



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO ANALÍTICO DE PLACAS BASE ADAPTADAS CON LA
GUÍA DE DISEÑO 1 DEL AISC, CONSIDERANDO COLUMNAS TUBULARES
HUECAS PARA EL CASO DE UN EDIFICIO DE ACERO ESTRUCTURAL
DE NUEVE NIVELES**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
título de Ingeniero Civil

AUTOR: Sergio Andrés Pacheco Contreras
TUTOR: Wilson Ramiro Torres Berni

Quito - Ecuador
2022

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN**

Yo, Sergio Andrés Pacheco Contreras con documento de identificación N° 1722628383 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 9 de marzo del 2022

Atentamente,



Sergio Andrés Pacheco Contreras

1722628383

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Sergio Andrés Pacheco Contreras con documento de identificación N° 1722628383, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto Técnico: “Estudio analítico de placas base adaptadas con la Guía de diseño 1 del AISC, considerando columnas tubulares huecas para el caso de un edificio de acero estructural de nueve niveles”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 9 de marzo del 2022

Atentamente,



Sergio Andrés Pacheco Contreras

1722628383

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Wilson Ramiro Torres Berni con documento de identificación N° 1710259845, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ESTUDIO ANALÍTICO DE PLACAS BASE ADAPTADAS CON LA GUÍA DE DISEÑO 1 DEL AISC, CONSIDERANDO COLUMNAS TUBULARES HUECAS PARA EL CASO DE UN EDIFICIO DE ACERO ESTRUCTURAL DE NUEVE NIVELES, realizado por Sergio Andrés Pacheco Contreras con documento de identificación N° 1722628383, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 9 de marzo del 2022

Atentamente,



Ing. Wilson Ramiro Torres Berni, PhD

1710259845

DEDICATORIA

A mi madre, mujer valiente, fuerte y luchadora que ha dado todo de sí para que yo pueda alcanzar mis metas.

A mis hermanos y amigos, quienes formaron parte de este proceso.

A Nemo, ser de luz.

Sergio Andrés Pacheco Contreras.

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a mi madre por todo el esfuerzo que ha hecho para permitirme estar donde estoy ahora, gracias por los consejos, el apoyo y estar a mi lado cuando más lo necesitaba. Eres la mejor.

Agradezco a la Universidad Politécnica Salesiana por brindarme una nueva visión del mundo, gracias por haberme permitido ser parte de ella y por el conocimiento que estoy seguro me servirá de mucho.

Agradezco a mis profesores por las enseñanzas y los retos a lo largo de la carrera, sin ustedes este proyecto no hubiese sido posible.

Finalmente, estoy muy agradecido de ti, mi ángel guardián. Gracias por estar aquí.

Sergio Andrés Pacheco Contreras.

ÍNDICE

Contenido	Página
CAPÍTULO I	1
ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Problema.....	3
1.4. Delimitación.....	4
1.5. Justificación.....	4
1.6. Objetivos.....	5
1.6.1. <i>Objetivo general</i>	5
1.6.2. <i>Objetivos específicos</i>	6
CAPÍTULO II	7
MARCO TEÓRICO	7
2.1. Acero estructural.....	7
2.1.1. <i>Especificaciones de materiales según el AISC</i>	8
2.1.2. <i>Especificaciones de materiales según la NEC-SE-AC</i>	8
2.2. Normas aplicadas para el diseño de placas base.....	9
2.2.1. <i>Norma AISC</i>	9
2.2.1.1. <i>Guía de diseño 1 del AISC</i>	9
2.2.1.2. <i>AISC-360-16</i>	9
2.2.1.3. <i>AISC-341-16</i>	10
2.2.2. <i>Norma ACI-318-19</i>	10
2.3. Conexiones.....	10
2.3.1. <i>Conexiones apernadas</i>	10
2.3.2. <i>Conexiones soldadas</i>	11
2.4. Soldadura.....	12
2.4.1 <i>Tipos de soldadura</i>	13
2.4.2. <i>Requerimientos de soldadura para la conexión de la placa base</i>	15
2.5. Pernos de anclaje.....	16
2.5.1. <i>Tipos de pernos de anclaje</i>	17
2.5.2. <i>Especificaciones para anclajes según la Guía de diseño 1 del AISC</i>	18
2.5.3. <i>Especificaciones para anclajes según el ACI-318-19</i>	18
2.5.4. <i>Perforaciones y arandelas para barras de anclaje</i>	19

2.6. Grout de nivelación.....	21
2.7. Perfiles tubulares.....	22
2.8. Placas base	22
2.8.1. Tipos de placas base y aplicación	23
2.8.1.1. Placas base articuladas	23
2.8.1.2. Placas base rígidas o empotradas	25
2.9. Rigidizadores	26
2.10. Teoría de líneas de fluencia	27
CAPÍTULO III.....	29
METODOLOGÍA.....	29
3.1. Tipo de investigación.....	29
3.2. Descripción de la estructura tipo de nueve niveles.....	30
3.2.1. Combinaciones de carga.....	32
3.2.2. Disposiciones sísmicas de la NEC-SE-DS.....	33
3.3. Solicitaciones para el diseño de placas base	35
3.4. Metodología de diseño de placas base según la Guía de diseño 1 del AISC.....	36
3.4.1. Metodología de diseño de placas base sometidas a cargas axiales de compresión concéntricas	36
3.4.2. Metodología de diseño de placas base sometidas a cargas axiales de tracción.....	44
3.4.3. Metodología de diseño de placas base con momentos pequeños	45
3.4.4. Metodología de diseño de placas base con momentos grandes	50
3.4.5. Metodología de diseño de placas base a corte	53
3.4.5.1. Fricción entre placa base y grout o superficie de concreto.....	54
3.4.5.2. Apoyo de la columna y placa base o llave de corte contra la superficie de concreto	55
3.4.5.3. Corte en las varillas de anclaje.....	56
3.5. Metodología de diseño de barras de anclaje	59
3.5.1. Verificación de la resistencia a la tracción	59
3.5.2. Interacción de fuerza axial, corte y flexión de las barras de anclaje.....	60
3.5.3. Mecanismo de anclaje con la fundación.....	61
3.5.3.1. Resistencia al arrancamiento del concreto	61
3.5.3.2. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción	65
3.5.3.3. Resistencia al desprendimiento lateral del concreto	67
3.5.4. Resistencia a la flexión de la placa de anclaje	68

3.6. Placas rigidizadoras	69
3.6.1. <i>Diseño de placas rigidizadoras</i>	73
CAPÍTULO IV	78
DISEÑO DE PLACAS BASE	78
4.1. Diseño de placas base sometidas a cargas axiales de compresión concéntrica	78
4.1.1. <i>Diseño de placa base conectada a columna central tipo tubular</i>	78
4.1.2. <i>Diseño de placa base conectada a columna central tipo I de ala ancha</i>	84
4.2. Diseño de placas base con momentos pequeños	91
4.2.1. <i>Diseño de placa base conectada a columna de borde tipo tubular</i>	91
4.2.2. <i>Diseño de placa base conectada a columna de borde tipo I de ala ancha</i>	95
4.3. Diseño de placas base con momentos grandes	99
4.3.1. <i>Diseño de placa base conectada a columna esquinera tipo tubular</i>	99
4.3.2. <i>Diseño de placa base conectada a columna esquinera tipo I de ala ancha</i>	104
4.4. Diseño de placas base con rigidizadores	108
4.5. Diseño de varillas de anclaje	115
CAPÍTULO V	121
ANÁLISIS DE RESULTADOS	121
CONCLUSIONES	127
RECOMENDACIONES	130
REFERENCIAS	131
ANEXOS	135

ÍNDICE DE TABLAS

Contenido	Página
Tabla 1. <i>Espesor de los materiales de la placa base</i>	7
Tabla 2. <i>Tipos de aceros comúnmente utilizados en la construcción en el Ecuador</i>	8
Tabla 3. <i>Materiales de la varilla de anclaje</i>	17
Tabla 4. <i>Orificios y arandelas para placas base</i>	20
Tabla 5. <i>Parámetros de zona sísmica y geología local</i>	33
Tabla 6. <i>Periodo aproximado y coeficiente sísmico</i>	34
Tabla 7. <i>Verificaciones sísmicas según la NEC-SE-DS</i>	34
Tabla 8. <i>Solicitaciones de diseño para el análisis de la placa base</i>	35
Tabla 9. <i>Condiciones para el cálculo del aplastamiento del concreto</i>	37
Tabla 10. <i>Tensión nominal para anclajes</i>	59
Tabla 11. <i>Resultados del diseño de placas base con carga axial concéntrica</i>	121
Tabla 12. <i>Resultados del diseño de placas base con carga axial y momento flector pequeño</i>	122
Tabla 13. <i>Resultados del diseño de placas base con carga axial y momento flector grande</i>	124
Tabla 14. <i>Resultados del diseño de placa base con columna tubular y placas rigidizadoras</i>	125
Tabla 15. <i>Resultados del diseño de varillas de anclaje</i>	126

ÍNDICE DE FIGURAS

Contenido	Página
Figura 1. <i>Conexión apernada</i>	11
Figura 2. <i>Conexión soldada</i>	12
Figura 3. <i>Suelda sobre la placa base</i>	13
Figura 4. <i>Soldadura de filete</i>	14
Figura 5. <i>Soldadura de ranura</i>	14
Figura 6. <i>Pernos de anclaje sobre la placa base</i>	16
Figura 7. <i>Aplicación del grout de nivelación</i>	21
Figura 8. <i>Componentes de la placa base</i>	23
Figura 9. <i>Placas base articuladas con perfiles I</i>	24
Figura 10. <i>Placas base articuladas con perfiles tubulares</i>	24
Figura 11. <i>Placa base empotrada-rígida</i>	26
Figura 12. <i>Placas base con rigidizadores</i>	27
Figura 13. <i>Esquema del edificio en estudio</i>	31
Figura 14. <i>Diseño de placa base con fuerza de compresión axial</i>	39
Figura 15. <i>Placa base con momentos pequeños</i>	46
Figura 16. <i>Placas base con momentos grandes</i>	50
Figura 17. <i>Fricción entre placa base y grout de nivelación o concreto</i>	54
Figura 18. <i>Transferencia de cortante al apoyo de concreto</i>	55
Figura 19. <i>Corte en las varillas de anclaje</i>	57
Figura 20. <i>Cono de extracción por corte</i>	58
Figura 21. <i>Cono de arrancamiento por tracción</i>	61
Figura 22. <i>Arrancamiento del concreto</i>	62
Figura 23. <i>Factor de excentricidad del arrancamiento</i>	63
Figura 24. <i>Refuerzo suplementario</i>	65
Figura 25. <i>Desprendimiento lateral del concreto</i>	67
Figura 26. <i>Placa de anclaje</i>	68
Figura 27. <i>Líneas de fluencia con carga puntual, caso central</i>	70
Figura 28. <i>Líneas de fluencia con carga puntual, caso de borde</i>	70
Figura 29. <i>Líneas de fluencia sin carga puntual, caso central (caso A)</i>	71
Figura 30. <i>Líneas de fluencia sin carga puntual, caso central (caso B)</i>	72
Figura 31. <i>Líneas de fluencia sin carga puntual, caso de borde</i>	73
Figura 32. <i>Placa rigidizadora</i>	74

Figura 33. <i>Fluencia por flexión de la placa rigidizadora en el plano k-k</i>	75
Figura 34. <i>Fluencia por corte de la placa rigidizadora en el plano j-j</i>	76
Figura 35. <i>Flexocompresión de la placa rigidizadora en el plano j-j</i>	77
Figura 36. <i>Columna central perfil tipo tubular sometida a carga axial</i>	78
Figura 37. <i>Líneas de flexión de la placa base con perfil tubular</i>	80
Figura 38. <i>Columna central perfil tipo I de ala ancha sometida a carga axial</i>	84
Figura 39. <i>Líneas de flexión de la placa base con perfil tipo I de ala ancha</i>	86
Figura 40. <i>Columna de borde perfil tipo tubular sometida a carga axial y momento pequeño</i>	91
Figura 41. <i>Dimensionamiento de placa pase con momento pequeño y perfil tubular</i>	92
Figura 42. <i>Esquema de análisis para placa base con momento pequeño</i>	93
Figura 43. <i>Zona en compresión de placa base con perfil tubular</i>	95
Figura 44. <i>Columna de borde tipo I de ala ancha sometida a carga axial y momento pequeño</i>	95
Figura 45. <i>Dimensionamiento de placa base con momento pequeño y columna tipo I de ala ancha</i>	96
Figura 46. <i>Columna de esquina perfil tipo tubular sometida a carga axial y momento grande</i>	99
Figura 47. <i>Dimensionamiento de placa pase con momento grande y perfil tubular</i>	100
Figura 48. <i>Esquema de análisis para placa base con momento grande</i>	101
Figura 49. <i>Esquema de zonas en tracción y compresión en placas base</i>	103
Figura 50. <i>Columna de esquina perfil tipo I de ala ancha sometida a carga axial y momento grande</i>	104
Figura 51. <i>Dimensionamiento de placa base con momento grande y columna tipo I de ala ancha</i>	105
Figura 52. <i>Detalle preliminar de placa base con perfil tubular sin rigidizadores</i>	108
Figura 53. <i>Líneas de fluencia del panel central, sin carga puntual (caso A), para columna tubular</i>	109
Figura 54. <i>Líneas de fluencia del panel central, sin carga puntual (caso B), para columna tubular</i>	109
Figura 55. <i>Líneas de fluencia del panel lateral, sin carga puntual, para columna tubular</i>	110
Figura 56. <i>Líneas de fluencia del panel central, con carga puntual, para columna Tubular</i>	111

Figura 57. Líneas de fluencia del panel lateral, con carga puntual, para columna tubular.....	111
Figura 58. Esquema de placa rigidizadora.....	113
Figura 59. Esquema de placa rigidizadora para análisis a flexión en el plano k-k.....	113
Figura 60. Esquema de placa rigidizadora para análisis a corte en el plano j-j.....	114
Figura 61. Esquema de placa rigidizadora para análisis a flexocompresión en el plano j-j.....	115
Figura 62. Interacción de cargas en varilla de anclaje.....	116
Figura 63. Superficie de falla proyectada para un grupo de anclajes.....	117
Figura 64. Longitud de desarrollo de las varillas de anclaje.....	119
Figura 65. Esquema de placa de anclaje.....	120

RESUMEN

Los problemas que se generan de la aplicación de conexiones sin respaldo específico se centran principalmente en la seguridad. En las estructuras de acero realizar un correcto diseño de las conexiones en la base de la columna es fundamental, puesto que posibilita un comportamiento adecuado de la edificación frente a eventos sísmicos, cumpliendo de este modo con el objetivo de desempeño estructural de la NEC-SE-DS (Peligro Sísmico, Diseño Sismorresistente). La Norma Ecuatoriana de la Construcción -NEC-, es la responsable del diseño de las construcciones en el país y en su capítulo de diseño de estructuras de acero (NEC-SE-AC), no contempla de forma detallada un apartado correspondiente al diseño de las conexiones entre las columnas de tipo tubular y la placa base. En el país es frecuente el uso de perfiles armados, los cuales consisten en placas soldadas entre sí y cuyo objetivo es crear una adaptación a los perfiles estructurales usados por el AISC. En el medio, esta práctica común se ha centrado en la elaboración de conexiones, como es el caso de columnas tubulares y placas base, cuyo proceso no está descrito en la norma local vigente. Por ello, esta investigación se enfocará en el diseño de las placas base conectadas a columnas con secciones tubulares cuadradas, usadas normalmente en las edificaciones metálicas del país. Por ello, se propone una evaluación y análisis del proceso de diseño para este tipo de conexión.

Palabras clave: placas base, columnas tubulares huecas, acero estructural, AISC, NEC.

ABSTRACT

The issues that arise from the connections application without specific support are mainly focused on security. In steel structures, carrying out a correct design of the connections at the base of the column is essential, since it enables an adequate behavior of the building in the face of seismic events, thus fulfilling the objective of structural performance of the NEC-SE-DS (Seismic Hazard, Earthquake-Resistant Design). The Ecuadorian Construction Standard -NEC-, is responsible for the design of constructions in the country and in its chapter on the design of steel structures (NEC-SE-AC), it does not contemplate in detail a section corresponding to the design of the connections between the tubular type columns and the base plate. In the country, the use of reinforced profiles is frequent, which consist of plates welded together and whose objective is to create an adaptation to the structural profiles used by the AISC. In the middle, this common practice has focused on the elaboration of connections, as is the case of tubular columns and base plates, whose process is not described in the current local standard. Therefore, this research will focus on the design of base plates connected to columns with square tubular sections, normally used in metal buildings in the country. Therefore, an evaluation and analysis of the design process for this type of connection is proposed.

Keywords: base plates, hollow tubular columns, structural steel, AISC, NEC.

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

1.1. Introducción

Las placas base en estructuras metálicas son diseñadas a través de especificaciones estandarizadas bajo la norma de la *American Institute of Steel Construction*, AISC. El diseño de placas base puede estar condicionado por la selección de materiales, cargas y parámetros propios de la norma aplicada. El AISC establece todos los parámetros que se deben seguir para el dimensionamiento de la conexión en la base de columnas.

El tema del presente proyecto de tesis se centra en el Estudio analítico de placa base adaptada con la Guía de diseño 1 del AISC (AISC DG-1), considerando columnas tubulares huecas para el caso de un edificio de acero estructural de nueve niveles. Por esto, la AISC DG-1, se convierte en un documento relevante, puesto que de este depende la información principal con la que se desarrollará la metodología de diseño de placas base para columnas tubulares huecas.

Con este análisis se pretende establecer una guía de diseño que permita afrontar la construcción de estructuras de acero en Ecuador, cuyos problemas más comunes son la informalidad, el insuficiente control gubernamental y el desconocimiento acerca de la aplicación de las normativas locales e internacionales.

El resultado de este trabajo aportará al medio ingenieril con información relevante acerca del tipo de conexión propuesta, porque permitirá implementar de manera adecuada las placas base y, a su vez, asegurar un buen comportamiento y distribución de cargas provenientes de la superestructura hacia la infraestructura.

En otras palabras, esta información brindará un fundamento de análisis y diseño de perfiles tubulares y placas base, de los cuales se determinan parámetros como espesores,

dimensiones de placas, número y longitud de anclajes, así como el área de apoyo de la conexión, con respecto al pedestal de hormigón y la resistencia del mismo.

1.2. Antecedentes

En América, la práctica de diseño en acero es comúnmente dispuesta por el Instituto Americano de Construcción en Acero (*American Institute of Steel Construction, AISC*). Este instituto se dedica a la investigación del comportamiento del acero estructural en el campo de la Ingeniería Civil, no obstante, sus estudios y modelos están basados en perfiles de acero laminados. Esta condición limita la certeza del diseño en estructuras metálicas que se construyen con perfiles armados; es decir, se forman de la unión de flejes o placas de acero estructural.

En Ecuador, el diseño de las construcciones metálicas se basa en los códigos de la NEC-SE-AC (2015), NEC-SE-DS (2015), NEC-SE-CG (2015), del AISC-360-16, 341-10, 358-16, AISI S240 y en las guías de diseño (2006).

En el país es frecuente el uso de perfiles armados que consisten en placas unidas entre sí con soldadura de aporte, cuyo objetivo es crear una adaptación a los perfiles estructurales usados por el AISC. En el medio, esta práctica común se ha centrado en la elaboración de conexiones, como es el caso de columnas tubulares y placas base, cuyo proceso no está descrito en la norma local vigente.

En resumen, la Norma Ecuatoriana de la Construcción -NEC-, es la responsable del diseño de las construcciones en el país y en su capítulo de diseño de estructuras de acero NEC-SE-AC (2015), no contempla de forma detallada un apartado correspondiente al diseño de las conexiones entre las columnas de tipo tubular y las placas base.

1.3. Problema

Los problemas que se generan de la aplicación de conexiones sin respaldo específico se centran principalmente en la seguridad, debido a que el Ecuador está en una zona sísmica de alto riesgo. En abril de 2016 se registró un evento sísmico de magnitud 7.8, en la costa ecuatoriana; este acontecimiento permitió evidenciar el estado estructural de las edificaciones, no solo en las ciudades afectadas, sino en el país. La vulnerabilidad de las estructuras se debió en gran parte a las patologías que presentaban las edificaciones de la zona, dejando como consecuencia la pérdida de vidas humanas (Aguiar y Mieles, 2016). Por lo tanto, partiendo de este hecho, es crucial asegurar un buen comportamiento de las estructuras.

En las estructuras de acero es fundamental realizar un correcto diseño de las conexiones en la base de la columna, puesto que posibilita un comportamiento adecuado de la edificación frente a eventos sísmicos, cumpliendo de este modo con el objetivo de desempeño estructural de la NEC-SE-DS (2015).

Según Venture *et al.*, (2000), las causas más comunes por las que se producen daños estructurales menores o hasta el colapso total de la estructura de acero, se debe a que las conexiones no se encuentran perfectamente realizadas o no cumplen con los criterios de diseño; por lo que se podrían producir fallas y alcanzar estados límite críticos.

En razón de lo expuesto, esta investigación se enfocará en el diseño de placas base conectadas a columnas con secciones tubulares cuadradas, usadas normalmente en las edificaciones metálicas del país. Por ello, se propone una evaluación y análisis del proceso de diseño para este tipo de conexión.

1.4. Delimitación

Las variables de análisis del presente trabajo se enfocan en el diseño de las placas base conectadas a columnas tubulares. Este análisis se complementa al considerar columnas tubulares huecas para el caso de un edificio de acero. Las consecuencias de la ausencia del diseño apropiado de placas base se observa en la vulnerabilidad de las estructuras en nuestro territorio. Sobre esta consecuencia, el estudio coadyuva para evitar estas falencias, y promueve el adecuado diseño y ejecución de placas base. Así, el estudio se concentra en nuestro país, en la normativa existente y determinante para el diseño de placas base adaptadas con la AISC DG-1, conectadas a columnas tubulares huecas. A continuación, se detallan los aspectos que guiarán el presente trabajo.

- a) **Campo:** Ingeniería Civil.
- b) **Área:** Estructuras Metálicas.
- c) **País:** Ecuador.
- d) **Grupo objetivo:** Profesionales y estudiantes de Ingeniería Civil dedicados al estudio de las estructuras de acero.

1.5. Justificación

Este proyecto nace del contexto de la construcción de estructuras de acero en Ecuador, cuyos problemas más comunes son la informalidad, el insuficiente control gubernamental y el desconocimiento acerca de la aplicación de las normativas locales e internacionales. Por esta razón, se pretende realizar un estudio analítico y establecer una guía de diseño que permita afrontar esta problemática local.

El resultado de este trabajo aportará al medio ingenieril con información relevante acerca del tipo de conexión propuesta, porque permitirá implementar de manera adecuada las

placas base y, a su vez, asegurar un buen comportamiento y distribución de cargas provenientes de la superestructura hacia la infraestructura.

En otras palabras, esta información brindará un fundamento de análisis y diseño de perfiles tubulares y placas base, de los cuales se determinan parámetros como espesores, dimensiones de placas, número y longitud de anclajes, así como el área de apoyo de la conexión, con respecto al pedestal de hormigón y la resistencia del mismo.

A lo largo del proceso académico, se han adquirido los conocimientos y criterios de Ingeniería Civil necesarios para que este trabajo se pueda realizar. Además, se ha desarrollado la capacidad de determinar posibles soluciones a problemas que ocurren en el campo de la ingeniería del país. Con ello, se puede decir que este proyecto es factible porque permitirá establecer un procedimiento ordenado y claro sobre el diseño de la placa base, que facilite la previsión de posibles fallas que se pueden presentar en la base de las columnas metálicas debido a un evento sísmico.

Finalmente, esta investigación resolvería el problema de la informalidad en cuanto al diseño de conexiones entre columnas tubulares cuadradas y placas base, que son las más usadas en el medio, complementando así un diseño integral de las estructuras metálicas en el Ecuador.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo general

Realizar el estudio analítico de placas base conectadas a columnas tubulares en una edificación de acero de nueve niveles, con base en la Guía de diseño 1 del AISC, para presentar un procedimiento ordenado y claro adaptado a la práctica ingenieril local y, posteriormente, comparar su desempeño con respecto a las columnas de tipo I.

1.6.2. Objetivos específicos

- a) Dimensionar una estructura de nueve plantas con la ayuda del software de análisis estructural SAP 2000, a fin de obtener las solicitaciones necesarias para el proceso de diseño de placas base.
- b) Establecer el procedimiento de diseño de una placa base para columnas tubulares de secciones cuadradas, con base en la Guía de diseño 1 del AISC y en el estándar ANSI/AISC-360-16, con la finalidad de conocer su comportamiento frente a solicitaciones.
- c) Establecer el procedimiento de diseño de una placa base para una columna tipo I de ala ancha, con base en la Guía de diseño 1 del AISC y en el estándar ANSI/AISC-360-16, con la finalidad de conocer su comportamiento frente a solicitaciones.
- d) Realizar un análisis comparativo de los resultados obtenidos en la conexión placa base y columnas tubulares cuadradas, y tipo I de ala ancha, mediante análisis cuantitativo para determinar la conexión con mayor grado de optimización.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Acero estructural

El diseño de placas base puede estar condicionado por la selección de materiales, cargas y parámetros propios de la norma aplicada. El AISC establece todos los parámetros que se deben seguir para el dimensionamiento de la conexión en la base de las columnas.

Considerando la AISC DG-1, se proponen diferentes aceros estructurales que se encuentran en función del espesor de la placa; sin embargo, como se puede observar en la *Tabla 1*, el acero estructural comúnmente utilizado para el diseño de placas base es el ASTM A36, por su gran disponibilidad en el mercado. Por otro lado, los aceros restantes son utilizados en casos especiales donde la placa está sometida a grandes solicitaciones; por ende, es necesario un grado o espesor mayor.

Tabla 1

Espesor de los materiales de la placa base

Espesor (<i>tp</i>)	Disponibilidad de placas
$tp \leq 4$ in.	ASTM A36
	ASTM A572 Gr 42 o 50
	ASTM A588 Gr 42 o 50
4 in. $< tp \leq 6$ in.	ASTM A36
	ASTM A572 Gr 42
	ASTM A588 Gr 42
$tp > 6$ in.	ASTM A36

Nota. Aceros estructurales usados normalmente en placas base. Fuente: AISC DG-1 (2006).

2.1.1. Especificaciones de materiales según el AISC

Las especificaciones del AISC para el diseño estructural apropiado de bases metálicas contempla materiales como: roscas, placas y materiales de varilla adecuados para el uso de placas y varillas de anclaje.

El acero estructural apropiado para el diseño de placas base es el ASTM A36. No existen muchas razones para variar esta especificación, salvo que se confirme como requerimiento un grado alternativo antes de la especificación. Por ejemplo, aumentar el espesor de la placa para brindar una mayor seguridad donde se requiera, es una razón para utilizar aceros altamente resistentes. Así, las placas se diseñan con un espesor de 4 a 6 pulgadas, lo cual queda estandarizado durante su diseño. En su mayoría, las placas base son cuadradas para acomodar fácilmente los patrones de barra de anclaje.

2.1.2. Especificaciones de materiales según la NEC-SE-AC

Según la NEC-SE-AC (2015), el uso de acero estructural debe cumplir con el mínimo esfuerzo de fluencia F_y , que, en el caso de elementos estructurales, donde se espera un comportamiento inelástico, no debe exceder de 50 ksi; no obstante, esta condición no es aplicable para las columnas, puesto que en estas la fluencia del acero solo se presenta en la base y, en este caso, el valor de F_y no debe exceder los 65 ksi. Por tal motivo, los aceros recomendados para el diseño de placas base según la NEC-SE-AC son los siguientes:

Tabla 2

Tipos de aceros comúnmente utilizados en la construcción en el Ecuador

Tipo de acero	F_y (MPa)	F_u (MPa)
ASTM A36	250	400-550
ASTM A572 Gr 50	345	450
ASTM A588	345	450

Nota. Valores de esfuerzo de fluencia mínimo y resistencia máxima para diferentes tipos de acero. Fuente: Guía práctica para el diseño de estructuras de acero (2016).

2.2. Normas aplicadas para el diseño de placas base

2.2.1. Norma AISC

2.2.1.1. Guía de diseño 1 del AISC

La Guía de diseño de acero 1 de placas base y varillas de anclaje (*Steel Design Guide, Base Plate and Anchor Rod Design*), es un documento técnico que proporciona las pautas necesarias para que los ingenieros puedan diseñar y detallar las conexiones columna-placa base, y varillas de anclaje de manera que evite problemas comunes de fabricación y montaje.

Esta guía está apoyada en la especificación para edificios de acero estructural (AISC, 2005), además incluye el proceso de diseño de la placa base para los métodos existentes, como son: diseños realizados de acuerdo con el diseño del factor de carga y resistencia (LRFD) o el diseño de tensión permisible (ASD).

En la investigación de este proyecto de titulación, la AISC DG-1, se convierte en un documento relevante, puesto que de este depende la información principal con la que se desarrollará la metodología de diseño de placas base para columnas tubulares huecas.

2.2.1.2. AISC-360-16

La especificación para edificios de acero estructural del AISC-360 (2016), provee un proceso integrado de los métodos de diseño ASD y LRFD. Este código de diseño aprobado por ANSI se ha desarrollado para proporcionar una praxis uniforme en el diseño de edificios metálicos y otras estructuras. El objetivo principal de la especificación se orienta a la aportación de criterios de diseño para problemas frecuentes que suceden en las estructuras de acero.

2.2.1.3. AISC-341-16

La norma (ANSI/AISC-341-16) es un documento con disposiciones sísmicas para el diseño de edificios de acero estructural. Esta norma fue creada con el fin de abordar sistemas de construcción de acero estructural y acero estructural compuesto o reforzado, detallados específicamente para resistencia sísmica (AISC-341, 2016).

2.2.2. Norma ACI-318-19

El reglamento del ACI-318 (2019) es un documento que recoge las disposiciones mínimas para los materiales, diseño y detallamiento de edificaciones de hormigón y cubre sistemas estructurales, conexiones, construcciones prefabricadas, construcciones presforzadas y no presforzadas, y construcción compuesta. Dentro de los temas tratados en esta norma están:

Diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y de reducción de resistencia; métodos de análisis estructural; límites de las deflexiones; anclaje mecánico y adherido al concreto; desarrollo y empalme del refuerzo; información sobre los documentos de construcción; inspección en obra y ensayo de los materiales; y métodos para evaluar la resistencia de estructuras existentes. (p. 3)

Bajo esta premisa se puede decir que este reglamento respalda satisfactoriamente el diseño de las varillas de anclaje que son elementos importantes para la transmisión de las cargas estructurales desde la placa base hacia el pedestal de hormigón.

2.3. Conexiones

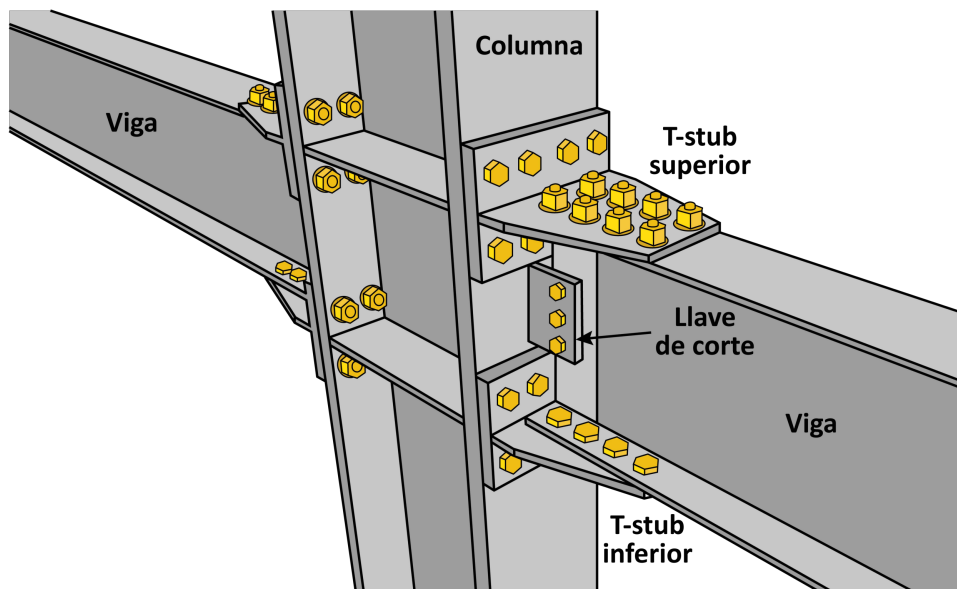
2.3.1. Conexiones apernadas

Las conexiones apernadas han sido el método más utilizado, puesto que no requieren de mano de obra rigurosamente calificada y su montaje es de fácil ejecución en comparación

con otras conexiones (McCormac y Csernak, 2012). Este tipo de conexión permite la transmisión de esfuerzos entre elementos estructurales a través de tornillos de alta resistencia. La mayor ventaja es su bajo costo, aunque necesita mantenimiento debido al desgaste y oxidación a lo largo del tiempo.

