



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE PLACAS BASE EN TORRES DE
TELECOMUNICACIÓN AUTOSOPORTADAS**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR: DE GOUVEIA GONCALES, Futre Fabian

PROFESOR GUÍA: Ing. GONZALEZ, Freddy

Caracas, Junio de 2019



UCAB Universidad Católica
ANDRÉS BELLO

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO DE PLACAS BASE EN TORRES DE
TELECOMUNICACIÓN AUTOSOPORTADAS**

Este Jurado, una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido con el resultado: Veinte puntos (20).

JURADO EXAMINADOR

Firma:

Nombre: Ing. Freddy González

Firma:

Nombre: Ing. Vincenzo Bonadío

Firma:

Nombre: Ing. Johana Teixeira



REALIZADO POR: DE GOUVEIA GONCALVES, Futre Fabian

PROFESOR GUÍA: Ing. Freddy González

FECHA: Caracas, Junio 2019

AGRADECIMIENTOS

Primero quiero agradecer a Dios y a la Virgen de Fátima por alumbrarme el camino y darme las fuerzas para terminar de realizar este trabajo de grado ante tantos retos y momentos de incertidumbre a lo largo del proceso.

A mis padres, por brindarme la posibilidad de estudiar en la Universidad Católica Andrés Bello, por sus sacrificios a lo largo de los años, y esfuerzos para darnos lo mejor que pueden a mí y a mi hermana, a mi madre por su cariño incondicional y constante motivación, también a mi padre por su ayuda cuando más la necesitaba.

Al Ing. Freddy González por aceptar ser mi tutor para realizar este trabajo, su guía y asesoría.

Al Ing. José Velásquez por su aporte, conocimientos transmitidos, orientación y consejos siendo fundamentales para este trabajo de grado.

A la familia del Centro Médico Docente La Trinidad por su consideración y apoyo para terminar mi trabajo de grado.

Muchas gracias a todos mis amigos Derwins, Gabriel, John por sus palabras de motivación, en todo momento, pero especialmente cuando más necesitaba escucharlas.

Futre Fabian De Gouveia Goncalves

ÍNDICE DE CONTENIDO

ÍNDICE DE CONTENIDO	i
ÍNDICE DE FIGURAS.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	vi
SINOPSIS	vii
GLOSARIO	1
SIMBOLOGÍA Y UNIDADES	8
INTRODUCCIÓN	14
CAPÍTULO I.....	15
PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN.....	15
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	15
1.2. ANTECEDENTES	17
1.3. ALCANCE	17
1.4. LIMITACIONES.....	18
1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	18
1.5.1. Objetivo General	18
1.5.2. Objetivos Específicos.....	18
1.6. JUSTIFICACIÓN.....	19
CAPÍTULO II	21
MARCO TEORICO	21
2. TORRES DE TELECOMUNICACIÓN	21
2.1. Clasificación de torres de telecomunicación.....	22
2.1.1. TORRES AUTOSOPORTADAS	22
2.1.2. TORRES ARRIOSTRADAS.....	30
2.1.3. TORRES MONOPOLO.....	33
2.2. CONEXIÓN DE PLACA BASE	35
2.3. ANCLAJES	38
2.3.1. Anclajes preinstalados.....	38

2.3.2. Anclajes postinstalados:.....	39
2.3.4. Ventajas y desventajas de los tipos de anclajes	40
2.3.5. MATERIALES Y PROPIEDADES	41
2.3.5.1. Acero SAE 1020	43
2.3.5.2. Acero SAE 1045	43
2.3.5.3. Acero A193 Grado B7	44
2.3.5.4. Acero ASTM A307	44
2.3.5.5. Anclajes Adhesivos.....	44
2.3.6. MODOS DE FALLA	47
2.3.7. REQUISITOS DE LOS ANCLAJES Y PLACAS BASE	51
2.3.7.1. Distancia al borde y separación de centro a centro de los anclajes.....	53
2.3.7.2. Separaciones críticas	54
2.3.7.3. Factores de reducción de la Resistencia ϕ para anclajes en concreto	54
2.3.7.4. Resistencia requerida para los anclajes y concreto	56
2.3.7.5. Resistencia del acero de anclaje.....	57
2.3.7.6. Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje	61
2.3.8. FALLA POR INTERACCIÓN DE LAS FUERZAS DE TRACCIÓN Y CORTANTES	66
2.3.9. FALLA POR HENDIMIENTO	67
2.3.10. NORMA ACI 318S DE 2014 VS ACI 318S DE 2005.....	69
2.4. PLACAS BASE	72
2.4.1. SECCIONES DE PLACA BASE	73
2.4.1.1. Tuercas y arandelas	76
2.4.1.2. Mortero (Grout).....	77
2.4.2. PLACAS BASE EN CONEXIONES	79
2.4.3. PROCESO GENERAL DE DISEÑO DE PLACAS BASE	81
2.4.3.1. DIMENSIONAMIENTO DE PLACA BASE	83
2.5. PERFILES TUBULARES	102
2.6. SOLDADURA	103

CAPITULO III	106
MARCO METODOLÓGICO	106
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	106
3.2. OPERACIONALIZACIÓN O DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	107
3.3. FASES DE LA INVESTIGACIÓN	108
3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTO PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	110
CAPITULO IV	111
PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS PLACAS BASE EN TORRES DE TELECOMUNICACIÓN.....	111
4.1. DISEÑO DE ANCLAJES	111
4.1.1. POR TRACCIÓN	112
4.1.2. POR CORTANTE.....	126
4.1.3. FALLA POR INTERACCIÓN DE LAS FUERZAS DE TRACCIÓN Y CORTANTES.....	138
4.2. DISEÑO DE PLACAS BASE.....	139
CAPÍTULO V	146
ANÁLISIS Y RESULTADOS.....	146
5.1. CASOS DE ESTUDIO.....	146
Torre A de H=30m.....	146
Torre B de H= 36m	151
Torre C de H= 90m	156
CAPÍTULO VI	162
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	162
6.1.Conclusiones	162
6.2.Recomendaciones	163
BIBLIOGRAFÍAS	165
ANEXO A	168

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Tipos de torres de telecomunicación	22
Figura 2. Torres Autosoportadas	23
Figura 3. Torres Autosoportadas	24
Figura 4. Torre Autosoportada de sección cuadrada constante	25
Figura 5. Torre Autosoportada de sección variable	26
Figura 6. Torre Autosoportada de sección variable	26
Figura 7. Torres Autosoportadas de sección triangular constante	27
Figura 8. Torres Autosoportadas de sección triangular variable	28
Figura 9. Torre autosoportada de sección hexagonal	29
Figura 10. Torre autosoportada de sección ortogonal.....	30
Figura 11. Torres arriostradas	31
Figura 12. Torre arriostrada	32
Figura 13. Torre monopolo	34
Figura 14. Torre monopolo mimetizada	35
Figura 15. Conexión típica de placa base con columna de acero.	36
Figura 16. Configuración de sección de placa base típica en torre de telecomunicación autosoportada	37
Figura 17 . Configuración de sección de placa base en torre de telecomunicación	38
Figura 18. Anclajes preinstalados:	39
Figura 19. Anclajes postinstalados:	40
Figura 20. Anclaje y nivelación de estructura de hormigón mediante grout cementicio	45
Figura 21. Modos de falla de anclajes sometidos a tracción.	48
Figura 22. Modos de falla de anclajes sometidos a cortante.	49
Figura 23. Detalle de disposición de placa base y anclajes, para determinar η	61
Figura 24. Diagrama de la rosca de perno de anclaje.	63
Figura 25. Ejemplo de tracción donde los anclajes están embutidos en un miembro angosto.	64
Figura 26. Relación de interacción para cortante y tracción axial.....	67
Figura 27. Sección típica de placa base en torre de telecomunicación.....	72
Figura 28. Placa base 1	73
Figura 29. Placa base 2	74
Figura 30. Placa base 3	74
Figura 31. Placa base 4	75
Figura 32. Placa base 5	75
Figura 33. Placa base 6	76
Figura 34. Tuercas y arandela gruesas.....	77
Figura 35. Placa Base apoyada sobre grout	78

Figura 36. Grouting para anclaje y nivelación de estructuras metálicas.....	78
Figura 37. Placa base y anclajes embutidos.....	79
Figura 38. Fluencia en placas base sujetas a cargas a compresión	82
Figura 39. Líneas de fluencia en placa base	91
Figura 40. Plancha base con momentos grandes.	94
Figura 41. Diafragma en la conexión.....	98
Figura 42. Esfuerzo cortante en el diafragma.	99
Figura 43. Plano de falla del concreto.	100
Figura 44. Perfil tubular en placa base	103
Figura 45. Esfuerzos en la soldadura	104
Figura 46. Definición de $e'N$ para un grupo de anclajes	118
Figura 47. Disposición a tracción en anclaje tipo “L”	121
Figura 48. Calculo de las áreas de influencia ANa y $ANao$	123
Figura 49. Definición de $e'V$ la para el grupo de anclajes.....	125
Figura 50. Casos por rotura del concreto a corte	129
Figura 51. Calculo de AVc para anclajes individuales y grupo de anclajes.....	132
Figura 52. Relacion entre el cortante paralelo y perpendicular al borde	133
Figura 53. Definición de $e'V$ la para el grupo de anclajes	133
Figura 54. Referencias de distancia de $ca1$, $ca2$	134
Figura 55. Ejemplo de cortante donde los anclajes estan localizados en miembros angostos de espesor limitado	137
Figura 56. Placa Base sometida a compresión y traccion axial.....	139
Figura 57. Placa base factores distancias.....	141
Figura 58. Momento en la placa base	142
Figura 59. Placa base a compresión.....	143
Figura 60. Placa Base a tracción.....	144
Figura 61. Ubicación típica de rigidizadores en placa base en torres.....	145
Figura 62. Distribución resultante de la placa base	149
Figura 63. Dimensión y secciones de placa base divididas por líneas de fluencia.....	150
Figura 64. Distribución resultante de la placa base	154
Figura 65. Dimensión y secciones de placa base divididas por líneas de fluencia.....	155
Figura 66. Esfuerzos en anclaje preinstalado tipo “L”	158
Figura 67. Anclajes con cabeza hexagonal.....	159
Figura 68. Dimensión y secciones de placa base divididas por líneas de fluencia.....	160
Figura 69. Ubicación de rigidizadores en placa base de la torre	161

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Estudios tomados en consideración para la realización del T.E.G.	17
Tabla 2. Materiales para Barras de Anclaje	42
Tabla 3. Materiales para pernos de anclaje y barras roscadas	46
Tabla 4. Combinaciones de carga.	52
Tabla 5. Combinaciones de carga.	52
Tabla 6. Síntesis de los tipos de Falla.	49
Tabla 7. Resistencia requerida para los anclajes.	56
Tabla 8. Distancia mínima al borde y espaciamiento centro a centro de los anclajes.	53
Tabla 9. Separaciones crítica en grupos de anclajes.	54
Tabla 10. Factores ϕ de reducción para anclajes en concreto.	55
Tabla 11. Área de anclajes con cabeza roscados y con tuerca hexagonal con arandela*	58
Tabla 12. Área de anclajes hexagonales gruesos con cabeza hexagonal y Anclaje hexagonales gruesos con arandela	59
Tabla 13. Factor λ_a de modificación para concreto.	65
Tabla 14. Factor de modificación λ	65
Tabla 15. Diámetros de perforaciones de barras de anclaje en placas base; mm	87
Tabla 16. Muestra la operacionalización de los objetivos de la investigación	107
Tabla 17. Resistencia a tracción y cortante de anclajes sin rosca , Nsa (kgf).....	114
Tabla 18. Resistencia a la tracción y cortante de anclajes con rosca, Nsa (kgf)	115
Tabla 19. Esfuerzo de adherencia característico mínimo	124
Tabla 20. Casos de resistencia al corte de los anclajes	129
Tabla 21. Reacciones en la base de la torre	146
Tabla 22. Especificaciones de los anclajes y distribución de los mismos	147
Tabla 23. Evaluación de los modos de falla por tracción	147
Tabla 24. Evaluación de los modos de falla por corte	148
Tabla 25. Evaluación de espesor de placa base a tracción y compresión	150
Tabla 26. Reacciones en la base de la torres.....	151
Tabla 27. Especificaciones y distribución de los anclajes	151
Tabla 28. Evaluación de los modos de falla por tracción	152
Tabla 29. Evaluación de los modos de falla por corte	152
Tabla 30. Evaluacion de los espesores.....	155
Tabla 31. Reacciones en la base de la torre	156
Tabla 32. Especificaciones y distribución de lso anclajes	156
Tabla 33. Evaluación de los modos de falla por tracción	157
Tabla 34. Evaluación de los modos de falla por corte	157
Tabla 35. Evaluación de espesor de placa base a tracción y compresión	161

SINOPSIS

El presente trabajo de grado realizado por el bachiller De Gouveia G. Futre F.; titulado “DISEÑO DE PLACAS BASE EN TORRES DE TELECOMUNICACIÓN AUTOSOPORTADAS”.

Se planteó como objetivo general desarrollar un procedimiento simplificado para el diseño de placas base en torres de telecomunicación, se estableció una metodología de estudio, la cual consistió en generar un procedimiento de diseño de placas bases y los anclajes, de manera simplificada y precisa, satisfaciendo la normativa vigente nacional e internacional, que a su vez sirva de referencia para su aplicación práctica en el cálculo y análisis de las mismas. El diseño se desarrolló a partir de los requerimientos y exigencias según el comportamiento que prescriben las estructuras metálicas, siendo este tipo de investigación documental enfocada en las torres de telecomunicación autosoportadas, a partir de sus características típicas, con el fin de establecer recomendaciones pertinentes para el momento del proceso del cálculo y diseño.

Para cumplir con este objetivo se realizó una investigación documental, en la cual se revisó los requisitos que establece la norma venezolana vigente “COVENIN 1618:1998”, CANTV NT-001:2007” y la internacionales como las actualizaciones del American Concrete Institute “ACI318S-14” , así como guías de diseño “Steel Design Guide N°1” del American Institute of Steel Construction (AISC) , la norma “ANSI/TIA 222-G” artículos técnicos y bibliografía especializada en el tema, todo con el fin de obtener los parámetros que se deben considerar para cálculo y diseño de este tipo de conexiones y anclajes, según el tipo de estructuras escogidas como base y referencia para el mismo.

Por otra parte, se ejemplificó el proceso de diseño obtenido, aplicándolo a casos reales de torres existentes, validando así dicho análisis para poder determinar los modos de falla más comunes en las torres y factores importantes a tomar en cuenta al momento de su diseño

Palabras Clave: Diseño, placas base, anclajes, torres autosoportadas

GLOSARIO

Acero estructural: En las estructuras metálicas, aplicase a todo miembro o elemento que se designa así en los documentos del contrato y/o es necesario para la resistencia y la estabilidad de la estructura ("structural steel").

ACI: "American Concrete Institute" (Instituto Americano del Concreto).

AISC: "American Institute of Steel Construction" (Instituto Americano de la Construcción de Acero). COVENIN: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

ANSI: "American National Standards Institute" (Instituto de Normas Nacionales de los Estados Unidos de Norteamérica).

ASTM: "American Society for Testing and Materials" (Sociedad Americana de Ensayos y Materiales).

AWS: "American Welding Society" (Sociedad Americana de la Soldadura).

CANTV: Compañía Anónima Nacional Teléfonos de Venezuela.

Carga de agotamiento o máxima: Carga que conduce al estado límite de agotamiento resistente; ("ultimate load"). Carga límite plástica o de estabilidad, según corresponda; ("ultimate load, maximum load").

Cargas de servicio: Carga que probabilísticamente se espera ocurra durante la vida útil de la estructura debida a su ocupación y uso habitual; ("working load", "service load"). En estas Normas se refiere a las magnitudes especificadas para cargas permanentes, viento, y variables para instalaciones de trabajo y escaleras.

Carga mayorada: El producto de una carga de servicio por un factor de mayoración.

Carga permanente: Carga debida al peso propio de la estructura y de todos los materiales o elementos constructivos soportados por ella en forma permanente, tales como el peso de la estructura y sus accesorios, excluyen los dispositivos para los cables de arriostramientos de

las torres atirantadas, etc.; ("Dead load"). Para las fundaciones, el peso del suelo y de la subestructura

Carga Variable: Carga debida a la ocupación o uso habitual de la estructura, incluyendo los tabiques removibles y las grúas móviles.

Carga de servicio: Es una combinación de cargas probables en condiciones normales de servicio, que la estructura debe ser capaz de resistir con sus elementos estructurales sometidos a esfuerzos admisibles, inferiores a su capacidad máxima.

Cedencia: Condición caracterizada por la plastificación de por lo menos la región más solicitada del sistema resistente a sismos, tal como la formación de la primera rotula plástica en un componente importante del mismo.

Coefficiente sísmico: Es el cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base (corte basal) y el peso total por encima del mismo.

Columna: Miembro estructural utilizado principalmente para soportar la carga axial de compresión acompañada o no de momentos flectores, y que tiene una altura de por lo menos 3 veces su menor dimensión lateral.

Compactación: Densificación del material ya colocado en su posición final mediante el empleo de equipos y métodos apropiados; ("compacting").

Concreto: Mezcla de cemento Portland o de cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos, que cumpla con los requisitos de los Capítulos 4 y 5 de la Norma Venezolana 1753.

Concreto liviano: Concreto con agregado liviano que tiene una densidad de equilibrio, tal como la define ASTM C567, entre 1440 y 1840 kg/m³-

Concreto de peso normal: En general, el concreto de peso normal tiene una densidad (peso unitario) entre 2155 y 2560 kg/m³, y comúnmente se toma entre 2320 y 2400 kg/m³.

Concreto reforzado: Concreto estructural con porcentajes mínimos de acero de refuerzo no menor que los especificados en la Norma Venezolana 1753, diseñado bajo la suposición de

que los dos materiales actúan conjuntamente para resistir las solicitaciones a las cuales está sometido. (Antiguamente denominado concreto armado)

Concreto simple: Concreto sin refuerzo que puede ser usado con fines estructurales o con un refuerzo menor que el mínimo requerido.

COVENIN: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

Demanda de ductilidad: Es la exigencia de ductilidad que se origina en la estructura cuando está sujeta a los movimientos sísmicos de diseño estipulados.

Ductilidad: Es la capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente.

EIA: “Electronic Industries Association” (Asociación industrial electrónica).

Esfuerzo: Úsese la acepción moderna tensión. Fuerza por unidad de área; ("stress").

Especificación técnica: Documento que establece las características de un producto o servicio, tales como niveles de calidad, rendimiento, seguridad, dimensiones. Puede incluir también terminología, símbolos, métodos de ensayo, embalaje, requisitos de marcado o rotulado. La especificación técnica puede adoptar la forma de un código de prácticas (Definición oficial COVENIN); ("technical specification")

Espectro: Representación gráfica de los valores máximos de una serie cronológica en función de sus frecuencias o períodos

Estado Límite: Es la condición en la cual una estructura o una parte de ella cesa de satisfacer una o más de las funciones para las cuales fue diseñada. Pueden clasificarse en dos categorías: (1) estados límites de servicio, relacionado a las condiciones de uso de la estructura y (2) estados límites de agotamiento, que corresponden a la capacidad portante de la estructura; normalmente la seguridad estructural es referida a este tipo de estados límites.

Estudio de sitio: Evaluación de la amenaza sísmica tomando en consideración las condiciones locales del sitio.

Estructura: Conjunto de miembros y elementos cuya función es resistir y transmitir las acciones al suelo a través de las fundaciones; ("structure").

Fabricación: Proceso de manufactura para convertir materiales metálicos brutos en componentes estructurales destinados a la construcción, principalmente mediante operaciones de formado en frío, cortado, punzonado, soldadura, limpieza y pintura.

Factor de ductilidad: Es un valor que describe la ductilidad global que puede tolerar el sistema resistente a sismos manteniendo su integridad; este factor cuantifica la relación entre los desplazamientos máximos reales y los desplazamientos calculados suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura.

Factor de reducción de respuesta: Es el factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

Factor de Mayoración: Factores empleados para incrementar las solicitaciones a fin de diseñar en el estado límite de agotamiento resistente.

Factor de Minoración: Factores empleados para reducir la resistencia nominal y obtener la resistencia de diseño

Factor de seguridad: Relación de un criterio de falla respecto a las condiciones de utilización previstas. Aplicado al criterio de resistencia, cociente de la resistencia de agotamiento dividida entre la resistencia de utilización o prevista; ("safety factor").

Falla: Inutilidad; depende del propósito buscado y de los criterios especificados; ("failure").

Fuerza cortante total o basal: Fuerza cortante horizontal originada por las acciones sísmicas en el nivel de base; ("total seismic shear force", "base shear force")

Fuerzas de Diseño: Fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia incluyendo los efectos torsionales.

Fuerzas Laterales: Fuerzas que representan la acción del viento o fuerzas sísmica sobre la edificación o sus componentes horizontales.

Fuste: cuerpo del anclaje, barra o esparrago

Grouting: Morteros usados como relleno para la nivelación de equipos o reparaciones. Pueden ser expansivos o hasta de retracción compensada, tiene una resistencia mayor o igual al del pedestal.

Maquinabilidad: Es el mejor manejo de los materiales y la facilidad con la que pueden ser cortados con una sega o con una máquina de corte.

Nivel de Diseño: Conjunto de prescripciones normativas asociadas a un determinado factor de ductilidad, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

Plancha de cubierta: Plancha que se conecta o suelda a los elementos ya existentes de las alas de los miembros de acero para reforzarlos; ("coverplate"). Evítese usar "cubreplacas".

Plancha de nodo: Plancha metálica que se coloca en las juntas de las celosías para unir sus miembros; también se conoce como "cartela"; ("gusset plate").

Relación de Esbeltez: Cociente de dividir la altura de una construcción entre su menor dimensión en planta. Cuando las dimensiones en planta varíen con la altura se tomará la menor dimensión medida a la mitad de la altura.

Resistencia (de agotamiento) a la tracción: Aplícase a la tensión máxima a la tracción que un material es capaz de resistir; ("tensile strength").

Resistencia de diseño ϕR_t : El producto de la resistencia teórica por el factor de minoración de resistencia; ("design strength").

Requisitos mínimos: Condiciones necesarias para un funcionamiento seguro y adecuado de una edificación; ("minimum building requirements").

Resistencia requerida: Valores de las solicitaciones mayoradas necesarias para diseñar en el Estado Límite de Agotamiento Resistente; ("required strength").

Resistencia teórica R_t : La capacidad de un elemento, miembro, o estructura para resistir las solicitaciones. Resistencia de un miembro o una sección transversal calculada de acuerdo con

las hipótesis del Método de los Estados Límites de esta Norma, sin la aplicación del factor de minoración.

Riesgo Sísmico: Es la probabilidad de que en un determinado sitio y durante un determinado tiempo de exposición, las consecuencias económicas o sociales de los sismos, expresadas en unidades monetarias o en víctimas, excedan valores prefijados.

Rotura Plástica: Es una zona de cedencia que se forma en un componente del sistema resistente a sismos, en la cual pueden ocurrir incrementos importantes en las rotaciones inelásticas alternantes, sin modificaciones significativas del momento actuante, el cual es igual al de agotamiento.

Solicitaciones: Conjunto de fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores, momentos torsores y bimomentos que permiten el diseño de las secciones de los elementos y miembros estructurales

Solicitaciones de servicio: Solicitaciones sin los factores de mayoración, especificados en el Artículo 3.3. de la norma ACI 318-14.

Solicitaciones mayoradas: Conjunto de las solicitaciones simultáneas combinadas de servicio o utilización previstas multiplicadas por los factores de mayoración fijados en las normas aplicables al material utilizado, necesario para diseñar las secciones de los elementos y miembros estructurales en el Estado Límite de Agotamiento Resistente; ("set of factored load effects", "required strength"). $\sum \alpha_i Q_i$: la suma de los efectos de carga debido a la aplicación de las cargas mayoradas y a las combinaciones de carga.

TIA: "Telecommunications industry association" (Asociación Industrial de Telecomunicaciones).

Tensión: Fuerza por unidad de área; úsese preferentemente en lugar de "esfuerzo"; ("stress").

Torres de celosía autoportante: Sistemas de celosía vertical, dispuestos para resistir las acciones por viento y sísmicas, y en los cuales los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales. La sección en planta puede ser cuadrada o en forma de triángulo equilátero.

Torres arriostradas o atirantadas: Torres en las cuales las fuerzas horizontales son absorbidas por las riostras o vientos, formadas con cables de acero (guayas) y anclajes.

Torres Autoportadas: son las torres más rígidas y las menos sensibles a la torsión. Por esta razón se utilizan cuando se trata de soportar varias antenas de gran superficie y que funcionan a frecuencias elevadas (2 GHz. Y más). Igualmente se puede estar obligado a su utilización cuando la superficie del suelo no permita el tendido de las fijaciones de las vigas riostras (terreno accidentado, zona urbana con terreno exiguo). Su sección puede ser cuadrada triangular.

Torres tipo monopolo: Los monopolos son diseñados y fabricados en secciones tubulares de diámetros variables de acuerdo a condiciones de carga del monopolo y las especificaciones del cliente.

Teoría de los estados límites: Método de diseño que consiste en determinar todos los modos potenciales de falla o inutilidad (Estados Límites), y mantener unos niveles de seguridad aceptables contra su ocurrencia, los cuales se establecen habitualmente con criterios probabilísticos; ("theory of limit states").

Vida útil: Número de años representativos del tiempo de servicio probable de una instalación.

SIMBOLOGÍA Y UNIDADES

A_{brg} = área de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, o barra corrugada con cabeza que soporta la carga, cm^2

A_D = área neta del anclaje, cm^2

A_{Nc} = área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a tracción, cm^2

A_{Nco} = área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento, cm^2

$A_{se,N}$ = área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción, cm^2

$A_{se,V}$ = área efectiva de la sección transversal del anclaje en cortante, cm^2

A_{Vc} = área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo o de un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia al cortante, cm^2

A_{Vco} = área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a cortante, cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina, del espaciamiento, o del espesor del elemento, cm^2

A_1 = Área de la plancha base, cm^2

A_2 = Área máxima de la superficie de soporte que es geoméricamente similar y concéntrica con la carga del área, cm^2

c_{ac} = distancia crítica al borde requerida para desarrollar la resistencia básica del concreto al arrancamiento de un anclaje postinstalados en concreto no fisurado sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento, cm.

$c_{a,max}$ = máxima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, cm.

$c_{a,min}$ = mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, cm.

c_{a1} = distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en una dirección, cm. (Si se aplica cortante al anclaje, c_{a1} se mide en la dirección de la fuerza cortante aplicada. Si se aplica tracción al anclaje, c_{a1} es la mínima distancia al borde.)

c'_{a1} = valor límite de c_{a1} cuando los anclajes están localizados a menos de $1.5 h_{ef}$ de tres o más bordes.

c_{a2} = distancia desde el centro del fuste de un anclaje hasta el borde del concreto en dirección perpendicular a c_{a1} .

c_{Na} = Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje localizado a un lado de un anclaje adherido que debe desarrollar la totalidad de la resistencia a la adherencia de un solo anclaje.

d_a = diámetro exterior de un anclaje o diámetro del fuste del perno con cabeza, del tornillo con cabeza, o de la barra con forma de gancho, cm ó pulg.

d'_a = valor que se sustituye por d_a cuando se emplea un anclaje sobre dimensionado, cm.

e_h = distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o de L hasta la parte externa de la punta del perno en forma de J ó L, cm.

e'_N = distancia entre la resultante de tracción en un grupo de anclajes cargados en tracción y el centroide del grupo de anclajes cargados en tracción, cm (e'_N es siempre positiva)

e'_V = distancia entre la carga resultante de cortante en un grupo de anclajes solicitados en cortante en la misma dirección y el centroide del grupo de anclajes cargados a cortante en la misma dirección, cm, (e'_V es siempre positiva.)

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto, kg/cm^2 .

f_{uta} = resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje, kg/cm^2 .

f_{ya} = resistencia especificada a la fluencia (cedencia) en el acero del anclaje, kg/cm^2 .

h_a = altura del miembro en el que se coloca un anclaje, medido paralelamente al eje del anclaje, cm.

h_{ef} = profundidad efectiva de embebido del anclaje, cm

h'_{ef} = profundidad de embebido del anclaje al proyectar el plano de falla hacia la superficie del pedestal, cm. (valor límite de h_{ef} cuando los anclajes están localizados a menos de 1.5 h_{ef} de tres o más bordes.)

k_c = coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción.

k_{cp} = coeficiente para la resistencia al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

K_{05} = coeficiente asociado con el percentil del 5 por ciento.

l_e = longitud de apoyo de la carga de un anclaje en cortante, cm.

l_{dh} = longitud de desarrollo en tracción para barras corrugadas, alambres corrugados, refuerzo electrosoldado de alambre liso o corrugado, anclajes con gancho, cm.

M = momento sobre un anclaje o grupo de anclajes.

n = número de unidades, tales como ensayos de resistencia, barras, alambres, dispositivos de anclaje para torones individuales, anclajes, o brazos de una cabeza de cortante.

n_t = número de hilos por mm de rosca

N = fuerza de tracción sobre un anclaje o grupo de anclajes.

N_{ag} = resistencia a la adherencia de anclajes adheridos

N_{ba} = resistencia básica a la adherencia en tracción de un solo anclaje

N_b = resistencia básica al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, Kgf.

N_c = fuerza de tracción en el concreto debida a la carga muerta más la carga viva no mayoradas, Kgf.

N_{cb} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un solo anclaje, Kgf.

N_{cbg} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes, Kgf.

N_n = resistencia nominal en tracción, Kgf.

N_p = resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje en concreto fisurado, Kgf.

N_{pn} = resistencia nominal a la extracción por deslizamiento por tracción de un solo anclaje, Kgf.

N_{sa} = resistencia nominal de un solo anclaje o de un grupo de anclajes en tracción determinado por la resistencia del acero, Kgf.

N_{sb} = resistencia al desprendimiento lateral de un solo anclaje, Kgf.

N_{sbg} = resistencia al desprendimiento lateral de un grupo de anclajes, Kgf.

N_{ua} = fuerza mayorada de tracción aplicada a un anclaje o grupo de anclajes, Kgf.

s = separación de los anclajes medida desde centro a centro, cm

V = fuerza cortante sobre un anclaje o grupo de anclajes, Kgf.

V_b = resistencia básica de rotura por cortante de un solo anclaje en concreto fisurado, Kgf.

V_{cb} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante de un solo anclaje, Kgf.

V_{cbg} = resistencia nominal al arrancamiento del concreto al cortante de un grupo de anclajes, Kgf.

V_{cp} = resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo de un anclaje solo, Kgf.

V_{cpg} = resistencia nominal al desprendimiento del concreto por cabeceo de un grupo de anclajes, Kgf.

V_n = resistencia nominal a cortante, Kgf.

V_{sa} = resistencia nominal a cortante de un solo anclaje o de un grupo de anclajes determinada por la resistencia del acero, Kgf.

V_{ua} = fuerza cortante mayorada aplicada a un anclaje solo o a un grupo de anclajes, Kgf.

λ = factor de modificación que tiene en cuenta las propiedades mecánicas reducidas del concreto de peso liviano, relativa a los concretos de peso normal de igual resistencia a la compresión.

λ_a = factor de modificación que tiene en cuenta la reducción de las propiedades mecánicas del concreto liviano en algunas aplicaciones de anclaje a concreto

ϕ = factor de reducción de resistencia.

τ_{un-cr} = Esfuerzo de adherencia característico de los anclajes adheridos en concreto no fisurado; Kg/cm².

$\Psi_{c,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto.

$\Psi_{c,P}$ = factor de modificación para la resistencia a la extracción por deslizamiento con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto.

$\Psi_{c,V}$ = factor de modificación para resistencia a cortante de anclajes con base en la presencia o ausencia de fisuras en el concreto y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario para anclajes sometidos a cortante.

$\Psi_{cp,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes postinstalados utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario, tomando en cuenta los esfuerzos a tracción por hendimiento causados por la instalación.

$\Psi_{cp,Na}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos utilizados en concreto no fisurado y sin refuerzo suplementario, tomando en cuenta los esfuerzos a tracción por hendimiento causados por la instalación.

$\Psi_{ec,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas.

$\Psi_{ec,V}$ = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas.

$\Psi_{ec,Na}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos con base en la excentricidad de las cargas aplicadas.

$\Psi_{ed,N}$ = factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la proximidad a los bordes del elemento de concreto.

$\Psi_{ed,V}$ = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la proximidad a los bordes del elemento de concreto.

$\Psi_{ed,Na}$ = actor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes adheridos debido a la proximidad a los bordes del elemento de concreto.

$\Psi_{h,v}$ = factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes colocados en elementos de concreto con $h_a < 1.5c_{a1}$

Las unidades empleadas en el presente trabajo de grado corresponden al sistema técnico MKS, Metro (m)- Kilogramo fuerza (kgf)- segundo (s), utilizándose predominantemente el kilogramo fuerza y el centímetro, así como sus combinaciones

Dimensiones:

- Longitudes: cm
- Áreas: cm^2
- Fuerza: kgf
- Momento: kgf-m
- Tensiones: kgf/cm^2

INTRODUCCIÓN

Dentro del campo de las telecomunicaciones las torres son las estructuras más utilizadas para la instalación de los equipos que proveen de estos servicios de comunicación a nivel mundial. Esto se debe a que estas estructuras son las más eficientes en cuanto a altura, desempeño y costo, su autonomía les permite ser instaladas en terrenos rurales aislados, terrenos montañosos o dentro de grandes ciudades, son capaces de soportar mayor carga en función del área, y su diseño puede ajustarse a diversos escenarios climáticos y topográficos. Dentro del diseño de este tipo de estructuras podríamos destacar tres aspectos que deben ser considerados de manera independiente e incluso como etapas separadas del proyecto de diseño, pero dependientes una de otra, dentro de estas etapas tenemos: estructura y geometría de la torre, placa base y anclaje. Todos estos puntos de son de vital importancia para dar nacimiento a una torre de telecomunicación, y cada uno debe ser analizado cuidadosamente y siguiendo todos los parámetros que regulan y garantizan su correcto funcionamiento, por esto es necesario contar con material que sirva de referencia y de guía en el proceso de diseño.

El diseño de las placas base y los anclaje son de gran importancia en todas las estructuras de acero, ya que son la primera conexión y fuente de disipación de energía de las cargas que soporta una estructura con las fundaciones, y que de estas conexiones depende la estabilidad de toda la estructura, por esto es importante tener una guía adecuada para el correcto diseño que cumpla con todos los requerimientos de seguridad establecidos por las normas especializadas y así poder tener seguridad del correcto funcionamiento de las mismas y que garanticen la integridad de la estructura.

Con el fin de ejemplificar de manera específica el procedimiento de diseño se ajustarán todos los valores y requerimientos a un grupo de estructuras particular, las cuales son: torres de telecomunicaciones autoportados generando resultados que satisfagan las solicitudes generadas por este tipo de estructuras con el fin de poder realizar una serie de recomendaciones y casos típicos que ayuden a agilizar el proceso de diseño de estas torres.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

Este capítulo plantea el problema de la investigación, alcance, limitaciones y las razones que justifican el desarrollo de este trabajo especial de grado.

De la misma forma se plantean los objetivos generales y específicos, y se presentan los antecedentes de trabajos enmarcados en la misma línea de la investigación.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Debido al constante aumento de la tecnología, en el día a día del ser humano, y la necesidad de estar conectado en todo momento, el aumento de medios de comunicación, la construcción de torres de telecomunicación se ha hecho más necesaria. Por esta razón el ingeniero encargado de la construcción debe ser capaz de diseñar y verificar los componentes que en conjunto forman la torre, para que sean capaces de resistir las cargas a las cuales estará sometida, o evitando posibles fallas, y en caso que ocurra algún problema, se pueda determinar las soluciones más efectivas y sencillas, cabe destacar que el proceso de verificación es largo y complejo en su totalidad, por lo cual es ideal facilitar el mismo a través de herramientas adicionales que agilicen o hagan más ameno el proceso de construcción de torres de telecomunicación.

En Venezuela no existe una gran referencia al momento de diseñar estas conexiones de placas base y mucho menos que se adapte a las exigencias del diseño y construcción de las torres de telecomunicación.

Las placas base y anclajes son de gran importancia dentro de cualquier tipo de estructura de acero, y las torres de telecomunicación autoportadas no son la excepción, del correcto diseño de estas conexiones y anclajes, depende la integridad, estabilidad y el correcto desempeño, de dichas estructuras, debido a que estas conexiones son el principal conductor de las cargas generadas en la estructura hacia las fundaciones.

Dichas conexiones compuestas por la placa base y anclajes, deben ser diseñados de manera independiente, siendo muy cuidadosos y considerando todos los posibles modos de falla a los que puedan estar sometidos los ya mencionados componentes de estas conexiones.

Por otro lado al momento del diseño es importante conocer el tipo de estructura sobre la cual se está trabajando, conocer sus características particulares, así como las posibles semejanzas y generalidades que puedan determinar en este tipo de estructuras con el fin de ajustar los factores de diseño a las características requeridas, para garantizar que dichas conexiones sean capaces de resistir las solicitaciones a las cuales estarán sometidas y evitar que se produzca cualquiera de los modos de falla típicos de la estructura bajo la cual se está trabajando.

Por todo esto es necesario que el ingeniero responsable del diseño de estas conexiones tenga a su cargo la mayor cantidad de herramientas, con el fin de agilizar el proceso de diseño y que garanticen el cumplimiento de las normas vigentes, por tal motivo este trabajo especial de grado se planteó como objetivo principal desarrollar un procedimiento de diseño de placas base y barras de anclaje enfocado directamente a las torres de telecomunicación autoportadas

1.2. ANTECEDENTES

Con el objeto de recabar información que permita ampliar el conocimiento técnico, normativo del diseño de placas base se propuso la búsqueda de fuentes que permitan la realización del Trabajo Especial de Grado.

Tabla 1. Estudios tomados en consideración para la realización del T.E.G.
Fuente: Elaboración propia

Título	Área de Estudio Autor	Institución Fecha	Aporte
Programa para el diseño y revisión de placas base y anclas para columnas de acero	Ingeniería Civil Autor: David Orozono León	Universidad de las Américas Puebla México, 2009	Marco teórico
Proyecto Estructural de las Estructuras de Transición de Torres de Telecomunicación en Azoteas de Edificaciones	Ingeniería Civil Autores: Ferreira Susana, Ponte Leonardo.	Universidad Católica Andrés Bello Octubre 2014	Marco teórico
Revisión de los criterios de diseño de barras de anclaje	Ingeniería Civil Autor: Chávez Nicolás	Universidad de Chile Santiago de Chile, 2011	Marco Teórico

1.3. ALCANCE

- Evaluar los parámetros para realizar un procedimiento simplificado de diseño de placa base y anclajes, dirigido a torres de telecomunicación autoportadas en ajuste con la normativa nacional e internacional vigente.
- Determinar los modos de falla característicos de las placas base en torres de telecomunicaciones.

- Diseño en hoja programada de Excel, en base a los parámetros establecidos en el procedimiento de diseño en base a la norma Nacional a COVENIN 1618:1998. “Estructuras de Acero para edificaciones”, CANTV NT-001:2007 “Normas y Especificaciones Para Torres y Estructuras De Soporte De Antenas De Transmisión” y la norma internacional ACI 318S-14, AISC “Design Guide N°1”, la ANSI/TIA 222-G “Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas” y AISC 360-10 “Specification for Structural Steel Buildings”

1.4. LIMITACIONES

- Se diseñará para torres autosoportadas apoyadas a nivel de terreno
- El diseño se base en una distribución regular y simétrica de la torre sometida a cargas de viento sin contemplar el diseño sismoresistente.
- El diseño se limita a torres que tengan fundaciones confinadas tipo zapata.
- El diseño se limita a torres angulares con perfiles angulares tipo “L”
- Los ejemplos de diseño se limitan a anclajes preinstalados.

1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. Objetivo General

Desarrollar un procedimiento simplificado para el diseño de placas base en torres de telecomunicación autosoportada.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Revisar Normas, Guías, trabajos de grado, bibliografías existentes acerca del diseño de placas base en torres de telecomunicación autoportadas.
- Definir casos y secciones típicas de placas bases en torres de telecomunicación autoportadas.
- Determinar los modos de falla característicos de las placas base en torres de telecomunicaciones autoportadas.
- Desarrollo de hojas de cálculo en Microsoft Excel para el diseño de las placas base seleccionadas.

