm

Peso: 0.671 kg/ml

Tensión de rotura 7030 kgf

Aisladores:

Tipo: Aislador Vidrio U70BS

Diámetro del disco: 254 mm

Paso: 146 mm

Cantidad en la cadena: 8

Peso: 3.5 kg.

5.2 Reglamentos, códigos y norma

- Especificaciones Técnicas de la EPR
- ASCE. – Guide for design of steel Transmission Tower No. 52 second edition
–version 1988
- AISC.(Instituto Americano de construcción Acero)

- ASTM. (Asociación Americana de Ensayo de Materiales)
- ACI 318/95 (Instituto Americano del concreto)
- ANSI / ASCE 10 – 97: Design of Latticed steel Transmission Structures
- Los niveles de tensión adoptados para la línea de 115 kV, responden a los recomendados en la norma internacional ANSI/IEEE C84.11.
- ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 74.Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading

5.3 Parámetros

La tensión nominal de la línea de transmisión en estudio será de 115 kV, deberá ser diseñada para instalar un (1) circuito, de un (1) conductor por fase en el circuito; el conductor a utilizar es ACSR FLICKER, un cable de guarda de fibra óptica (OPGW). La estructura será del tipo de torre trono piramidal, auto soportante, de simple terna con un cable de guarda, construido con perfiles de acero galvanizado e instaladas sobre fundaciones de concreto

5.3.1 Datos de la línea

La presente sección trata de definir los criterios básicos en los cuales el diseño de la línea de transmisión será basado, en ella se definirá las condiciones ambientales, de acuerdo a su ubicación geográfica y de donde se obtendrán los lineamiento básico para el cálculo de la mismas, esto de acuerdo a normativas y usos comunes en ingeniería.

Las características principales de la línea de transmisión son las siguientes:

- ❖ Longitud aproximada de la línea: 26.5 km

- ❖ Tensión nominal: 115 kV
- ❖ Tensión máxima: 123 kV
- ❖ Frecuencia nominal 60Hz
- ❖ Cantidad de circuito: Un circuito (1)
- ❖ Número de conductores por fase: Un conductor por fase (1)
- ❖ Numero de cables de guarda: Un conductor de guarda(1)
- ❖ Vanos y libramientos:

Los valores de los vanos son de carácter ilustrativos y se toman de esta forma al ser los más comunes en las líneas de 115 kV.

Vano horizontal = 200 m anterior
250 m posterior

Vano vertical = 5 m

Vano Viento = 225 m

Vano viento

$$V_v = \frac{200 + 250}{2} = 225 \text{ m}$$

Vano peso =

Vano peso;

$$V_p = 90 + 115 = 205 \text{ m}$$

Condiciones ambientales.

De acuerdo a la ubicación y trazo de la línea de transmisión, esta pasa por terrenos planos donde las elevaciones oscilan entre los 11 a los 60 msnm

De igual manera se pueden determinar las temperaturas mínimas, media y máximas.

Absolutas del sector y de acuerdo a los anexo 1, determinamos los siguientes valores de temperatura:

Temperatura mínima	22-25° C.
Temperatura promedio	27-30° C.
Temperatura máxima	33-35° C.

De acuerdo NORMA TÉCNICA DE DISEÑO, SEGURIDAD Y OPERACIÓN DE LAS INSTALACIONES DE DISTRIBUCIÓN ELÉCTRICA de SIGET, con la cual definiremos los valores recomendables y normados por la SIGET para las cargas mecánicas, cargas propias y las debidas a las condiciones meteorológicas de la línea de transmisión, la cuales enumeramos a continuación.

Carga de Viento

Art. 11. Con el propósito de establecer las cargas mínimas que deben de considerarse en el cálculo mecánico de las líneas aéreas, según el lugar de su instalación, el país se ha dividido en 3 zonas de carga, en las cuales se calculará la presión ejercida por el viento como la correspondiente a una velocidad no menor a las que se indican a continuación:

- Zona 1 = 80 kilómetros por hora.
- Zona 2 = 100 kilómetros por hora.
- Zona 3 = 120 Kilómetros por hora.

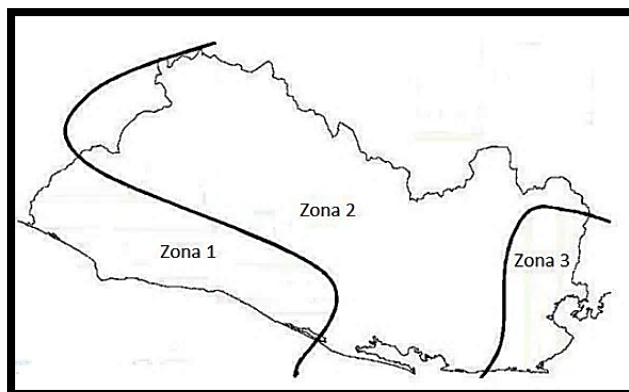


Figura 5.1 Máxima intensidad de viento y zonas de carga en El Salvador.⁵⁹

Temperatura

Art. 12. En el país existen, en general, condiciones muy homogéneas de temperaturas máximas y mínimas en las distintas zonas, en las cuales se supondrá que los conductores estarán sometidos a las siguientes temperaturas mínimas y máximas:

- Mínima 10 °C
- Máxima 40°C

Condiciones de trabajo

De acuerdo a lo detallado en el capítulo anterior, y a los anexos que acompañan este trabajo de gradación podemos definir las siguientes condiciones ambientales para el cálculo de la velocidad del viento y la presión de viento.

5.3.2 Tipo de estructura

El tipo de estructura según su uso:	Suspensión
Material de la estructura:	Acero (Tipo celosía).

⁵⁹ Normas Técnicas De Diseño, Seguridad Y Operación De Las Instalaciones De Distribución Eléctrica, ACUERDO No. 29–E-2000, Anexo N°1 figura N° 1 pág. 72.

Tipo de estructura según su forma: Tronco-piramidal.

Tipo de estructura de soporte: Autosoportada.

5.3.3 Geometría de la torre

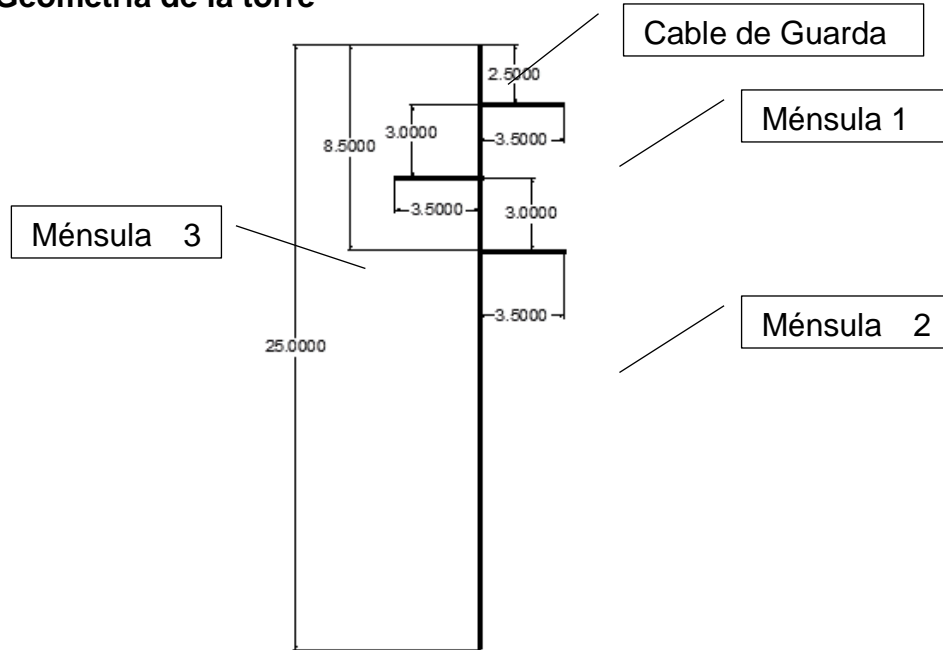


Figura 5.2 Geometría propuesta en metros

5.3.4 Hipótesis de cargas

5.3.4.1 Hipótesis normal

Hipótesis a.1

Carga del viento máximo de perpendicular a dirección de la línea sobre la estructura, los elementos de cabecera (travesaños, aisladores, accesorios, etc.) y carga máxima perpendicular a la dirección de la línea sobre la estructura, ningún cable roto. Tracción máxima de los conductores y cable de guarda.

5.3.4.2 Hipótesis excepcionales

Hipótesis b.1

Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea sobre grapería, aisladores y cables. Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la

línea, sobre la estructura. Resultante de las tracciones máximas de los conductores y cable guarda, considerando la rotura únicamente en el cable guarda. Simultáneamente cargas verticales

Hipótesis b.2

Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea sobre grapería, aisladores y cables. Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea, sobre la estructura. Resultante de las tracciones máximas de los conductores y cable guarda, considerando la rotura en el cable guarda y cable conductor **superior**. Simultáneamente cargas verticales

Hipótesis b.3

Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea sobre grapería, aisladores y cables. Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea, sobre la estructura. Resultante de las tracciones máximas de los conductores y cable guarda, considerando la rotura en el cable guarda y en conductor **intermedio**. Simultáneamente cargas verticales

Hipótesis b.4

Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea sobre grapería, aisladores y cables. Carga de viento máximo perpendicular a la dirección de la línea, sobre la estructura. Resultante de las tracciones máximas de los conductores y cable guarda, considerando la rotura en el cable guarda y en conductor **bajo**. Simultáneamente cargas verticales

De construcción y mantenimiento

Hipótesis b.5

Condiciones sin viento, simultáneamente cargas verticales más una carga adicional de 300kg aplicada en fijación de conductores y cable guarda, no se considera carga de viento.

5.3.4.3 Hipótesis sísmicas

Hipótesis c.1

Resultante de las tracciones de los conductores y cable de guarda para condiciones de clima promedio sin viento. Cargas transversales correspondientes a un sismo de intensidad S= un porcentaje de la gravedad.

5.4 Cálculos de árboles de carga

Datos Iniciales

Tabla 5.1 Datos de la estructura

DATOS DE LA ESTRUCTURA		
ANGULO	VANO VIENTO (m)	VANO PESO (m)
10.0 °	225	205

Tabla 5.2 Condiciones Ambientales de la Trayectoria

CONDICIONES AMBIENTALES DE LA TRAYECTORIA			
TEMPERATURA MIN, MAX	25 ° C	PRESIÓN DE VIENTO	1171.69 Pa
	40 ° C		119.48 kg/m ²

Tabla 5.3 Peso aproximado en Kg de los accesorios de la torre.

PESO APROXIMADO Kg		
ELEMENTO	CONDUCTOR	GUARDA
AISLADOR	3.5	1.1
HERRAJES	3.1	2.5
ACCESORIOS	2.5	2.5
MANTENIMIENTO	300	300

Tabla 5.4 Factor de seguridad según la dirección de la carga

CARGAS	FACTOR DE SEGURIDAD
VERTICAL	1.9
LONGITUDINAL	1.7
TRANSVERSAL	1.5
VIENTO	2.0

Tabla 5.5 Datos mecánicos de los cables conductores y de guarda.

DATOS DE LOS CABLES			
CABLE CONDUCTOR		CABLE GUARDA	
TIPO	ACSR FLICKER	TIPO	OPGW
PESO kg/ml	0.914	PESO kg/ml	0.671
DIÁMETRO m	0.02149	DIÁMETRO m	0.0131
ROTURA kg	7802	ROTURA kg	7030
VIENTO MAX Kg	2498.12	VIENTO MAX kg	1200

5.4.1 Hipótesis normal

Tabla 5.6 Resultados de la Hipótesis a.1

LT 115 kV, 1 CTO, 1 COND/FASE, ACSR FLICKER (24/7), 1 OPGW

CABLE	CARGA VERTICAL kg		CARGA TRANSVERSAL kg			CARGA LONGITUDINAL kg		
	$W_{\text{conductor/guarda}}$	W_{herrajes}	Fuerza vertical	Tensión	Viento	Fuerza transversal	Tensión	Fuerzas Longitudinal
Guarda	137.555	6.1	272.94	367.623	352.17	1079.69	0	0
Conductor 1	187.37	9.1	373.29	407.993	577.72	1478.56	0	0
Conductor 2	187.37	9.1	373.29	407.993	577.72	1478.56	0	0
Conductor 3	187.37	9.1	373.29	407.993	577.72	1478.56	0	0

A continuación se detalla el cálculo hecho a mano que se realizó para obtener los resultados de la tabla anterior (Tabla 5.6) que se refiere a la hipótesis a.1

1) Cálculo de cargas para el cable de guarda

Para hacer los siguientes cálculos se tomaron en cuenta los datos iniciales de la línea los cuales están resumidos de la tabla 5.1 a la tabla 5.5

❖ **Cargas verticales**

$$W_{\text{guarda}} = V_{\text{peso}} * W_{\text{cable guarda}}$$

$$W_{\text{guarda}} = 205 \text{ m} * 0.671 \text{ kg/ml}$$

$$W_{\text{guarda}} = 137.55 \text{ kg}$$

$$W_{\text{herrajes}} = W_{\text{aisladores}} + W_{\text{herrajes}} + W_{\text{accesorios}}$$

$$W_{\text{herrajes}} = 1.1 + 2.5 + 2.5$$

$$W_{\text{herrajes}} = 6.5 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza vertical} = (W_{\text{guarda}} + W_{\text{herrajes}}) * \text{Factor respectivo}$$

$$\text{Fuerza vertical} = (137.55 + 6.5) * 1.9$$

$$\text{Fuerza vertical} = 144.05 * 1.9$$

$$\text{Fuerza vertical} = \mathbf{272.94 \text{ kg.}}$$

❖ **Cargas transversales**

$$\text{Tensión} = T * 2 \text{sen}(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 * T * 2 \text{sen}(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 (\text{ROTURA}) * 2 \text{sen}(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 * 7030 \text{ kg} * 2 \text{sen}(10^\circ/2)$$

$$\text{Tensión} = 367.62 \text{ kg}$$

$$\text{Viento} = V_{\text{viento}} * P_{\text{viento}} * D_{\text{cable conductor}}$$

$$\text{Viento} = 225 \text{ m} * 119.48 \text{ kg/m}^2 * 0.0131 \text{ m}$$

Viento = 352.17 kg

Fuerza transversal = (Tensión + Viento) * Factor respectivo

Fuerza transversal = (367.62kg + 352.17 kg) * 1.5

Fuerza transversal = (719.79)*1.5

Fuerza transversal = 1079.69 Kg

❖ **Cargas longitudinales**

Tensión = $\Sigma F_y = 0$

Fuerza longitudinal = tensión * factor respectivo

En este caso la carga longitudinal en el cable de guarda es cero debido a que solo puede existir carga longitudinal cuando hay rotura en el cable

2) Calculo de cargas para el cable conductor 1

❖ **Cargas verticales**

$W_{guarda} = V_{peso} * W_{cable\ conductor}$

$W_{guarda} = 205\ m * 0.914\ kg/ml$

$W_{guarda} = 187.37\ kg$

$W_{herrajes} = W_{aisladores} + W_{herrajes} + W_{accesorios}$

$W_{herrajes} = 3.5 + 3.1 + 2.5$

$W_{herrajes} = 9.1\ kg$

Fuerza vertical = $(W_{guarda} + W_{herrajes}) * \text{Factor respectivo}$

Fuerza vertical = $(187.37 + 9.1) * 1.9$

Fuerza vertical = $196.47 * 1.9$

Fuerza vertical = 373.29 kg.

❖ **Cargas transversales**

Tensión = $T * 2 \sin \alpha / 2$

$$\text{Tensión} = 0.3 \cdot T \cdot 2 \cdot \sin(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 (\text{ROTURA}) \cdot 2 \cdot \sin(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 \cdot 7802 \text{ kg} \cdot 2 \cdot \sin(10^\circ/2)$$

$$\text{Tensión} = 407.99 \text{ kg}$$

$$\text{Viento} = V_{\text{viento}} \cdot P_{\text{viento}} \cdot D_{\text{cable conductor}}$$

$$\text{Viento} = 225 \text{ m} \cdot 119.48 \text{ kg/m}^2 \cdot 0.02149 \text{ m}$$

$$\text{Viento} = 577.72 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza transversal} = (\text{Tensión} + \text{Viento}) \cdot \text{Factor respectivo}$$

$$\text{Fuerza transversal} = (407.99 \text{ kg} + 577.72 \text{ kg}) \cdot 1.5$$

$$\text{Fuerza transversal} = (985.71) \cdot 1.5$$

$$\text{Fuerza transversal} = 1478.56 \text{ Kg}$$

❖ **Cargas longitudinales**

$$\text{Tensión} = \Sigma F_y = 0$$

$$\text{Fuerza longitudinal} = \text{tensión} \cdot \text{factor respectivo}$$

En este caso la carga longitudinal en el cable conductor 1 es cero debido a que solo puede existir carga longitudinal cuando hay rotura en el cable

3) **Calculo de cargas para el cable conductor 2**

❖ **Cargas verticales**

$$W_{\text{guarda}} = V_{\text{peso}} \cdot W_{\text{cable conductor}}$$

$$W_{\text{guarda}} = 205 \text{ m} \cdot 0.914 \text{ kg/ml}$$

$$W_{\text{guarda}} = 187.37 \text{ kg}$$

$$W_{\text{herrajes}} = W_{\text{aisladores}} + W_{\text{herrajes}} + W_{\text{accesorios}}$$

$$W_{\text{herrajes}} = 3.5 + 3.1 + 2.5$$

$$W_{\text{herrajes}} = 9.1 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza vertical} = (W_{\text{guarda}} + W_{\text{herrajes}}) * \text{Factor respectivo}$$

$$\text{Fuerza vertical} = (187.37 + 9.1) * 1.9$$

$$\text{Fuerza vertical} = 196.47 * 1.9$$

$$\text{Fuerza vertical} = 373.29 \text{ kg.}$$

❖ **Cargas transversales**

$$\text{Tensión} = T * 2 \text{sen}(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 * T * 2 \text{sen}(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 (\text{ROTURA}) * 2 \text{sen}(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 * 7802 \text{ kg} * 2 \text{sen}(10^\circ/2)$$

$$\text{Tensión} = 407.99 \text{ kg}$$

$$\text{Viento} = V_{\text{viento}} * P_{\text{viento}} * D_{\text{cable conductor}}$$

$$\text{Viento} = 225 \text{ m} * 119.48 \text{ kg/m}^2 * 0.02149 \text{ m}$$

$$\text{Viento} = 577.72 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza transversal} = (\text{Tensión} + \text{Viento}) * \text{Factor respectivo}$$

$$\text{Fuerza transversal} = (407.99 \text{ kg} + 577.72 \text{ kg}) * 1.5$$

$$\text{Fuerza transversal} = (985.71) * 1.5$$

$$\text{Fuerza transversal} = 1478.56 \text{ Kg}$$

❖ **Cargas longitudinales**

$$\text{Tensión} = \Sigma F_y = 0$$

$$\text{Fuerza longitudinal} = \text{tensión} * \text{factor respectivo}$$

En este caso la carga longitudinal en el cable conductor 2 es cero debido a que solo puede existir carga longitudinal cuando hay rotura en el cable

4) **Calculo de cargas para el cable conductor 3**

❖ **Cargas verticales**

$$W_{\text{guarda}} = V_{\text{peso}} * W_{\text{cable conductor}}$$

$$W_{\text{guarda}} = 205 \text{ m} * 0.914 \text{ kg/ml}$$

$$W_{\text{guarda}} = 187.37 \text{ kg}$$

$$W_{\text{herrajes}} = W_{\text{aisladores}} + W_{\text{herrajes}} + W_{\text{accesorios}}$$

$$W_{\text{herrajes}} = 3.5 + 3.1 + 2.5$$

$$W_{\text{herrajes}} = 9.1 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza vertical} = (W_{\text{guarda}} + W_{\text{herrajes}}) * \text{Factor respectivo}$$

$$\text{Fuerza vertical} = (187.37 + 9.1) * 1.9$$

$$\text{Fuerza vertical} = 196.47 * 1.9$$

$$\text{Fuerza vertical} = \mathbf{373.29 \text{ kg.}}$$

❖ **Cargas transversales**

$$\text{Tensión} = T * 2 \text{sen}(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 * T * 2 \text{sen}(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 (\text{ROTURA}) * 2 \text{sen}(\alpha/2)$$

$$\text{Tensión} = 0.3 * 7802 \text{ kg} * 2 \text{sen}(10^\circ/2)$$

$$\text{Tensión} = 407.99 \text{ kg}$$

$$\text{Viento} = V_{\text{viento}} * P_{\text{viento}} * D_{\text{cable conductor}}$$

$$\text{Viento} = 225 \text{ m} * 119.48 \text{ kg/m}^2 * 0.02149 \text{ m}$$

$$\text{Viento} = 577.72 \text{ kg}$$

$$\text{Fuerza transversal} = (\text{Tensión} + \text{Viento}) * \text{Factor respectivo}$$

$$\text{Fuerza transversal} = (407.99 \text{ kg} + 577.72 \text{ kg}) * 1.5$$

$$\text{Fuerza transversal} = (985.71) * 1.5$$

$$\text{Fuerza transversal} = \mathbf{1478.56 \text{ Kg}}$$

❖ **Cargas longitudinales**

$$\text{Tensión} = \Sigma F_y = 0$$

Fuerza longitudinal = tensión * factor respectivo

En este caso la carga longitudinal en el cable conductor 3 es cero debido a que solo puede existir carga longitudinal cuando hay rotura en el cable

Dónde:

$W_{\text{conductor}}$ = peso debido al conductor

V_{peso} = vano peso

$W_{\text{cable conductor}}$ = peso del cable conductor

W_{herrajes} = peso de los herrajes

$W_{\text{aisladores}}$ = pesos de los aisladores

W_{guarda} = peso debido al guarda

$W_{\text{cable guarda}}$ = peso del cable conductor

V_{viento} = vano viento

P_{viento} = presión del viento

$D_{\text{cable guarda}}$ = diámetro del cable guarda

T = es el 25%-30% a la mínima carga de rotura

α = ángulo de desvió

5.4.2 Hipótesis excepcionales

Tabla 5.7 Resultado de la Hipótesis b.1

LT 115 kV, 1 CTO, 1 COND/FASE, ACSR FLICKER (24/7), 1 OPGW

CABLE	CARGA VERTICAL kg		Fuerza vertical	Tensión	CARGA TRANSVERSAL kg		Tensión	CARGA LONGITUDINAL kg
	$W_{\text{conductor/guarda}}$	W_{herrajes}			Viento	Fuerza transversal		Fuerzas Longitudinal
Guarda	137.555	6.1	272.94	367.62	246.52	921.21	612.70	1041.60
Conductor 1	187.37	9.1	373.29	407.99	577.72	1478.56	0	0
Conductor 2	187.37	9.1	373.29	407.99	577.72	1478.56	0	0
Conductor 3	187.37	9.1	373.29	407.99	577.72	1478.56	0	0

Tabla 5.8 Resultados de la Hipótesis b.2

LT 115 kV, 1 CTO, 1 COND/FASE, ACSR FLICKER (24/7), 1 OPGW

CABLE	CARGA VERTICAL kg		CARGA TRANSVERSAL kg			CARGA LONGITUDINAL kg		
	$W_{\text{conductor/guarda}}$	W_{herrajes}	Fuerza vertical	Tensión	Viento	Fuerza transversal	Tensión	Fuerzas Longitudinal
Guarda	137.555	6.1	272.94	367.62	246.52	921.21	612.70	1041.60
Conductor 1	187.37	9.1	373.29	407.99	404.40	1218.59	679.99	1155.98
Conductor 2	187.37	9.1	373.29	407.99	577.72	1478.56	0	0
Conductor 3	187.37	9.1	373.29	407.99	577.72	1478.56	0	0

Tabla 5.9 Resultados de la Hipótesis b.3

LT 115 kV, 1 CTO, 1 COND/FASE, ACSR FLICKER (24/7), 1 OPGW

CABLE	CARGA VERTICAL kg		CARGA TRANSVERSAL kg			CARGA LONGITUDINAL kg		
	$W_{\text{conductor/guarda}}$	W_{herrajes}	Fuerza vertical	Tensión	Viento	Fuerza transversal	Tensión	Fuerzas Longitudinal
Guarda	137.56	6.1	272.94	367.62	246.52	921.21	612.70	1041.60
Conductor 1	187.37	9.1	373.29	407.99	577.72	1478.56	0.00	0.00
Conductor 2	187.37	9.1	373.29	407.99	404.40	1218.59	679.99	1155.98
Conductor 3	187.37	9.1	373.29	407.99	577.72	1478.56	0	0.00

Tabla 5.10 Resultados de la Hipótesis b.4

LT 115 kV, 1 CTO, 1 COND/FASE, ACSR FLICKER (24/7), 1 OPGW

CABLE	CARGA VERTICAL kg		Fuerza vertical	CARGA TRANSVERSAL kg			CARGA LONGITUDINAL kg	
	$W_{\text{conductor/guarda}}$	W_{herrajes}		Tensión	Viento	Fuerza transversal	Tensión	Fuerzas Longitudinal
Guarda	137.56	6.1	272.94	367.6229	246.52	921.21	612.70	1041.60
Conductor 1	187.37	9.1	373.29	407.9935	577.72	1478.56	0.00	0.00
Conductor 2	187.37	9.1	373.29	407.9935	577.72	1478.56	0.00	0.00
Conductor 3	187.37	9.1	373.29	407.9935	404.40	1218.59	679.99	1155.98

De construcción y mantenimiento

Tabla 5.11 Resultados de la Hipótesis b.5

CABLE	CARGA VERTICAL kg			Fuerza vertical	CARGA TRANSVERSAL kg		Fuerza transversal	CARGA LONGITUDINAL kg	
	$W_{\text{conductor/guarda}}$	W_{herrajes}	$W_{\text{sobrecarga}}$		Tensión	Viento		Tensión	Fuerzas Longitudinal
Guarda	137.56	6.1	300	842.94	367.62	352.17	1079.69	0.00	0.00
Conductor 1	187.37	9.1	300	943.29	407.99	577.72	1478.56	0.00	0.00
Conductor 2	187.37	9.1	300	943.29	407.99	577.72	1478.56	0.00	0.00
Conductor 3	187.37	9.1	300	943.29	407.99	577.72	1478.56	0.00	0.00

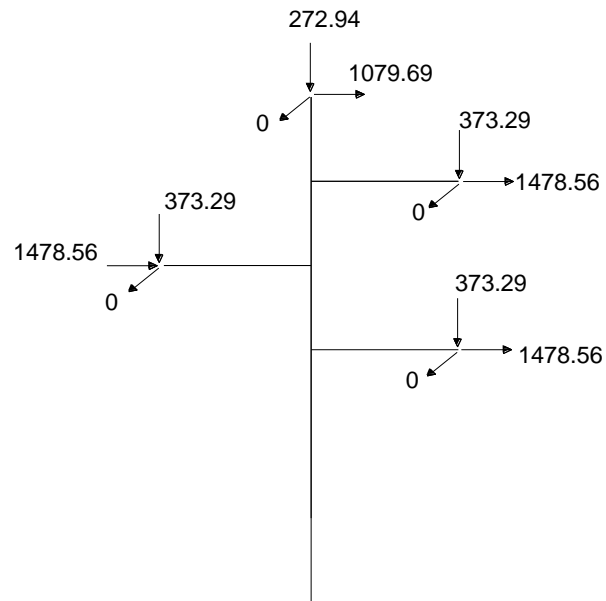
5.4.3 Hipótesis sísmicas

Tabla 5.12 Resultados de la Hipótesis c.1

CABLE	CARGA VERTICAL kg		CARGA TRANSVERSAL kg			CARGA LONGITUDINAL kg		
	$W_{\text{conductor/guarda}}$	W_{herrajes}	Fuerza vertical	Tensión	Viento	Fuerza transversal	Tensión	Fuerzas Longitudinal
Guarda	137.56	6.1	272.94	367.62	1.96	554.38	0.00	0.00
Conductor 1	187.37	9.1	373.29	407.99	1.96	614.93	0.00	0.00
Conductor 2	187.37	9.1	373.29	407.99	1.96	614.93	0.00	0.00
Conductor 3	187.37	9.1	373.29	407.99	1.96	614.93	0.00	0.00

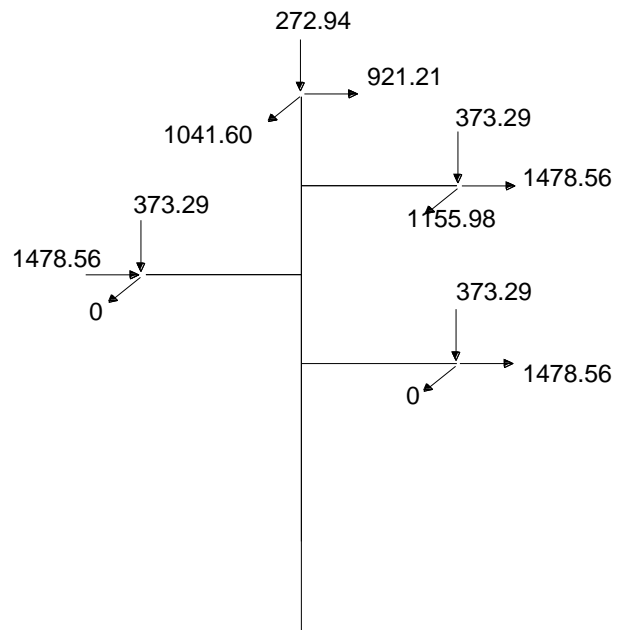
5.5 Arboles de carga

5.5.1 Hipótesis normal

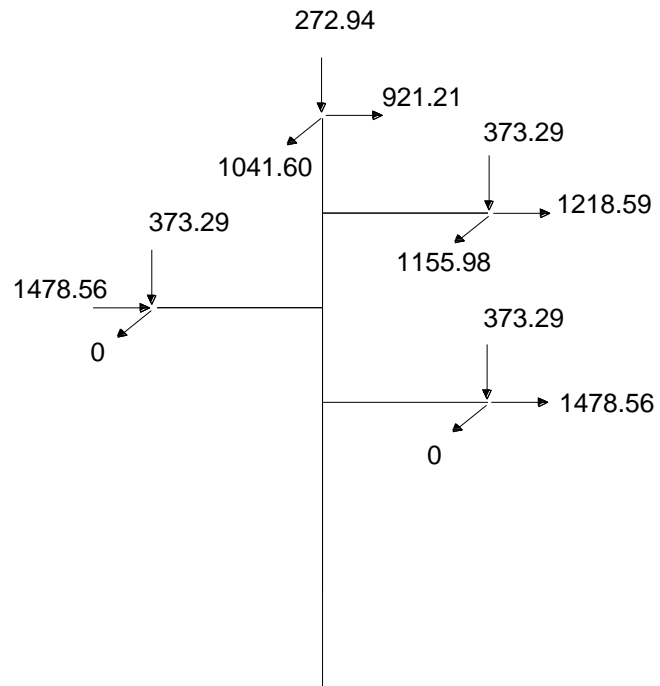


Hipótesis a.1

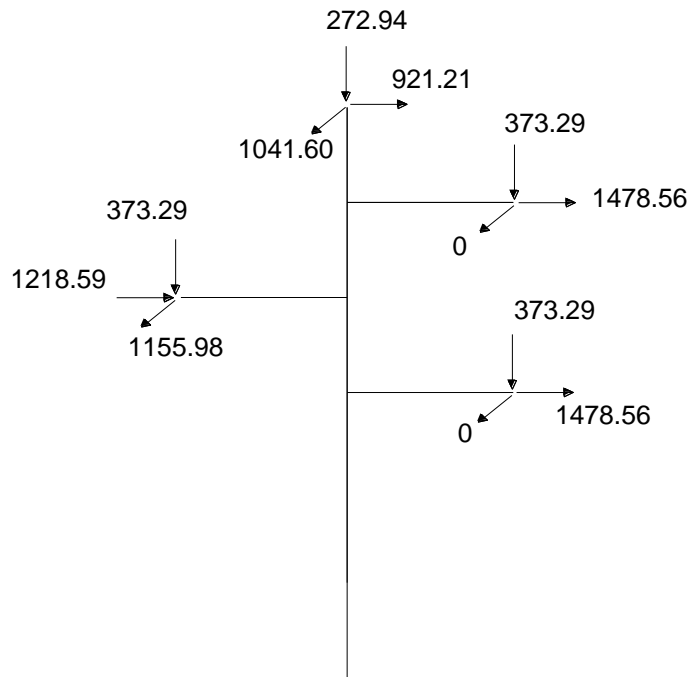
5.5.2 Hipótesis Excepcionales



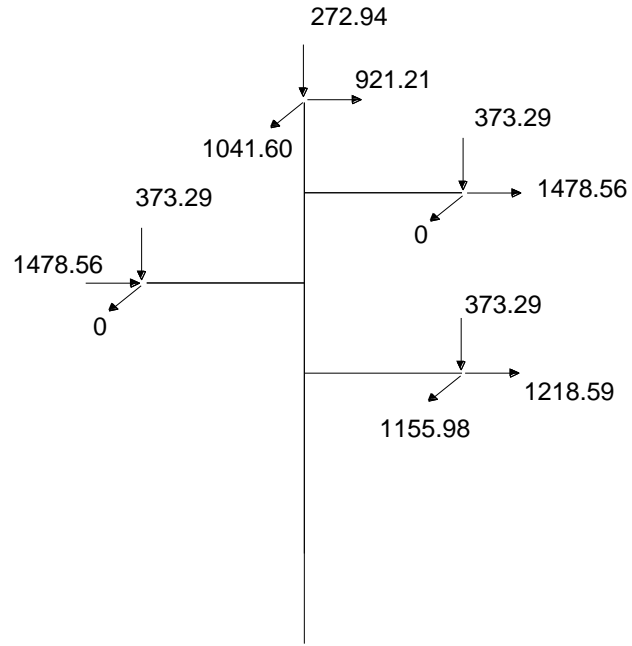
Hipótesis b.1



Hipótesis b.2

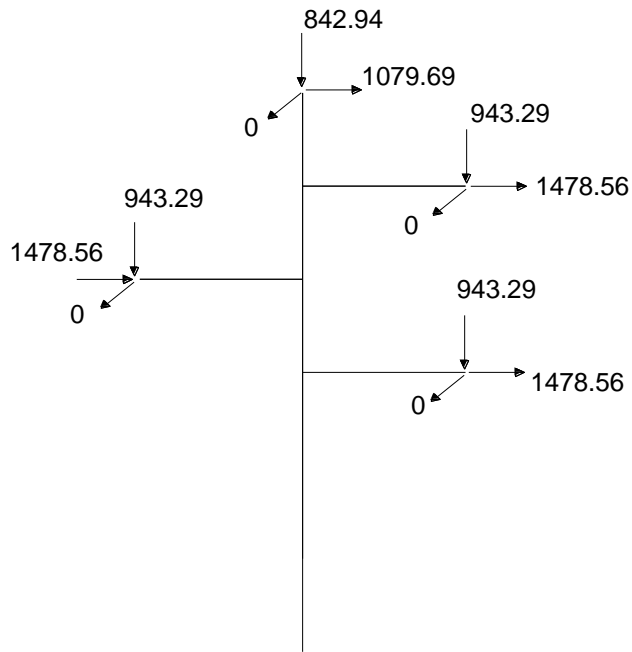


Hipótesis b.3



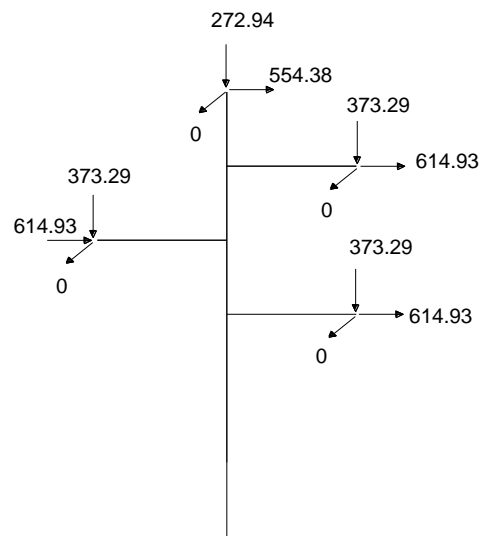
Hipótesis b.4

5.5.3 De construcción y mantenimiento



Hipótesis b.5

5.5.4 Hipótesis Sísmica



Hipótesis c.1

5.6 Cálculo de viento sobre la estructura.

Para el cálculo del viento en la estructura de la torre vamos a comenzar por seccionar por tramos la torre, como se aprecia en la siguiente figura que se han tomado 6 tramos, de manera que se procede a calcular la carga de viento por tramo como se puede verificar en las tablas 5.13 y 5.14 las cuales de manera conservadora se ubican al centro de cada tramo para luego calcular el cortante de viento transversal y longitudinal para comparar al final con los resultados que arroja el programa SAP2000.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DE LAS TABLAS 5.13 Y 5.14

- Seleccionamos la cantidad de tramos en que vamos a dividir la torre y la altura (H) en metros, de cada uno de los tramos los cuales no es necesario que sean del mismo tamaño.
- En la columna B en milímetros colocamos el ancho de cada uno de los perfiles que conforman el tramo que seleccionamos previamente.
- En las siguientes dos columnas colocamos la cantidad y longitud del perfil
- Y en la columna que corresponde al área de exposición al viento multiplicamos = Ancho X Cantidad X Longitud.
- Factor C_z deberá tomarse igual a:

$$C_z = 1.0 \quad \text{para } z \leq 10 \text{ m}$$

$$C_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{2/a} \quad \text{Para } z > 10 \text{ m}$$

Para lo cual se le coloca un N/A (No Aplica) en cada celda cuando está fuera de rango por ejemplo si estamos en un nivel esta menor de 10 metros no se calcula con la fórmula de $z > 10$

- Las siguientes columnas son las constantes sacadas de nuestra norma técnica de diseño por viento de EL Salvador que son a , C_p , k , y P_o las cuales en el apartado 5.7 de este trabajo se detalla.
- La penúltima columna está compuesta del cálculo de P que es multiplicar por $1.3 \times C_p C_z K P_o$.
- Para finalmente obtener la carga de viento al multiplicar $P \times A$ en cada fila para hacer la sumatoria al final de cada tramo.