Figura 1

Conexión apernada



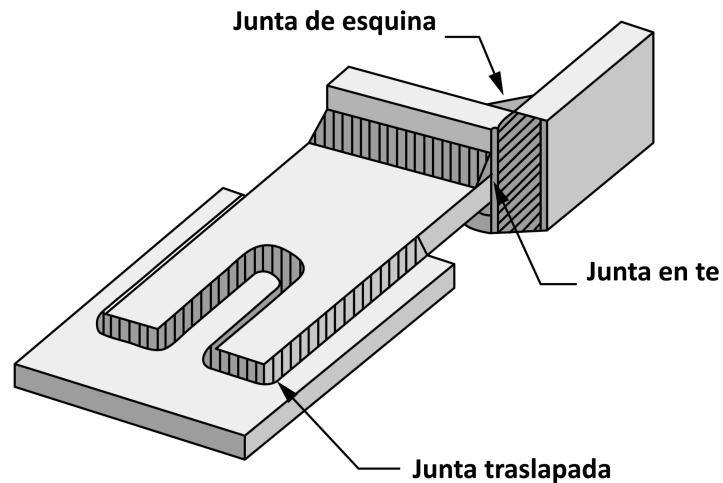
Nota. Se presenta la conexión de elementos estructurales a través de pernos. Fuente: Elaborado por el autor.

2.3.2. Conexiones soldadas

Las conexiones soldadas son las más comunes dentro del acero estructural y consisten en la unión de dos o más elementos metálicos a través de la fusión del material cuando se encuentra expuesto a altas temperaturas (McCormac y Csernak, 2012). El procedimiento de soldadura se presenta mediante la aplicación de energía de presión o temperatura, la cual permite obtener un empalme permanente de los elementos, dando como resultado una pieza continua que conserva sus cualidades físicas.

Figura 2

Conexión soldada



Nota. Se presenta la unión entre placas y la disposición de la soldadura. Fuente:
Elaborado por el autor.

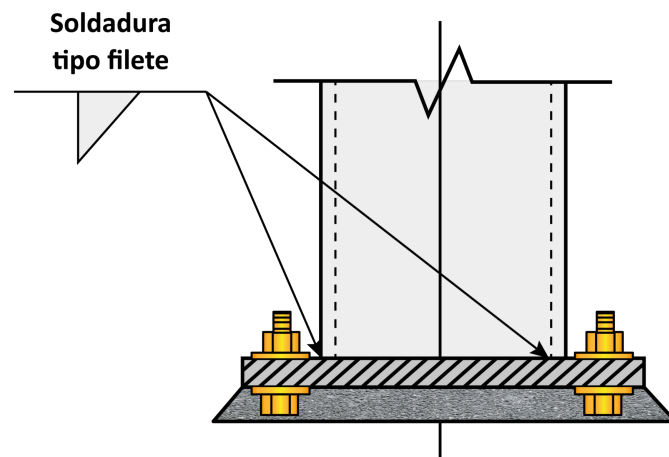
2.4. Soldadura

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, la soldadura consiste en fusionar metales a altas temperaturas. Para realizar el empalme entre la placa base y la columna, la soldadura debe ser dimensionada en función a las fuerzas producto de la fluencia en los pernos de anclaje, para lo cual se puede utilizar distintos tipos de soldadura (Peñalosa y Téllez, 2019).

De conformidad con las condiciones que se pueden presentar con respecto a las sollicitaciones sobre la columna y la placa base, sean estas columnas con cargas axiales de compresión, columnas a momento, fuerza tensional o cortante; la soldadura puede variar en espesor. Si se tiene la condición donde las varillas de anclaje trabajan a tensión, el espesor de la suelda será un tanto pequeña, mientras que, si las fuerzas actúan en dirección del filete, también será necesario emplear sueldas perpendiculares al plano de carga.

Figura 3

Suelda sobre la placa base



Nota. La figura muestra la disposición del filete de soldadura que conecta la columna con la placa base. Fuente: Adaptado de la AISC DG-1 (2006).

2.4.1 Tipos de soldadura

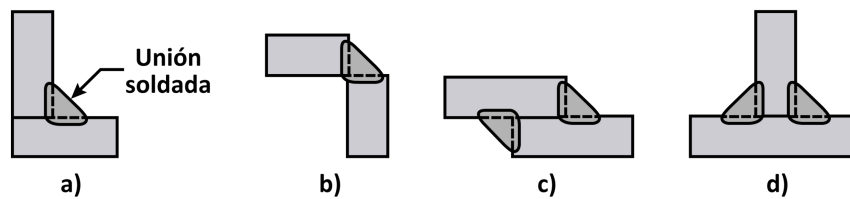
La soldabilidad de materiales depende de su composición, en general, la mayoría de aceros estructurales son soldables. La Sociedad Americana de Soldadura AWS (*American Welding Society*) es la entidad normativa que rige en Ecuador.

Existen cuatro tipos de soldaduras usadas en la construcción de acero, entre ellas están las soldaduras de filete, ranura, muesca y tapón. Las más comunes en el trabajo estructural son las soldaduras tipo filete y soldaduras de ranura.

La soldadura de filete consiste en un empalme de dos elementos de acero por medio de un metal de relleno, cuya sección se asemeja a un triángulo recto formado por las caras planas de las partes que son unidas, (*ver Figura 4*). Este tipo de soldadura es la más común, puesto que requiere de una mínima preparación de los bordes y pueden emplearse en diferentes formas, a uno o ambos lados, de manera continua o intermitente (M. Groover, 2007).

Figura 4

Soldadura de filete

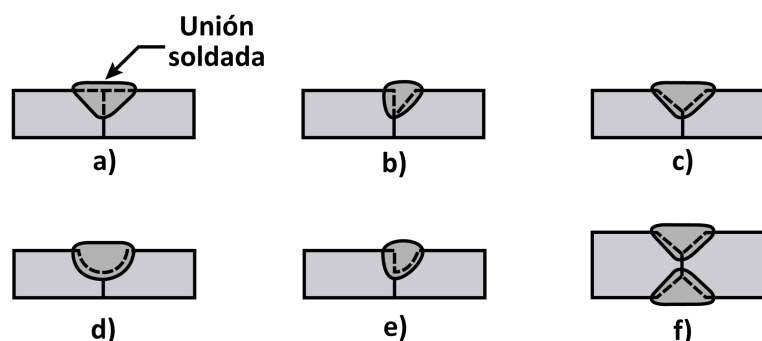


Nota. La figura presenta diferentes formas de aplicar la soldadura de filete: a) unión de esquina con filete interno; b) unión de esquina con filete externo; c) unión sobrepuesta con filete en ambos lados y d) unión tipo T con filete en ambos lados. Fuente: Groover (2007).

Por otro lado, se tiene la soldadura de ranura la cual requiere que los bordes de las placas que se van a empalmar dispongan de un biselado para facilitar la penetración del metal de relleno. Por lo general, las formas comprenden un cuadrado, la V, la J, la U, y el empleo de la soldadura puede ser sencilla o doble, (*ver Figura 5*). Este tipo de soldadura es frecuentemente utilizada para uniones empalmadas; sin embargo, puede ser aplicada para todos los tipos de uniones, con excepción de las uniones de placas sobrepuestas (M. Groover, 2007).

Figura 5

Soldadura de ranura



Nota. La figura presenta diferentes formas de aplicar la soldadura de ranura: a) soldadura de ranura con bisel cuadrado; b) soldadura de ranura con bisel único; c) soldadura de ranura con bisel tipo V; d) soldadura de ranura con bisel tipo U; e) soldadura de ranura con bisel tipo J y f) soldadura de ranura con bisel tipo V doble. Fuente: Groover (2007).

2.4.2. Requerimientos de soldadura para la conexión de la placa base

Fisher y Kloiber (2006), aseguran que “los requisitos estructurales para las soldaduras de la placa base de la columna pueden variar mucho entre columnas cargadas solo en compresión y columnas en las que están presentes fuerzas de momento, cortante y/o tensión” (p. 4).

Por esta razón, las soldaduras que unen las placas base están diseñadas para desarrollar la resistencia de las varillas de anclaje en el estado de tensión, por lo que es importante considerar el tipo de soldadura que se empleará en la unión, ya sea soldadura de penetración completa CJP o soldadura de penetración parcial PJP.

Myers *et al.*, (2008) encontraron que la aplicación de soldaduras PJP reforzadas con filetes dotaban de mayor ductilidad frente a la aplicación de soldaduras de tipo CJP en la unión de la placa base-columna.

La AISC DG-1 (2006) proporciona las siguientes recomendaciones para la soldadura en las placas base:

- a) Es recomendable la soldadura de filete para todos los tipos de conexión de placas base.
- b) No es preciso soldar todo alrededor, debido al costo que representa la soldadura; además, no aporta con suficiente resistencia.
- c) Se recomienda utilizar soldaduras de rellenos para el caso donde la brida es ancha y la placa está sometida a compresión axial.
- d) En columnas tubulares que están sometidas a carga axial de compresión es recomendable soldar todos los lados exceptuando las esquinas; en cambio, si la columna está sometida a momento se recomienda soldar las esquinas.

- e) Los requisitos mínimos de soldadura de filete se han modificado en la especificación AISC, 2005. La soldadura de filete de tamaño mínimo ahora se basa en el más delgado de los materiales que se unen.

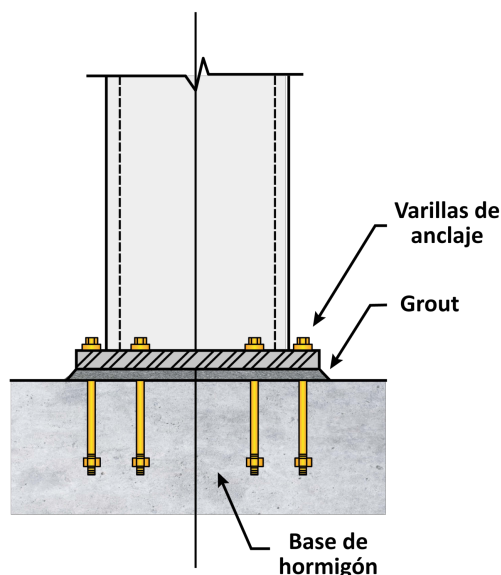
2.5. Pernos de anclaje

Las varillas o pernos de anclaje consisten, por lo regular, de un enroscado conjuntamente con una tuerca hexagonal. Estas son las responsables de conectar y sujetar los elementos estructurales, de ahí su importancia dentro del diseño de la placa base; además, son utilizadas con el objeto de transmitir las cargas de tracción o de corte hacia la base de hormigón (Tsavdaridis *et al.*, 2015).

Existen dos consideraciones para la transferencia de carga de la varilla de anclaje a la base de hormigón: 1) unión entre la varilla de anclaje y el hormigón y 2) el apoyo en la cabeza de la varilla de anclaje. Estas condiciones se presentan de forma independiente. Los modos de falla están relacionados generalmente con la capacidad a tracción del concreto. Es muy común que ocurra la falla de los anclajes y el rompimiento de la base de hormigón cuando las dimensiones de la base de concreto son menores respecto del tamaño de los anclajes.

Figura 6

Pernos de anclaje sobre la placa base



Nota. La figura muestra un esquema de la distribución de los pernos de anclaje sobre la base de hormigón. Fuente: Adaptado de la AISC DG-1 (2006).

2.5.1. Tipos de pernos de anclaje

Para las varillas de anclaje, la AISC DG-1 establece los siguientes tipos que están en función de las acciones a las que están sujetas dichas varillas, (*ver Tabla 3*):

- a) ASTM F1554, Grado 36, para varillas de anclaje en general. Si el diseño requiere de otros grados se debe consultar en la especificación.
- b) ASTM F1554, Grado 55, si se presentan grandes fuerzas de tensión, conexiones a momento o levantamiento de la placa.
- c) ASTM F1554, Grado 105, si la varilla de anclaje requiere de alta resistencia.
- d) Se incluyen las especificaciones ASTM A449, A36 y A307, con fines de comparación.

Tabla 3

Materiales de la varilla de anclaje

Material ASTM	Esfuerzo de tensión máximo Fu (ksi)	Tensión nominal F _{nt} = 0,75Fu (ksi)	Cortante nominal (Tipo X) F _{nv} = 0,50Fu (ksi)	Cortante nominal (Tipo N) F _{nv} = 0,40Fu (ksi)	Diámetr o máximo (in.)
F1554 Gr 36	58	43.5	29.0	23.2	4
F1554 Gr 55	75	56.3	37.5	30.0	4
F1554 Gr 105	125	93.8	62.5	50.0	3
	120	90.0	60.0	48.0	1
A449	105	78.8	57.5	42.0	1 1/2
	90	67.5	45.0	36.0	3
A36	58	43.5	29.0	23.2	4
A307	58	43.5	29.0	23.2	4
	150	112	75.0	60.0	2 1/2
A354 Gr BD	140	105	70.0	56.0	4

Nota. Tipos de acero utilizados para varillas de anclaje con sus respectivos valores de esfuerzos. Fuente: AISC DG-1 (2006).

2.5.2. Especificaciones para anclajes según la Guía de diseño 1 del AISC

Según la AISC DG-1 (2006), las varillas de anclaje que comúnmente se permiten usar para la unión de placas base son del tipo ASTM F1554, estas varillas pueden ser rectas, dobladas o con cabeza. La clase recta, roscada y con tuerca es la más utilizada.

Los anclajes doblados del tipo gancho eran usados anteriormente con más frecuencia; sin embargo, se ha comparado la resistencia a la extracción del anclaje y se ha determinado que las varillas tipo gancho tienen una limitada resistencia en comparación con las varillas rectas que incluyen una tuerca. Dentro de las recomendaciones están las siguientes:

- a) Se recomienda no utilizar arandelas u otros dispositivos similares, puesto que no aumenta la resistencia a la extracción de la varilla. Se permite el uso de arandelas cuando las varillas de anclaje sean de alta resistencia, para esto es necesario verificar el área de apoyo y el tamaño de la placa o arandela.
- b) Se recomienda el uso de varillas de anclaje galvanizadas (ASTM 153) cuando la unión placa base-columna se encuentre expuesta a la corrosión.

El diseño de las varillas de anclaje tiene que estar orientado a soportar las cargas de toda la estructura en la base de la columna, eso incluye momentos flectores que puedan resultar de las combinaciones de carga (AISC-360, 2016).

2.5.3. Especificaciones para anclajes según el ACI-318-19

El capítulo 17 del ACI-318 (2019), presenta los requisitos de diseño para anclajes embebidos en el concreto, que transmiten cargas estructurales a la cimentación por medio de tracción, cortante o combinación de ambos.

Este capítulo aplica para los siguientes tipos de anclajes:

- a) Varillas de anclaje con cabeza, las mismas que han demostrado tener una resistencia a la extracción por deslizamiento aceptable y predecible (Kanvinde *et al.*, 2014).
- b) Varillas de anclaje con gancho, cuya geometría resulta favorable a la extracción por deslizamiento; sin embargo, proporciona fricción en el concreto no fisurado.
- c) Anclajes postinstalados, los cuales cumplen con los requisitos del ACI-355.

Los anclajes o grupo de anclajes tienen que estar diseñados para los efectos críticos efectuados por la combinación de cargas, provenientes del análisis elástico. El código prohíbe la remoción y reinstalación de los anclajes postinstalados, y no considera la evaluación de tornillos pasantes, grupos de anclajes conectados a una misma pletina, anclajes tipo tornillo o clavos instalados neumáticamente.

2.5.4. Perforaciones y arandelas para barras de anclaje

De acuerdo con la especificación del AISC-360 (2016), para el caso de placas base se requiere una mayor tolerancia, por lo que es permitido realizar perforaciones más grandes. El problema que se presenta con frecuencia en campo es el ajuste de las varillas de anclaje al patrón de orificios designado; es decir, no facilita la correcta colocación de la placa base-columna (Fisher y Kloiber, 2006).

Los tamaños de los agujeros que sugiere el AISC para las varillas de anclaje se exponen en la *Tabla 4* y están basados en las dificultades que se tienen al momento de efectuar el montaje de la placa base-columna.

Tabla 4*Orificios y arandelas para placas base*

Tamaños recomendados para orificios de varillas de anclaje en placas base			
Diámetro de anclaje (pulg.)	Diámetro del orificio (pulg.)	Dimensión mínima de la arandela (pulg.)	Espesor mínimo de la arandela (pulg.)
3/4	1 5/16	2	1/4
7/8	1 9/16	2 1/2	5/16
1	1 13/16	3	3/8
1 1/4	2 1/16	3	1/2
1 1/2	2 5/16	3 1/2	1/2
1 3/4	2 3/4	4	5/8
2	3 1/4	5	3/4
2 1/2	3 1/4	5 1/2	7/8

Nota. Se presentan los diámetros de anclajes con sus respectivas dimensiones de orificio, arandela y espesor de arandela. Fuente: AISC DG-1 (2006).

Las arandelas pueden ser rectangulares o circulares y deben tener el espesor adecuado para evitar la flexión que es producto de la tensión en las varillas de anclaje. En el caso de las varillas de anclaje que sujeten columnas que trabajan a compresión axial, la AISC DG-1, recomienda considerar un orificio de dimensión 1 1/16 pulgadas con una varilla de anclaje de diámetro 3/4 de pulgada. En el caso de anclajes que se diseñan para resistir momento o tensión axial, es preciso utilizar los tamaños de orificios correspondientes a cada arandela, (*ver Tabla 4*).

Adicionalmente, la AISC DG-1 recomienda:

- a) No soldar las arandelas a la placa base, salvo que en el análisis de las varillas de anclaje se determine que trabajarán a corte; en ese caso, es permitido fijar la arandela a la placa.
- b) No utilizar arandelas ASTM F436 para varillas de anclaje, puesto que tienen un tamaño insuficiente.
- c) Las arandelas para varillas de anclaje no necesitan ser rígidas.

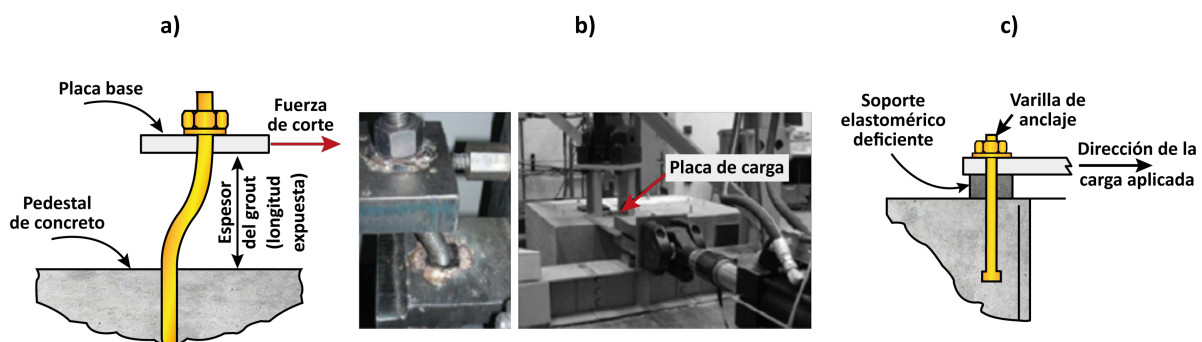
2.6. Grout de nivelación

El *grout* o lechada de concreto es un mortero sin retracción que tiene como objetivo transmitir las cargas de compresión y simplificar el proceso constructivo, garantizando un contacto completo de la unión entre la placa base y el pedestal de concreto. Entre las principales características del *grout* está el desarrollo de altas resistencias a la compresión a tempranas edades y la auto nivelación en estado plástico.

En cuanto a la resistencia de diseño a la compresión, la lechada debe tener por lo menos el doble de la resistencia del hormigón utilizado en el pedestal de cimentación (Fisher y Kloiber, 2006). Esta condición será conveniente para la transferencia máxima de presión de carga estructural hacia la cimentación.

Figura 7

Aplicación del grout de nivelación



Nota. En la figura se muestra los enfoques de investigación previa del *grout* de nivelación. Fuente: Adaptado de Shaheen *et al.*, (2017).

Un estudio realizado por Shaheen *et al.*, (2017) revela que el espesor de la lechada de concreto tiene relación con la capacidad de corte de la varilla de anclaje. En la investigación se observó que, al aumentar el espesor, la capacidad a corte del anclaje disminuyó y el desplazamiento aumentó. En tal sentido, el ACI-351.1R-99 (1999), sugiere que el espesor mínimo de la lechada de cemento hidráulico sea de 25 mm.

2.7. Perfiles tubulares

En la construcción de edificios de acero, el uso de perfiles con sección transversal tubular se ha vuelto una práctica popular en muchos países. Esto se debe a que dichos perfiles proveen beneficios a la arquitectura, dado que sus formas contribuyen a los acabados finales de las edificaciones (Loges, s.f.). Del mismo modo, los perfiles tubulares proporcionan resistencia a una estructura debido a su uniformidad, pues, presenta propiedades como la inercia que es la misma en las dos direcciones para el caso de una columna tubular cuadrada. Estas propiedades de los perfiles tubulares son un gran beneficio especialmente cuando se disponen como columnas o miembros a flexocompresión biaxial, lo que los convierte en una gran alternativa.

Para estructuras ubicadas en zonas sísmicas de alto riesgo, el uso de perfiles tubulares cuadrados se ha convertido en una alternativa, puesto que aumentan la redundancia estructural sin la necesidad de utilizar arriostramientos y mejoran el desempeño con respecto de los demás perfiles presentes en el mercado (Torres *et al.*, 2018). Además, este tipo de perfiles es usado en el medio ingenieril ecuatoriano puesto que permiten la conexión a momento en las cuatro caras.

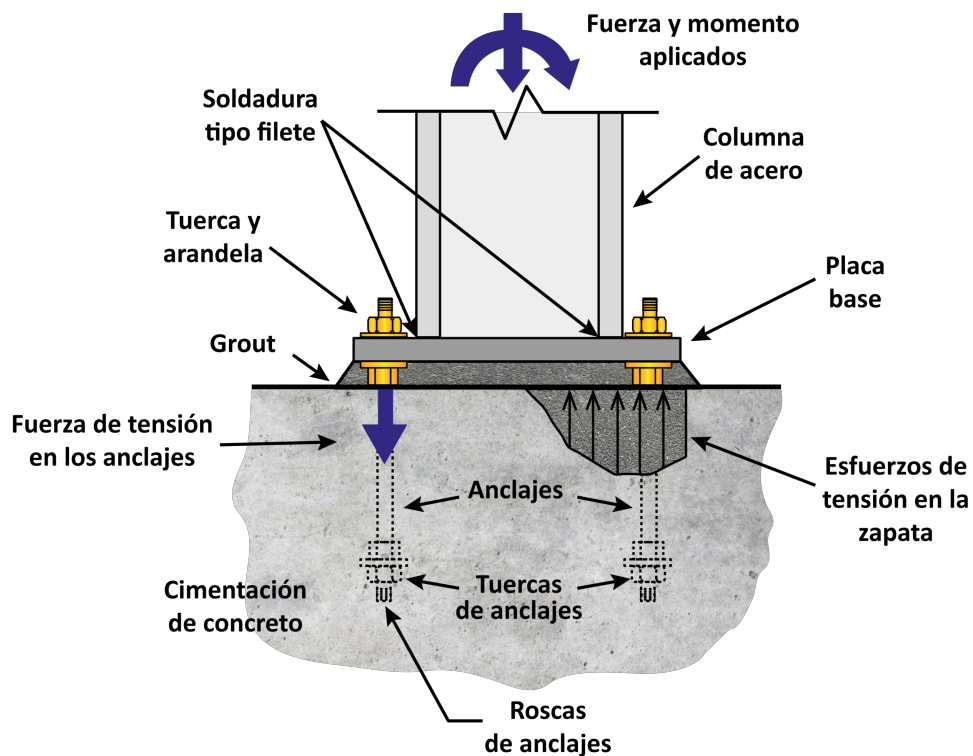
2.8. Placas base

Las placas base son elementos estructurales cuya función es unir las columnas de acero con la cimentación de hormigón. Este tipo de conexión es la interfaz crítica entre la superestructura y la cimentación. Una placa base sostiene las cargas que actúan sobre la columna de acero y las distribuye a la cimentación. La base de concreto que recibe las cargas debe cumplir con una superficie mayor al de la conexión, puesto que de esta forma se preverá el sobreesfuerzo del hormigón, así como la falla por aplastamiento.

Como se ilustra en la *Figura 8*, la conexión se compone de columna, placa base, varillas de anclaje y cimentación de concreto. Todos los elementos que constituyen la conexión interactúan bajo condiciones de carga tales como tensión, compresión axial, flexión y corte (Kanvinde, *et al.*, 2014).

Figura 8

Componentes de la placa base



Nota. En la figura se muestran las partes que constituyen la conexión de una placa base. Fuente: Elaborado por el autor.

2.8.1. Tipos de placas base y aplicación

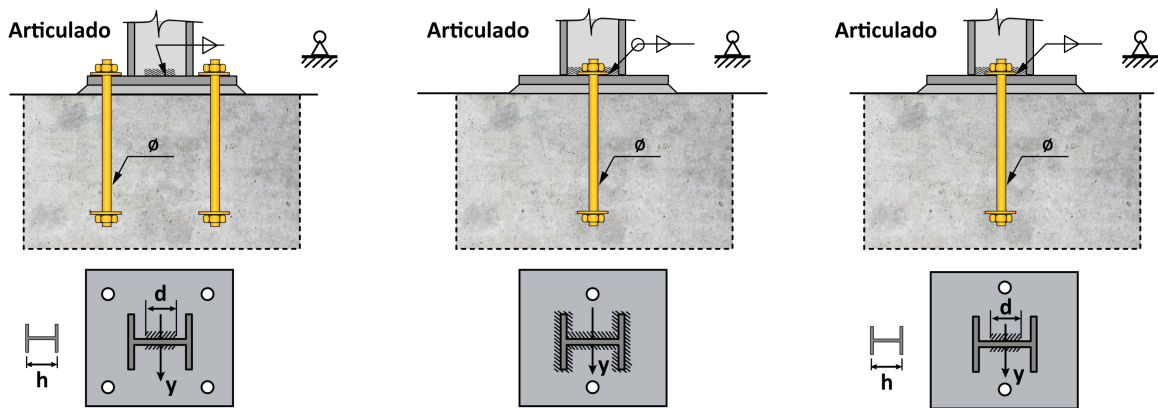
2.8.1.1. Placas base articuladas

Una conexión de placa base es considerada articulada cuando la disposición de la soldadura o el arreglo de las varillas de anclaje permite los giros relativos entre el soporte y el pedestal de hormigón (Guardiola, 2017). Existen detalles constructivos de placas base que solventan esta condición; en la *Figura 9* se exponen diferentes casos y formas de colocar las

varillas de anclaje, cordones de soldadura y orientación de la columna (para el caso de columnas de perfil abierto).

Figura 9

Placas base articuladas con perfiles I

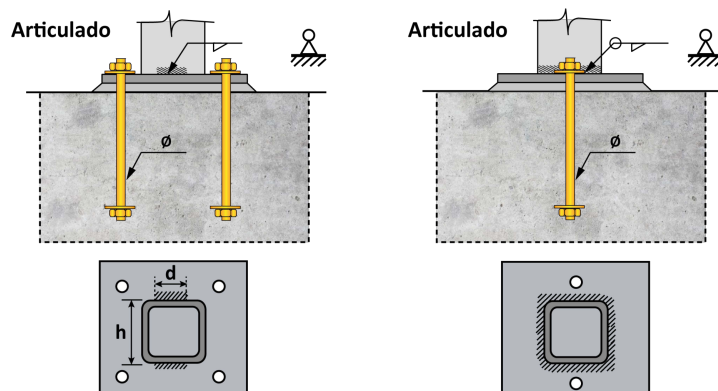


Nota. En la figura se muestran algunos casos de placas base articuladas con perfiles tipo I. Fuente: Adaptado de Guardiola (2017).

Como se observa en la *Figura 9*, la condición de placa base articulada tiene relación con la posición de las varillas de anclaje y la forma como se aplica la soldadura; sin embargo, por falta de redundancia, las configuraciones que involucren únicamente dos pernos de anclaje o soldaduras a $2/3 h$, se consideran inseguras, pueden ser usadas únicamente cuando las cargas por corte son considerablemente bajas o nulas.

Figura 10

Placas base articuladas con perfiles tubulares



Nota. En la figura se muestran algunos casos de placas base articuladas con perfiles tubulares. Fuente: Adaptado de Guardiola (2017).

Se ha mencionado anteriormente que la orientación o eje de análisis determina la condición de placa base articulada, de manera que, de ser necesario un área mayor de anclajes, es posible aumentar el número o diámetro de estos, con el fin de garantizar la condición de unión articulada. En la *Figura 10*, se presentan otros casos.

2.8.1.2. Placas base rígidas o empotradas

Se considera una conexión de empotramiento cuando la columna de acero se encuentra unida a la placa base por medio de una soldadura y cuando las varillas de anclaje fijan la unión al pedestal de concreto; en otras palabras, se impide el giro y el desplazamiento en todas las direcciones. Generalmente, este es el tipo de conexión que se usa con mayor frecuencia en marcos de edificios.

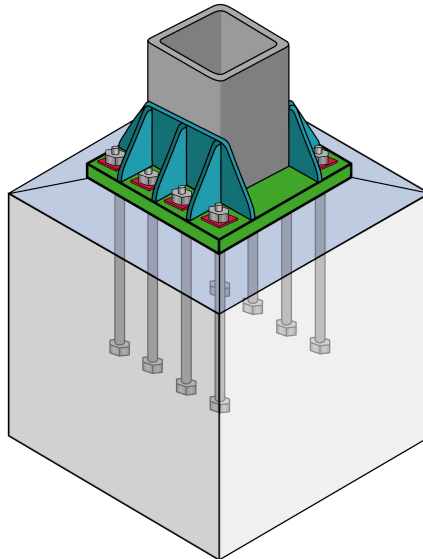
Vinnakota (2006) manifiesta que una conexión de placa base empotrada es aquella que tiene cuatro o más barras de anclaje localizadas fuera del área de influencia de la columna y de los ejes de pandeo.

Si la placa base se considera empotrada será necesario emplazar placas rigidizadoras (atiesadores) verticales con el fin de proporcionar inercia a la conexión, de modo que se garantice el desarrollo de la mínima deformación y la máxima resistencia. Esta conexión es capaz de transmitir esfuerzos de compresión, tracción, axial, fuerza cortante y momento.

Normalmente, el empotramiento entre la columna y la placa base es el tipo de unión con mayor uso, sin embargo, su diseño tiene mayor complejidad (Brañas, 2016).

Figura 11

Placa base empotrada-rígida



Nota. En la figura se muestra el caso de una placa base empotrada con rigidizadores.

Fuente: Elaborado por el autor.