1.6. JUSTIFICACIÓN

El diseño de las bases o apoyo de las estructuras es uno de los aspectos fundamentales en toda clase de estructura de acero, tanto así que el ingeniero estructural debe considerar el cálculo y diseño de estas conexiones como una etapa separada, pero dependiente del proyecto, de cualquier estructura.

Tal es la importancia que tienen estas conexiones de placa base y anclaje que así lo demuestran las normas especializadas, como por ejemplo la ACI 318S-14 junto con su comentario, que a partir del año 2014 incluye el diseño del anclaje dentro de su normativa otorgándole un capítulo entero al diseño y verificación de los mismos (Capítulo 17). La AISC ha hecho lo propio publicando artículos y guías de diseño como la guía de acero “Design Guide N°1” aplicada a placas base y barras de anclaje del año 2006.

En Venezuela no se ha avanzado acorde con las normas internacionales teniendo como normativa vigente la norma venezolana “COVENIN 1618:1998. Estructuras de Acero para edificaciones: Métodos de los estados límites (1era revisión)” la cual no considera a los

anclajes dentro de los capítulos, solo hace una recomendación acerca del diseño de estos, en los comentarios incluidos en la misma norma vigente en la actualidad.

A pesar que a nivel internacional existe y se le ha dado la importancia requerida el diseño de las placas base y barras de anclaje, en el campo específicamente de las torres de telecomunicación no existe gran cantidad de referencia del diseño de las mismas.

Cabe destacar que las torres de telecomunicaciones tienen características particulares de diseño como así lo demuestran las “NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA TORRES Y ESTRUCTURAS DE SOPORTE DE ANTENAS DE TRANSMISIÓN, CANTV 2007 (NORMA CANTV NT-001:2007)” y ANSI/TIA 222-G “Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas”, por tal motivo la elaboración de este TEG se enmarca en la línea de una investigación documental que plantea no solo el desarrollo de un proceso de diseño de las placas base en torres de telecomunicación autosoportadas, sino que también sirva de complemento y referencia para la aplicación del cálculo de anclajes, placas base y pueda utilizarse como guía para investigaciones futuras.

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

Una vez citado el planteamiento del problema y definido los objetivos, el general y los específicos, los cuales determinan los fines de la investigación, en este capítulo se presenta una descripción general de los criterios normativos para el diseño de los anclajes y placas base aplicados a torres de telecomunicación. Además, es necesario señalar los aspectos referenciales y conceptuales que sustentan el trabajo especial de grado.

2. TORRES DE TELECOMUNICACIÓN

Las torres de telecomunicación son estructuras utilizadas en el área de telecomunicaciones con el fin de transmitir señales, como es el caso de los teléfonos celulares, dispositivos de comunicación o GPS. Estas estructuras deben soportar diversos módulos y equipos, como antenas de transmisión, equipos de amplificación, escaleras y pararrayos, pero la mayoría de estas estructuras son ligeras y flexibles al estar compuestas por perfiles y pernos de acero principalmente.

Las torres de telecomunicación se pueden clasificar de acuerdo a su configuración estructural, según la distribución de perfiles y ángulos de acero unidos a través de tornillos, pernos, remaches, soldaduras o guayas, en tres tipos de torres: Torres autoportadas, torres monopolo y torres arriostradas (torre con tirantes), como se observa en la Figura 1, estas son utilizadas a partir de las necesidades y las condiciones del sitio donde se desee colocar para tener la capacidad de suministrar la señal de transmisión de la forma más óptima.

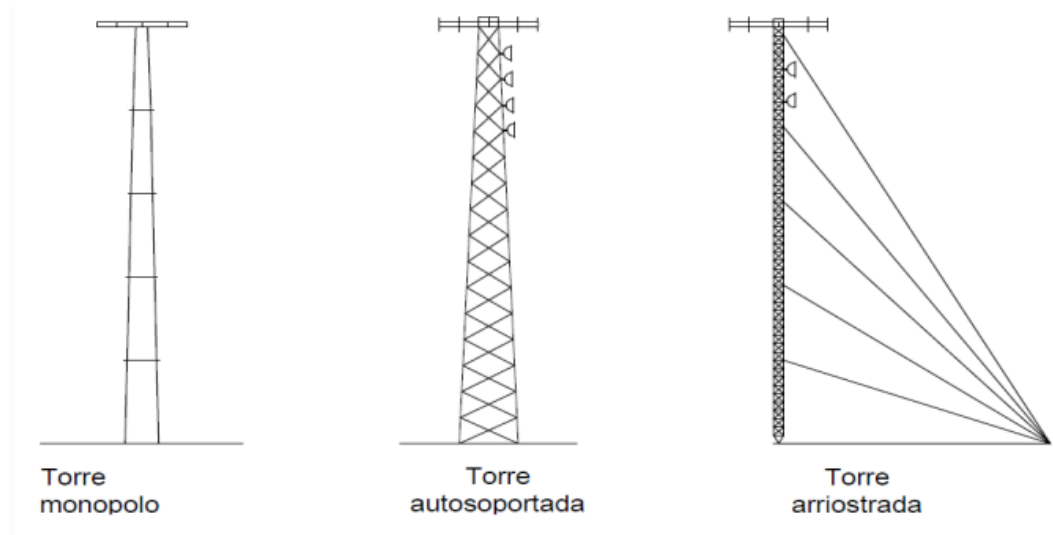


Figura 1. Tipos de torres de telecomunicación
Fuente: Gutiérrez M., Karen (2015)

2.1. Clasificación de torres de telecomunicación

Los tipos de torres se clasifican principalmente en:

2.1.1. TORRES AUTOSOPORTADAS

Las torres autoportadas o autoportantes se pueden definir como sistemas autoportantes de celosía vertical, dispuestos para resistir su propia masa, la masa de las antenas, las acciones por viento y las acciones sísmicas, y en los cuales los miembros están sometidos principalmente a fuerzas axiales. La sección en planta puede ser cuadrada, en forma de triángulo equilátero, o en forma hexagonal u octogonal de acuerdo a la disposición e implementaciones, y éstas a su vez pueden ser de sección constante o variable.

Según Ferreira y Ponte (2014) “Estas estructuras reticuladas son las torres más rígidas y las menos sensibles a la torsión, además se presentan como la mejor opción para las telecomunicaciones debido a su alta resistencia a las cargas de viento y peso de las antenas, por esta razón se utilizan cuando se trata de soportar varias antenas de gran superficie y que

funcionan a frecuencias elevadas (2 GHz. y más). Estas torres son diseñadas para admitir cargas en toda su estructura y poseen limitaciones en las deformaciones de acuerdo al equipamiento radioeléctrico que sea necesario instalar en las mismas. La anchura de base de la torre varía en función de la altura y puede ser de aproximadamente $L/10$ o $L/11$. Igualmente se puede estar obligado a su utilización cuando la superficie de colocación no permita el tendido de fijaciones de riostras (terreno accidentado, zona urbana con terreno exiguo, entre otros).”



Figura 2. Torres Autoportadas
Fuente: Foto propia



Figura 3. Torres Autoportadas
Fuente: Foto propia

2.1.1.1. Torres autoportadas de sección cuadrada y constante

Las torres de sección cuadrada y constante en toda su altura, se emplean cuando se presentan restricciones de área debido a la poca disponibilidad de terreno, por ello su ancho de base se reduce, además por esta misma condición, las alturas más utilizadas son 30, 36, 42, 48 y 54 m. La distribución de las cargas se ve favorecida por la cantidad de montantes que posee la torre.



Figura 4. Torre Autoportada de sección cuadrada constante
Fuente: Foto propia

2.1.1.2. Torres autoportadas de sección cuadrada y variable

Estas torres son las más utilizadas en el campo de las telecomunicaciones cuando se requiere alcanzar grandes alturas, las mismas suelen ser de 60m, 90m, 100m e inclusive 120m., se pueden construir de mayor altura que las de sección constante, ya que, por tener cuatro montantes con mayor separación, la distribución de las cargas es más efectiva. Se recomiendan para lugares donde se posee mayor espacio para la ubicación de sus fundaciones e infraestructura de la base.



Figura 5. Torre Autoportada de sección variable
Fuente: Foto propia



Figura 6. Torre Autoportada de sección variable
Fuente: Foto propia

2.1.1.3. Torres autoportadas de sección triangular constante

Las torres autoportadas de sección triangular constante, se utilizan cuando se presentan limitaciones de área debido a la insuficiente disponibilidad de terreno, por ello su anchura de base es reducida, suelen tener alturas menores de 60 m., el aspecto más relevante que influye en su utilización es que se requiere menos material de construcción que en las de sección cuadrada, permitiendo un ahorro significativo para bajas alturas de la torre, siempre y cuando las cargas a colocar sobre la torre no afecten la capacidad de la misma, ya que de no ser así se requerirían perfiles de mayor tamaño o la utilización de una torre con mayor capacidad de distribución de las cargas.



Figura 7. Torres Autoportadas de sección triangular constante
Fuente: Foto propia

2.1.1.4. Torres autoportadas de sección triangular y variable

Estas torres son utilizadas cuando se requiere una mejor distribución de las cargas a transmitir al suelo o estructura de transición, y se cuenta con espacio o terreno suficiente para la separación que requieren las patas o montantes de la torre. Al igual que las torres anteriores, por ser de sección triangular y además de sección variable, el ahorro de material puede ser más significativo en comparación a las de sección cuadrada, y no se suelen utilizar alturas mayores a 60 m., ya que se requerirían perfiles más grandes o perfiles compuestos que harán de la torre cuadrada una opción más atractiva económicamente.



Figura 8. Torres Autoportadas de sección triangular variable
Fuente: Foto propia

2.1.1.5. Torres autoportadas de sección hexagonal u octogonal constante

Actualmente el crecimiento de la telefonía celular, ha generado que la necesidad de construcción de torres capaces de soportar gran cantidad de equipos para proveer mayor cobertura, sea cada vez mayor, ya que se requiere cumplir con las grandes demandas de servicio que se van incrementando con el pasar de los años, por ello se están comenzando a implementar torres de secciones distintas a la comúnmente observadas, las cuales sólo son instaladas en puntos específicos y en casos especiales, como lo son las torres autoportadas de sección hexagonal u octogonal constante. Estas torres se emplean cuando se requiere instalar numerosas antenas parabólicas apuntando a diferentes sitios, ya que proporciona mayor libertad de ubicación de las mismas.

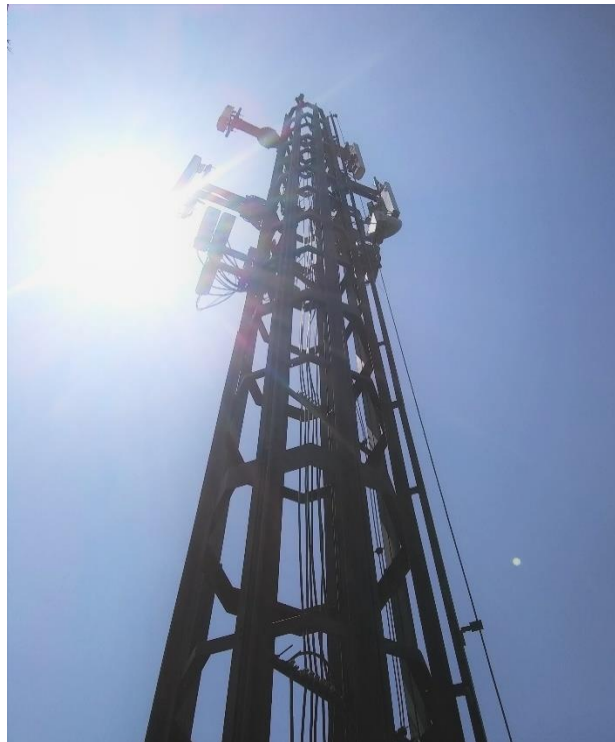


Figura 9. Torre autoportada de sección hexagonal

Fuente: Foto propia



Figura 10. Torre autosoportada de sección ortogonal
Fuente: Foto propia

2.1.2. TORRES ARRIOSTRADAS

Las torres arriostradas, atirantadas o venteadas son aquellas soportadas por cables de acero (guayas) y anclajes, en las cuales las fuerzas horizontales de los vientos son absorbidas por los tirantes. Es una excelente elección para muchas instalaciones, cuando se requiere mediana o gran altura y se tiene baja carga, ya que son muy livianas y pueden tener una gran esbeltez. Las torres arriostradas son mucho más económicas, pero ocupan un área considerable, ya que las guayas deben estar ancladas a una distancia de la base de por lo menos la tercera parte de la altura, aunque puede llegar a ser hasta la mitad de la altura.



Figura 11. Torres arriostradas
Fuente: Foto propia

Cuando se dispone de terreno, una torre venteada es ideal para cubrir todas las necesidades de comunicaciones, incluyendo enlaces de datos, de microondas y radiodifusión. Las torres arriostradas son una solución de despliegue fácil, rápido, rentable y adaptable para azoteas en zonas urbanas cuando son de baja altura, del resto se instalan comúnmente en zonas rurales al tener mayor espacio disponible para su instalación.



Figura 12. Torre arriostrada

Fuente: <http://www.steeltowerchn.com/es/guyed-tower/guyed-tower/>

Los usos recomendados para las torres arriostradas son: radiobases de telefonía celular, equipos de vigilancia por video, turbinas de viento, radio FM, estaciones de TV y equipos meteorológicos.

Según Ferreira. S y Ponte L. (2014): “Las torres de tipo atirantada basan su estabilidad en el efecto de pretensado que le transmiten los cables a la estructura, el tensado de los cables se realiza en el momento del montaje o construcción de la torre, y debe ser rectificado periódicamente. Los valores de tensado inicial oscilan entre el 8% y el 15 % de la carga de rotura dada por el fabricante, estos valores evitan el relajamiento que puede producir un efecto de galope de los cables y las vibraciones de los cables debido a altas tensiones. Durante el paso de los vientos fuertes en cada temporada ciclónica, los cables pueden sufrir variaciones de su tensión, que luego no son rectificadas de acuerdo con lo establecido por las Normas, estas variaciones que provocan el estiramiento y pérdida de tensión en los cables no son

consideradas usualmente en el cálculo de estas estructuras.” Por años, el comportamiento dinámico de las torres atirantadas bajo la acción de cargas de viento ha sido de gran interés para los investigadores a nivel mundial dada su complejidad, la inherente no-linealidad de la estructura y la complicada naturaleza de las cargas de viento en la capa límite.

Una de las consideraciones fundamentales en el estudio de las torres atirantadas es el comportamiento de los cables, ya que estos son los que le confieren la estabilidad a la estructura. La respuesta estructural del conjunto en estos casos, está determinada por las propias de estos elementos y los estados de tensión y distensión de los mismos bajo la acción de las cargas.

2.1.3. TORRES MONOPOLO

Los monopolos o monopostes son estructuras conformadas por secciones tubulares de dimensiones variables de acuerdo con las condiciones de carga del monopo. La ventaja de su utilización es que se instalan rápidamente con un mínimo de equipamiento y mano de obra, lo que implica ahorros monetarios significativos, además son especialmente ideados para aquellos casos en que el espacio disponible de terreno es muy pequeño, ya que el área requerida para la ubicación de un monopo es relativamente reducida, en comparación con los otros tipos de torres. Se utilizan monopostes cuando se requieren bajas alturas, usualmente menores a 42 m., o cuando las características o la cantidad de antenas es tal que no se justifica la instalación de una estructura más compleja. Se pueden instalar sobre inmuebles, a través de estructuras de transición sin la necesidad de hacer reestructuraciones importantes para alturas de monopo entre 9 y 21 m., igualmente el mantenimiento en la estructura es mínimo. Existen varios tipos de monopostes dependiendo de las variaciones del fabricante, pero esencialmente pueden ser de sección constante o de sección variable.



Figura 13. Torre monopolo

Fuente: <http://www.constructower.com.pe/monopolos/>

Los monopostes en sí son estructuras más disimuladas que las de una torre autoportada o una torre arriostrada, inclusive existen algunas estructuras mimetizadas que no son más que monopostes camuflados, específicamente diseñados para soluciones particulares. Estas estructuras mimetizadas son situadas principalmente en grandes centros urbanos, donde se requiere la implementación de tecnología de telecomunicaciones, pero se considera el gran impacto ambiental y/o visual que puedan generar nuevas estructuras que se salen de los estándares constructivos del sitio, y donde restricciones de las autoridades o las reglamentaciones urbanísticas complican la instalación de nuevas estructuras.



Figura 14. Torre monopolo mimetizada
Fuente: Gutiérrez Méndez, K. (2015)

Los monopostes mimetizados pueden ser camuflados como estructuras clásicas tipo faroles de parques o plazas, palmeras o árboles de distintas especies que son reforzados (monopostes ecológicos) u otras formas adaptadas a la arquitectura del sitio. Éstos ofrecen las ventajas de poseer diseños creativos, reducir posibles quejas de los residentes, tener una instalación rápida y sencilla para diseños funcionales, y permitir la realización de instalaciones secretas en el campo.

2.2. CONEXIÓN DE PLACA BASE

Una conexión en placa base es “una conexión entre una columna y su fundación compuesta por una placa base de acero soportada por un mortero de nivelación (conocido como grout), y anclada a la fundación de hormigón armado (o a un pedestal generalmente) mediante barras de anclaje” Chávez, N. (2011). Esta conexión es diseñada para resistir flexión, corte y cargas

axiales desarrolladas en la columna o montante de cualquier estructura metálica debido a cargas laterales y gravitacionales. (Ver Figura 15).

Una conexión típica de columna de acero en edificaciones, la conforman los siguientes componentes:

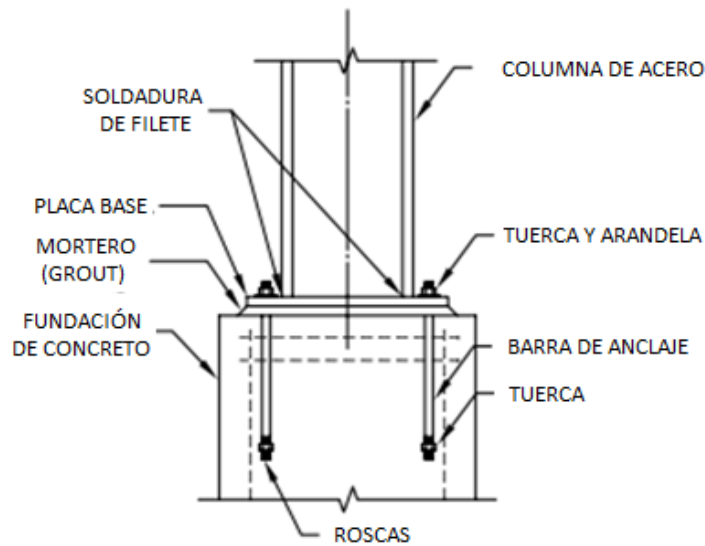


Figura 15. Conexión típica de placa base con columna de acero.
Fuente: Elaboración propia, Adaptado de la “Design Guide N°1”

De acuerdo a las bibliografías consultadas, las guías de diseño, visitas en campo y opiniones de profesionales en el área se establecen dos casos típicos de sección y distribución de la placa base siendo los anclajes preinstalados los anclajes tipo “L” y tipo “J”, con una sección típica compuesta por una placa base con forma cuadrangular, conectada por medio de tuercas y arandelas a tres o cuatro según sea el caso, a anclajes distribuidos de manera uniforme y equidistante entre sí en la sección, como se puede ver en la Figura 16, El presente trabajo de grado se enfoca en estos casos para el diseño de placas base de las estructuras de torres de telecomunicación autosoportadas.

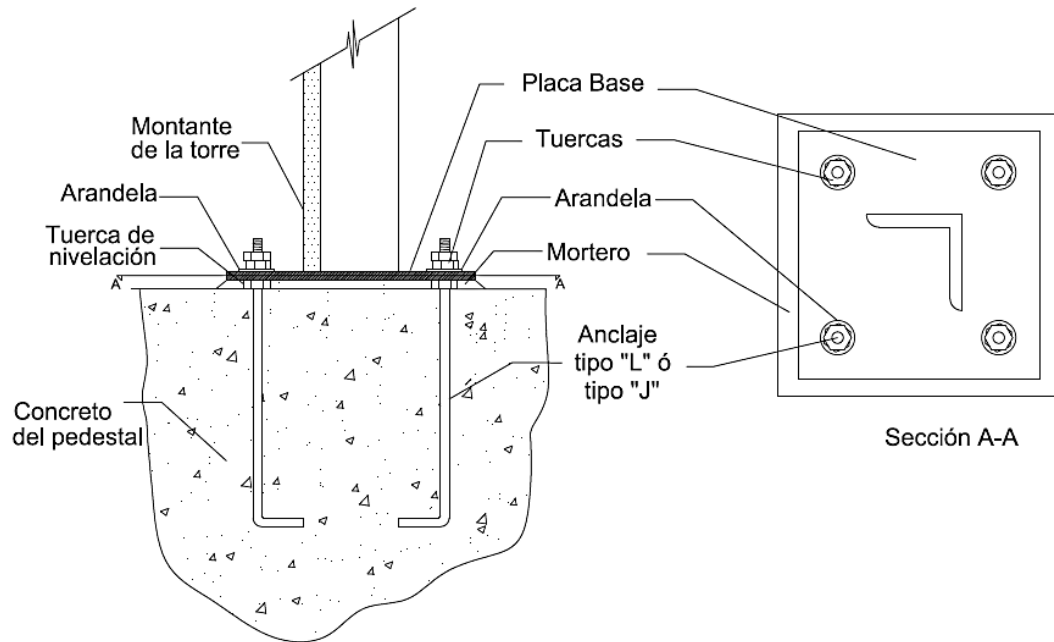


Figura 16. Configuración de sección de placa base típica en torre de telecomunicación autosoportada
Fuente: Elaboración propia.

Otro tipo de anclajes utilizado habitualmente en torres de telecomunicación a nivel nacional e internacional, son los anclajes con cabeza hexagonal, que consisten en una barra roscada en los extremos o en su totalidad con tuercas y arandelas gruesas en el extremo superior para fijarse a la placa base y en el extremo inferior para aportar mayor resistencia al anclaje y evitar la falla por arrancamiento, como se puede observar en la Figura 17.

Para el diseño de las placas base se toman en cuenta dos componentes principalmente los anclajes y la placa base a continuación se expondrán con todas sus especificaciones con mayor profundidad.

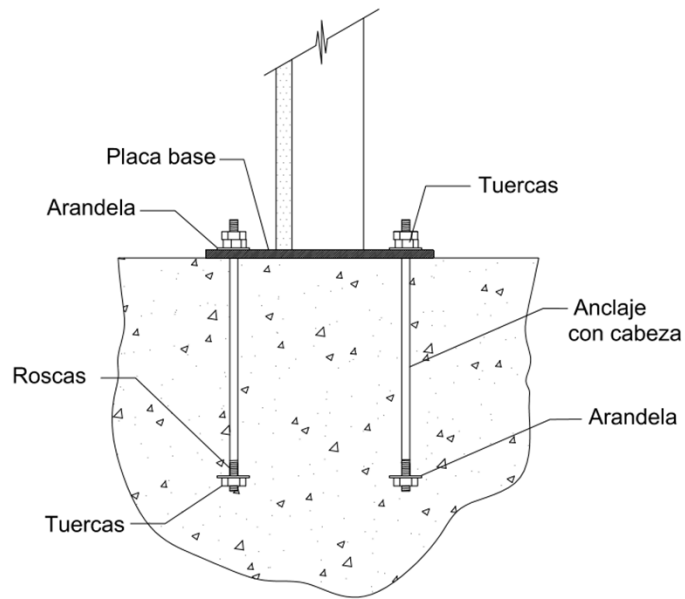


Figura 17 . Configuración de sección de placa base en torre de telecomunicación

Fuente: Elaboración propia

2.3. ANCLAJES

Los anclajes también conocidos como barras de anclajes, son “un dispositivo de acero ya sea preinstalados antes de colocar el concreto o postinstalados en un miembro de concreto endurecido, y usado para transmitir fuerzas aplicadas al concreto” ACI 318 (2014), dentro de esta definición tenemos dos tipos de anclaje:

2.3.1. Anclajes preinstalados

Son aquellos fijados a la placa base antes del vaciado del concreto, y son los anclajes en los cuales se enfoca el presente trabajo. Los anclajes están formados por tornillos o barras con cabeza, barras con extremo en forma de gancho tipo “J” o tipo “L”, y barras con cabeza soldada, como se pueden observar en la Figura 18

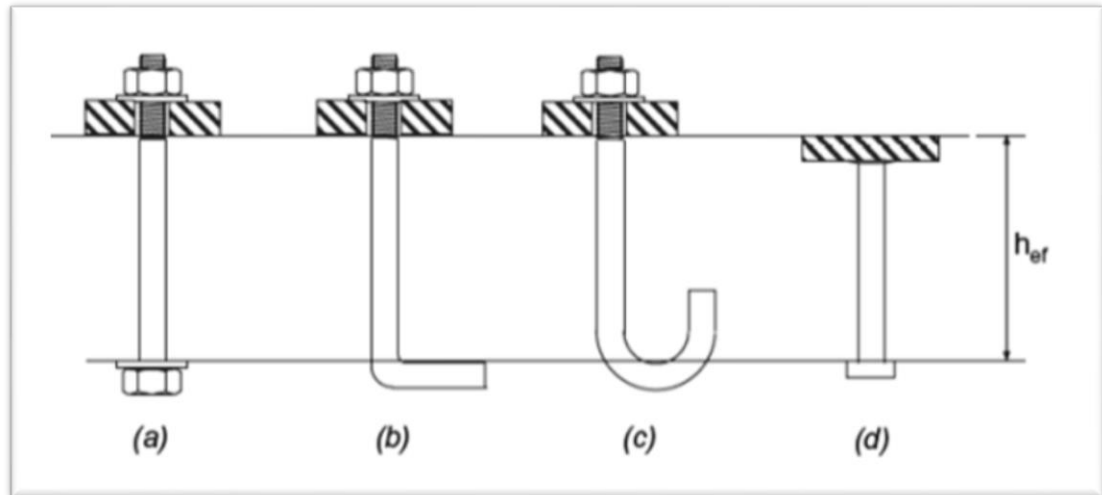


Figura 18. Anclajes preinstalados:
(a) Anclaje con cabeza hexagonal y arandela,
(b) Anclaje o barra tipo “L”, (c) Anclaje tipo “J”, (d) Anclaje con cabeza soldada.
Fuente: Adaptado de “ACI 318S-14”.

2.3.2. Anclajes postinstalados:

Son aquellos instalados después del vaciado de las bases de concreto incluyen anclajes adheridos, anclajes con sobre perforación en su base y anclajes de expansión. Los elementos de acero para anclajes adheridos incluyen barras roscadas, barras corrugadas de refuerzo, o camisas de acero roscadas internamente y deformaciones externas, como se puede observar en la Figura 19

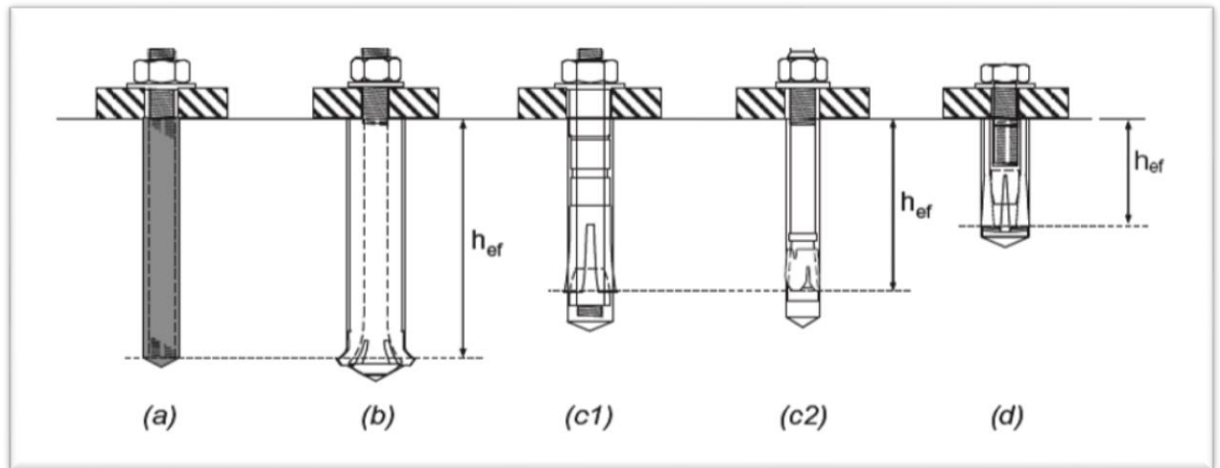


Figura 19. Anclajes postinstalados:
 (a) Anclaje adherido, (b) Anclaje con sobre-perforación en su base,
 (c) Anclajes de expansión de torque controlado: (c1) Con camisa, (c2) Tipo perno,
 (d) Anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante.
 Fuente: “ACI 318S-14”

2.3.4. Ventajas y desventajas de los tipos de anclajes

Los anclajes preinstalados al ser colocados en el encofrado del pedestal previo al vaciado del concreto tienen

Entre sus ventajas:

- Los anclajes se pueden colocar con precisión respecto al acero de refuerzo
- Existen mayor variedad tamaños, longitudes y configuraciones de anclajes posibles.

Entre sus desventajas:

- Los anclajes que no se encuentren fijados adecuadamente pueden moverse durante el vaciado del concreto, cambiando las distancias y distribución planeada, afectando así el comportamiento de los anclajes

- El comportamiento de los anclajes se puede ver afectado por un fraguado deficiente del concreto
- Los anclajes no se pueden mover luego de colocar el concreto.

Los anclajes postinstalados son colocados en agujeros previamente taladrados en el concreto, luego del endurecimiento del mismo y tienen:

Entre sus ventajas:

- Los anclajes pueden ser colocados de manera precisa con respecto a los componentes adjuntos
- Evita la penetración de encofrado

Entre sus desventajas:

- La ubicación del anclaje con respecto a las barras de refuerzo y acero del pedestal es generalmente incierta, y los orificios de anclaje de perforación pueden dañar el refuerzo
- Los anclajes generalmente tienen una menor resistencia de diseño que los anclajes preinstalados con igual profundidad de embebido y diámetro.
- Los requerimientos de inspección para anclajes postinstalados acostumbran ser mayores a los preinstalados

2.3.5. MATERIALES Y PROPIEDADES

De acuerdo con la AISC 360-10 “Specification for Structural Steel Buildings”, los materiales permitidos para la fabricación de barras anclaje de acuerdo con las especificaciones aprobadas por American Society of Testing Materials (ASTM), son:

ASTM A36/A36M

ASTM A572/A572M

ASTM A193/A193M

ASTM A588/A588M

ASTM A354

ASTM F1554

ASTM A449

Cabe destacar que ASTM F1554 es la especificación de material preferido de acuerdo con la AISC (American Institute Of Steel Construction) en la Guía de Diseño N°1 (“Steel Design Guide N°1”). Como se puede observar en la Tabla 2 se encuentran en los distintos grados según el material, en campo se identifica con distintos colores las barras de anclaje según los grados siendo Gr 36 de color azul, Gr 55 amarillo y Gr 105 rojo.

El material ASTM A449 está permitido para anclajes de alta resistencia y barras roscadas de cualquier diámetro. Las roscas en las barras de anclaje deben cumplir con la Serie Estándar Unificada de ASME B18.2.6 y deben tener tolerancias de Clase 2A. La certificación del fabricante constituirá evidencia suficiente de conformidad con las normas.

Tabla 2. Materiales para Barras de Anclaje
Fuente: Adaptado de AISC Steel “Design Guide N°1”.

Material ASTM		Fuerza de Tensión Última, Fu (kg/cm ²)	Tensión Teórica Nominal, ^(a) Ft=0,75Fu (kg/cm ²)	Diámetro Máximo (cm)
F1554	Gr 36 (b)	4077.8	3058.4	10.2
	Gr 55	5273.0	3958.3	10.2
	Gr 105	8788.4	6594.8	7.6
A449		8436.8	6327.6	2.5
		7382.2	5540.2	3.8
		6327.6	4745.7	7.6
A36		4077.8	3058.4	10.2
A307		4077.8	3058.4	10.2
A354 Gr BD		10546.0	7874.4	6.4

(a) Tensión nominal de parte sin hilo del perno

(b) Material preferido en especificaciones

Como se mencionó anteriormente la especificación de material habitual según la “Design Guide N°1” es el ASTM 1554 específicamente el Grado 36 al ser el material más común y cumplir con la resistencia mínima adecuada. De igual forma la “Design Guide N°1” hace mención a anclajes de Grado 55 siendo utilizados cuando se presentan una elevada tensión debido a momentos en la conexión, mientras que los anclajes de Grado 105 son especialmente resistentes a tracciones muy altas y generalmente son utilizados si no se encuentran anclajes de grado inferior que no desarrollen la resistencia requerida para la conexión. Dado que existe un límite en la longitud máxima disponible de los anclajes, el intento de usar pernos para barras de anclaje con longitudes de diseño más largas que las longitudes máximas disponibles ha presentado problemas en el pasado. La inclusión de materiales ASTM A449 y A354 en esta especificación permite el uso de material de mayor resistencia para anclajes más largos que los pernos estructurales.

En la tabla 3 se especifica las cualidades mecánicas y resistencias de los materiales de los anclajes y placas base de una forma más simplificada, a continuación se hace mención a los materiales más utilizados en las torres de telecomunicación a nivel nacional como:

2.3.5.1. Acero SAE 1020

Acero de bajo carbono, blando y responde bien al trabajo en frío y al tratamiento térmico de cementación. Tiene un alto índice de soldabilidad, y por su alta tenacidad y baja resistencia mecánica es adecuado para elementos de maquinaria y usos convencionales de baja exigencia. Se utiliza en ejes, cadenas, remaches, tornillos, pernos sujetadores, engranajes piñones, piezas de maquinaria, pasadores de baja resistencia, prensas y levas. Su resistencia a la tracción es de 4000 kgf/cm² a 4500 kgf/cm².

2.3.5.2. Acero SAE 1045

Acero de medio carbono, posee baja soldabilidad y buena maquinabilidad, responde al tratamiento térmico y al endurecimiento por fuego o inducción, pero no es recomendado para cementación o cianurado. Por su dureza y tenacidad es utilizado para la fabricación de componentes de maquinaria. Por sus características de temple, se tiene una amplia gama de

aplicaciones automotrices y de maquinaria en general de resistencia media, tales como: ejes, semiejes, cigüeñales, engranajes, piñones, cuñas, tornillos, pernos, martillos, pasadores, remaches, partes de maquinaria y herramientas agrícolas. Su resistencia a la tracción es de 6300 kgf/cm² a 7300 kgf/cm².

2.3.5.3. Acero A193 Grado B7

Acero de medio carbono, aleado (baja aleación de cromo-molibdeno), tratado térmicamente. Su resistencia a la tracción (F_{uta}) es 8790 kgf/cm² (125000 psi) y su resistencia a la cedencia (F_{ya}) es de 7390 kgf/cm² (105000 psi). “Es uno de los aceros de baja aleación más populares, por el espectro amplio de propiedades útiles en piezas sometidas a esfuerzos, con relación a su bajo costo. Al templearlo se logra buena dureza con una gran penetración de la misma, teniendo además un comportamiento homogéneo. Tiene también una buena resistencia al desgaste. Una de las aplicaciones más importantes de este grado de acero, es en las instalaciones industriales de petróleo, en sistemas de tuberías para servicios de alta y baja temperatura que contienen juntas bridadas y que requieren para su unión el uso de espárragos, tornillos o birlos (sujetadores roscados), también tiene buena capacidad contra la corrosión.” Ferreira S. y Ponte L. (2014). Por esta razón es uno de los materiales más utilizados en los anclajes de las torres de telecomunicación ya que tiene mejor capacidad de soportar la corrosión causado por estar en la intemperie sometidos y a altas solicitaciones

2.3.5.4. Acero ASTM A307

Acero de bajo contenido de carbón se utiliza en anclajes roscados, de baja resistencia según el grado A (4018 kgf/cm², Elong 18%), B (4018kgf/cm²-7030 kgf/cm²; Elong 18%), C (4077 kgf/cm²-5624 kgf/cm²; Elong 23%), se utiliza en anclajes de ¼” hasta 4” de diámetro.

2.3.5.5. Anclajes Adhesivos

Son anclajes postinstalados que se conectan al concreto previamente vaciado por medio de un producto químico compuesto por poliéster, vinilo o epóxicos, el proceso consiste en barras roscadas o barras conformadas que se colocan después de colocar el producto químico para

fijarse al concreto.(Ver figura 20). El químico comúnmente utilizado en Venezuela es Sikadur-31, que posee las siguientes características:

- Resistencia a la compresión a 7 días: 650 kgf/cm² (ASTM D 695)
- Resistencia a la adherencia al concreto a los 7 días: 120kgf/cm² (ASTM C 882)
- Absorción del agua a 1 día 0.25% (ASTM D 570)
- Módulo de Elasticidad a los 7 días: 26000 kgf/cm² (ASTM D 695)

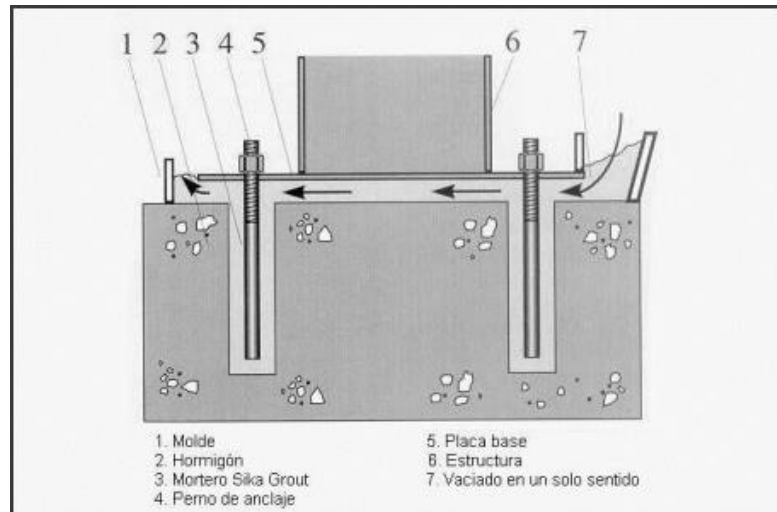


Figura 20. Anclaje y nivelación de estructura de hormigón mediante grout cementicio
Fuente: <http://facingyconst.blogspot.com/2006/05/groutingtiposcaracteristicas-y.html>

A continuación, se simplificó a través de una tabla los materiales más utilizados para anclajes con sus propiedades y especificaciones correspondientes para simplificar el diseño y verificación de la ductilidad de los anclajes

Tabla 3. Materiales para pernos de anclaje y barras roscadas
Fuente: Elaboración propia, adaptado de ACI 318-11

Material	Grado o Tipo	Diámetro pulg	Resistencia a tracción, (f_{uta}) kgf/cm ²	Resistencia a la cedencia		Elongación mínima		Reducción del área mínima, %	Comentario
				f_{yas} kgf/cm ²	Método	%	Longitud, cm		
ASTM A29/A29M-05 A108-03 con soldadura a en perno AWS D1.1:2006	B 1010 1020	1/4" a 1"	4570	3586	0.20%	20	5.08	50	Código de soldadura estructural - Acero, Sección 7, cubre espárragos doblados soldados, con cabeza o soldados. AWS D1.1 requiere que los pernos se realicen a partir de barras de estirado en frío que cumplan con los requisitos de ASTM A108
ASTM F1554 (H, HD, T)*	36	1/4" a 4"	4078	2531	0.20%	23	5.08	40	ASTM F1554, "Estándar de especificación para pernos de anclaje, acero 36, 55 y 105 ksi resistencia de cedencia" es la especificación de material comúnmente más usada en anclajes
	55	≤ 2"	5273	3867	0.20%	21	5.08	30	
	105	1/4" a 3"	8788	7382	0.20%	15	5.08	45	
ASTM A193/A193M-06a (H, T)	B7	≤ 2-1/2"	8788	7382	0.20%	16	4D	50	ASTM A193 / A193M, "Especificación estándar para materiales de empernado de acero inoxidable de aleación para servicio de alta temperatura o servicio de alta presión y otras aplicaciones de propósito especial": el grado B7 es un acero de aleación para uso en servicio de alta temperatura
		2-1/2" a 4"	8085.31	6679	0.20%	16	4D	50	
		Más de 4" a 7"	7031	4922	0.20%	18	4D	50	

ASTM A307 (Grado A: HD) (Grado B: H, T)	A	1/4" a 4"	4218	2773	-	18	5.08	-	ASTM A307, "Especificación estándar para pernos de acero y anclajes,, 60 ksi resistencia a tracción". ACI 318 especifica que aquellos elementos que cumplan los requerimientos de ASTM A307 deben considerarse dúctiles. Nota: El Grado C conforma las propiedades de tensión para ASTM A36/A36M.
	B	1/4" a 4"	4078	2531	-	23	5.08	-	
ASTM A36-05 (H, T)	-	Para 8"	4078	2531		23	5.08	-	ASTM A36/A36M, "Especificación estándar para estructuras de acero". Desde que ACI318 considera a ASTM A307 como dúctil, ASTM A36/36M sería grado C que es la base para ASTM A307.
ASTM A449 (H, HD, T)	1	1/4" a 1"	8437	6468	0.20%	14	4D	35	ASTM A449, "Especificación estándar para tornillo de cabeza hexagonal, pernos, y anclajes, acero, tratamiento térmico 120/105/90 ksi resistencia mínima a tensión, uso general". Esta especificación de anclajes es aplicada resistencias generalmente altas.
		Más de 1" a 1-1/2"	7382	5695	0.20%	14	4D	35	
		Más de 1-1/2" a 3"	6328	4078	0.20%	14	4D	35	

*Tipos de anclajes disponibles están denotados como: H= anclaje tipo "J" o "L" (hooked bolt), HD=anclajes con cabeza (Headed bolt) y T= barra roscada (theaded rod)

Diámetro más largo 2 pulg (hasta 4 pulg) están disponible, pero la reducción de área varia para Grado 55

Nota: Tomando de "Guía de diseño para anclajes a concreto: Ejemplos usando ACI 318 capítulo 17 (ACI 355.3R-11), "American concrete institute", 2011, pag. 124

2.3.6. MODOS DE FALLA

Los anclajes se diseñan según los requerimientos que determinan su resistencia, como lo son los modos de falla tanto del acero como del concreto. Estas fallas se generan por efecto de las máximas tensiones, cortantes o aplastamientos que son transmitidos a el anclaje o grupo de anclajes.