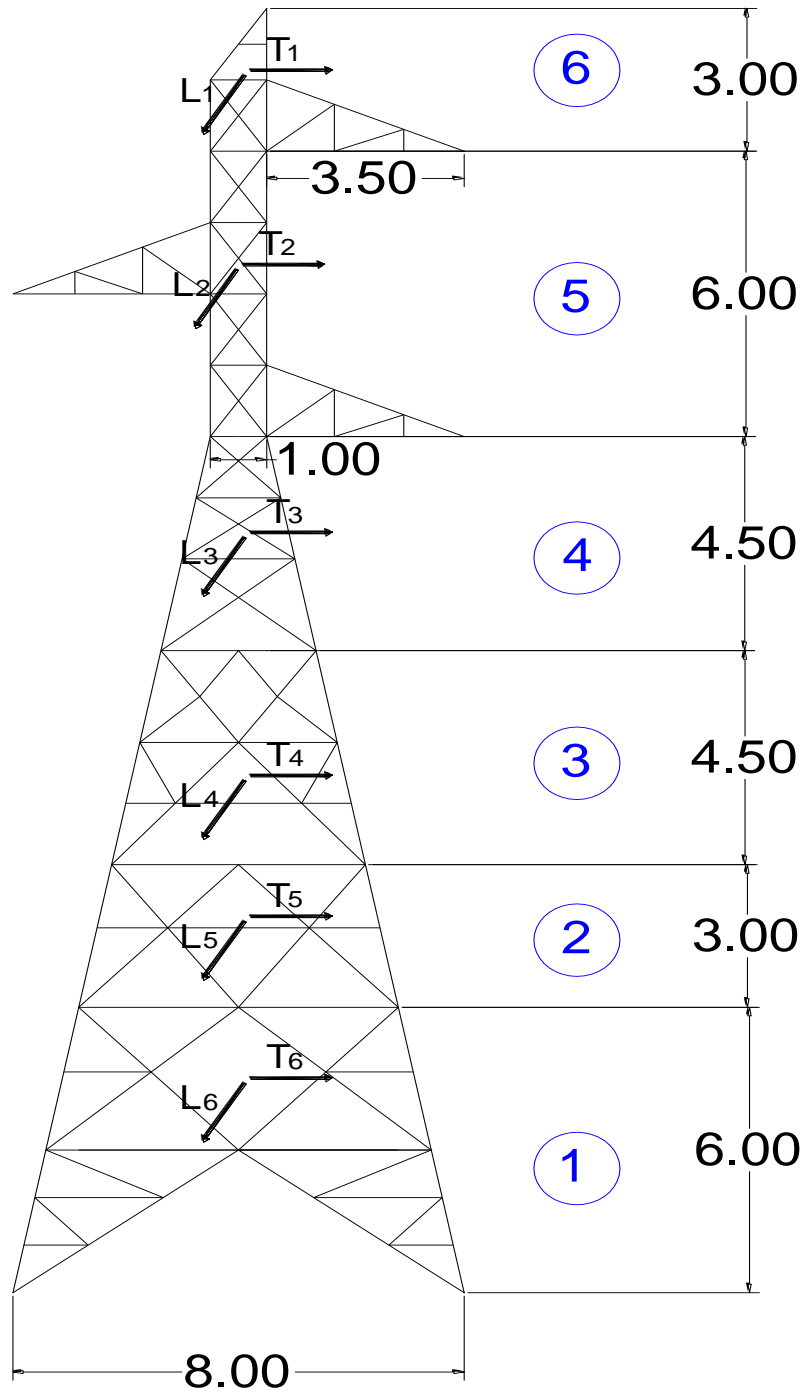


Figura 5.3 Silueta de la torre longitudinal para el cálculo de viento máximo sobre la estructura (unidades en metros)

Tabla 5.13 Calculo de viento máximo longitudinal

TRAMO	H (m)	B (mm)	CANTIDAD	LONGITUD (m)	AREA (m ²)	Z ≤ 10 m Cz= 1.00	a	Z > 10 m Cz= (z/10)^(2/a)	Cp=	Cz=	K=	Po	$P = 1.3C_pC_zKP_o$ (kg/m ²)	P*A (kg)
6.00	3.0	102.00	2.00	1.50	0.31	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	50.79
		51.00	1.00	1.00	0.05	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	8.47
		64.00	2.00	1.80	0.23	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	38.24
		25.40	1.00	0.50	0.01	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	2.11
		51.00	1.00	1.58	0.08	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	13.37
		51.00	1.00	1.87	0.10	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	15.83
		64.00	1.00	3.84	0.25	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	40.79
		64.00	1.00	3.54	0.23	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	37.61
		51.00	1.00	3.56	0.18	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	30.14
		51.00	1.00	0.99	0.05	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	8.38
		51.00	1.00	1.31	0.07	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	11.09
		25.40	1.00	1.00	0.03	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	4.22
		51.00	1.00	0.47	0.02	N/A	7.00	1.33	2.00	1.33	1.60	30.00	165.98	3.98
													265.01	
5	6.0	2x64	2.00	1.50	0.192	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	30.67
		76.00	2.00	1.80	0.274	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	43.71
		64.00	2.00	3.84	0.492	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	78.52
		64.00	2.00	3.54	0.453	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	72.38
		51.00	2.00	1.56	0.159	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	25.42
		51.00	2.00	0.98	0.100	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	15.97
		51.00	2.00	1.31	0.134	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	21.34
		25.40	2.00	0.47	0.024	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	3.81
		89.00	3.00	1.00	0.267	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	42.65

TRAMO	H (m)	B (mm)	CANTIDAD	LONGITUD (m)	AREA (m ²)	Z ≤ 10 m Cz= 1.00	a	Z > 10 m Cz= (z/10)^(2/a)	Cp=	Cz=	K=	Po	$P = 1.3C_pC_zKP_o$ (kg/m ²)	P*A (kg)
		89.00	1.00	1.00	0.089	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	14.22
		76.00	4.00	1.80	0.547	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	87.41
		76.00	2.00	1.80	0.274	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	43.71
		102.00	2.00	4.50	0.918	N/A	7.0	1.28	2.0	1.280	1.6	30.0	159.74	146.64
														626.45
		76.00	2.00	1.42	0.216	N/A	7.00	1.18	2.0	1.18	1.6	30.0	147.26	31.79
		51.00	1.00	1.37	0.070	N/A	7.00	1.18	2.0	1.18	1.6	30.0	147.26	10.29
		102.00	2.00	2.19	0.447	N/A	7.00	1.18	2.0	1.18	1.6	30.0	147.26	65.79
		64.00	2.00	3.12	0.399	N/A	7.00	1.18	2.0	1.18	1.6	30.0	147.26	58.81
4	4.5	2x51	1.00	1.91	0.097	N/A	7.00	1.18	2.0	1.18	1.6	30.0	147.26	14.34
		102.00	2.00	1.01	0.206	N/A	7.00	1.18	2.0	1.18	1.6	30.0	147.26	30.34
		89.00	2.00	0.34	0.061	N/A	7.00	1.18	2.0	1.18	1.6	30.0	147.26	8.91
		102.00	2.00	0.68	0.139	N/A	7.00	1.18	2.0	1.18	1.6	30.0	147.26	20.43
		51.00	2.00	1.73	0.176	N/A	7.00	1.18	2.0	1.18	1.6	30.0	147.26	25.99
														266.69
		64.00	2.00	6.00	0.768	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	104.47
		64.00	2.00	3.30	0.422	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	57.46
		64.00	2.00	3.60	0.461	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	62.68
		51.00	2.00	1.48	0.151	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	20.54
		51.00	2.00	0.68	0.069	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	9.44
3	4.5	51.00	2.00	1.09	0.111	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	15.12
		51.00	2.00	2.04	0.208	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	28.31
		64.00	1.00	1.75	0.112	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	15.24
		64.00	1.00	3.50	0.224	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	30.47
		64.00	1.00	1.75	0.112	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	15.24
		51.00	1.00	4.36	0.222	N/A	7.0	1.09	2.0	1.09	1.6	30.0	136.03	30.25

TRAMO	H (m)	B (mm)	CANTIDAD	LONGITUD (m)	AREA (m ²)	Z ≤ 10 m Cz= 1.00	a	Z > 10 m Cz= (z/10)^(2/a)	Cp=	Cz=	K=	Po	$P = 1.3C_pC_zKP_o$ (kg/m ²)	P*A (kg)
					2.861									389.21
2	3.0	76.00	2.00	2.87	0.436	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	54.44
		89.00	2.00	3.34	0.595	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	74.20
		64.00	2.00	1.99	0.255	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	31.79
		64.00	2.00	3.97	0.508	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	63.42
		2x51	1.00	5.13	0.262	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	32.65
		64.00	2.00	2.40	0.307	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	38.34
					2.362			N/A					294.84	
1	6.0	89.00	2.0	3.00	0.534	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	66.64
		76.00	2.0	2.26	0.344	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	42.87
		64.00	2.0	1.87	0.239	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	29.87
		51.00	2.0	1.44	0.147	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	18.33
		76.00	2.0	2.27	0.345	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	43.06
		76.00	2.0	2.27	0.345	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	43.06
		2x64	2.0	3.44	0.440	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	54.95
		64.00	2.0	4.97	0.636	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	79.39
		51.00	2.0	2.32	0.237	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	29.53
		64.00	2.0	2.30	0.294	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	36.74
		51.00	2.0	1.37	0.140	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	17.44
		51.00	2.0	1.15	0.117	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	14.64
89.00	2.0	3.00	0.534	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.8	66.64		
													543.18	

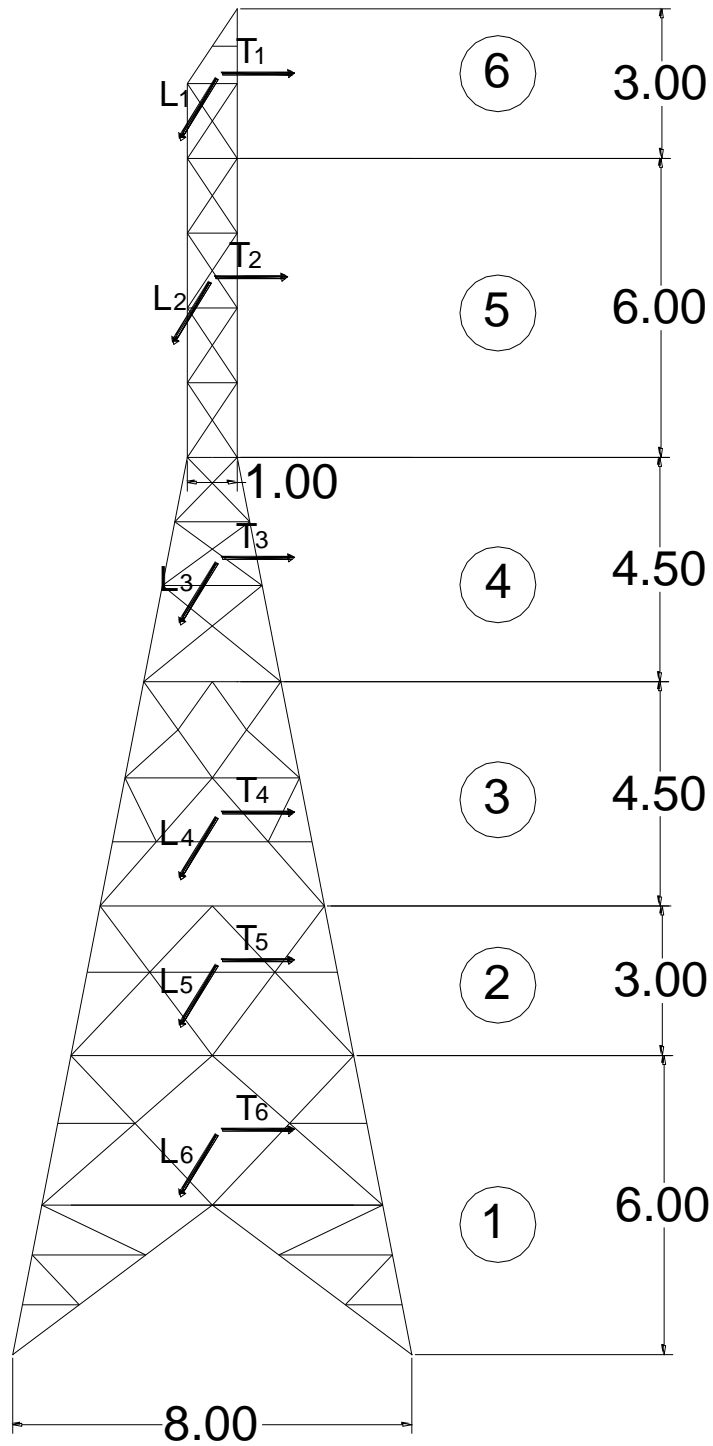


Figura 5.4 Silueta de la torre transversal para el cálculo de viento máximo sobre la estructura (Unidades en metros)

Tabla 5.14 Cálculo de viento sobre la estructura lado transversal

TRAMO	H (m)	B (mm)	CANTIDAD	LONGITUD (m)	AREA (m ²)	Z ≤ 10 m Cz= 1.00	a	Z > 10 m Cz= (z/10)^(2/a)	Cp=	Cz=	K=	Po=	P = 1.3CpCzKP kg/m	P.A
6	3.0	102.00	2.00	1.50	0.306	N/A	7.0	1.33	2.0	1.31	1.6	30.0	163.49	50.03
		51.00	1.00	1.00	0.051	N/A	7.0	1.33	2.0	1.31	1.6	30.0	163.49	8.34
		64.00	2.00	1.80	0.230	N/A	7.0	1.33	2.0	1.31	1.6	30.0	163.49	37.67
		25.40	1.00	0.50	0.013	N/A	7.0	1.33	2.0	1.31	1.6	30.0	163.49	2.08
		51.00	1.00	1.58	0.081	N/A	7.0	1.33	2.0	1.31	1.6	30.0	163.49	13.17
		51.00	1.00	1.87	0.095	N/A	7.0	1.33	2.0	1.31	1.6	30.0	163.49	15.59
		51.00	1.00	1.00	0.051	N/A	7.0	1.33	2.0	1.31	1.6	30.0	163.49	8.34
135.21														
5	6.0	2x64	2.00	1.50	0.192	N/A	7.0	1.28	2.0	1.26	1.6	30.0	157.25	30.19
		76.00	2.00	1.80	0.274	N/A	7.0	1.28	2.0	1.26	1.6	30.0	157.25	43.02
		89.00	3.00	1.00	0.267	N/A	7.0	1.28	2.0	1.26	1.6	30.0	157.25	41.99
		89.00	1.00	1.00	0.089	N/A	7.0	1.28	2.0	1.26	1.6	30.0	157.25	14.00
		76.00	4.00	1.80	0.547	N/A	7.0	1.28	2.0	1.26	1.6	30.0	157.25	86.05
		76.00	2.00	1.80	0.274	N/A	7.0	1.28	2.0	1.26	1.6	30.0	157.25	43.02
		102.00	2.00	4.50	0.918	N/A	7.0	1.28	2.0	1.26	1.6	30.0	157.25	144.35
402.62														
4	4.5	76.00	1.00	1.91	0.145	N/A	7.0	1.18	2.0	1.15	1.6	30.0	143.52	20.83
		51.00	1.00	2.73	0.139	N/A	7.0	1.18	2.0	1.15	1.6	30.0	143.52	19.98
		102.00	2.00	0.34	0.069	N/A	7.0	1.18	2.0	1.15	1.6	30.0	143.52	9.95
		64.00	2.00	1.01	0.129	N/A	7.0	1.18	2.0	1.15	1.6	30.0	143.52	18.55
		2x51	2.00	2.20	0.224	N/A	7.0	1.18	2.0	1.15	1.6	30.0	143.52	32.21
		102.00	2.00	0.68	0.139	N/A	7.0	1.18	2.0	1.15	1.6	30.0	143.52	19.91
		89.00	2.00	1.73	0.308	N/A	7.0	1.18	2.0	1.15	1.6	30.0	143.52	44.20

TRAMO	H (m)	B (mm)	CANTIDAD	LONGITUD (m)	AREA (m ²)	Z ≤ 10 m Cz= 1.00	a	Z > 10 m Cz= (z/10)^(2/a)	Cp=	Cz=	K=	Po=	P = 1.3CpCzKP kg/m	P.A
		102.00	2.00	1.73	0.353	N/A	8.0	1.18	2.0	1.15	1.6	30.0	143.52	50.65
		51.00	2.00	1.73	0.176	N/A	9.0	1.18	2.0	1.15	1.6	30.0	143.52	25.33
														241.61
3	4.5	102.00	2.00	2.00	0.408	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	52.45
		51.00	2.00	1.19	0.121	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	15.60
		51.00	2.00	1.73	0.176	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	22.68
		51.00	2.00	2.40	0.245	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	31.47
		51.00	1.00	3.50	0.179	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	22.95
		51.00	2.00	1.45	0.148	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	19.01
		64.00	1.00	2.25	0.144	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	18.51
		64.00	2.00	0.88	0.113	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	14.48
		51.00	2.00	1.73	0.176	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	22.68
		76.00	2.00	2.25	0.342	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	43.96
		89.00	2.00	2.67	0.475	N/A	7.0	1.09	2.0	1.03	1.6	30.0	128.54	61.09
														324.88
2	3.0	76.00	2.00	2.87	0.436	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	54.44
		89.00	2.00	3.34	0.595	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	74.20
		64.00	2.00	1.99	0.255	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	31.79
		64.00	2.00	3.97	0.508	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	63.42
		2x51	1.00	5.13	0.262	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	32.65
		64.00	2.00	2.40	0.307	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	38.34
														294.84
1	6.0	89.00	2.0	3.00	0.534	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	66.64
		76.00	2.0	2.26	0.344	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	42.87

TRAMO	H (m)	B (mm)	CANTIDAD	LONGITUD (m)	AREA (m ²)	Z ≤ 10 m Cz= 1.00	a	Z > 10 m Cz= (z/10)^(2/a)	Cp=	Cz=	K=	Po=	P = 1.3CpCzKP kg/m	P.A
	64.00		2.0	1.87	0.239	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	29.87
	51.00		2.0	1.44	0.147	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	18.33
	76.00		2.0	2.27	0.345	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	43.06
	76.00		2.0	2.27	0.345	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	43.06
	2x64		2.0	3.44	0.440	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	54.95
	64.00		2.0	4.97	0.636	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	79.39
	51.00		2.0	2.32	0.237	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	29.53
	64.00		2.0	2.30	0.294	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	36.74
	51.00		2.0	1.37	0.140	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	17.44
	51.00		2.0	1.15	0.117	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	14.64
	89.00		2.0	3.00	0.534	1.00	7.0	N/A	2.0	1.00	1.6	30.0	124.80	66.64
543.18														

Tabla 5.15 Cortante total transversal y longitudinal

Calculo de viento sobre la estructura lado transversal total (suma de los 2 lados)	Valor obtenido del cálculo manual	Valor obtenido del programa SAP2000
Suma del cortante de viento Transversal =	2203.67 kg	
Cortante de viento transversal multiplicado por 2 ya el viento afecta ambos lados transversales =	4407.3 kg	4456.51 kg
Calculo de viento sobre la estructura lado longitudinal total (suma de los 2 lados)	Valor obtenido del cálculo manual	Valor obtenido del programa SAP2000
Suma del cortante de viento Longitudinal =	2536.48 kg	
Cortante de viento transversal multiplicado por 2 ya el viento afecta ambos lados longitudinal=	5072.96 kg	5041.3 kg

Comparando los valores de cortante transversal, calculados de manera manual en la tabla 5.14 con el valor obtenido en el programa SAP2000 tenemos una leve diferencia de 49.21 kg y de igual manera comparando los valores de cortante longitudinal tenemos una diferencia de 31.66 kg

5.7 Procedimiento para calcular la presión del viento en la estructura según la norma técnica para el diseño por viento de El Salvador

❖ Clasificación de la estructura

Según la norma hay tres tipos de clasificación de una estructura debido a que se está analizando una torre de transmisión eléctrica por lo tanto cae dentro de la clasificación del TIPO 2, ya que este tipo incluye las líneas de transmisión

Por lo tanto los efectos a considerar según el TIPO en el que se clasifica

Tabla 5.16 Efectos a considerar según el tipo de la estructura⁶⁰

Tipo de Estructura	Efectos a considerar			
	I	II	III	IV
1	X			
2	X	X		
3	X	X	X	X

Los efectos considerados en la tabla 5.16 son los siguientes:

I Empujes y succiones estáticas

II Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo, causadas por turbulencia.

III Vibraciones transversales al flujo, causadas por vórtices alternantes.

IV Inestabilidad aeroelástica

⁶⁰ Tabla 3.1 de la Norma Técnica de diseño por viento del El Salvador

Para el diseño de torres de transmisión eléctrica para tomar en cuenta los efectos de turbulencia se puede recurrir al procedimiento dado en el apartado 4.6 de la norma técnica de diseño por viento el cual nos dice que la Ec. 5-1 se deberá multiplicar por un factor de ráfaga igual a 1.3.

❖ Presión estática de diseño

Presión estática del viento según la norma técnica para el diseño por viento de El Salvador, se considera que actúa en forma estática en dirección perpendicular al viento a la superficie expuesta.

$$P = C_p C_z K P_o \quad \text{Ec. 5-1}^{61}$$

Donde la presión básica de diseño P_o es igual a 30 kg/m^2

❖ Corrección por exposición y por altura

Los factores K y C_z de la Ec.5.1 dependen de las condiciones de exposición que la torre en estudio tenga y para su determinación se consideraran tres zonas de ubicación que son Zona A, B y C, de las cuales hemos escogido la Zona C para diseñar la torre, que indica que es un terreno abierto con pocas obstrucciones al flujo de viento

Factor C_z deberá tomarse igual a:

$$C_z = 1.0 \quad \text{para } z \leq 10 \text{ m}$$

⁶¹ Ecuación 4.1 de la Norma Técnica de diseño por viento del El Salvador

$$C_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{2/a} \quad \text{Para } z > 10 \text{ m} \quad \text{Ec. 5-2}$$

Tabla 5.17 Factores de corrección de la presión de viento por condiciones de exposición ⁶²

	ZONA		
	A	B	C
K	0.65	1	1.6
a	3.6	4.5	7.0

❖ Factores de presión

El factor de presión, C_p de la Ec.5-1 se determina según el tipo y forma de la estructura debido a que nuestra estructura es reticular se usará un factor de $C_p = 2.0$ por estar construida con elementos planos.

Es así como se llenaron las tablas 5.14 y 5.15 tomando en cuenta todo el procedimiento que dicta la Norma técnica de diseño por viento del El Salvador.

5.8 Distribución de fuerza horizontal de viento en torre de transmisión de alta tensión.

Según la tabla 5.13 y 5.14 nos muestran cómo se calcula la fuerza horizontal por cada tramo en los que está dividida la torre multiplicando el área afectada por el viento por la presión que se ejerce según el tramo en estudio, entonces al tener cada una de esas fuerzas en kilogramos-fuerza se hace la semisuma del tramo

⁶² Tabla 4.1 De la Norma técnica para el diseño por viento.

obteniendo el total de kilogramos-fuerza tanto en su lado transversal con longitudinal y como se ve representada en la siguiente imagen de manera gráfica.

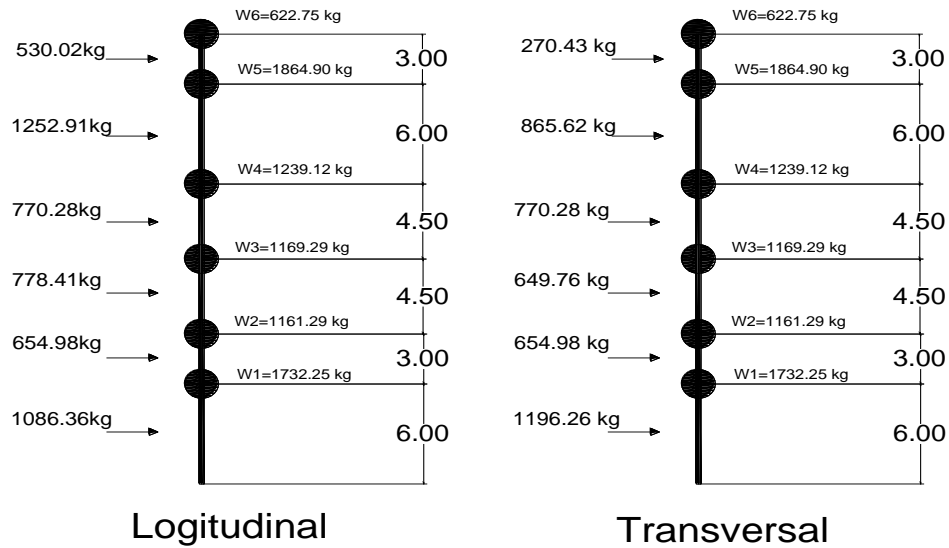


Figura 5.5 Distribución de fuerza horizontal en altura.

Además para poder comparar las fuerzas que actúan en la base de la torre comparando el análisis sísmico con el de viento se pasa a calcular el cortante de viento, el momento de viento para los lados transversal y longitudinal de la torre en estudio resultando los siguientes diagramas.

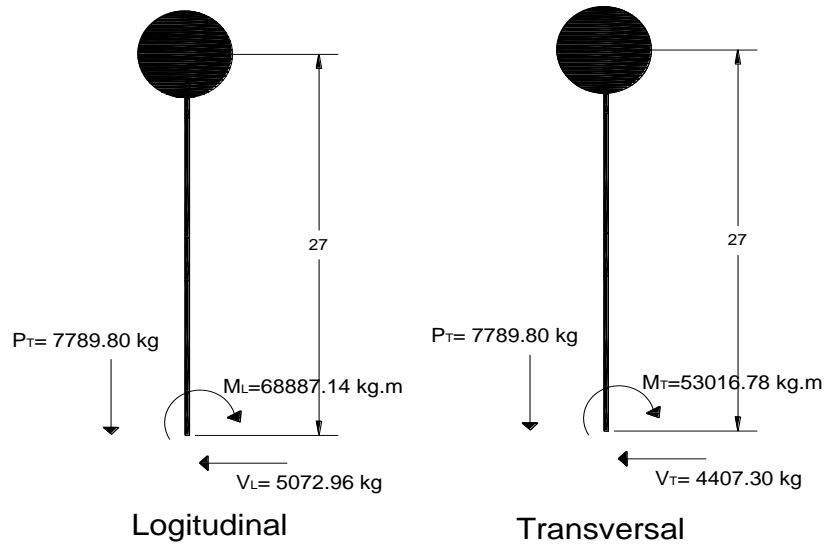


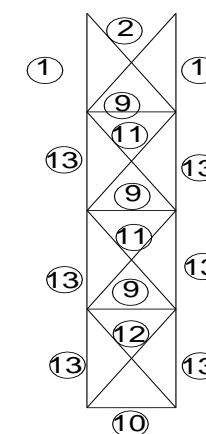
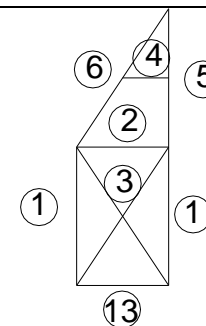
Figura 5.6 Reacciones en la base de la torre correspondiente a cargas de viento longitudinal y transversal.

Comparando las reacciones en la base del análisis sísmico en la figura 5.18 y las reacciones de la base de la torre correspondiente a carga de viento en la figura 5.6 podemos concluir que es mayor el cortante por viento longitudinal que por sismo, al igual que el momento de volteo es mayor por viento longitudinal que por sismo.

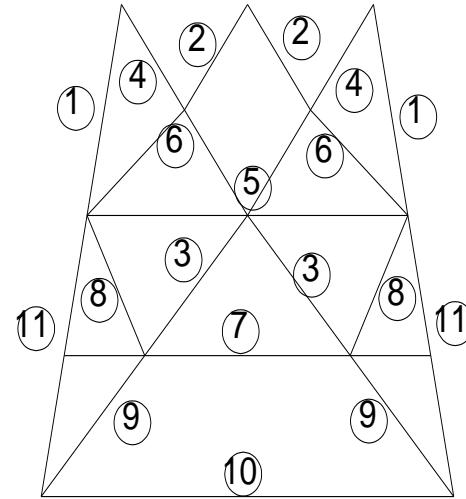
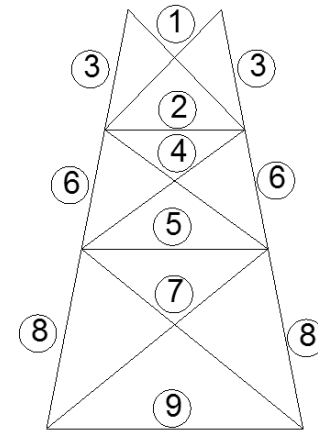
5.9 Calculo del peso en la estructura

Tabla 5.18 Calculo del peso en sección transversal.

Nº	Dimensiones(mm)			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	102.00	102.00	12.70	18.99	6.00	2.00	1.50	56.97
2	51.00	51.00	3.20	2.45		1.00	1.00	2.45
3	64.00	64.00	4.80	9.10		2.00	1.80	32.76
4	25.40	25.40	3.20	1.18		1.00	0.50	0.59
5	51.00	51.00	3.20	2.45		1.00	1.58	3.87
6	51.00	51.00	3.20	2.45		1.00	1.87	4.58
13	51.00	51.00	4.80	6.62		1.00	1.00	6.62
							Suma =	107.84
Nº	Dimensiones			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	2x64	2x64	6.40	12.01	5.00	2.00	1.50	36.03
2	76.00	76.00	4.80	5.52		2.00	1.80	19.87
9	89.00	89.00	9.50	12.56		3.00	1.00	37.68
10	89.00	89.00	6.40	8.56		1.00	1.00	8.56
11	76.00	76.00	6.40	7.29		4.00	1.80	52.49
12	76.00	76.00	9.50	10.67		2.00	1.80	38.41
13	102.00	102.00	12.70	18.99		2.00	4.50	170.91
								suma =



Nº	Dimensiones			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	76.00	76.00	6.40	7.29	4.00	2.00	1.81	26.39
2	51.00	51.00	4.80	3.62		1.00	1.50	5.43
3	102.00	102.00	9.50	14.52		2.00	1.33	38.62
4	64.00	64.00	6.40	6.03		2.00	2.19	26.41
5	2x51	2x51	4.80	7.29		1.00	2.00	14.58
6	102.00	102.00	9.50	14.52		2.00	1.33	38.62
7	89.00	89.00	6.40	8.56		2.00	3.08	52.73
8	102.00	102.00	9.50	14.52		2.00	2.00	58.08
9	51.00	51.00	4.80	3.62		1.00	2.75	9.96
							suma=	270.82
Nº	Dimensiones			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	102.00	102.00	9.50	14.52	3.00	2.00	2.00	58.08
2	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.19	5.83
3	51.00	51.00	9.50	6.88		2.00	1.73	23.80
4	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	2.40	11.76
5	51.00	51.00	4.80	3.62		1.00	3.50	12.67
6	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.45	7.11
7	64.00	64.00	4.80	4.56		1.00	2.25	10.26
8	64.00	64.00	4.80	4.56		2.00	0.88	8.03
9	51.00	51.00	9.50	6.88		2.00	1.73	23.80
10	76.00	76.00	6.40	7.29		2.00	2.25	32.81
11	89.00	89.00	9.50	12.56		2.00	2.67	67.07
							suma=	261.22



Nº	Dimensiones			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	76.00	76.00	4.80	5.52	2.00	2.00	2.87	31.68
2	89.00	89.00	9.50	12.56		2.00	3.34	83.90
3	64.00	64.00	6.40	6.03		2.00	1.99	24.00
4	64.00	64.00	6.40	6.03		2.00	3.97	47.88
5	2x51	2x51	4.80	7.29		1.00	5.13	37.40
	64.00	64.00	6.40	6.03		2.00	2.40	28.94
							Suma=	224.86
Nº	Dimensiones			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	89.00	89.00	6.40	8.56	1.00	2.00	3.00	51.36
2	76.00	76.00	6.40	7.29		2.00	2.26	32.95
3	64.00	64.00	4.80	4.56		2.00	1.87	17.05
4	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.44	7.06
5	76.00	76.00	6.40	7.29		2.00	2.27	33.10
6	76.00	76.00	6.40	7.29		2.00	2.27	33.10
7	2x64	2x64	4.80	9.10		2.00	3.44	62.61
8	64.00	64.00	4.80	4.56		2.00	4.97	45.33
9	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	2.32	11.37
10	64.00	64.00	4.80	4.56		2.00	2.30	20.98
11	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.37	6.71
12	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.15	5.64
13	89.00	89.00	6.40	8.56		2.00	3.00	51.36
							Suma=	174.61
							SubTotal =	1403.31
							Total de peso en ambos lados	2806.62

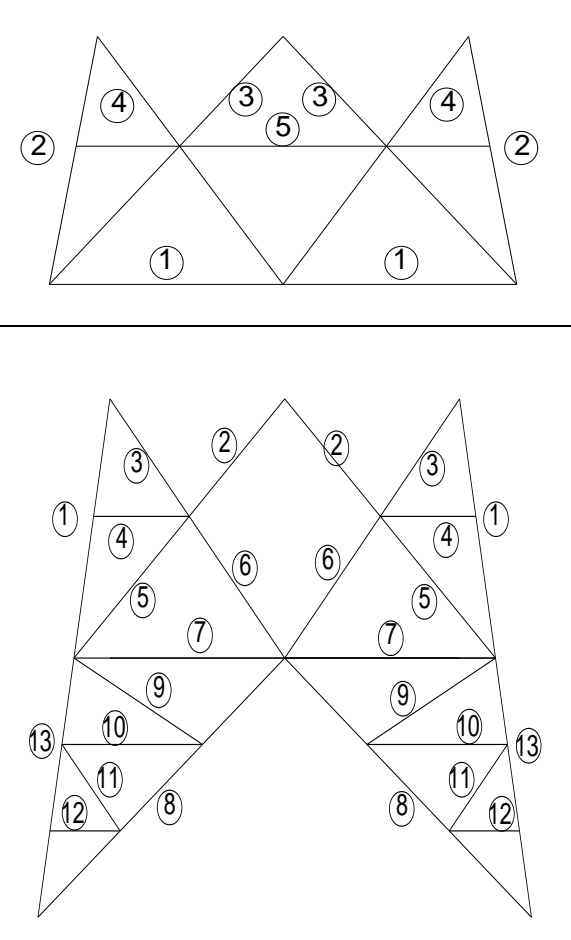
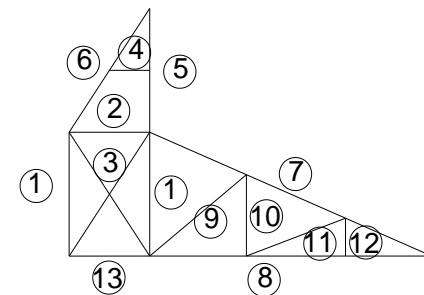
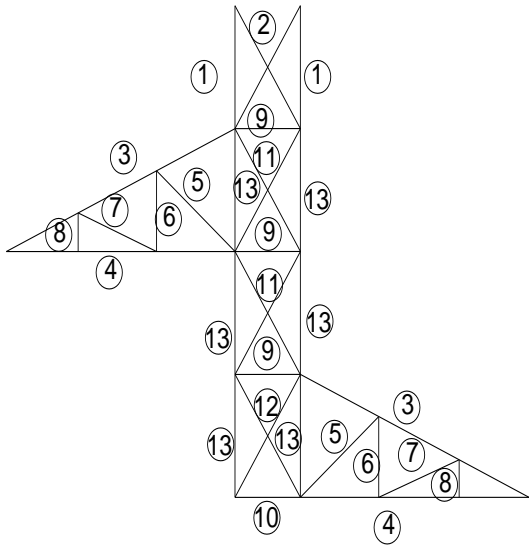