2.9. Rigidizadores

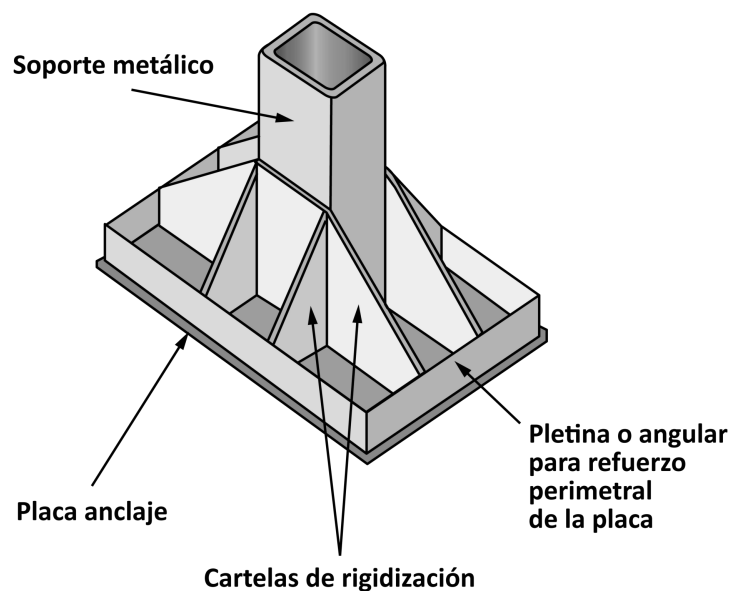
Las columnas de acero son elementos estructurales que, con frecuencia, están sometidos a fuerzas axiales y momentos flectores. Estas solicitaciones son transferidas a la cimentación por medio de la placa y los anclajes, por lo cual el diseño de la placa base requiere ser adecuado respecto de las combinaciones de carga actuantes. Cuando se tiene el caso donde una placa base está sometida a un momento flector pequeño, basta revisar el espesor apropiado; sin embargo, cuando la placa tiene momentos flectores grandes, el espesor de la placa se torna insuficiente, de manera que requiere de elementos de refuerzo vertical como las placas rigidizadoras (Górski, 2018).

Si se utilizan placas rigidizadoras en el diseño de la placa base, estas deben ser lo suficientemente rígidas para garantizar la correcta transmisión de carga que recibe la columna (Argüelles *et al.*, 2001).

Si la excentricidad producto de la relación entre M_u y P_u es mayor que la crítica, la placa requiere de un mayor espesor y de varillas de anclaje con mayor resistencia debido a las fuerzas de tracción importantes que se desarrollan. Generalmente, una solución muy practicada en el medio ecuatoriano es la inclusión de placas rigidizadoras porque permiten disminuir el espesor de la placa base y colaboran con la distribución de presión de carga.

Figura 12

Placas base con rigidizadores



Nota. En la figura se muestra el caso de una placa base con perfil tubular, empotrada y con rigidizadores. Fuente: Elaborado por el autor.

Para el diseño de los rigidizadores se consideran diferentes condiciones de borde. El análisis se puede llevar a cabo a través de las teorías de placas propuestas por Timoshenko (2002) que están basadas en el análisis elástico; de igual forma se puede analizar este tipo de casos utilizando la teoría de líneas de fluencia, una teoría elástica.

2.10. Teoría de líneas de fluencia

La teoría de líneas de fluencia es un método de análisis del límite superior, cuyo fin es determinar la carga última de una placa sobre la cual actúan fuerzas perpendiculares (Bakker, 1990). Anteriormente se creía que la teoría de líneas de fluencia no era consistente con el

análisis límite por las diferentes condiciones que se utilizaban; no obstante, se demostró que las condiciones de fluencia que satisfacen todos los requisitos del análisis límite correspondían a una superficie de fluencia llamada superficie superior (Braestrup, 1970).

Bakker (1990) asegura que “el análisis límite se ocupa de la determinación del estado límite del flujo plástico incipiente sin restricciones en una estructura” (p. 6). Por esta razón se ha categorizado dos enfoques diferentes para determinar las cargas límite; a saber, un enfoque estático o de límite inferior y un enfoque cinemático o de límite superior.

Para ampliar la teoría clásica de líneas de fluencia hacia el análisis del comportamiento de carga-deformación de elementos de acero de paredes delgadas, se deben considerar los siguientes puntos:

- a) El uso del análisis de límite superior para el comportamiento de carga-deformación no lineal.
- b) Un criterio de rendimiento adecuado. Con frecuencia, se desarrollarán tensiones de membrana durante la deformación de un elemento de acero de pared delgada, por lo que el criterio de fluencia debe tener en cuenta la influencia de las fuerzas de corte normales y en el plano.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Tipo de investigación

En este proyecto técnico se utiliza el método deductivo, el cual consiste en una forma de razonamiento lógico y revelación de un hecho, partiendo de teorías generales hacia sucesos particulares, con el fin de establecer conclusiones específicas. Según Gómez (2004), el método deductivo abarca reglas y procedimientos que permiten llegar a conclusiones finales a partir de premisas; es decir, si de un enunciado supuesto se busca un resultado y ese supuesto se lleva a cabo, entonces, el resultado de igual forma se cumple.

Este método se ajusta al problema detectado y facilita el cumplimiento de los objetivos planteados. Durante el proceso de la investigación, se analizarán las placas base de una edificación con columnas tubulares huecas y se comparará con perfiles tipo I; a partir de este análisis, se podrá llegar a conclusiones y recomendaciones que permitan establecer un procedimiento acorde con la realidad de la ingeniería en Ecuador.

Por otro lado, en este proyecto se aplica el método de investigación cuantitativa que se usa principalmente para comparar datos con orientación numérica. El método cuantitativo consiste en recopilar y analizar información sobre variables de una investigación y, del mismo modo, permite estudiar la relación que existe entre ellas (Pita y Pértegas, 2002).

A continuación, como parte de esta metodología se enlistan las etapas recogidas en la AISC DG-1, para el desarrollo del proceso de diseño de placas base conectadas a columnas tubulares:

- a) Cargas axiales compresivas concéntricas.
- b) Cargas axiales de tracción.

- c) Placas base con momentos pequeños.
- d) Placas base con momentos grandes.
- e) Diseño para corte.
- f) Diseño de pernos de anclaje.
- g) Diseño de elementos rigidizadores.

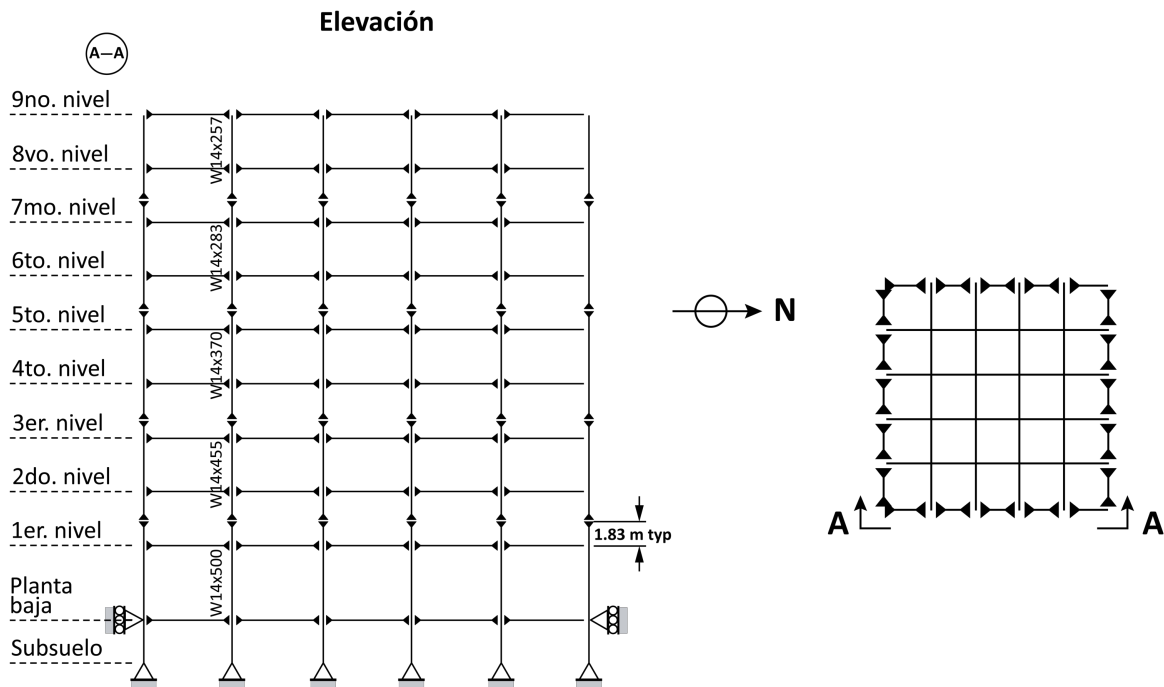
3.2. Descripción de la estructura tipo de nueve niveles

Para el presente proyecto se ha tomado como referencia el artículo académico de Othori *et al.*, (2004), el cual se enfoca en la evaluación estructural de edificios no lineales. La investigación se realiza a partir de un modelo de evaluación de dicho artículo; un edificio de acero estructural de nueve niveles cuya configuración se presenta en la *Figura 13*. La estructura de acero tiene una superficie cuadrada de 2091.23 m² por planta y una altura de 37.19 m desde la base de la columna; además, consta de cinco luces en ambas direcciones las cuales tienen una longitud de 9.15 m.

El sistema se conforma por marcos especiales SMF perimetrales y marcos simples con pisos compuestos al interior. Las columnas son tipo I de ala ancha con un esfuerzo de fluencia de 50 ksi y las vigas tienen un esfuerzo de fluencia de 36 ksi. Tanto vigas como columnas varían a medida que aumenta la altura y, para propósitos de análisis, la altura libre de entrepiso está medida de centro a centro de la viga. La altura en el subsuelo es de 3.65 m; para la planta baja es de 5.49 m y para los niveles superiores es de 3.96 m.

Figura 13

Esquema del edificio en estudio



Nota. La figura muestra la configuración en elevación y en planta del edificio base para la investigación. Fuente: Adaptado de Othori *et al.*, (2004).

Con el propósito de cumplir con el código de diseño de Ecuador se adaptó la estructura, para lo cual se modificó la configuración inicial del edificio, se rigidizaron todos los pórticos y se aplicaron cargas muertas y vivas. A continuación, se presentan los valores de carga permanente y sobrecarga mínima utilizados para el análisis.

- a) Carga muerta sin considerar el peso propio de la estructura.

$$D := 130 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

- b) Carga viva para oficinas según la tabla 4.2.1 de la NEC-SE-CG.

$$L_{\text{oficinas}} := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

A partir del modelo propuesto por Othori *et al.*, (2004), y para cumplir con uno de los objetivos de esta investigación, se construyó un nuevo modelo con las mismas características que el edificio inicial, aunque diseñado con columnas de sección tubular cuadrada; de tal

manera que permita conocer el comportamiento de las placas base conectadas a columnas tubulares.

3.2.1. Combinaciones de carga

De acuerdo con la sección 3.4.3.a de la NEC-SE-CG (NEC, 2015), el diseño de las estructuras, cimentaciones y otros componentes, debe cumplir con el método de última resistencia. Este criterio indica que las cargas consideradas en el diseño son multiplicadas por factores de carga con el propósito de que la estructura resista hasta su capacidad última, de modo que la resistencia de diseño sea igual o mayor a los efectos de las cargas factorizadas, conforme las siguientes combinaciones:

- a) $1.4D$
- b) $1.2D + 1.6L + 0.5\max [L_r; S; R]$
- c) $1.2D + 1.6\max [L_r; S; R] + \max [L; 0.5W]$
- d) $1.2D + 1.0W + L + 0.5 \max [L_r; S; R]$
- e) $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- f) $0.9D + 1.0W$
- g) $0.9D + 1.0E$

Donde,

D: carga permanente

E: carga de sismo

L: sobrecarga (carga viva)

L_r : sobrecarga de cubierta (carga viva)

S: carga de granizo

W: carga de viento

3.2.2. Disposiciones sísmicas de la NEC-SE-DS

Para el análisis de las estructuras de nueve niveles se consideraron las siguientes características: están ubicadas en Pichincha, cantón Quito; el suelo sobre el que están cimentadas pertenece al tipo D y las edificaciones están destinadas a oficinas. Con estos parámetros se analizaron y se verificaron las disposiciones sísmicas propuestas en el capítulo de Peligro sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

De acuerdo con el mapa de zonificación, las estructuras del estudio están en una zona de caracterización de alto peligro sísmico, cuyo factor de la zona es 0.4. En la *Tabla 5*, se indican los valores de los coeficientes de perfil de suelo necesarios para la construcción del espectro de diseño.

Tabla 5

Parámetros de zona sísmica y geología local

Parámetros característicos del suelo	
Factor de zona sísmica	Z 0.4
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto	Fa 1.2
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd 1.19
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs 1.28
Razón entre la aceleración espectral (S_a) y el PGA para el periodo seleccionado	η 2.48
Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto	r 1
Periodo fundamental de vibración de la estructura	T 1.37
Pseudo aceleración	Sa 0.62
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	To 0.13
Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc 0.70

Nota. Valores característicos de la zona de implantación de las estructuras de estudio.

Fuente: Elaborado por el autor.

El periodo de vibración aproximado de la estructura se lo determinó conforme lo dispuesto en la sección 6.3.3.a de la NEC-SE-DS; el valor se expone en la *Tabla 6*.

Tabla 6

Periodo aproximado y coeficiente sísmico

Datos del proyecto		
Factor de importancia	I	1
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct	0.072
Altura máxima de la edificación (m)	hn	37.19
Coeficiente dependiente del tipo de edificio	α	0.8
Periodo de vibración (s)	T	1.3
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	8
Factor de irregularidad en planta	Φ_p	1
Factor de irregularidad en elevación	Φ_e	1
Coeficiente sísmico	C	0.08

Nota. Variables para determinar el periodo aproximado y coeficiente sísmico. Fuente: Elaborado por el autor.

En la *Tabla 7* se presentan los resultados de cada estructura y, según la NEC-SE-DS, ambas edificaciones cumplen con las disposiciones sísmicas requeridas.

Tabla 7

Verificaciones sísmicas según la NEC-SE-DS

Disposiciones sísmicas de la NEC-SE-DS					
Disposición	Valor de comparación	Estructura con perfiles I	Cumple	Estructura con perfiles tubulares	Cumple
1 Periodo de vibración de la estructura $T_1 < T < 1.3 * T_1$	1.3 - 1.69 (seg)	1.36 seg	OK	1.44 seg	OK
2 Cortante basal dinámico debe ser mayor o igual que el 80% del cortante basal estático	CI: 637 (Ton) CT: 625 (Ton)	637.42 Ton	OK	625.20 Ton	OK
3 Los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada sean de al menos el	90%	<i>Revisar anexo 3</i>	OK	<i>Revisar anexo 6</i>	OK

90% de la masa total de la estructura

4	La deriva inelástica debe ser menor que la deriva máxima	0.02	0.0102	OK	0.0108	OK
---	--	------	--------	-----------	--------	-----------

Nota. Resultados de cada estructura y valores de cumplimiento de la normativa.

Fuente: Elaborado por el autor.

3.3. Solicitaciones para el diseño de placas base

En la *Tabla 8* se presentan las cargas de diseño obtenidas a través de un análisis estructural para el estudio de los edificios propuestos (con columnas de tipo tubular cuadrada y tipo I), *ver Anexos 7 y 8*.

Para el análisis de la placa base, se escogieron columnas tipo con las solicitaciones más críticas, siendo estas: C21 (central), C25 (de borde) y C36 (de esquina) correspondientes a columnas tubulares cuadradas, y C22 (central), C35 (de borde) y C31 (de esquina) correspondientes a columnas tipo I de ala ancha, con sus combinaciones de carga.

Tabla 8

Solicitaciones de diseño para el análisis de la placa base

Columnas tubulares cuadradas				
Número de columna	Combinación de carga crítica	Tipo de sollicitación	Magnitud de la sollicitación	Caso de diseño de placa base
C21	1.2D + 1.6L + 0.5S	Pu (Ton)	814.91	Carga axial de compresión concéntrica
C25	0.9D - SDx	Pu (Ton)	261.35	Momentos pequeños
		Mu (Ton-m)	12.87	
C36	0.9D - SDy	Pu (Ton)	24.38	Momentos grandes
		Mu (Ton-m)	30.85	
Columnas tipo I de ala ancha				
Número de columna	Combinación de carga crítica	Tipo de sollicitación	Magnitud de la sollicitación	Caso de diseño de placa base

C22	1.2D + 1.6L + 0.5S	Pu (Ton)	823.53	Carga axial de compresión concéntrica
C35	0.9D - SDx	Pu (Ton) Mu (Ton-m)	158.92 19.93	Momentos pequeños
C31	0.9D + SDx	Pu (Ton) Mu (Ton-m)	35.43 23.59	Momentos grandes

Nota. La tabla muestra los valores de las solicitaciones en columnas tubulares y tipo I, necesarias para el diseño de la placa base con su respectivo caso de análisis. Fuente: Elaborado por el autor.

3.4. Metodología de diseño de placas base según la Guía de diseño 1 del AISC

Cuando las columnas de acero se apoyan sobre pedestales de hormigón, necesariamente requieren de placas base de acero para transmitir la carga de la columna a la cimentación sin exceder la resistencia portante del hormigón. Generalmente, los extremos de las columnas se cortan hasta obtener una superficie plana para que se apoyen uniformemente sobre la placa base. La conexión de la columna a la placa base, y luego al pedestal de hormigón, depende del tipo de solicitaciones a las que esté sometida; estas pueden ser de compresión, cortante, momento de flexión y cargas de tensión. Las fuerzas de corte horizontales pueden ser resistidas por los pernos de anclaje, por una llave de corte o empotrando la placa base en la cimentación de hormigón.

3.4.1. Metodología de diseño de placas base sometidas a cargas axiales de compresión concéntricas

Cuando las columnas de acero solo soportan cargas de gravedad vertical (solicitaciones de compresión), la placa base necesita ser lo suficientemente grande para resistir estas cargas, por lo cual es preciso verificar el estado límite de carga del hormigón y el estado límite de fluencia de la placa. Dado que la columna trabaja axialmente, la conexión solo requiere asegurarla contra cualquier carga temporal durante la construcción en acero, como volcaduras (Packer y Henderson, 1997).

En la sección 22.8.3 del ACI-318-19, la resistencia de diseño del concreto al aplastamiento se presenta en la tabla 22.8.3.2 para los casos donde la superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada y donde se tengan otros casos. Para el caso donde el área de apoyo es mayor se debe escoger el menor valor entre a y b , (ver Tabla 9).

Tabla 9

Condiciones para el cálculo del aplastamiento del concreto

Geometría del área de apoyo		B_n	
La superficie de apoyo es más ancha en todos los lados que el área cargada	El menor	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'c A_1)$	a)
	de a) y b)	$2(0.85 f'c A_1)$	b)
Otros casos		$0.85 f'c A_1$	c)

Nota. Ecuaciones para determinar la resistencia al aplastamiento del concreto. Fuente: ACI-318 (2019).

Donde,

A_1 : área de la placa base, mm²

A_2 : área del pedestal de hormigón, mm²

$f'c$: resistencia específica a la compresión del concreto, kg/cm²

Estas ecuaciones se deben multiplicar por el factor de resistencia ϕ para LRFD. El valor de este factor está estipulado en la sección J8 de la especificación del AISC-360-16.

$$\phi = 0.60 \text{ (LRFD)}$$

De igual manera, esta misma sección presenta la capacidad de carga nominal, P_p , tal como se expone a continuación.

a) En el área total de apoyo del concreto.

$$P_p = 0.85 f'c A_1 \quad (3-1)$$

b) En un área menor a la total de apoyo del concreto.

$$P_p = 0.85 f'c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'c A_1 \quad (3-2)$$

El código de diseño ACI-318-19 establece un factor de resistencia de $\phi_c=0.65$ para la resistencia a compresión del concreto; no obstante, se recomienda el uso del factor de resistencia especificado por el ACI en el diseño de placas base.

El esfuerzo máximo que se presenta cuando el área del pedestal es igual que la placa base es:

$$f_{p(max)} = 0.85 f'c \quad (3-3)$$

Si se tiene que la base de concreto es más grande que el área cargada en los cuatro lados, el esfuerzo máximo se calcula de la siguiente manera:

$$f_{p(max)} = 0.85 f'c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'c \quad (3-4)$$

La tensión de apoyo sobre el hormigón no debe ser mayor que $f_{pu(max)}$:

$$\frac{P_u}{A_1} \leq f_{pu(max)} \quad (3-5)$$

En consecuencia,

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{f_{u(max)}} \quad (3-6)$$

El requerimiento del área mínima de la placa base, cuando $A_2 = A_1$, puede ser expresada como:

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'c} \quad (3-7)$$

Si $A_2 \geq 4 A_1$, el área mínima requerida de la placa base puede ser expresada como:

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi_c 0.85 f'_c} \quad (3-8)$$

Generalmente, la conexión de la placa base con la columna se encuentra apoyada directamente sobre una fina capa de lechada (*grout*), por esta razón, los autores recomiendan que la resistencia de esta capa de apoyo sea, al menos, dos veces la resistencia del pedestal de hormigón (AISC DG-1, 2006).

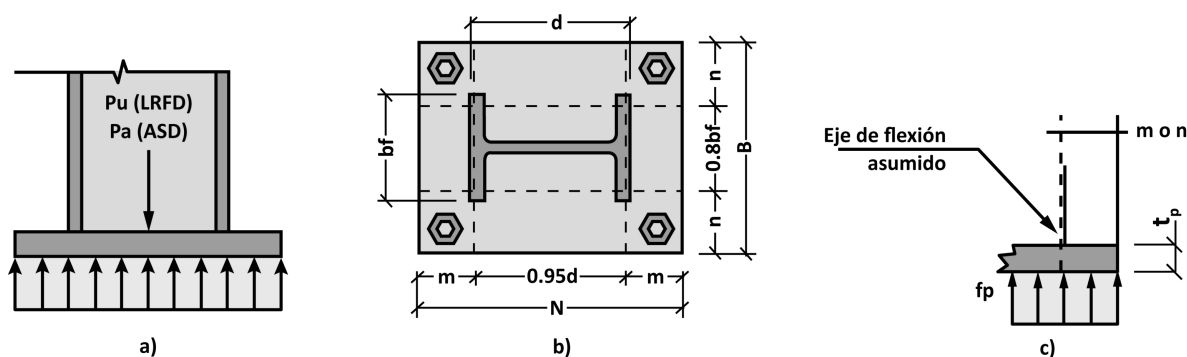
En las placas base cargadas axialmente se asume un esfuerzo de aplastamiento uniforme por debajo de la conexión. Esta distribución puede ser expresada como:

$$f_{pu} = P_u / BN \quad (3-9)$$

El esfuerzo de aplastamiento provoca que la placa base se doble en las secciones críticas que se muestran en la *Figura 14.a*. Según Thornton (1990) y, Drake y Elkin (1999), el esfuerzo de aplastamiento produce, incluso, la flexión de la placa en la región interna, entre las alas del perfil.

Figura 14

Diseño de placa base con fuerza de compresión axial



Nota. La figura muestra lo siguiente: a) la distribución de esfuerzo asumida para el análisis; b) las líneas de flexión y c) determinación del momento de diseño de la placa base. Fuente: Adaptado de la AISC DG-1 (2006).

En este apartado se presenta el procedimiento para determinar el espesor de la placa base y, en virtud de que el objetivo de la investigación se centra en conocer el procedimiento para perfiles tubulares, se adicionan las recomendaciones de la AISC DG-1.

Caso I: $A_2 = A_1$

En este caso se obtiene la mayor dimensión de la placa base.

Paso 1. En este punto se requiere determinar la resistencia a la compresión requerida P_u , para lo cual es necesario considerar las combinaciones de carga de diseño.

Paso 2. Calcular el área requerida de la placa base, utilizando la carga P_u y la ecuación recomendada por la guía de diseño para el caso I.

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'c} \quad (3-10)$$

Paso 3. Optimización de las dimensiones de la placa base N y B . Se trata de un prediseño que se realiza para encontrar las medidas de la placa, considerando los orificios para los anclajes; sin embargo, el área de los anclajes no se resta del área de la placa. De manera conservadora, se recomienda que las dimensiones de N y B sean iguales.

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta \quad (3-11)$$

Para columnas de ala ancha tipo I: $\Delta = \frac{0.95d - 0.8 b_f}{2} \quad (3-12)$

Para columnas tubulares cuadradas: $\Delta = \frac{0.95d - 0.95h}{2} \quad (3-13)$

Donde,

d : peralte total del perfil de la columna

b_f : dimensión del ala de la columna tipo I

h : altura de la columna tubular

Paso 4. Cálculo del espesor de la placa base. La guía de diseño propone las siguientes ecuaciones para definir las longitudes críticas (m y n), donde se producirá la falla por la fluencia del acero.

Para columnas de ala ancha tipo I:

$$m = \frac{N-0.95d}{2} \quad (3-14)$$

$$n = \frac{B-0.8 b_f}{2} \quad (3-15)$$

$$x = \frac{4 d b_f}{(d+b_f)^2} \cdot \frac{P_u}{\phi P_p} \quad (3-16)$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1+\sqrt{1-x}} \leq 1 \quad (3-17)$$

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{d b_f}}{4} \quad (3-18)$$

$$\phi P_p = \phi 0.85 f'c A_1 \quad (3-19)$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2 P_u}{\phi F_y B N}} \quad (3-20)$$

El valor de l será el máximo valor de m , n , $\lambda n'$

Para columnas tubulares cuadradas:

$$m = \frac{N-0.95d}{2} \quad (3-21)$$

$$n = \frac{B-0.95 b_f}{2} \quad (3-22)$$

Valor sugerido conservadoramente $\lambda = 1$ (3-23)

$$\lambda n' = \lambda \frac{b_f}{4} \quad (3-24)$$

$$t_{\min} = l \sqrt{\frac{2 P_u}{\phi F_y B N}} \quad (3-25)$$

El valor de l será el máximo valor de m , n , $\lambda n'$

Caso II: $A_2 \geq 4A_1$

En este caso se obtienen las menores dimensiones de la placa base.

Paso 1. Determinar la resistencia a la compresión requerida a través de las combinaciones de carga de diseño P_u .

Paso 2. Calcular el área requerida de la placa base, utilizando la carga P_u y la ecuación recomendada por la guía de diseño para el caso II.

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi_c 0.85 f'_c} \quad (3-26)$$

Paso 3. Optimización de las dimensiones de la placa base N y B . Este paso es idéntico al mostrado en el paso 3 del caso I. Se utilizan las mismas ecuaciones tanto para las secciones I como para las secciones tubulares cuadradas.

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta \quad (3-27)$$

Para columnas de ala ancha tipo I: $\Delta = \frac{0.95d - 0.8 b_f}{2} \quad (3-28)$

Para columnas tubulares cuadradas: $\Delta = \frac{0.95d - 0.95h}{2} \quad (3-29)$

Paso 4. Revisar que el área del pedestal sea suficiente para cumplir con la condición del caso II. Si esta condición no se cumple, redimensionar el pedestal y la placa, con esos valores proceder a determinar el espesor de la placa base utilizando el procedimiento que se muestra en el paso 4 del caso I.

Caso III: $A_1 < A_2 < 4A_1$

Paso 1. Determinar la resistencia a la compresión requerida a través de las combinaciones de carga de diseño P_u .

Paso 2. Calcular el área requerida de la placa base, utilizando la carga P_u y la ecuación recomendada por la guía de diseño para el caso II.

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{2\phi_c 0.85 f'_c} \quad (3-30)$$

Paso 3. Optimización de las dimensiones de la placa base N y B . Este paso es idéntico al mostrado en el paso 3 del caso I. Se utilizan las mismas ecuaciones tanto para las secciones I como para las secciones tubulares cuadradas.

$$N \approx \sqrt{A_{1(req)}} + \Delta \quad (3-31)$$

Para columnas de ala ancha tipo I: $\Delta = \frac{0.95d - 0.8 b_f}{2}$ (3-32)

Para columnas tubulares cuadradas: $\Delta = \frac{0.95d - 0.95h}{2}$ (3-33)

Paso 4. Calcular A_2 , geoméricamente similar a A_1 .

Paso 5. Determinar que se cumple con la condición de resistencia.

$$P_u \leq \phi P_p = \phi 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (3-34)$$

Si no se cumple esta condición se deberá redimensionar la placa hasta que el criterio se cumpla. Finalmente, se calcula el espesor de la placa como se presenta en el caso I.

En las placas base que soportan solamente carga axial, no es necesario calcular el tamaño y ubicación de los pernos de anclaje; la AISC DG-1 recomienda cumplir con las dimensiones que sugiere OSHA (*Occupational Safety and Health Administration*).

3.4.2. Metodología de diseño de placas base sometidas a cargas axiales de tracción

Para el diseño de las placas base que se encuentran sometidas a carga axial de tracción se debe controlar tres estados límite, la resistencia a la tracción de las barras de anclaje y la resistencia de los mecanismos de anclaje con el concreto, según lo dispuesto por el ACI-318-19, y la flexión de la placa base. A continuación, se presentan los pasos que se requieren para cumplir con el diseño de una placa base que trabaja bajo cargas axiales de tracción.

Paso 1. Establecer el levantamiento neto máximo de la columna a través del análisis estructural del edificio.

Paso 2. Especificar el material de las barras de anclaje de acuerdo con la sección 2.5 de la AISC DG-1, con la finalidad de hallar el número de varillas de anclaje necesarias para cumplir con el levantamiento neto máximo desarrollado en la columna y la resistencia de acuerdo con el material seleccionado. En este punto se recomienda usar los requerimientos mínimos de OSHA (*Occupational Safety and Health Administration*) como punto de partida.

Paso 3. Determinar el espesor de la placa base y soldadura adecuados, de modo que se garantice la transmisión de las fuerzas de levantamiento hacia las barras de anclaje. El momento que se requiere en la placa base es igual a la fuerza que actúa en los anclajes por el brazo de palanca, desde el borde del alma de la columna.

Paso 4. Verificar la resistencia que se requiere desarrollar en las barras de anclaje dentro del pedestal de concreto. Para esto la AISC DG-1 alude al código de diseño ACI-318, capítulo 17, que trata todo lo referente a anclajes en concreto. Este procedimiento se lo presenta más a detalle en la metodología de diseño de barras de anclaje.

3.4.3. Metodología de diseño de placas base con momentos pequeños

Drake y Elkin (1999) introdujeron un enfoque de diseño usando cargas mayoradas directamente en un método consistente con las ecuaciones de equilibrio estático y el método LRFD. Este procedimiento fue modificado por Doyle y Fisher (2005). Los primeros autores propusieron que una distribución uniforme de la tensión de compresión resultante es más apropiada cuando se utiliza LRFD. El diseño está relacionado con la excentricidad equivalente e , igual al momento M_u y dividido por la fuerza axial de la columna P_u .

El diseño de la placa base sujeta a flexocompresión está asociado con la excentricidad equivalente e , que resulta de la relación entre el momento flector (M_u) y la carga axial (P_u) que actúan sobre la columna. Para el análisis se han preparado dos casos; uno con excentricidad pequeña, donde la carga axial actúa dentro del área de la placa y esfuerzo uniforme de apoyo, y otro con excentricidad grande (*ver sección 3.4.4*) donde la carga axial actúa por fuera de la placa y el esfuerzo de apoyo es menor.

Drake y Elkin (1999) manifiestan que un esfuerzo uniforme de la tensión de compresión se ajusta al método LRFD. El enfoque de diseño consiste en utilizar las cargas mayoradas y el método LRFD para el análisis de la placa base.

La resultante del esfuerzo de apoyo se define como el producto de qY , (*ver Figura 15*).

$$q = f_p B \quad (3-35)$$

Donde,

f_p : tensión de apoyo entre la placa y el hormigón

B : ancho de la placa base

La fuerza actúa en el punto central del esfuerzo uniforme, a una distancia $Y/2$ del punto A ; del mismo modo, la distancia de la resultante respecto del eje central de la placa está establecida como e , que se expresa como:

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \quad (3-36)$$

A medida que la dimensión de Y disminuye, e aumenta. Y alcanzará su valor más pequeño cuando q sea máximo.

$$q = f_{p(máx)} B \quad (3-37)$$

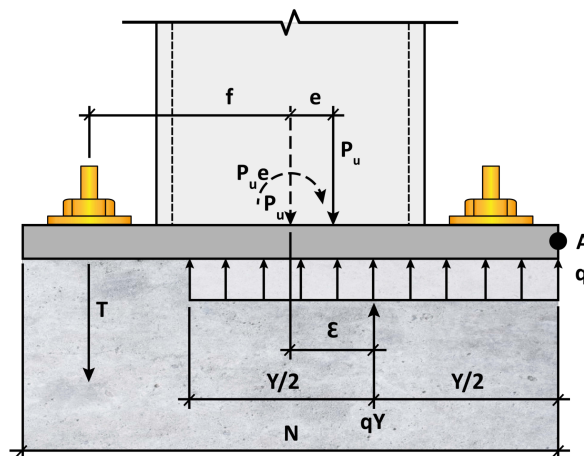
La ecuación para hallar la ubicación de la fuerza resultante de apoyo e muestra que llegará a su máximo valor si Y es mínimo, por lo que:

$$\varepsilon_{máx} = \frac{N}{2} - \frac{Y_{min}}{2} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{máx}} \quad (3-38)$$

Para cumplir con la condición de equilibrio de momentos, la línea de acción de la carga aplicada P_u , y la de fuerza de apoyo resultante qY deberán coincidir; en otras palabras, $e = \varepsilon$

Figura 15

Placa base con momentos pequeños



Nota. La figura muestra un esquema para el análisis de una placa base sometida a un momento pequeño. Fuente: Adaptado de la AISC DG-1 (2006).