En las figuras mostradas a continuación, Figuras 21 y 22 se puede observar el comportamiento de la falla tanto del concreto como del acero cuando el anclaje o grupo de anclajes están sujetos a cargas de tracción y cortante respectivamente.

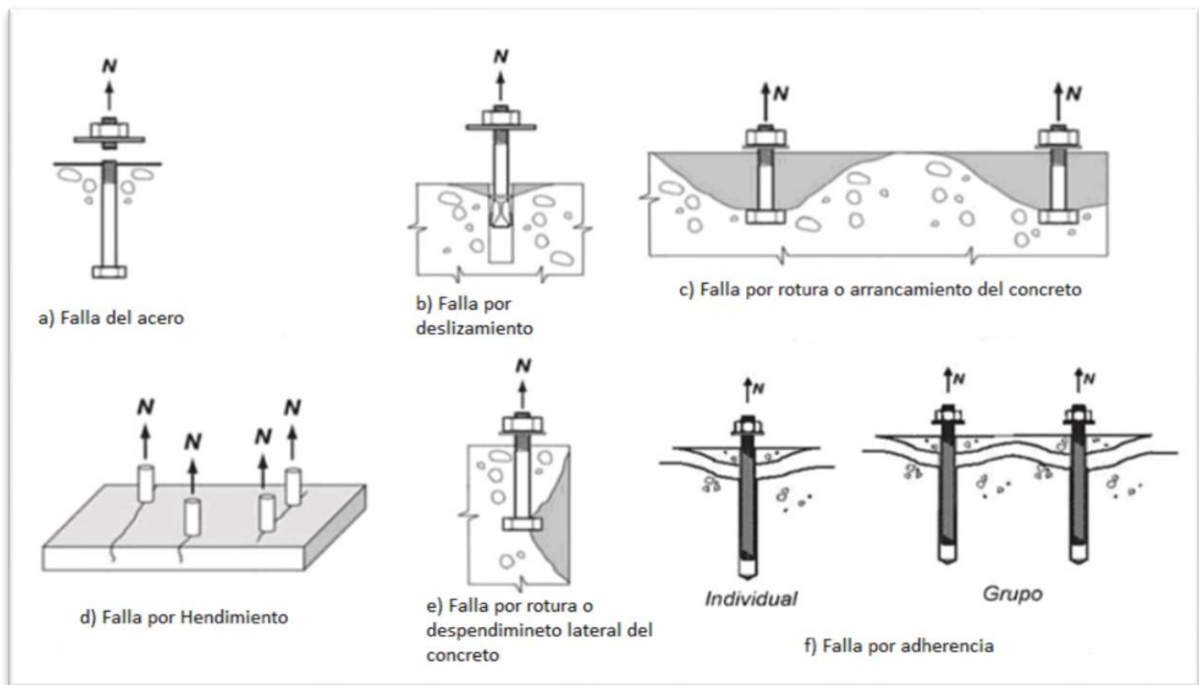


Figura 21. Modos de falla de anclajes sometidos a tracción.

Fuente: Adaptado de "ACI 318S-14"

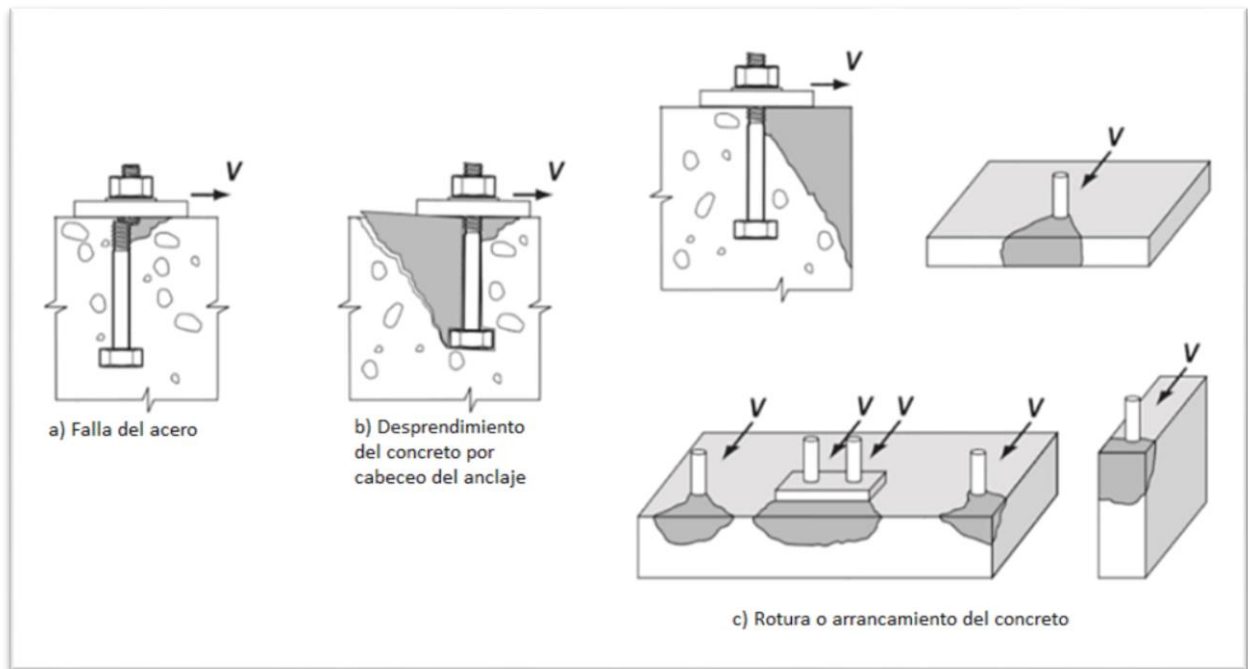


Figura 22. Modos de falla de anclajes sometidos a cortante.
Fuente: Adaptado de “ACI 318S-14”

En la publicación de Gutiérrez Arnaldo (2017). “Cuaderno del Ingeniero N° 33: Anclajes en el concreto”, se hace un análisis de los anclajes en conjunto con una descripción y recomendaciones acorde con el tipo de falla de los cuales se extrajo la información compendiada en la siguiente Tabla 4.

Tabla 4. Síntesis de los modos de falla.
Fuente: Elaboración propia, Adaptado del Gutiérrez , A. (2017)

Fuerza	Modos de falla	Descripción	Recomendaciones
	Falla del acero	Es la falla del acero por cedencia o rotura, producida cuando la resistencia de agotamiento del anclaje, es excedida por	Se puede solucionar utilizando anclajes de mayor resistencia o

Tracción	Fig. 21(a)	la carga aplicada. Otras causas son anclajes a poca profundidad o de diámetro muy pequeño.	aumentando diámetro del anclaje.
	Falla por deslizamiento Fig. 21(b)	Se presenta una ruptura cónica de poca profundidad en la interfaz de adherencia entre el material base y el adhesivo, donde el cono de rotura del concreto no es el mecanismo de falla.	Aumentar la fuerza de roce con un mayor tamaño o diámetro del anclaje.
	Falla por rotura o arrancamiento del concreto Fig. 21(c)	Es la falla por ruptura cónica del concreto, con anclajes instalados a poca profundidad o cuando se instalan en grupos con separaciones inferiores a la separación crítica.	Se soluciona al incrementar la resistencia del concreto o el acero de refuerzo con un mayor tamaño.
	Hendimiento del concreto Fig. 21(d)	Se presenta en concretos de poco espesor o dimensiones.	Se recomienda usar una mayor distancia entre los anclajes, los bordes o una mayor profundidad de embebido
	Desprendimiento lateral del concreto Fig. 21(e)	Es la rotura del borde de concreto debido a anclajes instalados a una distancia del borde inferior a la distancia crítica o las cargas se aplican en dirección al borde que obliga a aplicar un factor de reducción.	Se recomienda una mayor distancia al borde y separación entre anclajes. También el uso de anclajes adhesivos que no sean expansivos.
	Falla por adherencia Fig. 21(f)	Se presenta generalmente en concretos de baja resistencia debido al desmoronamiento del concreto antes de que se desarrolle la resistencia de agotamiento del acero. También por una perforación sobredimensionada, o en anclajes químicos cuya profundidad de empotramiento es insuficiente.	Se recomienda verificar las condiciones de concreto antes de ser vaciado, certificar que no exista agrietamiento en el concreto .
	Falla del acero precedida por desprendimiento del concreto Fig. 22(a)	Es la falla del acero por cedencia o rotura, producida cuando la resistencia de agotamiento del anclaje, es excedida por la carga aplicada.	Se puede solucionar utilizando anclajes de mayor resistencia y diámetro, y certificar la resistencia del concreto en conjunto correcto vaciado del mismo
	Desprendimiento del concreto por	Es la falla por ruptura cónica del concreto, con anclajes instalados a poca	Se soluciona al incrementar la fuerza

Corte	anclajes cercanos al borde libre Fig. 22(b)	profundidad o cuando se instalan en grupos con separaciones inferiores a la separación crítica.	de expansión con un mayor tamaño de los anclajes.
	Rotura o arrancamiento del concreto Fig. 22(c)	Es la rotura del borde de concreto debido a anclajes instalados a una distancia del borde inferior a la distancia crítica o las cargas se aplican en dirección al borde que obliga a un factor de reducción.	Se recomienda una mayor distancia al borde y separación entre anclajes. También el uso de anclajes adhesivos que no producen fuerza de expansión.

Nota: Las secciones de las figuras viene fadas dentro de las respectiva Figura 21 y 22

2.3.7. REQUISITOS DE LOS ANCLAJES Y PLACAS BASE.

Los anclajes y placas base en el presente trabajo se diseñan para efectos críticos con los factores de mayoración de las solicitaciones y de minoración de las resistencias teóricas, de acuerdo con la aplicación del Método de los Estados Límite de Agotamiento Resistente, de acuerdo con COVENIN-MINDUR 2001 “el estado límite como la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones, vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa. Para mantener suficientemente pequeña la probabilidad de alcanzar un estado límite, el criterio de diseño establecido en las normas debe asegurar que la demanda representada por las solicitaciones multiplicadas por sus correspondientes factores de mayoración no exceda las capacidades o resistencias teóricas minoradas” la dicho diseño debe garantizar alcanzar un estado límite, el criterio de diseño establecido en las normas debe asegurar que la demanda representada por las solicitaciones multiplicadas por sus correspondientes factores de mayoración no exceda las capacidades o resistencias teóricas minorada”.

Tabla 5. Combinaciones de carga.
Fuente: Elaboración propia, adaptado de “ACI 318-14”

Combinación de cargas	Carga primaria
$U = 1.4D$	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	L , S ó R
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	E
$U = 0.9D + 1.0W$	W
$U = 0.9D + 1.0E$	E

D = Efecto de cargas muertas de servicio.
L = Efecto de cargas vivas de servicio.
 L_r = Efecto de cargas vivas de techo
S = Efecto de cargas de servicio por nieve.
R = Efecto de cargas de servicio por lluvia.
W = Efecto de cargas de servicio por viento.
E = Efecto de fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo.
 L_r = Efecto de las cargas vivas de servicio del techo

Para el diseño de torres de telecomunicación se aplica las combinaciones de solicitaciones para el estado límite de agotamiento.

Tabla 6. Combinaciones de carga.
Fuente: Elaboración propia, adaptado de “AISC/TIA 222-G” y “CANTV NT-001”

Combinación de carga
$U = 1.2 CP + CP_g \pm 1.6 W$
$U = 0.9 CP + CP_g \pm 1.6 W$
$U = 1.2 CP + CP_g \pm T$
$U = 1.2 CP + CP_g \pm S$
$U = 0.9 CP + CP_g \pm S$

CP = Efecto debido a las Carga Permanente.
 CP_g = Efecto debido a las Carga Permanente de la guaya
W = Efectos debido a la acción del viento.
T = Efecto por Temperatura
S = Efecto por la acción del Sismo.

Cabe destacar que una vez obtenidos los efectos del viento y los del sismo, es necesario determinar cuál de ambos es el más desfavorable, ya que de acuerdo con el artículo 8.4 de la Norma CANTV NT-001:2007, se establece que puede omitirse el proyecto sismorresistente, cuando el cortante sísmico obtenido por métodos estáticos o dinámicos, sea inferior al 50% del correspondiente cortante mayorado debido a la acción del viento.

De igual forma la Norma tanto la internacional ANSI/TIA 222-G como la nacional CANTV NT-001:2007, indican que siempre que el corte basal por sismo sea menor del 50% del resultante mayorado de las acciones del viento, no se exige análisis sísmico para la torre, porque prevalecen las acciones eólicas.

Por esta razón, a efectos de cálculo de las cargas que afectan a las torres telecomunicación la mayor combinación de carga viene dada por las cargas determinantes, las cuales son la carga muerta y el efecto del viento (Tabla 6). en la mayoría de los casos no se consideran el efecto por temperatura ni por sismo porque las acciones ó fuerzas horizontales derivadas de un análisis sísmico son de magnitud considerablemente menor que las del análisis de viento, debido a que las estructuras de estas torres son relativamente livianas y las acciones sísmicas producen cargas de poca importancia

Otro de los requisitos para la verificación de los anclajes son:

2.3.7.1. Distancia al borde y separación de centro a centro de los anclajes

Tabla 7. Distancia mínima al borde y espaciamiento centro a centro de los anclajes.

Fuente: Elaboración propia, adaptado de “Gutiérrez, A. 2016”

Tipo de Anclaje		Separación Mínima	
		S	Ca, min
Preinstalados	Sin Torque	4 da	No Aplica
	Con Torque	6 da	6 da
Postinstalados*	Sobre perforado en la base	6 da	6 da
	Torque controlado		8 da
	Desplazamiento controlado		10 da

	Adhesivos		6 da
--	-----------	--	------

*La distancia al borde en anclajes postinstalados debe ser mayor al máximo tamaño del agregado grueso vaciado en el pedestal

S = Espaciamiento medido de centro a centro de los anclajes.

$C_{a,min}$ = Mínima distancia medida desde el centro del anclaje al borde del concreto.

d_a = Diámetro exterior del anclaje.

2.3.7.2. Separaciones críticas

Para los anclajes y sus efectos los grupos de anclajes, debe cumplirse que dos o más anclajes deben tener separaciones mayores a las separaciones críticas dadas a continuación:

Tabla 8. Separaciones critica en grupos de anclajes.
Fuente: Elaboración propia, adaptado de “ACI 318-14”

Modo de Falla a estudiar	Separación crítica
Arrancamiento del concreto en tracción	$3h_{ef}$
Resistencia de adherencia en tracción	$2C_{Na}$
Arrancamiento del concreto en corte	$3C_{a1}$

h_{ef} = Profundidad embebida efectiva del anclaje.

C_{Na} = Distancia proyectada en la cual se desarrolla la totalidad de la resistencia de adherencia medida desde el centro del fuste de un anclaje o desde la línea que une los centros de una fila de anclajes adyacentes.

C_{a1} = Distancia proyectada desde el centro del fuste de un anclaje o desde la línea que une los centros de una fila de anclajes adyacentes, hasta el borde del concreto en una dirección proyectada.

2.3.7.3. Factores de reducción de la Resistencia ϕ para anclajes en concreto

Los factores de ϕ para la resistencia del acero, se basan en el uso de *futa* (resistencia especificada a la tracción del acero del anclaje). Se considera el acero frágil cuando el alargamiento es menos del 14% y reducción en área menos del 30%, mientras que se considera acero dúctil cuando el alargamiento es mayor del 14% y la reducción del área es mayor o igual 30% (se considera el ASTM A307 como dúctil). En la Tabla N°3 se observan las cualidades de los anclajes de acuerdo al material. Según la condición del acero de anclaje se obtiene el factor de reducción a partir de la condición del anclajes como se puede observar en la Tabla 9:

Tabla 9. Factores ϕ de reducción para anclajes en concreto.

Fuente: Elaboración propia, adaptado de “ACI 318S-14”

Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero dúctil			
		ϕ	
Cargas de tracción		0.75	
Cargas de cortante		0.65	
Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero frágil			
		ϕ	
Cargas de tracción		0.65	
Cargas de cortante		0.60	
Anclaje controlado por la resistencia al arrancamiento, desprendimiento lateral, extracción por deslizamiento o desprendimiento por cabeceo del anclaje			
		ϕ	
		Condición A	Condición B
Cargas de cortante		0.75	0.70
Cargas de tracción Pernos con cabeza, tornillos con cabeza o con gancho preinstalados		0.75	0.70
Anclajes postinstalados de acuerdo con las categorías de ACI 355.2 o ACI355.4			
	Categoría 1 (Baja sensibilidad a la instalación y confiabilidad alta)	0.75	0.65
	Categoría 2 (Sensibilidad media a la instalación y confiabilidad media)	0.65	0.55
	Categoría 3 (Alta sensibilidad a la instalación y confiabilidad baja)	0.55	0.45

Condición A = Se aplica donde existe refuerzo suplementario atravesando la superficie de rotura potencial de falla, excepto para resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

Condición B = Se aplica donde no existe refuerzo suplementario, o donde controla la resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje

2.3.7.4. Resistencia requerida para los anclajes y concreto

La capacidad requerida de los anclajes y el concreto se debe determinar según las cargas de las torres, al ser transmitidas desde los perfiles angulares a la placa base, después a los anclajes, desde los anclajes se distribuye al pedestal y las fundaciones, a continuación, se encuentra la Tabla 10 donde se establecen los modos de fallas característicos donde la resistencia teórica nominal debes ser mayor a la resistencia ultima del anclaje, cabe destacar que las condiciones de diseño mostradas a continuación cambian si controlan los requerimientos sismorresistentes

Tabla 10. Capacidad requerida para los anclajes.
Fuente: Elaboración propia, adaptado de “ACI 318-14”

Modo de Falla	Un Anclaje	Grupos de Anclajes	
		Anclajes individuales en el grupo	Anclajes Como Grupo
Resistencia del acero en tracción	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento del concreto en tracción.	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia a la extracción por deslizamiento a tracción.	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	
Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción.	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
Resistencia de adherencia de anclaje adherido a tracción.	$\phi N_a \geq N_{ua}$		$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$

Resistencia del acero en cortante.	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	
Resistencia al arrancamiento o rotura del concreto por cortante.	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje por cortante.	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

ϕ = Factor de reducción de la resistencia.

N_{ua} = Fuerza mayorada de la tracción aplicada a un anclaje solo o a un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes.

V_{ua} = Fuerza cortante mayorada aplicada a un anclaje solo o a un grupo de anclajes.

2.3.7.5. Resistencia del acero de anclaje

La resistencia nominal de un anclaje a tracción controlada por el acero, N_{sa} , debe ser evaluada mediante cálculos basados en las propiedades del material y las dimensiones físicas del anclaje, se puede calcular a través de la siguiente formula

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \quad (E-1)$$

Donde A_{se} es el área transversal efectiva de un anclaje, y el sub índice N índice que se encuentra a tracción ($A_{se,N}$), y f_{uta} es la resistencia a la cedencia del material, por el cual está formado el anclaje, este valor no debe ser, mayor que el menor entre $1.9f_{ya}$ ó 8600 Kg/cm^2 (equivale 860 MPa ; 125000 psi).

$$A_{se} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n} \right)^2 \quad (E-2)$$

Donde:

A_{se} = Área de apoyo de un anclaje en la zona roscada

d_a = diámetro exterior de un anclaje

n = Número de hilos por cm de rosca

Para efectos de facilitar el diseño de los anclajes con cabeza se presenta de forma concisa las áreas de apoyo de los anclajes según su diámetro nominal, efectivo, con rosca o sin rosca y para anclajes con cabeza hexagonales convencionales y también grueso con arandela para determinar su área de apoyo, como se puede observar en la Tabla 11 y Tabla 12.

Tabla 11. Área de anclajes con cabeza roscados y con tuerca hexagonal con arandela*
Fuente: Elaboración Propia

Diámetro de perno d_w , pulg.	Área nominal de anclaje A_D , cm^2	Anclaje roscado		Anclaje o tuerca hexagonal		Área de apoyo A_{brg}
		Número de hilos por centímetro (n)	Área en zona roscada A_{se} , cm^2	Ancho F , cm	Área A_b , cm^2	Anclaje con cabeza hexagonal o barra roscada con tuerca hexagonal, cm^2
1/4	0.316	8	0.206	1.11	1.07	0.755
3/8	0.710	6	0.503	1.43	1.77	1.058
1/2	1.265	5	0.916	1.91	3.14	1.877
5/8	1.981	4	1.458	2.38	4.91	2.929
3/4	2.85	4	2.155	2.86	7.07	4.219
7/8	3.88	3	2.981	3.34	9.63	5.748
1	5.06	3	3.910	3.81	12.57	7.510
1 1/8	6.41	3	4.923	4.29	15.91	9.497
1 1/4	7.92	3	6.252	4.76	19.65	11.729
1 3/8	9.58	2	7.484	5.24	23.77	14.187
1 1/2	11.40	2	9.097	5.72	28.28	16.884
1 3/4	15.52	2	12.258	6.67	38.50	22.981
2	20.27	1	16.129	7.62	50.28	30.013

*todos las arandelas necesitan alcanzar el mínimo espesor requerido de ACI 318 17.4.2.8 o la relación de área perno/tuerca debe usarse de forma conservadora para calcular A_{brg}

^Solo aplica para anclajes roscados con cabeza hexagonal

$A_{brg} = A_t - A_D$; distancias en función de la figura

Nota: Dimensiones e información tomada de ANSI 18.2.1 y 18.2.2

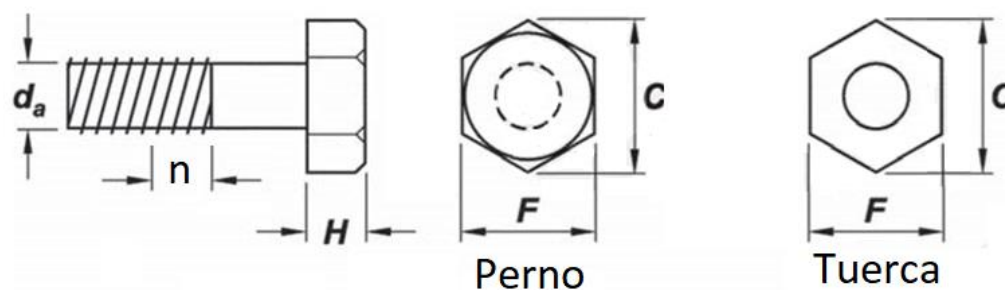


Figura Diagrama de anclaje roscado con cabeza
Fuente: Adaptado de ANSI Steel Construction Manual

Tabla 12. Área de anclajes hexagonales gruesos con cabeza hexagonal y anclaje hexagonales gruesos con arandela
Fuente: Elaboración propia

Diámetro del perno d_w , pulg.	Área bruta del anclaje A_D , cm^2	Anclaje roscado		Anclaje grueso		Tuerca grueso		Área de apoyo, A_{brg}
		Número de hilos por centímetro (n)	Área en zona roscada A_{se} , cm^2	Ancho F , in.	Área $A_H^\dagger$, cm^2	Ancho F , cm.	Área $A_h^\dagger$, cm^2	Anclaje de cabeza o barra roscada con tuerca hexagonal, cm^2
1/4	0.316	8	0.206	—	—	1.27	1.400	1.077'
3/8	0.710	6	0.503	—	—	1.75	2.639	1.929'
1/2	1.265	5	0.916	2.22	4.28	2.22	4.277	3.01
5/8	1.981	4	1.458	2.70	6.31	2.70	6.310	4.33
3/4	2.852	4	2.155	3.18	8.73	3.18	8.729	5.88
7/8	3.877	4	2.981	3.65	11.55	3.65	11.548	7.66
1	5.065	3	3.910	4.13	14.75	4.13	14.755	9.68
1 1/8	6.413	3	4.923	4.61	18.35	4.61	18.355	11.94
1 1/4	7.916	3	6.252	5.08	22.35	5.08	22.348	14.43
1 3/8	9.581	2	7.484	5.56	26.74	5.56	26.735	17.15
1 1/2	11.400	2	9.097	6.03	31.52	6.03	31.516	20.12

1 3/4	15.516	2	12.258	6.99	42.25	6.99	42.252	26.74
2	20.271	2	16.129	7.94	54.56	7.94	54.561	34.30

*todas las arandelas necesitan alcanzar el mínimo espesor requerido de ACI 318,17.4.2.8 o la relación de área perno/tuerca debe usarse de forma conservadora

ˆ Solo aplica para anclajes roscados con cabeza hexagonal

Abrg= At -AD ;distancias en función de la figura

Nota: Dimensiones e información referente de ANSI 18.2.1 y 18.2.2 , Tabla 7-20 de la AISC Steel construcción manual

En la normativa internacional sobre torres de telecomunicación ANSI/TIA 222-G “Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas”, se analizan los requerimientos de diseño de las torres de telecomunicación desde las cargas, materiales, resistencia de diseño, fabricación, diseño, instalación entre otros, y explora el diseño del de las conexiones y los anclajes estableciendo requerimiento que la siguiente ecuación se debe cumplir para el diseño de los anclajes.

$$\left(\frac{P_u + \frac{V_u}{\eta}}{\phi R_{nt}} \right) \leq 1$$

Donde:

$P_u = N_{ua}$ = máxima tracción a la cual se encuentra sometido un anclaje

$V_u = V_{ua}$ = corte máximo a la cual se encuentra sometido un anclaje

η = según la disposición de los anclajes y placa base, Ver detalle de sección en la Figura 23

$\eta = 0.90$ para detalle tipo (a)

$\eta = 0.70$ para detalle tipo (b)

$\eta = 0.55$ para detalle tipo (c)

$\eta = 0.40$ para detalle tipo (d)

$\phi = 0.75$

$R_{nt} = N_{sa} = f_{uta} \times A_{se}$

f_{uta} = según el tipo y grado del material del anclaje(s) (Tabla 3)

A_{se} = Área transversal del perno sin rosca

NOTA: El detalle tipo (d) cuando la distancia libre desde la parte superior del concreto a la cara inferior de la tuerca niveladora excede 1.5 veces el diámetro de la barra de anclaje, se debe considerar el doble del anclaje, debido al momento generado por la separación.

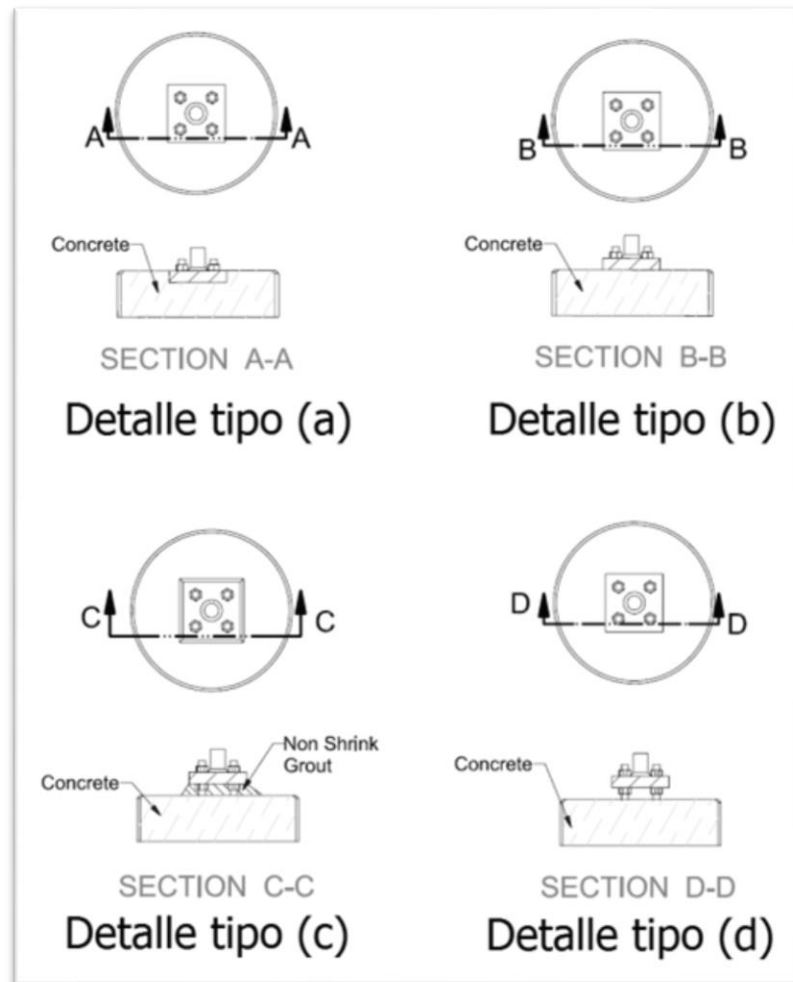


Figura 23. Detalle de disposición de placa base y anclajes, para determinar η
Fuente: Adaptado de “ANSI/TIA 222-G”

2.3.7.6. Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje

La resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tracción, N_{cb} de un anclaje individual o N_{cbg} de un grupo de anclajes en tracción no debe exceder:

(a) Para un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (E-4)$$

(b) Para un grupo de anclajes:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (E-5)$$

Donde:

A_{Nc} = es el área de falla que resulta al proyectar la superficie de falla de un anclaje o de un grupo de anclaje.

A_{Nco} = es el área de falla proyectada del concreto de un solo anclaje.

Ψ = son los factores de reducción de la resistencia al arrancamiento del anclaje dependiendo de las condiciones de excentricidad, distancia al borde, condiciones del concreto, según el tipo de anclaje embebido, algunos factores son descartados e iguales a 1 se acuerdo a las condiciones del mismo.

Bajo cargas a corte la relación de área es la misma que a tracción, pero de acuerdo ubicación y si existe mortero se debe multiplicar por un factor de reducción.

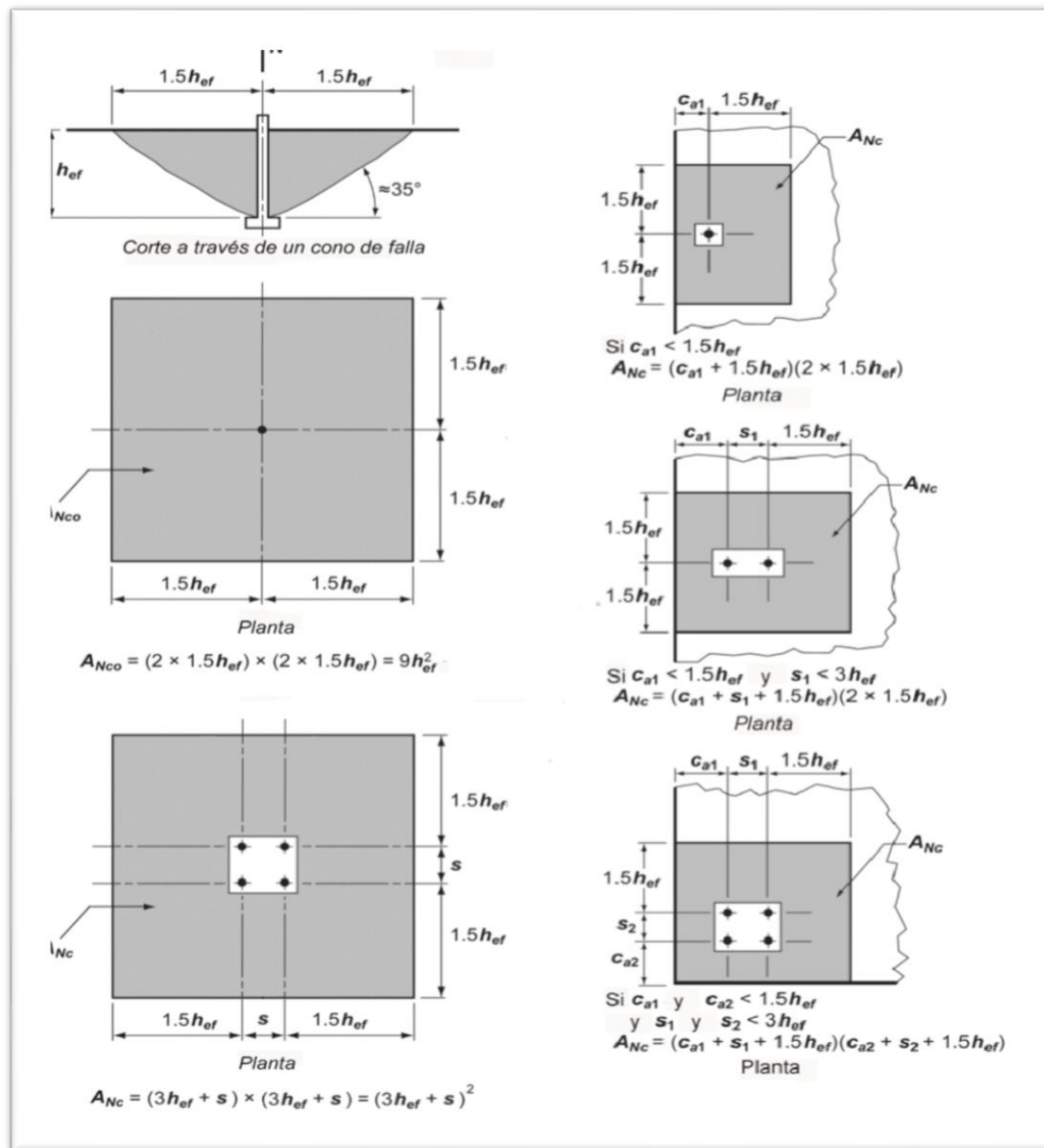


Figura 24. Diagrama de la rosca de perno de anclaje.

Fuente: "ACI 318S-14"

El valor A_{Nc} no debe exceder a nA_{Nco} donde n es el número de anclajes que resisten tracción en el grupo y A_{Nco} es el área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje, con una distancia al borde igual o mayor a $1.5h_{ef}$, de esta forma y a partir del análisis mostrado en la Figura 23 se obtiene la ecuación (E-6)

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (E-6)$$

Cuando los anclajes se ubican a una distancia menor a $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes, el valor de h_{ef} usado en el cálculo de A_{Nc} , debe ser el mayor entre $c_{a,max}/1.5$ y $s/3$, donde $c_{a,max}$ es la mayor distancia del centro del anclaje a los bordes de concreto, y s el máximo espaciamiento entre anclajes.

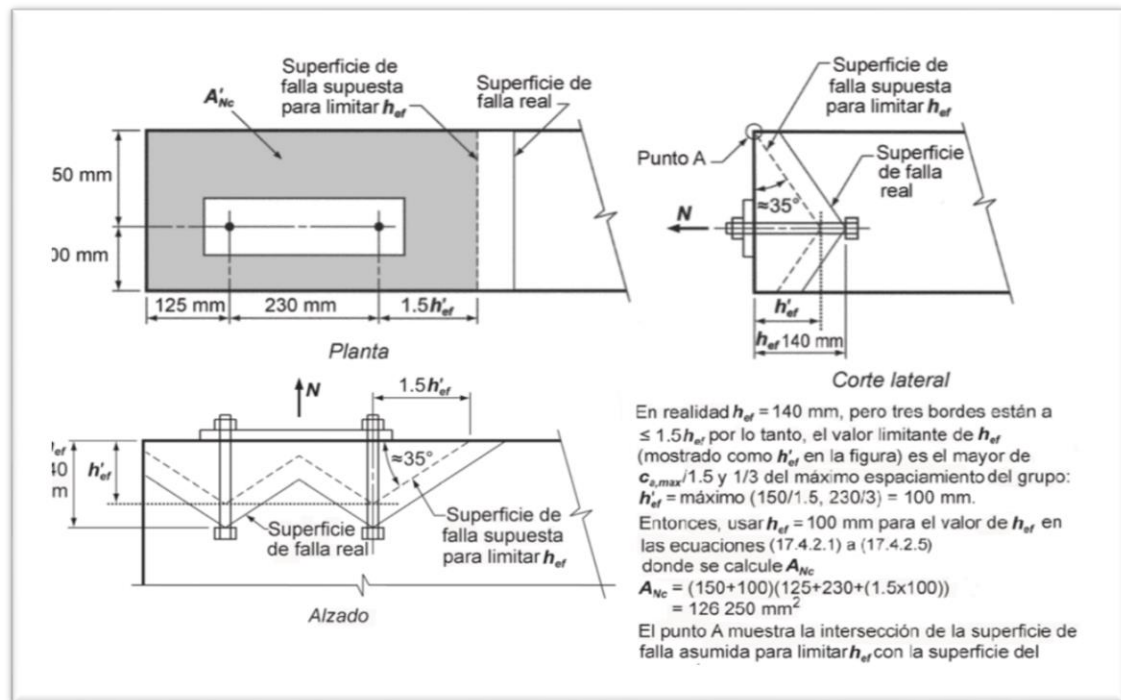


Figura 25. Ejemplo de tracción donde los anclajes están embutidos en un miembro angosto.

Fuente: “ACI 318-14”

La resistencia básica al arrancamiento del concreto (N_b) de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado, se calcula partir de la siguiente ecuación

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (E-7)$$

Alternativamente, para anclajes y barras con cabeza y preinstalados tipo “J” o tipo “L”, con $28\text{cm} \leq h_{ef} \leq 63,5\text{cm}$, el valor de N_b no puede exceder:

$$N_b = 3.9\lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (\text{E-8})$$

Donde:

$k_c = 10$, para anclajes preinstalados y $k_c = 7$ para anclajes post instalados.

λ_a = factor de modificación para concreto de peso liviano.

El factores λ_a se calcula a partir del tipo de anclaje y λ , este último viene dado a partir del agregado de la mezcla del concreto en el cual se encuentra embebido los anclajes, como se puede observar en las Tabla 13 y Tabla 14.

Tabla 13. Factor λ_a de modificación para concreto.
Fuente: Elaboración propia, adaptado de “ACI 318-14”

Tipos de anclajes	λ_a
Anclajes preinstalados o con sobreperforación en su base para falla en el concreto	1.0λ
Anclajes de expansión o anclajes adheridos para falla en el concreto	0.8λ
Anclajes adheridos cuando falla por adherencia	0.6λ

Tabla 14. Factor de modificación λ .
Fuente: Elaboración propia, adaptado de “ACI 318-14”

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Livianos, mezcla fina	Fino: Combinación ASTM C330M y C33M Grueso :ASTM C330	0.75 a 0.85 [1]

Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso :ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, Mezcla gruesa	Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00 [2]
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso :ASTM C33M	1.00

[1]Se permite la interpolación lineal de 0.75 a 0.85 con base al volumen absoluto del agregado fino de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado fino.