Tabla 5.19 Calculo del peso en sección longitudinal

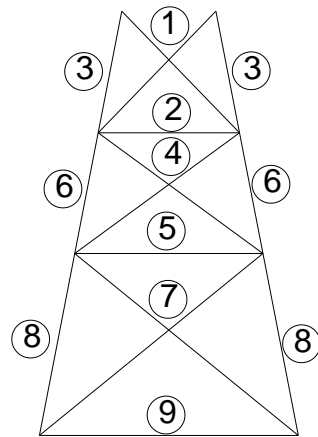
Nº	Dimensiones(mm)			Peso en kg	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e	(1 metro)				
1	102.00	102.00	12.70	18.99	6.00	2.00	1.50	56.97
2	51.00	51.00	3.20	2.45		1.00	1.00	2.45
3	64.00	64.00	4.80	9.10		2.00	1.80	32.76
4	25.40	25.40	3.20	1.18		1.00	0.50	0.59
5	51.00	51.00	3.20	2.45		1.00	1.58	3.87
6	51.00	51.00	3.20	2.45		1.00	1.87	4.58
7	64.00	64.00	6.40	6.03		1.00	3.84	23.16
8	64.00	64.00	6.40	6.03		1.00	3.54	21.35
9	51.00	51.00	3.20	2.45		1.00	3.56	8.72
10	51.00	51.00	3.20	2.45		1.00	0.99	2.43
11	51.00	51.00	3.20	2.45		1.00	1.31	3.21
12	25.40	25.40	3.20	1.18		1.00	1.00	1.18
13	51.00	51.00	4.80	6.62		1.00	0.47	3.11
							Suma =	164.37



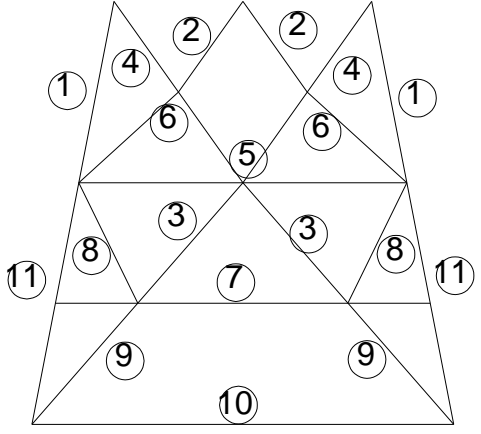
Nº	Dimensiones			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	2x64	2x64	6.40	12.01	5.00	2.00	1.50	36.03
2	76.00	76.00	4.80	5.52		2.00	1.80	19.87
3	64.00	64.00	4.80	4.56		2.00	3.84	35.02
4	64.00	64.00	4.80	4.56		2.00	3.54	32.28
5	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.56	7.64
6	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	0.98	4.80
7	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.31	6.42
8	25.40	25.40	3.20	1.18		2.00	0.47	1.11
9	89.00	89.00	9.50	12.56		3.00	1.00	37.68
10	89.00	89.00	6.40	8.56		1.00	1.00	8.56
11	76.00	76.00	6.40	7.29		4.00	1.80	52.49
12	76.00	76.00	9.50	10.67		2.00	1.80	38.41
13	102.00	102.00	12.70	18.99		2.00	4.50	170.91
							suma =	451.23



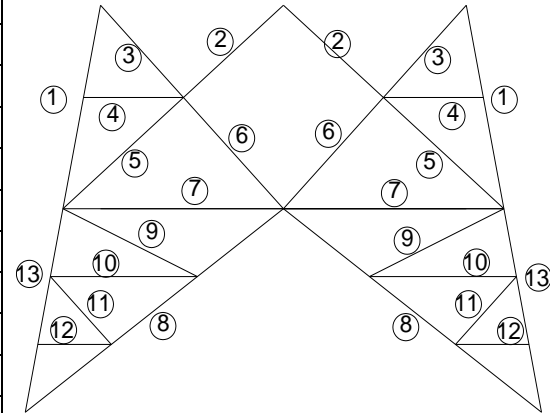
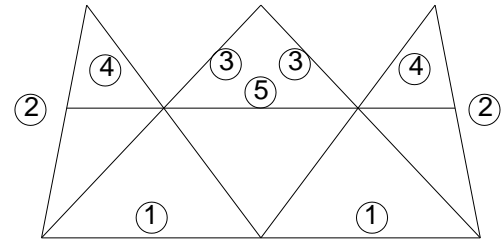
Nº	Dimensiones			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	76.00	76.00	6.40	7.29	4.00	2.00	1.81	26.39
2	51.00	51.00	4.80	3.62		1.00	1.50	5.43
3	102.00	102.00	9.50	14.52		2.00	1.33	38.62
4	64.00	64.00	6.40	6.03		2.00	2.19	26.41
5	2x51	2.x51	4.80	7.29		1.00	2.00	14.58
6	102.00	102.00	9.50	14.52		2.00	1.33	38.62
7	89.00	89.00	6.40	8.56		2.00	3.08	52.73
8	102.00	102.00	9.50	14.52		2.00	2.00	58.08
9	51.00	51.00	4.80	3.62		1.00	2.75	9.96
							suma=	270.82



Nº	Dimensiones			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	102.00	102.00	9.50	14.52	3.00	2.00	2.00	58.08
2	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.19	5.83
3	51.00	51.00	9.50	6.88		2.00	1.73	23.80
4	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	2.40	11.76
5	51.00	51.00	4.80	3.62		1.00	3.50	12.67
6	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.45	7.11
7	64.00	64.00	4.80	4.56		1.00	2.25	10.26
8	64.00	64.00	4.80	4.56		2.00	0.88	8.03
9	51.00	51.00	9.50	6.88		2.00	1.73	23.80
10	64.00	64.00	6.40	6.03		2.00	2.25	27.14
11	89.00	89.00	9.50	12.56		2.00	2.67	67.07
							suma=	255.55



Nº	Dimensiones			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	76.00	76.00	4.80	5.52	2.00	2.00	2.87	31.68
2	89.00	89.00	9.50	12.56		2.00	3.34	83.90
3	64.00	64.00	6.40	6.03		2.00	1.99	24.00
4	64.00	64.00	6.40	6.03		2.00	3.97	47.88
5	2x51	2x51	4.80	7.29		1.00	5.13	37.40
6	64.00	64.00	6.40	6.03		2.00	2.40	28.94
							Suma=	253.80
Nº	Dimensiones			Peso en kg (1 metro)	Tramo	Cantidad	Distancia	Peso kg
	A	B	e					
1	89.00	89.00	6.40	8.56	1.00	2.00	3.00	51.36
2	76.00	76.00	6.40	7.29		2.00	2.26	32.95
3	64.00	64.00	4.80	4.56		2.00	1.87	17.05
4	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.44	7.06
5	76.00	76.00	6.40	7.29		2.00	2.27	33.10
6	76.00	76.00	6.40	7.29		2.00	2.27	33.10
7	2x64	2x64	4.80	9.10		2.00	3.44	62.61
8	64.00	64.00	4.80	4.56		2.00	4.97	45.33
9	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	2.32	11.37
10	64.00	64.00	4.80	4.56		2.00	2.30	20.98
11	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.37	6.71
12	51.00	51.00	3.20	2.45		2.00	1.15	5.64
13	89.00	89.00	6.40	8.56		2.00	3.00	51.36
							Suma=	378.60
						Sub total		1774.38
						Total en ambos lados		3548.76



Peso de la torre	6809.90 kg
Peso de los herrajes =	5.6 kg
Peso del Galvanizado = (Es el 5% del peso total de la torre)	557.885 kg
Peso de los aislantes =	4.6 kg
Peso de los accesorios=	5 kg
Peso de los diamantes=	<u>406.52</u>
	979.60762 kg
Peso total de la torre =	7789.50 Kg

Para el cálculo del peso de la estructura es necesario conocer el peso en kilogramo por metro lineal de cada uno de los perfiles utilizado y sus distancias para multiplicarse por la cantidad que se repiten de estas piezas para encontrar el peso y así se calculó para cada uno de los tramos en los que anteriormente fue dividida la torre para posteriormente hacer el subtotal por cada lado longitudinal y transversal el cual tiene que multiplicarse por 2 ya que se repiten, entonces el total final de la torres es = **6809.90 kg**.

Pero a ese sub total hace falta sumarle el peso de los herrajes, peso del galvanizado, aislador, accesorio y diamantes los cuales suma = 979.61 kg aproximadamente, por lo tanto como suma total de la torre de transmisión eléctrica tenemos = **7789.50 kg**.

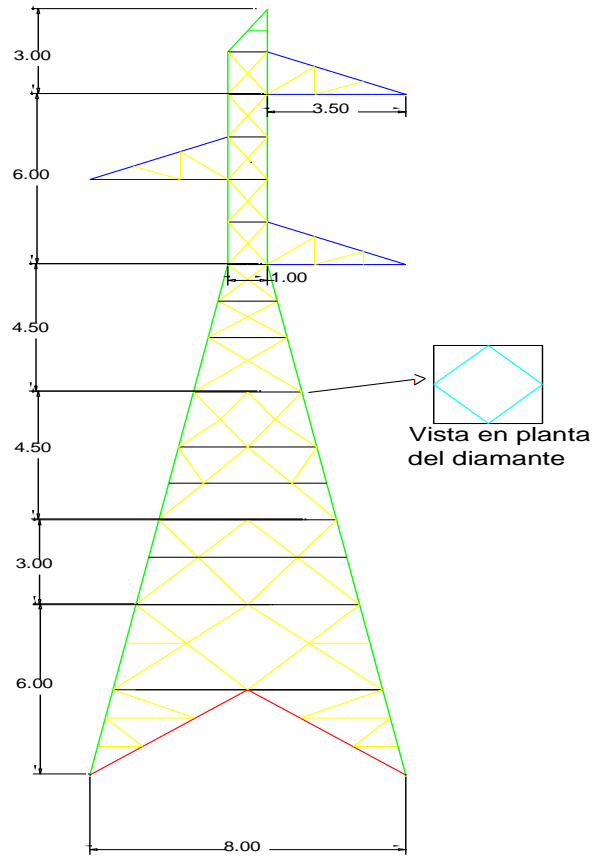
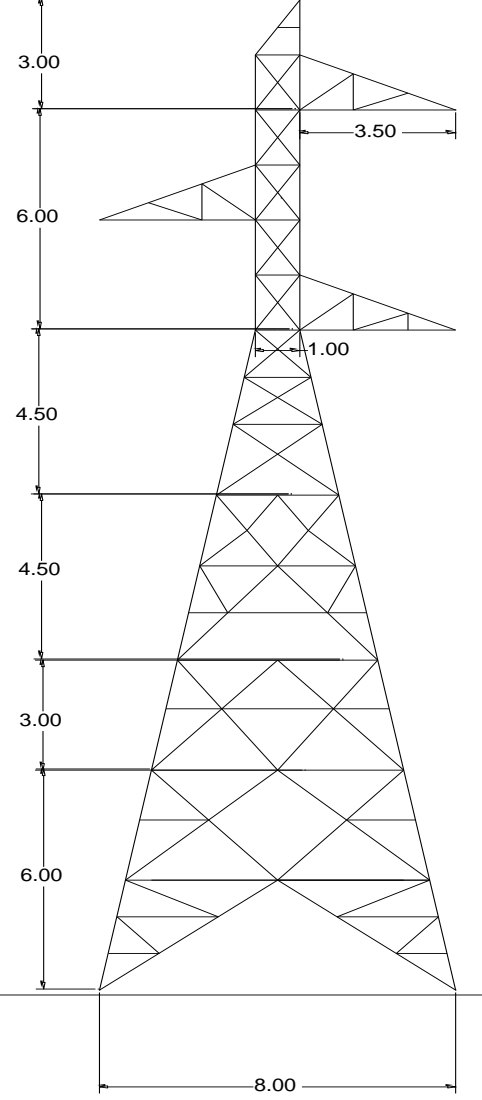


Tabla 5.20 Simbología de nombres de elementos de la torre

Color	Elemento
	Montantes
	Patas
	Diagonales
	Soportes
	Diamantes
	Crucetas

TRAMO	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 5	Tramo 6
MONTANTES	L89X89X6.4	L89X89X9.5	L51x51x3.2 L51x51x3.5	L76x76x6.4 L89X89X6.4 L64x64x6.4	L76x76x6.4	L64x64x6.4
DIAGONALES	L51x51x3.2	L76x76x6.4	L89X89X9.5	L102X102X9.5	L102X102X12.7	
DIAMANTES	L51x51x3.2	L1X1X3.2	L64x64x4.8	L51x51x3.2	L51x51x3.2	L51x51x3.2
CRUCETAS					L64x64x4.8	L64x64x4.8
PATAS	L64x64x4.8					
SOPORTE	2L64X64X4.8	L76x76x6.4	2L51x51x4.8	L76x76x6.4	L51x51x4.8	L89X89X6.4
ANCHO DE SECCIÓN	8.00 m	6.67 m	4.50 m	2.75 m	1.00 m	1.00 m



5.9.1 Definición de las cargas y Combos de diseño en la torre

En el programa SAP2000 al iniciar el análisis de la torre como primer paso luego de introducir la torre previamente modelada lo que debemos hacer es definir los nombres de las cargas y de qué tipo son, para luego formar los combos que no son más que el conjunto de cargas interactuando en un mismo momento.

5.9.2 Introducción de las cargas actuantes en la torre

Para introducir las cargas de viento, sismo y árboles de carga en la torre nos vamos al menú **DEFINE**, damos click sobre la opción **Load Patterns**

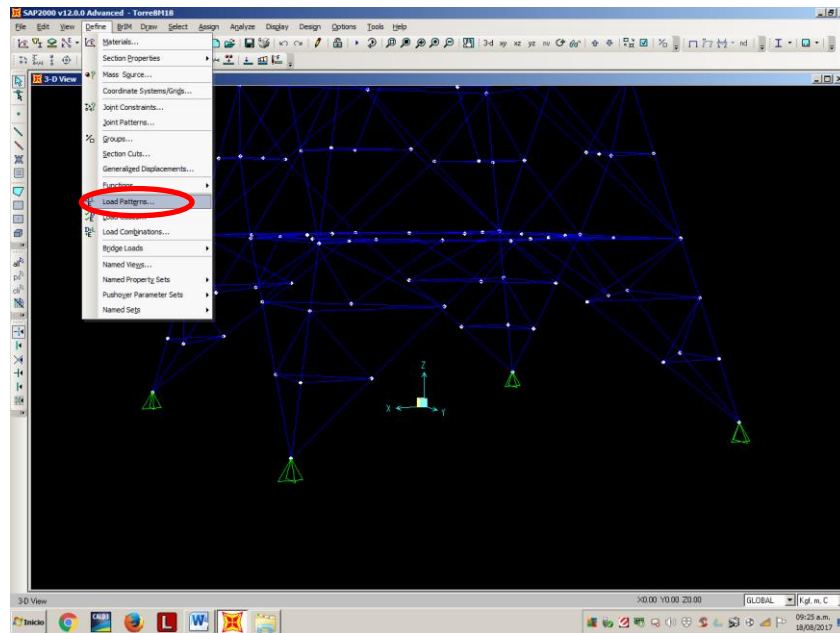


Figura 5.7 Introducción de cargas en SAP2000

Seguido de esto se despliega la siguiente ventana en la cual vamos introduciendo los nombres de las cargas en **Load Patterns Name** y donde dice **TYPE** seleccionamos que tipo de carga es como se ve en el ejemplo para la carga que seleccionamos el nombre de Muerta escogemos el tipo de **DEAD** además de

seleccionar el valor del coeficiente multiplicador que para este caso seleccionamos 1 y de esta manera vamos introduciendo todas las cargas al finalizar damos OK.

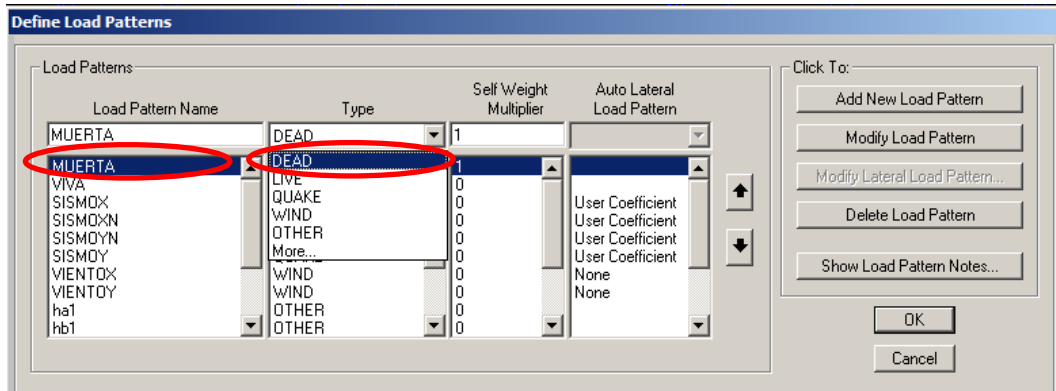


Figura 5.8 Introducción de las cargas actuantes en la torre.

5.9.3 Formación de los combos actuantes en la torre

Para el proceso de formar los combos antes debimos de introducir todas las cargas actuantes como se hizo en la descripción en el apartado anterior para luego ir al menú **DEFINE** seleccionar **Define Loan Combination** y aparece la ventana de la figura 5.9, damos click en Add New Combo, entonces en la siguiente ventana de la figura 5.10 introducimos las cargas que componen al combo y le ponemos un nombre a esa combinación cuando hemos finalizado damos ok y así formando uno a uno de esta manera cuando corramos la torre nos mostrara las reacciones resultantes para cada uno de estos combos.

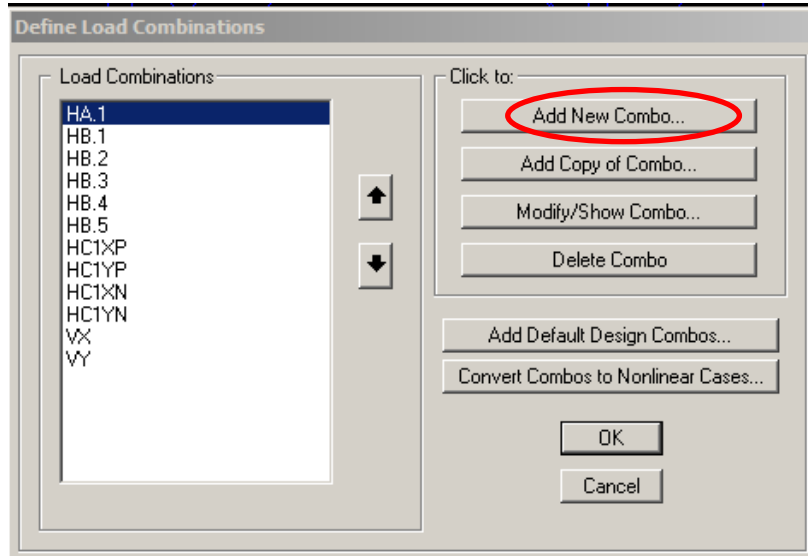


Figura 5.9 Añadir un nuevo combo.

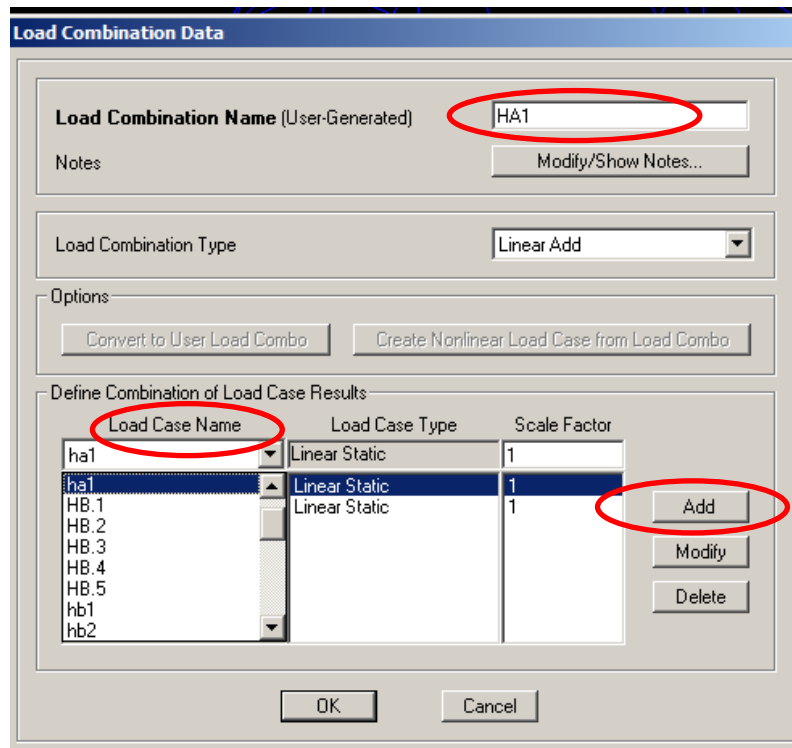


Figura 5.10 Datos de combinación de cargas

5.10 Factores de cargas

Para el diseño sísmico es necesario evaluar las cargas en la estructura de la torre mediante las combinaciones de carga como son todas las hipótesis que se tomaron en cuenta para el análisis de cada uno de los árboles de carga que podemos encontrar en el apartado 5.5 de este texto, a los que está sometida la torre además de evaluar la torre en condición de viento en sus secciones transversales y longitudinales.

Estas últimas se evaluaron de la siguiente manera se establecieron tramos del 1 al 6 los cuales van en orden de abajo hacia arriba, como podemos apreciar en las figuras 5.3 y 5.4 estas divisiones son importantes ya que para el cálculo de la presión varía según la altura en el que están expuestos los perfiles y su ancho de estos. En la tabla 5.19 presenta los tramos de la torre y en que altura están ubicados así como cada uno de los perfiles de los que están conformados para calcular así la presión lineal a la que están siendo sometidos y se calculó de la siguiente manera:


Carga lineal (kg/m) = Ancho de perfil x presión correspondiente a la altura.

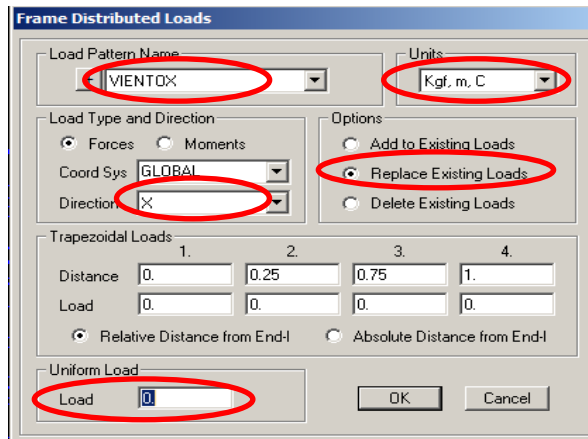
Tabla 5.21 Carga lineal aplicada en los perfiles de la torre.

Tramo	Altura	Perfil (m)	Presión (kg/m ²)	carga lineal (kg/m)
6	27	0.0254	165.98	4.22
		0.051		8.46
		0.064		10.62
		0.076		12.61
		0.089		14.77
		0.102		16.93
5	24	0.0254	159.74	4.06

Tramo	Altura	Perfil (m)	Presión (kg/m ²)	carga lineal (kg/m)
		0.051		8.15
		0.064		10.22
		0.076		12.14
		0.089		14.22
		0.102		16.29
4	18	0.051	147.27	7.51
		0.064		9.43
		0.076		11.19
		0.089		13.11
		0.102		15.02
3	13.5	0.051	136.03	6.94
		0.064		8.71
		0.076		10.34
		0.089		12.11
		0.102		13.88
2	9	0.051	124.8	6.36
		0.064		7.99
		0.076		9.48
		0.089		11.11
		0.102		12.73
1	6	0.051	124.8	6.36
		0.064		7.99
		0.076		9.48
		0.089		11.11
		0.102		12.73

Posterior a esto, ya conociendo la carga lineal de cada perfil en el programa SAP2000 se coloca según como corresponde se selecciona primero todos los

perfiles de un mismo ancho, se selecciona del menú el icono  que corresponde a **Assign frame distributed loads** entonces nos aparece el siguiente cuadro emergente en el que debemos seleccionar la dirección del viento, las unidades y el valor de la carga distribuida.



De esta manera y teniendo mucho cuidado vamos cargada cada uno de los perfiles de la torre primero en una dirección transversal y luego en la dirección longitudinal. Quedando finalmente como se muestra en la figura siguiente

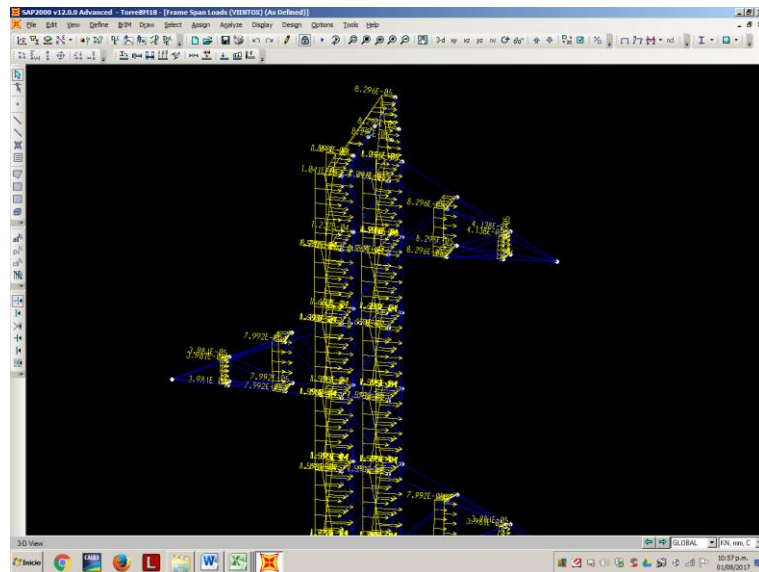


Figura 5.11 Carga lineal distribuida en toda la torre.

El procedimiento anterior es para colocar la fuerza de viento en la torre, pero para establecer los arboles de carga en la torre se siguió otro procedimiento que es el siguiente: como primer punto se selecciona los puntos donde están concentradas las cargas puntuales que son las puntas de las crucetas de la torre haciendo click

sobre ese lugar, entonces ya seleccionas se pasa a seleccionar el siguiente icono

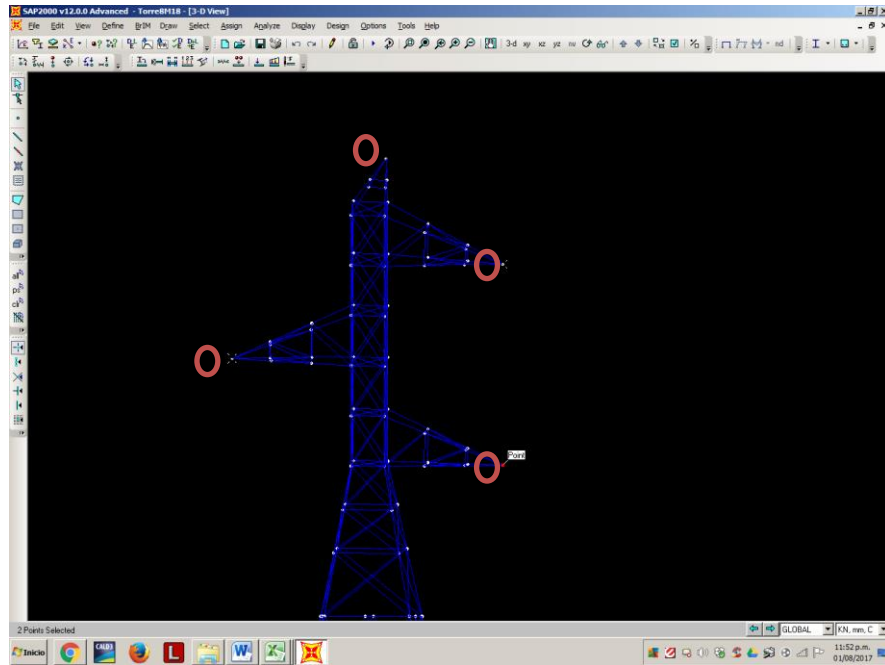


Figura 5.12 Ubicación de las fuerzas puntuales en las crucetas.

Entonces al seleccionar **Assign joint forces** como se ve en la siguiente figura

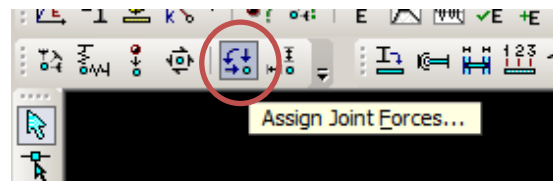


Figura 5.13 Selección de herramienta Assign joint forces

Paso siguiente sale esta ventana de la figura 5.10 que nos indica en que hipótesis queremos insertar los valores de las cargas **Load Pattern Name** ahí seleccionamos el nombre que previamente elegimos para el árbol de carga que se refiere a esa hipótesis, después ponemos los las fuerzas del árbol en su orden x, y, z. Además de tener cuidado de introducir los valores en las unidades correctas

mantener en la casilla de sistema de coordenadas en **GLOBAL** y opciones de **Replace Existing Loads** como último paso dar ok

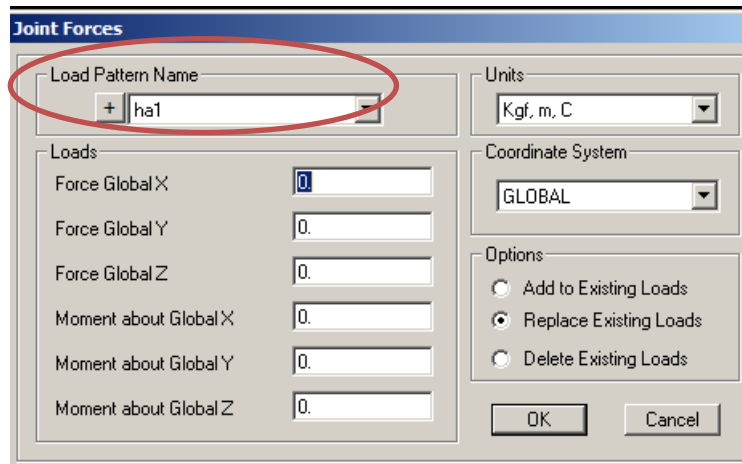


Figura 5.14 Fuerzas puntales en las crucetas.

De esta manera se colocan para el resto de árboles de carga y al final podemos ver que quedan de la siguiente manera en la figura 5.11, las cargas puntuales para cada una de las crucetas además de la punta de la torre que va colocado el cable de guarda que también se coloca su fuerza puntual de la misma manera que en las crucetas.

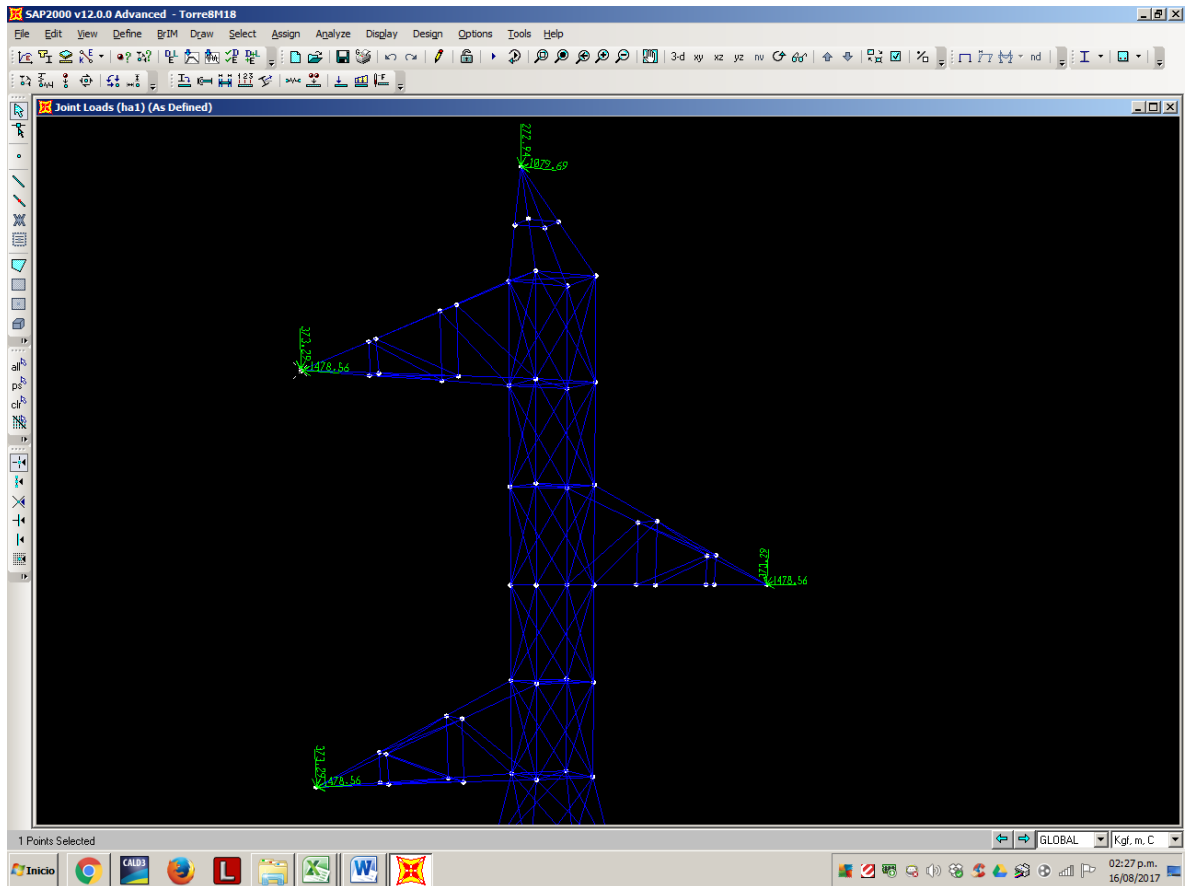


Figura 5.15 Ejemplo de cargas puntuales para el árbol de carga H.a.1

Entonces recapitulando lo anterior ya tenemos cargada la torre con fuerza de viento transversal y longitudinal, con los arboles de carga de cada una de las hipótesis nos queda por ultimo tomar en cuenta la fuerza de sismo dicho procedimiento se evalúa en el apartado siguiente de este texto.

Para obtener el valor de las reacciones en cada una de las patas de la torre se modelo la torre en el programa SAP2000 las cuales involucran las cargas muertas, vivas, de viento y sismo, así como también los árboles de carga que son el resultado de las hipótesis planteadas en el apartado 5.5 de este documento.

5.11 Análisis Sísmico

El análisis sísmico de la torre de transmisión eléctrica de este documento está basado en la norma técnica de diseño por sismo de El Salvador el cual nos dice que el cortante basal de diseño y coeficiente sísmico se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$V = C_{sm}W \text{ Ec. 5-3}$$

Donde

C_{sm} = Coeficiente sísmico

W = Carga sísmica

Donde el valor del coeficiente sísmico está determinado por la siguiente desigualdad

$$\frac{T_o}{3} \leq T_m \leq T_o \text{ Ec. 5-4}$$

Debido a que el periodo de la torre es $T_m = 0.208$ seg., dicho valor se encontró al analizar la torre modelada en SAP2000 el cual es el periodo del primer modo de vibración de la torre se encontró en la siguiente manera:

1. Se inicia modelando la torre en 3D en AUTOCAD teniendo previo cuidado en que todos los elementos lleguen a las uniones respectivas y procurar que el centro de la torre coincida con la coordenada (0,0,0) del programa.