Si la excentricidad sobrepasa el valor máximo de ε , la placa no será capaz de resistir las cargas que actúan sobre ella, solamente con esfuerzo de apoyo, sino que se deberá revisar la fuerza de tensión en las varillas de anclaje. En consecuencia, este sería un caso de diseño de placas base con momentos grandes.

$$e = \frac{M_r}{P_r} \leq e_{cr} \quad (3-39)$$

Resumiendo, cuando ε es máximo se tienen valores de e cortos, Y es mayor que Y_{min} y q es menor que q_{max} , y claramente, f_p es menor que $f_{p(max)}$. Cuando se tienen valores de e superiores que $\varepsilon_{máx}$, $q = q_{max}$; por lo tanto, un valor crítico de excentricidad de la combinación de carga aplicada es:

$$e_{cr} = \varepsilon_{máx} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{máx}} \quad (3-40)$$

Los estados límite que se verifican en el diseño de una placa base con momento pequeño son: el aplastamiento del concreto, la resistencia a la flexión de la placa base en la zona de compresión y tracción.

Partiendo de la hipótesis de que la fuerza de apoyo del hormigón está distribuida uniformemente sobre el área en compresión, cuando se tiene que $e = \varepsilon$, la longitud de dicha área de apoyo se expresa como:

$$Y = N - 2e \quad (3-41)$$

De este modo, el esfuerzo de apoyo puede ser determinado como:

$$q = \frac{P_r}{Y} \quad (3-42)$$

a partir del cual, para la condición de $e \leq e_{cr}$ es:

$$f_p = \frac{P_r}{BY} \quad (3-43)$$

Para la condición $e = e_{cr}$, la longitud del área de apoyo se expresa como:

$$Y = N - 2 \left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{m\acute{a}x}} \right) = \frac{P_r}{q_{m\acute{a}x}} \quad (3-44)$$

La interacción entre la placa base y el esfuerzo de apoyo del hormigón produce la flexión en la placa base en las longitudes críticas de los voladizos, m , para el caso de flexión en el eje fuerte y, n , para el caso de flexión en el eje débil de la columna.

La resistencia a la flexión requerida en la placa base está determinada por las siguientes expresiones:

Para $Y \geq m$:

$$M_{pl} = f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \quad (3-45)$$

Para $Y < m$:

$$M_{pl} = f_{p(m\acute{a}x)} Y \left(m - \frac{Y}{2} \right) \quad (3-46)$$

Donde,

M_{pl} : momento plástico de la placa por unidad de ancho

La resistencia nominal a la flexión por unidad de ancho de la placa está dada por:

$$R_n = \frac{F_y t_p^2}{4} \quad (3-47)$$

Donde,

F_y : esfuerzo de fluencia del acero

t_p : espesor de la placa base

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

$$\phi_b R_n = \phi_b F_y \frac{t_p^2}{4} \quad (3-48)$$

Donde,

ϕ_b : factor de reducción de la resistencia a la flexión $\phi_b = 0.90$

El espesor mínimo requerido de la placa base está condicionado por la longitud de apoyo Y , y la longitud en voladizo m .

Para $Y \geq m$:

$$t_{p(req)} = 1.5 m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad (3-49)$$

Para $Y < m$:

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y (m - \frac{Y}{2})}{F_y}} \quad (3-50)$$

Dado que $e \leq e_{cr}$, no se presenta tensión en los pernos de anclaje, por lo tanto, no provocará la flexión en la placa base en la zona de tracción y, en consecuencia, el diseño estará gobernado por la zona en compresión.

El procedimiento de diseño para una placa base que tiene momento flector pequeño consta de los siguientes pasos:

Paso 1. Determinar las solicitaciones que actúan sobre la placa base a través de un análisis estructural con las combinaciones de carga de diseño.

Paso 2. Dimensionar la placa base con valores de prueba de B y N .

Paso 3. Determinar la excentricidad equivalente e y la excentricidad crítica e_{cr} , si $e \leq e_{cr}$ se cumple la condición de placa base con momento pequeño, por lo que se debe

continuar con el diseño; de lo contrario revisar el procedimiento de diseño para placas base con momentos grandes.

Paso 4. Hallar la longitud de apoyo equivalente Y .

Paso 5. Calcular el espesor mínimo requerido de la placa base.

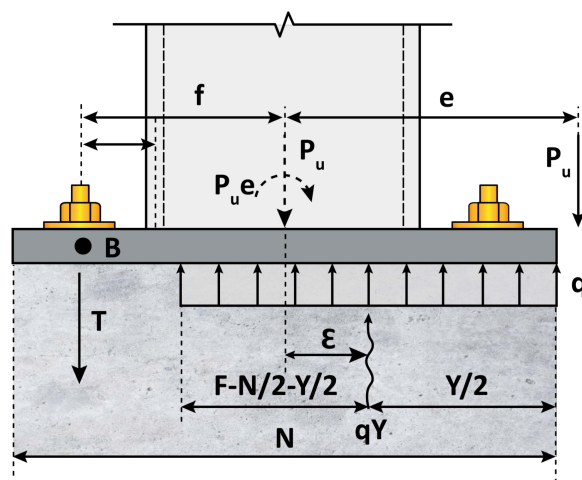
Paso 6. Determinar el tamaño de la barra de anclaje.

3.4.4. Metodología de diseño de placas base con momentos grandes

Cuando la magnitud del momento flector es grande respecto de la carga axial de la columna, se tiene una excentricidad mayor que la crítica, por lo que se requieren varillas de anclaje para conectar la placa base a la cimentación de concreto con el propósito de evitar que la placa se incline y falle el concreto al soportar el borde comprimido. Este caso es común para los pórticos rígidos que están diseñados para resistir cargas laterales sísmicas o de viento, (ver *Figura 16*).

Figura 16

Placas base con momentos grandes



Nota. La figura muestra un esquema para el análisis de una placa base sometida a un momento grande. Fuente: Adaptado de la AISC DG-1 (2006).

En la sección anterior se mencionó que existen dos condiciones de momento para el diseño de una placa base sometida a flexocompresión. Para el caso de momentos grandes se cumple que:

$$e > e_{cr} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 q_{max}} \quad (3-51)$$

La presión de apoyo q es igual al valor máximo q_{max} para excentricidades superiores a e_{cr} . Para calcular la fuerza de carga total del hormigón y las fuerzas de las varillas de anclaje, considerar el diagrama de fuerzas que se muestra en la *Figura 16*.

El análisis estático de fuerzas verticales demuestra que:

$$T = q_{m\acute{a}x}Y - P_r \quad (3-52)$$

Donde T es igual a la resistencia a la tracción requerida por las barras de anclaje. De tal forma que:

$$q_{m\acute{a}x}Y \left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_r(e + f) = 0 \quad (3-53)$$

La ecuación para la longitud de apoyo equivalente queda definida como:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 P_r(e+f)}{q_{m\acute{a}x}}} \quad (3-54)$$

La fuerza de carga del hormigón viene dada por el producto $q_{m\acute{a}x}Y$.

En ocasiones, las combinaciones de fuerza, momento y dimensiones de la placa dan como resultado una solución irreal de la ecuación de la longitud de apoyo. En ese caso, es necesario que se aumenten las dimensiones de la placa. Específicamente, si se cumple que el valor de la raíz, en la ecuación de Y , es positiva o cero habrá una solución real:

$$\left(f + \frac{N}{2} \right) \geq \frac{2 P_r(e+f)}{q_{m\acute{a}x}} \quad (3-55)$$

Al igual que en la metodología mostrada para el diseño de placas base con momento pequeño, los estados límite que se deben verificar cuando una placa está sometida a flexocompresión con excentricidad mayor que la crítica, son los siguientes: aplastamiento del concreto, resistencia a la tracción de las barras de anclaje, resistencia del mecanismo de anclaje con el concreto y la resistencia a la flexión de la placa base.

Cuando se tienen grandes momentos actuando sobre la placa base, el valor de la tensión de apoyo se encuentra en el límite.

$$f_p = f_{p(m\acute{a}x)} \quad (3-56)$$

El espesor de la placa se podrá determinar de la misma forma que para placas base con momentos pequeños. Se debe tener presente que para el cálculo del espesor requerido el valor crítico será el mayor entre m y n .

Con respecto a la fuerza de tensión T_u , las varillas de anclaje causarán la flexión de la placa base. La línea de acción de las varillas de anclaje en el voladizo se asume, de forma conservadora, con la longitud del tramo que va desde la línea central de la varilla hasta el centro del ala o fleje de la columna. Por su parte, las líneas de flexión se podrían asumir como se muestra en la *Figura 14.b*. Para una unidad de ancho de placa base, la resistencia a la flexión requerida de la placa base se puede determinar como:

$$M_{pl} = \frac{T_u x}{B} \quad (3-57)$$

Donde,

$$x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} \quad (3-58)$$

d : peralte de la sección de la columna

t_f : espesor de ala o fleje de la columna

El espesor requerido está en función de la fuerza de tensión de las varillas de anclaje y se define como:

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}} \quad (3-59)$$

El procedimiento general para el diseño de una placa base con momento grande es el siguiente:

Paso 1. Determinar las solicitaciones que actúan sobre la placa base a través de un análisis estructural con las combinaciones de carga de diseño.

Paso 2. Dimensionar la placa base con valores de prueba de B y N .

Paso 3. Determinar la excentricidad equivalente e y la excentricidad crítica e_{cr} ; si $e > e_{cr}$ se cumple la condición de placa base con momento grande y se debe continuar con el diseño; de lo contrario, revisar el procedimiento de diseño para placas base con momentos pequeños. Verificar la condición de la ecuación (3-55).

Paso 4. Hallar la longitud de apoyo equivalente Y .

Paso 5. Calcular el espesor mínimo requerido de la placa base, en las zonas de compresión y tracción, y elegir el valor más crítico.

Paso 6. Determinar el tamaño de la barra de anclaje.

3.4.5. Metodología de diseño de placas base a corte

La AISC DG-1 propone tres formas para transferir la fuerza cortante de las placas base hacia el pedestal de hormigón:

- a) Fricción entre placa base y *grout* o superficie de concreto.
- b) Apoyo de la columna y placa base o llave de corte contra la superficie de concreto.

c) Corte en las varillas de anclaje.

3.4.5.1. Fricción entre placa base y *grout* o superficie de concreto

Generalmente, la compresión que se genera entre la placa base y el pedestal de concreto es suficiente para resistir las cargas laterales. Según la AISC DG-1, el cortante se analiza para la disposición de cargas de compresión mayoradas más desfavorable P_u y la carga lateral, V_u , correspondiente a dicha disposición. La verificación de resistencia al cortante se calcula de acuerdo con los criterios del ACI:

$$\phi V_n = \phi \mu P_u \leq 0.2 f'_c A_c \quad (3-60)$$

El coeficiente de fricción:

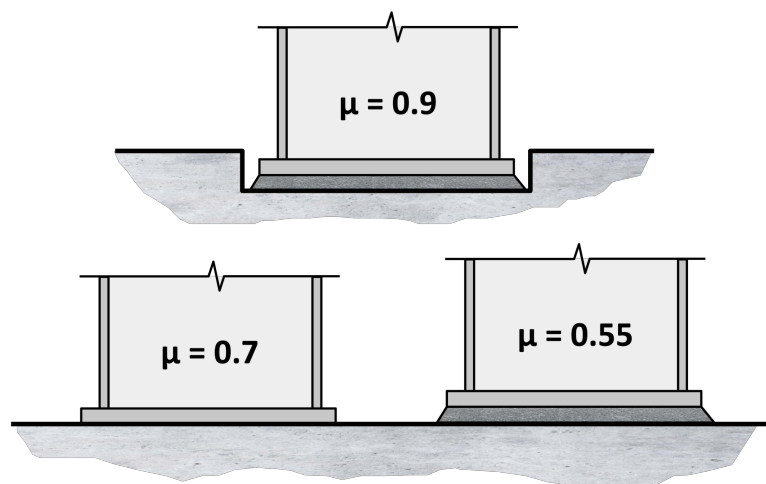
$\mu = 0.55$ para acero sobre lechada.

$\mu = 0.7$ para acero sobre hormigón.

$\mu = 0.9$ para hormigón o *grout* contra acero en estado embebido.

Figura 17

Fricción entre placa base y grout de nivelación o concreto



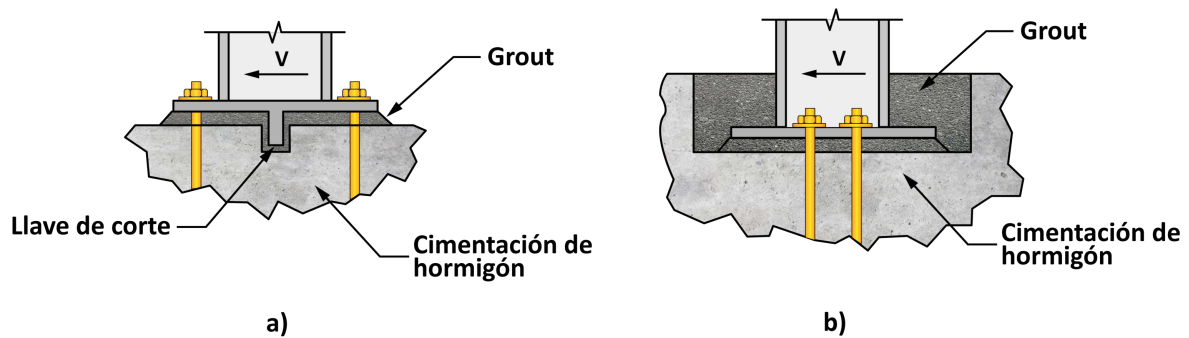
Nota. La figura muestra diferentes coeficientes de fricción según el caso de contacto entre placa base y superficie de apoyo. Fuente: Elaborado por el autor.

3.4.5.2. Apoyo de la columna y placa base o llave de corte contra la superficie de concreto

Las cargas cortantes se pueden transferir a través de llaves de corte o empotrando la columna en la cimentación. Estos casos se muestran en la *Figura 18*.

Figura 18

Transferencia de cortante al apoyo de concreto



Nota. La figura muestra dos casos comunes de transferencia de fuerza cortante: a) llave de corte y b) varillas de anclaje. Fuente: Adaptado de la AISC DG-1 (2006).

El apéndice B del ACI-349-01, posibilita el uso de confinamiento en combinación con apoyo para transferir las cargas laterales a través de las llaves de cortante hacia el concreto. En el ACI-349-01 se sugiere que este mecanismo se desarrolle de la siguiente manera:

- La fuerza cortante se transmite a través de las varillas de anclaje a la superficie de contacto, *grout* o concreto, por los efectos de confinamiento relacionados con los anclajes en tensión y la carga axial externa.
- El cortante se transforma a un modo de cizallamiento-fricción.

La presión de contacto recomendada, según el apéndice B de la sección B.4.5.2 del ACI-349-01, es:

$$\phi P_{ubrg} = \phi 1.3 f'_c A_1 \quad (3-61)$$

Donde,

ϕ : valor de acuerdo con ASCE 7 $\phi = 0.60$

A_1 : área embebida de llave de corte

Para el caso donde se tiene una sección de columna o placa base empotrada, el área de apoyo se encuentra adosada a la superficie de concreto. El ACI-318-02 recomienda que:

$$\phi P_{ubrg} = 0.55 f'_c A_{bgr} \quad (3-62)$$

Donde,

A_{bgr} : área de contacto entre la placa base y el concreto

En definitiva, para hallar la resistencia lateral se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\phi P_n = 0.80 f'_c A_l + 1.2(N_y - P_a), \text{ para llaves de corte} \quad (3-63)$$

$$\phi P_n = 0.55 f'_c A_{brg} + 1.2(N_y - P_a), \text{ para apoyarse en una columna o} \\ \text{en el lado de una placa base} \quad (3-64)$$

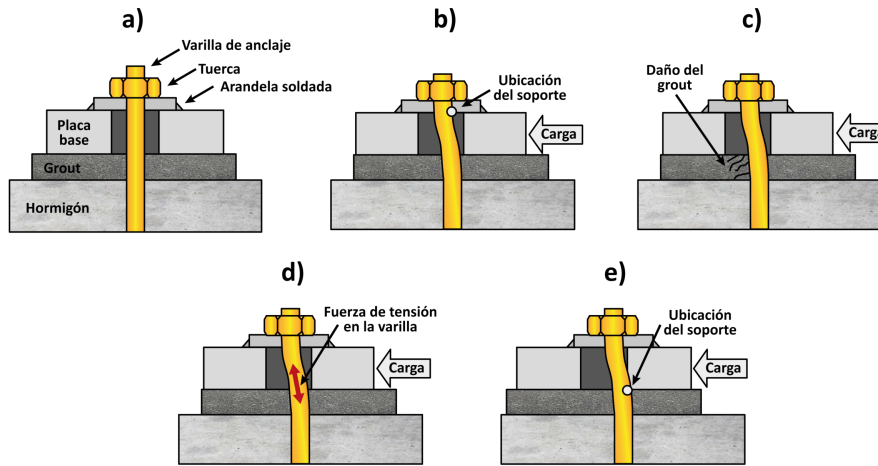
3.4.5.3. Corte en las varillas de anclaje

El corte en las varillas de anclaje debe ser revisado con atención, debido a que el análisis requiere de varias suposiciones. Es necesario que se utilice la tabla 2.3 de la AISC DG-1 para los tamaños de agujeros recomendados en los anclajes. La guía de diseño recomienda prestar atención a la colocación de la placa base sobre los anclajes, porque la fuerza no se distribuirá a todas las varillas, es decir, no recibirán la misma magnitud.

Para que la transmisión de las fuerzas laterales sea igual para todas las varillas de anclaje, o las que el diseñador crea conveniente, se puede utilizar arandelas soldadas a la placa base, estas arandelas deben tener orificios mayores que el diámetro de la placa base y su colocación será entre la placa de apoyo y la tuerca, (*ver Figura 19*).

Figura 19

Corte en las varillas de anclaje



Nota. La figura muestra el mecanismo de falla en la varilla de anclaje a causa de la fuerza cortante. Fuente: Elaborado por el autor.

Cuando las fuerzas laterales alcanzan las varillas de anclaje, deben ser transmitidas al hormigón y si se optó por utilizar arandelas soldadas a la placa base, las varillas pueden presentar flexión en la zona de la conexión entre la tuerca y el concreto, (ver Figura 19).

En el apéndice D del ACI-318-02 se propone un método para estimar la capacidad de ruptura del hormigón en función del cortante resistido por las varillas de anclaje. Para evaluar la capacidad de corte determinada por el desprendimiento del hormigón se emplea la siguiente expresión:

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_v}{A_{vo}} \psi_5 \psi_6 \psi_7 V_b \quad (3-65)$$

Donde,

$$V_b = 7 \left(\frac{l}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1.5} \quad (3-66)$$

c_1 : distancia al borde del pedestal en la dirección de la carga

f'_c : resistencia a la compresión del hormigón

l : profundidad de empotramiento

d_o : diámetro de la varilla, (normalmente, $\frac{l}{d_o}$ se convierte en 8 puesto que la longitud de soporte de carga está limitada a $8d_o$)

$$\phi = 0.70$$

$$\psi_5 = 1 \text{ (todos los anclajes con la misma carga)}$$

$$\psi_7 = 1.4 \text{ (sin fisurar o con refuerzo suplementario adecuado)}$$

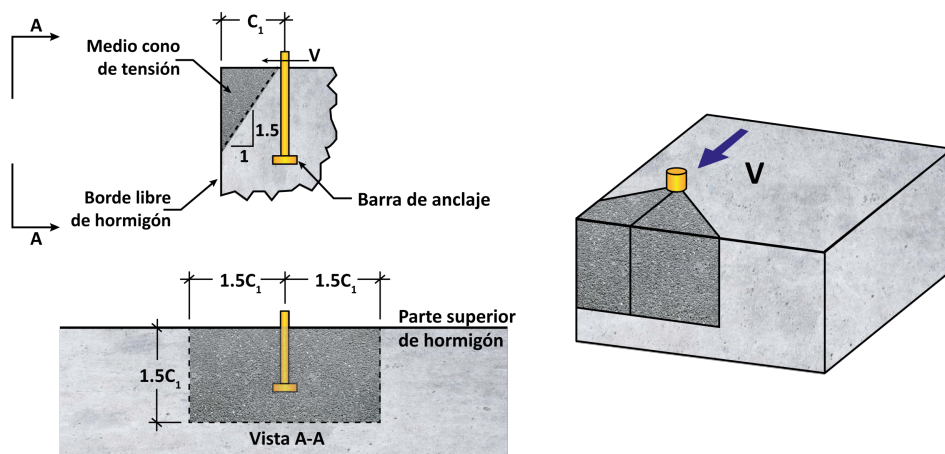
$$A_{vo} = 4.5c_1^2 \text{ (área del cono de corte completo para un solo anclaje)}$$

A_v : área de corte de ruptura total para un solo anclaje, o un grupo de anclas

ψ_6 : modificador para considerar la reducción de capacidad cuando se tiene un tamaño limitado del cono de ruptura

Figura 20

Cono de extracción por corte



Nota. La figura muestra el área de influencia del cono de extracción del concreto, causado por la fuerza cortante. Fuente: Adaptado de la AISC DG-1 (2006).

La fuerza de arranque se define como:

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \quad (3-67)$$

Donde,

$$k_{cp} = 1 \text{ para } h_{ef} \leq 2.5 \text{ in}$$

$$k_{cp} = 2 \text{ para } h_{ef} > 2.5 \text{ in}$$

N_{cp} : resistencia nominal de un anclaje al arrancamiento del hormigón en tracción

h_{ef} : longitud efectiva de empotramiento del anclaje

3.5. Metodología de diseño de barras de anclaje

3.5.1. Verificación de la resistencia a la tracción

El cálculo de la resistencia a la tracción de un perno de anclaje se determina de acuerdo con los estados límite de rotura especificados en la sección J-3 del AISC-360-16.

$$R_n = F_n A_b \quad (3-68)$$

Donde,

$$\phi = 0.75$$

A_b : área bruta del perno o parte roscada

F_n : tensión de tracción nominal, Fnt Tabla J3.2

Tabla 10

Tensión nominal para anclajes

Tensión nominal de conectores y partes roscadas, kgf/cm ²		
Descripción del conector	Tensión de tracción nominal, Fnt, kgf/cm ²	Tensión de corte nominal en conexiones de tipo aplastamiento, Fnt, kgf/cm ²
Pernos A307	3,160	1,900
Grupo A (ej. Pernos A307), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	6,320	3,800
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	6,320	4,780
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	7,950	4,780
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca está excluida en el plano de corte	7,950	5,900
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la sección A3.4, cuando la rosca no está excluida en el plano de corte	0.75 Fu	0.45 Fu

Partes roscadas que cumplen los requisitos de la sección A3.4, cuando la rosca está excluida en el plano de corte	0.75 Fu	0.563 Fu
---	---------	----------

Nota. La tabla muestra valores de tensión para anclajes en tracción y corte. Fuente: AISC-360 (2016).

3.5.2. Interacción de fuerza axial, corte y flexión de las barras de anclaje

La evaluación de la resistencia a la tracción de un perno de anclaje que está solicitado por una combinación de tracción y corte, se determina de acuerdo con los estados límite de rotura en tracción y en corte como sigue:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (3-69)$$

Donde,

$$\phi = 0.75$$

F'_{nt} : tracción nominal modificada que incluye los efectos de la tracción y corte

$$f_t \leq F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (3-70)$$

F_{nt} : tracción nominal, según Tabla J3.2

F_{nv} : corte nominal, según Tabla J3.2

f_{rv} : tensión requerida del cortante

f_t : tensión axial total

El cortante disponible del conector deberá ser mayor o igual que la tensión requerida

f_{rv}

$$f_{rv} = \frac{V_u}{n_v A_a} \quad (3-71)$$

V_u : corte último actuante sobre la placa

n_v : número de anclajes a corte

A_a : área del anclaje

Módulo plástico de los anclajes $Z_a = \frac{(d_b)^3}{6}$ (3-72)

Momento flector en los anclajes $M_{tb} = \frac{V_u k l_a}{n_v}$ (3-73)

Tensión axial por flexión $f_{tb} = \frac{M_{tb}}{Z_a}$ (3-74)

Tensión axial por tracción $f_{ta} = \frac{T_{u,rod}}{A_b}$ (3-75)

Tensión axial total $f_t = f_{tb} + f_{ta}$ (3-76)

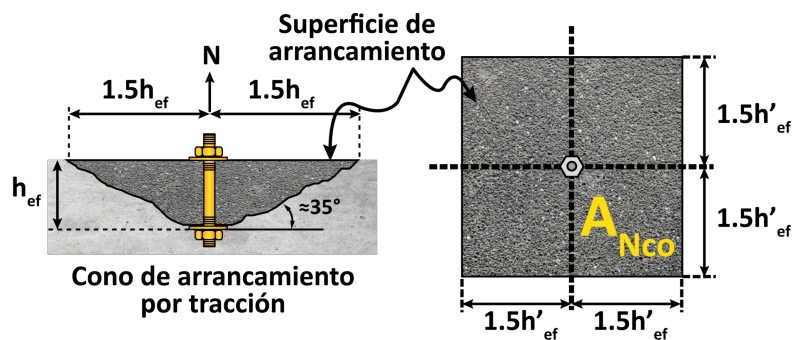
En el caso donde no se logre cumplir esta verificación, el diseñador deberá plantear una solución conveniente. Generalmente, cuando esta verificación no se consigue, la alternativa común es implementar una llave de corte.

3.5.3. Mecanismo de anclaje con la fundación

3.5.3.1. Resistencia al arrancamiento del concreto

Figura 21

Cono de arrancamiento por tracción



Nota. La figura muestra el área de influencia del arrancamiento por tracción para un solo anclaje. Fuente: Elaborado por el autor.

Según el ACI-318-19, sección 17.6.2.1, la resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tracción para un anclaje o un grupo de anclajes, debe ser determinado por las siguientes expresiones:

a) Para un solo anclaje:

$$N_{ua} = T_u \quad (3-77)$$

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (3-78)$$

$$\phi N_{cb} \geq N_{ua} \quad (3-79)$$

b) Para un grupo de anclajes:

$$N_{ua,g} = T_u \quad (3-80)$$

$$N_{cb,g} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (3-81)$$

$$\phi N_{cb,g} \geq N_{ua,g} \quad (3-82)$$

Donde,

A_{Nc} : área total proyectada para un anclaje o grupo de anclajes. Resulta de la proyección de la superficie de falla en $1.5h_{ef}$ desde el eje del anclaje o en el caso del grupo de anclajes una línea de los anclajes adyacentes, (ver Figura 21)

$$A_{Nc} = B_{pedestal} [c_{a1} + (1.5 h'_{ef})] \quad (3-83)$$

h'_{ef} : valor máximo de h_{ef} cuando los anclajes se encuentran a una distancia menor a $1.5 h_{ef}$

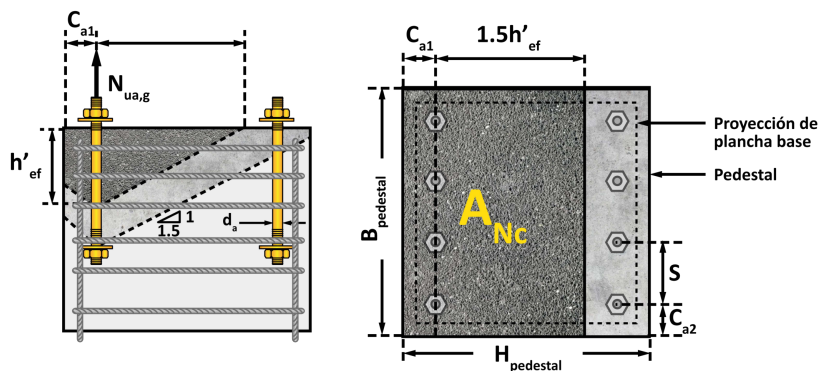
$$h'_{ef} = \max \left(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s}{3} \right) \quad (3-84)$$

A_{Nco} : área para un solo anclaje

$$\phi = 0.75$$

Figura 22

Arrancamiento del concreto



Nota. Arrancamiento del concreto por fuerzas de tracción para un grupo de anclajes.

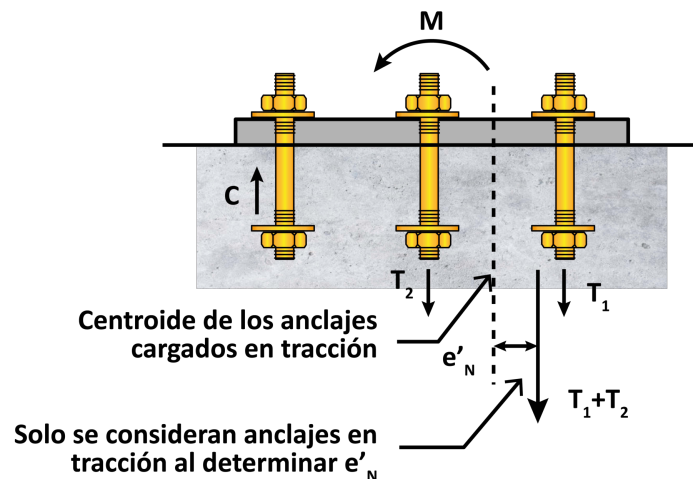
Fuente: Elaborado por el autor.

a. Factor de excentricidad del arrancamiento:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1.0 \quad (3-85)$$

Figura 23

Factor de excentricidad del arrancamiento



Nota. La figura muestra la resultante de tensión para un grupo de anclajes. Fuente: Elaborado por el autor.

b. Factor de efecto de borde del arrancamiento:

Este factor se calcula para un anclaje simple o grupo de anclajes a través de las siguientes expresiones:

- a) Si $c_{a,min} \geq 1.5 h_{ef}$ entonces $\psi_{ed,N} = 1.0$
- b) Si $c_{a,min} < 1.5 h_{ef}$ entonces $\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5 h_{ef}}$

c. Factor de efecto fisuración para el arrancamiento:

Para determinar este factor se debe tener en cuenta la influencia de la fisuración en la zona de los anclajes y bajo cargas de servicio. Por lo que, $\psi_{c,N}$, debe calcularse como sigue:

- a) Anclajes que están ubicados en un área de concreto, donde el análisis establece que no hay fisuración para el nivel de cargas de servicio.