[2]Se permite la interpolación lineal de 0.80 a 1.00 con base al volumen absoluto del agregado grueso de peso normal como una fracción del volumen absoluto total de agregado grueso.
Se considera concreto Liviano $f'c \min 173 \text{ kg/cm}^2$ y concreto normal $f'c \min 214 \text{ kg/cm}^2$

2.3.8. FALLA POR INTERACCIÓN DE LAS FUERZAS DE TRACCIÓN Y CORTANTES

Cuando se encuentran sometidos tanto a cargas axial como de cortante, los anclajes deben ser diseñados para satisfacer las siguientes condiciones:

Si, $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en cortante, entonces se permite usar la resistencia total en tracción: $\phi N_n \geq N_{ua}$

Si, $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en tracción, entonces se permite usar la resistencia total por cortante: $\phi V_n \geq V_{ua}$

Si, $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} > 0.2$ para la resistencia que gobierne en cortante y $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} > 0.2$ para la resistencia que gobierne en tracción, entonces se debe cumplir la siguiente condición :

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (E - 9)$$

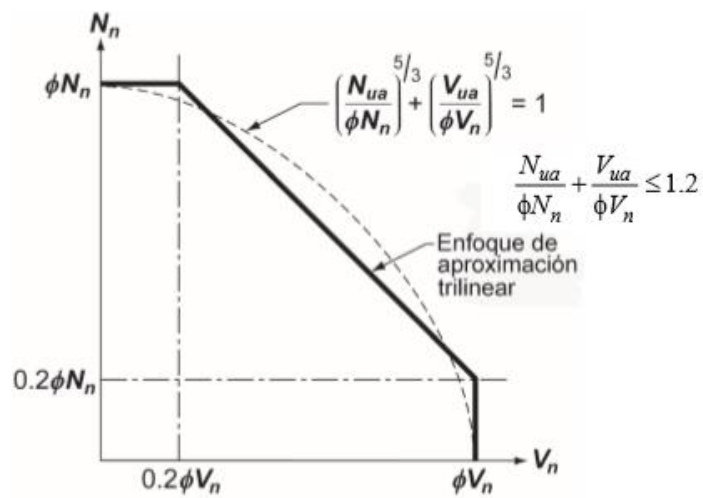


Figura 26. Relación de interacción para cortante y tracción axial
Fuente: Adaptado de “ACI 318S-14”

2.3.9. FALLA POR HENDIMIENTO

Para evitar la falla por hendimiento se debe cumplir con las siguientes distancias mínima tanto al borde, separaciones entre anclajes y espesores mínimos requeridos, presentados a continuación al menos que se coloque un refuerzo suplementario para controlar el hendimiento o se permitan valores menores producto de ensayos específicos realizados de acuerdo a la ACI 355.2 ó ACI 355.4.

- Separación entre anclajes (desde centro a centro):

Sin torsión: Preinstalados mayor igual a $4 d_a$

Con torsión: Preinstalados mayor igual a $6 d_a$

Postinstalados mayor igual a $6 d_a$

- Distancia al borde

Para anclajes preinstalados sin torsión se debe estar separados por una distancia mayor a lo establecido a la sección 17.7.4 de la norma ACI, si tiene torsión la distancia debe ser mayor o igual a $6d_a$

Para anclajes postinstalados, la distancia de borde tiene que exceder al mayor de:

- Recubrimiento por la sección 17.7.4 de la norma ACI
- El doble del tamaño máximo del agregado grueso

En ausencia de información sobre los ensayos específicos para los productos la norma ACI 355.2 y la ACI 355.4 la distancia mínima al borde de no debe ser menor de:

- Anclajes adheridos $6 d_a$
- Anclajes con sobre perforación en su base $6 d_a$
- Anclajes controlados por torque $8 d_a$
- Anclajes controlados por desplazamiento $10 d_a$

Si la distancia de borde o separación es menor que lo requerido por las secciones anteriores de falla por hendimiento, y si los conectores se quedaran sin torsión, los cálculos deben realizarse sustituyendo d_a por un valor menor d'_a para satisfacer los requisitos y limitar las fuerzas mayoradas de diseño a la capacidad de diseño de un conector con aquel diámetro ficticio

- Para anclajes expansivos y acampanados (postinstalados).

Si no se determina por medio de ensayos realizados de acuerdo con la norma ACI 355.2, el valor de h_{ef} no debe exceder el mayor de:

$2/3$ del altura del pedestal (h_a) ó la altura del pedestal menos 100mm

Si no se determina por medio de ensayos realizados en tracción de acuerdo con la norma ACI 355.2, la distancia crítica de borde C_{ac} no debe ser menor a:

- Anclajes adheridos $2 h_{ef}$
- Anclajes con sobre perforación en su base $2.5 h_{ef}$

- Anclajes controlados de torsión controlado $4 h_{ef}$
- Anclajes de expansión de desplazamiento controlado $4 h_{ef}$

Cabe destacar que para la correcta instalación de los pernos se debe especificar una distancia mínima de borde igual a la supuesta en el diseño, respetando las hojas de del proyecto y especificaciones del mismo

Anclaje de refuerzo utilizado en estructuras asignadas. a SDC C, D, E, o F serán refuerzos deformados y se limitará a ASTM A615 Grado 40 ($f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$) y Grado 60 ($f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$) que cumplan los requisitos de 20.2.2.5 (b) (i) y (ii) o ASTM A706 Grado 60 17.2.4.

2.3.10. NORMA ACI 318S DE 2014 VS ACI 318S DE 2005

En la Norma ACI 318S-14 “Building Code Requirements for Structural Concrete” del 2014 se presentan varios cambios con respecto a la versión anterior del 2005, en el Capítulo 17, titulado “Anclaje de concreto”, los cuales son:

- En la ACI 318S del 2014 se toma en cuenta los modos de falla en función de la separación crítica
 - Arrancamiento de concreto en tracción: $3h_{ef}$
 - Arrancamiento de concreto en corte: $3C_{a1}$
 - Resistencia de adherencia en tracción: $2C_{Na}$
- Se establece en la ACI 318S del 2014, una sección completa sobre los parámetros a verificar en anclajes adheridos, como el límite en la profundidad de embebido entre $4 d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$

- Un aspecto relevante agregado en la ACI 318RS del 2014, es la sección 17.4.5 que habla sobre la resistencia a la adherencia en tracción de anclajes adheridos, lo cual es un aspecto importante a verificar en los anclajes postinstalados
- En la ACI 318S del 2014 se modificó la ecuación para calcular la resistencia del arrancamiento del concreto embebido en concreto fisurado.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

Al agregar el factor λ_a , un factor de modificación que tiene en cuenta propiedades mecánicas del concreto y a su vez se modificó el valor máximo de k_c en postinstalados, pasando de 10 a 24.

- En la ACI 318 RS del 2014 la ecuación 17.4.2.2b se modificó a

$$N_b = 5.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3}$$

Al agregar el factor λ_a y los coeficientes en ecuación cambiaron de 3.8 a 3.9 en el sistema ingles

- En la ACI 318RS del 2014 la ecuación para calcular el desprendimiento lateral (17.4.4.1) se modificó a

$$N_{sb} = 42.5 C_{a1} \lambda_a \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c}$$

Al agregar el factor λ_a y los coeficientes en ecuación cambiaron de 13.3 a 13. en el sistema ingles

- En la sección 17.5.2.1 la resistencia nominal al arrancamiento del concreto por cortante en anclaje individual (V_{cb}) o de un grupo de anclajes (V_{cbg}), tiene un factor adicional $\Psi_{h,V}$, es el factor de modificación para la resistencia a cortantes de anclajes colocados en miembros de concreto con $h_a < 1.5c_{a1}$

El factor $\Psi_{h,v}$ se agregó a la sección 17.5.2.8 con su respectiva formula y parámetros

- Se agregó a la ACI 318RS del 2014 la ecuación 17.5.2.2b

$$(b) \quad V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

Y a la ecuación 17.5.2.2a se le agrego el factor λ_a , como se puede ver a continuación:

$$(a) \quad V_b = 1.9 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

Al calcular la resistencia básica al arrancamiento por cortante del concreto de un anclaje individual en concreto fisurado (V_b), se escoge el menor valor resultante de las 2 formulas.

A su vez a la ecuación 17.5.2.3 se le agrego el factor λ_a , como se puede ver a continuación

$$V_b = 2.1 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

- Se agregó a la ACI 318RS del 2014 la sección 17.5.2.9 que habla sobre el refuerzo de anclajes en forma de horquilla y refuerzos de borde para cortante.
- Se agregó a la ACI 318RS del 2014 en la sección 17.7.3 que habla sobre las distancias al borde, espaciamentos y espesores requeridos para evitar las fallas por hendimiento, se agregó un punto para anclajes adheridos donde la distancia mínima al borde es $6d_a$.

A su vez se agregó en el punto en la sección 17.7.6, que habla sobre la distancia crítica de borde c_{ac} , a los anclajes adheridos siendo la distancia crítica $2h_{ef}$

- Se agrega el factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes ubicados en miembros de concreto $\Psi_{h,v}$ con $h_a < 1.5c_{a1}$

2.4. PLACAS BASE

“Las placas base son elementos estructurales de conexión, que constituyen la interface entre las columnas y la cimentación. Una placa base recibe las cargas de la columna de acero y las distribuye en un área mayor del concreto localizado bajo dicha placa. El área de distribución debe ser lo suficientemente grande para impedir que el concreto se sobre esfuerce y se fracture por aplastamiento” (D. Ozorio, 2009, Pág. 4)

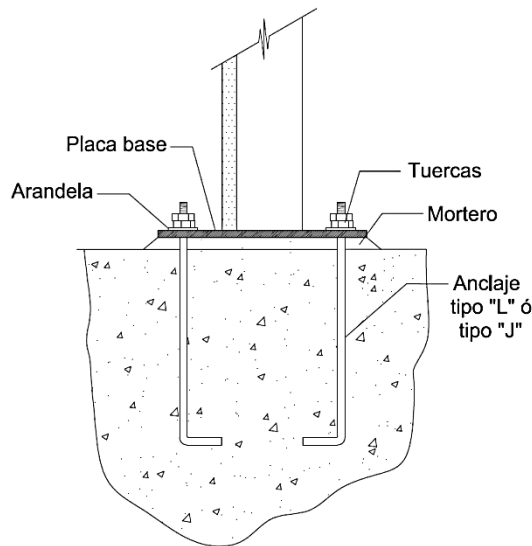


Figura 27. Sección típica de placa base en torre de telecomunicación
Fuente: Elaboración propia

Las placas base normalmente son de material ASTM A36 de acuerdo con la “Design Guide N°1”, al ser lo más común disponible en el mercado, aunque puede ser de otro Grado, pero debe ser especificado con anterioridad, a su vez la “Design Guide N°1”, establece un espesor de placas base promedio entre 3.2mm a 31.75mm (1/8 pulg a 1 ¼ pulg) y recomienda una estandarización de los espesores de placas a utilizar al momento del diseño de las placas.

En general se considera a la placa base como un elemento que tiene como utilidad ser un medio de transmisión de las cargas axiales de los montantes a los anclajes, que a su vez distribuyen las cargas a los pedestales de concreto.

2.4.1. SECCIONES DE PLACA BASE

En sitio se pueden encontrar varios tipos de placas base entre los cuales, se pueden observar a nivel nacional las siguientes secciones



Figura 28. Placa base 1
Fuente: Foto Propia



Figura 29. Placa base 2
Fuente: Foto Propia



Figura 30. Placa base 3
Fuente: Foto Propia



Figura 31. Placa base 4
Fuente: Foto Propia



Figura 32. Placa base 5
Fuente: Foto Propia



Figura 33. Placa base 6
Fuente: Foto Propia

Como se puede apreciar desde la Figura 27 a la Figura 33, la conexión está compuesta por varios componentes que en conjunto aportan estabilidad, resistencia y adherencia entre la torre de telecomunicación y la fundación. Entre estos componentes tenemos los anclajes, soldadura, las tuercas, las tuercas de nivelación, las arandelas, rigidizadores y el mortero (grout).

2.4.1.1. Tuercas y arandelas

Para las arandelas y tuercas según la AISC 360-10 “Specification for Structural Steel Buildings”, se presentan las siguientes especificaciones de materiales ASTM y recomienda utilizar:

- Tuercas

ASTM A194/A194M

ASTM A563M

ASTM A563

- Arandela

ASTM F436

ASTM F844

ASTM F436M



Figura 34. Tuercas y arandela gruesas
Fuente: Foto Propia

2.4.1.2. Mortero (Grout)

El mortero también conocido como grout es “un material fluido, autonivelante o eventualmente de consistencia plástica que se utiliza para rellenar completamente espacios estrechos, principalmente como relleno entre un anclaje y la perforación, y entre una placa base de una máquina o estructura y la fundación sobre la que se apoya. Otras aplicaciones típicas son en estructuras de hormigón postensado, para grouting de cables tensados en sus ductos y para efectuar inyecciones de mortero.” F. Arancibia (2006).

Los materiales utilizados para formar los grouts son mezclas de aglomerantes cementicios o epóxicos, agregados finos, agua, aditivos químicos y adiciones minerales. En el mercado se puede encontrar ambos tipos de grouting: los grouts cementicios, que se presentan en forma de mezcla seca a la que se le agrega el agua en obra, y los grouts epóxicos, que se presentan en dos estados, líquidos y uno en polvo.

Al endurecer, el grout debe ser capaz de transmitir uniformemente los esfuerzos de la máquina o estructura hacia la fundación, permitiendo el óptimo funcionamiento de todo el conjunto. Una vez en servicio, el grout experimenta tensiones estáticas y dinámicas junto con el cortante. Los compuestos epóxicos que conforma el grout tienen una resistencia mayor al del concreto de la fundación, se toma de manera conservadora una resistencia entre 300 kg/cm² y 360 kg/cm².



Figura 35. Placa Base apoyada sobre grout
Fuente: Foto Propia



Figura 36. Grouting para anclaje y nivelación de estructuras metálicas.
Fuente: Grouting: Tipos, Características y Requisitos para su colocación



Figura 37. Placa base y anclajes embutidos
Fuente: Foto Propia

2.4.2. PLACAS BASE EN CONEXIONES

El comportamiento general y la distribución de fuerzas para una conexión entre la placa base soldada al perfil con los anclajes se considera elástico a menos que se forme una falla plástica en el perfil, se forme un mecanismo plástico en la placa base, el hormigón en el cojinete (Grout) falle por aplastamiento, las barras de anclaje ceden por tensión, o se alcance la resistencia de hormigón del grupo de barras de anclaje. Si la fuerza de extracción del concreto en el grupo de barras de anclaje es mayor que la más baja de los otros estados límite antes mencionados, el comportamiento generalmente será dúctil. Sin embargo, no siempre es necesario o incluso posible diseñar una base que evite la falla del concreto.

Por ejemplo, en estructuras cargadas estáticamente, si la resistencia es mucho mayor que la demanda, la ductilidad no es necesaria y es aceptable diseñar con el estado límite de

resistencia a la tracción o al cizallamiento del grupo de barras de anclaje que rige el diseño. Sin embargo, se espera que los pórticos diseñados para resistir la carga lateral sísmica se comporten de manera dúctil y, en este caso, puede ser necesario diseñar la base y la conexión columna-placa-base de modo que los límites de hormigón de resistencia a la tracción o cortante del grupo de barra de anclaje no rige el diseño, de acuerdo con la ACI318-14, Capítulo 17.

De acuerdo con la “Design Guide N°1” el diseño de barras de anclaje y plancha base, se hace referencia a la Safety Standards for Steel Erection (OSHA,2001), estableciendo como mínimo cuatro barras de anclaje en la conexión columna-placa-anclajes, excluyendo las columnas post-type que pesan menos de 136.08 kg (300lb), a su vez las columnas, placas base y las fundaciones deben tener suficiente resistencia para soportar un mínimo de carga excéntrica de 136.08kgf localizada a 45.72 cm (18”) del extremo más alejados de las caras de la columna en cualquier dirección. (Momento de 62.23 kg.m), esto es una condición de diseño importante para el diseño de cualquier edificación, sin embargo, para torres de telecomunicación autosoportadas, al considerarse como estructuras livianas estas pueden fijarse a la fundación por medio de tres anclajes como mínimo mientras cumpla con los requerimientos de diseño.

Según la “Design Guide N°1” el diseño de las placas base se categoriza de acuerdo con las cargas a la cual se encuentre sometida la placa base; siendo los siguiente 5 casos

- Por carga axial concéntrica a compresión
- Por carga axial a tracción
- Placas base con momentos de magnitud pequeña
- Placas base con momentos de magnitud elevada
- Por cortante

2.4.3. PROCESO GENERAL DE DISEÑO DE PLACAS BASE

Cuando la carga axial se encuentra cargada axialmente, la presión se considera uniformemente distribuida y se expresa como:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{BN}$$

La presión genera flexiones dentro de la placa base, por lo cual es importante tomar en cuenta el espesor de la misma, a través del siguiente procedimiento se puede determinar el espesor mínimo requerido para evitar la flexión de la misma.

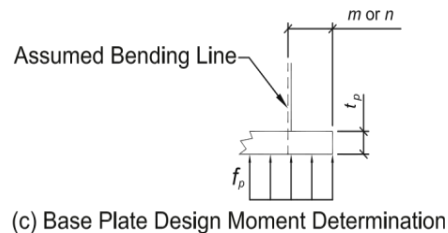
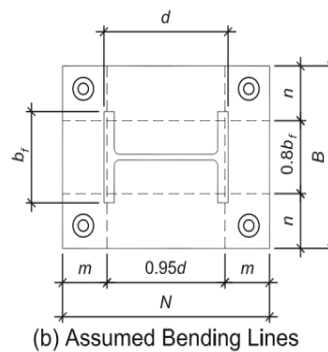
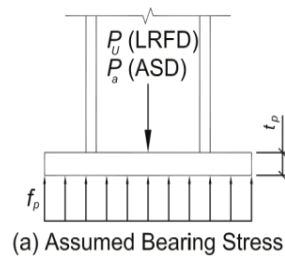


Figura 38. Fluencia en placas base sujetas a cargas a compresión
Fuente: “Design Guide N°1”

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$$

$$\lambda n' = \lambda \sqrt{\frac{db_f}{4}}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$X = \left\{ \frac{4db_f}{(d + b_f)} \right\} \frac{P_u}{\phi_c P_p}$$

Donde:

P_u = Carga axial compresiva requerida o última

N = Ancho de la plancha base, cm

B = Largo de la plancha base, cm

b_f = Ancho del ala de la columna

d = Alto total de la columna

n' = Distancia de línea de cedencia teórica desde volado desde el alma de la columna o ala, cm

Nota: es conservador tomar λ igual a 1

El espesor mínimo requerido para la plancha base puede calcularse de la siguiente forma:

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}}$$

Donde: ϕ = factor de reducción resistencia por flexión de la placa base; igual a 0.90

F_y = Esfuerzo mínimo cedencia de la plancha base

Debido a que l es el máximo valor de m , n , and $\lambda n'$, el espesor de la placa base puede encontrarse al disminuir m , n , and λ . Esto se alcanza al proporcionar a la plancha base dimensiones de m y n que sean aproximadamente iguales.

2.4.3.1. DIMENSIONAMIENTO DE PLACA BASE

De acuerdo con la “Guide Design N°1: Base Plate And Anchor Rod Design” existen tres casos para el diseño de acuerdo con las dimensiones de las placas base sujetas solo a carga axial compresiva:

Caso I: $A_2 = A_1$

Caso II: $A_2 \geq 4A_1$

Caso III: $A_1 < A_2 < 4A_1$

El diseño más directo para establecer las dimensiones de la placa base es igualar A_2 a A_1 (Caso I), sin embargo este diseño generalmente resulta en las dimensiones más grandes de la plancha base. El diseño de planchas base más pequeñas ocurre cuando la proporción de área del concreto a plancha base es mayor o igual a 4 veces. (Caso II).

Cuando una placa base se apoya en un pedestal de hormigón más grande que la dimensión de la placa base, el área mínima requerida de la placa base no se puede determinar directamente. Esto se debe a que tanto A_1 como A_2 son desconocidos.

Como se mencionó anteriormente tenemos que el diseño más directo es el Caso I , el cual ocurre cuando la diferencia entre B y N es igual a la diferencia entre 0.95d y 0.8 b_f, (Ver Figura 38) a continuación se encuentra el procedimiento para el dimensionamiento de la plancha base

CASO I: $A_2 = A_1$

1. Calcular la carga axial compresiva requerida, P_u
- 2.- Calcular el área de la plancha base requerida

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

ϕ = factor de reducción de la resistencia del concreto 0.65 (ACI 318-14)

- 3.- Optimizar las dimensiones de la plancha bases, N y B; Ver Figura 38

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta$$

$$\text{Donde: } \Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$$

Entonces:

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N}$$

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

- 4.- Calcular el espesor de la plancha base necesario

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$$

$$\lambda n' = \lambda \sqrt{\frac{db_f}{4}}$$

A_1 = Área de la plancha base, cm^2

A_2 = Área máxima de la superficie de soporte que es geoméricamente similar y concéntrica con la carga del área, cm^2

N = Ancho de la plancha base, cm

B = Largo de la plancha base, cm

b_f = Ancho del ala de la columna, cm

d = Alto total de la columna, cm

t_{min} = Espesor mínimo de la plancha base

n' = Distancia de línea de cedencia teórica desde volado al alma de la columna o ala, cm

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$X = \left\{ \frac{4db_f}{(d + b_f)} \right\} \frac{P_u}{\phi_c P_p}$$

Tomamos el mayor valor entre $(m, n, \lambda n')$, para l

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}}$$

CASO II: $A_2 \geq 4A_1$

1.- Calcular la carga axial compresiva requerida, P_u

2.- Calcular el área de la plancha base requerida

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c}$$

ϕ = factor de reducción de la resistencia del concreto 0.65 (ACI 318-14)

3.- Optimizar las dimensiones de la plancha bases, N y B

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta$$

$$\text{Donde: } \Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$$

Entonces:

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N}$$

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

4.- Verificar que exista suficiente área A_2 , para que se cumpla el caso II ($A_2 \geq 4A_1$). De ser así, calcular el espesor mínimo necesario para la placa base utilizando el mismo procedimiento mostrado en el Paso 4 del Caso I, con excepción de que:

$$\phi P_p = \phi f'_c 2A_1$$

5.- Determinar el tamaño de las barras de anclaje y la cantidad.

CASO III: $A_1 < A_2 < 4A_1$

1. Calcular la carga axial a compresión P_u (LRFD)
2. Calcular el área aproximada de la plancha base basado en la suposición que es establece el Caso III

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi 0.85 f'_c}$$

3. Optimizar las dimensiones de la plancha base, N y B

Aplicar el mismo procedimiento utilizado en el paso 3 del Caso I

4. Calcular A_2 geométricamente similar a A_1

5. Determinar si se cumple

$$P_u \leq \phi P_p = (0.85)f'cA_1 \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right)$$

Si la condición no se cumple se debe revisar N y B, y reintentar hasta que se cumpla la condición anterior

6. Determinar el espesor de la plancha base aplicando el paso 4, del CASO I

7. Determinar el tamaño y distribución de las barras de anclaje

Otro aspecto relevante de las placas base que se debe tomar en cuenta es la ubicación de los agujero al igual los diámetros de los agujeros en la misma, para la colocación posterior de los anclajes, por esta razón se estandariza los diámetros permitidos de las perforaciones en las placas base según el diámetro de los anclajes como se puede observar en la siguiente Tabla 15.

Tabla 15. Diámetros de perforaciones de barras de anclaje en placas base; mm
Fuente: “ANSI/AISC 360-10”

Diámetro de anclaje; (mm)	Diámetro de perforación en placa base; (mm)
18	32
22	36
24	42
27	48
30	51
33	54
36	60

39	63
42	74

Una vez obtenido las dimensiones de placa base para soportar las cargas por compresión plenas, de debe verificar la dimensión de acuerdo a las cargas que se encuentre sujeta:

2.4.3.1.1. POR CARGA AXIAL CONCÉNTRICA A COMPRESIÓN

Primero se debe verificar la resistencia al aplastamiento del concreto, definido en la ACI 318-14, sección 10.17, como $P_p = \phi(0.85f'_c A_1)$, cuando la superficie soportada en la fundación no es más grande que la plancha base, mientras que si el área de soporte de concreto es más ancha en todas las caras a la de la plancha base se multiplica por el factor $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$.

$$P_p = (0.85)f'_c \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq 1.7 f'_c A_1$$

A su vez el esfuerzo máximo de compresión del concreto viene dado por la relación de áreas donde:

$$f_{p(max)} = \phi(0.85f'_c) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

P_p = Resistencia del concreto a compresión

$f_{p(max)}$ = Esfuerzo máximo a compresión del concreto, kg/cm²

ϕ = Factor de reducción en concreto, igual a 0.65

f'_c = Resistencia de concreto, 250 kg/cm² a los 28 días

A_1 = Área de la plancha base, cm²

A_2 = Área máxima de la superficie de soporte que es geoméricamente similar y concéntrica con la carga del área, cm²

El incremento en la capacidad de soporte del concreto está asociado con el término $\sqrt{A_2/A_1}$, se debe a los efectos favorables causados por el confinamiento en el concreto. No obstante, existe un límite para tales efectos y por esta razón debe cumplirse que $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$. Nótese que “ A_2 ” es la mayor área geométrica similar (que tiene la misma relación de aspecto) a la placa base y puede inscribirse en la superficie superior del concreto sin rebasar sus límites.

El esfuerzo al cual es sometido el concreto no debe ser mayor que $f_{p(max)}$, es decir:

$$\frac{P_u}{A_1} \leq f_{p(max)}$$

Por lo tanto:

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{f_{p(max)}}$$

Cuando $A_2 = A_1$, el área mínima requerida de la plancha base puede determinarse como:

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

Cuando $A_2 \geq 4 A_1$, el área mínima requerida de la plancha base puede determinarse como:

$$A_{1(req)} = \frac{1}{2} \left(\frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c} \right)$$

En la mayoría de los casos las placas base de columna se apoyan directamente sobre el mortero. Debido a que la resistencia a la compresión del mortero (grout) siempre se especifica mayor a la resistencia del concreto, Dr. James M. Fisher y el Ing. Lawrence A. Kloiber, autores de la “Guide Design N°1” recomiendan que la resistencia del mortero se especifique como dos veces la resistencia del concreto en las ecuaciones anteriores.

2.4.3.1.2. CARGAS AXIALES A TRACCIÓN

El diseño de anclajes sujetos a tracción consiste en cuatro pasos:

1. Determinar el máximo fuerza de levantamiento de la columna
2. Selecciona el material, cantidad y tamaño de las barras de anclaje requeridos para soportar la fuerza de levantamiento
3. Determinar el tamaño, espesor y soldadura aproximada capaz de soportar las fuerzas de levantamiento
4. Determinar el método para desarrollar la resistencia del perno de anclaje en el concreto

Como se explicó anteriormente la resistencia de los anclajes a tracción se obtiene a partir de la ecuación:

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \quad (E-1)$$

A su vez las Tabla 18 y Tabla 19 se puede determinar de una forma más directa la resistencia de los anclajes típicos de acuerdo al diámetro y el tipo de material utilizado.

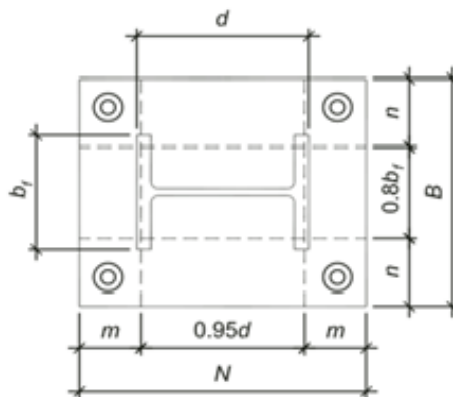


Figura 39. Líneas de fluencia en placa base
Fuente: “Guide Design N°1”

La presión entre el concreto y la plancha base origina una flexión sobre las longitudes en voladizo “m” y “n” (Figura 39). Cuando la flexión ocurre sobre el eje fuerte de la plancha, la longitud “m” se verá afectada. En este caso, la presión “ f_p ” se calcula como:

$$f_p = \frac{P_r}{B Y} = \frac{P_r}{B (N - 2e)}$$

La placa base requerida puede determinarse de la siguiente manera:

Para $Y \geq m$

$$M_{pl} = f_p \left(\frac{m^2}{2} \right)$$

Para $Y < m$

$$M_{pl} = f_{pmax} Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)$$

Donde

M_p = Momento flector por unidad de ancho de la plancha

La resistencia nominal a la flexión se expresa también como Z por unidad de ancho en placa base se calcula como:

$$R_n = Z = \frac{F_y b t_p^2}{4}$$

Donde:

F_y = esfuerzo de fluencia especificado para la plancha base

b =ancho de la línea de fluencia de la sección crítica

t_p = Espesor de la plancha base

La resistencia disponible a la flexión, por unidad de ancho en la placa es:

$$\phi_f R_n = \phi_f F_y \frac{t_p^2}{4}$$

Donde:

ϕ_f = Factor de reducción de resistencia a la flexión, igual 0.90

Para determinar el espesor de la placa se puede utilizar las ecuaciones anteriores. Sustituyendo “ t_p ” por “ t_{preq} ” y despejando esta variable, se obtiene que:

Para $Y \geq m$

$$t_{preq} = \sqrt{\frac{4 \left[f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \right]}{0.90 F_y}} = 1.5m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

Para $Y < m$

$$t_{preq} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}}$$

Donde:

t_{preq} = Espesor mínimo requerido para la placa base

Cuando la dimensión de “n” es mayor que la de “m”, el espesor requerido está gobernado por “n”. Para determinar tal espesor se debe sustituir el valor de “n” por el de “m” en las ecuaciones dos en ecuaciones anteriores

2.4.3.1.3. PLACA BASE CON MOMENTOS DE MAGNITUD PEQUEÑA

El siguiente procedimiento muestra los pasos a seguir para diseñar planchas base, que soporten columnas sometidas a momentos de magnitud pequeña

- 1) Determinar la carga axial última P_u y el momento último M_u
- 2) Proponer las dimensiones N y B de la placa base, para realizar una primera iteración
- 3) Determinar la excentricidad equivalente

$$e = \frac{M_r}{P_r}$$

Y la excentricidad crítica.

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

Si $e \leq e_{crit}$ pasar al siguiente punto, de lo contrario, referirse al diseño por momento de magnitud grande

- 4) Determinar la longitud de soporte Y

$$Y = N - (2)(e)$$

- 5) Calcular el espesor mínimo requerido t_{crip} para la placa base
- 6) Determinar el tamaño y la cantidad de anclajes que serán utilizadas. Cuando el momento es de magnitud pequeña ($e \leq e_{crit}$), no hay tensión en las anclas, $T_u = 0$

2.4.3.1.4. PLACA BASE CON MOMENTOS DE MAGNITUD ELEVADA

Los momentos de gran magnitud son comunes en marcos rígidos para resistir sismos o cargas laterales por viento. La figura 40 muestra a continuación, lo que ocurre en la base de una columna cuando se presentan momentos de magnitud elevada

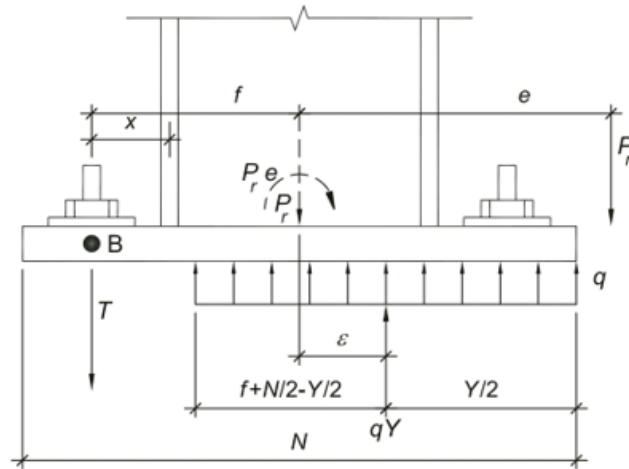


Figura 40. Plancha base con momentos grandes.

Fuente: “Design Guide N°1”

El diseño de planchas base por momento de alta magnitud, se presenta si cumple la siguiente condición

$$e > e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_t}{2q_{max}}$$

Para excentricidades mayores que “ e_{crit} ”, la presión de soporte “ q ” es igual a su valor máximo “ q_{max} ”. Asumiendo lo anterior y utilizando la Figura 40, se puede calcular la fuerza de tensión como un equilibrio de fuerza verticales, representado como:

$$\sum F_{vertical} = 0$$

Resultando:

$$T = q_{max}Y - P_r$$

Donde:

T = Fuerza de tensión requerida por las anclas

La sumatoria de momentos con respecto al punto B, también debe ser igual a cero, por tanto:

$$q_{max}Y \left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_r(e + f) = 0$$

Reacomodando los términos de la expresión anterior se obtiene una ecuación de segundo orden. Si se resuelve dicha ecuación para la variable “Y”, resulta:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}}$$

Para ciertas fuerzas, momentos y combinaciones geométricas la formula anterior no tiene solución real. Por lo tanto, es necesario aumentar las dimensiones de las placas base, una forma directa para saber si se puede resolver la ecuación anterior es si se cumple.

$$\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 \geq \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}$$

- Fluencia en la interface de compresión de la Pancha base

Para el caso donde se presentan momentos de gran magnitud, la presión se ubica en su valor máximo, es decir $f_p = f_{pmax}$. El espesor requerido para la placas base puede determinarse a través de las dos ecuaciones anteriores, según sea el caso. Cuando la dimensión

de "n" es mayor que "m", el espesor está gobernado por "n". Para determinar el espesor, se debe sustituir el valor de "n" por el de "m" en las ecuaciones anteriores.

- Fluencia en la interface de tensión

La fuerza de tensión " T_u " en las barras de anclaje, causa flexión en la placa base. La longitud "x" del claro en voladizo sometido a flexión, va desde el centro del ala hasta el centro de línea del perno de anclaje. Para un ancho unitario de placa base, la resistencia a la flexión requerida puede determinarse como:

$$M_{pl} = \frac{T_u x}{B}$$

Donde

$$x = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 1.5$$

Donde largo del alma es "d" y "N" es el largo de la plancha base:

$$t_{preq} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}}$$

El siguiente procedimiento muestra los pasos a seguir para diseñar una placa base, que soporta columnas sometidas a momentos de gran magnitud

1. Determinar la carga axial ultima P_u y el momento ultimo M_u
2. Establecer las dimensiones de la placa base N y B, para realizar una primera iteración
3. Determinar la excentricidad equivalente

$$e = \frac{M_r}{P_r}$$

Y la excentricidad critica

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

Nota: Si $e > e_{crit}$ ir al siguiente paso , de lo contrario, diseñar la plancha base con un momento de magnitud pequeña

4. Determinar si se cumple la siguiente expresión:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}$$

Si no se cumple la expresión anterior, se debe trabajar con dimensiones mayores para la plancha

5. Determinar la longitud de soporte Y , y la fuerza de tensión T_u en las barras de anclaje.
6. Calcular el espesor requerido tanto en la interface de compresión como en la de tensión. El espesor requerido para la placa base será el mayor de los anteriores.
7. Determinar el tamaño y la cantidad de barras de anclaje que son necesarios

2.4.3.1.5. POR CORTANTE

Existen tres principales formas en que se transfiere el cortante de columna a placa base y de esta al concreto.

- 1) Fricción entre la placa base y el mortero (Grout)
- 2) Compresión de la columna y la placa base, u/o cizallamiento contra una superficie de concreto
- 3) Cortante en las barras de anclaje

Cuando se utiliza un diagrama de acero, este debe empotrarse en el concreto de la cimentación. Para determinar la profundidad de empotramiento, es necesario tomar en cuenta la resistencia del concreto, tanto a la compresión como al cortante.

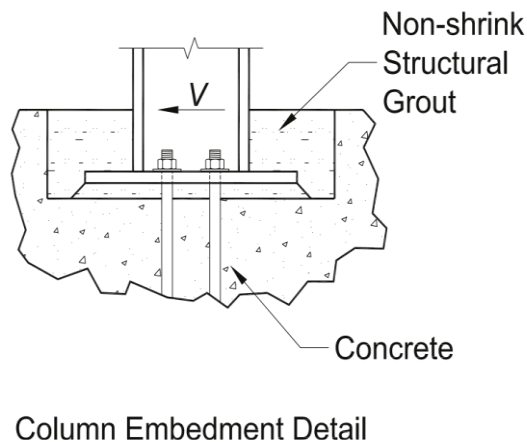
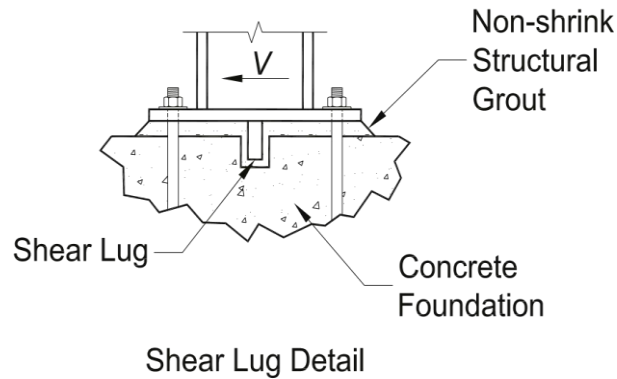


Figura 41. Diafragma en la conexión
Fuente: “Design Guide N°1”

La resistencia última a la compresión, del concreto en contacto con el diafragma, se evalúa como:

$$0.8 f'c A_l$$

Dicha resistencia debe ser suficiente para soportar la fuerza cortante, por lo cual debe cumplirse la ecuación

$$0.8 f'c A_l = V_u$$

Donde:

A_l = Área del diafragma de acero

V_u = Fuerza cortante ultima

Al despejar de la ecuación anterior " A_l ", se obtiene el área requerida " A_{lreq} " para el diafragma, posteriormente se establece el ancho del diafragma " B_l " igual al ancho de la placa base. Una vez obtenido este valor, se produce a determinar la profundidad de empotramiento " d " requerida para el diafragma.

$$d' = \frac{A_{lreq}}{B_l}$$

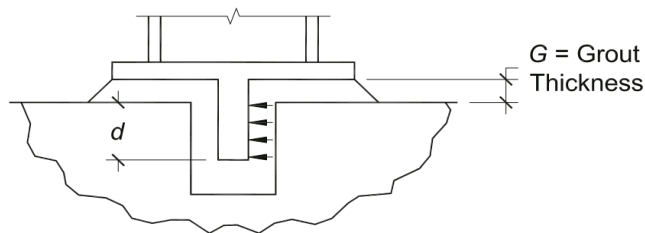


Figura 42. Esfuerzo cortante en el diafragma.
Fuente: "Design Guide N°1: Base plate and Anchor Rods"

Finalmente, para obtener la profundidad total " d_l " del diagrama, se debe sumar el espesor del mortero que se encuentra entre el concreto y la placa base, luego entonces

$$d_l = d' + G$$

Donde:

G = Espesor del mortero (Grout)

Según D. Ozorio (2009). “La resistencia del concreto al cortante se evalúa como un esfuerzo uniforme de tensión, igual a $4\phi\sqrt{f'c}$ con $\phi = 0.75$, actuando sobre un área de esfuerzo efectivo. Dicha área se define proyectando un plano de 45° , desde la superficie del diagrafe hasta la superficie libre del concreto (Figura 46)

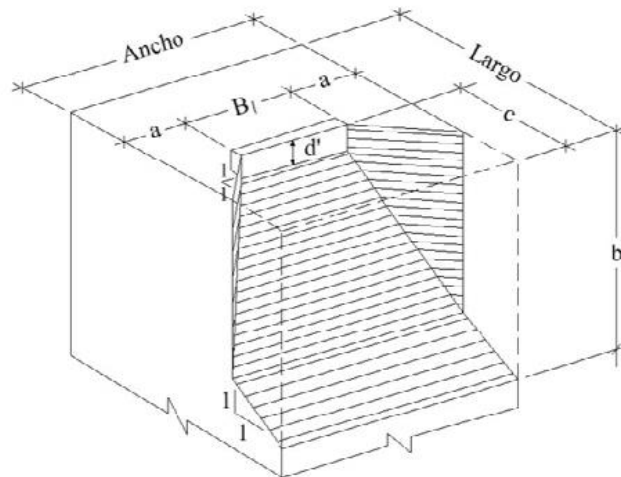


Figura 43. Plano de falla del concreto.