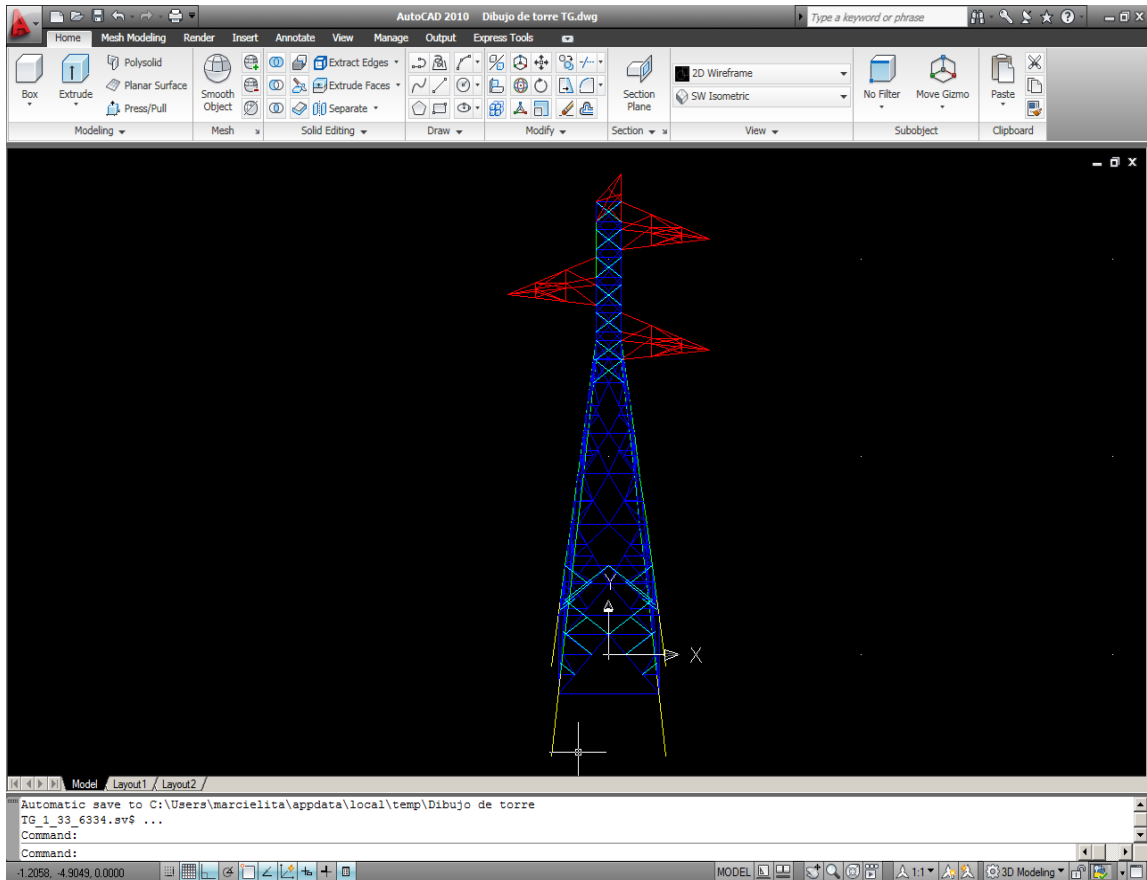


Figura 5.16 Torre de transmisión eléctrica modelada en AutoCAD

2. Cuando se ha finalizado el modelado en AutoCAD se le da guardar el archivo en formato *.dxf , ya que es de esta forma como se abre en la librería del programa SAP2000

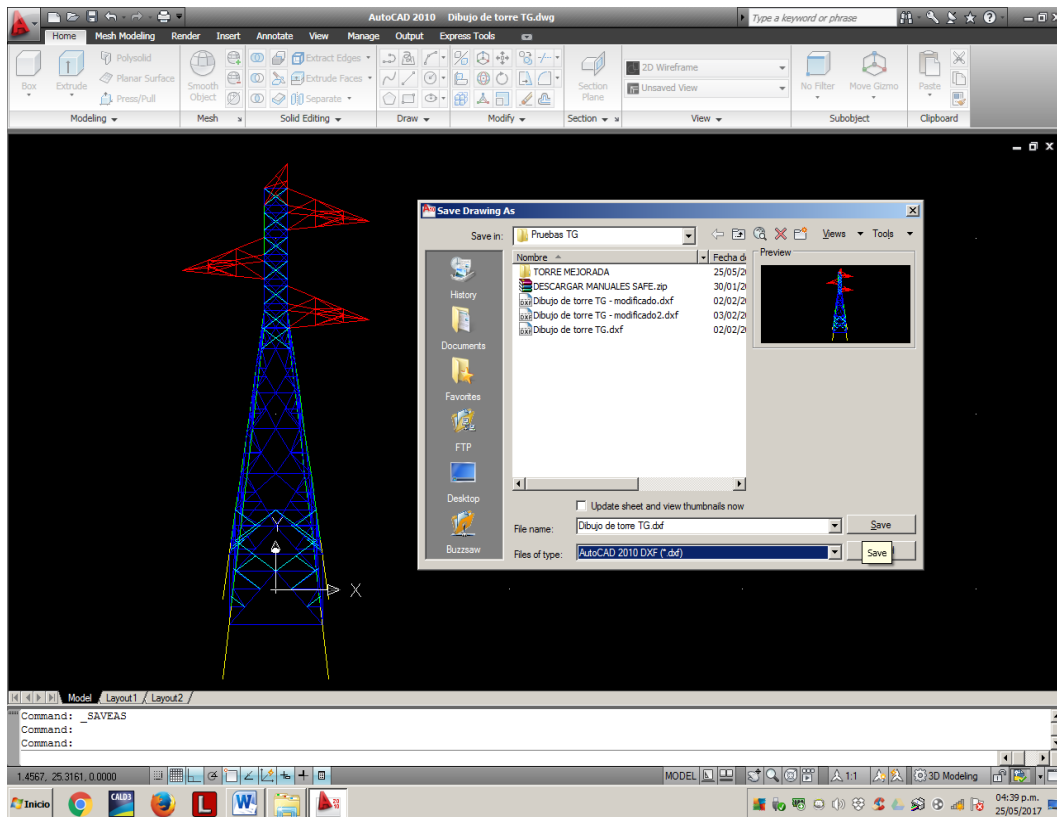


Figura 5.17 Torre modelada en AutoCAD pasada al formato .dxf.

3. Posteriormente se abre en el programa SAP2000 buscamos en el menú de FILE seleccionamos IMPORT y dentro de esta pestaña se despliega una serie de opciones de la cual escogemos AutoCAD.dxf, buscamos dentro de nuestra computadora el lugar donde guardamos nuestro documento .dxf y le damos abrir.

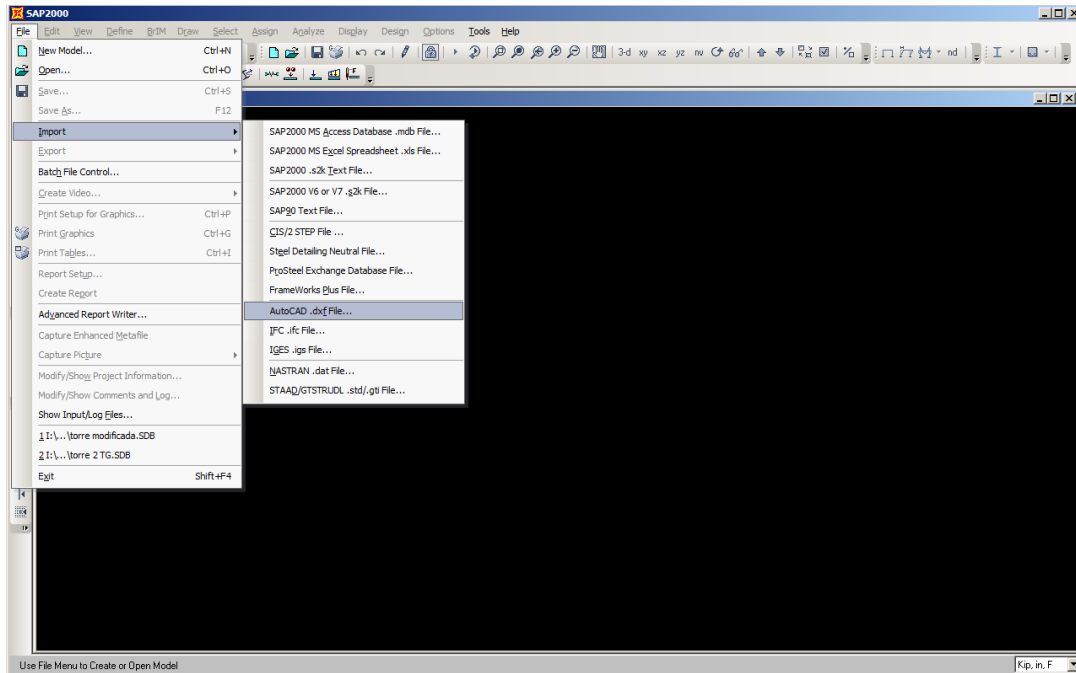


Figura 5.18 búsqueda del archivo .dxf en SAP2000

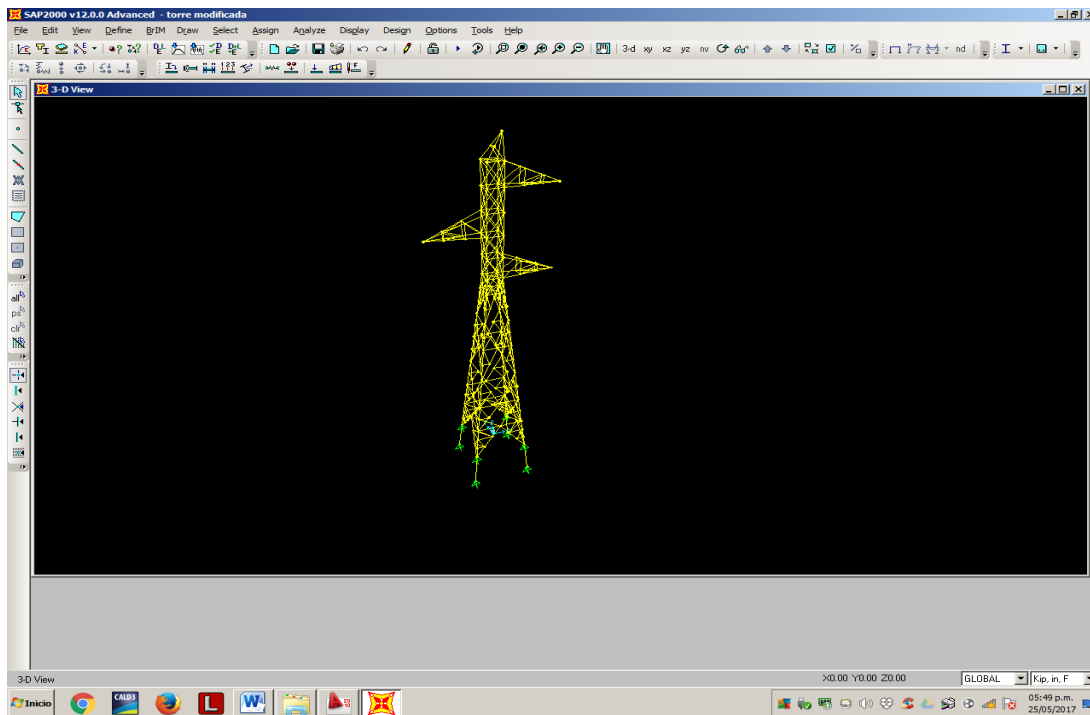


Figura 5.19 Torre modelada en SAP2000

4. Para encontrar el periodo fundamental de vibración de la torre desplegamos el menú DEFINE seleccionamos LOAD CASE

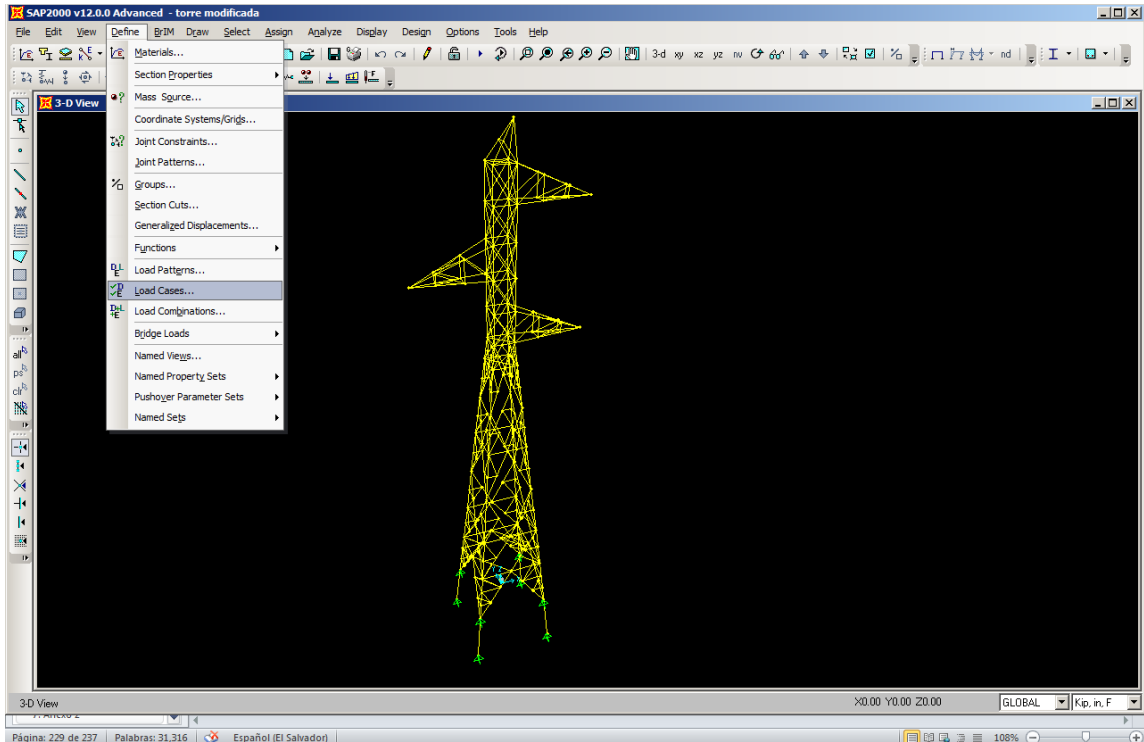


Figura 5.20 Pasos para encontrar el periodo fundamental de vibración de la torre.

5. Al seleccionar LOAD CASE se despliega la siguiente ventana entonces añadimos un nuevo caso de carga (Add new load case)

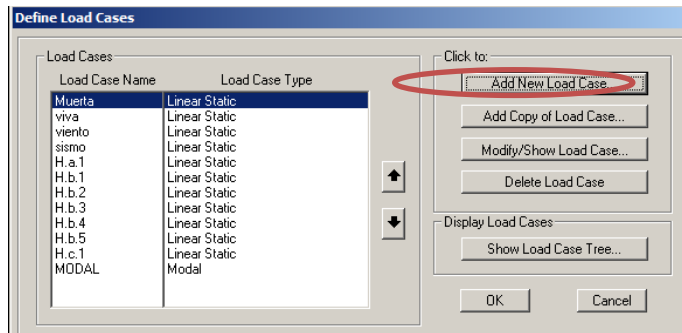


Figura 5.21 Ventana de definición de caso de carga

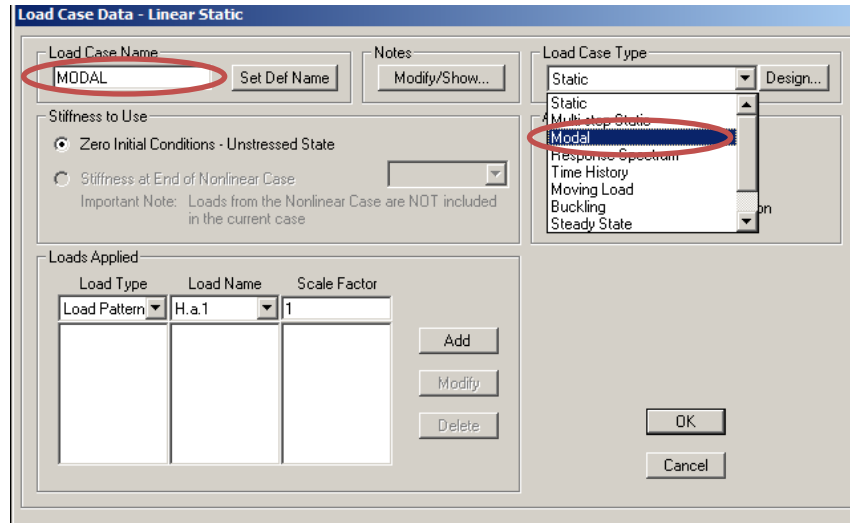


Figura 5.22 Ventana de tipo de caso de carga.

6. El caso carga que necesitamos para encontrar el periodo de la torre es MODAL ya que este se refiere a los modos de vibración que tiene una estructura entonces ponemos el nombre MODAL en el caso y seleccionamos el tipo de caso de carga el cual es modal, damos ok

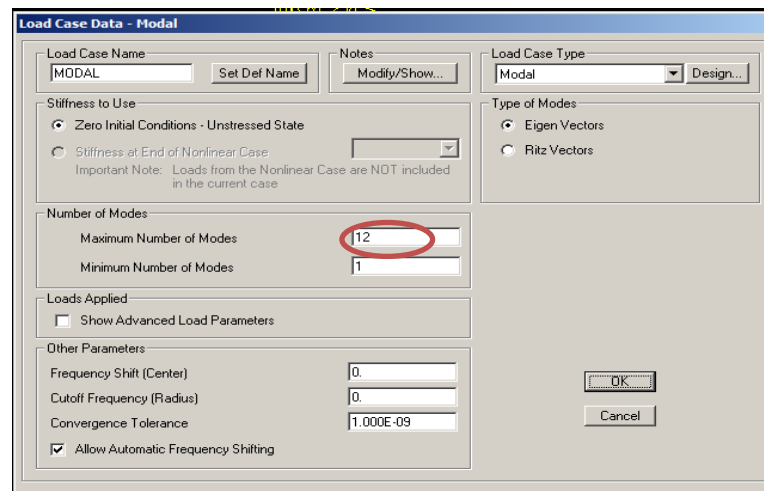


Figura 5.23 Ventana para seleccionar el número de modos de vibración de la estructura.

Como se puede apreciar en la figura anterior se seleccionó en un máximo de numero de modos de vibración = 12, pero el valor que necesitamos es el del primer modo de vibración ese valor es nuestro T para el análisis sísmico de la torre.

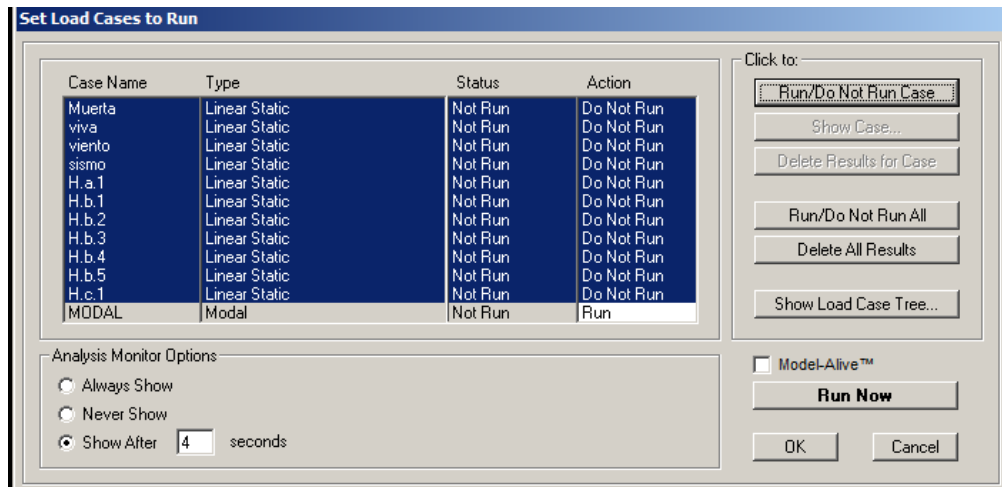


Figura 5.24 Ventana para seleccionar el caso modal únicamente.

Para realizar el análisis modal de la torre selecciono los otros casos como son la carga muerta, viva, viento y sismo además de los árboles de carga y las pongo en acción DO NOT RUN dejando en acción RUN solamente el análisis modal entonces se le da click en RUN NOW .

El programa realiza la corrida de los 12 modos de vibración que seleccionamos anteriormente y nos muestra todos pero el periodo que nos interesa para nuestro análisis sísmico el primer modo de vibración el cual podemos apreciar en la siguiente figura en donde nos dice que el periodo es igual $T = 0.208$ por lo tanto tomamos aproximadamente $T \approx 0.21$ Seg.

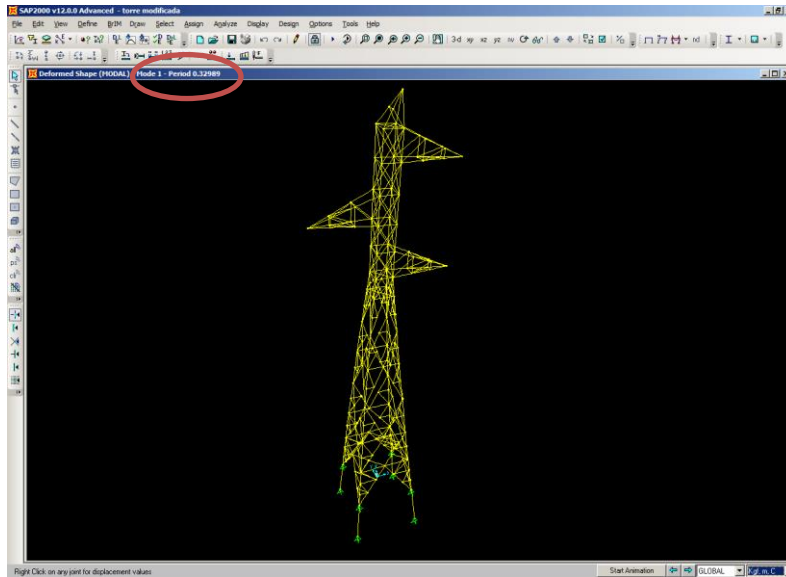


Figura 5.25 Primer Modo de vibración de la torre.

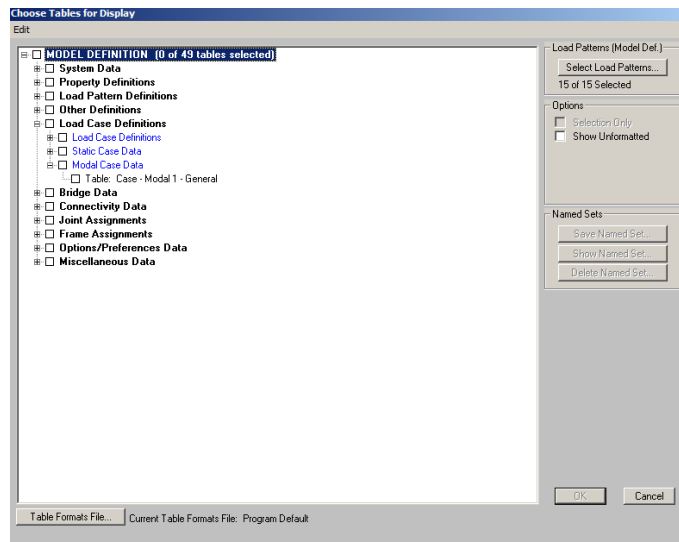


Figura 5.26 Exportar tabla de periodo de vibración a Excel.

Cuando hemos determinado el periodo de vibración de la torre nos vamos al menú **Display** seleccionamos **Show tables**, entonces nos aparece la ventana del figura 5.26 buscamos dentro del árbol de selección Modal case data y le damos click derecho aceptando la opción exportar a Excel y le damos guardar.

La tabla siguiente es lo que el programa nos da como recopilación de la ejecución de la corrida en los 12 modos de vibración de la torre.

Tabla 5.22 Periodo de vibración de la torre.

TABLE: Modal Periods And Frequencies		
OutputCase	Period	Frequency
Text	Sec	Cyc/sec
MODAL	0.208	4.803
MODAL	0.196	5.092
MODAL	0.196	5.108
MODAL	0.140	7.138
MODAL	0.112	8.956
MODAL	0.095	10.491
MODAL	0.087	11.478
MODAL	0.087	11.493
MODAL	0.087	11.503
MODAL	0.087	11.549
MODAL	0.086	11.583
MODAL	0.085	11.736

Siguiendo los procedimientos del análisis sísmico establecidos por nuestra Norma Técnica De Diseño Por Sismo se debe basar los movimientos del terreno según lo establecido en el capítulo 5 de dicha norma para nuestra estructura el movimiento del terreno se puede representar mediante la siguiente formula:

$$Si \frac{T_o}{3} \leq T_m \leq T_o \text{ Ec. 5-5}^{63}$$

Debido a que $T_m = 0.21$ seg

$T_o = 0.5$ seg.

$$\text{Entonces } \frac{T_o}{3} = 0.1666 \approx 0.17 \text{ seg}$$

$$0.17 \leq 0.21 \leq 0.5 \text{ ok}$$

⁶³ Norma técnica de diseño por sismo de El Salvador, Capítulo 5 pag.10

Cumple entonces la anterior desigualdad por lo cual se debe utilizar la siguiente fórmula para calcular el coeficiente sísmico:

$$C_{sm} = \frac{IAC_o}{R} \text{ Ec. 5-6}$$

Para conocer los valores de **I**, **A**, **C_o**, y **R** nos vamos a las respectivas tablas de nuestra norma de diseño por sismo

Donde **I** es el factor de importancia dado en la siguiente tabla

Tabla 5.23 Factor de Importancia⁶⁴

Categoría de Ocupación ⁽¹⁾	Factor de Importancia I
I Establecimientos Esenciales o Peligrosos	1.5
II Edificios de Ocupación Especial	1.2
III Edificios de Ocupación Normal	1.0

Se toma como, *establecimientos esenciales o peligrosos* debido en la tabla 3 de nuestra norma de diseño por sismo se determina el tipo de ocupación o función de la estructura y lo podemos confirmar en la siguiente tabla que se muestra a continuación ya que este tipo de estructuras son esenciales que se mantengan en pie para poder atender las emergencias que se presentan después de un sismo significativo.

Tabla 5.24 Categorías de ocupación, para ubicar el factor de importancia⁶⁵

Categoría de ocupación	Tipo de Ocupación o Función de la Estructura
I	Comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un sismo para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad

⁶⁴ Norma De Diseño por Sismo de El Salvador, capítulo 8. Tabla 4 pag 19.

⁶⁵ Norma De Diseño por Sismo de El Salvador, capítulo 8. Tabla 3 pag 19.

Categoría de ocupación	Tipo de Ocupación o Función de la Estructura
	de las personas. Incluye hospitales, centros de salud, estaciones de bomberos, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, instalaciones escolares y militares y cualquier otra edificación y/o instalación de servicio público , almacenamiento de sustancias tóxicas que se requiere para superar la emergencia.
II	Cualquier edificación que tenga niveles altos de ocupación o edificaciones que requieren su operación el período inmediatamente después del sismo. Incluye: edificios gubernamentales, universidades, guarderías, mercados, centros comerciales con un área de más de 3000 m ² , almacenes con un área de piso de 500 m ² o más de 10 mts. de altura, salones que agrupan más de 200 personas, estadios con graderías al aire libre para 2000 personas o más, edificios de más de 4 pisos o más de 1000 mts ² por piso, museos, monumentos, terminales de transporte, instalaciones hospitalarias diferentes a las de categoría de ocupación I, locales que alojen equipo especialmente costoso, etc
III	Construcciones que tengan niveles bajos de ocupación, incluye aquellas construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, edificaciones industriales y todas aquellas construcciones no incluidas en las categorías de ocupación I y II.

Siguiendo con el valor de **A** que es el factor de zonificación sísmica dado en la siguiente figura

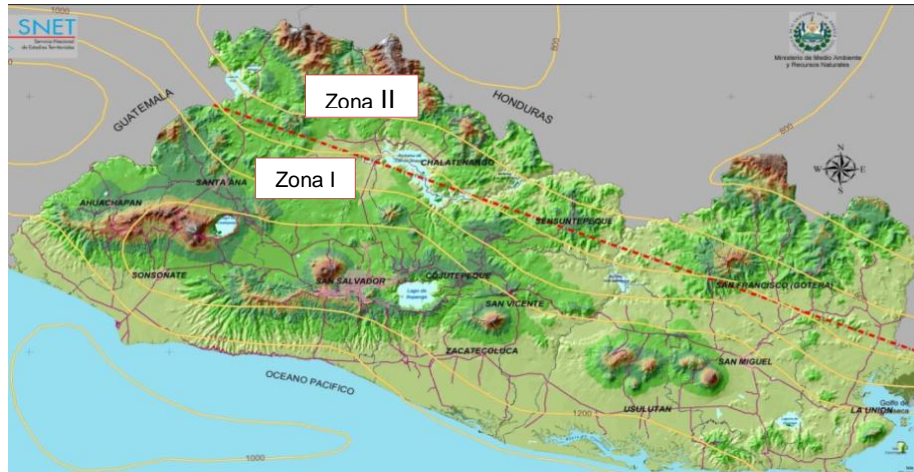


Figura 5.27 Zonificación sísmica para la Republica de El Salvador

Simbología:

----- Línea divisoria de zonas sísmicas. D= 215.93 km. Rumbo= S 66° 56' 06" E

Nota: La zona i incluye todas las islas de el salvador

El factor de zonificación sísmica según la división territorial que detalla Norma Técnica Para El Diseño Por Sismo De El Salvador en la anterior figura va ligada a la tabla siguiente ya que dependiendo de su ubicación por zona así será su valor.

Tabla 5.25 Factor A de zonificación sísmica

ZONA	FACTOR A
1	0.40
2	0.30

El tipo de suelo es otro de los factores a tomar en cuenta al momento de hacer un análisis sísmico por lo que en la siguiente tabla podemos determinar los coeficientes de sitio C_o y T_o , para nuestra estructura se escoge el S_2 debido que a este tipo de estructuras están casi siempre en terrenos alejados de la ciudad por lo que son montañosos.

Tabla 5.26 Coeficientes de sitio C_o y T_o

Tipo	Descripción	C_o	$T_o^{(1)}$
	Perfiles de suelo siguientes:		
S₁	(a) Materiales de apariencia rocosa caracterizados por velocidades de onda de corte mayores de 500 m/seg. (b) Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30 m. Sobre el manto rocoso.	2.5	0.3
	Perfil de Suelo siguientes:		
S₂	(a) Suelo con condiciones rígidas o muy densas cuyo espesor sea de 30 m. o más sobre el manto rocoso. (b) Suelo con condiciones compactas o muy compactas o medianamente denso con espesor menor de 30 m.	2.75	0.5
S₃	Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 m de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos.	3.0	0.6
S₄	Perfil de suelo que contiene más de 12 m de suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto y caracterizado por una velocidad de onda de corte menor de 150 m/s.	3.0	0.9

(1) El perfil del suelo del sitio se establecerá mediante datos geotécnicos sustentados apropiadamente.

En sitios donde las propiedades del suelo no se conocen con detalle como para poder establecer el tipo de perfil de suelo, deberá usarse un perfil de suelo tipo S_3 .

Por lo tanto el valor del coeficiente $C_o = 2.75$ y el coeficiente $T_o = 0.5$. Y para finalizar falta determinar el factor de modificación de respuesta R el cual depende del tipo de estructura que estamos estudiando, examinando la tabla siguiente podemos determinar que el valor de $R = 4$.

Tabla 5.27 Factor R⁶⁶

Tipo de Estructura	R
Tanques depósitos o esfera a presión sobre miembros arriostrados o sin arriostrar	3
Silos de concreto colado in-situ y chimeneas con paredes continuas hasta la fundación.	4
Toda otra estructura con masa distribuida en voladizo, no cubierta por los dos numerales anteriores, incluyendo antenas, chimeneas , silos y vasijas verticales soportada por faldones	4
Torres reticuladas (libres o atirantada) y chimeneas	4
Estructuras tipo péndulo invertido	3
Torres de enfriamiento	4
Depósitos y tolvas sobre miembros arriostrados o no arriostrados	4
Estanterías de almacenamiento	4
Rótulos y carteleras	4
Estructuras de diversión y monumentos	3
Otras estructuras aisladas no especificadas	4

Para conocer el valor del coeficiente sísmico C_{sm} debemos sustituir todos los valores encontrados en la ecuación Ec.5-6

Sustituyendo,

$$C_{sm} = \frac{IAC_o}{R}$$

$$C_{sm} = \frac{1.5 \times 0.4 \times 2.75}{4}$$

$$C_{sm} = 0.41$$

En el apartado 5.8 de este trabajo de graduación se determinó el peso total de la torre el cual es $W = 7797.47$ kg y conociendo el coeficiente sísmico $C_{sm} = 0.41$ por lo que ya podemos conocer el valor del cortante de la torre de transmisión eléctrica mediante la ecuación Ec.5-3.

$$V = C_{sm} W$$

⁶⁶ Norma De Diseño Por Sismo, Capitulo 8 Tabla 10 Pag 24

$$V = 0.41 \times 7797.47$$

$$V = 3193.8 \text{ kg}$$

Tramo	Entre piso	Wi	hsx	hi	Wihi	Fix	Fiy	Vix	Viy
6		622.75		27.0	16814.15	445.37	445.37		
	6		3.0					445.37	445.37
5		1864.90		24.0	44757.53	1185.53	1185.53		
	5		6.0					1630.9	1630.9
4		1239.12		18.0	22304.17	590.79	590.79		
	4		4.5					2221.69	2221.69
3		1169.23		13.5	15784.59	418.10	418.10		
	3		4.5					2639.78	2639.78
2		1169.23		9.00	10523.06	278.73	278.73		
	2		3.0					2918.5	2918.5
1		1732.25		6.00	10393.51	275.30	275.30		
	1		6.0					3193.82	3193.82
		7797.47			120576.99				

Tabla 5.28 Distribución del cortante basal en altura

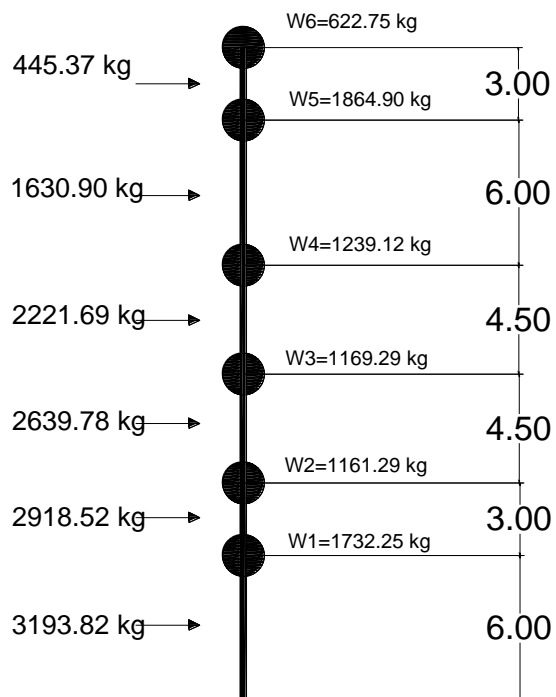


Figura 5.28 Distribución de cortante en altura de la torre de transmisión de alta tensión.

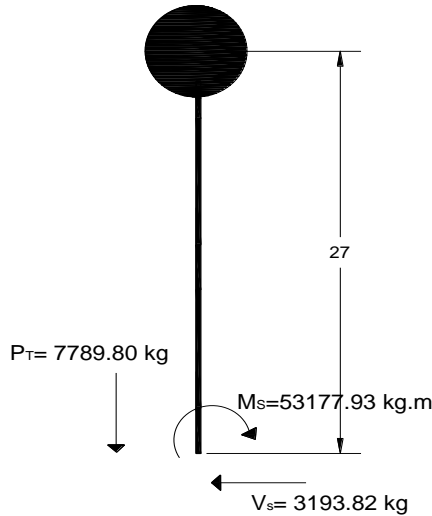


Figura 5.29 Reacciones en la base de la torre correspondiente a cargas de sismo.

5.12 Reacciones en la base de la torre.

Cuando hemos finalizado en la introducción de cargas y combos que integran el análisis de la torre de transmisión eléctrica podemos correr el programa utilizando el comando **Run Analysis (F5)** en el icono que se muestra en la figura 5.30, inmediatamente se nos despliega la ventana que se llama Set Load Case to Run en la figura 5.31 donde damos click en el botón Run Now y empieza a ejecutarse la corrida de todas las cargas que actúan en la torre.



Figura 5.30 Uso del comando Run Analysis

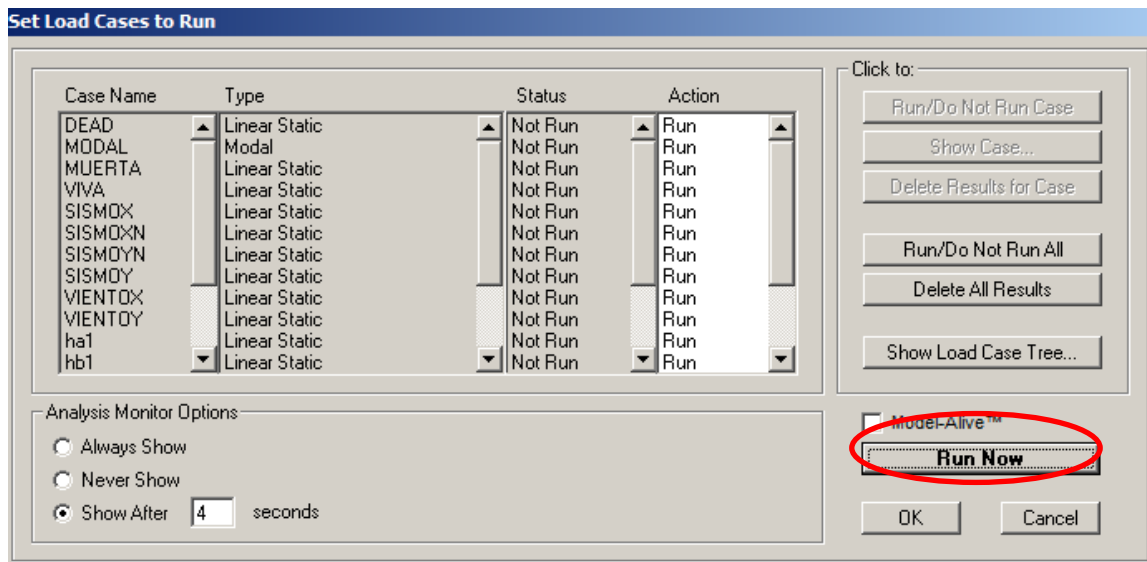


Figura 5.31 Casos de carga a correr.