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

$$\psi_{c,N} = 1.40 \text{ para anclajes postinstalados}$$

- b) Anclajes que están ubicados en un área de concreto, donde el análisis establece que existe fisuración para el nivel de cargas de servicio.

$$\psi_{c,N} = 1.0 \text{ para anclajes preinstalados y postinstalados}$$

d. Factor de hendimiento para el arrancamiento:

El control de hendimiento sin refuerzo suplementario para anclajes postinstalados, aplicados en concreto no fisurado, será determinado de acuerdo con la sección 17.6.2.5, del ACI-318-19.

a) Si $c_{a,min} \geq c_{ac}$ entonces $\psi_{cp,N} = 1.0$

b) Si $c_{a,min} < c_{ac}$ entonces $\psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5 h_{ef}}{c_{ac}}$

Para el caso de anclajes preinstalados y postinstalados, que actúan en concretos fisurados, el valor de $\psi_{cp,N}$, deberá tomarse como 1.0.

e. Resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje:

La resistencia básica al arrancamiento del concreto, N_b , para un solo anclaje que trabaja a tracción empotrado en el concreto fisurado debe calcularse a través de la siguiente ecuación:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \tag{3-86}$$

Donde,

$k_c = 10$ para anclajes preinstalados

$k_c = 7$ para anclajes postinstalados

f. Resistencia al arrancamiento del concreto – refuerzo suplementario:

La colocación de este refuerzo tiene como objetivo confinar el prisma de falla probable del concreto, sin embargo, no está diseñado para transmitir la carga total desde los anclajes al hormigón.

$$N_{ua,g} = T_u \tag{3-87}$$

$$\phi N_{cbg} = \phi A_s F_y \geq N_{ua,g} \quad (3-88)$$

Donde,

$$\phi = 0.75$$

A_s : área total de sección de acero de refuerzo sumergido en el concreto

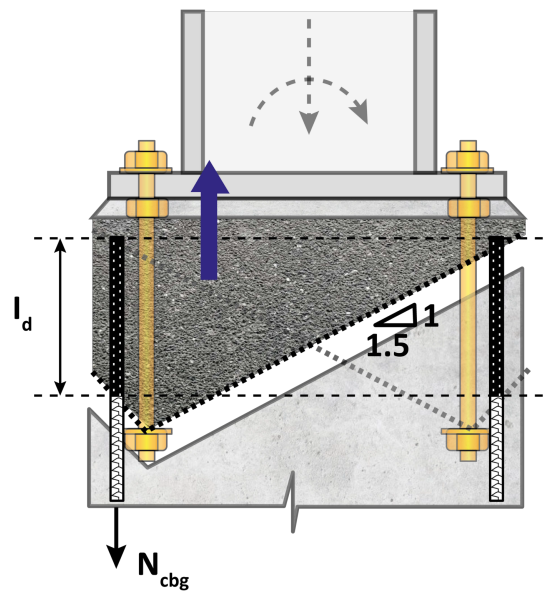
$N_{ua,g}$: Fuerza de tensión

Área requerida de anclaje $A_{req} = \frac{N_{ua}}{\phi F_y} \quad (3-89)$

Longitud embebida $l_d = \frac{F_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\left(\frac{c_b + k_{tr}}{d_b}\right)} d_b \quad (3-90)$

Figura 24

Refuerzo suplementario



Nota. La figura muestra la longitud de desarrollo en el prisma de falla del concreto.

Fuente: Elaborado por el autor.

3.5.3.2. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción

La resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje preinstalado o postinstalado debe calcularse con la siguiente ecuación:

$$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p \quad (3-91)$$

Para los anclajes de tipo postinstalado, N_p se debe basar en ensayos realizados de acuerdo con el ACI-355.2, con resultados del 5% del percentil. No es permitido especificar la resistencia a la extracción por deslizamiento en este tipo de anclajes.

Para anclajes preinstalados se puede estimar la resistencia a la extracción, N_p , de acuerdo con las siguientes alternativas:

a) Pernos y tornillos preinstalados con cabeza, N_p se debe calcular como sigue:

$$N_p = 8A_{bgr} f'_c \quad (3-92)$$

b) Tornillos tipo J o L , N_p se debe calcular como sigue:

$$N_p = 0.9 f'_c e_h d_a \quad (3-93)$$

Donde,

$$3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$$

a. Factor de fisuración para deslizamiento

A fin de tener en cuenta la influencia de la fisuración del concreto, se considera un factor de modificación en el área del anclaje para cargas de servicio, que está determinado a través de las siguientes apreciaciones:

- a) Anclajes que están ubicados en un área de concreto, donde el análisis establece que no hay fisuración para el nivel de cargas de servicio, es permitido utilizar un valor de, $\psi_{c,p}$, igual a 1.4.
- b) Anclajes que están ubicados en un área de concreto, donde el análisis establece que existe fisuración para el nivel de cargas de servicio, es permitido utilizar un valor de, $\psi_{c,p}$, igual a 1.0.

3.5.3.3. Resistencia al desprendimiento lateral del concreto

La resistencia al desprendimiento lateral para un anclaje con cabeza empotrado cerca del borde del pedestal de hormigón, N_{sb} se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\text{Si } h_{ef} > 2.5c_{a1} \quad (3-94)$$

$$N_{sb} = 13c_{a1}\sqrt{A_{brg}}\lambda_a\sqrt{f'_c} \quad (3-95)$$

Si $c_{a1} < 3c_{a1}$, para el anclaje de cabeza individual, N_{sb} se debe multiplicar por $\frac{(1+c_{a2}/c_{a1})}{4}$, siempre que $1.0 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3.0$

Para el caso donde se tiene un grupo de anclajes con cabeza colocados cerca del borde $h_{ef} > 2.5c_{a1}$ y el espaciamiento de anclaje a anclaje es inferior a $6c_{a1}$, el cálculo de la resistencia por desprendimiento lateral del concreto de estos anclajes, $N_{sb,g}$ está determinado por la siguiente expresión:

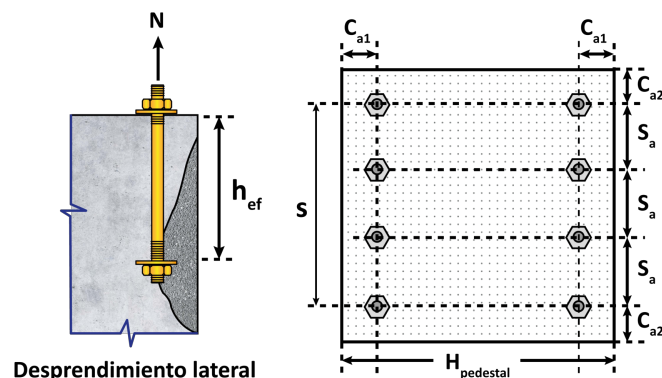
$$N_{sb,g} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb} \quad (3-96)$$

Donde,

s : distancia entre anclajes exteriores en dirección de la fila de anclajes

Figura 25

Desprendimiento lateral del concreto



Nota. La figura muestra el modo de falla del concreto en tracción provocado por el anclaje. Fuente: Elaborado por el autor.

3.5.4. Resistencia a la flexión de la placa de anclaje

La incorporación de una placa de tipo arandela o cualquier elemento que pueda distribuir esfuerzos permitirá descartar el análisis de la adherencia, puesto que la totalidad del esfuerzo se transmitirá mediante el elemento repartidor de carga (Argüelles *et al.*, 2001).

$$\text{Esfuerzo de reacción} \quad f_{pu} = \frac{T_{u,rod}}{A_{brg}} \quad (3-97)$$

$$\text{Momento flector} \quad M_u = \frac{1}{2} f_{pu} x^2 \quad (3-98)$$

$$\text{Momento plástico} \quad \phi M_p = 0.9 F_y Z_x \quad (3-99)$$

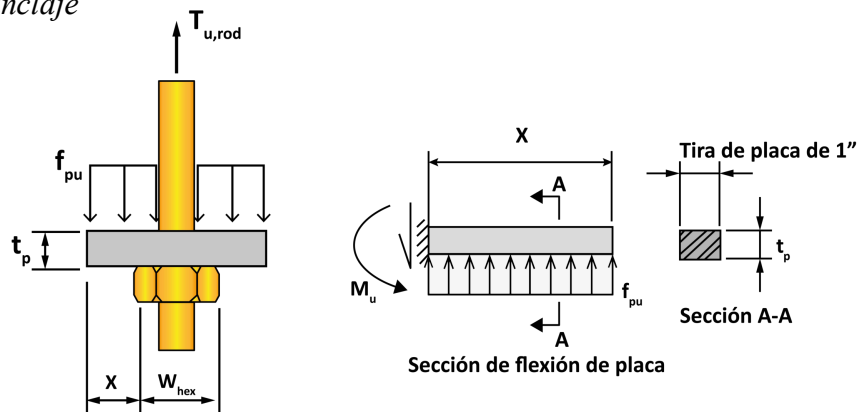
$$\phi M_p = 0.9 F_y Z_x = 0.9 x F_y \left(\frac{t_p^2}{4} \right) \quad (3-100)$$

$$\text{Espesor requerido de placa} \quad t_{p,req} = \sqrt{\frac{2 f_{pu} x^2}{0.9 F_y}} \quad (3-101)$$

El espesor de la placa debe cumplir con la condición de resistencia $M_u \leq \phi M_p$, además para el análisis no se considera el espacio que ocupa la tuerca.

Figura 26

Placa de anclaje



Nota. La figura muestra la idealización del plano de análisis para la resistencia a la flexión de la placa. Fuente: Elaborado por el autor.

3.6. Placas rigidizadoras

El uso de estos elementos posibilita la reducción del espesor de la placa base y contribuyen en la distribución de la compresión proveniente de la columna (Argüelles *et al.*, 2001).

El análisis de las placas rigidizadoras está apoyado en la teoría de líneas de fluencia, que considera fragmentos de placa base sometidos a un esfuerzo distribuido uniformemente f_m . Los casos a evaluar dependen de la condición de apoyo y la acción de las varillas de anclaje. Dentro de este análisis se verifica, mediante la teoría de fluencia, la resistencia máxima a la flexión de la placa base, en la zona en compresión, y la flexión de la placa y un apoyo puntual de las varillas de anclaje en la zona de tracción. La evaluación de los modos de falla se presenta a continuación:

Análisis de placas rectangulares con carga puntual T:

a. Tres bordes empotrados y un borde libre:

$$\text{Trabajo externo de la carga} \quad W_e = T\Delta \quad (3-102)$$

$$\text{Trabajo interno de las rótulas} \quad W_i = \Delta 2M_p \left[B \left(\frac{1}{x_1} + \frac{1}{x_2} \right) + \frac{(x_1+x_2)}{B_1} \right] \quad (3-103)$$

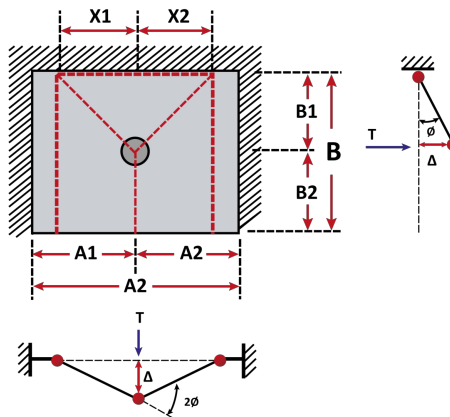
$$\text{Momento plástico de la placa} \quad M_p = \frac{T}{2 \left[B \left(\frac{1}{x_1} + \frac{1}{x_2} \right) + \frac{(x_2+x_1)}{B_1} \right]} \quad (3-104)$$

$$x_2 = \min(A_2, \sqrt{B \cdot B_1}) \quad (3-105)$$

$$x_1 = \min(A_1, \sqrt{B \cdot B_1}) \quad (3-106)$$

Figura 27

Líneas de fluencia con carga puntual, caso central



Nota. La figura muestra el patrón de líneas de fluencia para el caso de tres bordes empotrados y un borde libre con carga puntual. Fuente: Elaborado por el autor.

b. Dos bordes empotrados y un borde libre:

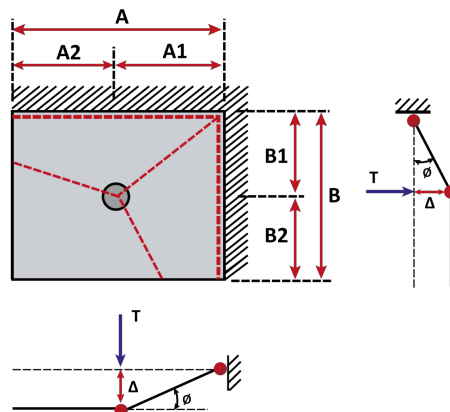
Trabajo externo de la carga $W_e = T\Delta$ (3-107)

Trabajo interno de las rótulas $W_i = \Delta M_p \left(\frac{2B}{A_1} + \frac{2A}{B_1} \right)$ (3-108)

Momento plástico de la placa $M_p = \frac{T}{\left(\frac{2B}{A_1} + \frac{2A}{B_1} \right)}$ (3-109)

Figura 28

Líneas de fluencia con carga puntual, caso de borde



Nota. La figura muestra el patrón de líneas de fluencia para el caso de dos bordes empotrados y dos bordes libres con carga puntual. Fuente: Elaborado por el autor.

Análisis de placas rectangulares con carga uniformemente distribuida

c. Tres bordes empotrados y un borde libre (caso A):

Trabajo externo de la carga $W_e = f_p B \left(\frac{A}{2} + \frac{x}{3} \right) \Delta$ (3-110)

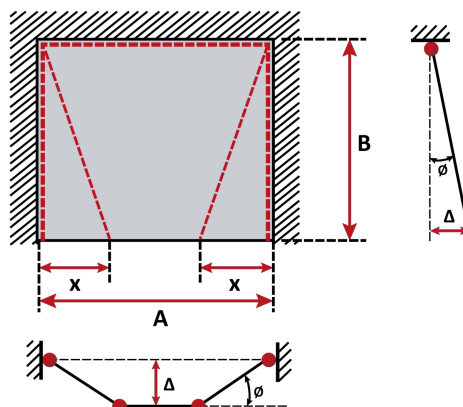
Trabajo interno de las rótulas $W_i = \Delta M_p \left[\frac{(A+2x)}{B} + \frac{4B}{x} \right]$ (3-111)

Momento plástico de la placa $M_p = \frac{f_p B \left(\frac{A}{2} + \frac{x}{3} \right)}{\left[\frac{(A+2x)}{B} + \frac{4B}{x} \right]}$ (3-112)

$$x = \frac{-2B^2 + B\sqrt{4B^2 + 6A^2}}{2A}$$
 (3-113)

Figura 29

Líneas de fluencia sin carga puntual, caso central (caso A)



Nota. La figura muestra el patrón de líneas de fluencia (caso A), para el caso de tres bordes empotrados y un borde libre sin carga puntual. Fuente: Elaborado por el autor.

d. Tres bordes empotrados y un borde libre (caso B):

Trabajo externo de la carga $W_e = f_p (3AB - A_y) \Delta$ (3-114)

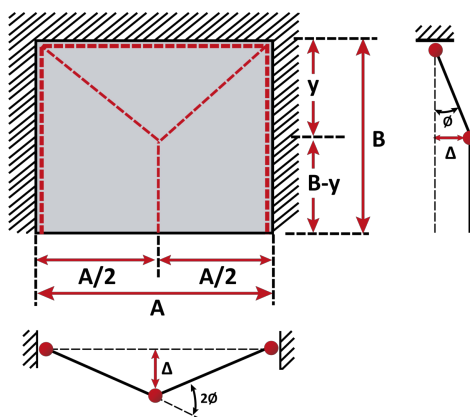
Trabajo interno de las rótulas $W_i = \Delta 12 M_p \left[\frac{4B}{A} + \frac{A}{y} \right]$ (3-115)

Momento plástico de la placa $M_p = f_p \frac{(3AB - A_y)}{12 \left(\frac{4B}{A} + \frac{A}{y} \right)}$ (3-116)

$$y = \frac{-2A^2 + A\sqrt{4A^2 + 6B^2}}{2B} \quad (3-117)$$

Figura 30

Líneas de fluencia sin carga puntual, caso central (caso B)



Nota. La figura muestra el patrón de líneas de fluencia (caso B), para el caso de tres bordes empotrados y un borde libre sin carga puntual. Fuente: Elaborado por el autor.

e. Dos bordes empotrados y dos bordes libres (A>B):

Trabajo externo de la carga $W_e = f_p A \left(\frac{B}{2} - \frac{x}{6} \right) \Delta \quad (3-118)$

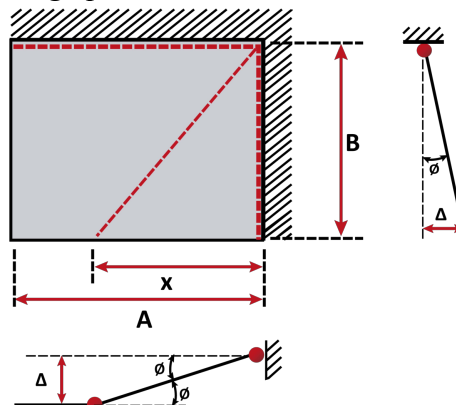
Trabajo interno de las rótulas $W_i = \Delta M_p \left(\frac{2A}{x} + \frac{x}{A} + \frac{B}{A} \right) \quad (3-119)$

Momento plástico de la placa $M_p = \frac{f_p A \left(\frac{B}{2} - \frac{x}{6} \right)}{\left(\frac{2A}{x} + \frac{x}{A} + \frac{B}{A} \right)} \quad (3-120)$

$$x = \frac{-A^2 + A\sqrt{A^2 + 3B^2}}{B} \quad (3-121)$$

Figura 31

Líneas de fluencia sin carga puntual, caso de borde



Nota. La figura muestra el patrón de líneas de fluencia, para el caso de dos bordes empotrados y dos bordes libres sin carga puntual. Fuente: Elaborado por el autor.

3.6.1. Diseño de placas rigidizadoras

Paso 1. Determinar la tensión máxima que soporta la placa base sin la inclusión de rigidizadores.

$$M_p = f_{pl} \left(\frac{l^2}{2} \right) \quad (3-122)$$

$$M_p = \frac{t_p^2 F_y}{4} \quad (3-123)$$

$$f_{pl} \left(\frac{l^2}{2} \right) = \frac{t_p^2 F_y}{4} \quad (3-124)$$

$$f_{pl} = \frac{t_p^2 F_y}{2l^2} \quad (3-125)$$

Paso 2. Calcular la tensión que deben resistir los rigidizadores (f_s).

$$f_s = f_{p,máx} - f_{pl} \quad (3-126)$$

Paso 3. Calcular la fuerza última de diseño, de acuerdo con la condición $Y \geq m$ y

$$Y < m$$

Si $Y \geq m$:

$$R_u = \frac{f_s \cdot m \cdot B}{n_{st}} \quad (3-127)$$

Si $Y < m$:

$$R_u = \frac{f_s \cdot Y \cdot B}{n_{st}} \quad (3-128)$$

Donde,

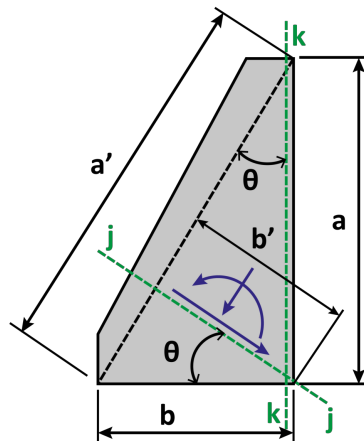
n_{st} : es el número de varillas de anclaje

Paso 4. Establecer las dimensiones de la placa rigidizadora a y b , y calcular el espesor mínimo requerido para la placa rigidizadora con la siguiente expresión:

$$t_{\min} = \frac{b}{0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}} \quad (3-129)$$

Figura 32

Placa rigidizadora



Nota. La figura muestra un esquema de las dimensiones de la placa rigidizadora.

Fuente: Elaborado por el autor.

Paso 5. Luego de haber determinado el espesor de la placa, se procede a la verificación de la resistencia. Para ello, se define una sección crítica (línea punteada) mostrada en la *Figura 32*, con el fin de descomponer la resistencia en planos ($j-j$ y $k-k$). En este sentido, el diseño de los rigidizadores está gobernado por la verificación de la resistencia de

fluencia en flexión de la sección $k-k$, fluencia en corte en la sección $j-j$ y la flexocompresión en la sección $j-j$.

a. Fluencia por flexión en la sección $k-k$:

Distancia desde el borde exterior de la columna a la línea de acción del anclaje

$$e = b - \frac{Y}{2} \quad (3-130)$$

Momento flector producido por la fuerza de tensión actuante en la varilla de anclaje

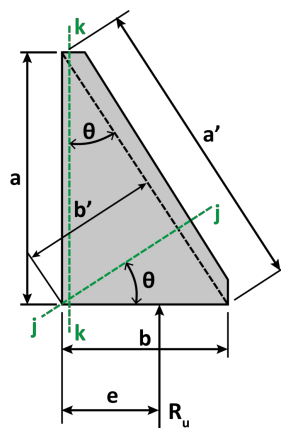
$$M_u = R_u \cdot e \quad (3-131)$$

Momento plástico $\phi M_n = 0.90 F_y \frac{t_s a^2}{4} \quad (3-132)$

La resistencia a la fluencia por flexión debe cumplir con esta condición: $\phi M_n \geq M_u$

Figura 33

Fluencia por flexión de la placa rigidizadora en el plano $k-k$



Nota. La figura muestra los planos de falla (plano $k-k$), de la placa rigidizadora.

Fuente: Elaborado por el autor.

b. Fluencia por corte en la sección $j-j$:

Dimensión del plano de análisis $b' = a \sin(\theta) \quad (3-133)$

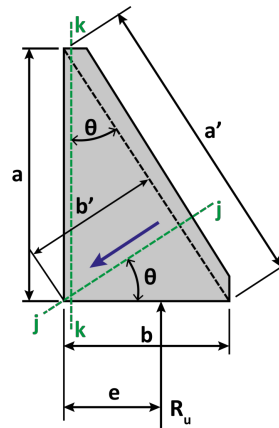
Corte resistente $\phi V_u = \phi 0.60 F_y t_s b' \quad (3-134)$

Corte producido en el plano de análisis $V_u = R_u \sin(\theta)$ (3-135)

La resistencia a la fluencia por corte debe cumplir con esta condición: $\phi V_n \geq V_u$

Figura 34

Fluencia por corte de la placa rigidizadora en el plano j-j



Nota. La figura muestra los planos de falla (plano j-j), de la placa rigidizadora.

Fuente: Elaborado por el autor.

c. Flexocompresión en la sección j-j:

Carga axial actuante en el plano de análisis $N_u = R_u \cos(\theta)$ (3-136)

Momento flector actuante en el plano de análisis $M_u = R_u e - N_u \frac{b'}{2}$ (3-137)

Hipotenusa de la sección crítica de resistencia $a' = \frac{a}{\cos(\theta)}$ (3-138)

Factor lambda $\lambda = \frac{\left(\frac{b'}{t_s}\right)\sqrt{F_y}}{5\sqrt{475+1120\left(\frac{b'}{a'}\right)^2}}$ (3-139)

Tensión crítica de pandeo $F_{cr} = QF_y$ (3-140)

Parámetro Q $Q = 1.0$ si $\lambda \leq 0.7$ (3-141)

$Q = (1.34 - 0.486\lambda)$ si $0.7 < \lambda \leq 1.41$ (3-142)

$$Q = \left(\frac{1.30}{\lambda^2}\right) \text{ si } \lambda > 1.41 \quad (3-143)$$

Carga axial resistente $\phi N_n = \phi F_{cr} t_s b'$ (3-144)

Momento resistente $\phi M_n = \phi F_{cr} \frac{t_s b'^2}{4}$ (3-145)

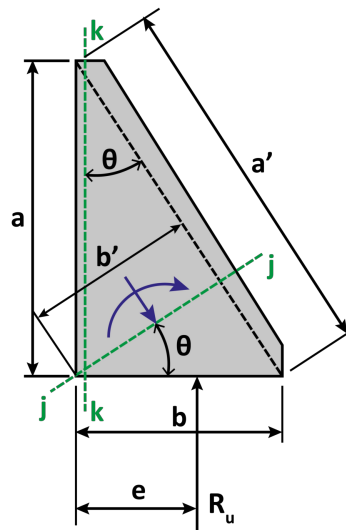
Ecuación de interacción $IDC = \frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{M_u}{\phi M_n}$ (3-146)

La flexocompresión debe cumplir con esta condición: $IDC \leq 1$

Si IDC es mayor que 1, se recomienda aumentar el espesor de la placa base en lugar del espesor del rigidizador, debido a que los espesores grandes de rigidizadores provocan una conexión más compleja, en términos de proceso constructivo.

Figura 35

Flexocompresión de la placa rigidizadora en el plano j-j



Nota. La figura muestra los ejes de falla por flexión y compresión en el plano j-j, de la placa rigidizadora. Fuente: Elaborado por el autor.

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE PLACAS BASE

4.1. Diseño de placas base sometidas a cargas axiales de compresión concéntrica

4.1.1. Diseño de placa base conectada a columna central tipo tubular

Desarrollo del diseño de la conexión placa base - columna central (C21) tipo tubular T 15x15x2, para la combinación de carga $1.2D + 1.6L + 0.5S$.

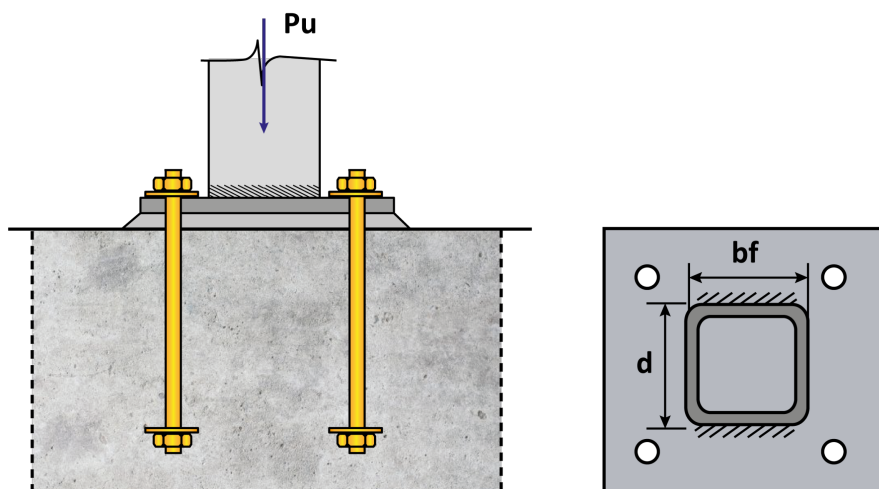
Propiedades de los materiales

Resistencia del hormigón: $f'c := 210 \frac{kgf}{cm^2}$

Esfuerzo de fluencia del acero de placa base: $Fy := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{kgf}{cm^2}$

Figura 36

Columna central perfil tipo tubular sometida a carga axial



Fuente: Elaborado por el autor.

Definición del perfil tubular

Peralte del perfil: $d := 38.1 \text{ cm}$

Dimensión del ancho: $bf := 38.1 \text{ cm}$

Solicitud de diseño

Solicitud Axial: $P_u := 814.91 \text{ tonnef}$

Factor de reducción (LRFD): $\phi := 0.65$

Caso I: A2 = A1

Caso de análisis: $a :=$

Sección a analizar: $S :=$

Área mínima requerida de la placa base: $A_{req} = \frac{P_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c}$

$$A_{req} = 7023.573 \text{ cm}^2$$

Optimización de dimensiones N y B

Factor de ajuste: $\Delta := \frac{0.95 \cdot d - 0.95 \cdot bf}{2} = 0 \text{ cm}$

Dimensión de la altura de la placa: $N := \sqrt{A_{req}} + \Delta = 83.807 \text{ cm}$

$$N := 85 \text{ cm} \quad \text{Valor asumido}$$

Dimensión de la base de la placa: $B := \frac{A_{req}}{N} = 82.63 \text{ cm}$

$$B := 85 \text{ cm} \quad \text{Valor asumido}$$

Área de la placa: $A_1 := N \cdot B = 7225 \text{ cm}^2$

Altura del pedestal de hormigón: $H_{pedestal} := 85 \text{ cm} \quad \text{Valor asumido}$

Base del pedestal de hormigón: $B_{pedestal} := 85 \text{ cm} \quad \text{Valor asumido}$

Área del pedestal: $A_2 := H_{pedestal} \cdot B_{pedestal} = 7225 \text{ cm}^2$

$REV_1 = \text{“Ok – Dimensiones Placa”}$

Aplastamiento del concreto

Condición de resistencia: $P_u \leq \phi P_p$

Resistencia al aplastamiento del hormigón:

$$\phi P_p := \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 838.281 \text{ tonnef}$$

$$\text{if } (P_u \leq \phi P_p, \text{“Ok”}, \text{“Redimensionar”}) = \text{“Ok”}$$

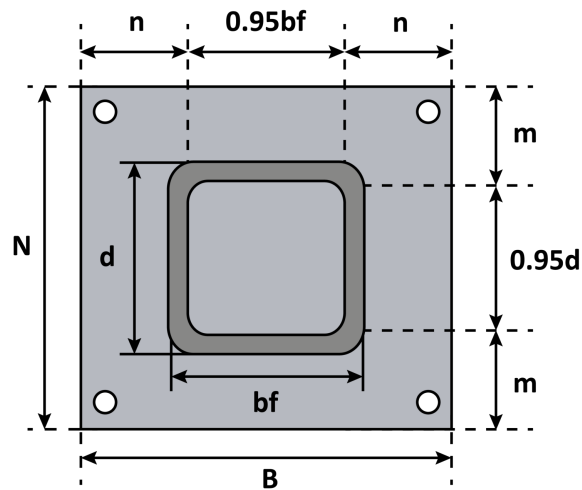
Demanda/Capacidad

$$\frac{P_u}{\phi P_p} = 0.972$$

Cálculo del espesor de la placa base:

Figura 37

Líneas de flexión de la placa base con perfil tubular



Fuente: Elaborado por el autor.

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 0.244 \text{ m}$$

$$n := \frac{B - 0.95 \cdot bf}{2} = 0.244 \text{ m}$$

$$\lambda := 1$$

$$\lambda n' := \lambda \cdot \frac{bf}{4} = 0.095 \text{ m}$$

$$l := \max(m, n, \lambda n') = 24.403 \text{ cm}$$

Factor de minoración:

$$\phi_{LRFD} := 0.9$$

Espesor de placa:

$$t_p := l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_{LRFD} \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 77 \text{ mm} \quad (\text{ver Anexo 9})$$

Caso II: $A_2 \geq 4A_1$

Caso de análisis: $a :=$

Sección a analizar: $S :=$

Área requerida de la placa base: $A_{req} = \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot 0.85 \cdot f'c}$

$$A_{req} = 3511.786 \text{ cm}^2$$

Optimización de dimensiones N y B

Factor de ajuste: $\Delta := \frac{0.95 \cdot d - 0.95 \cdot bf}{2} = 0 \text{ cm}$

Dimensión de la altura de la placa: $N := \sqrt{A_{req}} + \Delta = 59.26 \text{ cm}$

$$N := 60 \text{ cm} \quad \text{Valor asumido}$$

Dimensión de la base de la placa: $B := \frac{A_{req}}{N} = 58.53 \text{ cm}$

$$B := 60 \text{ cm} \quad \text{Valor asumido}$$

Área de la placa: $A_1 := N \cdot B = 3600 \text{ cm}^2$

Altura del pedestal de hormigón: $H_{pedestal} := 120 \text{ cm} \quad \text{Valor asumido}$

Base del pedestal de hormigón: $B_{pedestal} := 120 \text{ cm} \quad \text{Valor asumido}$

Área del pedestal: $A_2 := H_{pedestal} \cdot B_{pedestal} = 14400 \text{ cm}^2$

$REV_1 = \text{“Ok – Dimensiones Placa”}$

Aplastamiento del concreto

$$P_u \leq \phi P_p$$

Resistencia al aplastamiento del hormigón: $\phi P_p := \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 835.38 \text{ tonnef}$

if ($P_u \leq \phi P_p$, "Ok", "Redimensionar") = "Ok"

Demanda/Capacidad

$$\frac{P_u}{\phi P_p} = 0.975$$

Cálculo del espesor de la placa base:

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 0.119 \text{ m}$$

$$n := \frac{B - 0.95 \cdot bf}{2} = 0.119 \text{ m}$$

$$\lambda := 1$$

$$\lambda n' := \lambda \cdot \frac{bf}{4} = 0.095 \text{ m}$$

$$l := \max(m, n, \lambda n') = 11.903 \text{ cm}$$

Factor de minoración:

$$\phi_{LRFD} := 0.9$$

Espesor de placa:

$$t_p := l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_{LRFD} \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 53 \text{ mm} \quad (\text{ver Anexo 10})$$

Caso III: $A1 < A2 < 4A1$

Caso de análisis:

$$a := \text{Caso: } A1 < A2 < 4A1 \quad \nabla$$

Sección a analizar:

$$S := \text{Sección: Tubular Rectangular} \quad \nabla$$

Área requerida de la placa base:

$$A_{req} = \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot 0.85 \cdot f'c}$$

$$A_{req} = 3511.786 \text{ cm}^2$$

Optimización de dimensiones N y B

Factor de ajuste:

$$\Delta := \frac{0.95 \cdot d - 0.95 \cdot bf}{2} = 0 \text{ cm}$$

Dimensión de la altura de la placa:

$$N := \sqrt{A_{req}} + \Delta = 59.26 \text{ cm}$$

$$N := 65 \text{ cm}$$

Valor asumido

Dimensión de la base de la placa:	$B := \frac{A_{req}}{N} = 54.027 \text{ cm}$	
	$B := 65 \text{ cm}$	<i>Valor asumido</i>
Área de la placa:	$A_1 := N \cdot B = 4225 \text{ cm}^2$	
Altura del pedestal de hormigón:	$H_{pedestal} := 110 \text{ cm}$	<i>Valor asumido</i>
Base del pedestal de hormigón:	$B_{pedestal} := 110 \text{ cm}$	<i>Valor asumido</i>
Área del pedestal:	$A_2 := H_{pedestal} \cdot B_{pedestal} = 12100 \text{ cm}^2$	

$REV_1 = \text{“Ok – Dimensiones Placa”}$

Aplastamiento del concreto

Resistencia al aplastamiento del hormigón:	$P_u \leq \phi P_p$
	$\phi P_p := \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 829.579 \text{ tonnef}$
	if ($P_u \leq \phi P_p$, “Ok”, “Redimensionar”) = “Ok”
Demanda/Capacidad	$\frac{P_u}{\phi P_p} = 0.982$

Cálculo del espesor de la placa base:

	$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 0.144 \text{ m}$
	$n := \frac{B - 0.95 \cdot bf}{2} = 0.144 \text{ m}$
	$\lambda := 1$
	$\lambda n' := \lambda \cdot \frac{bf}{4} = 0.095 \text{ m}$
	$l := \max(m, n, \lambda n') = 14.403 \text{ cm}$
Factor de minoración:	$\phi_{LRFD} := 0.9$
Espesor de placa:	$t_p := l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_{LRFD} \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 59 \text{ mm}$ (ver Anexo 11)

4.1.2. Diseño de placa base conectada a columna central tipo I de ala ancha

Desarrollo del diseño de la conexión placa base - columna central (C22) tipo I de ala ancha W 14x500, para la combinación de carga 1.2D + 1.6L + 0.5S.