Fuente: Ozorio, D. (2009)

Según la imagen anterior tenemos, se puede determinar las dimensiones “ a ”, “ b ” y “ c ” siguiendo el procedimiento mostrado a continuación

Suponiendo que el diafragma tiene un espesor igual a “ t_l ” y se encuentra situado en medio del pedestal, entonces:

$$a = \frac{\text{Ancho} - B_1}{2}$$

$$b = d' + c$$

Donde:

$$c = \frac{\text{Largo} - t_l}{2}$$

Excluyendo el área del diafragma de acero, el área proyectada “ A_v ” del plano de falla puede calcularse como:

$$A_v = \text{Ancho } b - B_l d'$$

La resistencia al cortante “ V_{uc} ” del concreto en frente del diafragma, puede determinarse usando el área obtenida en la ecuación 1.1.6 , según la siguiente forma

$$V_{uc} = 4\phi\sqrt{f'c}A_v$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia al cortante, igual a 0.75

Si no se cumple que $V_{uc} \geq V_u$ entonces la profundidad “ d ” debe incrementarse.

Al determinar la profundidad de empotramiento, el siguiente paso es calcular el espesor del diafragma. Utilizando un modelo en voladizo para el diafragma de acero, se obtiene la ecuación siguiente:

$$M_p = \phi_f F_y Z$$

Donde:

ϕ_f = Factor de reducción de resistencia a la flexión, igual a 0.90

F_y = Esfuerzo de fluencia especificado por el diafragma

$$M_t = V_u \left(G + \frac{d'}{2} \right)$$

$$Z = \frac{B_t t^2}{4}$$

Resolviendo la ecuación con el momento plástico para la variable “ t ”, se puede calcular el espesor mínimo requerido para el diafragma “ t_{lreq} ”. Es recomendable usar un espesor mínimo de placa base igual al espesor del diafragma de acero.

2.5. PERFILES TUBULARES

Un punto importante, aunque se encuentra fuera del caso de estudio del presente trabajo de grado son los montantes con perfiles tubulares en las torres de telecomunicación, son utilizados en torres de gran altura, y presentan un diseño de forma diferente ya que para perfiles rectangulares HSS (High Speed Steel) se conocen como "aceros rápidos" debido a que pueden ejecutarse cortes a alta velocidad sin que se afecte apreciablemente el filo de la herramienta. Son en general más resistentes que los aceros al carbono y mucho más resistentes a la corrosión, tanto m y n son calculados usando los límites a 0.95 veces la profundidad y ancho del perfil HSS. Para perfiles tubulares tanto m y n están calculados usando las líneas de cedencia a 0.8 veces el diámetro. El λ no es usado para perfiles HSS y Tuberías.



Figura 44. Perfil tubular en placa base
Fuente: Foto propia

2.6. SOLDADURA

La “American welding Sociaty” (AWS) define la soldadura como un “proceso de unión de materiales que produce la coalescencia de materiales calentándolos a temperaturas adecuadas con o sin la aplicación de presión o mediante la aplicación de presión solo y con o sin el uso de material de relleno”. La soldadura es fundamental para unir la placa base con el perfil de la columna, en la mayoría de los casos es una soldadura tipo filete, para a efectos del diseño en los anclajes con cabeza en ocasiones se utiliza la soldadura para unir la cabeza de los anclajes con la placa base, aportando así una mayor resistencia del anclaje al cortante.

2.6.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LA SOLDADURA

El metal de relleno y revestimiento para la soldadura debe satisfacer una de las siguientes especificaciones de la American Welding Society (AWS):

AWS A5.1	AWS A5.5
AWS A5.17/A5.17M	AWS A5.18
AWS A5.20 AWS	AWS A5.25/A5.25M
AWS A5.26/A5.26M	AWS A5.28
AWS A5.29	AWS A5.32/A5.32M
A5.23/A5.23M	

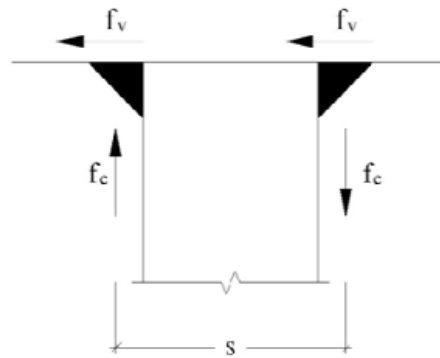


Figura 45. Esfuerzos en la soldadura

Fuente: Ozorio , D.(2019)

La fuerza resultante sobre la soldadura se define como:

$$f_r = \sqrt{f_v^2 + f_c^2} \quad (1.6 - 9)$$

Donde:

$$f_v = \frac{V_u}{2B_l}$$

$$f_c = \frac{M_p}{B_l S}$$

$$S = t_l + 2 \left(\frac{w}{3} \right)$$

w = Tamaño de la soldadura

t_l = Espesor del diafragma de acero

La resistencia de diseño para la soldadura puede calcularse con la siguiente expresión:

$$R_w = w 0.707 F_w$$

Donde:

$$F_w = \phi (0.60) F_{EXX}$$

F_{EXX} = Resistencia por clasificación de la soldadura

w = Tamaño de la soldadura

ϕ = Factor de reducción de resistencia al cortante, igual a 0.75

Si se cumple que $R_w \geq f_r$ entonces la soldadura es adecuada. En el caso contrario se debe incrementar el tamaño o la resistencia de la soldadura.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

En el presente capítulo se plantea todo lo relacionado a la metodología empleada para desarrollar el presente trabajo de grado; se habla fundamentalmente del diseño de investigación, y la operacionalización para alcanzar los objetivos de la investigación.

Además, se mencionan las fases de la investigación, así como también las técnicas e instrumentos de recolección de los datos.

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La investigación documental a ser el tipo de investigación implementada para desarrollar este trabajo de grado, se fundamenta en llevar a cabo una rigurosa selección de documentos y fuentes como normas, guías de diseño, investigaciones previas, con el objetivo de determinar todos los elementos necesarios para el diseño de las placas base en torres de telecomunicación autoportadas.

Según los objetivos, el presente trabajo de grado consiste fundamentalmente en una investigación documental debido a que radica en desarrollar un procedimiento simplificado, que pueda ser utilizado como herramienta o guía, para elaborar el diseño de placas bases en torres de telecomunicaciones autoportadas, con el propósito de manejar de forma más amena el diseño de las planchas bases y los componentes que la conforman, debido a que la normativa Venezolana actual no presenta una metodología para su cálculo y no establece de una forma concisa los parámetros específicos a ser cumplidos en el cálculo de las conexiones, por esta razón el presente trabajo es de gran ayuda para el ingeniero estructural que desee diseñar conexiones de este tipo.

3.2. OPERACIONALIZACIÓN O DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

Siendo la meta, la de alcanzar los objetivos planteados en esta investigación, fue necesario definir las variables que fueron analizadas para poder determinar los distintos componentes que conformar el manual del diseño de plancha base

Tabla 16. Muestra la operacionalización de los objetivos de la investigación
Fuente: Elaboración propia

Objetivo General	Objetivos Específicos	Variables	Técnicas	Instrumentos	Fuentes de Información
Desarrollar un procedimiento simplificado para el diseño de placas base en torres de telecomunicación autosoportadas	Revisión de la bibliografía, publicaciones y normativa existente acerca del diseño de placas bases.	Normas COVENIN , ACI, AISC, ANSI/TIA , Guías de diseño para placas base y anclajes.	Análisis documental de fuentes bibliográficas	Citas, notas de referencias bibliográficas, tablas, imágenes, formulas, ecuaciones.	Normativa vigente (American Concrete Institute (2014). Requisitos de Reglamento para concreto Estructural (ACI 318S -14), Norma Venezolana COVENIN 1618:1998 Estructuras de acero para edificaciones: Métodos de los Estados Limites. Caracas FONDONORMA , ANSI/TIA 222-G “ Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas” guías de diseño Steel Design Guide: Base Plate and Anchor Rod Design, 2da Edición), trabajos de grado, trabajos

					de grado, consulta y publicaciones en internet.
	Definir casos y secciones típicas de placas bases en torres de telecomunicación autosoportadas.	Tipos de torres de telecomunicación, tipos de anclaje, condiciones de carga, barras, placas base, materiales.	Análisis documental de fuentes bibliográficas y entrevistas	Notas de referencias bibliográficas, imágenes	Consulta con profesionales, guías de diseño, trabajos de grado, artículos, visitas en campo
	Determinar los modos de falla característicos de las placas base en torres de telecomunicaciones.	Propiedades, tipos, cantidad distribución, de las barras de anclaje y la placa base	Análisis de documental de fuentes, análisis de resultados y cálculos	Resultados de programa PLS TOWERS, tablas de resultados, Programa Microsoft Excel	Criterio propio y de profesionales, trabajos de grado.
	Categorizar los pasos para el procedimiento del diseño a través de una hoja de cálculo de Excel.	Tipos de perfil en montante, tipos y cantidad y diámetros de anclajes, dimensiones de la placas base, carga de carga	Análisis documental de fuentes bibliográficas	Formulas, ecuaciones, imágenes, Programa Microsoft Excel	Criterio propio, guías de diseño, comprobación con calculo manual

3.3. FASES DE LA INVESTIGACIÓN

Para el desarrollo de este trabajo de grado, fue necesario aplicar cinco fases:

- Fase de Planificación y Recopilación
- Fase de Elaboración
- Fase de Ejecución
- Fase de Evaluación
- Fase de Redacción

En la primera fase se recopiló toda la información referente a los requerimientos en el diseño de las conexiones en placas base en nuestro país Venezuela, en este caso la NORMA

COVENIN 1618:1998. “ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICACIONES. MÉTODO DE LOS ESTADOS LÍMITES”, COVENIN 1753:2006 “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”. y las normas internacionales “Building Code Requirements for Structural Concrete” , conocida como “ACI 318S-14” , en conjunto con los comentarios de la misma publicadas del 2014 y la norma “Specification for Structural Steel Building ANSI/AISC 360-10”

A su vez, se revisó las normas nacionales para la construcción de torres de telecomunicación “NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA TORRES Y ESTRUCTURAS DE SOPORTE DE ANTENAS DE TRANSMISIÓN, CANTV 2007”, conocida como la NORMA CANTV NT-001, y sus complementos CANTV NT-002 y CANTV NT-003, en conjunto con las normativas internacionales “Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas” TIA-222-F y su versión más actual ANSI/TIA-222-G

También se tomó como referencia la guía de acero “Design Guide N°1: Base Plate and Anchor Rod Design” del (2006), que en conjunto sirvieron de guía para formular los procedimientos de diseño de las distintas placas base, de igual forma se tomó como referencia trabajos de grado que sirvieron como guía y consultas con profesionales.

La segunda fase consistió en la elaboración del marco teórico, como parte fundamental del trabajo de grado, donde se establecen los parámetros de diseño que deben cumplir todos los elementos que forman la placa base, para ser capaz de soportar y distribuir todas las solicitudes a las cuales estarán sujetas, en función de las bibliografías consultadas en la primera fase.

En la tercera fase se realizó un procedimiento paso a paso de las condiciones que debe cumplir la placa base y los anclajes acorde con el caso particular de torres autoportadas , luego se procedió a la configuración de la hoja de cálculo del programa Microsoft Excel de todos los criterios de diseño en los anclajes y placas base, al conocer las solicitudes a las cuales están sujetas las placas base obtenidas a través de Power Line Systems Towers (PLS

TOWER), se procedió a introducir los datos de entrada en el programa de la Hoja de Excel para evaluar si los resultados tenían concordaban con los cálculos manuales

En la cuarta fase se evaluó los resultados obtenidos verificando las placas base cumplieran todos los parámetros establecidos en el diseño, a través de los modos de falla de los anclajes y placa base, al verificar con los parámetros y en caso que no cumplieran se modificaba la configuración hasta que comprobara y cumpliera con los mínimos criterios de diseño configurados según la especificación de los normas y guías consultadas estableciendo la mejor relación entre materiales, diámetros, tipo de anclaje, espesores, dimensiones de placa base y distribución de los mismos corroborando así el procedimiento de diseño.

En la quinta y última fase se procedió a la redacción del y estructuración del trabajo de grado.

3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTO PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Dando fiel cumplimiento al objetivo general y objetivos específicos de esta investigación, fue adoptada como técnica para la recolección de datos la técnica investigación documental, ya que es una técnica que se refiere específicamente a la revisión y el análisis de fuentes documentales, como: Normativas vigentes tanto venezolanas como internacionales, guías de diseño, trabajos de grado, citas, tablas, imágenes, fórmulas, artículos, publicaciones en internet y criterios de profesionales.

Está técnica ayudó a definir el marco referencial de esta investigación, además de contribuir con todo el desarrollo de este trabajo de grado.

CAPITULO IV

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LAS PLACAS BASE EN TORRES DE TELECOMUNICACIÓN

Para el diseño de las placas base en un proyecto de torres de telecomunicación, se deben seguir y cumplir un conjunto de requerimientos referidos en las normas especializadas en el diseño estructuras de acero y concreto.

Para orientar de manera ordenada el presente procedimiento se dividirá por pasos cada uno aplicando en orden tanto para el diseño de los anclajes, sometidos para los dos casos tracción y cortante, como el diseño de las placas base referidos en este capítulo de siguiente manera:

4.1. DISEÑO DE ANCLAJES

- 1) Al obtener las cargas en las bases de la torre y constatar que se encuentra sometida principalmente a compresión, tracción y cortante, se procede con un prediseño estableciendo el tipo de anclaje, el diámetro y material para el anclaje, tal que verifique la siguiente condición:

$$\left(\frac{P_u + \frac{V_u}{\eta}}{\phi R_{nt}} \right) \leq 1$$

$P_u = N_{ua}$ = máxima tracción a la cual se encuentra sometido un anclaje

$V_u = V_{ua}$ = corte máximo a la cual se encuentra sometido un anclaje

η = según la disposición de los anclajes y placa base, Ver detalle de sección en la Figura 23

$\eta = 0.90$ para detalle tipo (a)

$\eta = 0.70$ para detalle tipo (b)

$\eta = 0.55$ para detalle tipo (c)

$\eta = 0.40$ para detalle tipo (d)

$$\phi = 0,75$$

$$R_{nt} = N_{sa} = f_{uta} \times A_{se} \text{ (Ver Tabla 18 o Tabla 19)}$$

- 2) Verificar que estén trabajando en grupo los anclajes de la torre de telecomunicación y no individualmente, debe satisfacer la condición: $3h_{ef} > s$
- 3) Verificar las separaciones entre anclajes (s) y distancias al borde ($C_{a,1}, C_{a,2}$) para evitar fallas por hendimiento, de acuerdo al tipo de anclaje debe cumplir las distancias mínimas de la Tabla 7
- 4) Verificar si el material de los anclajes cumple con los requerimientos de acero dúctil para determinar el factor de reducción de anclajes en concreto ϕ

Ver Tabla 3, si es mayor el porcentaje de elongación a 14% min y el porcentaje reducción del área mayor a 30% se considera el acero como dúctil.

Al saber si el acero es dúctil, el tipo de anclajes y si se encuentra acero suplementario que atraviese el plano de falla del pedestal se dispone de la condición A o B para determinar Factor de reducción del anclaje en concreto ϕ (Ver Tabla 9)

4.1.1. POR TRACCIÓN

- 5) Se establecen los requisitos para la resistencia a partir del tipo de anclaje, y se procede a calcular la capacidad de los anclajes por carga a tracción
 1. Capacidad del acero del anclaje; N_{sa}
 2. Capacidad por rotura del concreto; N_{cb}
 3. Capacidad por deslizamiento; N_{pn}
 4. Capacidad por rotura de la cara lateral del concreto (anclajes con cabeza); N_{sb}
 5. Capacidad a la adherencia de anclajes adheridos; N_{ag}

5.1) Capacidad del acero del anclaje

En las Tabla 18 y Tabla 19 , se encuentra de una forma más directa la resistencia de los anclajes según el diámetro y el material que se desee utilizar, aplicando la formula a continuación

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \quad \text{E-1}$$

Donde A_{se} es el área transversal efectiva de un anclaje, y el sub índice N indica que se encuentra a tracción ($A_{se,N}$), y f_{uta} no debe ser, mayor que el menor entre $1.9f_{ya}$ ($f_r = f_{uta}$ =esfuerzo de rotura del anclaje) ó 8600 Kg/cm^2 (860Mpa; 124700psi)

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2 \quad \text{E-2}$$

Donde:

d_a = diámetro exterior de un anclaje

n_t = Número de hilos por cm de rosca

Tabla 17. Resistencia a tracción y cortante de anclajes sin rosca, N_{sa} (kgf)

Fuente: Elaboración propia

Diámetro nominal de perno d_a , pulg.			1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1-1/8	1-1/4	1-3/8	1-1/2	1-3/4	2
Área transversal nominal, cm. ²			0,316	0,710	1,265	2,000	2,839	3,871	5,097	6,452	7,916	9,581	11,400	15,516	20,271
ASTM	f_{ya} , kgf/cm ²	f_{uta} , kgf/cm ²													
A29 A108 AWS D1.1*+	3.586	4.570	—	—	5.779	9.140	12.973	17.690	23.292	—	—	—	—	—	—
A193*	7.382	8.788	2.778	6.237	11.113	17.577	24.948	34.019	44.792	56.699	69.570	84.198	100.187	136.361	178.149
	6.679	8.085	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	5.273	7.031	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
A307	2773	4.218	1.334	2.994	5.334	8.437	11.975	16.329	21.500	27.216	33.393	40.415	48.090	65.453	85.511
	2.531	4.078	1.289	2.894	5.156	8.156	11.576	15.785	20.784	26.308	32.280	39.068	46.487	63.272	82.661
A36	2.531	4.078	1.289	2.894	5.156	8.156	11.576	15.785	20.784	26.308	32.280	39.068	46.487	63.272	82.661
A449	6.468	8.437	2.667	5.987	10.668	16.874	23.950	32.659	43.001	—	—	—	—	—	—
	5.695	7.382	—	—	—	—	—	—	37.626	47.627	58.439	70.726	84.157	—	—
	4.078	6.328	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	72.135	98.180	128.267

*ASTM A193 con resistencia a la tracción de 8085 y 7030,7 kgf/cm², está disponible para anclajes con diámetros más grandes que 2-1/2 pulg

+Se utiliza el área de espárrago nominal

Tabla 18. Resistencia a la tracción y cortante de anclajes con rosca, N_{sa} (kgf)

Fuente: Elaboración propia

Diámetro nominal de perno d_a , pulg.			1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1-1/8	1-1/4	1-3/8	1-1/2	1-3/4	2
Área transversal efectiva, cm ²			0,206	0,503	0,916	1,458	2,155	2,981	3,910	4,923	6,252	7,484	9,097	12,258	16,129
Número de hilos por pulgada (n)			20	16	13	11	10	9	8	7	7	6	6	5	4 1/2
ASTM	f_{ya} , kgf/cm ²	f_{uta} , kgf/cm ²													
A29 A108 AWS D1.1*+	3.586	4.570	—	—	9.230	14.690	21.710	30.030	39.390	44.254	—	—	—	—	—
F1554	2.531	4.078	842	2.052	3.736	5.946	8.787	12.154	15.943	20.073	25.493	30.518	37.095	49.986	65.771
	3.867	5.273	1.089	2.654	4.831	7.688	11.362	15.717	20.616	25.957	32.965	39.463	47.967	64.637	85.049
	7.382	8.788	1.814	4.423	8.051	12.814	18.937	26.195	34.360	43.261	54.941	65.771	79.946	107.728	141.748
A193*	7.382	8.788	1.814	4.423	8.051	12.814	18.937	26.195	34.360	43.261	54.941	65.771	79.946	107.728	141.748
	6.679	8.085	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	5.273	7.031	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
A307	2773	4.218	871	2.123	3.865	6.151	9.090	12.574	16.493	20.765	26.372	31.570	38.374	51.710	68.039
	2.531	4.078	842	2.052	3.736	5.946	8.787	12.154	15.943	20.073	25.493	30.518	37.095	49.986	65.771
A36	2.531	4.078	842	2.052	3.736	5.946	8.787	12.154	15.943	20.073	25.493	30.518	37.095	49.986	65.771
A449	6.468	8.437	1.742	4.246	7.729	12.301	18.180	25.147	32.985	—	—	—	—	—	—
	5.695	7.382	—	—	—	—	—	—	28.862	36.340	46.151	55.248	67.154		
	4.078	6.328	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	57.561	77.564	102.058

*ASTM A193 con resistencia a la tracción de 8085 y 7030,7 kgf/cm² solo está disponible para pernos con diámetros más grandes que 2 1/2 pulg

+Se utiliza el área de espárrago nominal

5.2) Capacidad por rotura del concreto

- Para un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad E-3$$

$\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}$ = relación del área proyectada de la superficie de falla

$\Psi_{ed,N}$ = por efectos de borde

$\Psi_{c,N}$ = por agrietamiento

$\Psi_{cp,N}$ = por anclajes de instalación posterior

N_b = capacidad básica del concreto

- Para un grupo de anclajes:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad E - 4$$

$\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}$ = relación área proyectada de la superficie de falla

$\Psi_{ec,N}$ = por excentricidad

$\Psi_{ed,N}$ = por efectos de borde

$\Psi_{c,N}$ = por agrietamiento

$\Psi_{cp,N}$ = por anclajes de instalación posterior (postinstalados)

N_b = capacidad básica de un solo anclaje

A_{Nc} = área total proyectada para un grupo de anclajes

El área proyectada A_{Nc} y A_{Nco} , se calcula a partir de la nueva profundidad de embebido h'_{ef} , que resulta de trasladar el plano de falla real desde la profundidad real del anclaje h_{ef} , al borde de la superficie libre del pedestal de concreto, obteniendo así la profundidad efectiva de embebido h'_{ef} , y resulta en una resistencia del concreto conservadora para la rotura, esta relación se calcula a partir de las formulas a continuación:

Se toma el mayor valor de $C_{a,min}/1.5$ y $s/3$, es seria la nueva profundidad efectiva para calcular de área proyectadas

Donde: $c_{a,min}$: es igual a la mínima distancia entre el anclaje y el borde
S: espacio máximo entre anclajes

$$A_{Nco} = 9h'_{ef}{}^2 \quad (E-5)$$

$$A_{Nc} = bxa \text{ (Área total del pedestal)}$$

Ver Figura 24, para comprender de mejor forma la sección de concreto donde se encuentra embutido los anclajes para establecer las áreas proyectadas

Rotura básica del concreto, N_b

- Para un solo perno en tracción en concreto agrietado

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}{}^{1.5} \quad (E - 6)$$

Donde:

$k_c = 10$, para anclajes preinstalados y $k_c = 7$, para anclajes postinstalados.

λ_a = factor de modificación para concreto de peso liviano o normal (Tabla 3.9).

Cuando se trabaja con el sistema de unidades en inglés (lib/pulg²) se utilizan los siguientes valores de k_c

$k_c = 24$ para pernos en preinstalados

$k_c = 17$ para pernos postinstalados (o mayor valor del ACI 355.2)

- Para un grupo de preinstalados anclajes con cabeza

Alternativamente, para varios anclajes con una profundidad de $28 \text{ cm} \leq h_{ef} \leq 63.5 \text{ cm}$

$$N_b = 5.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (E - 7)$$

Cuando se trabaja con el sistema de unidades en inglés el factor es 3.8 en lugar 5.8
Cuando tres o más anclaje tienen una distancias de borde $\leq 1.5 h_{ef}$:

Se debe usar h'_{ef} , se calcula tomando el mayor valor entre :
 $c_{a,min}/1.5$ y $s/3$

- Factor de modificación para grupos de anclajes sometidos a cargas excéntricas de tracción

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \quad (E - 8)$$

Donde: $e'_N \leq s/2$

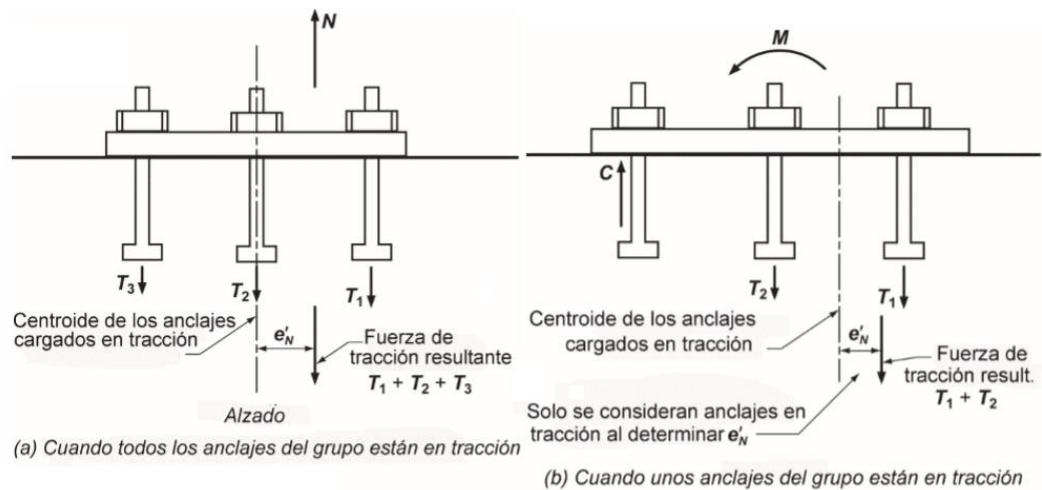


Figura 46. Definición de e'_N para un grupo de anclajes

Fuente: Adaptado de “ACI 318S-14”

- Factor de modificación por efectos de borde ($\Psi_{ed,N}$)

Si $c_{a,min} \geq 1.5 h_{ef}$ entonces $\Psi_{ed,N} = 1$

$$\text{Si } c_{a,min} < 1.5 h_{ef} \quad \text{entonces} \quad \Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5 h_{ef}} \quad (E - 9)$$

- Factor de modificación por efecto de agotamiento

Solo cuando el análisis señala que no hay fisuras de concreto para el nivel de carga de servicio

$$\Psi_{c,N} = 1.25 \text{ para anclajes preinstalados}$$

$$\Psi_{c,N} = 1.4 \text{ para anclajes postinstalados}$$

Nota: $\Psi_{c,N} = 1$ cuando se utilizan (E – 8) o (E – 9), cuando se supone concreto fisurado , en la mayoría de los casos se considera igual a 1 ya que no se tiene los ensayos que verifiquen las condiciones del concreto.

Cuando se trabaja con el sistema de unidades ingles se utilizan $k_c = 24$ para anclajes en preinstalados y $k_c = 17$ para anclajes postinstalados, mientras que si se considera no fisurado $\Psi_{c,N} = 1.25$ para anclajes preinstalado $\Psi_{c,N} = 1.4$ para anclajes postinstalados, resultan los valores $k_c \Psi_{c,N} = 30$ para anclajes en preinstalados y $k_c \Psi_{c,N} = 24$ para anclajes postinstalados.

- Factor de modificación por instalación

Para anclajes preinstalados

$$\Psi_{cp,N} \text{ es igual a } 1$$

Para anclajes postinstalados

$$\text{Si } c_{a,min} \geq c_{ac} \quad \Psi_{cp,N} = 1 \quad (E - 10)$$

$$\text{Si } c_{a,min} < c_{ac} \quad \Psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \quad (E - 11)$$

Nota: $\Psi_{cp,N}$ no debe ser menor a $1.5 \frac{h_{ef}}{c_{ac}}$ y la distancia crítica c_{ac} (verificar en efectos de hendimiento para saber el máximo valor de c_{ac})

5.3) Resistencia a extracción por deslizamiento

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} N_p \quad (E - 12)$$

$\Psi_{c,p}=1.4$ si el concreto no está agrietado

$\Psi_{c,p}= 1$ si el concreto esta agrietado

Se supone concreto agrietado, para el diseño de los anclajes

- Para un anclaje o tornillo con cabeza individual a tracción se emplea la ecuación:

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c \quad (E - 13)$$

A_{brg} = Área de apoyo de la cabeza de la tuerca que soporta la carga (Ver Tabla N°12 y Tabla N°13)

- Para un anclaje individual tipo “J” o “L” a tracción se emplea la ecuación:

$$N_p = 0.9 f'_c e_h d_a \quad (E - 14)$$

Donde: Se debe cumplir $3d_a \leq e_h \leq 4.5 d_a$; e_h es la longitud del gancho

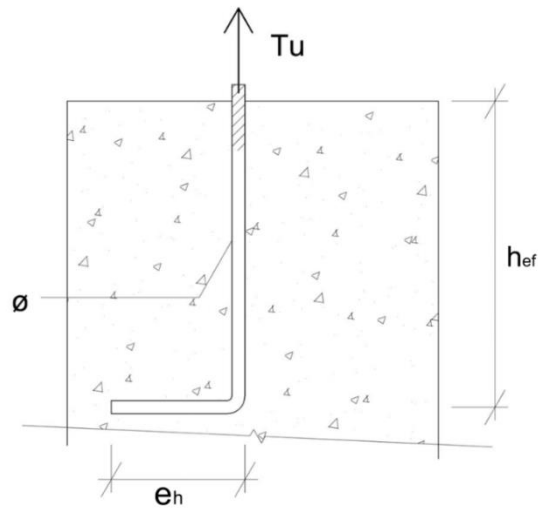


Figura 47. Disposición a tracción en anclaje tipo “L”
Fuente: Elaboración propia

Para anclajes mecánicos postinstalados no se puede calcular la resistencia a la extracción por deslizamientos N_p por formulas genéricas se debe basar en ensayos conducidos y evaluados según el ACI 355.2

5.4) Capacidad por rotura de la cara lateral del concreto (Anclaje con cabeza solamente)

- Para un solo anclaje con un profundidad embebida cerca del borde ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$)

$$N_{sb} = 42.5 C_{a1} \lambda_a \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c} \quad (E - 15)$$

Nota: Cuando se trabaje en el sistema de unidades inglés, el factor 42.5 se cambia por 160

Si la distancia al borde en dirección perpendicular $C_{a2} < 3C_{a1}$, modificar N_{sb} por:

$$\frac{\left(1 + \frac{C_{a2}}{C_{a1}}\right)}{4} \quad (E - 16)$$

$$\text{Donde } 1.0 \leq \frac{C_{a2}}{C_{a1}} \leq 3.0$$

- Para múltiples anclajes con cabeza embebidos profundos localizados cerca de un borde

Se debe verificar la condición: $h_{ef} < 2.5c_{a1}$ y $s < 6C_{a1}$, si se cumple estas condiciones se debe considerar la falla lateral.

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6C_{a1}}\right) N_{sb} \quad (E - 17)$$

Dónde: s= separación entre anclajes exteriores a lo largo del borde

N_{sb} se calcula a través de la ecuación anterior (E – 15), sin modificación por la distancia del borde en dirección perpendicular

5.5) Resistencia a la adherencia de anclajes adheridos

- Para un solo anclaje adherido

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (E - 18)$$

- Para un grupo de anclajes adheridos

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \Psi_{ec,Na} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (E - 19)$$

$\frac{A_{Na}}{A_{Na0}}$ = relación de área proyectada de la superficie de falla

$\Psi_{ec,Na}$ = por excentricidad en anclaje adheridos

$\Psi_{ed,Na}$ = por efectos de borde en anclajes adheridos

$\Psi_{cp,Na}$ = por concreto no agrietado y sin refuerzo suplementario

N_{ba} = resistencia básica a la adherencia en tracción de un solo anclaje

A_{Na} = Área de influencia proyectada de un solo anclaje adherido con una distancia al borde igual o mayor que c_{Na}

$$A_{Na} = (2c_{Na})^2 \quad (E - 20)$$

Donde:

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{76}} \quad (E - 21)$$

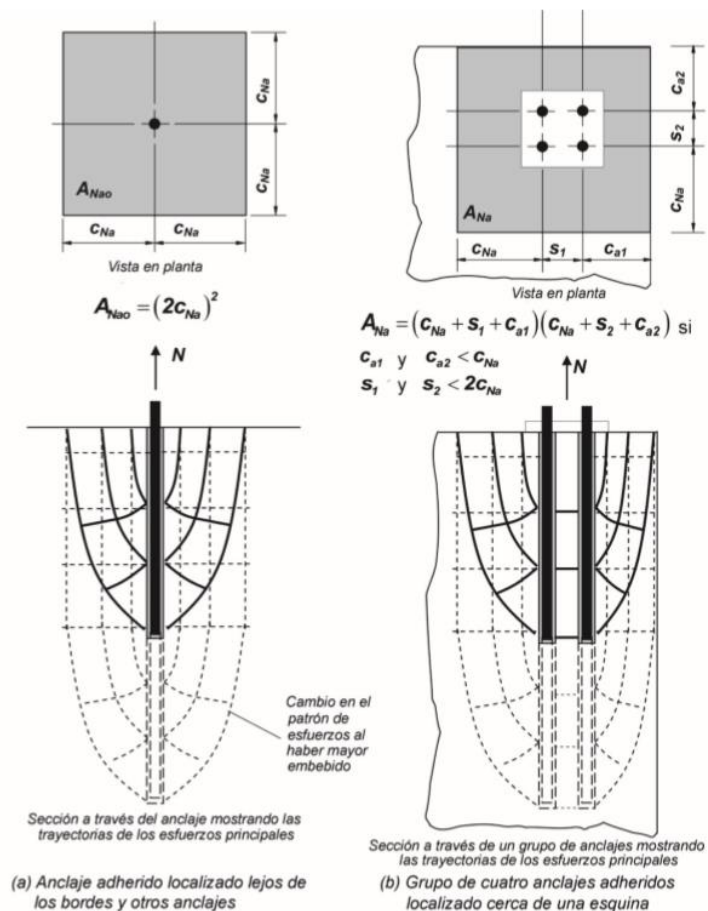


Figura 48. Cálculo de las áreas de influencia A_{Na} y A_{Na}

Fuente: "ACI 318S-14"

- Capacidad básica de adherencia del concreto fisurado para un solo anclaje

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \quad (E - 22)$$

λ_a = Factor de modificación de que tiene en cuenta la reducción de las propiedades mecánicas del concreto liviano en algunas aplicaciones del anclaje al concreto (Ver Tabla 13)

τ_{cr} = debe tomarse como el percentil del 5 por ciento de los resultados de ensayos realizados y evaluados según la ACI 355.4

Se puede utilizar el valor mínimo del esfuerzo de adherencia característico de los dados en la Tabla 20, siempre y se cumpla con todos parámetros a continuación:

- Los anclajes cumplen los requisitos de ACI 355.4.
- Los anclajes se instalan en perforaciones taladradas con un taladro rotatorio de impacto o un taladro para rocas.
- El concreto en el momento de la instalación del anclaje tiene una resistencia mínima de 170 kg/cm²
- El concreto en el momento de la instalación del anclaje tiene al menos 21 días de vaciado.
- La temperatura del concreto en el momento de la instalación del anclaje es al menos 10°C.

Tabla 19. Esfuerzo de adherencia característico mínimo
Fuente: Adaptado de “ACI 318S-14”

Ambiente de instalación y servicio	Contenido de humedad del concreto en el momento de la instalación del anclaje	Temperatura pico del concreto en servicio °C	τ_{cr} kgf/cm ²	τ_{uncr} kgf/cm ²
Exterior	Seco a totalmente saturado	79	14	45
Interior	Seco	43	21	70

(1) Cuando el diseño del anclaje incluye cargas de tracción permanente, multiplique los valores de τ_{cr} y τ_{uncr} por 0.4.

(2) Cuando el diseño del anclaje incluye fuerzas sísmicas para estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E, y F, multiplique los valores de τ_{cr} por 0.8 y los valores de τ_{uncr} por 0.4.

- Factor de modificación para grupos de anclajes adheridos cargados excéntricamente

$$\Psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \leq 1 \quad (E - 23)$$

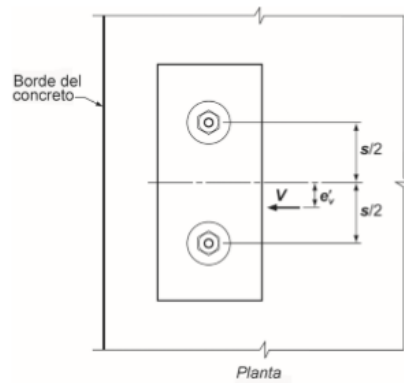


Figura 49. Definición de e'_v la para el grupo de anclajes
Fuente: “ACI 318S-14”

- Factor de modificación por efectos de borde en anclajes adheridos ($\Psi_{ed,Na}$)

$$\text{Si } c_{a,\min} \geq 1.5 c_{Na} \quad \text{entonces} \quad \Psi_{ed,Na} = 1$$

$$\text{Si } c_{a,\min} < 1.5 c_{Na} \quad \text{entonces} \quad \Psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,\min}}{c_{Na}} \quad (E - 24)$$

Nota: Si los anclajes están localizados cerca de un borde, su resistencia se reduce adicionalmente con respecto a la indicada en el parámetro $\frac{A_{Na}}{A_{Na0}}$. Si el menor recubrimiento lateral es mayor o igual a c_{Na} no hay reducción ($\Psi_{ed,Na} = 1$). Si el recubrimiento es menor que c_{Na} , el factor $\Psi_{ed,Na}$ tiene en cuenta el efecto de borde.

- Factor de modificación para concreto no agrietado y sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento en anclajes adheridos ($\Psi_{cp,Na}$)

Si $c_{a,min} \geq c_{ac}$ entonces $\Psi_{cp,Na} = 1$

Si $c_{a,min} < 1.5 c_{ac}$ entonces $\Psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}}$ (E – 25)

Nota: $\Psi_{cp,Na}$ no debe tomarse menor que $\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}$, donde la distancia crítica a los bordes c_{ac} . Para todos los otros casos $\Psi_{cp,Na}$ debe tomarse igual a 1.

- Se debe chequear la separación máxima de los anclajes sea menor a tres veces la distancia al borde, ($s < 3sC_{a,1}$), para que los anclajes trabajen como grupo y sean capaces de resistir el cortante

4.1.2. POR CORTANTE

- Se procede a calcular la capacidad de los anclajes por carga a corte

Se debe verificar la separación mínima entre anclajes paralelos a la dirección del corte, si $s > c_{a1}$ se deben evaluar los dos casos siguientes (Ver Fig.50):

CASO 1: Donde la falla ocurre en los anclajes próximos al borde y estos soportan el cortante de igual forma

CASO 2: Donde la falla se origina en los anclajes más alejados del borde por lo cual resisten la fuerza de corte total

Si $s < c_{a1}$ entonces aplica el CASO 3 en donde solo los anclajes cercanos al borde resisten la fuerza cortante:

- Capacidad del acero del anclaje; V_{sa}

2. Capacidad por rotura del concreto; V_{cb}

3. Capacidad al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante (capacidad por rotura al revés de concreto); V_{cp}

7.1) Capacidad de acero del anclaje

- Para anclajes con cabeza preinstalados

Utilizando la Tabla 17 y Tabla 18, se puede obtener el área efectiva de los anclajes y a su vez la resistencia de los mismos según el diámetro y el material a utilizar, como en el paso anterior para determinar la capacidad del anclaje a tracción, de igual forma se utilizan las mismas formulas solo aplicadas para fuerzas a corte

$$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta} \quad (E - 26)$$

Donde:

$A_{se,V}$ = área transversal efectiva del anclaje individual a cortante; cm^2

f_{uta} = resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje, debe ser, menor al mayor valor entre $1.9f_{ya}$ ó 8600 Kg/cm^2 (860Mpa ; 125000 psi)

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2 \quad (E - 27)$$

Donde:

d_a = diámetro exterior de un anclaje

n_t = Número de hilos por cm de rosca

Nota: cuando la placa base se encuentra apoyada sobre morteros cementantes (Grout), usar $0.8 V_{sa}$

- Para anclajes preinstalados de tornillo con cabeza, tipo gancho y pernos postinstalados sin camisa atravesando el plano de corte

$$V_{sa} = A_{se,V} (0.6f_{uta}) \quad (E - 28)$$

Donde: f_{uta} no debe ser, mayor que el menor entre $1.9f_{ya}$ ó 8600 Kg/cm^2 (860Mpa ; 125000 psi)

Nota: si la placa base se encuentra apoyada sobre mortero cementantes (grout), multiplicar por el factor 0.8 ; $V_{sa} = 0.8A_{se,v} (0.6f_{uta})$

- Para anclajes postinstalados cuando las camisas atraviesan el plano de corte, V_{sa} con base en:

Los resultados de ensayos del fabricante o ensayos que cumplan con las condiciones de la ACI 355.2 ó de manera alternativa utilizar la ecuación anterior E-34.

7.2) Capacidad de rotura del concreto

Para el grupo de anclajes en los cuales la separación entre anclajes (s) es mayor a la distancia al borde (c_{a1}) se deben evaluar tanto el CASO 1 como el CASO 2, y tomar la menor resistencia de rotura del concreto, en caso contrario, donde la separación entre anclajes sea menor a la distancia al borde $s < c_{a1}$ solo se toma en consideración el CASO 3, como se puede observar de forma detallada en la Figura 50 y en la Tabla 21.