Luego para verificar que todos nuestros perfiles están bien seleccionados damos click en el icono **Start Steel Design** de la figura 5.32.

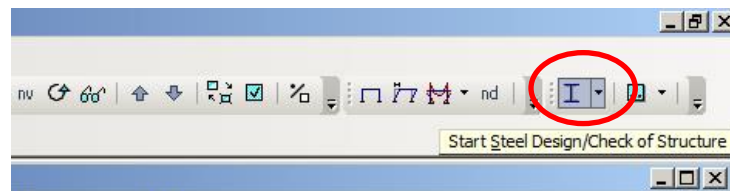


Figura 5.32 Utilización del comando Start Steel Design

Como respuesta a la utilización de este comando vemos como los perfiles de la torre cambian de color que va de celeste hasta el color rojo en función del porcentaje en que está trabajado dicho perfil como expectativa tenemos que procurar que nuestros perfiles estén trabajando entre 80 % a un 99% ni menos de 80% ya que estaríamos diseñando muy sobrada la pieza o si la dejamos arriba del 99% no nos cumple y caería en algún fallo como por ejemplo flexión.

En la figura 5.33 podemos apreciar en la parte inferior de la pantalla del SAP2000 la escama de colores en función del porcentaje en que está trabajando un perfil, en este momento es donde comienza el trabajo de hacer que la torre trabaje de manera óptima y hacer que la mayoría de perfiles queden en color anaranjado escogiendo los cambios a prueba y error hasta que al final llegamos a un resultado satisfactorio.

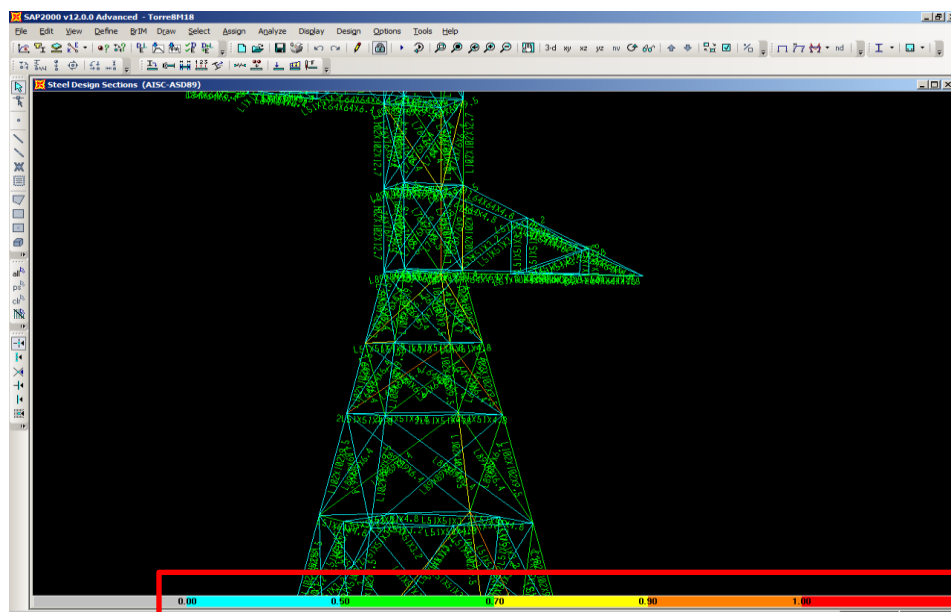


Figura 5.33 Escama de colores en función del % en que trabajan los perfiles de la torre.

Nota: La torre se corre como marco debido a que no todas sus uniones son totalmente articuladas ya que en torres en las uniones se colocan placas de unión o se unen perfil con perfil con más de un perno lo cual ya no nos hace una unión perfectamente articulada y es más riguroso el analizarla de esta forma que como torre según Sap2000. A continuación un ejemplo de lo que en esta nota se afirma.



Figura 5.34 Uniones en los perfiles de una torre

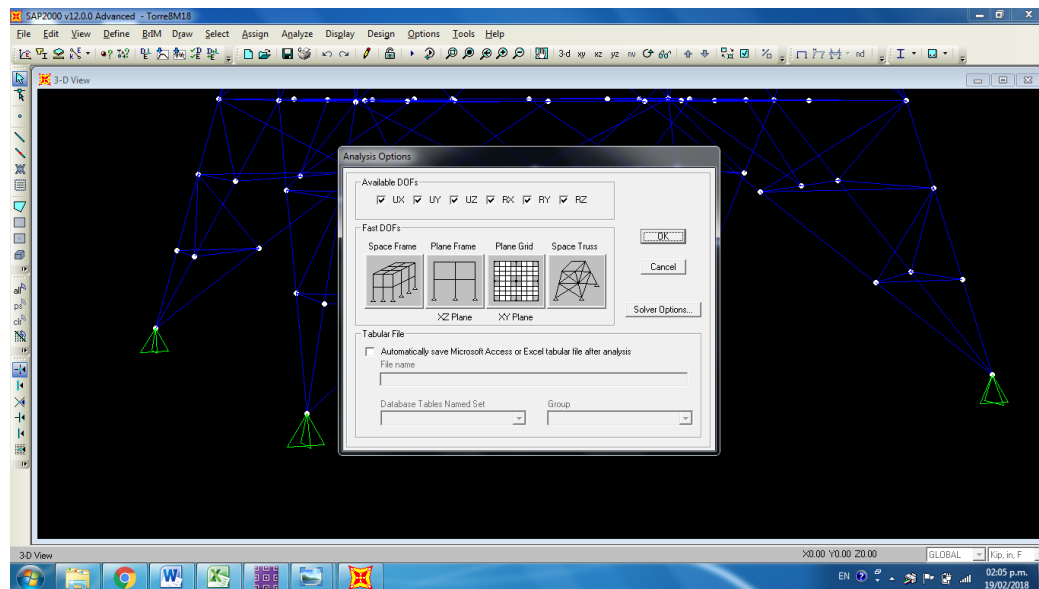


Figura 5.35 Opción de análisis: Space frame

Finalizando el paso anterior y teniendo ya todos los perfiles adecuados en la torre pasamos al menú **Display** seleccionamos **Show Forces/Stresses** y escogemos **Joints**

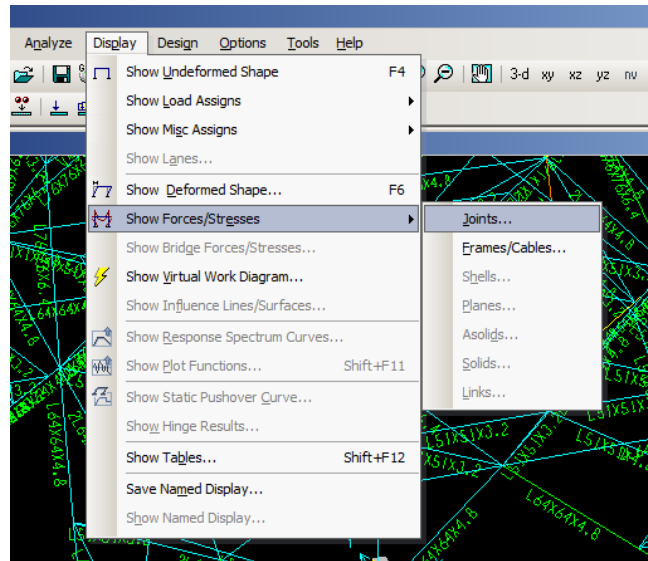


Figura 5.36 Menú Display

Como respuesta se despliega la siguiente ventana de la figura 5.37 en la cual podemos seleccionar que combo queremos ver, y pedimos que los resultados se nos muestren en flechas dando click en el check box **Show Results as Arrows** y damos ok en el botón, al finalizar esta acción podemos ver que en las patas de la torre se nos muestran 3 flechas en las direcciones X, Y, Z de las cuales nos interesan las que van en dirección Z ya que son las que están dando los valores en compresión o en tensión de la torre de estos valores debemos de escoger los más grandes tanto en compresión como en tensión para lo cual debemos exportar la tabla a Excel para examinar mejor cuales son los mayores.

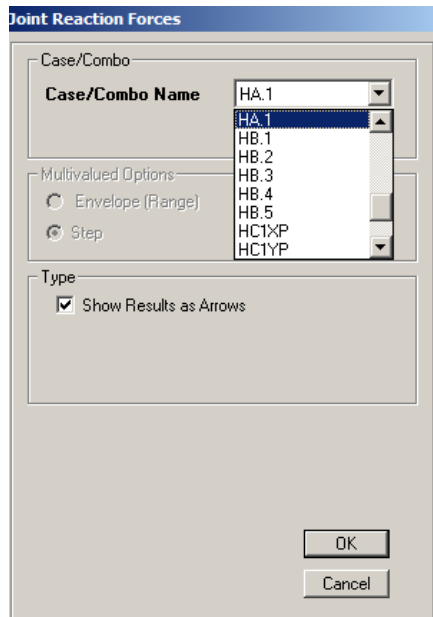


Figura 5.37 Selección del combo para visualizar las reacciones en las patas de la torre

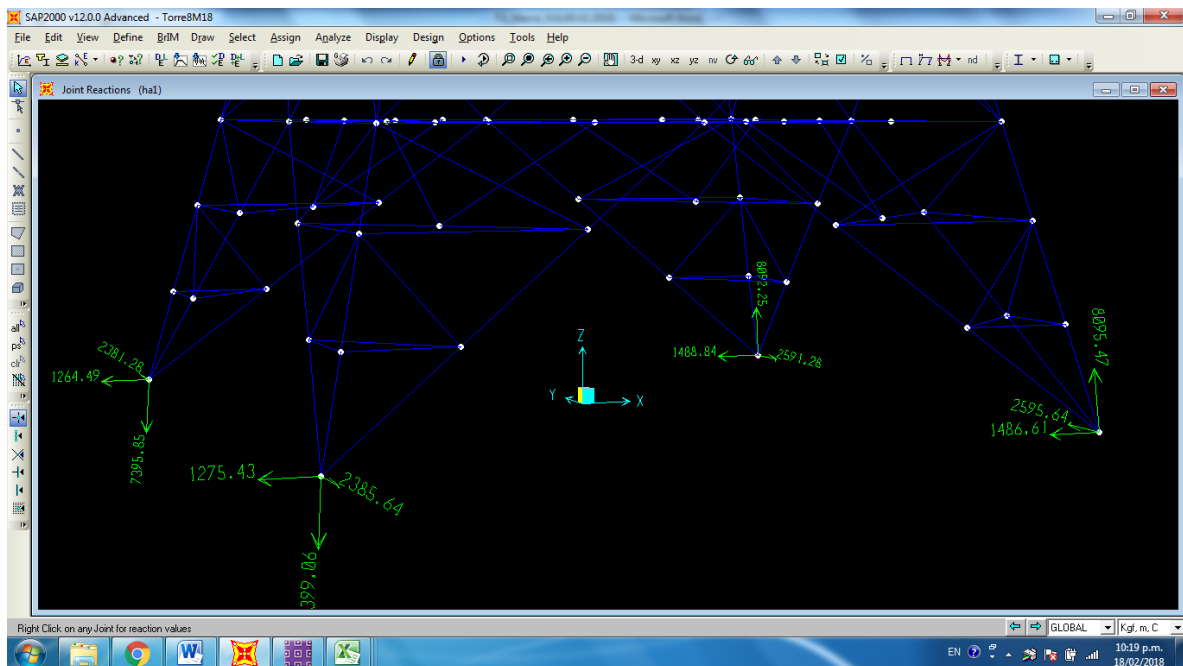


Figura 5.38 Reacciones en las patas de la torre

Exportamos la tabla resumen de las reacciones como anteriormente se mostró para exportar la Tabla 5.20 del periodo y esta vez para visualizar las reacciones

para cada uno de los combos utilizados escogemos el mayor y menor valor en la columna F3 para diseñar la cimentación de nuestra torre.

Tabla 5.29 Reacciones en las patas de la torre.

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
160	HA.1	Combination	-1978.504	3090.401	9629.146
160	HB.1	Combination	-1388.064	2731.211	7611.847
160	HB.2	Combination	-914.713	2178.245	5501.776
160	HB.3	Combination	-693.515	2478.625	5753.074
160	HB.4	Combination	-1061.910	2209.940	6032.993
160	HB.5	Combination	-2153.161	3319.444	10362.313
160	HC1XP	Combination	-1583.148	2319.237	7112.859
160	HC1YP	Combination	-600.886	1330.687	3578.196
160	HC1XN	Combination	-814.803	1110.083	3571.953
160	HC1YN	Combination	-1797.065	2098.634	7106.616
160	VX	Combination	-1601.865	1522.048	4920.225
160	VY	Combination	759.127	-772.812	-2598.185
165	HA.1	Combination	-791.730	-1906.693	-5900.417
165	HB.1	Combination	-1345.108	-2069.212	-7398.518
165	HB.2	Combination	-1992.240	-2095.964	-8756.397
165	HB.3	Combination	-1622.366	-2394.708	-8574.192
165	HB.4	Combination	-1841.707	-2127.700	-8420.619
165	HB.5	Combination	-620.774	-1791.199	-5493.584
165	HC1XP	Combination	-873.144	-1508.411	-4903.486
165	HC1YP	Combination	-1003.011	-1392.863	-4913.987
165	HC1XN	Combination	848.692	446.961	1676.132
165	HC1YN	Combination	978.558	331.412	1686.634
165	VX	Combination	-617.933	-540.717	-1869.846
165	VY	Combination	-816.962	-777.223	-2665.457
170	HA.1	Combination	-1982.155	-3077.852	9613.698
170	HB.1	Combination	-2503.928	-3262.384	11096.127
170	HB.2	Combination	-2863.302	-3561.633	12426.276
170	HB.3	Combination	-3070.659	-3297.104	12272.479
170	HB.4	Combination	-2713.979	-3596.664	12090.049
170	HB.5	Combination	-2157.186	-3303.194	10341.156
170	HC1XP	Combination	-2060.167	-2685.684	8620.498
170	HC1YP	Combination	-2185.022	-2561.663	8609.997

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
170	HC1XN	Combination	-342.890	-720.403	2032.363
170	HC1YN	Combination	-218.036	-844.425	2042.865
170	VX	Combination	-1598.538	-1532.656	4937.546
170	VY	Combination	-1766.211	-1750.682	5653.307
177	HA.1	Combination	-762.981	1894.143	-5878.041
177	HB.1	Combination	-119.791	1558.785	-3845.070
177	HB.2	Combination	673.335	1281.772	-1707.290
177	HB.3	Combination	289.621	1015.607	-1986.975
177	HB.4	Combination	520.675	1316.844	-2238.037
177	HB.5	Combination	-584.248	1774.949	-5465.499
177	HC1XP	Combination	-372.057	1128.054	-3365.486
177	HC1YP	Combination	642.945	134.493	190.180
177	HC1XN	Combination	399.178	-89.837	183.937
177	HC1YN	Combination	-615.824	903.725	-3371.729
177	VX	Combination	-638.171	551.325	-1880.239
177	VY	Combination	1824.046	-1740.622	5681.911

Para compresión escogemos 12426.28 Kg ubicada en el nodo 170 de la torre, en el combo HB.2 que se refiere a una combinación de árbol de carga de la hipótesis del mismo nombre y para tensión tenemos el valor de -8756.40 Kg ubicada en el nodo 165 de la torre, en el combo HB.2 que se refiere a una combinación de caga referente a la hipótesis del mismo nombre.

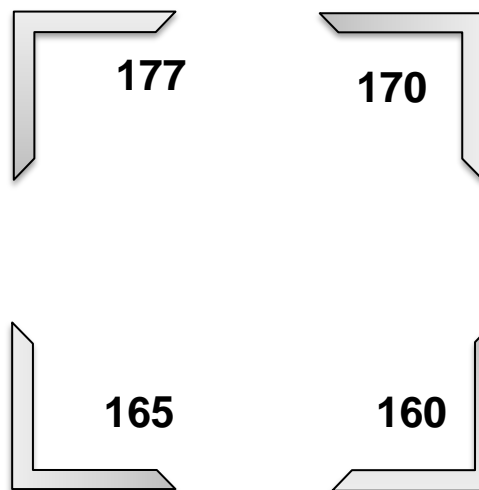


Figura 5.39 Vista en planta de los nodos de los perfiles de la torre.

CAPITULO VI: SOLUCIONES DE DISEÑO PARA CIMENTACIONES DE TORRE DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.

Introducción

Como parte medular de este trabajo de graduación, es dar solución a los diseños para las cimentaciones de torre de transmisión eléctrica, lo cual se describe en este capítulo, como ejemplos más usados en este tipo de estructuras son las zapatas aisladas y la zapatas acampanadas o también conocidas como pata de elefante, además de realizar un diseño poco común pero importante si se llegará a necesitar debido a las condiciones del terreno el cual es una losa de cimentación.

6.1 Diseño de cimentaciones

En este apartado cabe destacar que se diseñará una zapata aislada, una zapata pata de elefante y una losa de cimentación.

6.1.1 Diseño de la losa de cimentación

Para el diseño de la losa de cimentación se elaboró una hoja de cálculo en Excel, la cual está formada por las siguientes partes:

- ❖ **Datos generales o de entrada:** Se incluyen los materiales utilizados para el diseño de la losa de cimentación, datos geotécnicos basados en un laboratorio de suelo Tipo *Ejemplo* y especificaciones de los materiales.

1. MATERIALES			
Concreto f'c	4.0 (ksi)	=>	280.0 (kg/cm ²)
Acero f'y	60.0 (ksi)	=>	4200.0 (kg/cm ²) (ASTM A615 Grade 60)
Peso volumetrico del concreto	2400.0 (kg/m ³)		
Modulo de elasticidad	2.5267E+09 (kg/m ²)		
2. PROPIEDADES DEL SUELO			
Capacidad portante del suelo (Gravedad) =	1.80 (kg/cm ²)	=>	Esta información ha sido tomada del Reporte de Laboratorio de Suelos y Materiales realizado por la empresa "LABORATORIO DE SUELOS X." en su informe.
Capacidad portante del suelo (Accidental) =	2.39 (kg/cm ²)	=>	
Angulo interno de friccion=	30.0 (°)	=>	
Peso volumetrico=	1600.0 (kg/m ³)	=>	
Modulo de Balastro=	2.160E+06 (kg/m ³)		
Coefficient Kp Passive Lateral Earth Presure =		3.00	

Figura 6.1 Tabla de Datos generales

- ❖ **Geometría:** dimensiones de la zapata (largo, ancho y espesor), y las dimensiones del pedestal (largo y ancho)

Hf =	2.00 (m)
A =	9.00 (m)
L =	9.00 (m)
C =	0.35 (m)
d =	0.40 (m)

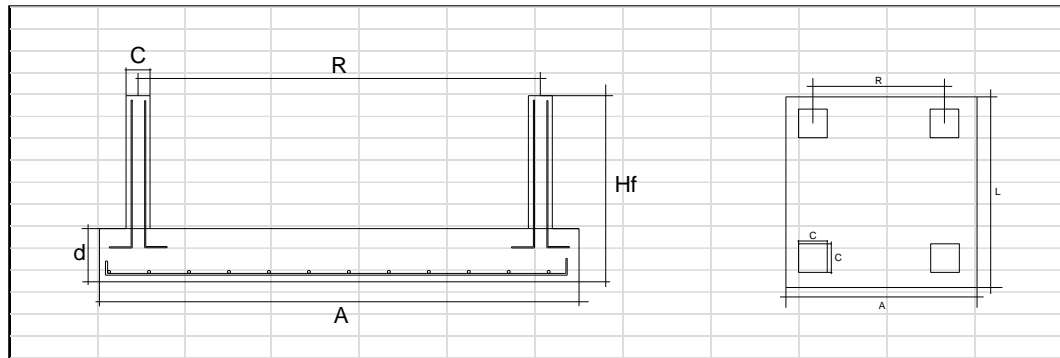


Figura 6.2 Geometría de la losa de cimentación

Las dimensiones de C se establecieron de 0.35 m debido a que debemos de asegurarnos que dentro las patas encajen los Stub y el acero de refuerzo de cada una de las patas, además el valor de “d” se toma como 0.40 m ya que para una losa su espesor mínimo es $l/20$ lo que establece la ACI 318-14 en la tabla 7.3.1.1.

- ❖ **Revisión de capacidad soportante:** como primer chequeo de la cimentación, se revisa que la capacidad soporte del suelo que no sea exceda la capacidad admisible del suelo, por las reacciones que se generan en la torre.

Volumen del concreto =	33.184	(m ³)			
Peso del concreto=	79,641.6	(kg)			
Volumen del suelo=	128.816	(m ³)			
Peso del suelo=	206,105.6	(kg)			
Peso total (Concreto + suelo) (Fdl) =					285,747.2 (kg)

Figura 6.3 Cálculos de para revisar la capacidad soportante.

$$V_c = (A * L * d) + 4(C * C(Hf - d)) \quad \text{Ecu. 6-1}$$

$$V_c = 9 * 9 * 0.40 + 4(0.35 * 0.35(2 - 0.40))$$

$$V_c = 33.18 \text{ m}^3$$

$$P_c = \text{Peso volumetrico del concreto} * \text{volumen del concreto}$$

$$P_c = 2400 \frac{kg}{m^3} * 33.18 m^3 \quad \text{Ecu. 6-2}$$

$$P_c = 79641.6 kg$$

$$V_s = (A * L * (Hf - d) - 4(C * C(Hf - d))) \quad \text{Ecu. 6-3}$$

$$V_s = 9 * 9 * (2 - 0.40) + 4(0.35 * 0.35(2 - 0.40))$$

$$V_s = 128.82m^3$$

$P_s = \text{Peso volumetrico del suelo} * \text{volumen del suelo}$

$$P_s = \frac{1200kg}{m^3} * 128.82m^3 \quad \text{Ecu. 6-4}$$

$$P_s = 206105.6 kg.$$

$$P_T = P_c + P_s \quad \text{Ecu. 6-5}$$

$$P_T = 285747.2 kg.$$

❖ Capacidad Portante del suelo

En la losa de cimentación para revisar la capacidad del suelo que hay debajo de esta se realizó mediante el programa SAFE pues no brinda esta facilidad y se comienza seleccionando el menú Display en el programa SAFE y seleccionamos la herramienta Show Reaction force.y en seguida nos mostrara la cimentación.

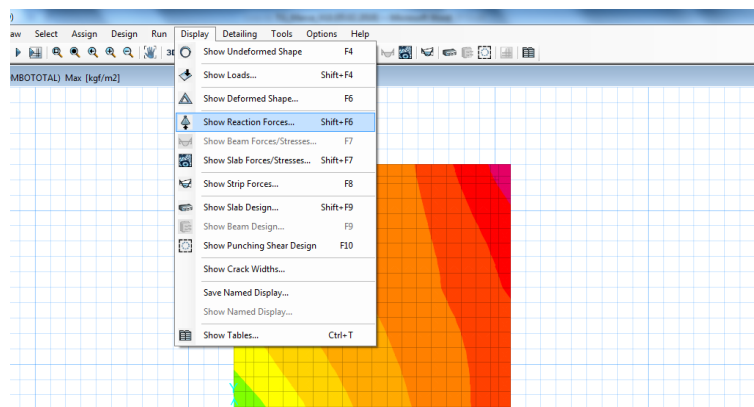


Figura 6.4 Selección del menú Display,,

Entonces tenemos como resultado el esfuerzo del suelo debajo de nuestra losa de cimentación, y vamos a comparar con el esfuerzo admisible del suelo para comprobar que el suelo resiste la cimentación:

$$\sigma_{safe} = 0.18 \frac{kg}{cm^2} < \sigma_{adm} = 1.80 \frac{kg}{cm^2}$$

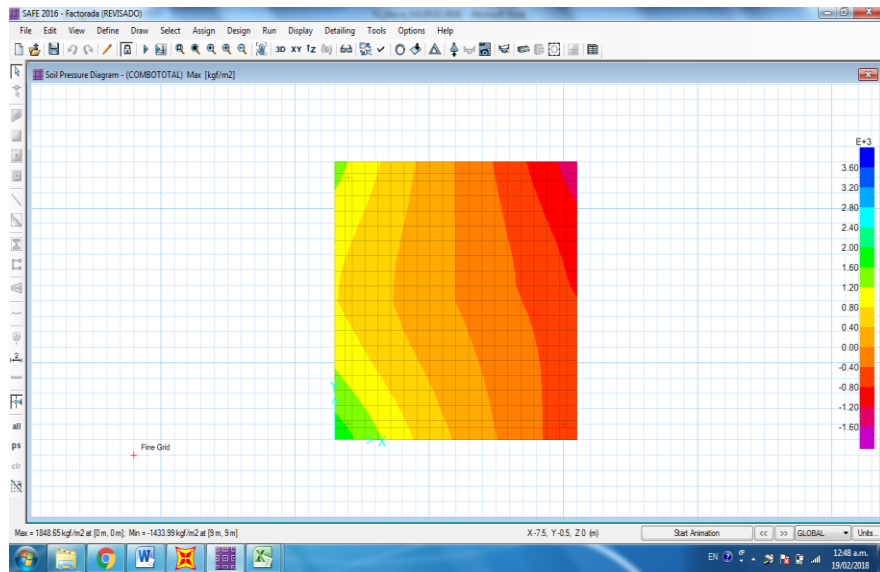


Figura 6.5 Respuesta de la capacidad portante del suelo.

❖ **Estabilidad:** Para chequear la estabilidad en la cimentación es necesario revisar todas las posibles combinaciones de los árboles de carga para encontrar los momentos de volteo en X y en Y, como se puede ver en la siguiente imagen se parte de obtener del programa SAP2000 las reacciones de la combinación H.A.1 que corresponde al resultado de la hipótesis del mismo nombre, entonces en la tabla Joins Reactions podemos ver que nos da los resultados de en x,y,z en cada una de las patas de la torre y en la última columna esta la dirección que tiene la pata de la torre “C” para compresión y “T” para tensión.

Además dentro de la figura 6.4 podemos ver la tabla de datos de entrada al lado izquierdo que son las reacciones por combo en cada una de las patas de la torre y la tabla donde se calculan los momentos de volteo al lado derecho para la primera combinación de cargas que se refiere siempre a la hipótesis en cuestión

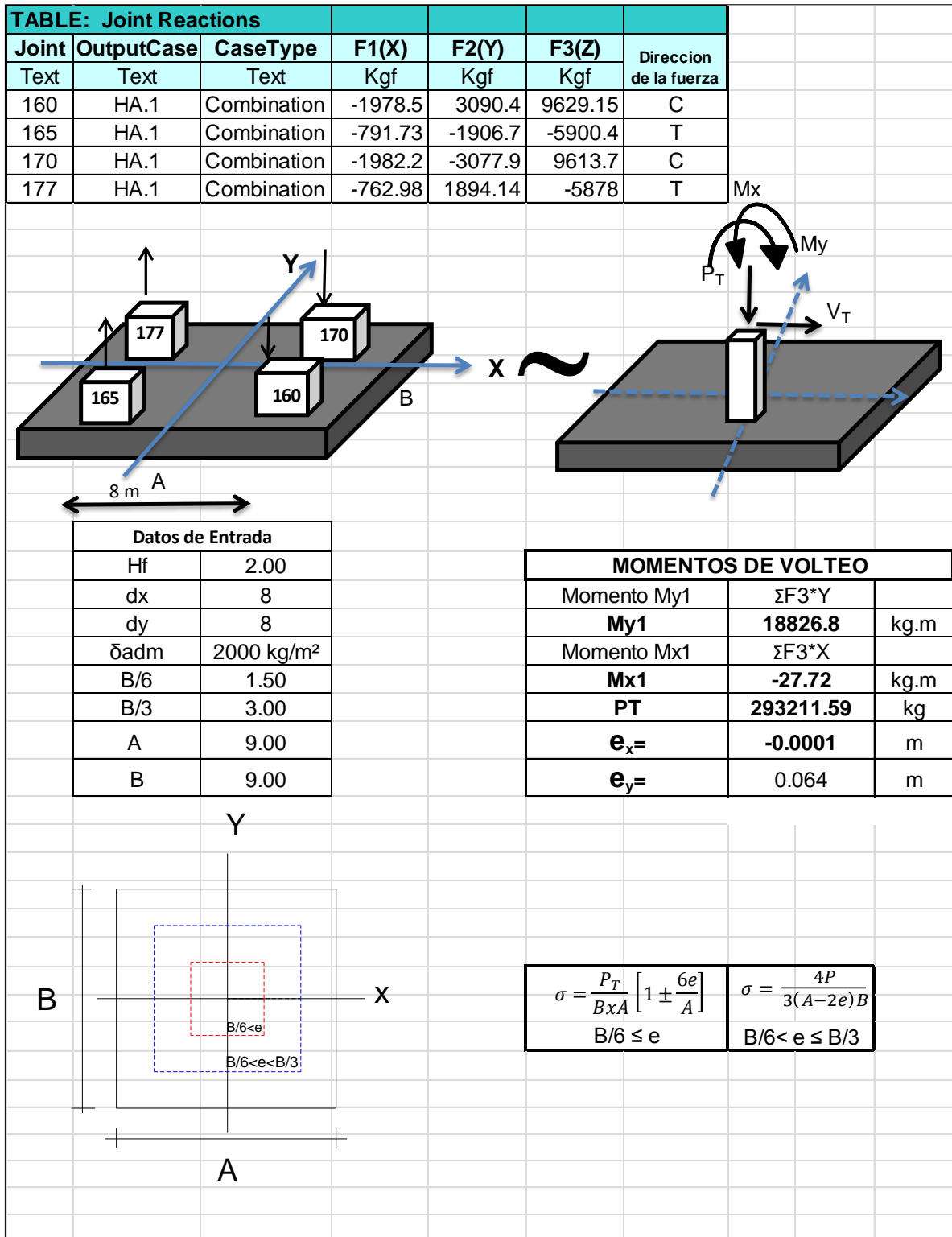


Figura 6.6 Hoja de cálculo de los momentos de volteo por cada hipótesis de carga.⁶⁷

⁶⁷ Ver Anexo 1

Cálculos de la tabla de momentos de volteo

Momento volteo en Y

$$M_y = F_{3_z}(\text{Pata 160}) * \frac{dx}{2} - F_{3_z}(\text{Pata 165}) * \frac{dx}{2} + F_{3_z}(\text{Pata 170}) * \frac{dx}{2} - F_{3_z}(\text{Pata 177}) * \frac{dx}{2} +$$

$$(\sum F_{1_x} * Hf) \quad \text{Ecu. 6-6}$$

$$M_y = 9629.15 * 4 - 5900.4 * 4 + 9613.7 * 4 - 5878.04 * 4 \\ + [(-1978.5 - 3791.73 - 1982.2 - 762.98) * 2]$$

$$M_y = 18826.8 \text{ kg.m}$$

Momento de volteo en X

$$M_x = F_{3_z}(\text{Pata 160}) * \frac{dx}{2} - F_{3_z}(\text{Pata 165}) * \frac{dx}{2} - F_{3_z}(\text{Pata 170}) * \frac{dx}{2} + F_{3_z}(\text{Pata 177}) * \frac{dx}{2} +$$

$$(\sum F_{2_y} * Hf) \quad \text{Ecu. 6-7}$$

$$M_x = 9629.15 * 4 - 5900.4 * 4 - 9613.7 * 4 + 5878.04 * 4 \\ + [(-3090.4 - 1906.7 - 3077.9 + 1894.4) * 2]$$

$$M_x = 27.72 \text{ kg.m}$$

Calculo de la Fuerza verticales P_T

$$P_T = \sum F_{3_z} + \text{peso del concreto} + \text{peso del suelo} \quad \text{Ecu. 6-8}$$

$$P_T = 293211.59 \text{ kg}$$

Calculo de las excentricidades en X , Y.

$$e_x = \frac{P_T}{M_x} \quad \text{Ecu. 6-9}$$

$$e_x = -0.0001 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{P_T}{M_y} \text{ Ecu. 6-10}$$

$$e_y = 0.064 \text{ m}$$

Este mismo procedimiento se realiza para obtener el momento de volteo en x y en y para cada una de las hipótesis de carga a las que está sometida la estructura, entonces la figura 6.4 se repite de la misma manera para todos los casos los cuales se puede ver en el Anexo 4 de este trabajo de graduación.

- ❖ **Revisión por Volteo:** para revisar volteo en la estructura calculamos el momento resistente que es cálculo de momento de todas las fuerzas que hacen resistir a la estructura como su peso de concreto y el suelo que esta sobre ella, más las fuerzas verticales que le dan estabilidad.

Fuerzas Resistentes	Peso kg	Brazo m	Momento kg.m
Peso del suelo	206105.6	4.50	927475.2
Peso del concreto	79641.6	4.50	358387.2
Peso de la torre	6390.36	4.50	28756.6
			1314619.02

Figura 6.7 Tabla para el cálculo de momento resistente.

El peso del suelo y el concreto ya están calculados en las Ecu 6-2 y Ecu 6-4, el P_T está calculado en la Ecu. 6-8, el brazo de 4.15 m es la distancia que hay entre las fuerzas que están actuando hasta el punto en donde se está haciendo momento.

$$\sum \text{Momento Resistente} = \text{peso del suelo} * \text{brazo} + \text{peso del concreto} * \text{brazo} + P_T * \text{brazo}$$

$$\sum \text{Momento Resistente} = 13114619.02 \text{ kg.m}$$

Ya que la zapata es cuadrada el momento resistente en X y en Y son iguales y los momentos de volteo de cada una de las hipótesis de carga pueden analizarse en el anexo 1 así como la tabla resumen de todos los esfuerzos están en el anexo 2 tenemos como conclusión la tabla siguiente:

Tabla 6.1 Cálculo del factor de seguridad.

Combo	Momento de volteo		Momento Resistente		Factor de seguridad		
	M_{Vx} (kg.m.)	M_{Vy} (kg.m.)	M_{Rx} (kg.m.)	M_{Ry} (kg.m.)	SF _x	SF _y	SF min.
HA.1	-27.72	18826.84	1314619.02	1314619.02	α	69.82685	69.83
HB.1	-28150.92	19143.78	1314619.02	1314619.02	α	68.67082	68.67
HB.2	-55894.44	19663.64	1314619.02	1314619.02	α	66.85532	66.86
HB.3	-52426.52	19663.70	1314619.02	1314619.02	α	66.85512	66.86
HB.4	-48958.56	19663.66	1314619.02	1314619.02	α	66.85526	66.86
HB.5	-27.72	27946.82	1314619.02	1314619.02	α	47.04002	47.04
HC1XP	-12182.56	20080.48	1314619.02	1314619.02	α	65.46751	65.47
HC1YP	-40543.88	22044.16	1314619.02	1314619.02	α	59.6357	59.64
HC1XN	12127.12	15157.32	1314619.02	1314619.02	108.403	86.73163	86.73
HC1YN	40488.48	13059.76	1314619.02	1314619.02	32.469	100.6618	32.47
VX	-27.72	15378.72	1314619.02	1314619.02	α	85.48299	85.48
VY	66395.48	-383.46	1314619.02	1314619.02	19.800	α	19.80

Para el cálculo de SF_x y SF_y se hacen de la siguiente manera:

$$SF_x = \frac{M_{Vx}}{M_{Rx}}$$

$$SF_y = \frac{M_{VY}}{M_{RY}}$$

Y se escoge el valor menor entre los dos para encontrar el Factor de seguridad mínimo ***SF min*** el cual debe estar por encima del valor de 1.8 para saber que la estructura no va a sufrir volteo, y como nuestro valor mínimo en toda nuestra tabla de cálculo fue **19.80** estamos muy por arriba del valor por lo que concluimos que nuestra losa está bien diseñada.

❖ **Análisis por Punzonamiento** en esta sección se hace la revisión del peralte de la losa de cimentación mediante el programa de SAFE 2016, teniendo previamente diseñada la losa en el programa, nos dirigimos al menú ***Display*** y seleccionamos la opción ***show punching shear design*** y el programa nos muestra los valores de Punzonamiento para cada una de las patas de la torre quedando los valores de la siguiente manera:

Tabla 6.2 Valores de Punzonamiento

Pata	Valor de Punzonamiento	Valor de referencia de Punzonamiento.
177	0.09	1
170	0.14	1
165	0.13	1
160	0.12	1

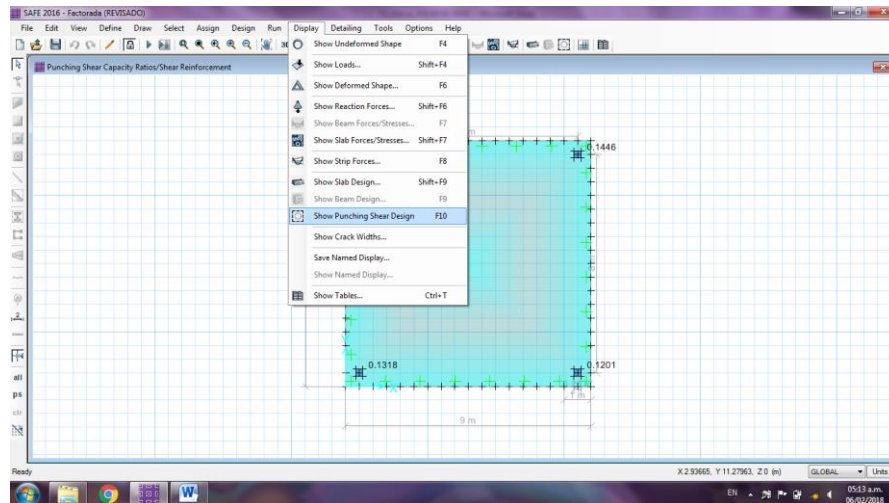


Figura 6.8 Utilizando el programa SAFE para encontrar los valores de Punzonamiento.