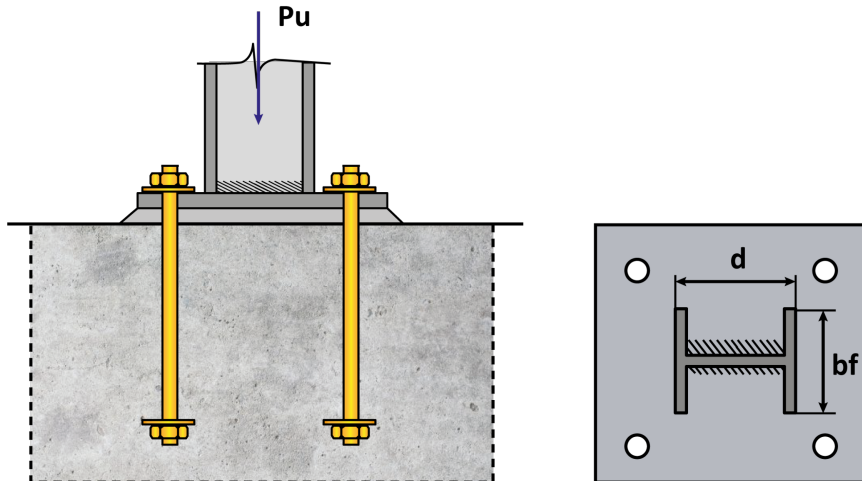
Propiedades de los materiales

Resistencia del hormigón: $f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Esfuerzo de fluencia del acero de placa base: $F_y := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Figura 38

Columna central perfil tipo I de ala ancha sometida a carga axial



Fuente: Elaborado por el autor.

Definición del perfil tipo I

Peralte del perfil: $d := 49.78 \text{ cm}$

Dimensión del ancho: $bf := 43.18 \text{ cm}$

Solicitud de diseño

Solicitud Axial: $P_u := 823.53 \text{ tonnef}$

Factor de reducción (LRFD): $\phi := 0.65$

Caso I: A2 = A1

Caso de análisis: $a :=$

Sección a analizar: $S :=$

Área mínima requerida de la placa base:

$$A_{req} = \frac{P_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c}$$
$$A_{req} = 7097.867 \text{ cm}^2$$

Optimización de dimensiones N y B

Factor de ajuste: $\Delta := \frac{0.95 \cdot d - 0.8 \cdot bf}{2} = 6.374 \text{ cm}$

Dimensión de la altura de la placa: $N := \sqrt{A_{req}} + \Delta = 90.622 \text{ cm}$

$N := 90 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Dimensión de la base de la placa: $B := \frac{A_{req}}{N} = 78.865 \text{ cm}$

$B := 90 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Área de la placa: $A_1 := N \cdot B = 8100 \text{ cm}^2$

Altura del pedestal de hormigón: $H_{pedestal} := 90 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Base del pedestal de hormigón: $B_{pedestal} := 90 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Área del pedestal: $A_2 := H_{pedestal} \cdot B_{pedestal} = 8100 \text{ cm}^2$

$REV_1 = \text{“Ok – Dimensiones Placa”}$

Aplastamiento del concreto

Condición de resistencia: $P_u \leq \phi P_p$

Resistencia al aplastamiento del hormigón: $\phi P_p := \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 939.803 \text{ tonnef}$

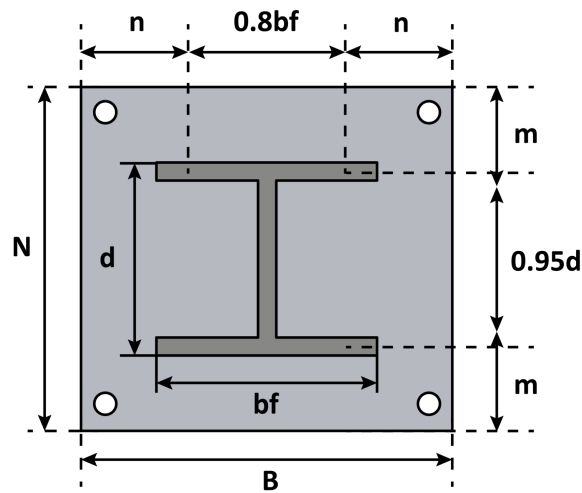
if ($P_u \leq \phi P_p$, "Ok", "Redimensionar") = "Ok"

Demanda/Capacidad $\frac{P_u}{\phi P_p} = 0.876$

Cálculo del espesor de la placa base:

Figura 39

Líneas de flexión de la placa base con perfil tipo I de ala ancha



Fuente: Elaborado por el autor.

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 0.214 \text{ m} \quad n := \frac{B - 0.8 \cdot bf}{2} = 0.277 \text{ m}$$

$$X := \left(\frac{4 \cdot d \cdot bf}{(d + bf)^2} \right) \cdot \frac{P_u}{\phi P_p} = 0.872$$

$$\lambda := \text{if} \left(\frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1, \frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}, 1 \right) = 1$$

$$\lambda n' := \lambda \cdot \frac{\sqrt{d \cdot bf}}{4} = 0.116 \text{ m}$$

$$l := \max(m, n, \lambda n') = 27.728 \text{ cm}$$

Factor de minoración: $\phi_{LRFD} := 0.9$

Espesor de placa: $t_p := l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_{LRFD} \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 83 \text{ mm}$ (ver Anexo 12)

Caso II: $A_2 \geq 4A_1$

Caso de análisis: $a :=$

Sección a analizar: $S :=$

Área requerida de la placa base: $A_{req} = \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c}$

$$A_{req} = 3548.933 \text{ cm}^2$$

Optimización de dimensiones N y B

Factor de ajuste: $\Delta := \frac{0.95 \cdot d - 0.8 \cdot bf}{2} = 6.374 \text{ cm}$

Dimensión de la altura de la placa: $N := \sqrt{A_{req}} + \Delta = 65.946 \text{ cm}$

$N := 65 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Dimensión de la base de la placa: $B := \frac{A_{req}}{N} = 54.599 \text{ cm}$

$B := 65 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Área de la placa: $A_1 := N \cdot B = 4225 \text{ cm}^2$

Altura del pedestal de hormigón: $H_{pedestal} := 130 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Base del pedestal de hormigón: $B_{pedestal} := 130 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Área del pedestal: $A_2 := H_{pedestal} \cdot B_{pedestal} = 16900 \text{ cm}^2$

$REV_1 =$ "Ok – Dimensiones Placa"

Aplastamiento del concreto

Resistencia al aplastamiento del hormigón:

$$P_u \leq \phi P_p$$

$$\phi P_p := \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 980.411 \text{ tonnef}$$

$$\text{if}(P_u \leq \phi P_p, \text{"Ok"}, \text{"Redimensionar"}) = \text{"Ok"}$$

Demanda/Capacidad

$$\frac{P_u}{\phi P_p} = 0.84$$

Cálculo del espesor de la placa base:

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 0.089 \text{ m}$$

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot bf}{2} = 0.152 \text{ m}$$

$$X := \left(\frac{4 \cdot d \cdot bf}{(d + bf)^2} \right) \cdot \frac{P_u}{\phi P_p} = 0.836$$

$$\lambda := \text{if} \left(\frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1, \frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}, 1 \right)$$

$$\lambda n' := \lambda \cdot \frac{\sqrt{d \cdot bf}}{4} = 0.116 \text{ m}$$

$$l := \max(m, n, \lambda n') = 15.228 \text{ cm}$$

Factor de minoración:

$$\phi_{LRFD} := 0.9$$

Espesor de placa:

$$t_p := l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_{LRFD} \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 63 \text{ mm} \quad (\text{ver Anexo 13})$$

Caso III: A1 < A2 < 4A1

Caso de análisis:

$$a := \text{Caso: A1 < A2 < 4A1} \quad \downarrow$$

Sección a analizar:

$$S := \text{Sección: I Ala Ancha} \quad \downarrow$$

Área requerida de la placa base:

$$A_{req} = \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot 0.85 \cdot f'c}$$

$$A_{req} = 3548.933 \text{ cm}^2$$

Optimización de dimensiones N y B

Factor de ajuste: $\Delta := \frac{0.95 \cdot d - 0.8 \cdot bf}{2} = 6.374 \text{ cm}$

Dimensión de la altura de la placa: $N := \sqrt{A_{req}} + \Delta = 65.946 \text{ cm}$

$N := 70 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Dimensión de la base de la placa: $B := \frac{A_{req}}{N} = 50.699 \text{ cm}$

$B := 70 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Área de la placa: $A_1 := N \cdot B = 4900 \text{ cm}^2$

Altura del pedestal de hormigón: $H_{pedestal} := 120 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Base del pedestal de hormigón: $B_{pedestal} := 110 \text{ cm}$ *Valor asumido*

Área del pedestal: $A_2 := H_{pedestal} \cdot B_{pedestal} = 13200 \text{ cm}^2$

$REV_1 = \text{“Ok – Dimensiones Placa”}$

Aplastamiento del concreto

Resistencia al aplastamiento del hormigón: $P_u \leq \phi P_p$
 $\phi P_p := \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 933.118 \text{ tonnef}$

$\text{if } (P_u \leq \phi P_p, \text{“Ok”}, \text{“Redimensionar”}) = \text{“Ok”}$

Demanda/Capacidad $\frac{P_u}{\phi P_p} = 0.883$

Cálculo del espesor de la placa base:

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d}{2} = 0.114 \text{ m}$$

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot bf}{2} = 0.177 \text{ m}$$

$$X := \left(\frac{4 \cdot d \cdot bf}{(d + bf)^2} \right) \cdot \frac{P_u}{\phi P_p} = 0.878$$

$$\lambda := \text{if} \left(\frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1, \frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}, 1 \right)$$

$$\lambda n' := \lambda \cdot \frac{\sqrt{d \cdot bf}}{4} = 0.116 \text{ m}$$

$$l := \max(m, n, \lambda n') = 17.728 \text{ cm}$$

Factor de minoración: $\phi_{LRFD} := 0.9$

Espesor de placa: $t_p := l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_{LRFD} \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 68 \text{ mm}$ (ver Anexo 14)

4.2. Diseño de placas base con momentos pequeños

4.2.1. Diseño de placa base conectada a columna de borde tipo tubular

Desarrollo del diseño de la conexión placa base - columna de borde (C25) tipo tubular T 15x15x2, para la combinación de carga 0.9D - SDx.

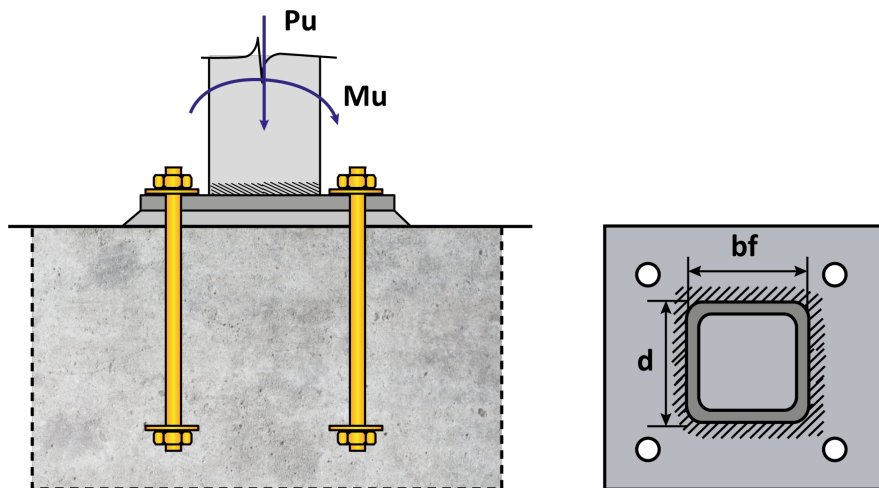
Propiedades de los materiales

Resistencia del hormigón: $f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Esfuerzo de fluencia del acero de placa base: $F_y := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Figura 40

Columna de borde perfil tipo tubular sometida a carga axial y momento pequeño



Fuente: Elaborado por el autor.

Definición del perfil tubular

Peralte del perfil: $d := 38.1 \text{ cm}$

Dimensión del ancho: $b_f := 38.1 \text{ cm}$

Espesor: $t_f := 5.08 \text{ cm}$

Solicitaciones de diseño

Carga Axial: $P_u := 261.35 \text{ tonnef}$

Momento Flector: $M_u := 12.87 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Factor de reducción (LRFD): $\phi := 0.65$

Prediseño de placa base

Distancia del borde al centro del perno: $P_d := 75 \text{ mm}$

Ancho de la Placa Base: $B := b_f + 4 \cdot P_d = 681 \text{ mm}$

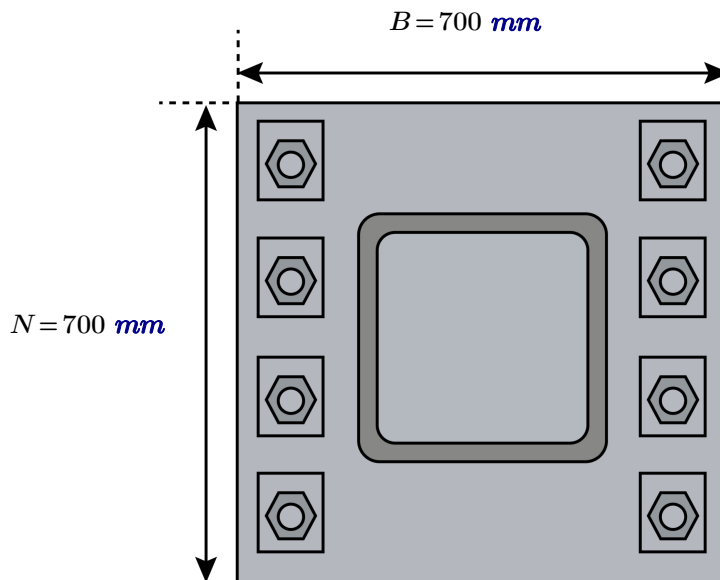
$B := 700 \text{ mm}$ Valor asumido

Largo de la Placa Base: $N := d + 4 \cdot P_d = 681 \text{ mm}$

$N := 700 \text{ mm}$ Valor asumido

Figura 41

Dimensionamiento de placa base con momento pequeño y perfil tubular



Fuente: Elaborado por el autor

Verificación de la excentricidad

Área de la placa base: $A_1 := N \cdot B = 4900 \text{ cm}^2$

Sección a analizar: $S :=$ Sección: Tubular Rectangular \downarrow

Caso de análisis: $a :=$ Caso: $A_1 < A_2 < 4A_1$ \downarrow

Área del pedestal de hormigón: $A_2 = 14700 \text{ cm}^2$

Resistencia al aplastamiento del concreto:

$$f_{pmax} := \begin{cases} \text{if } \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi \cdot 1.7 \cdot f'c & = 200.961 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ \text{else} \\ \phi \cdot 1.7 \cdot f'c \end{cases}$$

Excentricidad de la fuerza axial:

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 49.244 \text{ mm}$$

Esfuerzo de compresión máximo:

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 14067.284 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

Excentricidad crítica:

$$e_{cr} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 25.711 \text{ cm}$$

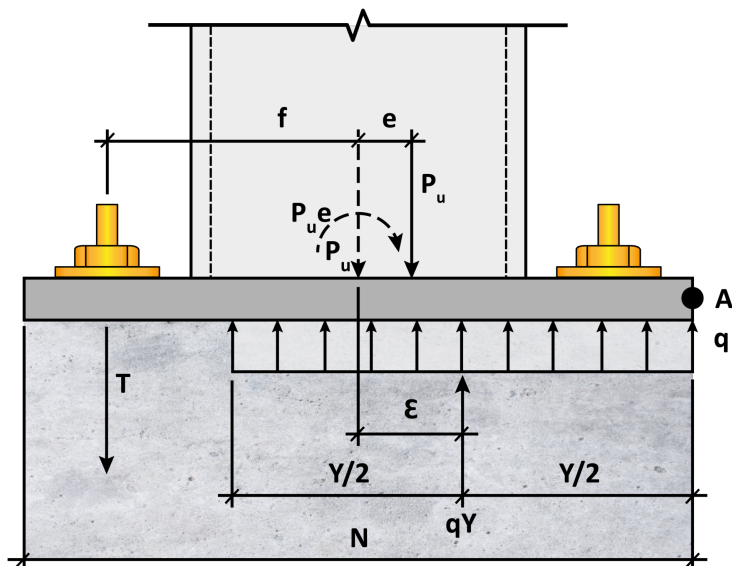
REV_1 = "Método de diseño para momentos bajos"

REV_2 = "Requerimientos mínimos de anclaje"

Diseño de placa base

Figura 42

Esquema de análisis para placa base con momento pequeño



Fuente: Elaborado por el autor

Distancia del eje de la placa a los anclajes a tracción:

$$f := \frac{N}{2} - P_d = 27.5 \text{ cm}$$

Altura del bloque en compresión:

$$Y := \begin{cases} \text{if } REV_1 = \text{"Método de diseño para momentos bajos"} \\ \quad \parallel N - 2 \cdot e \\ \quad \text{else} \\ \quad \parallel \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} \end{cases}$$

$$Y = 60.151 \text{ cm}$$

$$f_p := \frac{P_u}{B \cdot Y} = 62.07 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$REV_3 = \text{"Cumple - Dimensiones de Placa Ok"}$

$REV_4 = \text{"Ok - Cumple presión máxima"}$

Flexión de la placa base en la zona de compresión:

Flexión en la dirección "m": $m := \frac{N - 0.95 d}{2} = 16.903 \text{ cm}$

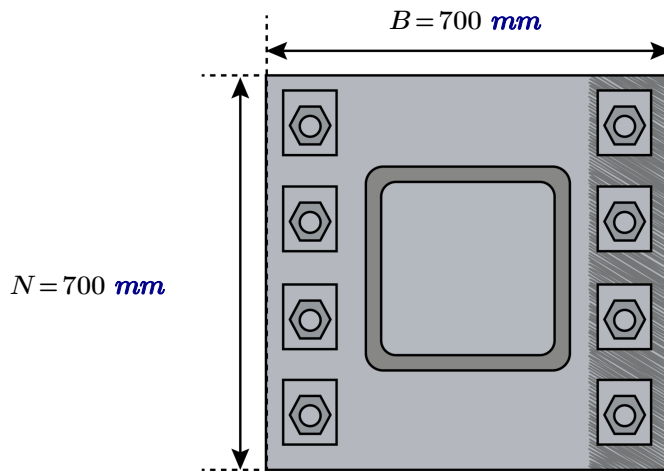
Espesor de placa requerido: $tp_{req,1} := \begin{cases} \text{if } Y < m \\ \quad \parallel 2.11 \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}} \\ \quad \text{else if } Y \geq m \\ \quad \parallel 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \end{cases} = 39.704 \text{ mm}$

Flexión en la dirección "n": $n := \frac{B - 0.95 b_f}{2} = 16.903 \text{ cm}$

$$b_{eff} := \begin{cases} \text{if } Y \geq 2 \cdot n \\ \quad \parallel Y \\ \quad \text{else if } Y < 2 \cdot n \\ \quad \parallel \frac{Y}{2} + n \end{cases} = 60.151 \text{ cm}$$

Figura 43

Zona en compresión de placa base con perfil tubular



Fuente: Elaborado por el autor

Espesor de placa requerido:
$$t_{p_{req_2}} := \sqrt{\frac{2 \cdot f_{pmax} \cdot Y \cdot n^2}{0.9 \cdot Fy \cdot b_{eff}}} = 70.999 \text{ mm}$$

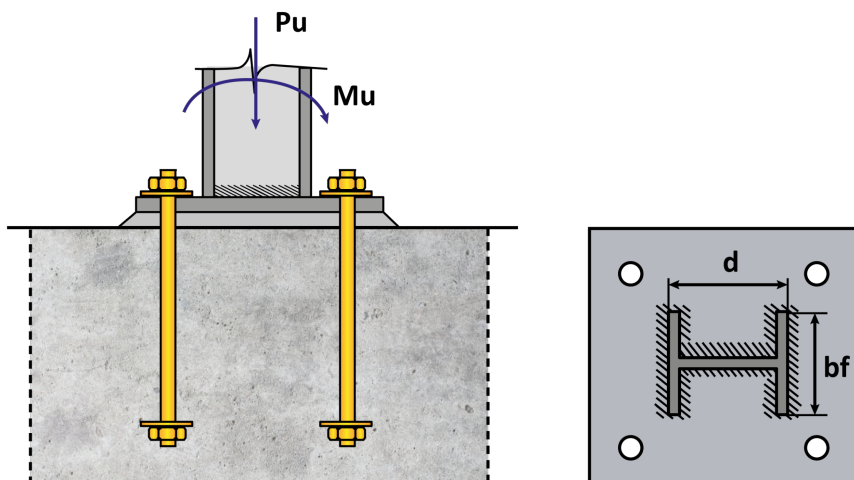
Espesor final de la placa base:
$$t_p := \max(t_{p_{req_1}}, t_{p_{req_2}}) = 71 \text{ mm} \quad (\text{ver Anexo 15})$$

4.2.2. Diseño de placa base conectada a columna de borde tipo I de ala ancha

Desarrollo del diseño de la conexión placa base - columna de borde (C35) tipo I de ala ancha W 14x500, para la combinación de carga 0.9D - SDx.

Figura 44

Columna de borde tipo I de ala ancha sometida a carga axial y momento pequeño



Fuente: Elaborado por el autor.

Definición del perfil tipo I

Peralte del perfil: $d := 49.78 \text{ cm}$

Dimensión del ancho: $b_f := 43.18 \text{ cm}$

Espesor: $t_f := 8.89 \text{ cm}$

Solicitaciones de diseño

Carga Axial: $P_u := 158.92 \text{ tonnef}$

Momento Flector: $M_u := 19.93 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Factor de reducción (LRFD): $\phi := 0.65$

Prediseño de placa base

Distancia del borde al centro del perno: $P_d := 75 \text{ mm}$

Ancho de la Placa Base: $B := b_f + 4 \cdot P_d = 731.8 \text{ mm}$

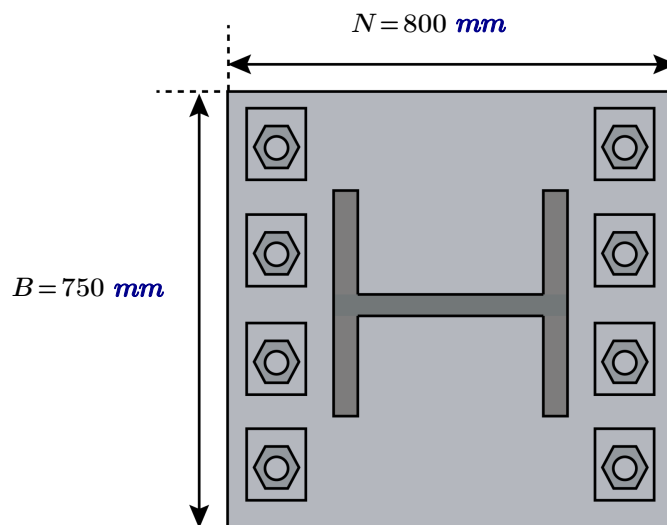
$B := 750 \text{ mm}$ Valor asumido

Largo de la Placa Base: $N := d + 4 \cdot P_d = 797.8 \text{ mm}$

$N := 800 \text{ mm}$ Valor asumido

Figura 45

Dimensionamiento de placa base con momento pequeño y columna tipo I de ala ancha



Fuente: Elaborado por el autor.

Verificación de la excentricidad

Área de la placa base: $A_1 := N \cdot B = 6000 \text{ cm}^2$

Sección a analizar: $S := \text{Sección: I Ala Ancha} \downarrow$

Caso de análisis: $a := \text{Caso: } A_1 < A_2 < 4A_1 \downarrow$

Área del pedestal de hormigón: $A_2 = 18000 \text{ cm}^2$ $H_p := \sqrt{A_2} = 134.164 \text{ cm}$

Resistencia al aplastamiento del concreto: $f_{pmax} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi \cdot 1.7 \cdot f'c \\ \left\| \begin{array}{l} \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ \text{else} \\ \phi \cdot 1.7 \cdot f'c \end{array} \right\| \end{array} \right\| = 200.961 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Excentricidad de la fuerza axial: $e := \frac{M_u}{P_u} = 125.409 \text{ mm}$

Esfuerzo de compresión máximo: $q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 15072.09 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$

Excentricidad crítica: $e_{cr} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 34.728 \text{ cm}$ $e_{cr} > e$

$REV_1 = \text{“Método de diseño para momentos bajos”}$

$REV_2 = \text{“Requerimientos mínimos de anclaje”}$

Diseño de placa base

Distancia del eje de la placa a los anclajes a tracción: $f := \frac{N}{2} - P_d = 32.5 \text{ cm}$

Altura del bloque en compresión: $Y := \left\| \begin{array}{l} \text{if } REV_1 = \text{“Método de diseño para momentos bajos”} \\ \left\| N - 2 \cdot e \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} \right\| \end{array} \right\|$

$Y = 54.918 \text{ cm}$

$$f_p := \frac{P_u}{B \cdot Y} = 38.583 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$REV_3 = \text{“Cumple – Dimensiones de Placa Ok”}$

$REV_4 = \text{“Ok – Cumple presión máxima”}$

Flexión de la placa base en la zona de compresión:

Flexión en la dirección "m": $m := \frac{N - 0.95 d}{2} = 16.355 \text{ cm}$

Espesor de placa requerido: $t_{p_{req_1}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Y < m \\ \left\| \begin{array}{l} 2.11 \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \\ \text{else if } Y \geq m \\ \left\| \begin{array}{l} 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \end{array} \right\| \end{array} \right\| = 30.289 \text{ mm}$

Flexión en la dirección "n": $n := \frac{B - 0.8 b_f}{2} = 20.228 \text{ cm}$

$$b_{eff} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } Y \geq 2 \cdot n \\ \left\| \begin{array}{l} Y \\ \text{else if } Y < 2 \cdot n \\ \left\| \begin{array}{l} \frac{Y}{2} + n \end{array} \right\| \end{array} \right\| = 54.918 \text{ cm}$$

Espesor de placa requerido: $t_{p_{req_2}} := \sqrt{\frac{2 \cdot f_{pmax} \cdot Y \cdot n^2}{0.9 \cdot F_y \cdot b_{eff}}} = 84.967 \text{ mm}$

Espesor final de la placa base: $t_p := \max(t_{p_{req_1}}, t_{p_{req_2}}) = 85 \text{ mm} \quad (\text{ver Anexo 16})$

4.3. Diseño de placas base con momentos grandes

4.3.1. Diseño de placa base conectada a columna esquinera tipo tubular

Desarrollo del diseño de la conexión placa base - columna de esquina (C36) tipo tubular T 15x15x2, para la combinación de carga 0.9D - SDy.

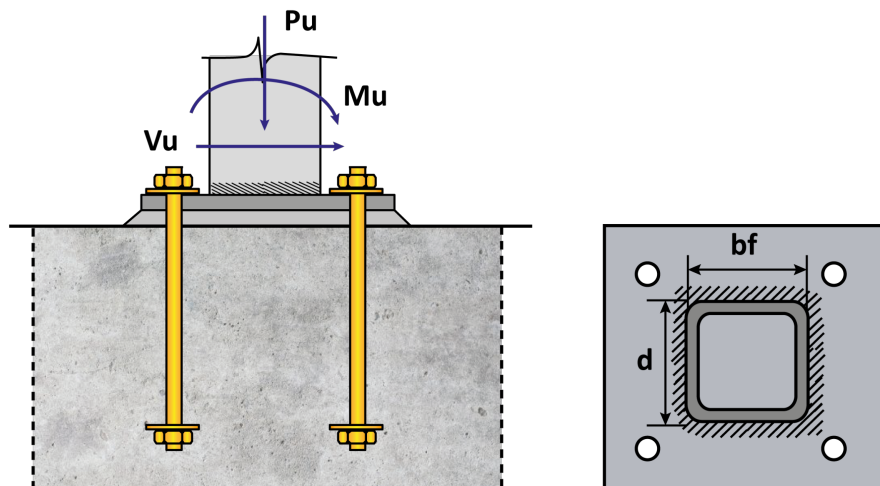
Propiedades de los materiales

Resistencia del hormigón: $f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Esfuerzo de fluencia del acero de placa base: $Fy := 36 \text{ ksi} = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Figura 46

Columna de esquina perfil tipo tubular sometida a carga axial y momento grande



Fuente: Elaborado por el autor.