CASO 1: La ruptura supuesta se origina en los anclajes en la fila más cercana al borde por lo cual la mitad de la fuerza total de corte es resistida de igual forma por los anclajes.

CASO 2: la ruptura supuesta se origina en los anclajes más alejados del borde por lo cual resisten la fuerza de corte total.

CASO 3: solo se supone que la ruptura de la fila de anclaje más cercana al borde contribuye a la resistencia del diseño si el espacio entre dos filas de anclaje es menor que la distancia de borde.

Cuando los anclajes son soldados a la placa base, independientemente de la separación entre anclajes, se considera la separación plena entre anclajes y se evalúa solamente el CASO 2, es común en anclajes sujetos a cargas por cortante elevadas.

Tabla 20. Casos de resistencia al corte de los anclajes

Fuente: Elaboración propia

Conexión entre Anclajes - Placa base	Separación entre anclajes	Revisión de configuración de anclajes		
		CASO 1 $0.5V_u$ por falla por rotura originada en el borde de la falla; Fig.(a)	CASO 2 $1.0V_u$ por falla por rotura originada en los anclajes posteriores de la falla; Fig.(b)	CASO 3 $1.0V_u$ por falla por rotura originada en el borde de la falla; Fig.(c)
Anclajes no soldados a la placa base	$S \geq c_{a1,1}$	SI	SI	NO
	$S < c_{a1,1}$	NO	NO	SI
Anclajes soldados a la placa base	Toda la separación	NO	SI	NO

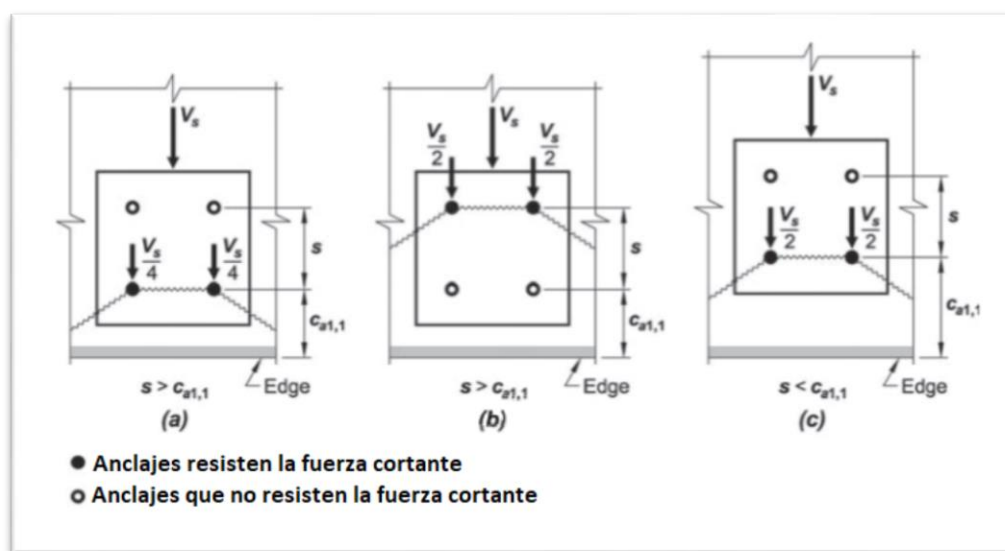


Figura 50. Casos por rotura del concreto a corte

Fuente: Adaptado de “ACI 318S-14”

- Para un solo anclaje, cuando la fuerza cortante perpendicular al borde:

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b \quad (E - 29)$$

$\frac{A_{Vc}}{A_{Vco}}$ = Relación de área proyectada de la superficie de falla

$\Psi_{ed,V}$ = Por efectos de borde

$\Psi_{c,V}$ = Por agrietamiento

$\Psi_{h,V}$ = Por anclajes ubicados en elementos de concreto con $h_a < 1.5c_{a1}$

V_b = Capacidad básica de un anclaje

- Para un grupo de anclaje, cuando la fuerza cortante perpendicular al borde:

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b \quad (E - 30)$$

$\frac{A_{Vc}}{A_{Vco}}$ = Relación de área proyectada de la superficie de falla

$\Psi_{ec,V}$ = Por excentricidad

$\Psi_{ed,V}$ = Por efectos de borde

$\Psi_{c,V}$ = Por agrietamiento

$\Psi_{h,V}$ = Por anclajes ubicados en elementos de concreto con $h_a < 1.5c_{a1}$

V_b = Capacidad básica de un anclaje

$$A_{Vco} = 4.5c_{a1}^2 \quad (E - 31)$$

Caso 1

Si $h_a < 1.5c_{a1}$ entonces $A_{Vc} = 2(1.5c_{a1})h_a$

Si $h_a < 1.5c_{a1}$ y $s \geq c_{a1,1}$ entonces $A_{Vc} = 2(1.5c_{a1,1})h_a$

Caso 2

Si $c_{a2} < 1.5c_{a1}$ entonces $A_{Vc} = 1.5c_{a1}(1.5c_{a1} + c_{a2})$

Si $h_a < 1.5c_{a1}$ y $s \geq c_{a1,1}$ entonces $A_{Vc} = 2(1.5c_{a1,2})h_a$

Si $h_a < 1.5c_{a1}$ y $s < 3c_{a1}$ entonces $A_{Vc} = (2(1.5c_{a1}) + s_1)h_a$

Caso 3

Si $h_a < 1.5c_{a1}$ y $s \geq c_{a1,1}$ entonces $A_{Vc} = 2(1.5c_{a1,1})h_a$

h_a = Es la altura del pedestal en el cual se encuentra embebido el anclaje

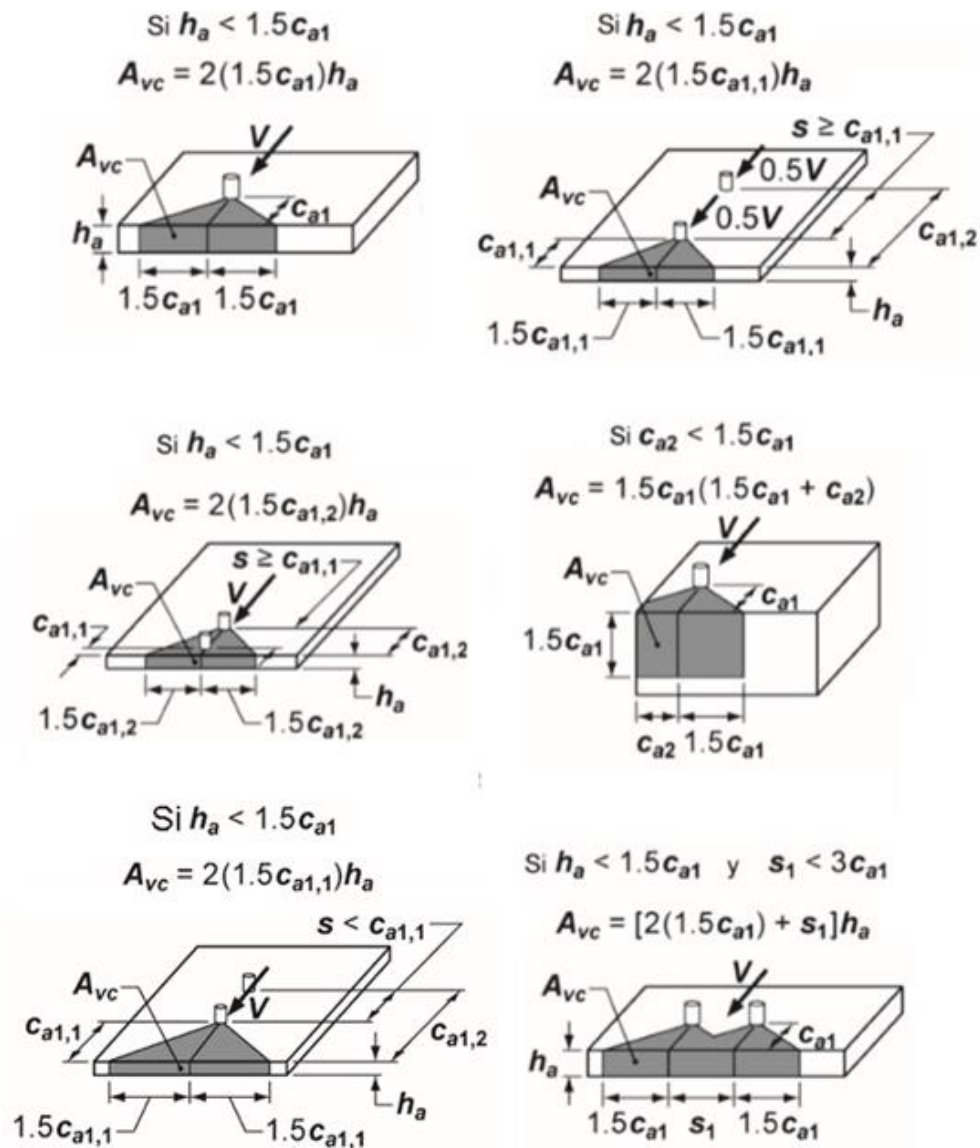


Figura 51. Cálculo de A_{vc} para anclajes individuales y grupo de anclajes
1.1. Fuente: Adaptado de “ACI 318S-14”

Un aspecto establecido en la norma ACI 318S-14 según ensayos es que la fuerza cortante paralela al borde es siempre el doble que la fuerza cortante perpendicular al borde ($V_{cb} \times 2$ y $V_{cbg} \times 2$), y cuando el cortante es paralelo al borde $\Psi_{ed,v}$ debe ser igual a 1. En el caso de estar

en una esquina se toma la menor capacidad cortante entre la fuerza actuando perpendicularmente y la fuerza actuando paralelo al borde.

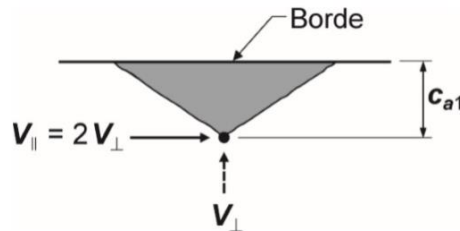


Figura 52. Relación entre el cortante paralelo y perpendicular al borde
Fuente: Adaptado de “ACI 318S-14”

- Factor de modificación para grupos de anclajes cargados excéntricamente

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_V}{3c_{a1}}\right)} \leq 1 \quad (E - 32)$$

Nota: Solamente se consideran los anclajes que están soportando el cortante en la dirección de carga para la excentricidad y la resistencia al cortante

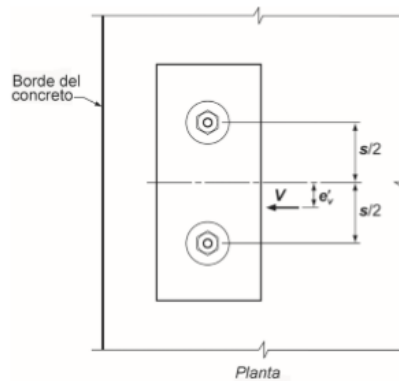


Figura 53. Definición de e'_V la para el grupo de anclajes
Fuente: Adaptado de “ACI 318S-14”

- Factor de modificación por efectos de borde

Si $c_{a2} \geq 1.5 c_{a1}$ entonces $\Psi_{ed,V} = 1$

Si $c_{a2} < 1.5 c_{a1}$; entonces $\Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \quad (E - 33)$

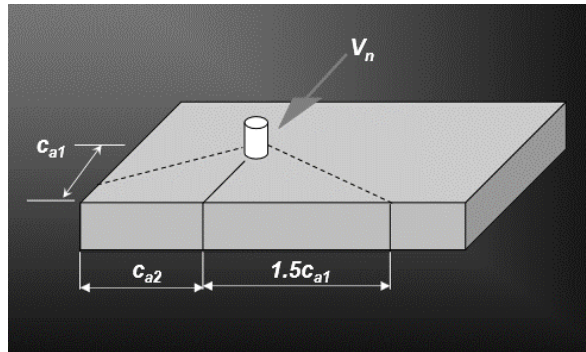


Figura 54. Referencias de distancia de c_{a1} , c_{a2}

Fuente: Elaboración Propia

- Factor de modificación por efecto de agotamiento

- Para anclajes en concreto no agrietado, análisis indican que no hay fisuras bajo carga de servicio

$$\Psi_{c,V} = 1.4$$

- Para anclajes en concreto agrietado:

$\Psi_{c,V} = 1$ sin refuerzo suplementario o con refuerzo de borde menor que una barra diámetro N°13 (1/2")

$\Psi_{c,V} = 1.2$ con refuerzo suplementario o con refuerzo de borde igual o menor que una barra diámetro N°13 (12.7mm), localizada entre el anclaje y el borde

$\Psi_{c,V} = 1.4$ con refuerzo suplementario o con refuerzo de borde mayor que una barra diámetro N°13 (12.7mm), localizada entre el anclaje y el borde, y con el refuerzo confinado por estribos espaciados a no más de 100mm.

- Factor de modificación para anclajes ubicados en elementos de concreto, donde $h_a < 1.5c_{a1}$

$$\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1 \quad (E - 34)$$

En caso de con cumplirse la condición de $h_a < 1.5c_{a1}$; $\Psi_{h,V} = 1$

Nota: $\Psi_{h,V}$ no debe ser menor a 1

- Capacidad básica por rotura del concreto

Para un solo anclaje en concreto agrietado

$$(a) \quad V_b = 1.9 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5} \quad (E - 35)$$

Donde : l_e =longitud de apoyo de carga del anclaje en cortante, debe cumplir:

$l_e = h_{ef}$ para anclajes con rigidez uniforme a lo largo de h_{ef}

$l_e = 2d_a$ para anclajes expansivos, controlados por torsión, con una camisa de espaciamiento separada de la manga de expansión

$l_e \leq 8d_a$ para todos los casos anteriores

El factor es 0.6 si se trabaja con el sistema de unidades internacional (esfuerzos en Mpa); 7 si es Sistema inglés (esfuerzos en lib/pulg²)

$$(b) \quad V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5} \quad (E - 36)$$

El factor sería 3.7 si se trabaja con el sistema de unidades internacional (esfuerzos en Mpa); 9 si es Sistema inglés (esfuerzos en lib/pulg²)

Para los anclajes preinstalados con cabeza, tornillos con cabeza o con gancho, que estén soldados de forma continua a aditamentos de acero, con un espesor mínimo igual al mayor entre 10mm y a la mitad del diámetro del anclaje, la resistencia básica al arrancamiento del concreto en cortante de un solo anclaje en concreto fisurado, V_b , no debe exceder el menor valor obtenido de las dos ecuaciones anteriores (E – 40) y las (E – 41)

Si los anclajes están soldados rígidamente a la placa base, y el espesor mínimo de la placa base no es menor que (a) 9.53 mm (3/8”), o (b) diámetro del anclaje entre 2

$$V_b = 2.1 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5} \quad (E - 37)$$

El factor sería 0.66 en lugar de 2.1 si se trabaja con el sistema de unidades internacional (esfuerzos en Mpa); 8 si es Sistema inglés (esfuerzos en lib/pulg²)

l_e se define como en la ecuación (E - 39) anterior siempre y cuando se cumpla que:

- (a) Para un grupo de anclajes soldados a la pieza sujeta, la capacidad se basa en C_{a1} para la fila más lejos del borde
- (b) Espacio entre centro a centro de conectores sea menos de 65mm
- (c) Si $C_{a2} \leq 1.5h_{ef}$ colocar refuerzo suplementario en las esquinas

Para anclajes cercanos a 3 o más bordes se debe establecer que C_{a1} efectiva para las ecuaciones anteriores no debe exceder el mayor de:

$$\frac{C_{a2}}{1.5}, \text{ donde } C_{a2} \text{ es la mayor distancia al borde}$$

$$\frac{h_a}{1.5}$$

$\frac{s}{3}$, donde s es el máximo separación entre anclajes de un grupo, medido en la dirección perpendicular a la dirección del cortante.

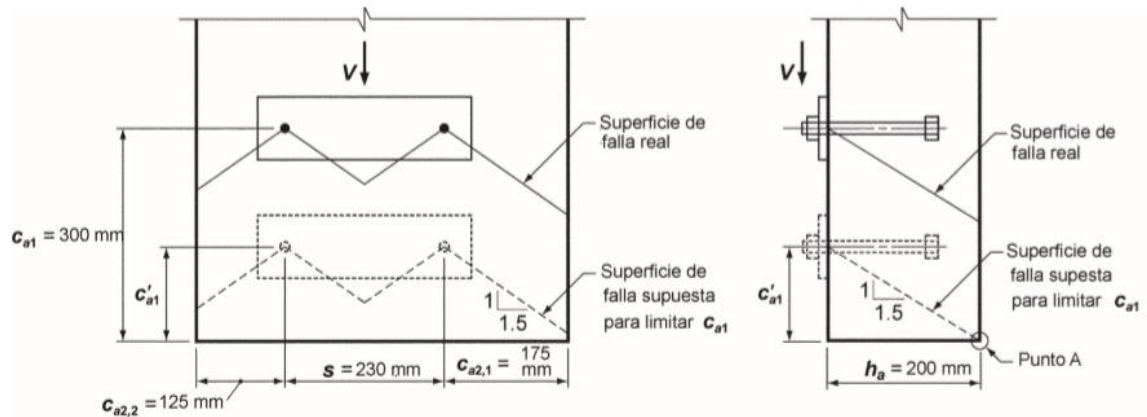


Figura 55. Ejemplo de cortante donde los anclajes están localizados en miembros angostos de espesor limitado

Fuente: “ACI 318S-14”

7.3) Capacidad al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante (rotura al revés de concreto)

La capacidad corresponde a la formación de un desconcha miento de concreto detrás de un conector corto y de un conector corto y rígido, con una base embebida, que se desplaza en dirección opuesta a la del aplicado

- Para un solo anclaje:

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \quad (E - 44)$$

Para anclajes preinstalados de expansión y sobreperforación en su base, N_{cp} debe tomarse como N_{cb} , calculado como en (E-2), para anclajes adheridos, N_{cp} debe ser el

menor de N_a determinado por la ecuación (E-21) y N_{cb} determinado por la ecuación (E-2)

- Para un grupo de anclajes:

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \quad (E - 45)$$

Para anclajes preinstalados, postinstalados de expansión y sobreperforación en su base, N_{cpg} debe tomarse como N_{cbg} , calculado como en (E-3), para anclajes adheridos, N_{cpg} debe ser el menor de N_{ag} determinado por la ecuación (E-22) y N_{cbg} determinado por la ecuación (E-3)

Donde:

$k_{cp} = 1$ para $h_{ef} < 65$ mm

$k_{cp} = 2$ para $h_{ef} > 65$ mm

$N_{cb} =$ calculado por la ecuación (E - 2)

$N_{cbg} =$ calculado por la ecuación (E - 3)

$N_a =$ calculado por la ecuación (E - 21)

$N_{ag} =$ calculado por la ecuación (E - 22)

4.1.3. FALLA POR INTERACCIÓN DE LAS FUERZAS DE TRACCIÓN Y CORTANTES

Cuando se encuentran sometidos tanto a cargas axial como de cortante, los anclajes deben ser diseñados para satisfacer las siguientes condiciones:

Si, $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en cortante, entonces se permite usar la resistencia total en tracción: $\phi N_n \geq N_{ua}$

Si, $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en tracción, entonces se permite usar la resistencia total por cortante: $\phi V_n \geq V_{ua}$

En caso que alguna de las condiciones anteriores no satisfaga se debe cumplir la siguiente condición

Tomando la resistencia que gobierne en cortante $\frac{V_{ua}}{\phi V_n}$ y la resistencia que gobierne en tracción $\frac{N_{ua}}{\phi N_n}$, entonces se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (E - 46)$$

4.2. DISEÑO DE PLACAS BASE

Se dividen en dos casos típicos el diseño de placas base críticos para las torres de telecomunicación autosoportadas cuando la placa base está sometida a compresión y tracción, como se puede observar en la Figura 56

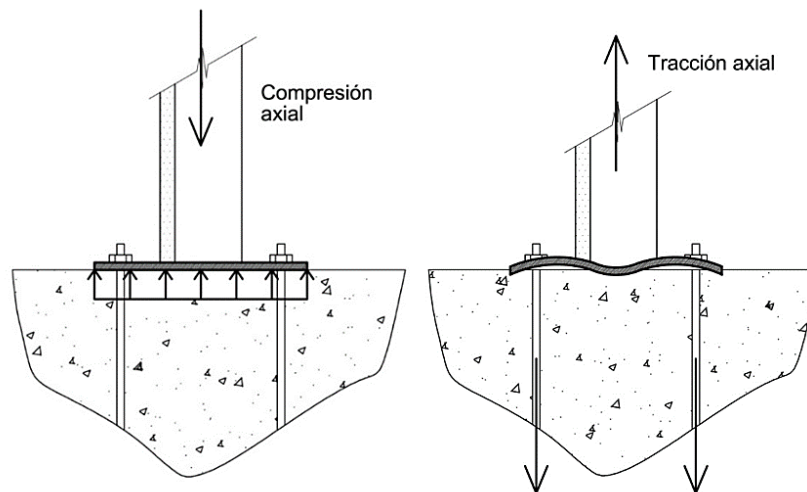


Figura 56. Placa Base sometida a compresión y tracción axial
Fuente: Elaboración Propia

4.2.1. Dimensión de la placa base

- Calcular el área de la plancha base requerida

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c} \quad (E - 50)$$

ϕ = factor de reducción de la resistencia del concreto 0.65

- Optimizar las dimensiones de la plancha bases, N y B, Ver Figura 54

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta \quad (E - 51)$$

$$\text{Donde: } \Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$$

Entonces:

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N} \quad (E - 52)$$

Tomando en cuenta las separaciones mínimas entre anclajes y la distancia mínima al borde, obtenidos en los pasos anteriores para la verificación de los anclajes para evitar los modos de falla por rotura del concreto y falla por hendimiento, se obtiene una dimensión aproximada de la placa base, es importante verificar que la placa base supuesta cumpla con las dimensiones obtenidas.

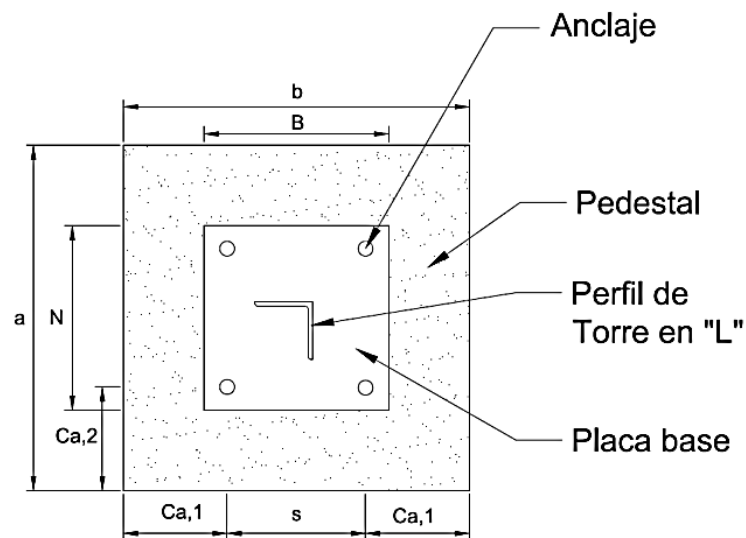


Figura 57. Placa base factores distancias
Fuente: Elaboración Propia

4.2.2. Espesor de la Placa Base

En la Figura 59 y Figura 60 se muestra las condiciones de carga y su resultado en la placa base. Siempre se genera sobre la placa base un momento (M_u) que depende de la sección crítica en estudio y el brazo que resulte de un anclaje o grupo de anclajes por la sección.

Para el estado límite de agotamiento resistente todo el espesor de la placa base alcanza la tensión cedente (F_y) en ese caso su capacidad resistente está dada por concepto de estática, buscando el equilibrio de fuerza a partir de los momentos aplicado (M_p) en la placa base.

En la Figura 58, a continuación se muestra un análisis estático en corte de la placa base

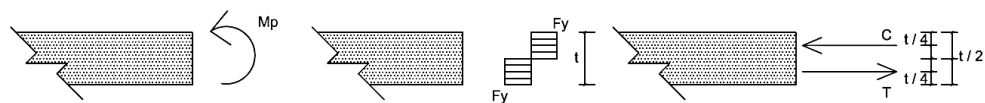


Figura 58. Momento en la placa base
Fuente: Elaboración Propia

$$M_p = C_u \frac{t}{2} \text{ ó } M_p = T_u \frac{t}{2}$$

$$C_u = T_u = F_y b \frac{t}{2} \text{ y resulta:}$$

El momento resistente de la placa base, también denominado Z

$$M_p = Z = \frac{1}{4} b F_y t^2$$

Incluyendo el factor de reducción del acero $\phi = 0.90$

$$\phi M_n = 0.90 \frac{1}{4} b F_y t^2 \quad (E - 53)$$

Para garantizar la capacidad resistente de la placa base debe cumplirse la condición

$$\phi M_n \geq M_u$$

A partir de la anterior condición se puede despejar el espesor mínimo de la placa base requerida para soportar la carga

$$t \geq \sqrt{\frac{4M_u}{0.90bF_y}} \quad (E - 54)$$

t = Espesor mínimo de la placa base

M_u = Momento último en placa base

b = ancho de la sección crítica

F_y = Esfuerzo de fluencia de la placa base

A partir de la formula expresada anteriormente se analiza la placa base, en los casos cuando se encuentra sometida a compresión y tracción.

Cuando la placa base se encuentra sometida a compresión plena la carga se distribuye uniformemente en la base, se dispone a dibujar las líneas de fluencia en la placa base para así determinar cuál de las áreas obtenidas es la mayor para establecer cuál es la sección crítica como se puede observar en la Figura 59.

El momento último de la placa se calcula distribuyendo la carga por el área de la placa base total, posteriormente se multiplica por al área de la sección crítica obteniendo la presión soportada por la sección crítica, esta se multiplica por el área y por el brazo (a), que es la distancia desde la línea de fluencia al centroide de la sección crítica, obteniendo así el momento máximo por unidad de ancho de la placa base. Aplicando la ecuación ($E - 54$) se obtiene el espesor mínimo requerido (t) de la placa base sometida a compresión.

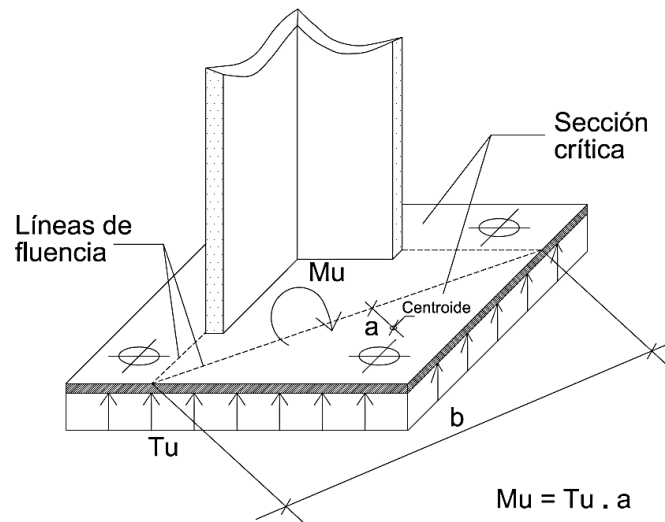


Figura 59. Placa base a compresión
Fuente: Elaboración Propia

Cuando la placa base se encuentra sometida a tracción, se dispone a dibujar las líneas de fluencia en la placa base para así determinar cuál de las áreas obtenidas es la mayor y establecer cuál es la sección crítica, similar al caso cuando la placa se encuentra sometida a

compresión, aunque en este caso el concreto no trabaja y la carga es soportada solamente por los anclajes.

Para el caso a tracción el momento último se calcula a partir de la cantidad de anclajes que se encuentran en la sección crítica, que se determina al dibujar las líneas de fluencia y determinar la mayor área de las secciones, al establecer la sección crítica se divide la fuerza entre la cantidad de anclajes en la placa base por la cantidad de anclajes ubicados dentro de la sección crítica por el brazo (a), que es la distancia desde la línea de fluencia al centro del anclaje o eje central de grupo de anclajes, obteniendo así el momento máximo por unidad de ancho de la placa base, como se puede observar en la Figura 60.

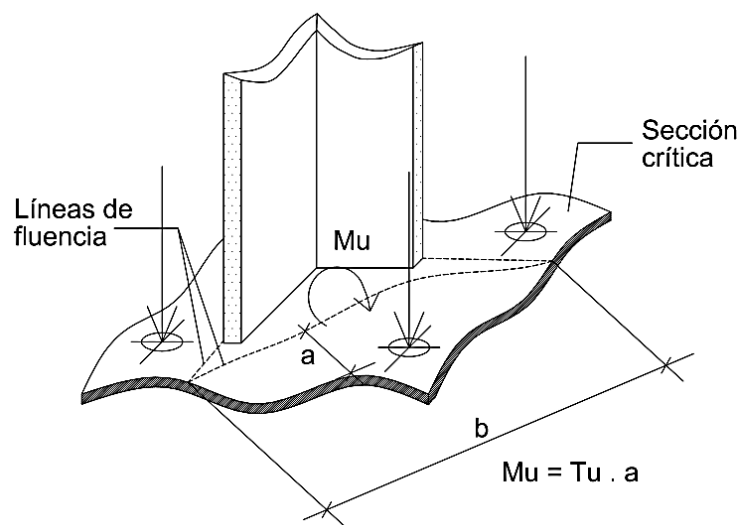


Figura 60. Placa Base a tracción
Fuente: Elaboración Propia

Aplicando la ecuación ($E - 54$) se obtiene el espesor mínimo requerido (t) de la placa base para tracción, de esta forma se comparan los dos espesores obtenidos y se toma el mayor valor entre los dos fuerzas a tracción y compresión.

Cuando el espesor de la placa base es elevado, mayor 1-1/4" (3.175cm), se utilizan rigidizadores para aumentar la capacidad de la placa base y así disminuir su espesor, esto se

realiza colocando en la sección crítica rigidizadores que al soldarse a la placa base y al perfil de la torre, desplazan la línea de fluencia disminuyendo directamente el área y el brazo, y así reduciendo de forma sustancial el momento ultimo generado.

Para el diseño de los rigidizadores normalmente se toma el mismo material utilizado para la placa base con un espesor $3/8"$ (1cm), pero en la mayoría de los casos dependiendo del material disponible en obra que posteriormente como rigidizador.

Por análisis estático en la placa base a partir del corte en la sección crítica, se obtiene una especie de "T" invertida que, por equilibrio de fuerzas aplicado en la placa base y el rigidizador como en la Figura 58 se establece un área lo suficientemente grande en la parte superior de la sección gracias al rigidizador permitiendo así disminuir el espesor de la placa base. En la figura 61 se encuentra varios ejemplos de colocación de los rigidizadores en la placa base para aumentar su capacidad y aportar mayor estabilidad a la torre.

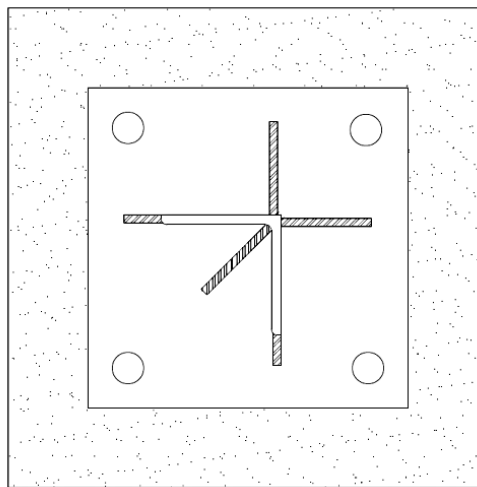


Figura 61. Ubicación típica de rigidizadores en placa base en torres
Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y RESULTADOS

En el presente capítulo se presenta de forma resumida y comparativa los resultados obtenidos luego del análisis realizado mediante el procedimiento de diseño para placas base elaborado en el Capítulo IV.

El procedimiento más detallado con los cálculos y la verificación de las tres placas base programados en la hoja de Excel se encuentra en el Anexo A del presente trabajo de grado.

5.1. CASOS DE ESTUDIO

Para el desarrollo del presente trabajo, se plantea tres casos de estudio, donde se evalúan las placas base de tres torres de telecomunicación autoportadas de sección cuadrada variable con las siguientes características altura respectiva en cada una de 30 m, 36m y 90m, el montante de las torres es un Perfil “L”, alineado con el centro de masa de la placa base por lo cual se descarta el análisis por excentricidad, en el diseño de la torres no se toma en cuenta las cargas sísmica como se explica en el marco teórico, la carga sísmica es despreciable en comparación con la carga de viento, las placas base de las tres torres presentan una distribución uniforme con forma cuadrangular y se conecta al pedestal por medio de cuatro anclajes tipo “J”, y para el análisis se supone acero mínimo de refuerzo en el pedestal de 1% de la sección del pedestal.

Torre A de H=30m

Reacciones obtenidas a partir del Programa LTS Tower

Tabla 21. Reacciones en la base de la torre
Fuente: Elaboración Propia

Reacciones máximas mayoradas de la Torre, según casos de cargas
--

Compresión (C)	12606.75 kgf
Tracción (N)	11074.12 kgf
Cortante (V)	1351.12 kgf

Tabla 22. Especificaciones de los anclajes y distribución de los mismos

Fuente: Elaboración Propia

Anclajes	Tipo J, Material A193 B7
f_{uta} (kgf/cm ²)=	8788
f_{ya} (kgf/cm ²)=	7382
C_{a1} (cm)=	18
C_{a2} (cm)=	18
s (cm)=	24
hef (cm)=	50
d_a (cm)=	2.54 (1")
Área efectiva del anclaje (Tabla 18 o Tabla 19) (cm ²)=	5.097
e_h (cm)=	14
Número de anclajes=	4

Al analizar los anclajes hasta que cumplieran todos los requerimientos según el procedimiento de diseño establecido en el capítulo anterior, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Resumen modos de falla

Tabla 23. Evaluación de los modos de falla por tracción

Fuente: Elaboración Propia

Tracción	Resistencia de diseño (kgf)		Relación= $N_{ua,g}/\phi N_n$	Controla
1) Del acero	ϕN_{sa}	33594.00	0.08	No
2) Rotura del concreto	ϕN_{cb}	12549.90	0.88	Si
3) Al deslizamiento	ϕN_{pn}	3600.45	0.77	No

Tabla 24. Evaluación de los modos de falla por corte

Fuente: Elaboración Propia

Corte	Resistencia de diseño (kgf)		Relación= $V_{ua,g}/\phi V_n$	Controla
1) Del acero	ϕV_{sa}	13975.10	0.05	No
2) Rotura del concreto (CASO 1)	ϕV_{cbg}	3784.81	0.18	No
2) Rotura del concreto (CASO 2)	ϕV_{cbg}	5047.25	0.27	Si
3) Desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje	ϕV_{cpg}	62570.32	0.02	No

De acuerdo con los resultados obtenidos se observa el tipo de falla que controla el diseño según la relación de las resistencia o capacidad de diseño de los diferentes modos de falla entre carga de diseño, es la rotura del concreto para el caso de tracción con un valor de 12549.90 kgf, y por cortante el modo de falla que controla también es rotura del concreto en CASO 2, con una resistencia de 5047.25 kgf esta resistencia viene limitada por la resistencia del concreto y la profundidad de embebido del anclaje efectiva (h'_{ef}) que a su vez se relaciona directamente con la separación entre anclajes (s) y la distancia desde el centro del anclaje al borde del pedestal ($C_{a,1}$), por lo tanto son los valores limitantes al momento de dimensionar la placa base y el pedestal.

- Calcular el área de la plancha base requerida por aplastamiento

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

$$A_{1(req)} = \frac{12606.75}{0.65 \times 0.85 \times 210} = 108.66 \text{ cm}^2$$

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta = \sqrt{108.66} + \Delta = 11.17$$

$$\text{Donde: } \Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} = \frac{0.95 \times 10 - 0.8 \times 10}{2} = 0.75$$

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N} = \frac{108.66}{11.17} = 9.72 \approx 10 \text{ cm}$$

Al tomar en cuenta la separación de los anclajes obtenida en la verificación de los anclajes calculados anteriormente que es de 24cm y sumando el largo del montante se obtiene un ancho de la placa base de 32cm x32 cm, esta dimensión más que satisface el requerimiento por aplastamiento de la placa base., y cumple con todos los parámetros de diseño de los anclajes se toma como dimensión definitiva

Se obtiene la distribución final de los anclajes y placa base:

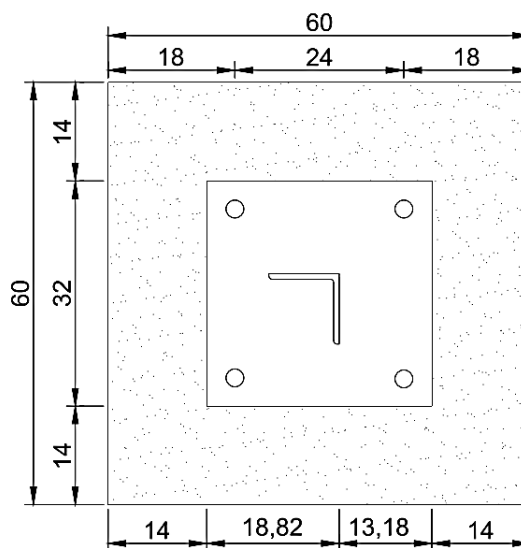


Figura 62. Distribución resultante de la placa base
Fuente: Elaboración Propia

- Determinar el espesor de la placa base

Al establecer las dimensiones y distribución de los anclajes y la placa base, se dispone a dibujar a escala la placa base para trazar las líneas de fluencia en la placa base para determinar las áreas de las distintas secciones, en este caso son tres secciones, dos secciones rectangulares de 421.76cm^2 ($32\text{cm} \times 13.18\text{cm}$) y una sección triangular de 362.41cm^2 , la mayor es la sección rectangular ($32\text{cm} \times 13.18\text{cm}$), por lo tanto, se toma esta como la sección crítica donde se genera el mayor momento en la placa base (Ver Figura 63)

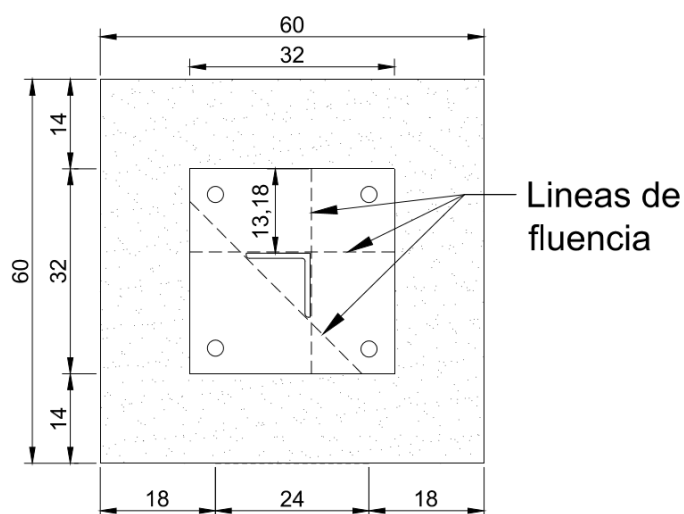


Figura 63. Dimensión y secciones de placa base divididas por líneas de fluencia
Fuente: Elaboración Propia

Al evaluar el momento último M_u en la placa base bajo las cargas a tracción y a cortante se obtiene, siguiendo las ecuaciones del Paso 10 del capítulo anterior, los espesores a partir del momento aplicado y el brazo (a). (Ver Figura 59 y 60)

Tabla 25. Evaluación de espesor de placa base a tracción y compresión
Fuente: Elaboración Propia

	Compresión	Tracción
Área de sección crítica (cm^2)	415.36	-
Fuerza, t_u (kgf)	5192.41	5537.06

Mu (kgf-m)	34217.95	49722.8
a (cm)	6.59	8.98
t (cm)	1.37	1.65

Se toma el mayor de los espesores, siendo 1.65cm es espesor mínimo para placa base

Torre B de H= 36m

Reacciones obtenidas a partir del Programa LTS Tower

Tabla 26. Reacciones en la base de la torres

Fuente: Elaboración Propia

Reacciones máximas mayoradas de la Torre, según casos de cargas	
Compresión (C)	17661.20 kgf
Tracción (N)	12790.55kgf
Cortante (V)	2150.55kgf

Tabla 27. Especificaciones y distribución de los anclajes

Fuente: Elaboración Propia

Anclajes	Tipo J, Material A193 B7
f_{uta} (kgf/cm ²)=	8788
f_{ya} (kgf/cm ²)=	7382
C_{a1} (cm)=	24
C_{a2} (cm)=	24
s (cm)=	27
hef (cm)=	60
d_a (cm)=	3.18 (1-1/4")
Área efectiva del anclaje (Tabla 18 o Tabla 19) (cm ²)=	7.916
e_h (cm)=	14
Número de anclajes=	4

Al analizar los anclajes hasta que cumplieran todos los requerimientos según el procedimiento de diseño establecido en el capítulo anterior, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Resumen modos de falla

Tabla 28. Evaluación de los modos de falla por tracción

Fuente: Elaboración Propia

Tracción	Resistencia de diseño (kgf)		Relación= $N_{ua,g}/\phi N_n$	Controla
1) Del acero	ϕN_{sa}	52177.5	0.06	No
2) Rotura del concreto	ϕN_{cb}	16982.08	0.75	Si
3) Al deslizamiento	ϕN_{pn}	6310.71	0.51	No

Tabla 29. Evaluación de los modos de falla por corte

Fuente: Elaboración Propia

Corte	Resistencia de diseño (kgf)		Relación= $V_{ua,g}/\phi V_n$	Controla
1) Del acero	ϕV_{sa}	21705.84	0.05	No
2) Rotura del concreto (caso 1)	ϕV_{cbg}	5462.91	0.20	No
2) Rotura del concreto (caso 2)	ϕV_{cbg}	7026.61	0.31	Si
3) Desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje	ϕV_{cpg}	97470.68	0.02	No

De acuerdo con los resultados obtenidos se observa el tipo de falla que controla el diseño según la relación de las resistencia o capacidad de diseño de los diferentes modos de falla entre carga de diseño, siendo la rotura del concreto para el caso de tracción con un valor de 16982.08 kgf, y por cortante el modo de falla que controla también es rotura del concreto en CASO 2 con una capacidad de 7026.61 kgf, esta condición viene limitada igual que en el diseño de la placa base anterior, por relación directa con la separación entre anclajes (s) y la

distancia desde el centro del anclaje al borde del pedestal ($C_{a,1}$) que restringen la profundidad de embebido efectiva de los anclajes.