Como se puede visualizar todos los valores de Punzonamiento están por debajo del 1 por lo que está correctamente diseñado el peralte de la losa de cimentación de la torre, como comprobación de los datos de la tabla 6.2 se coloca la captura del programa

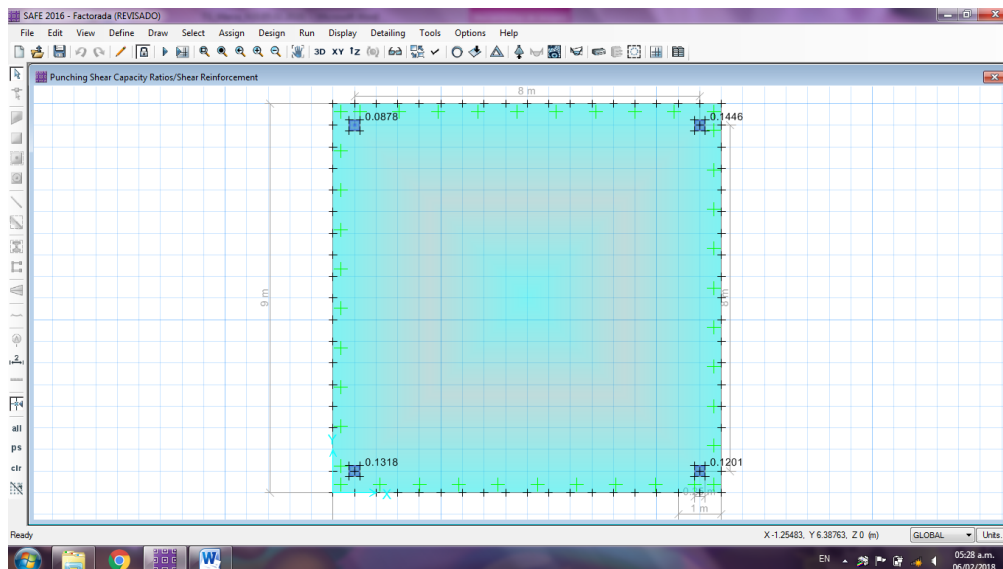


Figura 6.9 Valores de Punzonamiento en las patas de la torre.

- ❖ **Diseño del acero de la losa de cimentación:** cuando ya hemos terminado de revisar por volteo y por Punzonamiento pasamos a diseñar el acero que llevara la losa utilizando el programa SAFE.

Paso 1 En la losa comenzamos a dibujarle franjas de ancho de 1 metro para que el programa nos diga cuál es la cantidad de acero superior e inferior que necesita a lo ancho y a lo largo.

Seleccionamos el menú **Draw** y dentro del escogemos **Draw Design Strip** como se puede apreciar en la figura 6.8 y después seguido de esto no aparece una ventana emergente preguntándonos de que ancho las queremos luego de eso empezamos a dibújalas dando click sobre donde las necesitamos.

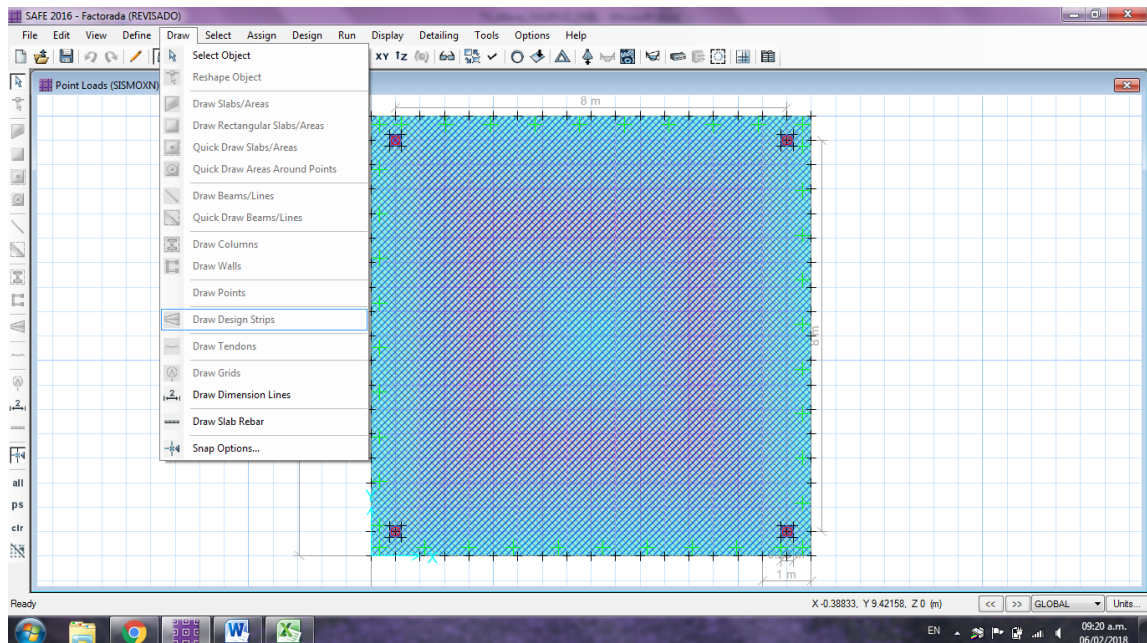


Figura 6.10 Selección del menú Draw para dibujar las franjas

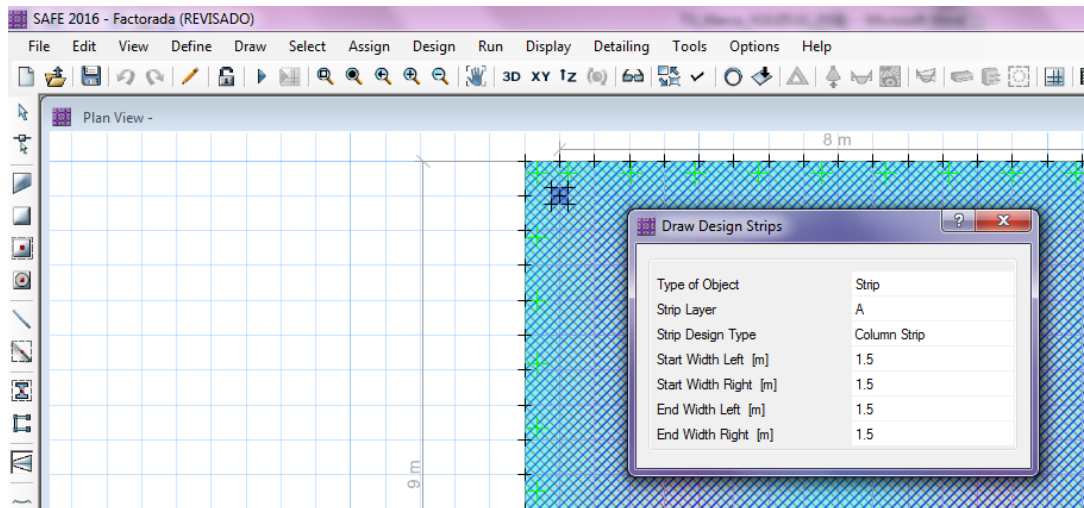


Figura 6.11 Ventana emergente para escoger el ancho de las franjas

Quando se termina de hacer las franjas se selecciona en el menú **Run** la herramienta **Advanced Modeling Options** en esta opción seleccionamos **2D Plate** para hacer la corrida del programa nos entienda que la cimentación puede tener levantamiento y después de esto pues le damos **Run**

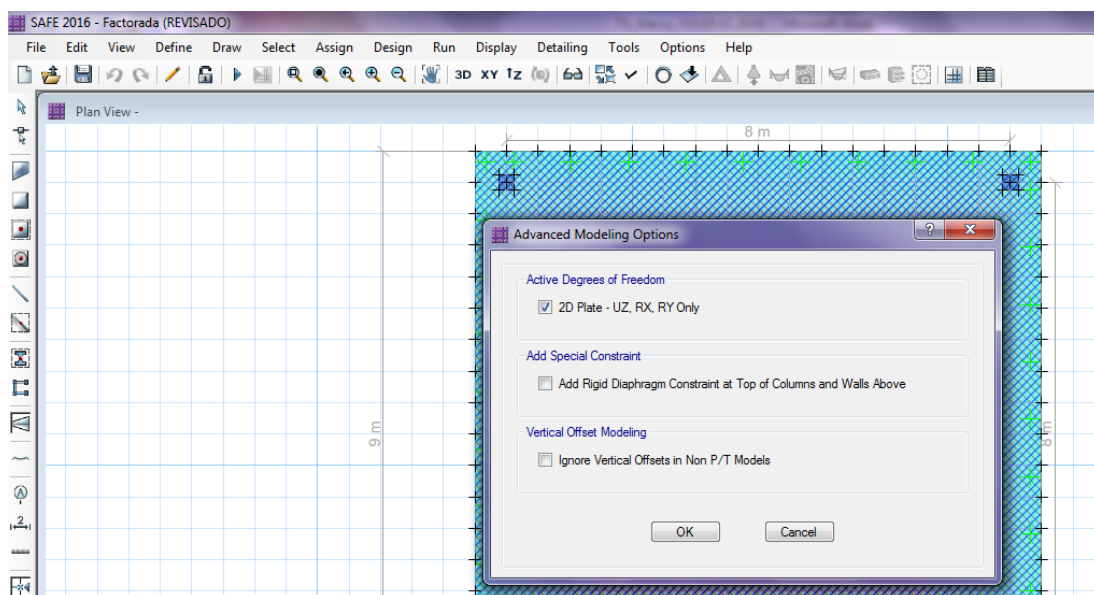


Figura 6.12 Selección de la opción 2D Plate.

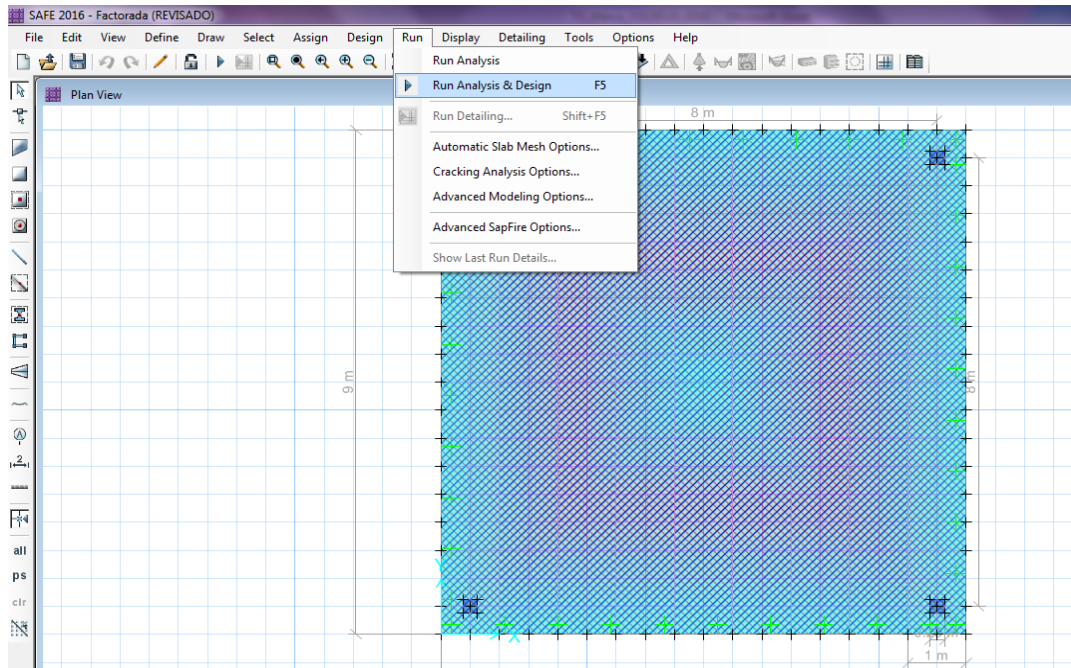


Figura 6.13 Selección de la opción Run

Después que hemos corrido el programa escogemos en el menú la opción **show slab design**

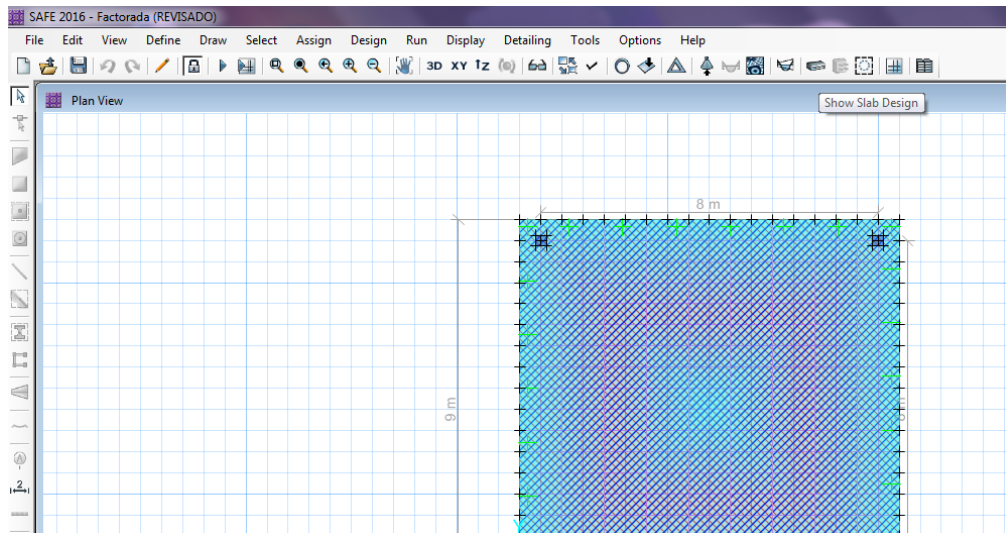


Figura 6.14 Selección del menú show slab design

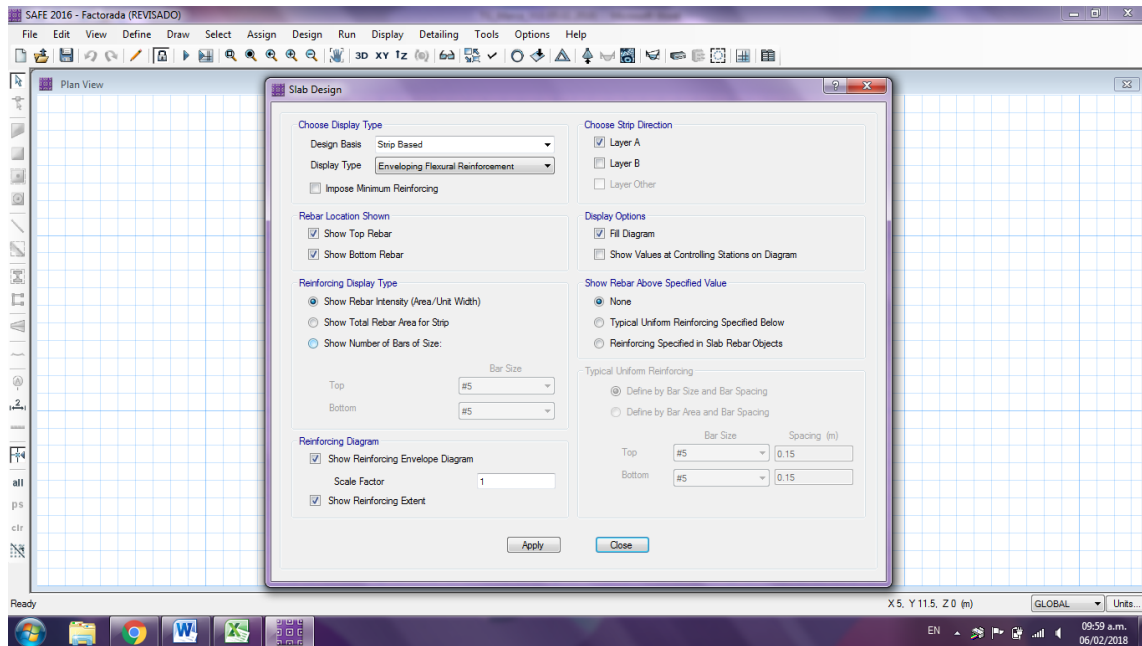


Figura 6.15 Slab Design

En la ventana que nos aparece en la figura 6.13 escogemos primero layer A para ver el acero que necesitamos a lo horizontal arriba y abajo y luego Layer B para el acero longitudinal de arriba y abajo teniendo estos datos pasamos a diseñar el espaciamiento que tendrán las varillas de acero y el diámetro de las varillas que se utilizaran.

Tabla 6.3 resultados de acero de refuerzo por el programa SAFE

Layer	Top/ arriba	Bottom/abajo
A	3.37 cm ² /m	4.13 cm ² /m
B	2.64 cm ² /m	3.00 cm ² /m

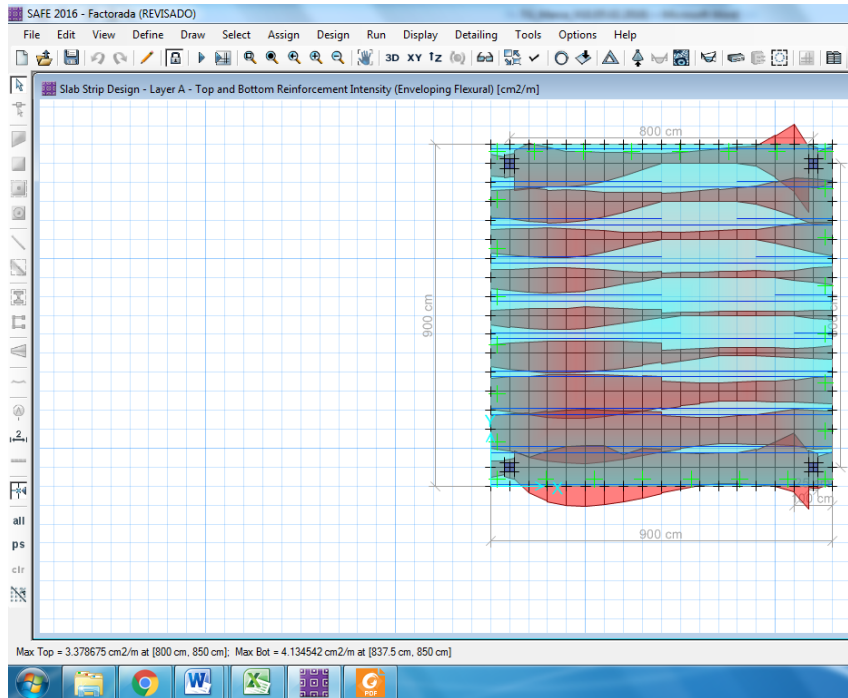


Figura 6.16 Acero de refuerzo en el Layer A

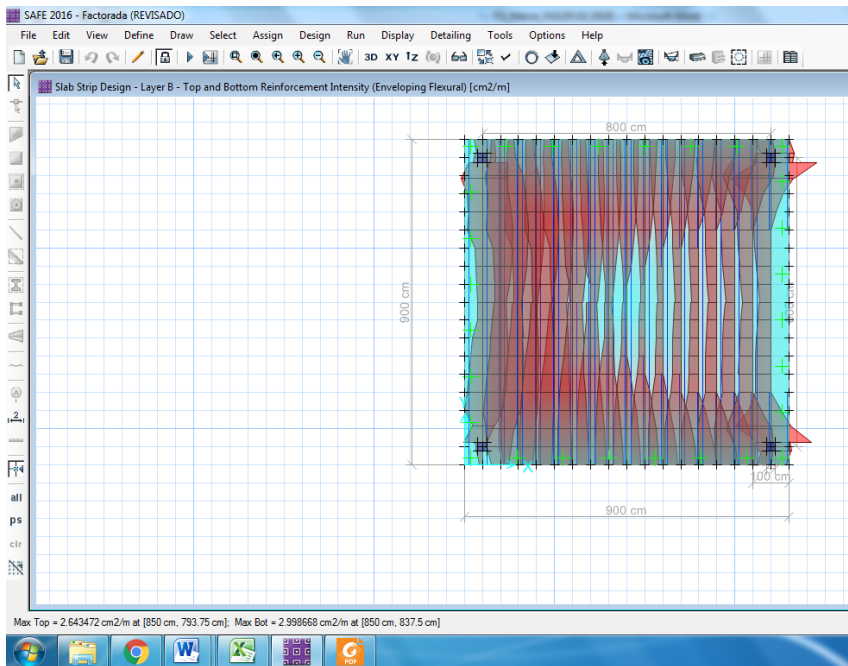


Figura 6.17 Acero de refuerzo en el Layer B

Cálculo manual de acero de refuerzo

La cuantía mínima de acero para una losa es $\rho = 0.0020$ según la ACI 318 en el capítulo 8 en la tabla 8.6.1.1 cómo se puede apreciar en la imagen siguiente

Tipo de refuerzo	f_y , MPa	$A_{s,min}$, mm ²	
Refuerzo corrugado	< 420 MPa	0.0020 A_g	
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 420 MPa	Mayor de:	$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0.0014 A_g

Figura 6.18 Tabla 8.6.1.1 $A_{s,min}$ para losas de dos direcciones no preesforzadas.

Se procede a mostrar la siguiente tabla con el acero requerido en cada uno de los lechos, en unidades de cm²/cm de acero de refuerzo, que calculo el programa SAFE

Layer	Top/ arriba	Bottom/abajo
A	0.0337 cm ² /cm	0.0413 cm ² /cm
B	0.0264 cm ² /cm	0.0300 cm ² /cm

Ahora calculamos el acero mínimo requerido para nuestra Losa de cimentación de 9.0 x 9.0 x 0.40 m, para comparar los valores del programa SAFE con el acero mínimo

$$A_{s,min} = 0.0020 A_g$$

$$A_{s,min} = 0.0020 * 100 * 40$$

$$A_{s,min} = 0.08 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Pero esta cantidad de acero es en la que está compuesta toda el área gruesa de nuestra sección en total en ambos lechos entonces para poder compararla,

debemos dividirla entre 2 y para asegurarnos que nuestro concreto no se va a agrietar de arriba a pesar que no sea necesaria, pero por cuestiones constructivas es mejor dividir el $A_{s_{min}}$, entonces el acero mínimo por lecho es $A_{s_{min}} = 0.04 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$$A_{s_{min}} = 0.04 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{s_{min}} = 0.04 \text{ cm}^2/\text{cm} > \begin{cases} 0.0337 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \\ 0.0413 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \\ 0.0264 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \\ 0.0300 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \end{cases}$$

Por lo que se concluye que el acero en todos los lechos será calculado con el acero mínimo requerido menos en el lecho inferior longitudinal que es mayor al mínimo requerido Calculo de acero

$$S^{\#3} = \frac{A_v}{A_s} \text{ Ecu. 6-11}$$

Probado con varia # 4, área = 1.27 cm^2

$$S^{\#3} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{0.04 \text{ cm}^2/\text{cm}}$$

$$S^{\#3} = 31.75 \text{ cm} \quad \text{entoces se escoge } N^{\circ}4 @ 30 \text{ cm}$$

Pero según la norma ACI es espaciamiento min es:

$$S_{max} = S_{min} = \left\{ \begin{array}{l} 2hz \\ 18 \\ 15 \left(\frac{40000}{f_s} \right) - 2.5Cc \end{array} \right. [in]$$

Dónde:

hz = al peralte de la losa

fs= esfuerzo de tensión , fs=2/3(fy)

Cc= el recubrimiento del acero

$$S_{max} = S_{min} = \left\{ \begin{array}{l} 2(15.74) = 31.48 \text{ in} \\ 18 \text{ in} \\ 15 \left(\frac{40000}{\frac{2}{3}(60000)} \right) - 2.5 * 2 = 10 \text{ in} \end{array} \right. \text{ [in]}$$

Para el lecho A inferior:

$$S^{#3} = \frac{A_v}{A_s} \text{ Ecu. 6-12}$$

Probado con varia # 4, área = 1.27 cm²

$$S^{#3} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{0.0413 \text{ cm}^2/\text{cm}}$$

$$S^{#3} = 30.75 \text{ cm} \quad \text{entoces se escoge } N^{\circ}4 @ 30 \text{ cm}$$

Por tanto rige 10 in que es aproximadamente 25 cm entonces el detallado queda

N°4 @ 25 cm para el acero en todos de los lechos de la losa de cimentación.

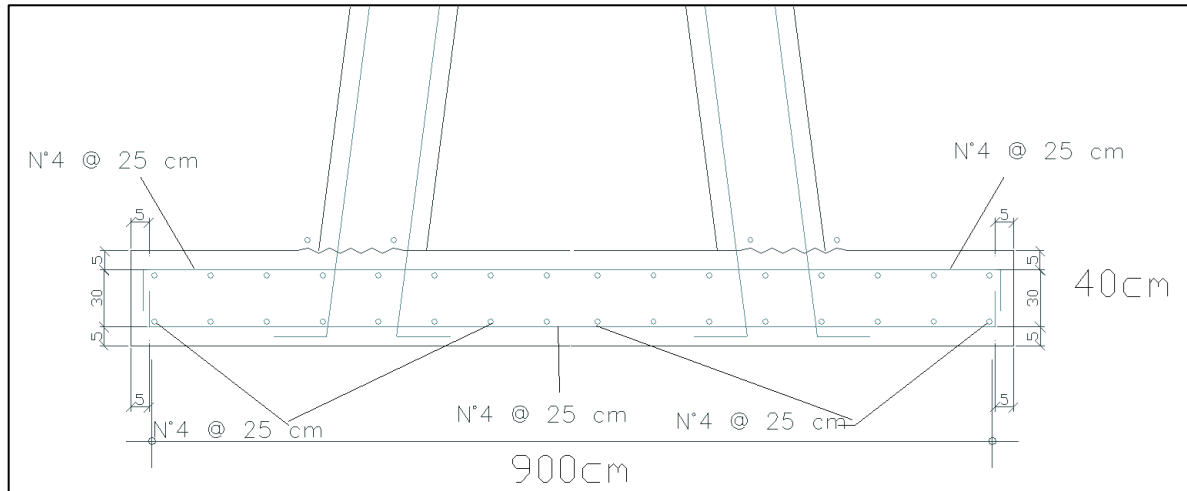
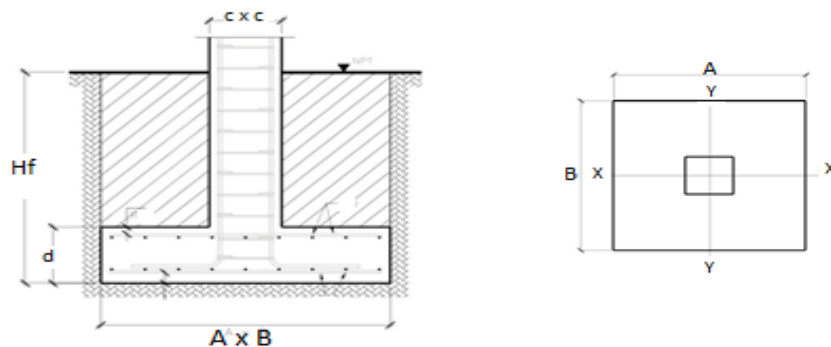


Figura 6.19 Detallado de acero de refuerzo en la losa de cimentación

6.1.2 Diseño de Zapata Aislada

- ❖ **Datos generales o de entrada:** Se especifica los materiales que se utilizan, datos geotécnicos basados en un laboratorio de suelo Tipo *Ejemplo* y especificaciones de los materiales ya que son los mismos del ejemplo anterior puede revisarse en la figura 6.1.
- ❖ **Geometría:** dimensiones de la zapata (largo, ancho y espesor), y las dimensiones del pedestal (largo y ancho)



Hf =	2.50 (m)
A =	1.50 (m)
L =	1.50 (m)
C =	0.35 (m)
d =	0.30 (m)

Figura 6.20 Geometría de Zapata Aislada

- ❖ **Revisión de capacidad soportante:** como primer chequeo de la cimentación, se revisa que la capacidad soporte del suelo que no sea exceda la capacidad admisible del suelo, por las fuerzas que se generan en la torre.

Peso del suelo sobre la cimentación:

$$V_s = 1.5 \times 1.5 \times 2.2 \text{ m}$$

$$V_s = \underline{4.95 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{pest}} = 0.35 \times 0.35 \times 2.2$$

$$V_{\text{pest}} = \underline{0.27 \text{ m}^3}$$

$$V_{\text{st}} = V_s - V_{\text{pest}}$$

$$V_{\text{st}} = 4.95 - 0.27$$

$$\mathbf{V_{\text{st}} = 4.68 \text{ m}^3}$$

Peso del suelo

$$P_s = V_{\text{st}} \cdot 1600$$

$$\mathbf{P_s = 7488 \text{ kg.}}$$

Peso del concreto sobre la cimentación

$$V_c = 1.5 \times 1.5 \times 0.3$$

$$V_c = 0.675 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{ct}} = V_c + V_{\text{pest}}$$

$$V_{\text{ct}} = 0.675 + 0.27$$

$$V_{ct} = 0.945 \text{ m}^3$$

Peso del concreto

$$P_c = V_{ct} * 2400$$

$$P_c = 0.945 * 2400$$

$$P_c = 2268 \text{ kg}$$

$$\sigma_s = \frac{C + P_{srecto} + P_c}{Area}$$

$$\sigma_s = \frac{12426.28 + 7488 + 2268}{150 \times 150}$$

$$\sigma_s = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm. accidental} = 2.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s < \sigma_{adm. accidental}$$

Si Cumple.

Donde

P_{srecto} = Peso del suelo sobre la cimentación

P_c = Peso del concreto

C = Compresión máxima

❖ Revisión por la norma TIA/EIA 222F Por Arrancamiento

Comprobar que ambas relaciones que se propone la norma TIA/EIA 222F por arrancamiento se cumplan

$$\frac{W_s + W_c}{1.50} \geq UP$$

$$\frac{W_s}{2.0} + \frac{W_c}{1.25} \geq UP$$

Donde

UP= tensión Máxima de la torre.

Ws= Peso del suelo (pirámide truncada).

Wc= Peso del concreto.

Calculando el peso del suelo

En el literal 7.2.4.1 de la **TIA/EIA 222F** nos dice que el suelo se forma sobre la cimentación forma una pirámide troncado de arrancamiento que va desde la superficie superior de zapata hasta el nivel de suelo, lo que hay que comprobar es que el suelo sobre la cimentación más el concreto sean mayor que la reacción máxima de tensión a la que está sometida la estructura, dicho cono tendrá una abertura de 30 grados con respecto a la vertical.

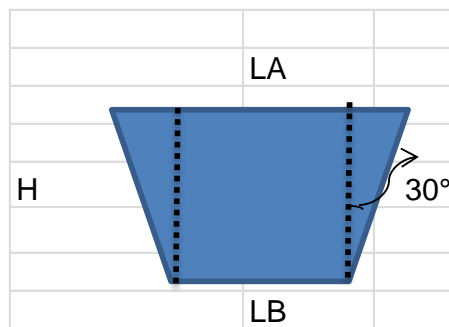


Figura 6.21 Dimensiones de la pirámide truncada.

Partiendo de las dimensiones de la zapata

Dimensiones de la Zapata	
A	1.5
B	1.5
Hf	2.5
C	0.35
d	0.3

Figura 6.22 Dimensiones de la Zapata aislada.

Calculo de los lados de la pirámide truncada

$$X = 2.2 \tan 30^\circ$$

$$X = 1.27 \text{ m}$$

$$LA = (1.27 \times 2) + 1.5$$

$$LA = 4.04 \text{ m}$$

$$LB = 1.5 \text{ m}$$

A= Área del cuadrado más grande.

B= Área del cuadrado más pequeño.

$$A = 4.04 \times 4.04$$

$$A = 16.32 \text{ m}^2$$

$$B = 1.5 \times 1.5$$

$$B = 2.25 \text{ m}^2$$

Para el cálculo del volumen del suelo aplicamos la fórmula del volumen de una pirámide truncada.

$$V = \frac{H}{3} (A + B + \sqrt{A * B})$$

$$\mathbf{Vs = 18.06 \text{ m}^3}$$

∴ El peso del suelo será el volumen del suelo por su peso volumétrico

Pero al Vs, falta restarle el volumen del pedestal de la zapata que 0.27 m^3

$$\mathbf{V_{sT} = 17.79 \text{ m}^3}$$

$$Ps = Ws = 17.79 \text{ m}^3 \times 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$\mathbf{Ps = Ws = 28469.9 \text{ kg}}$$

Calculo del volumen del concreto

$$V_c = (A \times B \times d) + (C \times C \times (H_f - d))$$

$$1.5 \times 1.5 \times 0.3 +$$

$$0.35 \times 0.35 \times 2.2$$

$$V_c = 0.94 \text{ m}^3$$

P_c= Volumen del concreto x peso volumétrico del concreto

$$W_c = P_{CT} = 2266.8 \text{ Kg.}$$

Ya calculamos todos los datos necesarios para comprobar si hay arrancamiento o no en la zapata aislada de la torre de transmisión eléctrica.

$$\frac{W_s}{2.0} + \frac{W_c}{1.25} \geq UP \qquad \frac{W_s + W_c}{1.50} \geq UP$$

20793.36	≥ 8756.39	OK	20491.12	≥ 8756.39	OK
----------	-----------	----	----------	-----------	----

Como vemos en el resultado anterior de chequear las dos desigualdades que nos pide la norma **TIA** que se comprueben vemos que el resultado es correcto por tanto la zapata aislada es resistente al arrancamiento.

❖ **Revisión por Punzonamiento.**

Para la revisión de Punzonamiento en la zapata hacemos unos del programa SAFE para calcular, se siguen los mismos paso que se describieron anteriormente en la losa de cimentación, a continuación se muestra en la figura siguiente el valor que da como resultado

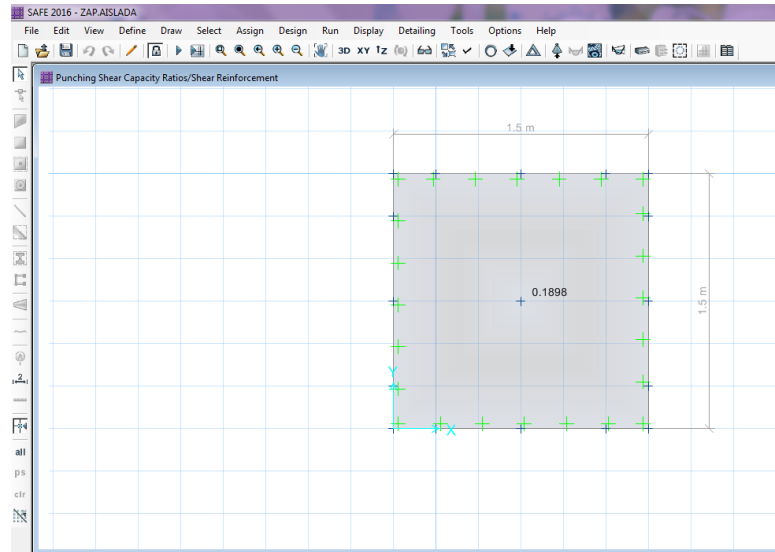


Figura 6.23 Resultado de la revisión de Punzonamiento en la zapata aislada.

El valor de Punzonamiento que nos da el programa SAFE es de 0.189 que es un valor mucho menor al factor de Punzonamiento que es 1 entonces podemos concluir que el valor de espesor “d” de la zapata es correcto.