Definición del perfil tubular

Peralte del perfil: $d := 38.1 \text{ cm}$

Dimensión del ancho: $b_f := 38.1 \text{ cm}$

Espesor: $t_f := 5.08 \text{ cm}$

Solicitaciones de diseño

Carga Axial: $P_u := 24.38 \text{ tonnef}$

Momento Flector: $M_u := 30.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Factor de reducción (LRFD): $\phi := 0.65$

Prediseño de placa base

Distancia del borde al centro del perno: $P_d := 75 \text{ mm}$

Ancho de la Placa Base: $B := b_f + 4 \cdot P_d = 681 \text{ mm}$

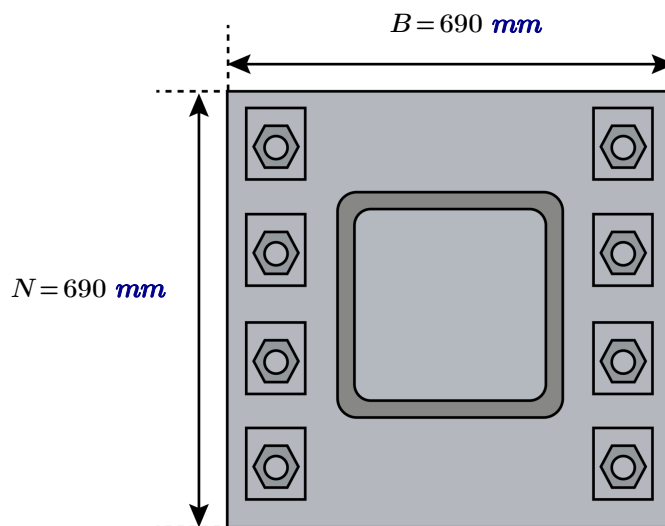
$B := 690 \text{ mm}$ Valor asumido

Largo de la Placa Base: $N := d + 4 \cdot P_d = 681 \text{ mm}$

$N := 690 \text{ mm}$ Valor asumido

Figura 47

Dimensionamiento de placa base con momento grande y perfil tubular



Fuente: Elaborado por el autor

Verificación de la excentricidad

Área de la placa base: $A_1 := N \cdot B = 4761 \text{ cm}^2$

Sección a analizar: $S :=$ Sección: Tubular Rectangular ∇

Caso de análisis: $a :=$ Caso: $A_1 < A_2 < 4A_1$ ∇

Área del pedestal de hormigón: $A_2 = 14283 \text{ cm}^2$

Resistencia al aplastamiento del concreto:

$$f_{pmax} := \begin{cases} \text{if } \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi \cdot 1.7 \cdot f'c & = 200.961 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ \text{else} \\ \phi \cdot 1.7 \cdot f'c \end{cases}$$

Excentricidad de la fuerza axial:

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 1265.381 \text{ mm}$$

Esfuerzo de compresión máximo:

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 13866.322 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

Excentricidad crítica:

$$e_{cr} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 33.621 \text{ cm}$$

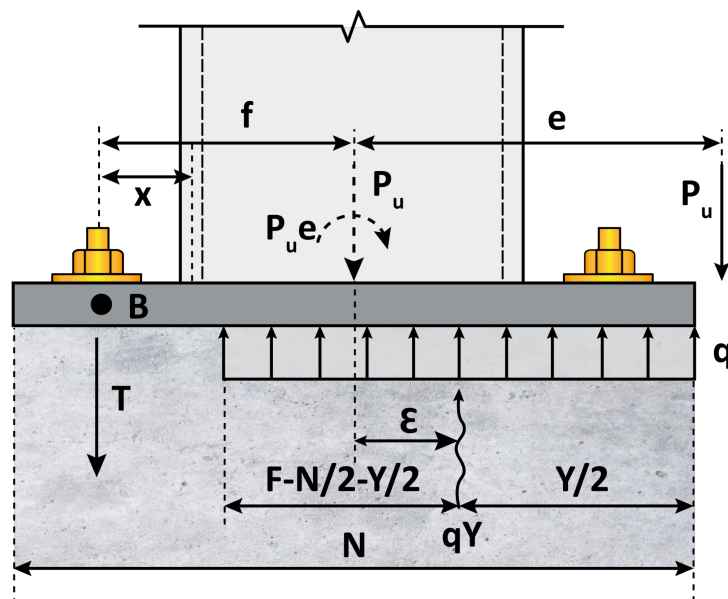
REV₁ = "Método de diseño para momentos altos"

REV₂ = "Diseñar anclaje"

Diseño de placa base

Figura 48

Esquema de análisis para placa base con momento grande



Fuente: Elaborado por el autor

Distancia del eje de la placa a los anclajes a tracción:

$$f := \frac{N}{2} - P_d = 27 \text{ cm}$$

$$Y := \begin{cases} \text{if } REV_1 = \text{"Método de diseño para momentos bajos"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} N - 2 \cdot e \\ \text{else} \\ \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} \end{array} \right. \end{cases}$$

$$Y = 4.558 \text{ cm}$$

Presión de contacto:

$$f_p := \frac{P_u}{B \cdot Y} = 77.512 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$REV_3 = \text{"Cumple - Dimensiones de Placa Ok"}$

$REV_4 = \text{"Ok - Cumple presión máxima"}$

Flexión de la placa base en la zona de compresión:

Flexión en la dirección "m": $m := \frac{N - 0.95 d}{2} = 16.403 \text{ cm}$

Espesor de placa requerido: $tp_{req_1} := \begin{cases} \text{if } Y < m \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 2.11 \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}} \\ \text{else if } Y \geq m \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases} = 47.705 \text{ mm}$

Flexión en la dirección "n": $n := \frac{B - 0.95 b_f}{2} = 16.403 \text{ cm}$

$$b_{eff} := \begin{cases} \text{if } Y \geq 2 \cdot n \\ \quad \left\| \begin{array}{l} Y \\ \text{else if } Y < 2 \cdot n \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \frac{Y}{2} + n \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases} = 18.682 \text{ cm}$$

Espesor de placa requerido:
$$t_{p_{req_2}} := \sqrt{\frac{2 \cdot f_{pmax} \cdot Y \cdot n^2}{0.9 \cdot Fy \cdot b_{eff}}} = 34.034 \text{ mm}$$

Espesor final de la placa base:
$$t_p := \max(t_{p_{req_1}}, t_{p_{req_2}}) = 47.705 \text{ mm}$$

Fuerza de tracción en los pernos de anclaje:

Tracción total:
$$T_u := \begin{cases} \text{if } REV_1 = \text{“Método de diseño para momentos altos”} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} f_{pmax} \cdot B \cdot Y - P_u \\ \text{else if } REV_1 = \text{“Método de diseño para momentos bajos”} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0 \text{ kgf} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases} = 38.829 \text{ tonnef}$$

Número de pernos en zona de tracción:
$$n_p := 3$$

Tracción por cada perno:
$$T_p := \frac{T_u}{n_p} = 12.943 \text{ tonnef}$$

Flexión de la placa base en la zona de tracción:

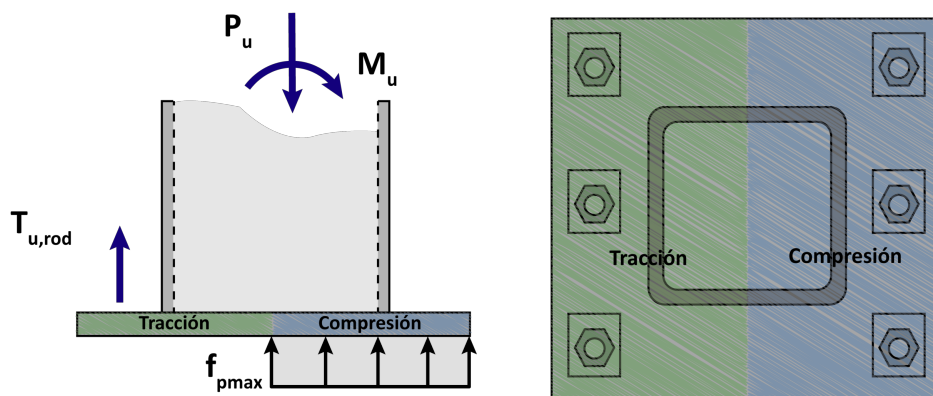
$$x := f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} = 10.49 \text{ cm}$$

Espesor de la placa a tracción:
$$t_{p_{req_3}} := \sqrt{\frac{4 \cdot T_u \cdot x}{0.9 \cdot Fy \cdot B}} = 32.196 \text{ mm}$$

Espesor final de la placa base:
$$t_p := \max(t_{p_{req_1}}, t_{p_{req_2}}, t_{p_{req_3}}) = 47.705 \text{ mm} \quad (\text{ver Anexo 17})$$

Figura 49

Esquema de zonas en tracción y compresión en placas base



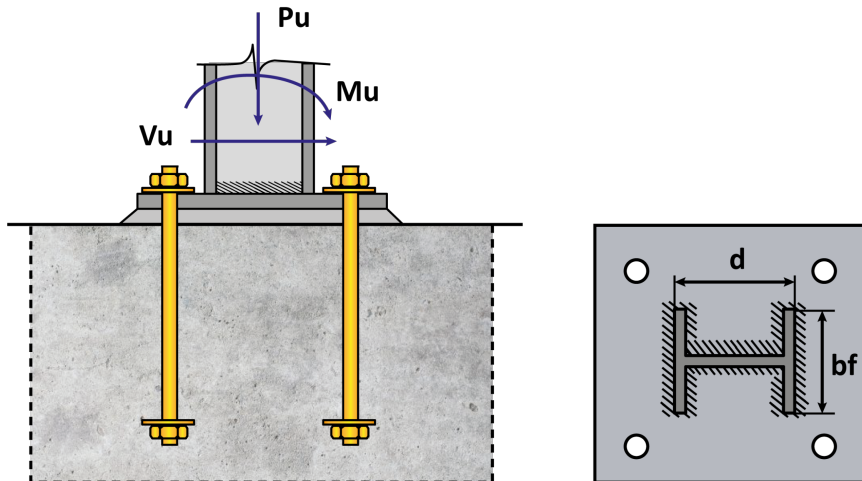
Fuente: Elaborado por el autor

4.3.2. Diseño de placa base conectada a columna esquinera tipo I de ala ancha

Desarrollo del diseño de la conexión placa base - columna de esquina (C31) tipo I de ala ancha W 14x500, para la combinación de carga $0.9D + SD_x$.

Figura 50

Columna de esquina perfil tipo I de ala ancha sometida a carga axial y momento grande



Fuente: Elaborado por el autor.

Definición del perfil tipo I

Peralte del perfil: $d := 49.78 \text{ cm}$

Dimensión del ancho: $b_f := 43.18 \text{ cm}$

Espesor: $t_f := 8.89 \text{ cm}$

Solicitaciones de diseño

Carga Axial: $P_u := 35.13 \text{ tonnef}$

Momento Flector: $M_u := 23.59 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Factor de reducción (LRFD): $\phi := 0.65$

Prediseño de placa base

Distancia del borde al centro del perno: $P_d := 75 \text{ mm}$

Ancho de la Placa Base: $B := b_f + 4 \cdot P_d = 731.8 \text{ mm}$

$B := 750 \text{ mm}$ Valor asumido

Largo de la Placa Base:

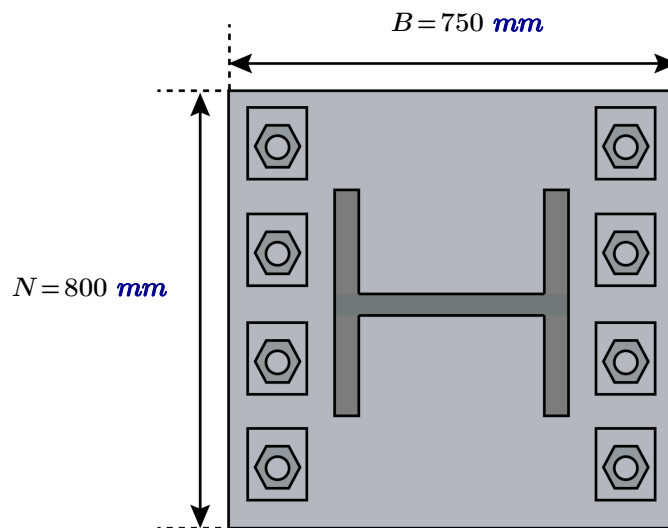
$$N := d + 4 \cdot P_d = 797.8 \text{ mm}$$

$$N := 800 \text{ mm}$$

Valor asumido

Figura 51

Dimensionamiento de placa base con momento grande y columna tipo I de ala ancha



Fuente: Elaborado por el autor

Verificación de la excentricidad

Área de la placa base:

$$A_1 := N \cdot B = 6000 \text{ cm}^2$$

Sección a analizar:

$$S := \text{Sección: I Ala Ancha} \downarrow$$

Caso de análisis:

$$a := \text{Caso: } A_1 < A_2 < 4A_1 \downarrow$$

Área del pedestal de hormigón:

$$A_2 = 18000 \text{ cm}^2$$

Resistencia al aplastamiento del concreto:

$$f_{pmax} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi \cdot 1.7 \cdot f'c \\ \left\| \begin{array}{l} \phi \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ \text{else} \\ \phi \cdot 1.7 \cdot f'c \end{array} \right\| \end{array} \right\| = 200.961 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Excentricidad de la fuerza axial:

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 671.506 \text{ mm}$$

Esfuerzo de compresión máximo: $q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 15072.09 \frac{kgf}{cm}$

Excentricidad crítica: $e_{cr} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 38.835 \text{ cm}$

$REV_1 =$ "Método de diseño para momentos altos"

$REV_2 =$ "Diseñar anclaje"

Diseño de placa base

Distancia del eje de la placa a los anclajes a tracción:

$$f := \frac{N}{2} - P_d = 32.5 \text{ cm}$$

Altura del bloque en compresión:

$$Y := \begin{cases} \text{if } REV_1 = \text{"Método de diseño para momentos bajos"} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} N - 2 \cdot e \\ \text{else} \\ \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} \end{array} \right. \end{cases}$$

$$Y = 3.278 \text{ cm}$$

Presión de contacto:

$$f_p := \frac{P_u}{B \cdot Y} = 142.903 \frac{kgf}{cm^2}$$

$REV_3 =$ "Cumple – Dimensiones de Placa Ok"

$REV_4 =$ "Ok – Cumple presión máxima"

Flexión de la placa base en la zona de compresión:

Flexión en la dirección "m": $m := \frac{N - 0.95 d}{2} = 16.355 \text{ cm}$

Espesor de placa requerido:

$$tp_{req_1} := \begin{cases} \text{if } Y < m \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 2.11 \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{Fy}} \\ \text{else if } Y \geq m \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 1.5 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{Fy}} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{cases} = 41.292 \text{ mm}$$

Flexión en la dirección "n": $n := \frac{B - 0.8 b_f}{2} = 20.228 \text{ cm}$

$$b_{eff} := \begin{cases} \text{if } Y \geq 2 \cdot n \\ \quad Y \\ \text{else if } Y < 2 \cdot n \\ \quad \frac{Y}{2} + n \end{cases} = 21.867 \text{ cm}$$

Espesor de placa requerido: $tp_{req_2} := \sqrt{\frac{2 \cdot f_{pmax} \cdot Y \cdot n^2}{0.9 \cdot Fy \cdot b_{eff}}} = 32.896 \text{ mm}$

Espesor final de la placa base: $t_p := \max(tp_{req_1}, tp_{req_2}) = 41.292 \text{ mm}$

Fuerza de tracción en los pernos de anclaje:

Tracción total: $T_u := \begin{cases} \text{if } REV_1 = \text{"Método de diseño para momentos altos"} \\ \quad f_{pmax} \cdot B \cdot Y - P_u \\ \text{else if } REV_1 = \text{"Método de diseño para momentos bajos"} \\ \quad 0 \text{ kgf} \end{cases} = 14.273 \text{ tonnef}$

Número de pernos en zona de tracción: $n_p := 3$

Tracción por cada perno: $T_p := \frac{T_u}{n_p} = 4.758 \text{ tonnef}$

Flexión de la placa base en la zona de tracción:

$$x := f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} = 12.055 \text{ cm}$$

Espesor de la placa a tracción: $tp_{req_3} := \sqrt{\frac{4 \cdot T_u \cdot x}{0.9 \cdot Fy \cdot B}} = 20.071 \text{ mm}$

Espesor final de la placa base: $t_p := \max(tp_{req_1}, tp_{req_2}, tp_{req_3}) = 41.292 \text{ mm}$

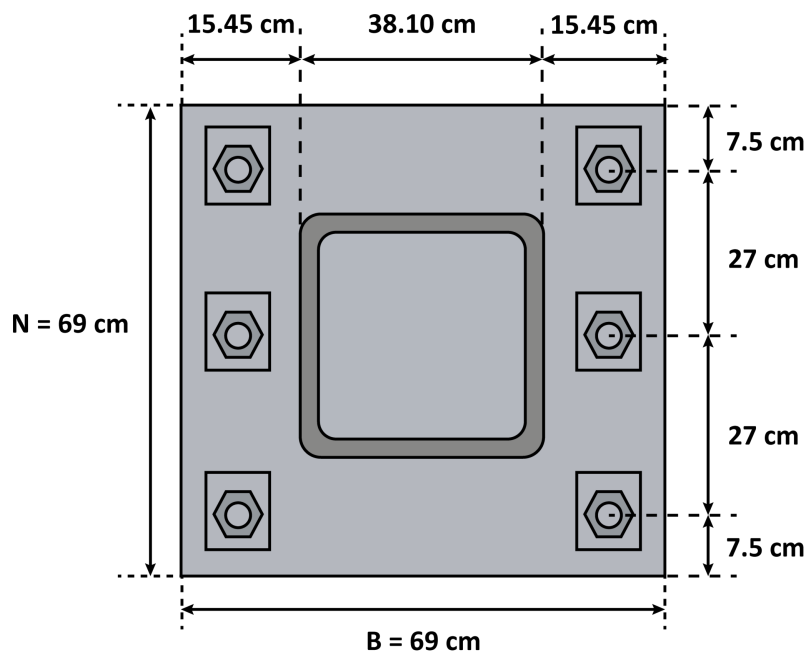
(ver Anexo 18)

4.4. Diseño de placa base con rigidizadores

Desarrollo del diseño de la conexión placa base - columna de esquina (C36) tipo tubular T 15x15x2, para la combinación de carga 0.9D - SDy, que incluyen placas rigidizadoras.

Figura 52

Detalle preliminar de placa base con perfil tubular sin rigidizadores



Fuente: Elaborado por el autor

Interface de compresión - Flexión en paneles centrales de la placa:

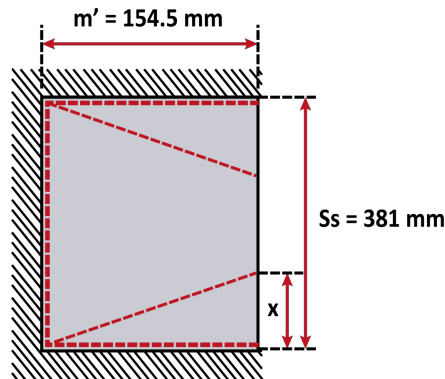
Dimensiones del panel: $m' := 154.5 \text{ mm}$

$S_s := 381 \text{ mm}$

Esfuerzo máximo de placa con perfil tubular T15x15x2: $f_{pmax} := 232.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Figura 53

Líneas de fluencia del panel central, sin carga puntual (caso A), para columna tubular



Fuente: Elaborado por el autor

Caso A

Distancia donde se produce la cedencia del panel:

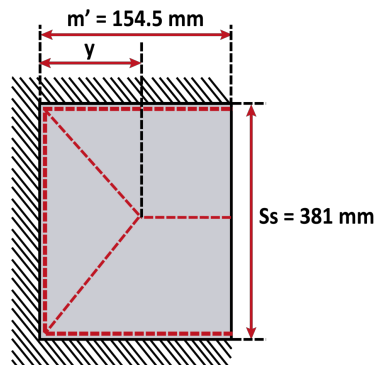
$$x := \frac{-2 \cdot m'^2 + m' \cdot \sqrt{4 \cdot m'^2 + 6 \cdot S_s^2}}{2 \cdot S_s} = 136.674 \text{ mm}$$

Momento plástico del panel:

$$M_{pA} := f_{pmax} \cdot \frac{m' \cdot (3 \cdot S_s - 2 \cdot x)}{6 \cdot \left(\frac{S_s + 2 \cdot x}{m'} + \frac{4 \cdot m'}{x} \right)} = 5934.039 \text{ kgf}$$

Figura 54

Líneas de fluencia del panel central, sin carga puntual (caso B), para columna tubular



Fuente: Elaborado por el autor

Caso B

Distancia donde se produce la cedencia del panel:

$$y := \frac{-S_s^2 + S_s \cdot \sqrt{S_s^2 + 12 \cdot m'^2}}{4 \cdot m'} = 170.134 \text{ mm}$$

Momento plástico del panel:

$$M_{pB} := f_{pmax} \cdot \frac{S_s \cdot (3 \cdot m' - y)}{12 \cdot \left(\frac{4 \cdot m'}{S_s} + \frac{S_s}{y} \right)} = 5597.366 \text{ kgf}$$

Momento plástico: $M_{p1} = 5934.039 \text{ kgf} \cdot \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$

Interface de compresión - Flexión en paneles laterales de la placa:

Dimensiones del panel: $m' := 154.5 \text{ mm}$

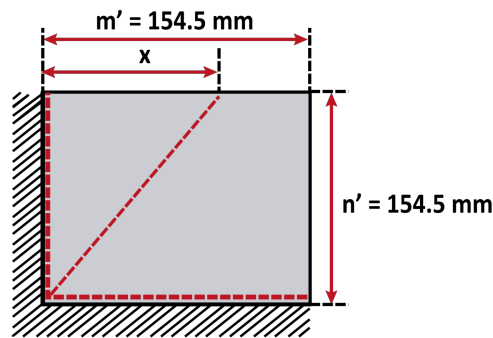
$n' := 154.5 \text{ mm}$

$L_1 := \max(m', n') = 154.5 \text{ mm}$

$L_2 := \min(m', n') = 154.5 \text{ mm}$

Figura 55

Líneas de fluencia del panel lateral, sin carga puntual, para columna tubular



Fuente: Elaborado por el autor

Distancia donde se produce la cedencia del panel: $x := \frac{-L_2^2 + L_2 \cdot \sqrt{L_2^2 + 3 \cdot L_1^2}}{L_1} = 15.45 \text{ cm}$

Momento plástico del panel: $M_{p2} := f_{pmax} \cdot \frac{L_2 \cdot (3 \cdot L_1 - x)}{6 \cdot \left(\frac{2 \cdot L_2}{x} + \frac{x}{L_2} + \frac{L_1}{L_2} \right)} = 4615.91 \text{ kgf}$

Interface de tracción - Flexión en paneles centrales de la placa:

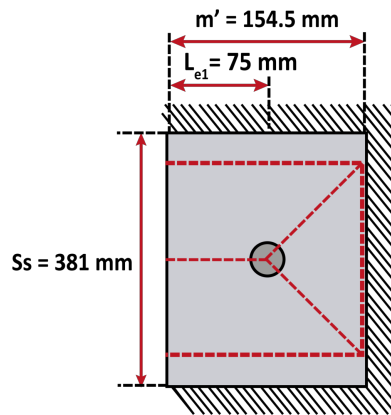
Dimensiones del panel: $m' = 154.5 \text{ mm}$

$S_s = 381 \text{ mm}$

$L_{e1} := 75 \text{ mm}$

Figura 56

Líneas de fluencia del panel central, con carga puntual, para columna tubular



Fuente: Elaborado por el autor

Momento plástico del panel:
$$M_{p3} := \frac{T_p}{2 \cdot \frac{S_s}{m' - L_{e1}} + 8 \cdot \frac{m'}{S_s}} = 370.843 \text{ kgf}$$

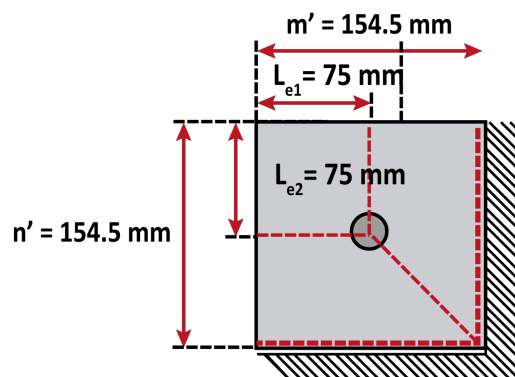
Interface de tracción - Flexión en paneles laterales de la placa:

Distancia del borde al centro del anclaje: $L_{e1} = 75 \text{ mm}$

$$L_{e2} := 75 \text{ mm}$$

Figura 57

Líneas de fluencia del panel lateral, con carga puntual, para columna tubular



Fuente: Elaborado por el autor

Momento plástico del panel:
$$M_{p4} := \frac{T_p}{2 \cdot \left(\frac{m'}{n' - L_{e2}} + \frac{n'}{m' - L_{e1}} \right)} = 612.014 \text{ kgf}$$

Momento último de diseño:
$$Mp := \max(M_{p1}, M_{p2}, M_{p3}, M_{p4}) = 5934.039 \frac{\text{kgf} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

Espesor de placa requerido con rigidizadores: $t_{p_req} := \sqrt{\frac{4 \cdot Mp}{0.9 \cdot Fy}} = 32.28 \text{ mm}$

Espesor final de placa base: $t_p := 35 \text{ mm}$ Valor asumido (ver Anexo 19)

Diseño del rigidizador

Esfuerzo máximo de reacción: $f_{pmax} = 232.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Altura del bloque en compresión: $Y := 4.472 \text{ cm}$

$$m := 16.403 \text{ cm}$$

Esfuerzo resistido por la placa base: $f_{pl} := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } Y \geq m \\ \frac{Fy \cdot t_p^2}{2 \cdot m^2} \\ \text{else if } Y < m \\ \frac{Fy \cdot t_p^2}{4 \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2}\right)} \end{array} \right\} = 122.348 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Esfuerzo resistido por los rigidizadores: $f_{st} := f_{pmax} - f_{pl} = 109.702 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Número de rigidizadores/ lado: $n_{st} := 2$

Ancho de placa base: $B := 690 \text{ mm}$

Fuerza última de diseño: $R_u := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } Y \geq m \\ \frac{f_{st} \cdot m \cdot B}{n_{st}} \\ \text{else if } Y < m \\ \frac{f_{st} \cdot Y \cdot B}{n_{st}} \end{array} \right\} = 16.925 \text{ tonnef}$

Dimensiones del rigidizador: $a := 300 \text{ mm}$ $b := 154.5 \text{ mm}$

Módulo de elasticidad del acero: $E := 200000 \text{ MPa}$

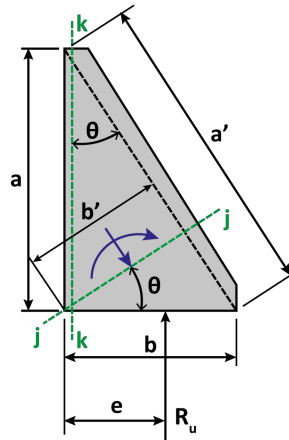
Espesor mínimo requerido: $t_{smin} := \frac{b}{0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{Fy}}} = 9.719 \text{ mm}$

Espesor asumido para rigidizador: $t_s := 15 \text{ mm}$ Valor asumido

(ver Anexo 19)

Figura 58

Esquema de placa rigidizadora



Fuente: Elaborado por el autor

Cedencia por flexión en la sección k-k

$$e := b - \frac{Y}{2} = 132.14 \text{ mm}$$

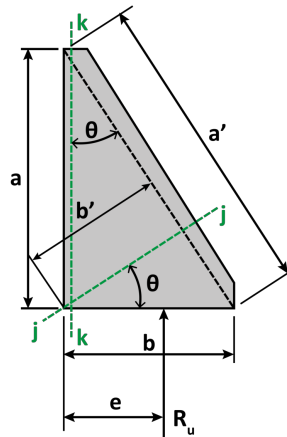
Momento requerido: $M_{ur} := R_u \cdot e = 2.237 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$

Momento de diseño: $\phi M_n := 0.9 \cdot F_y \cdot \frac{t_s \cdot a^2}{4} = 7.688 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

REV₆ = "Ok Cumple Flexión"

Figura 59

Esquema de placa rigidizadora para análisis a flexión en el plano k-k



Fuente: Elaborado por el autor

Cedencia por corte en la sección j-j

$$\theta := 30.96 \text{ deg} \quad \phi_c := 1$$

Plano de análisis: $b' := a \cdot \sin(\theta) = 154.332 \text{ mm}$

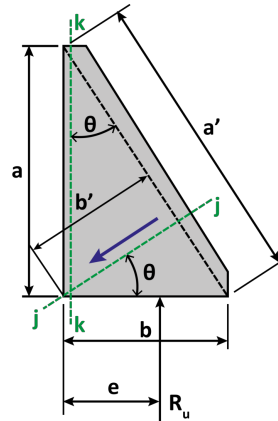
Cortante de diseño: $\phi V_n := \phi_c \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot t_s \cdot b' = 35.156 \text{ tonnef}$

Cortante requerido: $V_u := R_u \cdot \sin(\theta) = 8.707 \text{ tonnef}$

REV₇ = "Ok Cumple Corte"

Figura 60

Esquema de placa rigidizadora para análisis a corte en el plano j-j



Fuente: Elaborado por el autor

Flexocompresión en la sección j-j

Componente de carga Ru: $N_u := R_u \cdot \cos(\theta) = 14.514 \text{ tonnef}$

Momento requerido: $M_u := R_u \cdot e - N_u \cdot \frac{b'}{2} = 1.117 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$

Plano de análisis: $a' := \frac{a}{\cos(\theta)} = 349.843 \text{ mm}$

$$\lambda := \frac{\frac{b'}{t_s} \cdot \sqrt{F_y \cdot \text{ksi}} \cdot \frac{1}{\text{ksi}}}{5 \cdot \sqrt{475 + 1120 \cdot \left(\frac{b'}{a'}\right)^2}} = 0.469$$

$$Q := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda \leq 0.7 \\ 1.34 - 0.486 \cdot \lambda & \text{else if } 0.7 < \lambda \leq 1.41 \\ \frac{1.30}{\lambda^2} & \text{else if } \lambda > 1.41 \end{cases} = 1$$

Esfuerzo crítico: $F_{cr} := Q \cdot F_y = 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\phi := 0.9$

Fuerza axial de diseño: $\phi N_n := \phi \cdot F_{cr} \cdot t_s \cdot b' = 52.734 \text{ tonnef}$

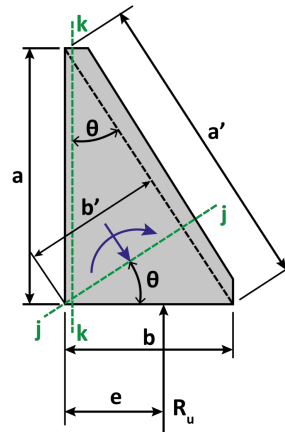
Momento flector de diseño: $\phi M_n := \phi \cdot F_{cr} \cdot \frac{t_s \cdot b'^2}{4} = 2.035 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$

Ecuación de interacción: $IDC := \frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} = 0.824 \quad (\text{ver Anexo 19})$

REV₈ = “Ok Rigidizador Adecuado”

Figura 61

Esquema de placa rigidizadora para análisis a flexocompresión en el plano j-j



Fuente: Elaborado por el autor

4.5. Diseño de varillas de anclaje

Verificación de la resistencia a la tracción

Diámetro de perno seleccionado: $d_a := 2 \text{ in} + \frac{1}{4} \text{ in} = 57.15 \text{ mm} \quad (\text{ver Anexo 19})$

Área del perno: $A_a := \frac{\pi \cdot d_a^2}{4} = 25.652 \text{ cm}^2$

$\phi_t := 0.75$

Tracción total - columna tubular: $T_u := 38.49 \text{ tonnef}$

Resistencia última del anclaje: $F_{u_a} := 75 \text{ ksi}$

Resistencia nominal en tensión: $F_{nt} := 0.75 \cdot F_{u_a} = 3954.766 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$\phi F_{nt} := \phi_t \cdot F_{nt} = 2966.075 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

$\phi T_n := \phi F_{nt} \cdot A_a = 76.086 \text{ tonnef}$

REV₉ = “Ok Cumple Resistencia”

Interacción de fuerza axial, corte y flexión de las barras de anclaje

Resistencia nominal a corte, rosca incluida en el plano de corte: $F_{nv} := 0.45 \cdot F_u = 2372.86 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Número de anclaje sometidos a corte: $n_v := 3$

Solicitación de corte: $V_u := 14 \text{ tonnef}$

Cortante en cada perno: $V_{u_p} := \frac{V_u}{n_v} = 4.667 \text{ tonnef}$

Tensión cortante: $f_v := \frac{V_u}{n_v \cdot A_a} = 181.922 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

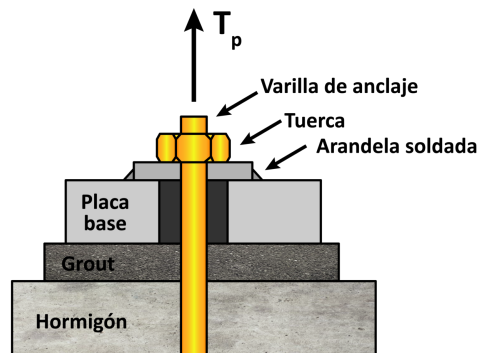
$$\phi F'_{nt} := \phi_t \cdot \left(1.3 \cdot F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi_t \cdot F_{nv}} \right) \cdot f_v \right) = 3552.694 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Espesor de arandela: $t_{washer} := 0.4 \cdot d_a = 22.86 \text{ mm}$

$$t_{washer} := 25 \text{ mm}$$

Figura 62

Interacción de cargas en varilla de anclaje



Fuente: Elaborado por el autor

Longitud de flexión: $l_a := t_p + \frac{1}{2} \cdot t_{washer} = 47.5 \text{ mm}$

Momento flector: $M_{tb} := \frac{V_u \cdot l_a}{2 \cdot n_v} = 11083.333 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