- Calcular el área de la plancha base requerida por aplastamiento

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

$$A_{1(req)} = \frac{17661.20}{0.65 \times 0.85 \times 210} = 152.22 \text{ cm}^2$$

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta = \sqrt{108.66} + \Delta = 12.34$$

$$\text{Donde: } \Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} = \frac{0.95 \times 10 - 0.8 \times 10}{2} = 0.75$$

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N} = \frac{108.66}{11.17} = 11.63 \approx 12 \text{ cm}$$

Al tomar en cuenta la separación de los anclajes obtenida en la verificación de los anclajes que es de 27cm y sumando el ancho del montante se suma un ancho de la placa base aproximado de 38cm x38cm, esta dimensión de placa base se evalúa nuevamente y satisfacen los requerimientos de diseño y el requerimiento por aplastamiento de la placa base.

Se obtiene la distribución final de los anclajes y placa base:

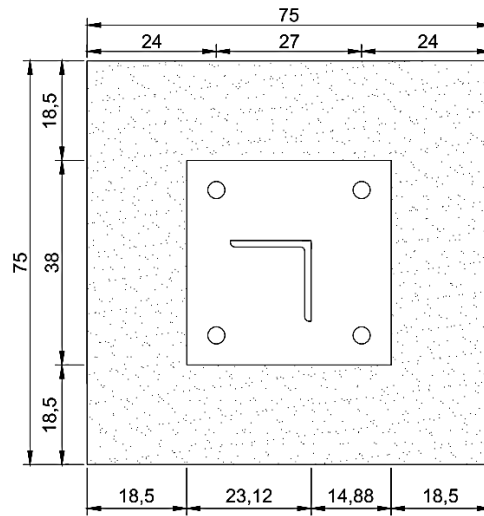


Figura 64. Distribución resultante de la placa base
Fuente: Elaboración Propia

- Determinar el espesor de la placa base

Al establecer las dimensiones y distribución de los anclajes en la placa base, se dispone a dibujar a escala la placa base para trazar las líneas de fluencia en la placa base para determinar las distintas secciones en este caso son tres secciones, dos rectangulares de 565.44cm^2 ($14.88\text{cm} \times 38\text{cm}$) y una triangular de 513.95cm^2 , la mayor es la sección es la rectangular de $14.88\text{cm} \times 38\text{cm}$, por lo tanto, se toma esta como la sección crítica (ver Figura 65)

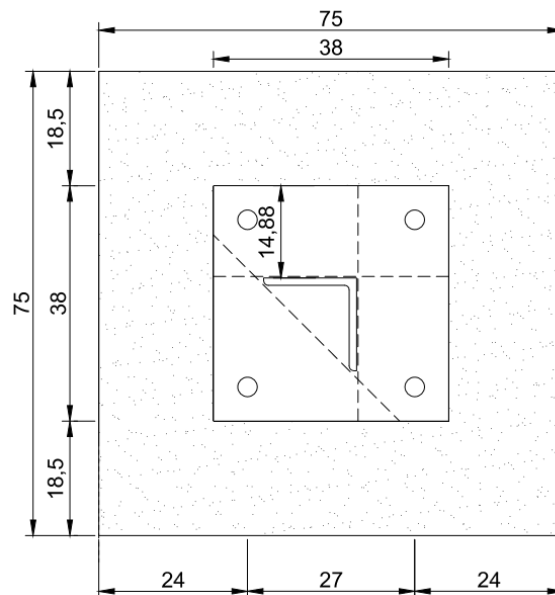


Figura 65. Dimensión y secciones de placa base divididas por líneas de fluencia

Fuente: Elaboración Propia

Al evaluar el momento último M_u en la placa base bajo las cargas a tracción y a cortante se obtiene, siguiendo las ecuaciones del Paso 10 del capítulo anterior, los espesores a partir del momento aplicado y el brazo (a). (Ver Figura 59 y 60)

Tabla 30. Evaluación de los espesores

Fuente: Elaboración Propia

	Compresión	Tracción
Área de sección crítica (cm^2)	565.44	-
Fuerza t_u (kgf)	6915.75	6395.28
M_u (kgf-m)	51453.21	59987.68
a (cm)	7.44	9.38
t (cm)	1.54	1.7

Se toma el mayor de los espesores, siendo 1.7 cm el espesor mínimo para placa base

Torre C de H= 90m

Reacciones obtenidas a partir del Programa LTS Tower

Tabla 31. Reacciones en la base de la torre

Fuente: Elaboración Propia

Reacciones máximas mayoradas de la Torre, según casos de cargas	
Compresión (C)	51540.73 kgf
Tracción (N)	40104.8 kgf
Cortante (V)	6191.64 kgf

Tabla 32. Especificaciones y distribución de los anclajes

Fuente: Elaboración Propia

Anclajes	Tipo J, Material A193 B7
f_{uta} (kgf/cm ²)=	8788
f_{ya} (kgf/cm ²)=	7382
C_{a1} (cm)=	55
C_{a2} (cm)=	55
s (cm)=	30
hef (cm)=	80
d_a (cm)=	3.493 (1-3/8")
Área efectiva del anclaje (Tabla 18 o Tabla 19) (cm ²)=	9.581
e_h (cm)=	15
Número de anclajes=	4

Al analizar los anclajes hasta que cumplieran todos los requerimientos según el procedimiento de diseño establecido en el capítulo anterior, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Resumen modos de falla

Tabla 33. Evaluación de los modos de falla por tracción

Fuente: Elaboración Propia

Tracción	Resistencia de diseño (kgf)		Relación= $N_{ua,g}/\phi N_n$	Controla
1) Del acero	ϕN_{sa}	63149.00	0.19	No
2) Rotura del concreto	ϕN_{cb}	49736.88	0.81	No
3) Al deslizamiento	ϕN_{pn}	12022.93	0.83	Si
3) Al deslizamiento*	ϕN_{pn}	46648.32	0.21	No

*Utilizando anclaje con cabeza hexagonal y arandela gruesa

Tabla 34. Evaluación de los modos de falla por corte

Fuente: Elaboración Propia

Corte	Resistencia de diseño (kgf)		Relación= $V_{ua,g}/\phi V_n$	Controla
1) Del acero	ϕV_{sa}	26269.78	0.12	No
2) Rotura del concreto (caso 3)	ϕV_{cbg}	19642.47	0.32	Si
3) Desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje	ϕV_{cpg}	254696.58	0.02	No

De acuerdo con los resultados obtenidos se observa el modo de falla que controla el diseño según la relación de las capacidad de diseño de los diferentes modos de falla entre carga de diseño, la falla por deslizamiento del anclaje a tracción con un valor de 12022.93 kgf, y por cortante el modo de falla que controla es por rotura del concreto en CASO 3, con una resistencia de 19642.47kgf.

La resistencia al deslizamiento viene dada por la sección de concreto encima del gancho que genera un esfuerzo de aplastamiento justo en esa sección de concreto, por lo cual, causa que el concreto trabaje a tracción limitando la capacidad del anclaje (Ver Figura 66). La profundidad de embebido del anclaje efectiva (h'_{ef}) que a su vez se relaciona directamente con la separación entre anclajes (s) y la distancia desde el centro del anclaje al borde del pedestal ($C_{a,1}$), afecta también la capacidad al deslizamiento y la rotura del concreto causando que la distancia desde los anclajes al borde, sea considerable y generando unas dimensiones de

pedestal de gran magnitud, para poder soportar la combinación de fuerza a tracción y cortante a las cuales está sometido la placa base y el pedestal.

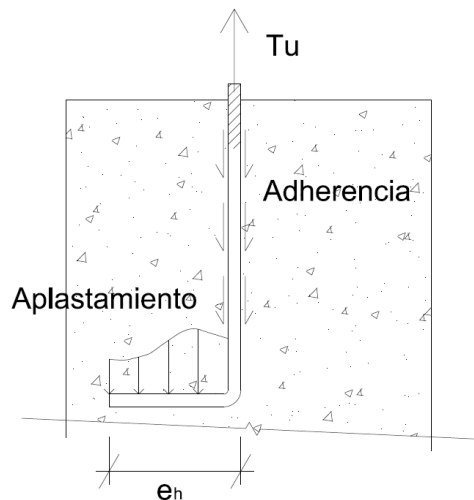


Figura 66. Esfuerzos en anclaje preinstalado tipo “L”
Fuente: Elaboración Propia

Para optimizar el diseño de la placa base se evalúa en lugar de anclajes tipo “L” anclajes con cabeza hexagonal grueso (Ver Figura 67), se aplica la ecuación mostrada en la parte inferior del mismo diámetro y longitud, se obtuvo una capacidad al deslizamiento de 46648 kgf, una resistencia considerablemente mayor a la del anclaje tipo “L” por lo cual se obtendría una placa base de menor dimensión y espesor.

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c$$

A_{brg} = área de apoyo (Tabla 12)

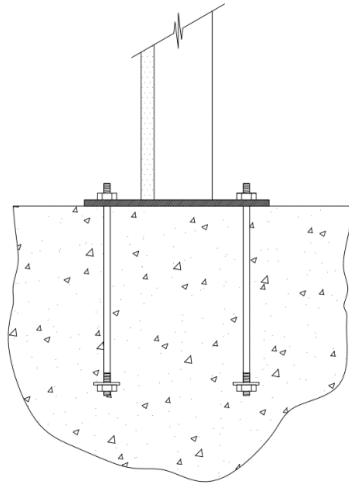


Figura 67. Anclajes con cabeza hexagonal
Fuente: Elaboración Propia

- Calcular el área de la plancha base requerida por aplastamiento

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

$$A_{1(req)} = \frac{17661.20}{0.65 \times 0.85 \times 210} = 274.38 \text{ cm}^2$$

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta = \sqrt{108.66} + \Delta = 17.69 \text{ cm}$$

$$\text{Donde: } \Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2} = \frac{0.95 \times 10 - 0.8 \times 10}{2} = 0.75$$

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N} = \frac{274.38}{17.69} = 16 \text{ cm}$$

Al tomar en cuenta la separación de los anclajes (s) obtenida en la verificación de los anclajes que es de 30cm y sumando el ancho del montante, se obtiene un ancho de la placa base aproximado de 40cm x40cm, esta dimensión de placa base satisface los requerimientos de diseño de los anclajes por deslizamiento y el requerimiento por aplastamiento, pero al cambiar el tipo de anclaje a un con cabeza hexagonal gruesa, resulta que ahora el valor limitante sería la rotura del concreto.

- Determinar el espesor de la placa base

Al establecer las dimensiones y distribución de los anclajes en la placa base, se dispone a dibujar a escala la placa base para trazar las líneas de fluencia en la placa base para determinar las distintas secciones en este caso son tres secciones, dos rectangulares de 625.8cm^2 y una triangular de 513.95cm^2 y la mayor es la sección es la rectangular de $15.88\text{cm} \times 40\text{cm}$, por lo tanto, se toma esta como la sección crítica (ver Figura 69)

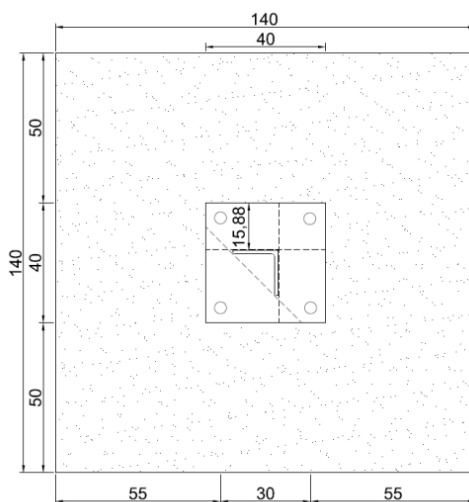


Figura 68. Dimensión y secciones de placa base divididas por líneas de fluencia
Fuente: Elaboración Propia

Al evaluar el momento último M_u en la placa base bajo las cargas a tracción y a cortante se obtiene, siguiendo las ecuaciones de las placas base anteriores, los espesores a partir del momento aplicado y el brazo (a). (Ver Figura 59 y 60)

Tabla 35. Evaluación de espesor de placa base a tracción y compresión

Fuente: Elaboración Propia

	Compresión	Tracción
Área de sección crítica (cm ²)	625.8	-
Fuerza t_u (kgf)	20159.65	20052.4
M_u (kgf-m)	160067.6	214961.7
a (cm)	7.94	10.72
t (cm)	2.65	3.07

Se toma el mayor de los espesores, 3.07cm el espesor mínimo para placa base

Al ser el espesor máximo en el mercado de placas base establecido en la “Design Guide N°1” de 1-1/4” (3.175cm), no es necesario reducir el espesor de la placa base, sin embargo, es posible reducir el espesor de la misma a través de rigidizadores, partiendo de un espesor de 1cm se colocan dos rigidizadores en la placa base en la esquina de 90° del montante, que cruzan las secciones críticas que son las áreas rectangulares de 15.88cmx40cm. (Ver Figura 69)

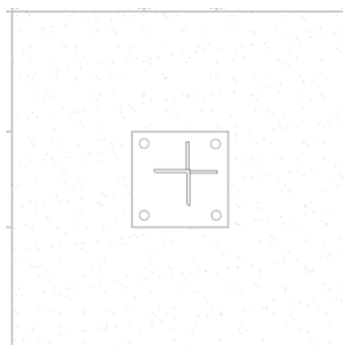


Figura 69. Ubicación de rigidizadores en placa base de la torre

Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A partir de la investigación realizada, el enfoque del presente trabajo de grado, y basado en el análisis de los resultados obtenidos en la aplicación del procedimiento de diseño estructural, se describen a continuación las conclusiones del presente estudio, las cuales se han agrupado en función de los objetivos establecidos previamente.

Para finalizar, se presentan las recomendaciones consideradas pertinentes para la realización de trabajos futuros, así como oportunidades de mejora identificadas a lo largo del desarrollo de esta investigación de mejorar dicha investigación.

6.1. Conclusiones

- Luego de revisar la normativa vigente en Venezuela para el diseño de torres de telecomunicación, las actualizaciones hechas a la normativa nacional e internacionales a lo largo de los últimos años, las guías de diseño de la AISC y la bibliografía consultada en la materia, y junto con la opinión y ayuda de expertos en el área se logró desarrollar la formulación para el procedimiento de diseño de placas base de las torres de telecomunicación autosoportadas planteados dentro del alcance de este trabajo.
- Se logró definir los casos y distribución de los elementos con las respectivas especificaciones de materiales, propiedades, tipos de anclajes, dimensiones y distribución de placas base para la sección de las torres de telecomunicación autosoportadas.
- Se logró establecer los modos de falla característicos de las placas base, en función de los casos evaluados, concluyendo que para placas base sometidas a cargas en el rango de las torres de 30m a 36m, el modo de falla que restringe la capacidad de la placa base, es la falla por rotura del concreto mientras que para placas base sometidas a cargas elevadas ,

en torres de 90m o mayor altura, utilizando anclajes tipo “J”, presentan como modo de falla por deslizamiento del anclaje, que restringe la capacidad de la placa base.

- Se logró desarrollar un conjunto de hojas de cálculo para el diseño de las placas base, sencillas y fáciles de usar, las cuales permiten al ingeniero estructural, diseñar la placa base de forma más rápida en comparación con métodos manuales. De igual forma la hoja de diseño permite la verificación de las placas base en torres ya existentes.

6.2. Recomendaciones

- Para aumentar la capacidad de los anclajes se recomienda una resistencia del concreto mayor a 215 Kg/cm^2 , colocando acero de refuerzo que confine la fundación y aumentar la resistencia del concreto.
- No es necesario utilizar anclajes tipo “L” o tipo “J”, con una longitud (l_e) mayor a 1m ya que no se desarrolla la resistencia al deslizamiento para profundidades de embebido mayores porque primero falla por rotura del concreto.
- Se recomienda la utilización de anclajes de cabeza hexagonal con arandela gruesa para placas base sometidas a cargas elevadas de tracción, cortante, ya que tiene una mejor capacidad al deslizamiento, en comparación con los anclajes tipo “J” o tipo “L”.
- Realizar ensayos experimentales para evaluar el comportamiento de los anclajes con cabeza, si al colocar dos tuercas entre la arandela gruesa en lugar de una sola tuerca abajo, cambia la capacidad del anclaje.

- Desarrollar otras investigaciones enfocadas en torres de telecomunicación tipo arriostradas que tienen un diseño diferente al ser las guayas que soportan las cargas del viento, por lo cual presentan unos requerimientos diferentes.

BIBLIOGRAFÍAS

- American Institute of Steel Construction (2006). *Steel Design Guide N°1: Base Plate and Anchor Rod Design*. Second Edition. AISC.USA
- American Concrete Institute (2014). *Requisitos de Reglamento para concreto Estructural* (ACI 318S -14). USA
- American Concrete Institute (2014). *Comentario A Requisitos de Reglamento para concreto Estructural* (ACI 318RS -14). USA
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 360-10. Chicago. Illinois. USA .522 p
- American National Standards Institute & Telecommunications Industry Association. (2009). *Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas*. ANSI/TIA 222-G. (Revisada en Diciembre de 2012). Virginia: ANSI. 370 p
- Norma Venezolana. (1998). COVENIN 1618:1998. Estructuras de Acero para Edificaciones: Métodos de los Estados Límites. (1ra revisión). Caracas: FONDONORMA.
- Chávez , N. (2011). *Revisión de los criterios de diseño de barras de anclaje*, (Memoria para optar al título de Ingeniero civil), Universidad de Chile, Santiago de Chile, Chile.
- Orozco, D. (2009). *Programa para el diseño y revisión de placas base y anclas para columnas de acero*. Universidad de las América Puebla, México.

- Gutiérrez Arnaldo (2017). *Cuaderno del Ingeniero N° 33: Anclajes en el concreto*. Construcción en Acero, Rescatado de: <http://www.construccionenacero.com>. Publicado el Jueves 02 de Marzo de 2017.
- Ferreira, S. y Ponte L. (2014). “*Proyecto Estructural de las Estructuras de Transición de Torres de Telecomunicación en Azoteas de Edificaciones*”. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.
- Karen Cecilia Gutiérrez Méndez (2015) *Análisis de una torre de telecomunicaciones atirantada ante los efectos de viento: relación del costo de la torre en función de la velocidad del viento*. Universidad Nacional Autónoma De México, México.
- Fernando Arancibia C E (2006). Grouting: Tipos, Características y Requisitos para su colocación. <http://facingyconst.blogspot.com/2006/05/groutingtiposcaracteristicas-y.html>. Publicado el Domingo 21 de Mayo de 2006.
- Comisión Ad-Hoc. (2001). NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756-01:2001. Edificaciones Sismorresistentes. Parte 1: Articulado (1ra Revisión). Ministerio de Ciencia y Tecnología, Ministerio de Infraestructura, FUNVISIS. Caracas: FONDONORMA.
- Comisión Permanente de Normas para Edificaciones del MINDUR. (1998). *Terminología de las Normas Venezolanas COVENIN-MINDUR de Edificaciones*. Norma Venezolana COVENIN 2004-98. Caracas: FONDONORMA. 122 p.
- BC&A Ingenieros Consultores. (2007). *Normas y Especificaciones para Torres y Soportes de Acero para Antenas de Transmisión*, CANTV 2007. Norma CANTV NT-001. Caracas. 124 p.

- BC&A Ingenieros Consultores. (2007). *Normas y Especificaciones para Torres y Soportes de Acero para Antenas de Transmisión*, CANTV 2007. Norma CANTV NT-002. Caracas. 100 p.

ANEXO A

Cálculos y análisis en hoja de cálculo de Excel de cada placa base según la torre de telecomunicación A, B y C

Cargas de la base de la torre obtenidas del Programa		Anclajes	Tipo J; Material A193 B7
PLS Towers		f_{uta} f_{ya}	8788 kg/cm ² 7382.00 kg/cm ²
Torre A H=30m		Distancia al borde	
Tracción (T)=	11074.12 kgf	Ca1=	18 cm
Cortante (V)=	1351.12 kgf	Ca2=	18 cm
Compresión (C)=	12606.75 kgf	s=	24 cm
Pedestal		hef=	50 cm
		da=	2.54 cm (1 ")
		Área efectiva del anclaje (Tabla 18 o Tabla 19)=	5.097 cm ²
		eh=	10 cm
Dimensiones de anclaje		Números de anclajes=	4
b=	60 cm	Placa base	
a=	60 cm		
h=	210 cm		
Recubrimiento	5.08 cm		
Cabillas de refuerzo		Materia ASTM A36	
da=N°8 (vertical)	2.54 cm		
da= N°4 (vertical)	1.27 cm		
Concreto de peso normal; λ_a =	1	B=	32 cm
ϕ (factor por aplastamiento del concreto)=	0.65	N=	32 cm
		n=	28 cm
		m=	27.25 cm
		ϕ =	0.9
		f'y=	2531 kg/cm ²
		Perfil de la columna torre	
		bf=	10 cm
		df=	10 cm

PASO 1

Cargas en la base de torre

Resistencia requerida a tracción = 11074.12 kg

Resistencia requerida a cortante = 1351.12 kg

Según la norma ANSI/TIA-222-G:2005 , podemos verificar el diametro de los anclajes si capaces de soportar las solicitaciones

$$\left(\frac{P_u + \frac{V_u}{\eta}}{\phi R_{nt}} \right) \leq 1$$

ϕ = 0.75
según el detalle anclaje Fig.(22) n= 0.55

0.403 **CUMPLE**

PASO 2

Chequear los anclajes si trabajan en grupos o individualmente

Verificar la separación máxima de anclajes $3h_{ef} > s$

$$\begin{aligned} s &= 24 \text{ cm} \\ 3h_{ef} &= 150 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Ok, trabajan en grupo}$$

PASO 3

Verificar la separación mínima entre anclajes y al borde falla por hendimiento de anclajes (mayor a $6d_a$)

$$\begin{aligned} s &= 24 \text{ cm} \\ 6d_a &= 15.24 \text{ cm} \\ c_a, \min &= 18 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Ok, cumple con la separación mínima y la distancia al borde}$$

PASO 4

Verificar si los anclajes cumplen con los requerimientos de acero dúctil para determinar el factor

Tabla N°3 se encuentran los % de elongación y reducción de área para un anclajes de material A193 B7

La elongación es del 21% y la reducción de área es de 50% , por lo tanto al ser mayor la elongación a 14% min y la reducción del área mayor 30% se considera el acero como dúctil entonces:

$$\phi = 0.75$$

PASO 5

Modos de fallas a tracción

$$\begin{aligned} N_{ua,g} &\leq \left\{ \begin{array}{l} \phi N_{sa} \\ \phi N_{cb} \\ \phi N_{pn} \end{array} \right\} & N_{ua,g} &= 11074.12 \text{ kg} \\ V_{ua,g} &\leq \left\{ \begin{array}{l} \phi V_{sa} \\ \phi V_{cbg} \\ \phi V_{cpg} \end{array} \right\} & V_{ua,g} &= 1351.12 \text{ kg} \end{aligned}$$

PASO 5.1

Calcular $N_{sa} = A_{se,n} f_{uta}$

Según la tabla N°3 para el diámetro $d_a = 1''$ el $A_{se,n}$ para anclajes lisos tipo J

Se debe chequear que $f_{uta} < 1.9f_y < 8788.38 \text{ Kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} f_{uta} &= 8788 \text{ kg/cm}^2 \\ 1.9f_y &= 14025.8 \text{ kg/cm}^2 \\ &8788.38 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \quad \begin{aligned} f_{uta} &< 1.9f_y < 8788.38 \text{ Kg/cm}^2 \\ & \text{VERIFICA} \end{aligned}$$

Calculando a través de la ecuación () o por la tabla N°2 se obtiene

$$\begin{aligned} \text{Aplicando el factor de ductilidad } \phi &= 0.75 \\ \phi N_{sa} &= 33594 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$\text{Como } \phi N_a = 33594 \text{ es } > N_{ua,g} = 11074.12 / 4 = 2768.53 \text{ kg}$$

“Diseño de placas base en torres de telecomunicación autosostenidas” **CUMPLE**

PASO 5.2

Calculo de las resistencia del concreto

Se calcula el plano de falla desplazado, tomando el valor mayor de

$$h'_{ef} = \begin{cases} C_{a,max}/1,5 = 12 \text{ CONTROLA} \\ s_{max}/3 = 8,00 \end{cases} \quad \text{Por tanto } h'_{ef} = 12,00 \text{ cm}$$

$$A_{Nc} = b \times b = 3600 \text{ cm}^2 ; \quad A_{Nco} = 9(h'_{ef})^2 = 1296,00 \text{ cm}^2$$

$$nA_{Nco} = 5184 \text{ cm}^2 < 3600 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\Psi_{e,c,N} = 1 \quad \text{por que la excentricidad es igual a 0}$$

$$\Psi_{e,d,N} = \text{factor de modificacion por efectos de borde} \quad 18 \quad 18 \text{ ca,min} \geq 1,5 h'_{ef}$$

$$\begin{aligned} \text{Si } c_{a,min} < 1,5 h'_{ef} & \quad \text{entonces } \Psi_{e,d,N} = 1 \\ \text{Si } c_{a,min} \geq 1,5 h'_{ef} & \quad \text{entonces } \Psi_{e,d,N} = 1 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\Psi_{c,N} = 1, \text{ se supone concreto fisurado bajo cargas de servicio, ya que no hay analisis del concreto}$$

$$\Psi_{cp,N} = 1 ; \text{ por ser anclajes preinstalados}$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h'_{ef}{}^{1,5}$$

$$k_c = 10 ; \text{ para anclajes preinstalados}$$

$$k_c = 7 ; \text{ para anclajes postinstalados}$$

$$N_b = 6023,95 \text{ kg}$$

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{e,d,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{e,c,N} \Psi_{e,d,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

$$N_{cbg} = 16733,20 \text{ kg}$$

Estamos presente en la condición A, ya que se tiene refuerzo suplementario entonces $\phi = 0,75$

$$\phi = 0,75 \quad \phi N_{cbg} = 12549,90 \text{ kgf}$$

$$\phi N_{cbg} = 12549,90 \text{ kgf} \quad N_{ua,g} = 11074,12 \text{ CUMPLE}$$

AL CUMPLIR no es necesario verificar el acero de refuerzo

PASO 5.3

Resistencia al deslizamiento del anclaje

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} N_p \quad \Psi_{c,p} = 1, \text{ se supone concreto fisurado}$$

Para anclajes tipo J se aplica la siguiente ecuación

$$N_p = 0,9 f'_c e_h d_a$$

$$3d_a \leq e_h \leq 4,5d_a$$

$$e_h = 7,62$$

$$10$$

$$11,43$$

$$N_p = 4800,6 \text{ Kg /anclaje}$$

Dada la condición con refuerzo suplementario, estamos en la condición A, por cual $\phi = 0,75$

VERIFICA

$$\phi N_{pn} = 3600,45 \text{ Kg} \quad \phi N_{ua,g}/n = 2768,53 \text{ kg}$$

$$\phi N_{pn} > \phi N_{ua,g} \quad \text{CUMPLE}$$

PASO 5.4

Resistencia a la rotura de la cara lateral del concreto

Para múltiples anclajes si se cumplen las siguientes condiciones a) $2.5c_{a1} < h_{ef}$ y b) $s < 6c_{a1}$, debemos tomar en cuenta la falla

a)	$50 > 2.5c_{a1} =$	45 cm	OK	Al cumplirse estas dos condiciones se debe tomar en cuenta la falla por rotura lateral del concreto
b)	$24 < 6c_{a1} =$	108 cm	OK	

$$N_{sb} = 42.5 C_{a1} \lambda_a \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c}$$

$$N_{sb,g} = \left(1 + \frac{s}{6C_{a1}}\right) N_{sb}$$

$$N_{sb} = 25028.1298 \text{ kg}$$

$$N_{sb,g} = 30589.94 \text{ kg}$$

Dada la condición con refuerzo suplementario, estamos en la condición A por la cual $\phi = 0.75$

$$\phi N_{sb,g} = 22942.45 \text{ kg}$$

$$\phi N_{sb,g} = 22942.45 < N_{ua,g} = 11074.12 \text{ kg}$$

CUMPLE

Modos de falla por corte

PASO 6

Se debe chequear la separación máxima de los anclajes sea $s < 3c_{a1}$, para que los anclajes trabajen como grupo y sean capaces de resistir el cortante

$3 \cdot c_{a1} =$	54 cm	$s =$	24 cm
OK, ESTAN TRABAJANDO COMO GRUPO			

PASO 7

Se debe verificar la separación mínima entre anclajes paralelos a la dirección del corte, si $s > c_{a1}$ se deben evaluar los dos casos siguientes;
CASO 1) Donde la falla ocurre en los anclajes próximos al borde y estos soportan el cortante de igual forma, CASO 2) Donde la ruptura supuesta se origina en los anclajes más alejados del borde por lo cual resisten la fuerza de corte total, si $s < c_{a1}$ entonces aplica el CASO 3) Donde solo los anclajes cercanos al borde resisten la fuerza cortante

$$s > c_{a1} \quad \text{Se evalúa el CASO 1 y CASO 2}$$

PASO 7.1

Calcular la capacidad del acero del anclaje por ser anclaje tipo gancho, se utiliza la fórmula

$$V_{sa} = A_{se,V} (0.6 f_{uta})$$

Se obtiene el área $A_{se,V}$ a través de la tabla N 18
futa se obtiene a través de la tabla 4, es necesario verificar que sea menor al mayor valor entre 1,9fya y 8600 kg/cm²

Para un anclaje de material A193 B7 y diámetro de 1", se obtiene de la tabla N° 18:

$$\begin{aligned} A_{se} &= 5.097 \text{ cm}^2 \\ A_{se,vxfuta} &= 44792 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_{sa} = 0,6 * A_{se,vfuta} \quad V_{sa} = 26875.2 \text{ kg}$$

Al encontrarse grout entre la pancha base y el pedestal se debe multiplicar por el factor 0,8

$$0.8V_{sa} = 21500.16 \text{ kg}$$

Al ser un anclaje dúctil se debe multiplicar por el factor de reducción de anclajes $\phi=0,65$

$$\phi V_{sa} = 13975.10 \text{ kg}$$

Verificando la resistencia es mayor a la resistencia solicitada asumiendo el caso 1, la carga es soportada por los 2 anclajes

$$\phi V_{sa} = 13975.10 \text{ kg/anclaje} > V_{ua,g} = V_{ua,g}/2 = 675.56 \text{ kg}$$

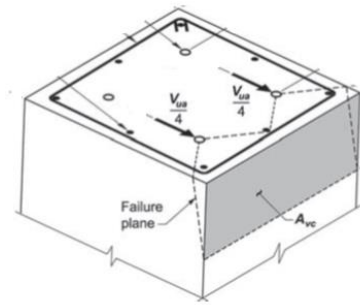
CUMPLE

PASO 7.2

Calcular la capacidad por rotura del concreto

CASO 1 La resistencia nominal es soportada por los 4 anclajes

La carga cortante es transmitida de forma equitativa entre los 4 anclajes que distribuyen esa carga al pedestal, pero la falla se presenta en los anclajes más cercanos al borde en la dirección que es aplicada el cortante



$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{sc,v} \Psi_{sd,v} \Psi_{cv} \Psi_{h,v} V_b$$

$ca1 =$	18
$s =$	24
$ca2 =$	18

A_{vc} es el área proyectada de corte para un grupo de anclajes

$$\begin{aligned} A_{vc} &= (ca2 + s + ca2) \times (1,5ca1) \\ (20,32 + 40,64 + 20,32) \times 1,5 \times 20,32 &= 1620.00 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

A_{vco} es el área proyectada de corte de un solo anclaje

$$A_{vco} = 1458.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{vc}/A_{vco} = 1.111$$

$$\Psi_{sc,v} = 1 ; \text{ las cargas están concentradas por lo tanto no hay excentricidad}$$

$$\Psi_{sd,v} = \text{por efecto de borde se chequea si } ca2 < 1,5ca1$$

$$\begin{aligned} 18 < 27 \text{ entonces } \Psi_{sd,v} &= 0.7 + 0.3 \frac{ca2}{1.5ca1} \\ \Psi_{sd,v} &= 0.9 \end{aligned}$$

$$\Psi_{cv} = 1.2 \text{ Condiciones del concreto a cargas de servicio, por tener refuerzo suplementario de } 1/2''$$

$$\Psi_{h,v} = 1 \text{ Para anclajes ya que } ha < 1.5ca1$$

“Diseño de placas base en torres de telecomunicación autosoportadas”

$l_e = h_{ef} = 110 \text{ cm}$, esta limitado por $8d_a =$

20.32 cm

Controla

$$(a) \quad V_b = 1.9 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$$(b) \quad V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$V_b =$ 5079.34

$V_b =$ 4205.35

$V_{cbg} =$ 5046.42 Kg

$V_b =$ 4205.35 CONTROLA

Para anclajes preinstalados con cabeza y refuerzo suplementario entonces es la condición A $\phi = 0,75$

$\phi V_{cbg} =$ 3784.81 kg

$\phi V_{cbg} =$ 3784.81 kg por anclaje $< V_{ua, gx0.5} =$ 675.56

CUMPLE

Para el diseño de acero de refuerzo para el cortante se reparte de la fuerza cortante a resistir por los anclajes que pasa al acero de refuerzo, y un área de cabilla supuesta el 0.5% del área de la sección

CASO 2

La carga cortante es transmitida de forma equitativa entre los 2 anclajes mas alejados del borde y estos dos resisten el 100% de la fuerza cortante

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b$$

$ca1 =$ 42
 $s =$ 24
 $ca2 =$ 18

A_{vc} es el área proyectada de corte para un grupo de anclajes

$$A_{vc} = (ca2 + s + ca2) \times (1,5ca1)$$

$(18 + 24 + 18) \times 1,5 \times 42 =$ 3780

A_{vco} es el área proyectada de corte de un solo anclaje

$$A_{vco} =$$
 7938.00 cm²

$$A_{vc}/A_{vco} =$$
 0.476

$$\Psi_{ec,v} =$$
 1 ; las cargas están concentradas no hay excentricidad

$$\Psi_{ed,v} =$$
 por efecto de borde se chequea si $ca2 < 1,5ca1$

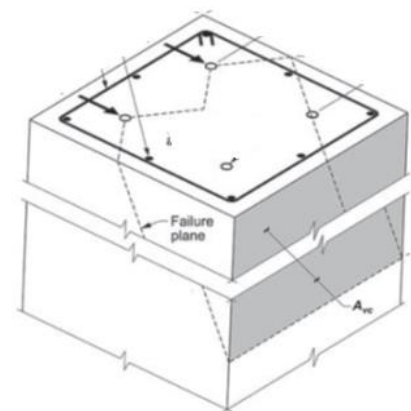
$$18 < 63 \text{ entonces}$$

$$\Psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{ca2}{1.5ca1}$$

$$\Psi_{ed,v} =$$
 0.79

$$\Psi_{c,v} =$$
 1.2 Condiciones del concreto a cargas de servicio, por tener refuerzo suplementario de 1/2"

$$\Psi_{h,v} =$$
 1 Para anclajes ya que $h_a < 1.5ca1$



$\Psi_{c,V} :$ = 1.2 Condiciones del concreto a cargas de servicio ,por tener refuerzo suplementario de 1/2"

$\Psi_{h,V}$ = 1 Para anclajes ya que $h_a < 1.5C_{a1}$

$l_e = h_{ef} = 110 \text{ cm}$, esta limitado por $8d_a =$ 20.32 cm CONTROLA

$$(a) \quad V_b = 1.9 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5} \quad (b) \quad V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$V_b =$ 18103.90

$V_b =$ 14988.81

$V_{cbg} =$ 6729.67 Kg CONTROLA $V_b =$ 14988.81 kg

Para anclajes preinstalados con cabeza y refuerzo suplementario entonces es la condición A $\phi =$ 0.75

$\phi V_{cbg} =$ 5047.25 kg

$\phi V_{cbg} =$ 5047.25 kg por anclaje $< V_{ua, gx1.0} =$ 1351.12

CUMPLE

Se toma el valor del Caso 1 por ser la menor resistencia a la rotura del concreto

PASO 7.3

Falla por desprendimiento lateral del concreto por cabeceo del anclaje $\phi V_{cpg} = \phi k_{cp} x N_{cpg}$

$h'_{ef} = 12.00$ si $h'_{ef} \geq 6.5 \text{ cm}$; entonces $k_{cp} =$ 2 $ca1 = 18$
 $b = 60$

como $N_{cpg} = N_{cbg}$ $V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg}$

Calculamos el area nuevamente

$A_{nc} = (ca1 * 1.5 h'_{ef}) * b =$ 2160.00 cm²

$A_{nc} = 9 * h'_{ef} / 2$ 1296.00 cm²

Obtenido en el paso 8
 $N_{sb} = 25028.13$

Todso los factores $\Psi_{e,c,N} \quad \Psi_{e,d,N} \quad \Psi_{c,N} \quad \Psi_{cp,N}$ son iguales a 1

$N_{cbg} =$ 41713.55 Kg

$V_{cpg} =$ 83427.10 Kg $\phi V_{cpg} =$ 62570.32 $V_{ua, g} =$ 1351.12

CUMPLE

Resumen de modos de falla

Tracción	Resistencia de diseño		Relación= $N_{ua,g}/\phi N_n$	Controla
1) Del acero	ϕN_{sa}	33594	0.08	No
2) Rotura del concreto	ϕN_{cb}	12549.90	0.88	Si
3) Al deslizamiento	ϕN_{pn}	3600.45	0.77	No
Corte			Relación= $V_{ua,g}/\phi V_n$	
1) Del acero	ϕV_{sa}	13975.10	0.05	No
2) Rotura del concreto (caso 1)	ϕV_{cbg}	3784.81	0.18	No
2) Rotura del concreto (caso 2)	ϕV_{cbg}	5047.25	0.27	Si
3) Desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje	ϕV_{cpg}	62570.32	0.02	No

La profundidad de embebido del anclaje real h_{ef} y el refuerzo suplementario prevendría la falla de desprendimiento lateral del concreto