❖ **Diseño del acero de refuerzo de la zapata aislada**

En este paso también hacemos lo mismo que hicimos con la losa de cimentación entonces como resultado final tenemos los siguientes valores de acero:

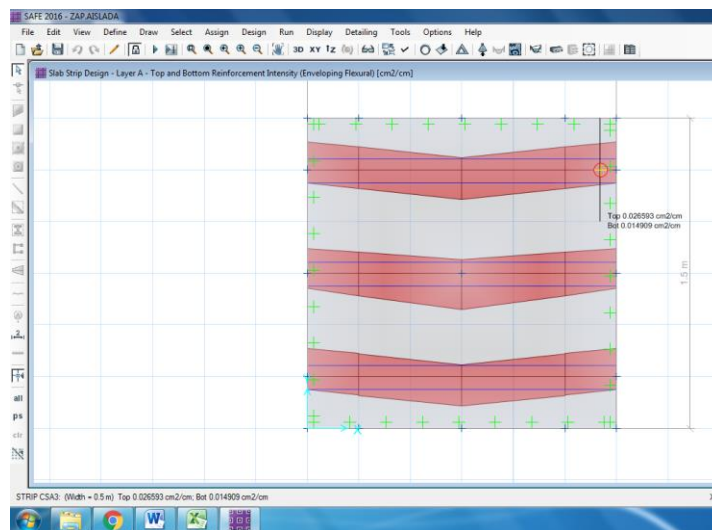


Figura 6.24 Acero de refuerzo en el Layer A

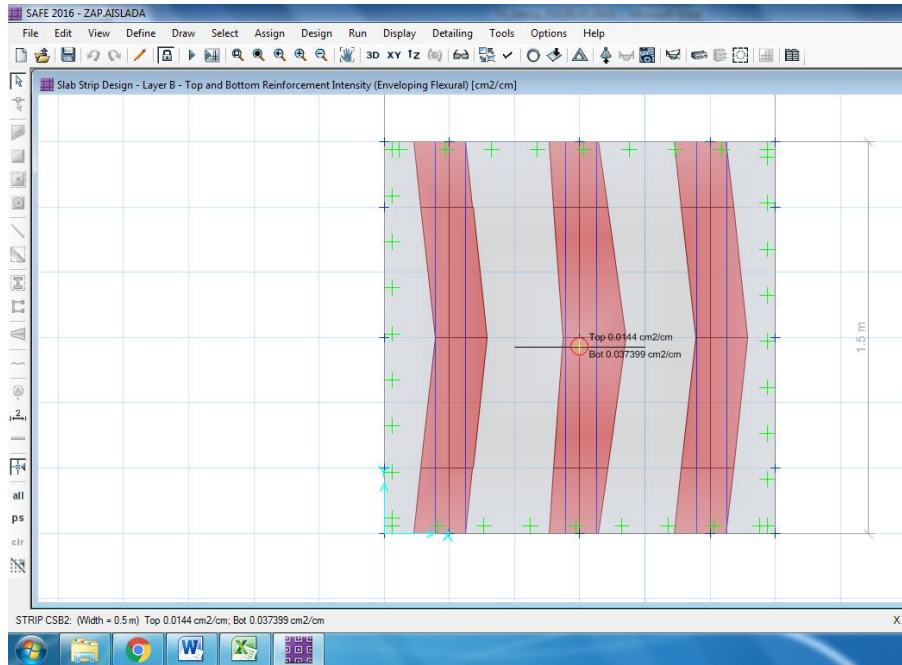


Figura 6.25 Acero de refuerzo en el Layer B

Layer	Top/ arriba	Bottom/abajo
A	0.02819 cm ² /cm	0.0296 cm ² /cm
B	0.0365 cm ² /cm	0.0384 cm ² /cm

Cálculo manual de acero de refuerzo

La cuantía mínima de acero para una zapata es $\rho = 0.0020$ según la ACI 318 en el capítulo 8 en la tabla 8.6.1.1 cómo se puede apreciar en la imagen siguiente

Tipo de refuerzo	f_y , MPa	$A_{s,min}$, mm ²
Refuerzo corrugado	< 420 MPa	$0.0020 A_g$
Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado	≥ 420 MPa	Mayor de:
		$\frac{0.0018 \times 420}{f_y} A_g$ $0.0014 A_g$

Figura 6.26 Tabla 8.6.1.1 $A_{s,min}$ para losas de dos direcciones no presforzadas.

Ahora calculamos el acero mínimo requerido para nuestra zapata de aislada de 1.0 x 1.0 x 0.30 m, para comparar los valores del programa SAFE con el acero mínimo

$$A_{s \min} = 0.0020A_g$$

$$A_{s \min} = 0.0020 * 100 * 30$$

$$A_{s \min} = 0.06 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Pero esta cantidad de acero es en la que está compuesta ambos lechos entonces para poder compararla, debemos dividirla entre 2 por la misma razón que lo hicimos al dividir en 2 el acero de la losa de cimentación, entonces el acero mínimo por lecho es $A_{s \min} = 0.03 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$$A_{s \min} = 0.03 \text{ cm}^2/\text{cm} \left\{ \begin{array}{l} > 0.0282 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \\ > 0.0365 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \\ < 0.0296 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \\ < 0.0384 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \end{array} \right.$$

El acero superior transversal y longitudinal se diseñará con el acero mínimo ya que es mayor que los aceros calculados con el programa SAFE

❖ Acero superior

Transversal (horizontal)

$$S^{\#2} = \frac{A_v}{A_s} \text{ Ecu. 6-13}$$

Probado con varia # 4, área = 1.27 cm²

$$S^{\#2} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{0.03 \text{ cm}^2/\text{cm}}$$

$$S^{\#4} = 42.33 \text{ cm} \quad \therefore \text{se utilizará } S^{\#3} = 25 \text{ cm}$$

Longitudinal (vertical)

Probado con varia # 4, área = 1.27 cm²

$$S^{\#2} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{0.03 \text{ cm}^2/\text{cm}}$$

$$S^{\#2} = 42.33 \text{ cm} \quad \therefore \text{se utilizará } S^{\#3} = 25 \text{ cm}$$

❖ Acero Inferior

Transversal (horizontal)

$$S^{\#3} = \frac{A_v}{A_s} \text{ Ecu. 6-14}$$

Probado con varia # 4, área = 1.27 cm²

$$S^{\#3} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{0.0365 \text{ cm}^2/\text{cm}}$$

$$S^{\#3} = 34.79 \text{ cm} \quad \therefore \text{se utilizará } S^{\#3} = 25 \text{ cm}$$

Longitudinal (vertical)

Probado con varia # 4, área = 1.27 cm²

$$S^{\#4} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{0.0384 \text{ cm}^2/\text{cm}}$$

$$S^{\#3} = 33.07 \text{ cm} \quad \therefore \text{se utilizará } S^{\#4} = 25 \text{ cm}$$

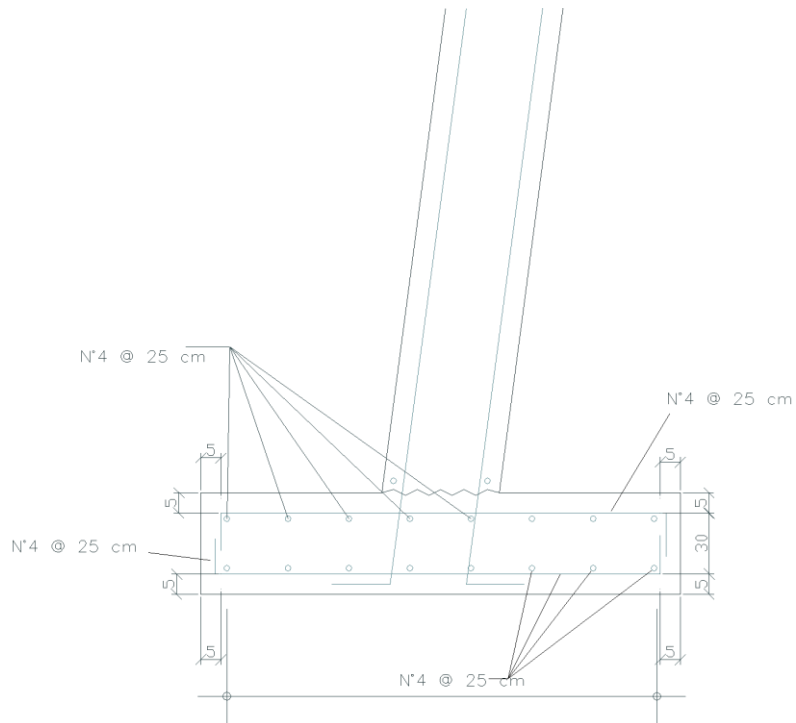
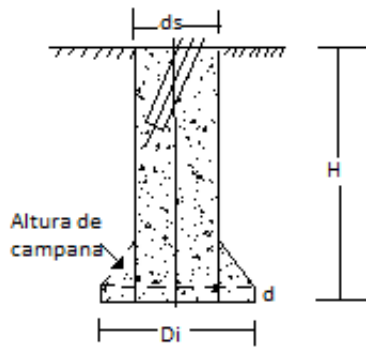


Figura 6.27 Distribución del acero de refuerzo en la zapata aislada.

6.1.3 Diseño de Zapata acampanada o pata de Elefante.

- ❖ **Datos generales o de entrada:** Se especifica los materiales que se utilizan, datos geotécnicos basados en un laboratorio de suelo Tipo *Ejemplo* y especificaciones de los materiales ya que son los mismos del ejemplo anterior puede revisarse en la figura 6.1.
- ❖ **Geometría:** dimensiones de la zapata acampanada radio inferior y radio superior y profundidad.



Dimensiones de la Zapata			
Di	1.5	r	0.75
ds	1	R	0.5
H	3		
d	0.5		
Alt.Campana	0.75		

Dimensiones del cono truncado			
Ds=	4.39	R	2.195
Di=	1.5	r	0.75

Figura 6.28 Geometría de Zapata Acampanada

❖ **Calculo de los peso**

Formula de un cono truncado

$$V = \frac{H\pi}{3} (R^2 + r^2 + R.r)$$

$$V = 12.88 \text{ m}^3$$

El volumen anterior seria el volumen del suelo sobre la zapata pero hay que restarle el volumen del concreto.

$$\text{Volumen del concreto del pedestal} = \pi \cdot r^2 H$$

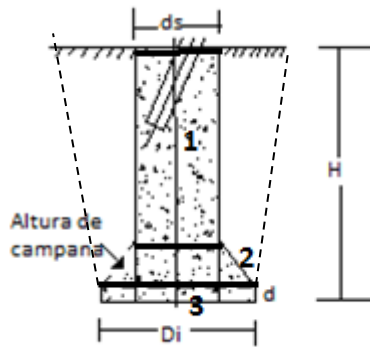
$$\text{Volumen del concreto del pedestal} = 1.37 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen del suelo final} = 12.88 - 1.37 \text{ m}^2$$

Volumen del suelo final $V_{sT}=11.94 \text{ m}^2$

Calculo del volumen del concreto

Está dividido en 3 áreas



$$V_1 = 1.37 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 0.93 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 0.88 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen del concreto total } V_{CT} = 3.19 \text{ m}^3$$

Calculo del suelo del cono truncado

$$P_s = V_{ST} \cdot 1600 \text{ kg/m}^3$$

$$P_s = 19111.36 \text{ kg}$$

Calculo del suelo recto

$$V_{sr} = 0.75^2 \cdot 2.5 \cdot 3.14159$$

$$V_{sr} = 4.42 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del suelo recto} = 7068.58 \text{ kg}$$

Cálculo del concreto de la Zapata acampanada

$$P_c = V_{CT} \cdot 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$P_c = 7657.65 \text{ kg}$$

- ❖ **Revisión de capacidad soportante:** como primer chequeo de la cimentación, se revisa que la capacidad soporte del suelo que no sea exceda la capacidad admisible del suelo, por las fuerzas que se generan en la torre

$$\sigma_s = \frac{C + P_s + P_c}{Area}$$

$$\sigma_s = \frac{12426.28 + 7068.58 + 7657.65}{\pi * 0.75^2}$$

$$\sigma_s = 15365.18 \text{ kg/m}^2 \text{ O } 1.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{adm.accidental} = 23900 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_s < \sigma_{adm.accidental}$$

Si Cumple.

Donde

Ps = Peso del suelo

Pc= Peso del concreto

C= Compresión máxima

- ❖ **Revisión por la norma TIA/EIA 222F Por Arrancamiento**

Comprobar que ambas relaciones que se propone la norma TIA/EIA 222F por arrancamiento se cumplan

$$\frac{W_s}{2.0} + \frac{W_c}{1.25} \geq UP \qquad \frac{W_s + W_c}{1.50} \geq UP$$

Donde

UP= Compresión Máxima de la torre.

$W_s = P_s =$ Peso del suelo.

$W_c = P_c =$ Peso del concreto.

$$\frac{19111.36858}{2} + \frac{7657.65}{1.25} \geq 8756.39$$

$$15681.8 \geq 8756.39$$

La primera desigualdad si cumple

$$\frac{19111.37 + 7657.65}{1.5} \geq 8756.39$$

$$13384.51 \geq 8756.39$$

La segunda desigualdad también cumple por lo que se ha diseñado bien la zapata acampanada y resistirá el arrancamiento.

CAPÍTULO VII: SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS DE CIMENTACIONES PARA TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA DE ALTA TENSIÓN

Introducción

Una línea importante de transmisión de energía de alta tensión es una obra de ingeniería, que tiene mucho que ver con la ingeniería eléctrica y la ingeniería civil. Cuando se decide ejecutar esta obra entre dos puntos distantes, lo primero que se debe examinar, es la traza, o sea, el recorrido. Esto implica un cuidadoso estudio topográfico para encontrar la mejor solución, junto con el estudio de suelos, para poder dimensionar las fundaciones.

Lo que veremos a continuación es como son las diferentes etapas para su construcción de una torre de transmisión, dependen del estado de cargas, de la topografía y de las condiciones del sub-suelo, por lo tanto se requiere una solución de cimentación diferente para cada estructura. las líneas de transmisión siguen

por lo general una poligonal abierta la misma que atraviesa diferentes formaciones geológicas, topográficas, climáticas y por ende diferentes tipos de subsuelo, que en cuanto tienen efecto sobre los parámetros utilizados en la ingeniería civil dificultan la racionalización o sistematización de las soluciones de cimentación. Las fundaciones para líneas de alta tensión que se describirán en este capítulo son: las fundaciones compuestas por 4 zapatas individuales y con sus respectivos pedestales por torre, Cimentación Pata de elefante o campana y por último una losa de cimentación en la cual están embebidas las cuatro patas de la torre.

7.1 ETAPAS DE CONSTRUCCION

- Replanteo Topográfico
- Caminos De Acceso A Los Sitios
- Delimitación De Área De Trabajo
- Chapeo Y Limpieza Tala Y Apilado De Arboles
- Excavación Zapatas
- Habilitado Y Colocación De Acero Corrugado
- Colocación De Stub
- Colocación De Concreto/Formaleta
- Retiro De Formaleta /Curado
- Relleno Compactado
- Obras De Protección
- Limpieza Del Área
- Entrega De Fundaciones.

Las diferentes etapas antes mencionadas son las mismas para cada una de las zapatas que se detallan en el capítulo anterior.

7.1.1 Replanteo Y Topográfico

Se replantea la línea de transmisión eléctrica, mediante cuadrillas topográficas calificadas con Estación Total, prismas de alcance adecuado con sus respectivos certificados de calibración los trabajos consisten en el replanteo del perfil central, contra-perfiles, secciones transversales radiales a cada en cada uno de los sitios de las torres, para comprobar las longitudes de las patas establecidas por el propietario para lo cual se recibirá del dueño ya que el entrega los planos del diseño final autorizado para la construcción mostrando el perfil longitudinal y planimetría a las siguientes escalas que se utilizan normalmente en este tipo de obra. Horizontal 1:5000 y Vertical 1:500.



Figura 7.1 Equipo adecuado para el replanteo topográfico (Estación total de doble rebote)

Normalmente el propietario le entregará a la constructora los perfiles y planimetría que muestran todos los "Trompos" (estacas pequeñas enterradas en el sitio) numerados, identificando los puntos del levantamiento topográfico y la localización

de las estructuras. Los Planos de perfil muestran las distancias parciales y progresivas, elevaciones, naturaleza del terreno, detalle de la línea, cruces de ríos, caminos, líneas eléctricas y telefónicas y otras obras.

7.1.2 Caminos De Acceso Peatonales Y Vehiculares A Los Sitios

Luego de replanteo topográfico se provee y se mantendrá en buenas condiciones todo acceso entre el sistema actual de carreteras públicas y los derechos de vía para la Línea de Transmisión. Los planos muestran la ubicación aproximada de algunos caminos en la vecindad del trazado. Estos datos se agregan a título informativo solamente y no deben en ningún caso considerarse como una garantía. Se entiende expresamente que el propietario es responsable por las interpretaciones o conclusiones que puedan extraerse de esta información. Como constructora se verifica por sí mismo la condición física real de los caminos. Durante la vigencia del contrato, y se cumple con todos los reglamentos nacionales o locales referentes a barricadas, desvíos y señales de avisos



Figura 7.2 (a) Vista de camina de acceso peatonal. (b) Vista de camino de terracería para vehículo.

Todos los caminos de acceso propuestos a ser construidos están considerados dentro del Estudio de Impacto Ambiental de la línea de transmisión, y las medidas de mitigación se realizarán de acuerdo a lo establecido en el Programa de Manejo Ambiental. Si en el proceso constructivo se necesita realizar caminos de accesos en lugares diferentes a los propuestos se le comunica al propietario de la línea para que realice la gestión pertinente y obtener el permiso ambiental correspondiente, y para ello deberá realizar todos los trámites con la institución además cumplir con todas las obras de mitigación que resulten de este permiso.

Otra característica muy importante en los caminos de acceso en líneas de transmisión es que son construidos considerando el tránsito de vehículos livianos y pesados de doble transmisión. Y se utilizan para los futuros mantenimientos de la línea

7.1.3 Delimitación De Área De Trabajo

Se construye un cerco provisional donde estarán las cuatro patas de la estructura que puede ser de postes de madera con alambre de púas o cerca de madera forrada con lámina galvanizada, y señalizamos la zona de trabajo con cinta delimitante NO PASAR, conos de señalización. Rótulos de advertencia, de esa manera también se evitan los daños a terceros



Figura 7.3 Herramientas para delimitar la zona de trabajo.

7.1.4 Chapeo Y Limpieza Tala Y Apilado De Árboles.

Paralelamente con la delimitación del área de trabajo se realiza la actividad de tala y destronque de árboles cercanos a la construcción de la torre, desenraizado, retiro de arbustos, maleza, y limpieza del terreno dentro del límite de toda la superficie donde se construyen las fundaciones, estos trabajos se realizan respetando los límites de la franja de servidumbre así mismo dentro del camino de acceso donde los suelos son erosionables se extreman las precauciones para mantener la mayor superficie con la cubierta vegetal existente como medio de evitar la erosión.

Las maderas producto de la tala, destroncado y limpieza del terreno se depositan en un lugar autorizado por la entidad correspondiente a los recursos forestales y el propietario de la obra.

Posteriormente todas estas áreas serán sujetas a acciones de restauración con obras de protección y de la cobertura vegetal de acuerdo con lo estipulado en el estudio ambiental.

7.1.5 Excavación De Zapata.

Una vez teniendo el trazo de las patas procedemos con las excavaciones de las fundaciones estas deberán tener las dimensiones mínimas compatibles con el tipo de fundación y suelo. Esta se puede realizar de forma manual, o con maquinaria de acuerdo a las condiciones y accesibilidad del terreno.

Todas las excavaciones se mantienen abiertas el menor tiempo posible. De este modo, los trabajos de excavación deberán ser continuos en las cuatro patas correspondientes a cada torre.

Una vez que la excavación alcance los niveles indicados en el proyecto, el propietario procederá a inspeccionar el sello de concreto sobre o nivel de desplante de la fundación y podrá ordenar la realización de excavaciones adicionales, si aparecen en ésta suelos no aptos para fundar. Inmediatamente antes de colar o montar la fundación, se retira del fondo de la excavación y de las paredes de ésta materiales como: barro, el suelo suelto. No deberá haber agua acumulada en el fondo en el momento del colado, en cada fundación o al efectuar la compactación de sus rellenos.

Es de suma importancia los ademados en el proceso de excavación a partir de una profundidad aproximada de 1.5 m. Además de cuerdas de vida, arneses, botiquín de primeros auxilios y su respectivo Equipo de Protección Personal EPP.

Los literales anteriores del 7.1.1 al 7.1.5 es el mismo procedimiento para cualquier tipo de cimentación que vayamos a construir a continuación se describe la construcción de la zapata pata de elefante o acampana.

7.2 CIMENTACIÓN PATA DE ELEFANTE O ACAMPANADA.

La excavación de una cimentación de pata de elefante o acampanada tiene dos soluciones para ejecutarse:

1. La excavación de una sola persona utilizando todo el equipo de protección adecuado como arnés, casco y cuerda salva vidas.

2. Con una Piloteadora si las condiciones de acceso al lugar lo permiten, pero esta solución es poco usada ya que es demasiado costosa.

La siguiente figura muestra cómo queda la excavación para la cimentación pata de elefante o acampanada con su debida protección.



Figura 7.4 Vista en planta de la excavación manual hecha por una persona.

7.2.1 ABILITADO Y COLOCACION DE ACERO CORRUGADO

Paralelamente a las excavaciones se inicia con el abilitado de la canasta de acero de acuerdo con los planos autorizados por el cliente o propietarios de la línea de transmisión, cuando las excavaciones están finalizadas y confirmadas topográficamente se colocan en sus respectivas patas respetando los recubrimientos, verticalidad, centradas, números de varillas y espaciamientos. A continuación algunos esquemas de fundaciones.



Figura 7.5 Hechura de la armadura de canasta de acero para fundaciones de pata de elefante o acampanada.

El almacenamiento se realiza sobre plataformas, largueros y/u otros soportes que impidan su contaminación y oxidación en general se protege contra daños mecánicos y de deterioro

El transporte del acero de refuerzo al momento de recibirse en la obra deben de venir con sus marcas de N° De Varilla para evitar cualquier error al momento de armar las canastas de acero y el grado que solicito el estructurista.

Cuando se ha finalizado la armadura de la pata y si ya está finalizada la excavación en donde será colocada se pasa a transportar y colocar de manera que mantenga la verticalidad requerida y el recubrimiento que se solicitó en los planos constructivos en la siguiente figura se muestra la colocación final de la canasta de acero en el sitio.



Figura 7.6 Vista del acero de refuerzo en la excavación para cimentación de pata de elefante o acampanada.

La canasta de acero que se coloca en la cimentación pata de elefante tiene dos maneras de forjarse

1. Se puede armar de espiral en sus estribos según el criterio del estructurista o,
2. Se puede armar con estribos distanciados de la manera que disponga el estructurista.

7.2.2 Colocacion De Stub.

Finalizando la colocación de acero de refuerzo procedemos a colocar un stub por pata de acuerdo al diseño de las patas que pueden variar de nivel de acuerdo con la topografía del terreno donde este la torre de transmision. Los “stubs” o patas de las torres embebidas en concreto se consideran parte del sistema de tierra de la estructura.



Figura 7.7 Colocación del Stub y verificación de la distancia entre patas.



Figura 7.8 Verificación de la pendiente o inclinación tronco piramidal de la estructura.

Para mantener la inclinación que viene desde la parte tronco piramidal de la torre al momento del colado se colocan unos tensores que van sujetos a la tierra alrededor la cimentación además se coloca una formaleta metálica para mantener la forma de la circunferencia de la zapata pata de elefante ya que en este tipo de cimentaciones queda un pedazo de manera superficial para poder proteger el stud ya que se le hace un acabado al final del concreto para que no pueda acumular agua y de esta manera protegerlo contra las inclemencias del tiempo.



Figura 7.9 (a) vista del Stub con sus respectivos tensores (b) Stub embebido en el concreto del colado.

7.2.3 Colocacion Concreto Y Formaleta Metalica.

Con los stub colocados en las cuatro patas y las canastas de armadura de acero, ademas del visto bueno de la supervision aprobada por el propietario. Procedemos al vaciado del concreto, para este tipo de obra antes de colocar el concreto en cualquier ubicaci3n de la estructura se envia a la supervision por un aviso escrito o mediante la bitacora de proyecto indicando que la preparacion de encofrados, limpieza, colocacion de acero de refuerzo y los elementos embebidos (Stub) tuberias para para el sistema a tierra han sido completadas; Las fundaciones mas usadas por lo dise1adores en la actualidad para lineas de transmision electrica son las de pata de elefante.



Figura 7.10 Colado de zapata pata de Elefante o Acampanada

Luego se procede el vaciado con el vibrado El equipo de vibración para la consolidación del concreto estará de acuerdo con ACI 309, Capítulo 5 (Guía para la Compactación del Concreto). Los vibradores tipos inmersión mantendrán una frecuencia, cuando inmersos en el concreto de no menos que 6,000 rpm para cabezales con diámetros mayores a 0.15m y 7,000 rpm para menores cabezales. Los vibradores para encofrados deberán asegurarse rígidamente a los encofrados y operarán a velocidades de por lo menos 8,000 rpm cuando vibran el concreto. Durante el proceso de vaciado se toma el revenimiento, control de temperatura con la asistencia de un laboratorio especializado en control de calidad para realizar las pruebas rutinarias al concreto fresco (edad, revenimiento, cilindros de control y demás que se consideren necesarios), además del rompimiento de los especímenes para comprobar su resistencia a los 7, 14, y 28 curados por inmersión.



Figura 7.11 Prueba de Revenimiento y temperatura del concreto.

Cuando el nivel de vaciado de concreto alcanza el nivel de terreno natural se instala la formaleta metálica compuesta de dos piezas atornilladas que al unir las forman el diámetro del pedestal tal y como indican los planos de la fundación, luego se reinicia el vaciado hasta el nivel de concreto expuesto a 7cms más o menos. De la perforación de referencia del stub. Finalizando de preferencia las cuatro patas de la torre para su verificación topográfica final.

Durante 24 horas después del vaciado no se permite ningún tránsito de terceros por el área de la torre y se ejerce vigilancia, Para salvaguardar la obra.

7.2.4 Retiro De Formaleta, Tensores, Y Curado.

La formaleta la retiramos cuando han pasado 24 horas después del vaciado, también los tensores fijadores de los stub. Luego se procede a realizar el curado con un compuesto sellante se expone en una sola capa sobre la superficie del concreto expuesto con el fin de obtener una membrana uniforme y continua, que cubra toda la superficie sin exceder un rendimiento de 15m²/gal.

7.2.5 Obras De Protección.

Las líneas de transmisión presentan condiciones especiales en terrenos de fuertes pendientes, laderas montañas etc., se somete a revisión y aprobación al propietario la construcción de obras de protección consistentes en muros de mampostería de piedra, muros de gavión, geotextil, muros de bloque de concreto reforzado, muros de concreto reforzado, canaletas de piedra cuarta para mejorar la escorrentía superficial del sitio de la torre. Disipadores de mampostería, barreras vivas. Todas las obras de protección se diseñan de acuerdo con las buenas prácticas normalizadas de la ingeniería, tales diseños son presentados al propietario previo al inicio de la ejecución de la construcción.



Figura 7.12 Obras de protección para torre de transmisión de alta tensión con gaviones y zacate vetiver.

7.3 ZAPATA AISLADA

Del literal 7.1.1 a 7.1.5 se vuelve a repetir para la construcción de la zapata aislada, por lo que se pasa a describir directamente el proceso de excavación de una zapata individual.

7.3.1 Excavación de zapata individual

Previo a la excavación de la zapata se tiene que corroborar topográficamente que estamos en el lugar adecuado para la construcción de la zapata entonces se comienza con la tarea de llegar a la profundidad y ancho adecuada para nuestra cimentación la cual se puede hacer de dos maneras dependiendo la accesibilidad del terreno:

1. Manualmente con personal y herramientas de excavación o,
2. Una retroexcavadora si el terreno nos permite llegar con maquinaria.

A la misma vez que se está haciendo la excavación un grupo de trabajadores armadores están fabricando las molduras de acero para colocar cuando ya estén listas las excavaciones para las zapatas.

7.3.2 Colocación del acero de refuerzo y encofrado.

Al finalizar las excavaciones de las cuatro cimentaciones aisladas se colocan y se va revisando que estén colocadas con exactitud la distancia de recubrimiento del acero.

Seguido de colocar el acero se pasa a colocar el encofrado alrededor de la base de la zapata como se puede apreciar en la figura siguiente y también se puede colocar el encofrado del pedestal si se piensa colar monolíticamente zapata y pedestal.

También en esta etapa se coloca el Stub al interior del pedestal verificando que su inclinación sea la correcta la que viene de la pendiente del cuerpo troco-piramidal de la torre y que las distancias entre todos los Stub de las patas sean correctas.



Figura 7.13 Colocación del acero de refuerzo en zapata aislada.

7.3.3 Colado de la cimentación aislada.

Para la aprobación del inicio de un colado de una zapata aislada la supervisión deben dar el visto bueno que la zona del colado este totalmente limpia y en perfecta colocación del acero de refuerzo con sus respectivos Stub.

Para el colado del pedestal de la cimentación aislada se puede hacer de dos maneras:

1. Se puede colar monolíticamente con la zapata o,
2. Se puede colar por separado primero la zapata y días después el pedestal.

Durante el colado se debe seguir un orden de colar una zapata primero y después con la siguiente así hasta terminar con las 4 zapatas aisladas colocando el concreto lo más cerca posible de su posición final evitando la segregación, a su vez se tiene que verificar que sean vibradas con un vibrador interno o de inmersión, el cual tiene una cabeza cilíndrica que puede andar entre los 0.20 cm a 0.80 cm la elección de este dependerá de la separación que tenga la armadura de la zapata, pues hay que cuidar que no se golpee con la estructura pues se puede mover y ocasionar desperfectos con las medidas entre patas de la torre, además

durante el colado el ingeniero encargado no se puede retirar ya que tiene que chequear que no se sobre vibre la cimentación guardando siempre una distancia entre cada vibración dependiendo del diámetro de la cabeza del vibrador: con un diámetro de 20 a 40mm ($\frac{3}{4}$ a $1\frac{1}{2}$ pulg.) tienen un radio de acción en el concreto fresco de 75 a 150 mm (3 a 6 pulg.), mientras que el radio de acción de vibradores de 50 a 80 mm (2 a 3 pulg.) varía de 180 a 350 mm (7 a 14 pulg.).

7.3.4 Curado de la cimentación

Posteriormente al colado se procede con el curado de la estructura el cual se basa en proporcionarle a la superficie de la cimentación un compuesto sellante y se exparte en una sola capa sobre la superficie del concreto expuesto con el fin de obtener una membrana uniforme y continua, que cubra toda la superficie sin exceder un rendimiento de 15m²/gal ya que proporciones mas diluidas que esta no son adecuadas y son de baja calidad.

7.3.5 Retiro Del Encofrado

El encofrado se retira 24 horas después de que se coló la estructura teniendo mucho cuidado de no dañar las superficies de la cimentación



Figura 7.14 Cimentación aislada sin encofrado.

7.3.6 Obras de Protección

Este tipo de cimentación se trata igual que en el apartado 7.2.5 para proteger las fundaciones de la torre en cuestión.

7.4 LOSA DE CIMENTACIÓN

Previo a la construcción de la losa de cimentación y colado de dicha fundación, se deberá realizar en la ubicación de ésta la limpieza del terreno, la que consiste en la remoción de la capa vegetal y demás elementos que dificulten las operaciones propias de las excavaciones.

En caso de hacerse necesario se deberá nivelar el terreno para asentar la estructura, esto deberá realizarse de manera tal que no se alteren las condiciones del terreno natural con respecto al drenaje e la cota de la estaca central. Siguiendo con el orden establecido anterior mente en los literales 7.1.1 al 7.1.5 también en este tipo de estructuras son vigentes dichas etapas por lo que pasamos directamente al punto de la excavación de la losa de cimentación.

7.4.1 Excavación de Losa de Cimentación

Al inicio de esta etapa tenemos que verificar que el terreno este limpio y sin ningún obstáculo para empezar con la excavación, este punto lo podemos efectuar dos maneras evaluando siempre que sería más efectivo si con mano de obra del personal de trabajo o con una retroexcavadora, ya que es unas excavación masiva por ser una losa de cimentación.

Condiciones específicas en excavaciones

Suelos débiles: Para suelos débiles o con existencia de agua, las paredes de las excavaciones deberán ser adecuadamente sostenidas con entibaciones de madera o metálicas, para así evitar desmoronamientos con riesgo de accidentes.

Suelos con Roca: Para este tipo de excavaciones podemos optar por el uso de explosivos si fuera muy complicado el extraer las rocas o si fueran muy grandes para este tipo de procedimiento, se tiene que tener personal especializado además para utilizar explosivos hay que llevar un plan de voladura solicitando permiso unos 14 días calendarios antes de utilizar los explosivos al ministerio de medio ambiente y el ministerio de defensa describiendo los siguiente literales:

- (a) La máxima longitud y el ancho de la explosión así como también la profundidad que abarcará.
- (b) La planta típica y sección del patrón perforación para las perforaciones de los explosivos, el diámetro de los hoyos, profundidad y espaciamientos.
- (c) Métodos de iniciación y retrasos y tiempos entre cada detonación.
- (d) Información sobre el fabricante de los explosivos.
- (e) Medidas de seguridad para ejecutar las detonaciones.

Cuando es un suelo con rocas y se pueden manipular con el personal que se cuenta utilizando piochas, lasos, palas etc. Entonces se puede optar por desalojar cargando las rocas en carretilla o en cubetas.

7.4.2 Colocación del acero de refuerzo y encofrado.

Una vez finalizadas las tareas de excavación, se hace una limpieza en la zona excavada apartando todo suelo suelto y cualquier objeto ajeno a la obra, se

necesitara la aprobación del supervisor de la obra para colocar el emparrillado de la losa de fundación que se indica en los planos y en las especificaciones técnicas de la obra

El emparrillado y pedestales de la losa de cimentación se comienzan a formar por la cuadrilla de armadores a la misma vez que se está excavado para que ambas tareas se terminen al mismo tiempo. Antes de colocar el emparrillado también debe de pasar por la aprobación del supervisor, el cual debe de verificar:

- ✓ Que los espaciamientos entre las varillas estén correctamente dispuestos según los planos otorgados de la obra.
- ✓ Que los diámetros de la varillas sean las correctas según lo indicado en los planos.
- ✓ Que el acero esté libre de corrosión, barro, grasa o de concreto antes de ser colocadas en su sitio.

Entonces teniendo en cuenta todo lo antes descrito se pasa a colocar el emparrillado en la excavación.

Encofrado: Para este tipo de cimentaciones podemos hacer uso o no de los encofrados ya que se puede hacer una excavación que quede ajustada a las dimensiones estipuladas en el plano de dicha cimentación.

Para lo que si vamos a necesitar encofrado es para moldear los pedestales de las cuatro patas de la torre, dichos pedestales tendrán que estar sujetos firmemente para que al colocar en concreto en su interior no vayan a inclinarse o en el peor de los casos abrirse.

7.4.3 Colocación del Stub

El Stub debe de ser colocado de manera perfecta con respecto a la inclinación de la pata de la torre en cuestión y corroborando todas sus distancias con respecto a todas las otras patas, además de chequear la profundidad en que va a quedar embebido, cuando ya hemos verificado todo lo anterior se pasa a fijar de manera muy resistente cada Stub para que al momento del colado no se muevan.

7.4.4 Colado de la Losa de Cimentación

Para iniciar esta actividad necesitamos haber obtenido el visto bueno de la supervisión, para la colocación del concreto en el lugar de la cimentación, todas las actividades previas al colado deben de estar previamente discutidas, Las cuales son:

- El día y la hora del colado
- Hacer cumplir las especificaciones del concreto para lo cual se hace el ensayo de revenimiento y toma de muestra de especímenes de concreto.
- Como se va a transportar el concreto al lugar de la cimentación
- Planificar la colocación en el lugar de la obra.



Figura 7.15 Colocación de concreto en los moldes de las patas de la torre

7.4.5 Curado de la losa de cimentación

Posteriormente al colado se procede con el curado la losa de cimentación el cual se basa en proporcionarle a la superficie de la cimentación un compuesto sellante y se exparte en una sola capa sobre la superficie del concreto expuesto con el fin de obtener una membrana uniforme y continua, que cubra toda la superficie sin exceder un rendimiento de 15m²/gal ya que proporciones mas diluidas que esta no son adecuadas y son de baja calidad.

7.4.6 Retiro Del Encofrado

El encofrado se retira 24 horas después de que se coló la estructura teniendo mucho cuidado de no dañar los perfiles de las patas de la torre.

7.4.7 Compactación

Como último procedimiento para finalizar la losa de cimentación tenemos que compactar sobre la ella si es necesario hacerlo en capas de 15 cm o 20 cm como máximo y chequeando capa por capa que obtengamos la compactación requerida por las especificaciones técnicas de diseño este último procedimiento es de gran importancia pues tenemos que ayudar a la torre a que no tenga arrancamientos.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

- ☒ Para el diseño de una cimentación de una torre de transmisión de alta tensión, es sustancial conocer todos los aspectos mecánicos; como son todos los tipos de vanos descritos, libramientos y las fuerzas que afectan directamente el cálculo de los árboles de carga de una línea de transmisión eléctrica de alta tensión para aplicar esta información en el diseño de las fundaciones, en conclusión estos aspectos mencionados están contemplados dentro de este trabajo de graduación, son una guía práctica y rápida para introducirse en el diseño de las líneas de alta tensión, de manera que el lector profesional en el área de ingeniería civil pueda entender como estos aspectos mecánicos afectarían el diseño de este tipo de obras
- ☒ Analizando la torre en el programa SAP2000 se identificó que la torre tiene un valor mayor en compresión = 12272.48 kg que en tensión con un valor de:-8756.40 kg de lo cual podemos concluir que la torre está sintiendo una fuerza que la quiere arrancar del suelo, pero para contrarrestar esta acción lo que se debe hacer es analizarla por el procedimiento de la norma

TIA/EIA 222F, de no ser verdaderas las desigualdades que nos manda a revisar la norma antes mencionada debemos cambiar las dimensiones de nuestras cimentaciones o aumentar la profundidad de desplante.