PASO 8

Al combinar la carga las cargas a tracción y a cortante se obtiene

Verificar $V_{ua}/\phi V_n \leq 0,2$

$0,27 \geq 0,2$

No cumple, entonces se debe utilizar la capacidad total de los anclajes

Verificar $N_{ua}/\phi N_n \leq 0,2$

$0,88 \geq 0,2$

No cumple, entonces se debe utilizar la capacidad total de los anclajes

Capacidad total de los anclajes

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1,2$$

$1,15 \leq 1,2$

CUMPLE

PASO 9

Calculo del área mínima requerida de la placa base sujeta a compresión

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0,85 f'_c}$$

$P_u = 12606,75 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 0,65$

$A_1 \text{ real} = 1024 \text{ cm}^2$

$A_1 = 108,66 \text{ cm}^2$

Raíz de $A_1 = 10,42 \text{ cm}$

Al tomar en cuenta la separación de los anclajes y el ancho del montante de la torre se dimensiona la placa base de 32x32

$$\Delta = \frac{0,95d - 0,8b_f}{2} \quad 0,75$$

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta \quad 11,17$$

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N} \quad 9,72$$

Área min req. = 684,66 cm

Dimensión de placa base = 31,17 cm

CUMPLE

PASO 10

Espesor de la placa base

Por compresión

Área de la mayor sección crítica = 421.76 cm²

a = 6.59 cm

b = 32 cm

$$t \geq \sqrt{\frac{4M_u}{0.90bF_y}} \quad 1.37 \text{ cm}$$

$R_u = C / \text{area P.B}$ 12.31 kg/cm²

$t_u = R_u \times \text{Sec. Crítica}$ 5192.40516 kg

$M_u = t_u \times a$ 34217.95 kg-m

Por tracción

a = 8.98 cm

n° de anclajes en la sección crítica = 2 cm

T/n° total de anclajes 2768.53 kg/cm²

$$t \geq \sqrt{\frac{4M_u}{0.90bF_y}} \quad 1.65 \text{ cm}$$

$t_u = T \times n^\circ \text{ de ancla sec.}$ 5537.06 kg

CONTROLA

$M_u = t_u \times a$ 49722.7988 kg-m

El espesor mínimo (t) es de 1.65 cm

**Cargas de la base de la torre obtenidas del Programa
PLS Towers**

Torre B H= 36m

Tracción (T)= 12790.55 kgf

Cortante (V)= 2150.55 kgf

Compresión (C)= 17661.20 kgf

Pedestal

$f_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

Dimensiones de anclaje

$b = 75 \text{ cm}$

$a = 75 \text{ cm}$

$h = 250 \text{ cm}$

Recubrimiento 5.08 cm

Cabillas de refuerzo

$d_a = N^\circ 8 \text{ (vertical)} 2.54 \text{ cm}$

$d_a = N^\circ 4 \text{ (vertical)} 1.27 \text{ cm}$

Concreto de peso

normal $\lambda_a = 1$

ϕ (factor por

aplastamiento del

concreto)= 0.65

Anclajes

Tipo J Material A193 B7

$f_{tu} = 8788 \text{ kg/cm}^2$

$f_{ya} = 7382.00 \text{ kg/cm}^2$

Distancia al borde

$Ca1 = 24 \text{ cm}$

$Ca2 = 24 \text{ cm}$

$s = 27 \text{ cm}$

$hef = 60 \text{ cm}$

$da = 3.18 \text{ cm (1")}$

Área efectiva

del anclaje 7.916 cm²

(Tabla 18 o

$eh = 14 \text{ cm}$

Números de

anclajes= 4

Placa base

Materia ASTM A36

$B = 38 \text{ cm}$

$N = 38 \text{ cm}$

$n = 34 \text{ cm}$

$m = 33.25 \text{ cm}$

$\phi = 0.9$

$f_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$

Perfil de la columna torre

$bf = 10 \text{ cm}$

$df = 10 \text{ cm}$

PASO 1

Cargas en la base de torre

Resistencia requerida a tracción = 12790.55 kg

Resistencia requerida a cortante = 2150.55 kg

Según la norma ANSI/TIA-222-G2005, podemos verificar el diámetro de los anclajes si capaces de soportar las sollicitaciones

$$\left(\frac{P_u + \frac{V_u}{\eta}}{\phi R_{nt}} \right) \leq 1$$

$\phi = 0.75$

según el detalle anclaje Fig.(22) $n = 0.55$

0.320 **CUMPLE**

PASO 2

Chequear los anclajes si trabajan en grupos o individualmente

Verificar la separación máxima de anclajes $3s_{hef} > s$

$$\begin{aligned} s &= 27 \text{ cm} \\ 3s_{hef} &= 180 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Ok, trabajan en grupo}$$

PASO 3

Verificar la separación mínima entre anclajes y al borde falla por hendimiento de anclajes (mayor a $6d_a$)

$$\begin{aligned} s &= 27 \text{ cm} \\ 6d_a &= 19.08 \text{ cm} \\ c_a, \text{ min} &= 24 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Ok, cumple con la separación mínima y la distancia al borde}$$

PASO 4

Verificar si los anclajes cumplen con los requerimientos de acero dúctil para determinar el factor

Tabla N°3 se encuentran los % de elongación y reducción de área para un anclajes de material A193 B7

La elongación es del 21% y la reducción de área es de 50%, por lo tanto al ser mayor la elongación a 14% min y la reducción del área mayor 30% se considera el acero como dúctil entonces:

$$\phi = 0.75$$

PASO 5

Modos de fallas a tracción

$$\begin{aligned} N_{ua,g} &\leq \begin{Bmatrix} \phi N_{sa} \\ \phi N_{cb} \\ \phi N_{pn} \end{Bmatrix} & N_{ua,g} &= 12790.55 \text{ kg} \\ V_{ua,g} &\leq \begin{Bmatrix} \phi V_{sa} \\ \phi V_{cbg} \\ \phi V_{cpg} \end{Bmatrix} & V_{ua,g} &= 2150.55 \text{ kg} \end{aligned}$$

PASO 5.1

Calcular $N_{sa} = A_{se} \cdot n \cdot f_{uta}$

Según la tabla N°3 para el diámetro $d_a = 1"$ el A_{se}, n para anclajes lisos tipo J

Se debe chequear que $f_{uta} < 1.9f_{ya} < 8788.38 \text{ Kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} f_{uta} &= 8788 \text{ kg/cm}^2 \\ 1.9f_{ya} &= 14025.8 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 8788.38 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \quad \begin{aligned} f_{uta} &< 1.9f_{ya} < 8788.38 \text{ Kg/cm}^2 \\ &\text{VERIFICA} \end{aligned}$$

Calculando a través de la ecuación $A_{se} \cdot n \cdot f_{uta}$ o por la tabla N°2 se obtiene

$$N_{sa} = 69570 \text{ kgf}$$

Aplicando el factor de ductilidad $\phi = 0.75$

$$\phi N_{sa} = 52177.5 \text{ kgf}$$

$$\begin{aligned} \text{Como } \phi N_{sa} &= 52177.5 \text{ es } > N_{ua,g} = 12790.55 / 4 = \\ &= 3197.6375 \text{ kg} \end{aligned} \quad \text{CUMPLE}$$

PASO 5.2

Calculo de las resistencia del concreto

Se calcula el plano de falla desplazado, tomando el valor mayor de

$$h'_{ef} \begin{cases} C_{a,max}/1,5 = 16 \text{ CONTROLA} \\ s_{max}/3 = 9.00 \end{cases} \quad \text{Por tanto } h'_{ef} = 16.00 \text{ cm}$$

$$A_{Nc} = b \times b = 5625 \text{ cm}^2 ; \quad A_{Nco} = 9(h'_{ef})^2 = 2304.00 \text{ cm}^2$$

$$nA_{Nco} = 9216 \text{ cm}^2 < 5625 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1 \quad \text{por que la excentricidad es igual a 0}$$

$$\Psi_{ed,N} = \text{factor de modificacion por efectos de borde} \quad 24 \quad 24 \text{ ca,min} \geq 1,5 \text{ he}$$

$$\begin{aligned} \text{Si } ca,min < 1,5 \text{ hef} & \quad \text{entonces} \quad \Psi_{ed,N} = 1 \\ \text{Si } ca,min \geq 1,5 \text{ hef} & \quad \text{entonces} \quad \Psi_{ed,N} = 1 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\Psi_{c,N} = 1, \text{ se supone concreto fisurado bajo cargas de servicio, ya que no hay analisis del concreto}$$

$$\Psi_{cp,N} = 1 ; \text{ por ser anclajes preinstalados}$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad \begin{aligned} k_c &= 10 ; \text{ para anclajes preinstalados} \\ k_c &= 7 ; \text{ para anclajes postinstalados} \end{aligned}$$

$$N_b = 9274.48 \text{ kg}$$

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

$$N_{cbg} = 22642.78 \text{ kg}$$

Estamos presente en la condición A, ya que se tiene refuerzo suplementario entonces $\phi = 0,75$

$$\phi = 0.75 \quad \phi N_{cbg} = 16982.08 \text{ kgf}$$

$$\phi N_{cbg} = 16982.08 \text{ kgf} \quad N_{ua,g} = 12790.55 \text{ CUMPLE}$$

AL CUMPLIR no es necesario verificar el acero de refuerzo

PASO 5.3

Resistencia al deslizamiento del anclaje

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} N_p \quad \Psi_{c,p} = 1, \text{ se supone concreto fisurado}$$

Para anclajes tipo J se aplica la siguiente ecuación $N_p = 0.9 f'_c e_h d_a$ $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$

$$N_p = 8414.28 \text{ Kg /anclaje} \quad \begin{aligned} e_h &= 14 \\ &14.31 \end{aligned}$$

Dada la condición con refuerzo suplementario, estamos en la condición A, por cual $\phi = 0,75$

$$\phi N_{pn} = 6310.71 \text{ Kg} \quad \Phi N_{ua,g}/n = 3197.6375 \text{ kg}$$

$$\phi N_{pn} > \phi N_{ua,g} \quad \text{CUMPLE}$$

VERIFICA

PASO 5.4

Resistencia a la rotura de la cara lateral del concreto

Para múltiples anclajes si se cumplen las siguientes condiciones a) $2.5 C_{a1} < h_{ef}$ y b) $s < 6C_{a1}$, debemos tomar en cuenta la falla

a)	$60 > 2.5c_{a1} =$	60 cm	NO CUMPLE	Al cumplirse estas dos condiciones se debe tomar en cuenta la falla por rotura lateral del concreto
b)	$27 < 6c_{a1} =$	144 cm	OK	

$$N_{sb} = 42.5 C_{a1} \lambda_a \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c}$$

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6C_{a1}}\right) N_{sb}$$

$$N_{sb} = 41587.4902 \text{ kg}$$

$$N_{sbg} = 49385.14 \text{ kg}$$

Dada la condición con refuerzo suplementario, estamos en la condición A por lo cual $\phi = 0.75$

$$\phi N_{sbg} = 37038.86 \text{ kg}$$

$$\phi N_{sbg} = 37038.86 < N_{ua,g} = 12790.55 \text{ kg}$$

CUMPLE

Modos de falla por corte

PASO 6

Se debe chequear la separación máxima de los anclajes sea $s < 3C_{a1}$, para que los anclajes trabajen como grupo y sean capaces de resistir el cortante

$3 \cdot c_{a1} =$	72 cm	$s =$	27 cm
OK, ESTAN TRABAJANDO COMO GRUPO			

PASO 7

Se debe verificar la separación mínima entre anclajes paralelos a la dirección del corte, si $s > c_{a1}$ se deben evaluar los dos casos siguientes;
CASO 1) Donde la falla ocurre en los anclajes próximos al borde y estos soportan el cortante de igual forma, CASO 2) Donde la ruptura supuesta se origina en los anclajes más alejados del borde por lo cual resisten la fuerza de corte total, si $s < c_{a1}$ entonces aplica el CASO 3) Donde solo los anclajes cercanos al borde resisten la fuerza cortante

$s > c_{a1}$	Se evalúa el CASO 1 y CASO 2
--------------	------------------------------

PASO 7.1

Calcular la capacidad del acero del anclaje por ser anclaje tipo gancho, se utiliza la fórmula

$$V_{sa} = A_{se,v} (0.6 f_{uta})$$

Se obtiene el área $A_{se,v}$ a través de la tabla N 18
futa se obtiene a través de la tabla 4, es necesario verificar que sea menor al mayor valor entre 1,9fy y 8600 kg/cm²

Para un anclaje de material A193 B7 y diámetro de 1", se obtiene de la tabla N° 18:

$$A_{se} = 5.097 \text{ cm}^2$$

$$A_{se, vxfuta} = 69570 \text{ kg}$$

$$V_{sa} = 0,6 * A_{se, vxfuta} \quad V_{sa} = 41742 \text{ kg}$$

Al encontrarse grout entre la pancha base y el pedestal se debe multiplicar por el factor 0,8

$$0.8V_{sa} = 33393.6 \text{ kg}$$

Al ser un anclaje ductil se debe multiplicar por el factor de reducción de anclajes $\phi = 0,65$

$$\phi V_{sa} = 21705.84 \text{ kg}$$

Verificando la resistencia es mayor a la resistencia solicitada asumiendo el caso 1, la carga es soportada por los 2 anclajes

$$\phi V_{sa} = 21705.84 \text{ kg/anclaje} > V_{ua, g} = V_{ua, g} / 2 = 1075.275 \text{ kg}$$

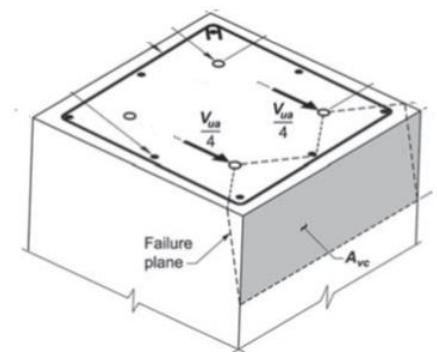
CUMPLE

PASO 7.2

Calcular la capacidad por rotura del concreto

CASO 1 La resistencia nominal es soportada por los 4 anclajes

La carga cortante es transmitida de forma equitativa entre los 4 anclajes que distribuyen esa carga al pedestal, pero la falla se presenta en los anclajes más cercanos al borde en la dirección que es aplicada el cortante



$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{sc, V} \Psi_{sd, V} \Psi_{c, V} \Psi_{h, V} V_b$$

$ca1 =$	24
$s =$	27
$ca2 =$	24

A_{vc} es el área proyectada de corte para un grupo de anclajes

$$A_{vc} = (ca2 + s + ca2) \times (1,5ca1)$$

$$(20,32 + 40,64 + 20,32) \times 1,5 \times 20,32 = 2700.00 \text{ cm}^2$$

A_{vco} es el área proyectada de corte de un solo anclaje

$$A_{vco} = 2592.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{vc} / A_{vco} = 1.042$$

$$\Psi_{sc, V} = 1 ; \text{ las cargas están concéntricas por lo tanto no hay excentricidad}$$

$$\Psi_{sd, V} = \text{por efecto de borde se chequea si } ca2 < 1,5ca1$$

“Diseño de placas base en torres de telecomunicación autosoportadas”

$$24 < 36 \text{ entonces } \Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.9$$

$\Psi_{c,V} =$ 1.2 Condiciones del concreto a cargas de servicio ,por tener refuerzo suplementario de 1/2"

$\Psi_{h,V} =$ 1 Para anclajes ya que $h_a < 1.5c_{a1}$

$l_e = h_{ef} = 110 \text{ cm}$, esta limitado por $8d_a =$ 25.44 cm Controla

$$(a) V_b = 1.9 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5} \quad (b) V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$V_b =$ 8750.07 $V_b =$ 6474.56

$V_{cbg} =$ 7283.88 Kg $V_b =$ 6474.56 CONTROLA

Para anclajes preinstalados con cabeza y refuerzo suplementario entonces es la condición A $\phi = 0.75$

$\phi V_{cbg} =$ 5462.91 kg

$\phi V_{cbg} =$ 5462.91 kg por anclaje $< V_{ua, gx0.5} =$ 1075.275

CUMPLE

Para el diseño de acero de refuerzo para el cortante se reparte de la fuerza cortante a resistir por los anclajes que pasa al acero de refuerzo , y un area de cabilla supuesta el 0.5% dell area de la sección

CASO 2

La carga cortante es transmitida de forma equitativa entre los 2 anclajes mas alejados del borde y estos dos resisten el 100% de la fuerza cortante

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,V} \Psi_{ed,V} \Psi_{c,V} \Psi_{h,V} V_b$$

$$\begin{array}{ll} c_{a1} = & 51 \\ s = & 27 \\ c_{a2} = & 24 \end{array}$$

A_{vc} es el area proyectada de corte para un grupo de anclajes

$$A_{vc} = (c_{a2} + s + c_{a2}) \times (1.5c_{a1})$$

$$(18 + 24 + 18) \times 1.5 \times 42 = 5738$$

A_{vco} es el area proyectada de corte de un solo anclaje

$$A_{vco} = 11704.50 \text{ cm}^2$$

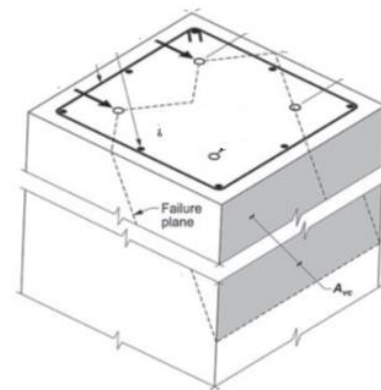
$$A_{vc}/A_{vco} = 0.490$$

$\Psi_{ec,V} =$ 1 ; las cargas estan concentrada no hay excentricidad

$\Psi_{ed,V} =$ por efecto de borde se chequea si $c_{a2} < 1.5c_{a1}$

$$24 < 76.5 \text{ entonces } \Psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}$$

$$\Psi_{ed,V} = 0.79$$



$\Psi_{c,V} =$ 1.2 Condiciones del concreto a cargas de servicio ,por tener refuerzo suplementario de 1/2"

$\Psi_{h,V} =$ 1 Para anclajes ya que $h_a < 1.5 C_{a1}$

$l_e = h_{ef} = 110 \text{ cm}$, esta limitado por $8d_a =$ 25.44 cm CONTROLA

$$(a) V_b = 1.9 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5} \quad (b) V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$V_b =$ 27105.04 $V_b =$ 20056.19

$V_{cbg} =$ 9368.81 Kg $V_b =$ 20056.19 kg CONTROLA

Para anclajes preinstalados con cabeza y refuerzo suplementario entonces es la condición A $\phi =$ 0.75

$\phi V_{cbg} =$ 7026.61 kg

$\phi V_{cbg} =$ 7026.61 kg por anclaje $< V_{ua,g} \times 1.0 =$ 2150.55

CUMPLE

Se toma el valor del Caso 1 por ser la menor resistencia a la rotura del concreto

PASO 7.3

Falla por desprendimiento lateral del concreto por cabeceo del anclaje $\phi V_{cp,g} = \phi k_{cp} N_{cp,g}$

$h'_{ef} = 16.00$ si $h'_{ef} \geq 6,5 \text{ cm}$; entonces $k_{cp} =$ 2 $ca1 = 24$
 $b = 75$

como $N_{cp,g} = N_{cbg}$ $V_{cp,g} = k_{cp} N_{cp,g}$

Calculamos el area nuevamente

$A_{nc} = (ca1 * 1,5 h'_{ef}) * b =$ 3600.00 cm²

$A_{nc} = 9 * h'_{ef} / 2$ 2304.00 cm²

Obtenido en el paso 8
 $N_{sb} = 41587.49$

Todso los factores $\Psi_{sc,N}$ $\Psi_{sd,N}$ $\Psi_{c,N}$ $\Psi_{cp,N}$ son iguales a 1 1

$N_{cbg} =$ 64980.45 Kg

$V_{cp,g} =$ 129960.91 Kg $\phi V_{cp,g} =$ 97470.68 $V_{ua,g} =$ 2150.55

CUMPLE

Resumen de modos de falla

Tracción	Resistencia de diseño		Relación= $N_{ua,g}/\phi N_n$	Controla
1) Del acero	ϕN_{sa}	52178	0.06	No
2) Rotura del concreto	ϕN_{cb}	16982.08	0.75	Si
3) Al deslizamiento	ϕN_{pn}	6310.71	0.51	No
Corte			Relación= $V_{ua,g}/\phi V_n$	
1) Del acero	ϕV_{sa}	21705.84	0.05	No
2) Rotura del concreto (caso 1)	ϕV_{cbg}	5462.91	0.20	No
2) Rotura del concreto (caso 2)	ϕV_{cbg}	7026.61	0.31	Si
3) Desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje	ϕV_{cpg}	97470.68	0.02	No

La profundidad de embebido del anclaje real h_{ef} y el refuerzo suplementario prevendría la falla de desprendimiento lateral del concreto

PASO 8

Al combinar la carga las cargas a tracción y a cortante se obtiene

Verificar $V_{ua}/\phi V_n \leq 0,2$

0.31 $\geq 0,2$

No cumple, entonces se debe utilizar la capacidad total de los anclajes

Verificar $N_{ua}/\phi N_n \leq 0,2$

0.75 $\geq 0,2$

No cumple, entonces se debe utilizar la capacidad total de los anclajes

Capacidad total de los anclajes

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2$$

1.06 $\leq 1,2$

CUMPLE

PASO 9

Calculo del área mínima requerida de la placa base sujeta a compresión

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

$P_u =$ 17661.2 kg/cm²

$\phi =$ 0.65

A1 real= 1444 cm²

A1= 152.22 cm²

Raíz de A1= 12.34 cm

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$$

0.75

Área min req.=

881.22 cm

Dimensión de placa base=

34.69 cm

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta$$

13.09

Al tomar en cuenta la separación de los anclajes y el ancho del montante de la torre se dimensiona la placa base de 38x38

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N}$$

11.63

CUMPLE

PASO 10

Espesor de la placa base

Por compresión

Área de la mayor sección crítica = 565.44 cm²

a = 7.44 cm

b = 38 cm

$$t \geq \sqrt{\frac{4M_u}{0.90bF_y}} \quad 1.54 \text{ cm}$$

$R_u = C / \text{area P.B}$ 12.23 kg/cm²

$t_u = R_u \times \text{Sec. Crítica}$ 6915.75411 kg

$M_u = t_u \times a$ 51453.2105 kg-m

Por tracción

a = 9.38 cm

n° de anclajes en la sección crítica = 2 cm

T/n° total de anclajes 3197.6375 kg/cm²

$t_u = T \times n^\circ \text{ de ancla sec.}$ 6395.275 kg

$M_u = t_u \times a$ 59987.6795 kg-m

$$t \geq \sqrt{\frac{4M_u}{0.90bF_y}} \quad 1.7 \text{ cm}$$

CONTROLA

El espesor mínimo (t) es de 1.7 cm

**Cargas de la base de la torre obtenidas del Programa
PLS Towers**

Torre C H=90m	
Tracción (T)=	40104,8 kgf
Cortante (V)=	6191,64 kgf
Compresión (C)=	51542,73 kgf

Pedestal

f'c=	340 kgf/cm ²
Dimensiones de anclaje	
b=	140 cm
a=	140 cm
h=	290 cm
Recubrimiento	5,08 cm
Cabillas de refuerzo	
da=N°8 (vertical)	2,54 cm
da= N°4 (vertical)	1,27 cm
Concreto de peso normal; λa=	1
φ(factor por aplastamiento del concreto)=	0,65

Anclajes	Tipo J Material A193 B7
f _{uta}	8788 kg/cm ²
f _{ya}	7382,00 kg/cm ²
Distancia al borde	
Ca1=	55 cm
Ca2=	55 cm
s=	30 cm
hef=	80 cm
da=	3,493 cm (1 ")
Área efectiva del anclaje (Tabla 18 o	9,581 cm ²
eh=	15 cm
Números de anclajes=	4

Placa base	Material F 1554 A36
B=	40 cm
N=	40 cm
n=	34 cm
m=	40 cm
φ=	0,9
f'y=	2531 kg/cm ²

Perfil de la columna torre

bf=	15 cm
df=	15 cm

PASO 1

Cargas en la base de torre

Resistencia requerida a tracción = 40104,8 kg

Resistencia requerida a cortante = 6191,64 kg

Según la norma ANSI/TIA-222-G:2005, podemos verificar el diámetro de los anclajes si capaces de soportar las solicitaciones

$$\left(\frac{P_u + \frac{V_u}{\eta}}{\phi R_{nt}} \right) \leq 1$$

φ= 0,75
según el detalle anclaje Fig.(22) n= 0,55

0,813 **CUMPLE**

PASO 2

Chequear los anclajes si trabajan en grupos o individualmente
Verificar la separación máxima de anclajes $3h_{ef} > s$

$$\begin{aligned} s &= 30 \text{ cm} \\ 3h_{ef} &= 240 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Ok, trabajan en grupo}$$

PASO 3

Verificar la separación mínima entre anclajes y al borde falla por hendimiento de anclajes (mayor a $6d_a$)

$$\begin{aligned} s &= 30 \text{ cm} \\ 6d_a &= 20,955 \text{ cm} \\ s_{ca, \min} &= 55 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{Ok, cumple con la separación mínima y la distancia al borde}$$

PASO 4

Verificar si los anclajes cumplen con los requerimientos de acero dúctil para determinar el factor

Tabla N°3 se encuentran los % de elongación y reducción de área para un anclajes de material A193 B7

La elongación es del 21% y la reducción de área es de 50% , por lo tanto al ser mayor la elongación a 14% min y la reducción del área mayor 30% se considera el acero como dúctil entonces:

$$\phi = 0,75$$

PASO 5

Modos de fallas a tracción

$$\begin{aligned} N_{ua,g} &\leq \begin{Bmatrix} \phi N_{sa} \\ \phi N_{cb} \\ \phi N_{pn} \end{Bmatrix} & N_{ua,g} &= 40104,8 \text{ kg} \\ V_{ua,g} &\leq \begin{Bmatrix} \phi V_{sa} \\ \phi V_{cbg} \\ \phi V_{cpg} \end{Bmatrix} & V_{ua,g} &= 6191,64 \text{ kg} \end{aligned}$$

PASO 5.1

Calcular $N_{sa} = A_{se,n} f_{uta}$

Según la tabla N°3 para el diámetro $d_a = 1"$ el $A_{se,n}$ para anclajes lisos tipo J

Se debe chequear que $f_{uta} < 1,9f_{ya} < 8788,38 \text{ Kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} f_{uta} &= 8788 \text{ kg/cm}^2 \\ 1,9f_{ya} &= 14025,8 \text{ kg/cm}^2 \\ &8788,38 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \quad \begin{aligned} f_{uta} &< 1,9f_{ya} < 8788,38 \text{ Kg/cm}^2 \\ &\text{VERIFICA} \end{aligned}$$

Calculando a través de la ecuación $A_{se} f_{uta}$ o por la tabla N°2 se obtiene

$$N_{sa} = 84198 \text{ kgf}$$

$$\begin{aligned} \text{Aplicando el factor de ductilidad } \phi &= 0,75 \\ \phi N_{sa} &= 63148,5 \text{ kgf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Como } \phi N_{sa} &= 63148,5 \text{ es } > N_{ua,g} = 40104,8 / 4 = 10026,2 \text{ kg} \\ &\text{CUMPLE} \end{aligned}$$

PASO 5.2

Calculo de las resistencia del concreto

Se calcula el plano de falla desplazado, tomando el valor mayor de

$$h'_{ef} = \begin{cases} C_{a,max}/1,5 = 36,66666667 \text{ CONTROLA} \\ s_{max}/3 = 10,00 \end{cases} \quad \text{Por tanto } h'_{ef} = 36,67 \text{ cm}$$

$$A_{Nc} = b \times b = 19600 \text{ cm}^2 ; \quad A_{Nco} = 9(h'_{ef})^2 = 12100,00 \text{ cm}^2$$

$$nA_{Nco} = 48400 \text{ cm}^2 < 19600 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

$$\Psi_{ec,N} = 1 \quad \text{por que la excentricidad es igual a 0}$$

$$\Psi_{ed,N} = \text{factor de modificacion por efectos de borde} \quad 55 \quad 55 \text{ ca,min} \geq 1,5 h'_{ef}$$

$$\begin{aligned} \text{Si } ca,min < 1,5 h'_{ef} & \quad \text{entonces} \quad \Psi_{ed,N} = 1 \\ \text{Si } ca,min \geq 1,5 h'_{ef} & \quad \text{entonces} \quad \Psi_{ed,N} = 1 \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\Psi_{c,N} = 1 \quad \text{, se supone concreto fisurado bajo cargas de servicio , ya que no hay analisis del concreto}$$

$$\Psi_{cp,N} = 1 \quad \text{; por ser anclajes preinstalados}$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad \begin{aligned} k_c &= 10 \text{ ; para anclajes preinstalados} \\ k_c &= 7 \text{ ; para anclajes postinstalados} \end{aligned}$$

$$N_b = 40939,88 \text{ kg}$$

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad N_{cb,g} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b$$

$$N_{cb,g} = 66315,84 \text{ kg}$$

Estamos presente en la condición A, ya que se tiene refuerzo suplementario entonces $\phi = 0,75$

$$\begin{aligned} \phi = 0,75 \quad \phi N_{cb,g} &= 49736,88 \text{ kgf} \\ \phi N_{cb,g} &= 49736,88 \text{ kgf} \quad N_{ua,g} = 40104,8 \text{ CUMPLE} \end{aligned}$$

AL CUMPLIR no es necesario verificar el acero de refuerzo

PASO 5.3

Resistencia al deslizamiento del anclaje

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} N_p \quad \Psi_{c,p} = 1 \quad \text{, se supone concreto fisurado}$$

Para anclajes tipo J se aplica la siguiente ecuación

$$N_p = 0.9 f'_c e_h d_a \quad \begin{aligned} 3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a & \quad 10,4775 \\ e_h = 15 & \quad 15,71625 \end{aligned}$$

$$N_p = 16030,575 \text{ Kg /anclaje}$$

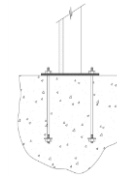
Dada la condición con refuerzo suplementario , estamos en la condición A, por cual $\phi = 0,75$

$$\begin{aligned} \phi N_{pn} &= 12022,9313 \text{ Kg} \quad \Phi N_{ua,g/n} = 10026,2 \text{ kg} \quad \text{VERIFICA} \\ \phi N_{pn} &> \phi N_{ua,g} \quad \text{CUMPLE} \end{aligned}$$

Cambiando el tipo de anclaje por uno con cabeza hexagonal y arandela gruesa se obtiene

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c$$

$N_p = 46648$ $A_{brg} = 17,15 \text{ cm}^2$
 $\phi N_{cbg} = 46648$ $\Psi_{c,p} = 1$
 $\phi N_{pn} > \phi N_{ua,g}$ **CUMPLE**



Se obtiene una resistencia al deslizamiento considerablemente mayor en comparación con los anclajes tipo L, una diferencia de 34650Kgf

Resistencia a la rotura de la cara lateral del concreto

Para múltiples anclajes si se cumplen las siguientes condiciones a) $2.5 C_{a1} < h_{ef}$ y b) $s < 6C_{a1}$, debemos tomar en cuenta la falla

a) $80 > 2.5c_{a1} = 137,5 \text{ cm}$ NO CUMPLE
b) $30 < 6c_{a1} = 330 \text{ cm}$ OK

Al cumplirse estas dos condiciones se debe tomar en cuenta la falla por rotura lateral del concreto

$$N_{sb} = 42.5 C_{a1} \lambda_a \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c}$$

$$N_{sb,g} = \left(1 + \frac{s}{6C_{a1}}\right) N_{sb}$$

$N_{sb} = 133412,493 \text{ kg}$ $N_{sb,g} = 145540,90 \text{ kg}$

Dada la condición con refuerzo suplementario, estamos en la condición A por la cual $\phi = 0,75$

$\phi N_{sb,g} = 109155,68 \text{ kg}$

$\phi N_{sb,g} = 109155,68 < N_{ua,g} = 40104,8 \text{ kg}$

CUMPLE

Modos de falla por corte

PASO 6

Se debe chequear la separación máxima de los anclajes sea, $s < 3C_{a1}$, para que los anclajes trabajen como grupo y sean capaces de resistir el cortante

$3 \cdot c_{a1} = 165 \text{ cm}$ $s = 30 \text{ cm}$
OK, ESTAN TRABAJANDO COMO GRUPO

PASO 7

Se debe verificar la separación mínima entre anclajes paralelos a la dirección del corte, si $s > c_{a1}$ se deben evaluar los dos casos siguientes;
CASO 1) Donde la falla ocurre en los anclajes próximos al borde y estos soportan el cortante de igual forma, CASO 2) Donde la ruptura supuesta se origina en los anclajes más alejados del borde por lo cual resisten la fuerza de corte total, si $s < c_{a1}$ entonces aplica el CASO 3) Donde solo los anclajes cercanos al borde resisten la fuerza cortante

$s > c_{a1}$ Se evalúa solo CASO 3

PASO 7.1

Calcular la capacidad del acero del anclaje por ser anclaje tipo gancho, se utiliza la fórmula

$$V_{sa} = A_{se,v} (0.6 f_{uta})$$

Se obtiene el área $A_{se,v}$ a través de la tabla N 18
 f_{uta} se obtiene a través de la tabla 4, es necesario verificar que sea menor al mayor valor entre $1,9f_y$ y 8600 kg/cm^2

Para un anclaje de material A193 B7 y diámetro de 1", se obtiene de la tabla N° 18:

$$A_{se} = 9,581 \text{ cm}^2$$

$$A_{se,vxfuta} = 84198 \text{ kg}$$

$$V_{sa} = 0,6 * A_{se,vxfuta} \quad V_{sa} = 50518,8 \text{ kg}$$

Al encontrarse grout entre la pancha base y el pedestal se debe multiplicar por el factor 0,8

$$0,8V_{sa} = 40415,04 \text{ kg}$$

Al ser un anclaje dúctil se debe multiplicar por el factor de reducción de anclajes $\phi = 0,65$

$$\phi V_{sa} = 26269,78 \text{ kg}$$

Verificando la resistencia es mayor a la resistencia solicitada asumiendo el caso 1, la carga es soportada por los 2 anclajes

$$\phi V_{sa} = 26269,78 \text{ kg/anclaje} > V_{ua,g} = V_{ua,g}/2 \quad 3095,82 \text{ kg}$$

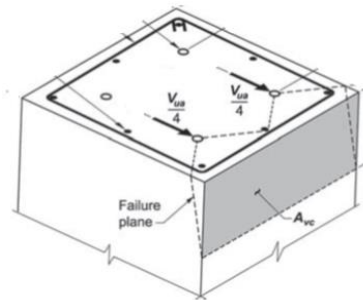
CUMPLE

PASO 7.2

Calcular la capacidad por rotura del concreto

CASO 1 La resistencia nominal es soportada por los 4 anclajes

La carga cortante es transmitida de forma equitativa entre los 4 anclajes que distribuyen esa carga al pedestal, pero la falla se presenta en los anclajes más cercanos al borde en la dirección que es aplicada el cortante



$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{sc,v} \Psi_{sd,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b$$

$ca1 =$	55
$s =$	30
$ca2 =$	55

A_{vc} es el área proyectada de corte para un grupo de anclajes

$$A_{vc} = (ca2 + s + ca2) \times (1,5ca1)$$

$$(20,32 + 40,64 + 20,32) \times 1,5 \times 20,32 = 11550,00 \text{ cm}^2$$

A_{vco} es el área proyectada de corte de un solo anclaje

$$A_{vco} = 13612,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{vc}/A_{vco} = 0,848$$

$$\Psi_{sc,v} = 1 ; \text{ las cargas están concentradas por lo tanto no hay excentricidad}$$

$$\Psi_{sd,v} = \text{por efecto de borde se chequea si } ca2 < 1,5ca1$$

$$55 < 82,5 \text{ entonces } \Psi_{sd,v} = 0,7 + 0,3 \frac{ca2}{1,5ca1}$$

$$\Psi_{sd,v} = 0,9$$

$$\Psi_{c,v} = 1,2 \text{ Condiciones del concreto a cargas de servicio, por tener refuerzo suplementario de } 1/2''$$

$$\Psi_{h,v} = 1 \text{ Para anclajes ya que } ha < 1,5ca1$$

$l_e = h_{ef} = 80 \text{ cm}$, esta limitado por $8d_a =$

27,94 cm

CONTROLA

$$(a) \quad V_b = 1.9 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$$(b) \quad V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

$V_b =$ 71009,14

$V_b =$ 50136,96

CONTROLA

$V_{cbg} =$ 26885,95 Kg

$V_b =$ 50136,96 kg

Para anclajes preinstalados con cabeza y refuerzo suplementario entonces es la condición A $\phi =$

0,75

$\phi V_{cbg} =$ 20164,46 kg

$\phi V_{cbg} =$ 20164,46 kg por anclaje

$< V_{ua,gx1.0} =$

6191,64

CUMPLE

Se toma el valor del Caso 1 por ser la menor resistencia a la rotura del concreto

CASO 3

$V_{cbg} =$ 26189,97 Kg

$\phi V_{cbg} =$ 19642,47 kg

$\phi V_{cbg} =$ 19642,47 kg por anclaje

$< V_{ua,gx1.0} =$

6191,64

CUMPLE

Al ser $s < c_{a1}$ solo se considera el caso 3, en el que los anclajes cercanos borde resisten toda la fuerza cortante

PASO 7.3

Falla por desprendimiento lateral del concreto por cabeceo del anclaje $\phi V_{cpg} = \phi k_{cp} x N_{cpg}$

$h'_{ef} = 36,67$

si $h'_{ef} \geq 6,5 \text{ cm}$; entonces $k_{cp} =$

2

$c_{a1} = 55$

$b = 140$

como $N_{cpg} = N_{cbg}$

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg}$$

Calculamos el área nuevamente

$A_{nc} = (c_{a1} * 1,5 h'_{ef}) * b =$ 15400,00 cm²

$A_{nc} = 9 * h'_{ef}^2$ 12100,00 cm²

Obtenido en el paso 8

$N_{sb} = 133412,49$

Todos los factores

$\Psi_{ec,N} \quad \Psi_{ed,N} \quad \Psi_{e,N} \quad \Psi_{cp,N}$ son iguales a 1

1

$N_{cbg} =$ 169797,72 Kg

$V_{cpg} =$ 339595,44 Kg

$\phi V_{cpg} =$ 254696,58

$V_{ua,g} = 6191,64$

CUMPLE

Resumen de modos de falla

Tracción	Resistencia de diseño		Relación = $N_{ua,g} / \phi N_n$	Controla
1) Del acero	ϕN_{sa}	63149	0,16	No
2) Rotura del concreto	ϕN_{cb}	49736,88	0,81	Si
3) Al deslizamiento	ϕN_{pn}	12022,93	0,83	Si
Corte			Relación = $V_{ua,g} / \phi V_n$	
1) Del acero	ϕV_{sa}	26269,78	0,12	No
2) Rotura del concreto (caso 3)	ϕV_{cbg}	19642,47	0,32	Si
3) Desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje	ϕV_{cpg}	254696,58	0,02	No

PASO 8

Al combinar la carga las cargas a tracción y a cortante se obtiene

Verificar $V_{ua}/\phi V_n \leq 0,2$

$$0,32 \geq 0,2$$

No cumple, entonces se debe utilizar la capacidad total de los anclajes

Verificar $N_{ua}/\phi N_n \leq 0,2$

$$0,83 \geq 0,2$$

No cumple, entonces se debe utilizar la capacidad total de los anclajes

Capacidad total de los anclajes

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1,2$$

$$1,15 \leq 1,2$$

CUMPLE

PASO 9

Calculo del área mínima requerida de la placa base sujeta a compresión

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi 0,85 f'_c}$$

$$P_u = 51542,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0,65$$

$$A_{1 \text{ real}} = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 274,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Raíz de } A_1 = 16,56 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{0,95d - 0,8b_f}{2} = 1,125$$

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta = 17,69$$

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N} = 15,51$$

$$\text{Área min req.} =$$

$$1174,38 \text{ cm}$$

$$\text{Dimensión de placa base} =$$

$$39,27 \text{ cm}$$

Al tomar en cuenta la separación de los anclajes y el ancho del montante de la torre se dimensiona la placa base de 38x38

CUMPLE

PASO 10

Espesor de la placa base

Por compresión

$$\text{Área de la mayor sección crítica} = 565,44 \text{ cm}^2$$

$$a = 7,44 \text{ cm}$$

$$b = 38 \text{ cm}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{4M_u}{0,90bF_y}}$$

$$2,50 \text{ cm}$$

$$R_u = C/\text{area P.B} = 32,21 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_u = R_{ux} \text{ Sec. Crítica} = 18215,2008 \text{ kg}$$

$$M_u = t_{ux} a = 135521,094 \text{ kg-m}$$

Por tracción

	a=	9,38 cm		
n° de anclajes en la sección crítica =		2 cm		
T/n° total de anclajes	10026,2 kg/cm ²		$t \geq \sqrt{\frac{4M_u}{0.90bF_y}}$	2,9 cm
tu=Txn° de ancla sec.	20052,4 kg		CONTROLA	
Mu=tuxa	188091,512 kg-m			
El espesor mínimo (t) es de		2,9 cm		