- De los tres tipos de fundaciones analizadas en este trabajo de graduación se concluye que las cimentaciones más económicas son las zapatas acampanadas lo cual se puede concluir a partir de sus volúmenes excavados y sus volúmenes de concreto necesarios para su construcción afirmación que se puede fundamentar con el siguiente cuadro resumen:

Tipo de cimentación	Volumen de suelo	Volumen de concreto
Losa de cimentación	128.82 m ³	33.18 m ³
Zapata Aislada	5.63 m ³	3.69 m ³
Zapata Acampanada	5.30m³	3.19 m³

Todo lo antes mencionado acerca de las zapatas acampanadas nos da como principal motivación reconocerla como la fundación más práctica de las tres que se han estudiado.

- La zapata aislada se seleccionaría a la zapata acampanada si no pudiéramos hacer la excavación para la zapata acampanada si el suelo no resiste y se nos está desmoronando constantemente, por lo que sería necesario hacer un buen entibado para la protección de los trabajadores y de esta manera construir mejor una zapata aislada.

- ☒ El uso de la losa de cimentación es un caso particular y puede ser utilizado en construcciones donde tenemos fuerzas de arrancamiento muy grandes y necesitamos mantener la torre firme y el peso del concreto nos ayudaría en este caso, o también se puede utilizar en terrenos bastante malos que necesitamos excavaciones grandes para sostener el suelo con entibados por tal razón no podemos hacer excavaciones pequeñas

- ☒ El trazo o trayectoria de una línea de transmisión es determinante en el diseño como en la construcción de las cimentaciones y su importancia aumenta en razón directamente proporcional al valor de la tensión de transmisión de una línea, por tal motivo se describen las etapas de construcción de las tres soluciones estipuladas en este trabajo de graduación concluyendo que este tipo de fundaciones son especiales ya que tenemos una fuerza de tensión. Los procesos constructivos de estas obras van ligados al uso constante de teodolito o estación total para controlar que las cimentaciones queden en su exacta posición según planos y especificaciones técnicas ya que un pequeño error en las bases acabarían siendo una pérdida porque podría no cerrar en la punta torre o podría cerrarse antes de que llegue a la punta.

- ☒ Cumpliendo con las revisiones convencionales de zapatas aisladas y zapatas acampanadas para comprobar como por ejemplo su dimensionamiento y que el suelo sea capaz de resistir dichos cimientos,

es trascendental que las fundaciones de una torre sean examinadas por el método descrito en la TIA/EIA 222F para comprobar que una o varias torres en de una línea de transmisión eléctrica de alta tensión no se vayan a arrancar del suelo debido a la fuerza de tensión máxima que dé como resultado de las fuerzas que actúan afectando la estabilidad de la torre como son arboles de carga y viento en la torre.

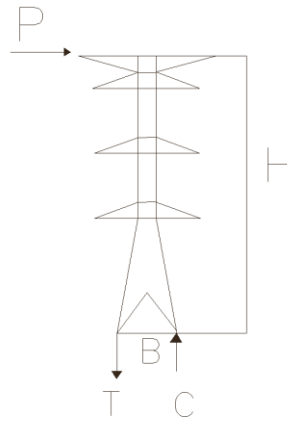
8.2 Recomendaciones.

- ☒ Para el diseño de cimentaciones de torres es importante verificar que la torre soporta la fuerza de tensión por lo cual se recomienda el uso de las ecuaciones de la TIA/EIA 222F en la sección 7.2.4.1 que son las siguientes:

$$\frac{W_s + W_c}{1.50} \geq UP \qquad \frac{W_s}{2.0} + \frac{W_c}{1.25} \geq UP$$

Las ecuaciones anteriores deben de cumplir ambas y no solamente una para asegurar que una cimentación no está siendo arracada de su posición.

- ☒ Se recomienda que en el modelado de la torre se abran lo más que puedan las bases de la torre para así poder bajar el valor de las reacciones de tensión y compresión de esta, ayudando así que podamos utilizar perfiles más pequeños para la construcción de nuestra torre.



Entonces calculando el momento de volteo M_v en la figura de torre anterior nos da:

$$M_v = P * H \quad \text{Ecuacion 1}$$

Si $T = C$

$C = T \cdot B$ Ecuación 2

Igualando 1 y 2 tenemos que

$$T \cdot B = P \cdot H$$

Despejando $T = (P \cdot H) / B$ Ecuación 3

Podemos concluir que la tensión o la compresión en la base de la torre es afectada por el ancho de su base ya que en la ecuación 3, y que P y H son constante en la torre entonces a mayor tensión o mayor compresión necesitaremos perfiles más resistentes que soporten esos valores.

BIBLIOGRAFIA

Libros de texto:

- McCormac, Jack C. *Diseño De Estructuras De Acero*. Barcelona: Editorial Print.2012.
- Miller, Michael D, and C. Jerry Wong. *Guidelines For Electrical Transmission Line Structural Loading*. Reston, Va.: American Society of Civil Engineers, Editorial Print.2010.
- Braja M.Das. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. México. Editorial Thomson Editores 2001.
- Bowles, Joseph E. *Foundation analysis and design*. U.S.A: Editorial MacGraw Hill, 1968.

Normas:

- Comisión Federal de Electricidad (CFE), *Manual Para Diseño Electromecánico De Líneas De Transmisión Aéreas*. México.2012.
- SIGET, *Norma Técnica Para La Interconexión Eléctrica Y Acceso De Usuarios Finales A La Red De Transmisión*. El Salvador.2011.
- Comisión Federal de Electricidad (CFE); *Diseño de líneas de transmisión eléctrica*. México. 2014.
- Norma ASCE 10-97; *Desing of Latticed Steel Transmission Structures*;2003

- Norma técnica para diseño por sismo y sus comentarios. El Salvador.1997.

- Norma técnica para diseño por viento y sus comentarios El Salvador.1997

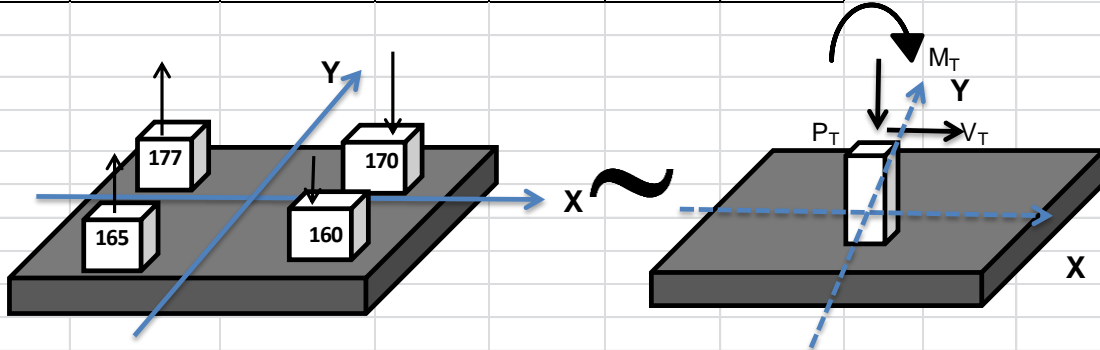
Comités:

- ACI 318S-14, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.2015.
- TIA/EIA 222F *Structural standards for Steel antenna towers and antenna supporting structures*.1996.
- AISC; *Steel Construction Manual*; 13th Edition
- IEEE Std 997-1991, *Guide to installation of foundations for transmission line structures*.1991.
- ASCE N° 74. *Guidelines for electrical transmission line structural loading*. 2009.
- NESC. US National Electric Safety Code.2007.
- IEEE Std.691-1991. *Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing*

ANEXOS

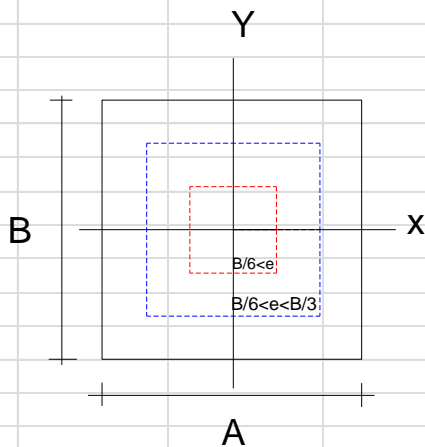
ANEXO 1: Calculo De Momentos De Volteo En Cada Hipótesis.

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	HB.1	Combination	-1388.1	2731.21	7611.85	C
165	HB.1	Combination	-1345.1	-2069.2	-7398.5	T
170	HB.1	Combination	-2503.9	-3262.4	11096.1	C
177	HB.1	Combination	-119.79	1558.79	-3845.1	T



Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m ²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

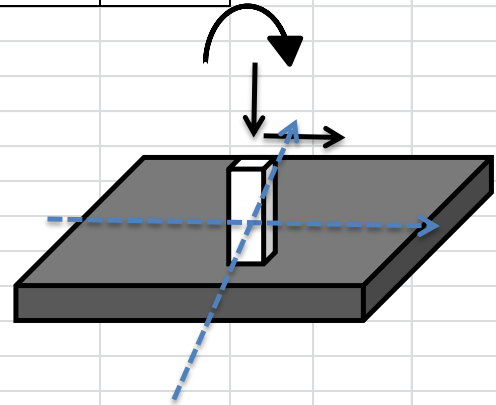
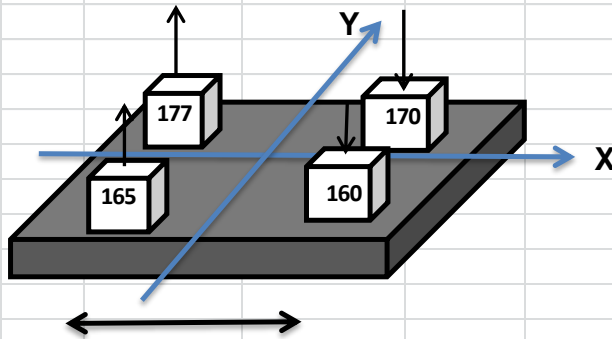
MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	19143.8	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	-28150.92	kg.m
PT	293211.59	kg
e_x=	-0.0960	m
e_y=	0.07	m



$\sigma = \frac{P_T}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

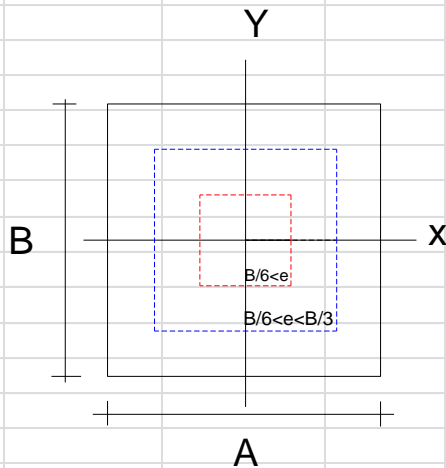
TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	HB.2	Combination	-914.71	2178.25	5501.78	C
165	HB.2	Combination	-1992.2	-2096	-8756.4	T
170	HB.2	Combination	-2863.3	-3561.6	12426.3	C
177	HB.2	Combination	673.33	1281.77	-1707.3	T



Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m ²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

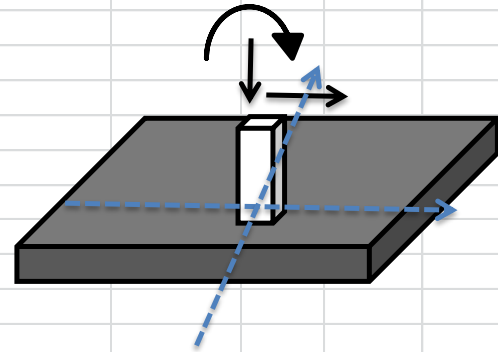
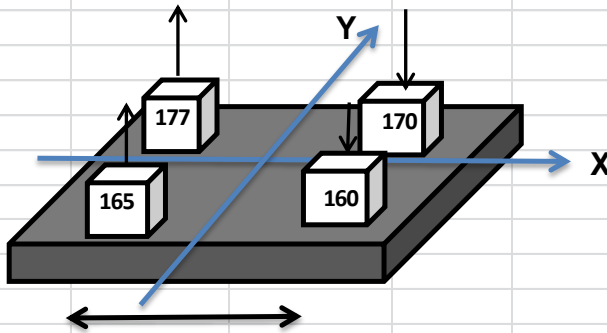
MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	19663.6	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	-55894.44	kg.m
PT	293211.57	kg
e_x=	-0.1906	m
e_y=	0.07	m



$\sigma = \frac{P_T}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

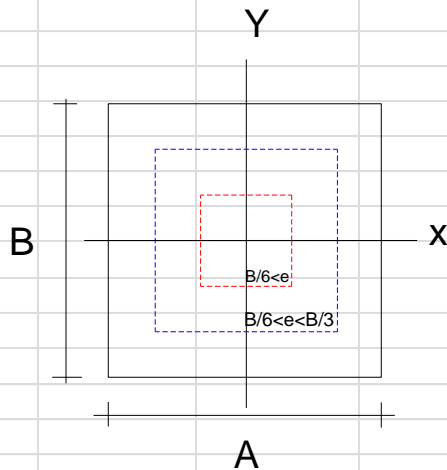
TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	HB.3	Combination	-693.52	2478.63	5753.07	C
165	HB.3	Combination	-1622.4	-2394.7	-8574.2	T
170	HB.3	Combination	-3070.7	-3297.1	12272.5	C
177	HB.3	Combination	289.62	1015.61	-1987	T



Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m ²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

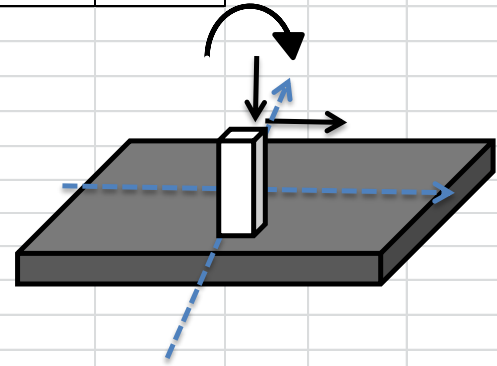
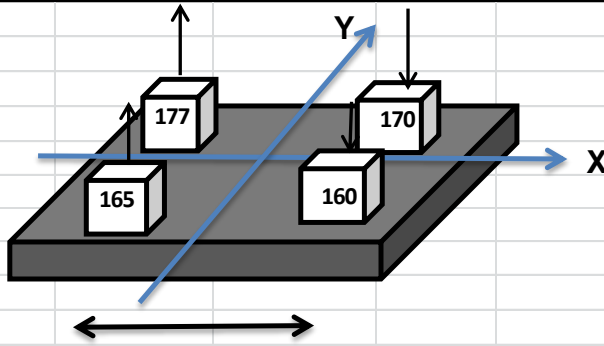
MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	19663.7	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	-52426.52	kg.m
PT	293211.59	kg
e_x=	-0.1788	m
e_y=	0.07	m



$\sigma = \frac{P_T}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

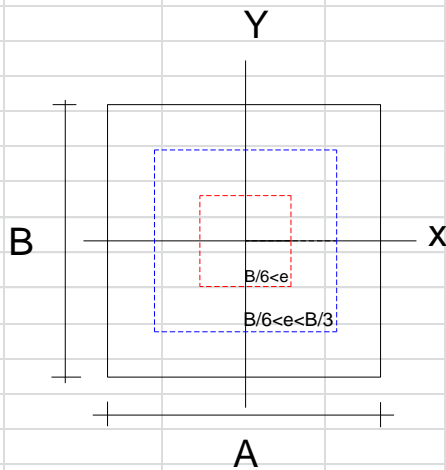
TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	HB.4	Combination	-1061.9	2209.94	6032.99	C
165	HB.4	Combination	-1841.7	-2127.7	-8420.6	T
170	HB.4	Combination	-2714	-3596.7	12090.1	C
177	HB.4	Combination	520.67	1316.84	-2238	T



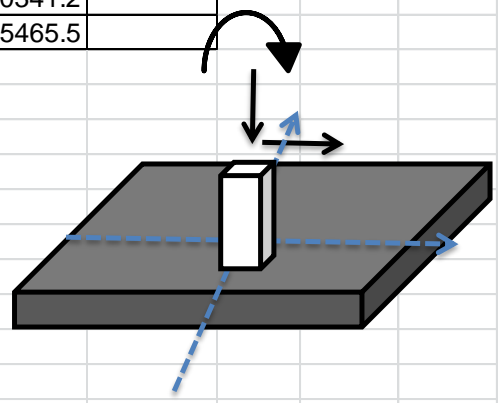
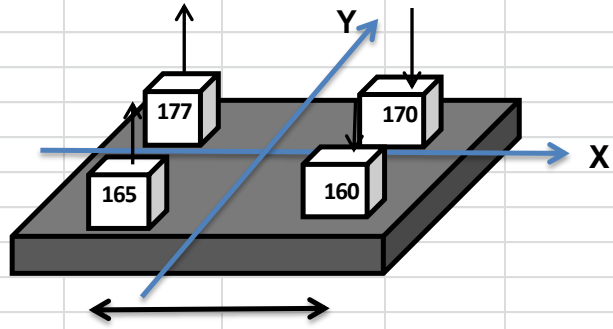
Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m ²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	19663.7	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	-48958.56	kg.m
PT	293211.58	kg
e_x=	-0.1670	m
e_y=	0.07	m



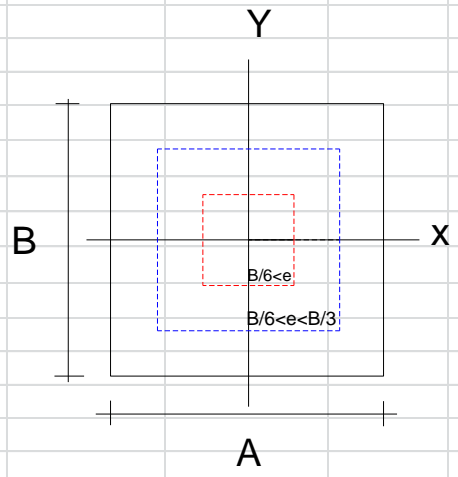
$\sigma = \frac{P_T}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	HB.5	Combination	-2153.2	3319.44	10362.3	
165	HB.5	Combination	-620.77	-1791.2	-5493.6	
170	HB.5	Combination	-2157.2	-3303.2	10341.2	
177	HB.5	Combination	-584.25	1774.95	-5465.5	



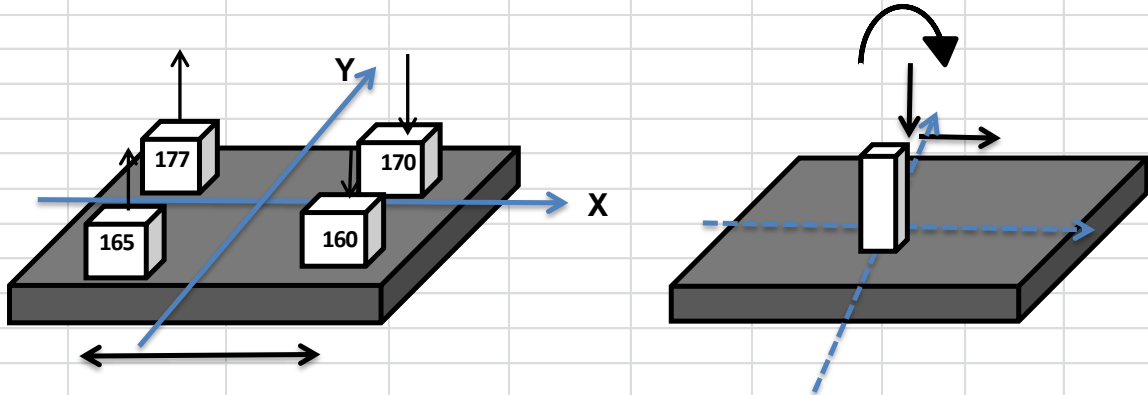
Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m ²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	27946.8	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	-27.72	kg.m
PT	295491.59	kg
e_x=	-0.0001	m
e_y=	0.09	m



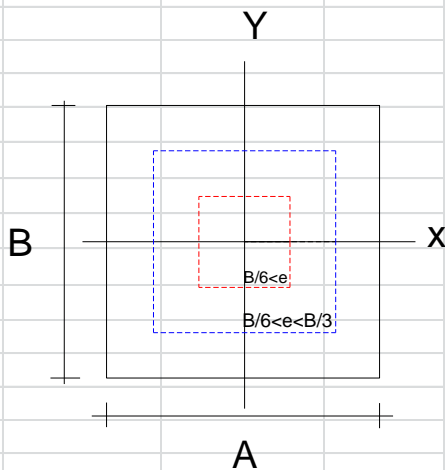
$\sigma = \frac{P_r}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	HC1XP	Combination	-1583.2	2319.24	7112.86	
165	HC1XP	Combination	-873.14	-1508.4	-4903.5	
170	HC1XP	Combination	-2060.2	-2685.7	8620.5	
177	HC1XP	Combination	-372.06	1128.05	-3365.5	



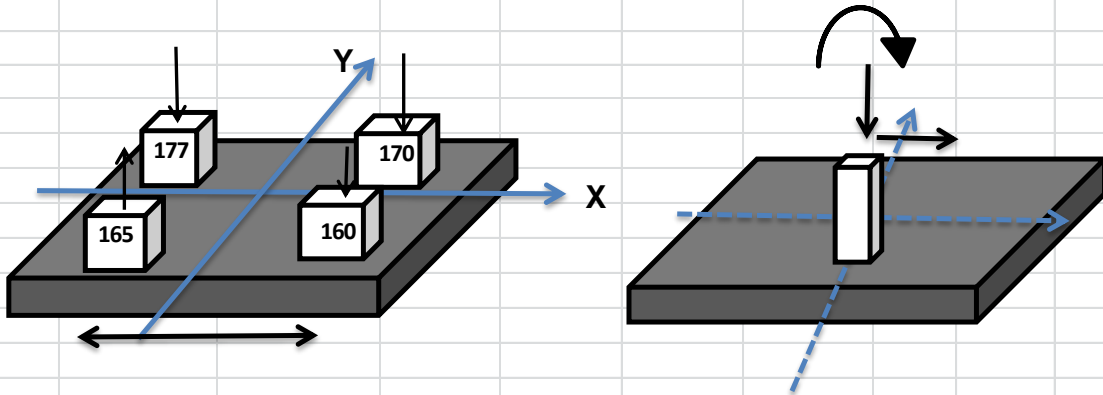
Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m ²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	20080.5	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	-12182.56	kg.m
PT	293211.58	kg
e_x=	-0.0415	m
e_y=	0.07	m



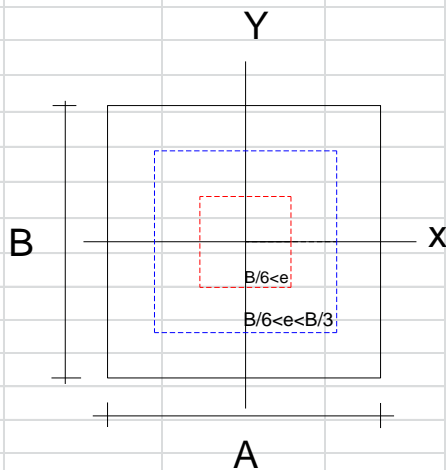
$\sigma = \frac{P_T}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	HC1YP	Combination	-600.89	1330.69	3578.2	
165	HC1YP	Combination	-1003	-1392.9	-4914	
170	HC1YP	Combination	-2185	-2561.7	8610	
177	HC1YP	Combination	642.94	134.49	190.18	



Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m ²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

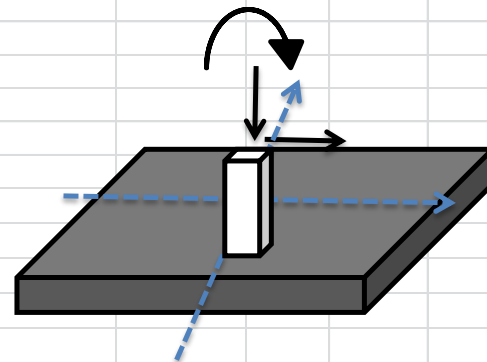
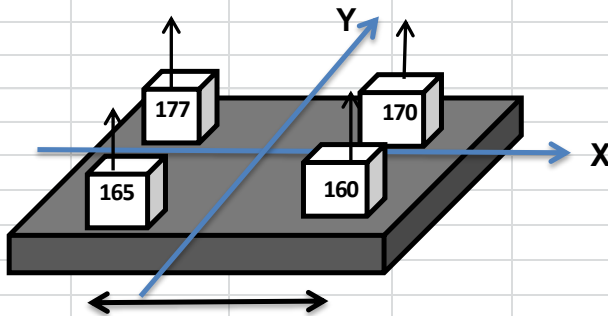
MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	22044.2	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	-40543.88	kg.m
PT	293211.59	kg
e_x=	-0.1383	m
e_y=	0.08	m



$\sigma = \frac{P_T}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

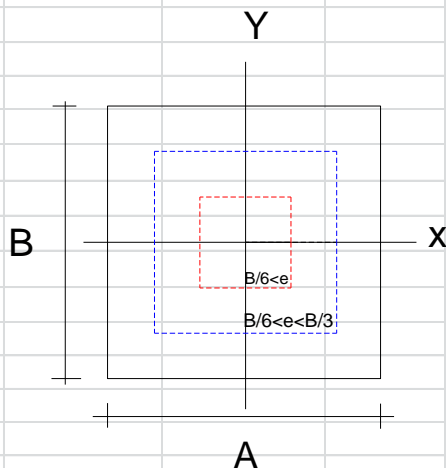
TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	HC1XN	Combination	-814.8	1110.08	3571.95	
165	HC1XN	Combination	848.69	446.96	1676.13	
170	HC1XN	Combination	-342.89	-720.4	2032.36	
177	HC1XN	Combination	399.18	-89.84	183.94	



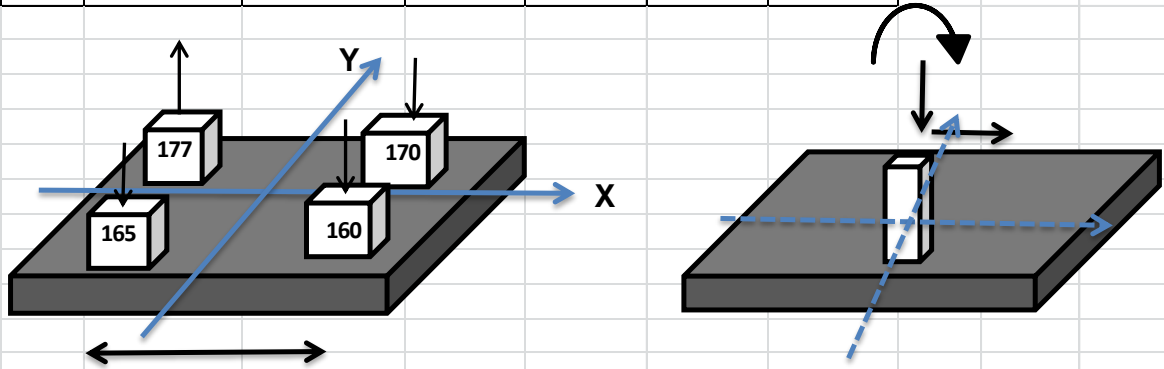
Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m ²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	15157.3	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	12127.12	kg.m
PT	293211.58	kg
e_x=	0.0414	m
e_y=	0.05	m



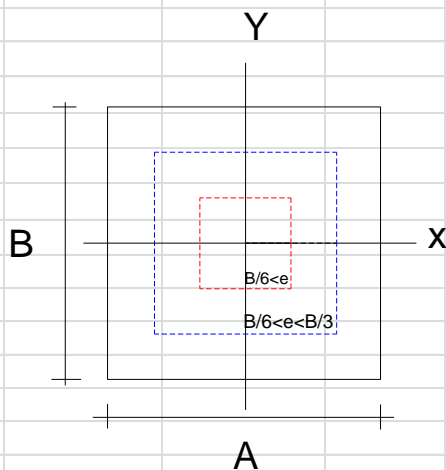
$\sigma = \frac{P_r}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	HC1YN	Combination	-1797.1	2098.63	7106.62	
165	HC1YN	Combination	978.56	331.41	1686.63	
170	HC1YN	Combination	-218.04	-844.42	2042.86	
177	HC1YN	Combination	-615.82	903.72	-3371.7	



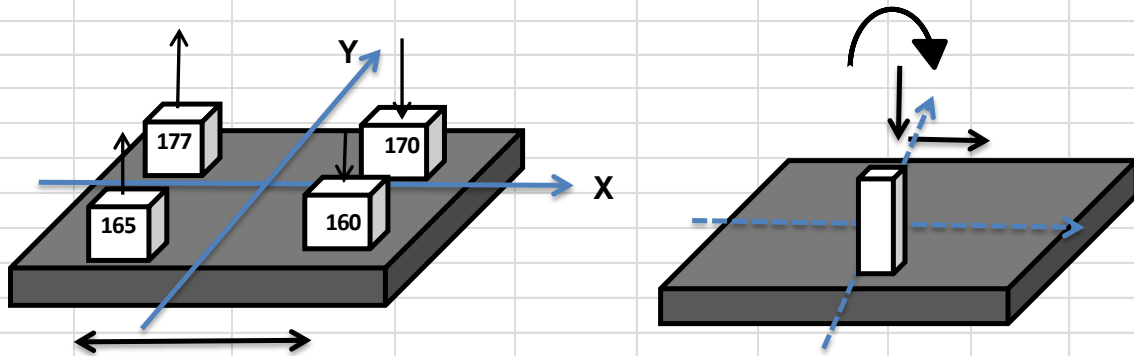
Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m ²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	13059.8	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	40488.48	kg.m
PT	293211.58	kg
e_x=	0.1381	m
e_y=	0.04	m



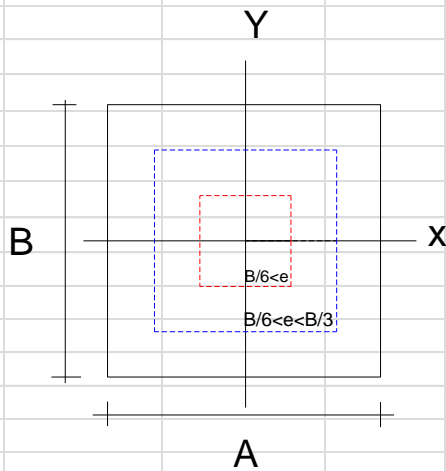
$\sigma = \frac{P_T}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

TABLE: Joint Reactions						
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	VX	Combination	-1599.2	1521.21	4916.77	
165	VX	Combination	-620.56	-544.73	-1883.8	
170	VX	Combination	-1595.9	-1531.8	4934.08	
177	VX	Combination	-640.79	555.33	-1894.2	



Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

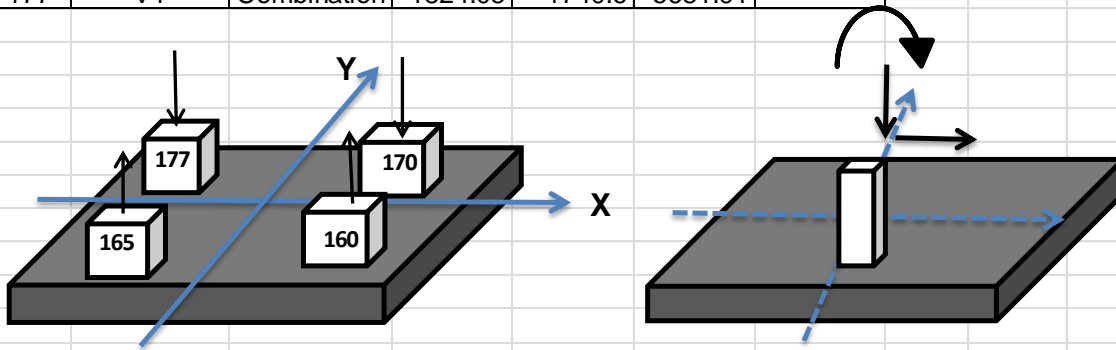
MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	15378.7	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	-27.72	kg.m
PT	291820.13	kg
e_x=	-0.0001	m
e_y=	0.053	m



$\sigma = \frac{P_T}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

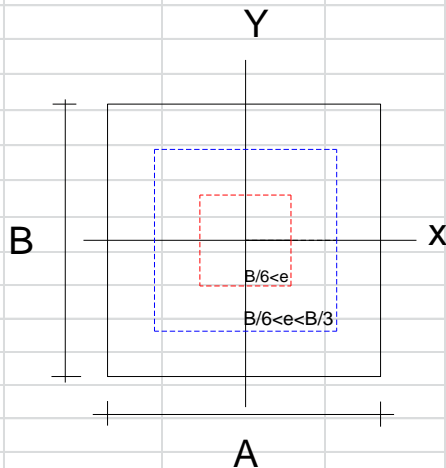
TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	Direccion de la fuerza
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	
160	VY	Combination	759.13	-772.81	-2598.2	
165	VY	Combination	-816.96	-777.22	-2665.5	
170	VY	Combination	-1766.2	-1750.7	5653.31	
177	VY	Combination	1824.05	-1740.6	5681.91	



Hf	2.00
dx	8
dy	8
δadm	2000 kg/m ²
B/6	1.50
B/3	3.00
A	9.00
B	9.00

MOMENTOS DE VOLTEO		
Momento My1	ΣF3*Y	
My1	-383.5	kg.m
Momento Mx1	ΣF3*X	
Mx1	66395.48	kg.m
PT	291818.77	kg
e_x=	0.2275	m
e_y=	-0.001	m



$\sigma = \frac{P_T}{BxA} \left[1 \pm \frac{6e}{A} \right]$	$\sigma = \frac{4P}{3(A-2e)B}$
$B/6 \leq e$	$B/6 < e \leq B/3$

ANEXO 2: Tabla Resume De Los Esfuerzos En Cada Hipótesis De Carga.

COMBO	$M_x(F3*d/2)$ (kg.m)	$M_y(F3*d/2)$ (kg.m)	$P_T(P)$ (kg)	$e_x(MT/PT)$ (m)	$e_y(MT/PT)$ (m)	M_{rx} (kg.m)	M_{ry} (kg.m)	σ_x (kg/m ²)	σ_y (kg/m ²)	σ_x (kg/cm ²)	σ_y (kg/cm ²)	σ_x (kg/m ²)	σ_y (kg/m ²)	SF min.
HA.1	-27.72	18826.84	293211.59	-9.45E-05	0.0642091	1314619	1314619	3619.7	3774.8	0.36	0.38	N/A	N/A	69.827
								3620.1	3464.9	0.36	0.35			
HB.1	-28150.92	19143.78	293211.59	-0.096009	0.06529	1314619	1314619	3388.2	3777.5	0.34	0.38	N/A	N/A	68.671
								3851.6	3462.3	0.39	0.35			
HB.2	-55894.44	19663.64	293211.57	-0.190628	0.067063	1314619	1314619	3159.9	3781.7	0.32	0.38	N/A	N/A	66.855
								4079.9	3458.1	0.41	0.35			
HB.3	-52426.52	19663.7	293211.59	-0.178801	0.0670632	1314619	1314619	3188.4	3781.7	0.32	0.38	N/A	N/A	66.855
								4051.4	3458.1	0.41	0.35			
HB.4	-48958.56	19663.66	293211.58	-0.166973	0.067063	1314619	1314619	3216.9	3781.7	0.32	0.38	N/A	N/A	66.855
								4022.8	3458.1	0.40	0.35			
HB.5	-27.72	27946.82	293211.59	-9.45E-05	0.0642091	1314619	1314619	3619.7	3774.8	0.36	0.38	N/A	N/A	47.040
								3620.1	3464.9	0.36	0.35			
HC1XP	-12182.56	20080.48	293211.58	-0.041549	0.0684846	1314619	1314619	3519.6	3785.2	0.35	0.38	N/A	N/A	65.468
								3720.2	3454.6	0.37	0.35			
HC1YP	-40543.88	22044.16	293211.59	-0.138275	0.0751817	1314619	1314619	3286.2	3801.3	0.33	0.38	N/A	N/A	59.636
								3953.6	3438.5	0.40	0.34			
HC1XN	12127.12	15157.32	293211.58	0.0413596	0.0516941	1314619	1314619	3719.7	3744.6	0.37	0.37	N/A	N/A	86.732
								3520.1	3495.1	0.35	0.35			
HC1YN	40488.48	13059.76	293211.58	0.1380862	0.0445404	1314619	1314619	3953.1	3727.4	0.40	0.37	N/A	N/A	32.469
								3286.7	3512.4	0.33	0.35			
VX	-27.72	15378.72	291820.13	-9.5E-05	0.0526993	1314619	1314619	3619.7	3747.1	0.36	0.37	N/A	N/A	85.483
								3620.1	3492.7	0.36	0.35			
VY	66395.48	-383.46	291818.77	0.227523	-0.001314	1314619	1314619	4168.97	3616.73	0.42	0.36	N/A	N/A	19.800
								3070.82	3623.07	0.31	0.36			