Módulo plástico del anclaje: $Z_a := \frac{d_a^3}{6} = 31.11 \text{ cm}^3$

Tensión axial por flexión: $f_{tb} := \frac{M_{tb}}{Z_a} = 356.265 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Tensión axial por tracción: $f_{ta} := \frac{T_p}{A_a} = 185.464 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Tensión axial total: $f_t := f_{tb} + f_{ta} = 541.729 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

REV₁₀ = "Ok Cumple"

Resistencia al arrancamiento del concreto

$N_{uag} := T_u = 38.49 \text{ tonnef}$ $\phi := 0.75$

$s := 270 \text{ mm}$ $c_{a1} := 75 \text{ mm}$ $c_{a2} := 75 \text{ mm}$

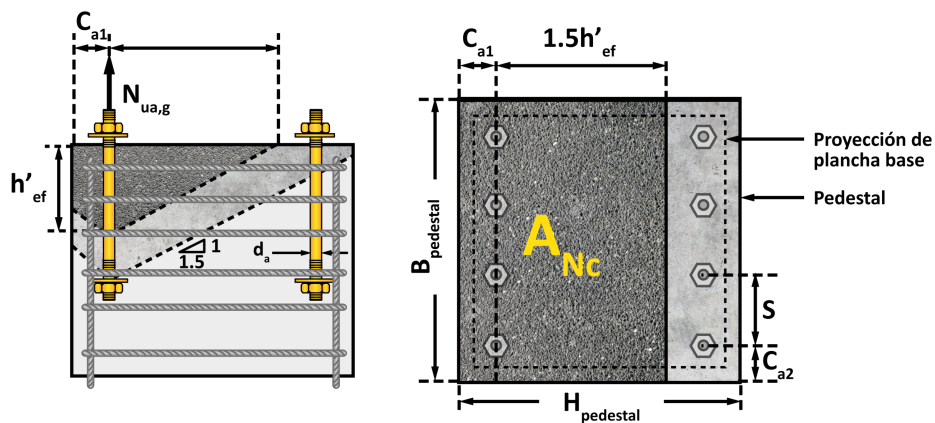
$c_{a_max} := \max(c_{a1}, c_{a2}) = 75 \text{ mm}$

$h'_{ef} := \max\left(\frac{c_{a_max}}{1.5}, \frac{s}{3}\right) = 9 \text{ cm}$

$A_{Nco} := 9 \cdot h'_{ef}{}^2 = 729 \text{ cm}^2$

Figura 63

Superficie de falla proyectada para un grupo de anclajes



Fuente: Elaborado por el autor

$A_{Nc} := \sqrt{A_2} \cdot (c_{a1} + 1.5 \cdot h'_{ef}) = 2817.446 \text{ cm}^2$

Efecto de la excentricidad: $\Psi_{ecN} := 1$

Efecto de borde: $\Psi_{edN} = 0.867$

Efecto del agrietamiento: $\Psi_{eN} := 1$

Efecto por instalación posterior: $\Psi_{cpN} := 1$

$k_c := 10$ *Para anclajes preinstalados*

$\lambda_a := 1$ *Concreto de peso normal*

Capacidad básica de un anclaje: $N_b := k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{kgf}{cm}} \cdot h'_{ef}{}^{1.5} = 3.913 \text{ tonnef}$

$$\phi N_{cbg} := 0.75 \cdot \phi \cdot \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \Psi_{ecN} \cdot \Psi_{edN} \cdot \Psi_{cN} \cdot \Psi_{cpN} \cdot N_b = 7.372 \text{ tonnef}$$

REV_{11} = "No cumple – Colocar refuerzo de anclaje"

Resistencia al arrancamiento del concreto - Refuerzo de anclaje

Fluencia del acero de refuerzo: $f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$

Área de acero requerida: $A_{req} := \frac{N_{uag}}{0.75 \cdot f_y} = 1221.905 \text{ mm}^2$

$$A_{N8} := 510 \text{ mm}^2$$

Número de barras de acero de refuerzo: $\#_{barras} := \text{ceil} \left(\frac{A_{req}}{A_{N8}} \right) = 3$

Diámetro de barra: $d_b := 25 \text{ mm}$

Factores de modificación:

$\Psi_t := 1$

$\Psi_e := 1$

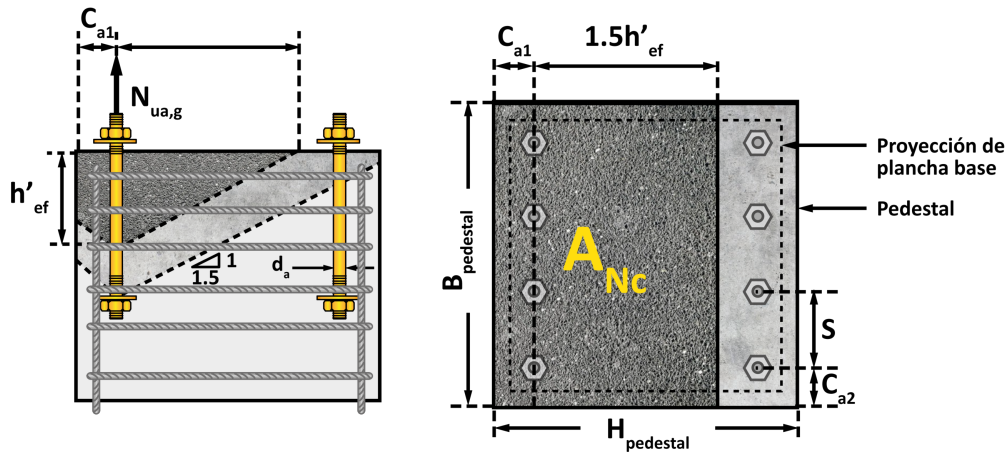
$\Psi_s := 1$

$\lambda := 1$

$$\varphi = \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \quad \varphi := 2.5$$

Figura 64

Longitud de desarrollo de las varillas de anclaje



Fuente: Elaborado por el autor

Longitud de desarrollo:

$$l_d := \left(\frac{fy}{3.5 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot \frac{\Psi_t \cdot \Psi_e \cdot \Psi_s}{\phi} \right) \cdot d_b = 828.079 \text{ mm}$$

Distancia entre acero de refuerzo y anclaje: $g := 525 \text{ mm}$

Recubrimiento: $r_{ct} := 50 \text{ mm}$

Altura de embebido requerida: $h_{ef_req} := l_d + r_{ct} + \left(\frac{g}{1.5} \right) = 1228.079 \text{ mm}$

$h_{ef} := 1230 \text{ mm}$

if ($g \leq 0.5 \cdot h_{ef}$, "Ok", "Disminuir g") = "Ok"

Resistencia al arrancamiento del concreto: $\phi N_{cbg} := \phi \cdot \left(\#barras \cdot \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \right) \cdot fy = 46.388 \text{ tonnef}$

REV₁₁ = "Ok Cumple"

Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción

$N_{ua} := T_p = 4.758 \text{ tonnef} \quad \phi := 0.70$

Factor de fisuración: $\Psi_{cP} := 1$

Dimensiones de placa de anclaje: $h_p := 70 \text{ mm} \quad d_h := 40 \text{ mm}$
 $b_p := 70 \text{ mm}$

Área de placa de anclaje $A_{brg} := h_p \cdot b_p - \frac{\pi \cdot d_h^2}{4} = 36.434 \text{ cm}^2$

Área requerida para resistir la extracción:

$$A_{brg_req} := \frac{N_{ua}}{0.75 \cdot \phi \cdot \Psi_{cF} \cdot 8 \cdot f'_c} = 5.394 \text{ cm}^2$$

REV₁₂ = "Ok Cumple"

Resistencia al desprendimiento lateral del concreto

$$N_{uag} := T_u = 38.49 \text{ tonnef}$$

$$N_{sb} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } h_{ef} > 2.5 \cdot c_{a1} \wedge s < 6 \cdot c_{a1} \\ \left(42.5 \cdot c_{a1} \cdot \sqrt{A_{brg}} \right) \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \text{else} \\ \text{"Redimensionar placa de anclaje"} \end{array} \right\| = 27.881 \text{ tonnef}$$

$$s_a := 3. \quad s = 810 \text{ mm}$$

$$\phi N_{sb} := 0.75 \cdot \phi \cdot \left(1 + \frac{s_a}{6 \cdot c_{a1}} \right) \cdot N_{sb} = 40.985 \text{ tonnef}$$

REV₁₃ = "Ok Cumple"

Resistencia a la flexión de la placa de anclaje

$$f_{pu} := \frac{T_p}{A_{brg}} = 130.581 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \phi := 0.9$$

$$W_{hex} := 60.33 \text{ mm}$$

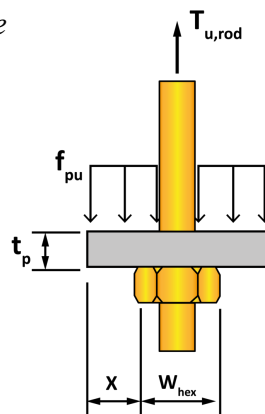
$$x := \frac{b_p - W_{hex}}{2} = 4.835 \text{ mm}$$

$$t_{p_req} := \sqrt{\frac{4 \cdot f_{pu} \cdot x^2}{\phi \cdot F_y}} = 2.315 \text{ mm}$$

$$t_{pp} := 15 \text{ mm}$$

Figura 65

Esquema de placa de anclaje



Fuente: Elaborado por el autor

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS

A partir del desarrollo de la metodología propuesta por la AISC DG-1 y el ACI-318-19, para el diseño de la conexión en la base la columna, se obtienen resultados de dimensiones y espesores, tanto de la placa base como de los elementos complementarios. El análisis se realizó para columnas tubulares cuadradas huecas y columnas tipo I de ala ancha, a fin de cotejar el comportamiento frente a sollicitaciones y, sobre todo, la influencia que tiene la sección adoptada sobre el tamaño de la placa base.

Los datos que se obtuvieron del diseño de la conexión se presentan en las siguientes tablas, la cuales permitirán realizar un análisis comparativo que ayude a determinar la conexión con mayor grado de optimización:

Tabla 11

Resultados del diseño de placas base con carga axial concéntrica

		Columna tubular			Columna tipo I de ala ancha		
		Caso I	Caso II	Caso III	Caso I	Caso II	Caso III
Dimensión de placa	N (mm)	850	600	650	900	650	700
	B (mm)	850	600	650	900	650	700
Dimensión del pedestal de hormigón	Bp (mm)	850	1200	1100	900	1300	1200
	Hp (mm)	850	1200	1100	900	1300	1100
Espesor de placa base	tp (mm)	77	53	59	83	63	68

Fuente: Elaborado por el autor.

Como se observa en la *Tabla 11*, los resultados obtenidos de la placa base conectada a columna tubular son menores con respecto a los obtenidos para la columna tipo I, del mismo modo, las dimensiones y espesores de la placa difieren entre cada caso analizado.

En relación con esto, se puede evidenciar que la aplicación del Caso I genera las mayores dimensiones para la placa en cuanto a los demás casos, debido a que la superficie de apoyo no logra alcanzar el confinamiento del hormigón adecuado para la transferencia de carga, por lo que se requiere de un espesor superior.

El Caso II genera menores espesores y dimensiones de la placa, sin embargo, se requiere de una superficie mayor para el pedestal de hormigón, lo cual puede provocar problemas constructivos cuando la localización del pedestal está limitado a un área reducida o se encuentra cercano a estructuras vecinas; a pesar de esto, es una buena alternativa cuando se tienen cimentaciones de tamaño considerable como es el caso de una losa de cimentación.

Finalmente, el Caso III presenta valores intermedios entre los casos anteriores. Es el caso que se utiliza con mayor frecuencia en las edificaciones de acero, a causa de las dimensiones constructivas que ofrece, tanto del pedestal como de la placa base.

Tabla 12

Resultados del diseño de placas base con carga axial y momento flector pequeño

	Pu (Ton)	Mu (Ton- m)	e (cm)	ecr (cm)	Dimensiones de placa base			Dimensiones del pedestal de hormigón	
					B (mm)	N (mm)	tp (mm)	Bp (mm)	Hp (mm)
Columna Tubular	261.35	12.87	4.92	29.69	700	700	71	1200	1200
Columna tipo I de ala ancha	158.92	19.93	12.54	27.62	750	800	85	1350	1350

Fuente: Elaborado por el autor.

Donde,

Pu: carga axial

Mu: momento flector

e: excentricidad calculada

ecr: excentricidad crítica

B: ancho de placa base

N: largo de placa base

tp: espesor de placa base

Bp: ancho del pedestal de hormigón

Hp: largo del pedestal de hormigón

La *Tabla 12* muestra la diferencia de las solicitaciones actuantes para cada columna. En este caso se observa que la columna tipo I que tiene la placa base con mayores dimensiones posee también un mayor espesor, sin embargo, la columna tubular pese a tener la mayor carga axial de compresión, tiene el menor espesor de placa base; es decir, mientras mayor sea la sección de apoyo menor será el espesor de la placa.

Por otro lado, el tamaño de la placa base es menor para el caso de columna tubular, no obstante, cabe señalar que las condiciones como posición, orientación y sección (peralte y ancho) de los perfiles en comparación no son las mismas, por lo que no se puede asegurar la ventaja de la columna tubular sobre la columna tipo I.

Tabla 13*Resultados del diseño de placas base con carga axial y momento flector grande*

	Pu (Ton)	Mu (Ton-m)	e (cm)	ecr (cm)	Dimensiones de placa base			Dimensiones del pedestal de hormigón	
					B (mm)	N (mm)	tp (mm)	Bp (mm)	Hp (mm)
Columna Tubular	24.38	30.85	126.5	33.62	690	690	48	1200	1200
Columna tipo I de ala ancha	35.13	23.59	67.15	38.84	750	800	42	1350	1350

Fuente: Elaborado por el autor.

Previo al análisis de los resultados obtenidos para placas base con carga axial y momento flector grande, se indica que los valores de las sollicitaciones de diseño utilizadas para el caso de columna tubular fueron asumidos, a fin de conocer la diferencia que existe con relación a los resultados de espesor entre ambas columnas, pues este es un caso frecuente (placas base con momentos grandes) en edificios de acero estructural.

Partiendo de lo anterior, la *Tabla 13* permite evidenciar que la columna tubular tiene mayor excentricidad que la columna tipo I, por esta razón el espesor de la placa se ve afectado en cuanto a su tamaño. Ahora bien, se deduce que la dimensión de la placa es menor para el caso de columnas tubulares porque la carga axial actuante es menor con respecto a la columna tipo I, por ende, las dimensiones del pedestal de hormigón también serán menores.

Tabla 14

Resultados del diseño de placa base con columna tubular y placas rigidizadoras

Dimensiones del rigidizador				
Longitud vertical	a (mm)	300		
Longitud horizontal	b (mm)	154.5		
Longitud de esquinas	l (mm)	25		
Espesor de placa rigidizadora	e (mm)	15		
Verificaciones del rigidizador				
		Valor límite	Valor calculado	
Resistencia a la flexión		7.688	2.237	CUMPLE
Resistencia al cortante		35.156	8.707	CUMPLE
Resistencia a la flexocompresión		1.000	0.824	CUMPLE
Rigidizador en placa base				
Espesor de placa base sin rigidizador (mm)	Espesor de placa base con rigidizador (mm)			
47.71	35			

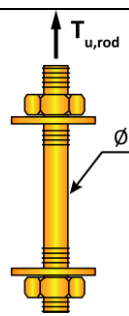
Fuente: Elaborado por el autor.

Esta metodología fue añadida al estudio de placas base por ser una solución frecuente en el medio ingenieril, debido a que la inclusión de las placas rigidizadoras ayudan a reducir el espesor de la placa y colaboran con el reforzamiento de la resistencia a la flexión. Esta alternativa se traduce en un beneficio relativo al aspecto económico porque optimiza la cantidad de acero principalmente en obras de gran magnitud.

Con base en esto, se han diseñado y verificado las placas rigidizadoras para este estudio, obteniendo los valores presentados en la *Tabla 14*, con lo cual se evidencia que la resistencia a la flexión, al cortante y a la flexocompresión se encuentran dentro de los valores límite. Una vez que se ha verificado los requerimientos de resistencia, se ha diseñado la placa base utilizando rigidizadores, dando como resultado un espesor menor con respecto al diseño de la placa base sin utilizar rigidizador.

Tabla 15

Resultados del diseño de varillas de anclaje

Información de la varilla de anclaje			
Diámetro (mm)	57.15		
Área (mm²)	25.65		
Fuerza de tracción (Ton)	38.49		
Resistencia última (ksi)	75		
Verificaciones de diseño	Valor límite	Valor calculado	Estado
Verificación de la resistencia a la tracción	76.09	38.49	CUMPLE
Interacción de fuerza axial, corte y flexión de las barras de anclaje	3552.69	541.73	CUMPLE
Resistencia al arrancamiento del concreto	7.37	38.49	NO CUMPLE
Resistencia al arrancamiento del concreto - Refuerzo de anclaje	46.39	38.49	CUMPLE
Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción	5.39	36.43	CUMPLE
Resistencia al desprendimiento lateral del concreto	40.99	38.49	CUMPLE

Fuente: Elaborado por el autor.

La *Tabla 15* presenta información relacionada a la varilla de anclaje y las verificaciones de resistencia que se han realizado. Como se puede observar, los valores obtenidos del diseño de las varillas de anclaje están dentro de los valores límite, exceptuando la verificación correspondiente a la resistencia al arrancamiento del concreto la cual requirió un refuerzo suplementario para situarse dentro del rango permisible. Por otro lado, es necesario indicar que el valor límite correspondiente a la resistencia por deslizamiento en tracción es el mínimo requerido, por lo tanto, la varilla de anclaje se encuentra por encima de dicho valor de modo que cumple con la verificación.

CONCLUSIONES

El desarrollo de este proyecto técnico ha permitido conocer la metodología de la Guía de diseño 1 del AISC sobre el diseño de placas base, para tener un punto de partida que permita desarrollar un proceso de cálculo adaptado a placas base conectadas a perfiles tubulares huecos, considerando el uso frecuente de esta conexión en el medio ingenieril del país.

A partir de esto, se desprenden las siguientes conclusiones:

- Se tomó como referencia el edificio de nueve niveles propuesto por (Othori *et al.*, 2008), el cual fue modelado en el programa de análisis estructural SAP 2000 v19. Este edificio fue modificado de sus configuraciones iniciales, adaptado a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC y, a su vez, replicado con parámetros definidos; uno considerando columnas tubulares cuadradas huecas y otro con columnas tipo I, a fin de extraer solicitaciones necesarias para el diseño de la placa base.
- Para la verificación de las disposiciones sísmicas de la NEC, se adaptaron las estructuras al código de diseño de Ecuador, se rigidizaron los pórticos y se aplicaron cargas permanentes y vivas, siendo estas: $D=130 \text{ kgf/m}^2$ y $L=240 \text{ kgf/cm}^2$. Además, se consideró que las estructuras están ubicadas en la provincia de Pichincha, cantón Quito; el suelo sobre el que se asientan pertenece al tipo D y las edificaciones están destinadas a oficinas. Los resultados de las disposiciones sísmicas se pueden observar en la *Tabla 7*.
- Con base en la AISC DG-1, se propuso el procedimiento de diseño de tres placas base conectadas a columnas tubulares de secciones cuadradas huecas (central, de borde y de esquina), para comprender su comportamiento frente a las solicitaciones

obtenidas previamente en el análisis estructural y, de esta forma, determinar las dimensiones y espesores de las placas.

- Con base en la AISC DG-1, se propuso el procedimiento de diseño de tres placas base conectadas a columnas tipo I (central, de borde y de esquina), para comprender su comportamiento frente a las solicitaciones obtenidas previamente en el análisis estructural y, de esta forma, determinar las dimensiones y espesores de las placas.
- Considerando las solicitaciones críticas de los modelos de estudio, se determinó que los procesos de diseño son aplicables para los siguientes casos: compresión axial concéntrica; placa base con carga axial y momento pequeño; placa base con carga axial y momento grande; placa base con rigidizadores y diseño de varillas de anclaje.
- En la aplicación de los casos, para el diseño de placas base sometidas a cargas de compresión axial concéntrica, se evidenció que el Caso I generó las mayores dimensiones y espesores de placas base; el Caso II presentó las dimensiones y espesor de placas con menor valor, pero las dimensiones del pedestal de hormigón fueron las más altas respecto de los otros casos de estudio y, finalmente, el Caso III expuso valores intermedios con relación a los dos casos, siendo el más recomendado para el análisis de placas base sujetas a carga axial. Los resultados de esta comparación se pueden visualizar en la *Tabla 11*.
- Una vez realizado el diseño de placas base con cargas de compresión axial, para los dos casos de estudio (columnas tubulares y tipo I), se evidenció que la conexión con columna tubular y placa base posee los valores de espesor mínimos (*ver Tabla 11*), en relación con las placas conectadas a columnas tipo I, por lo que se concluye que el uso de perfiles tubulares produce una conexión con mayor grado de optimización.

- De acuerdo con el diseño de placas base con carga axial y momento flector pequeño, se determina que el espesor de la placa está estrechamente relacionado con la magnitud de la excentricidad y las dimensiones de la placa (*ver Tabla 12*).
- En cuanto al diseño de placas base con carga axial y momento grande, se asumieron valores de carga axial y momento flector para el edificio con columnas tubulares cuadradas, debido a que en los resultados del análisis estructural no se obtuvieron solicitaciones que apliquen para el diseño antes mencionado. A pesar de ello, por la relevancia de este caso y su aplicación habitual, se optó por desarrollar el diseño de las placas base, a fin de comparar los resultados con las columnas tipo I. Los valores obtenidos se presentan en la *Tabla 13*.
- En el apartado correspondiente al diseño de los rigidizadores, se analizaron y verificaron los requerimientos de resistencia de las placas rigidizadoras (*ver Tabla 14*); además, se corroboró que la utilización de estos elementos complementarios son una solución pertinente para los casos donde se requiera disminuir el grosor de la placa. Esto se convierte en una ventaja de carácter económico porque ayuda a optimizar la cantidad de acero principalmente en obras de gran magnitud.
- Finalmente, se diseñó varillas de anclaje y se verificó la resistencia de las mismas, de acuerdo con lo dispuesto en el capítulo 17 del ACI-318-19. Como se puede apreciar en la *Tabla 15*, los valores obtenidos se encuentran por debajo de los valores límite.

RECOMENDACIONES

En este apartado se plantean ciertas sugerencias que en un futuro se podrían considerar para continuar con la línea de investigación de este proyecto técnico.

- Se recomienda realizar un análisis por elementos finitos de la conexión placa base y columnas tubulares con secciones armadas, a fin de profundizar en el comportamiento de este tipo de uniones.
- Se propone realizar una investigación a partir de prototipos de ensayo que permitan alcanzar una aproximación más ajustada al comportamiento real de la conexión placa base-columna tubular.
- Se propone ahondar en la metodología de diseño de placas base, enfocadas a columnas tubulares circulares para edificios de acero, de tal manera, que se logre desarrollar un procedimiento unificado para perfiles de este tipo.
- Por último, se sugiere continuar con la investigación de las varillas de anclaje, su configuración y grupos de anclajes necesarios, para conocer cómo se disponen estas varillas en el caso, no solo de columnas tipo I, sino de columnas tubulares.

REFERENCIAS

- Aguiar, R., & Miele, Y. (2016). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 21(3), 257–282. <https://bit.ly/3iemcpI>
- American Concrete Institute (1999). *Grouting between Foundations and Bases for Support of Equipment and Machinery*. ACI- 351.1R-99. <https://bit.ly/3BabZIN>
- American Concrete Institute (2001). *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures*. ACI-349-01. <https://bit.ly/3ov25G9>
- American Concrete Institute (2002). *Building Code Requirements For Structural Concrete*. ACI-318-02. <https://bit.ly/3HCXB83>
- American Concrete Institute (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. ACI-318-19. <https://bit.ly/3B5iar7>
- American Institute of Steel Construction. (2006). *Steel Design Guide 1 - Base Plate and Anchor Rod Design*. (2), 1-62.
- American Institute of Steel Construction (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC 341-16. <https://bit.ly/3339uoJ>
- American Institute of Steel Construction (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. ANSI/AISC-360-16. <https://bit.ly/3wPR18f>
- Argüelles, R., Argüelles, R., Arriaga, F., Atienza, J. y Martínez, J. (2001). *Estructuras de acero: uniones y sistemas estructurales* (1ª Ed.). Bellisco. <https://bit.ly/3KYQI36>

- Arízaga, M., & Ortiz, S. (2014). Análisis y diseño sismorresistente de conexiones rígidas para secciones tubulares. *Repositorio de la Universidad de Cuenca*, 1–194. <https://bit.ly/2R8yzbR>
- Bakker, M. C. (1990). Yield line analysis of post-collapse behavior of thin-walled steel members. *Heron*, 35 (3), 1-50.
- Braestrup, M. W. (1970). Yield line theory and limit analysis of plates and slabs. *Magazine of Concrete Research*, 22(71), 99-106.
- Brañas, A. (2016). Análisis de las bases de columnas metálicas. Confección de un libro resumen en MATHCAD para el diseño. *Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Civil*.
- Cassagne, A. (2009). “Especificaciones Técnicas de Construcción para PARM fabricados a partir de planchas soldadas”. [Tesis de Grado, Escuela Superior Politécnica del Litoral, Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra] <https://bit.ly/3ANPpPF>
- Drake, R. M., Elkin, S. J. (1999). Beam-Column Base Plate Design—LRFD Method. *Engineering Journal*, 36(1), 29-38.
- Fisher, J., & Kloiber, L. (2006). Steel Design Guide 1-Base Plate and Anchor Rod Design. En *AISC*. (2), 1-62.
- Gere, J. M. (2002). Timoshenko Resistencia de Materiales. International Thomson Editores.
- Gómez López, R. (2004). Evolución científica y metodológica de la Economía [Versión electrónica]. Recuperado de <https://bit.ly/3gMs74l>
- Górski, M. (2008). Design procedure for steel column bases with stiffeners. *MATEC Web of Conferences*, 219(2018), 1-8.

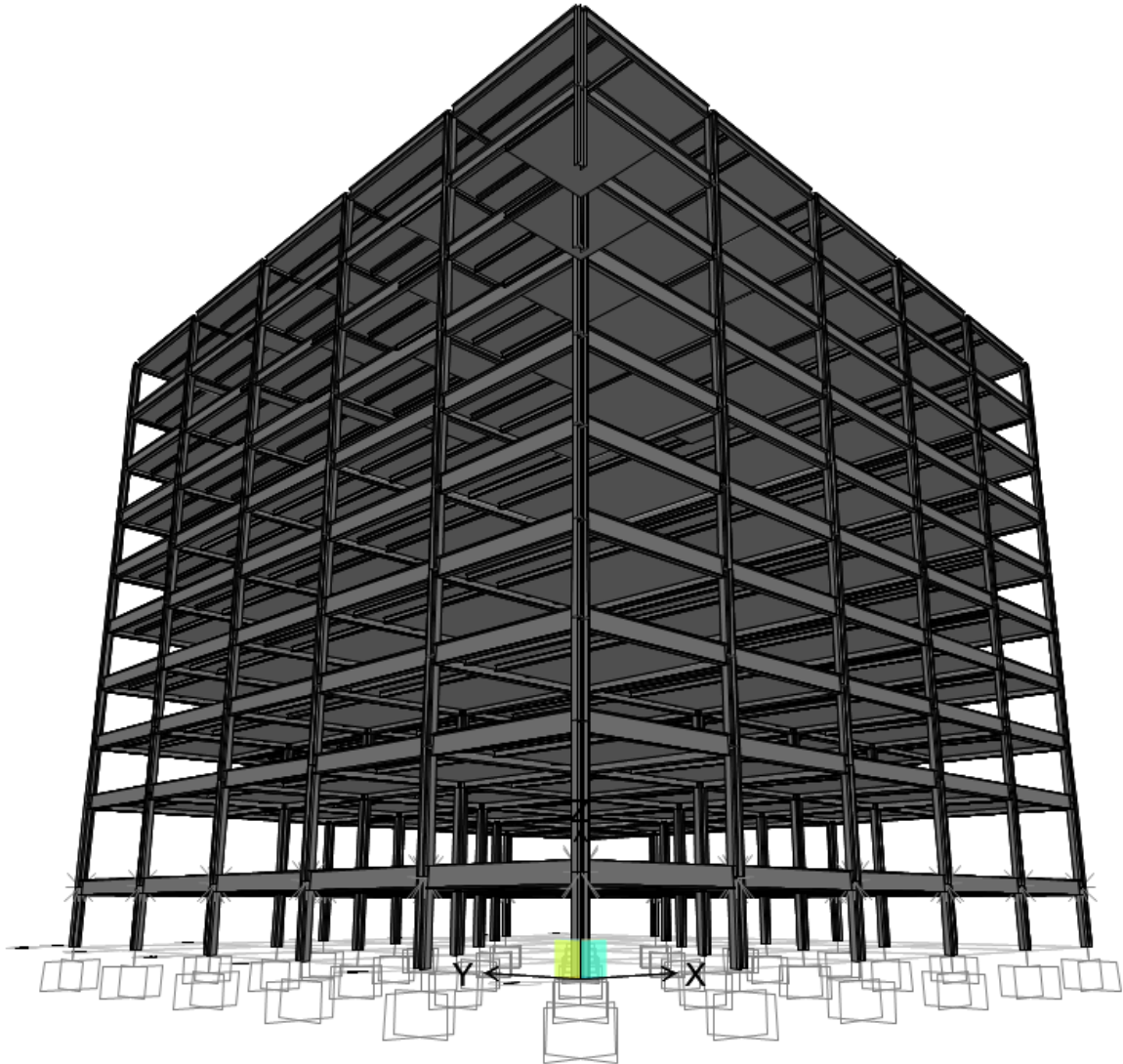
- Groover, M. P. (3a Ed.). (2007). *Fundamentos de manufactura moderna*. McGraw-Hill.
- Kanvinde, A., Higgins, P., Cooke, R., Pérez, J., & Higgins, J. (2014). Column Base Connections for Hollow Steel Sections: Seismic Performance and Strength Models. *Journal of Structural Engineering*, 141(7), 1–13. <https://bit.ly/3vH4SO9>
- Loges, S. (s.f.). Vulnerabilidad sísmica de edificios aporticados de acero estructural construidos con perfiles tubulares en Venezuela. *IDECA, Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Central de Venezuela*, 1–13. <https://bit.ly/2RZmOoD>
- McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen F. (5 Ed.). (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Alfaomega. <https://bit.ly/3i8ExVs>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (2015), *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero*. <https://bit.ly/3zUl6Gn>
- Myers, A. T., Kanvinde, A. M., Deierlein, G. C. y Fell, B. V. (2008). Effect of weld details on the ductility of steel column baseplate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(2009), 1366-1373.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Estructuras de Acero. *MIDUVI Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*, 413. <https://bit.ly/3uDylav>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. NEC-SE-DS. <https://bit.ly/3HxWR49>
- Othori, Y., Christenson, R. E., Spencer Jr, B. F., y Dyke, S. J. (2004). Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(4), 366-385.
- Packer, J. A. y Henderson, J. E. (1997). *Hollow structural section connections and trusses*. Canadian Institute of Steel Construction.

- Peñalosa, J. y Téllez, J. (2019). Guía metodológica para el diseño de conexiones de columna-placa base y pernos de anclaje método LRFD [Tesis de maestría, Universidad Francisco De Paula Santander]. Archivo digital. <https://bit.ly/3g0J5ua>
- Pita, S., y Pértega, S. (2002). Investigación cuantitativa y cualitativa. *Cadernos de atención primaria, volumen 9* (pp. 76-78). <https://bit.ly/3jeUMR4>
- Shaheen, M. A., Tsavdaridis, K. D. y Salem, E. (2017). Effect of *grout* properties on shear strength of column base connections: FEA and analytical approach. *Engineering Structures, 152* (2017), 307-319.
- Thornton, W. A. (1990). Design of Small Base Plates for Wide-Flange Columns. *Engineering Journal, 27*(3), 108-110.
- Torres, R., Núñez, E., & Herrera, R. (2018). Desempeño sísmico de conexiones a momento tipo *end-plate* en sistemas estructurales a momento con columnas tubulares HSS y vigas de alma abierta. *JIFI - Jornadas de Investigación Encuentro Académico Industrial, Facultad de Ingeniería*. <https://bit.ly/3z0ERM3>
- Tsavdaridis, K., Shaheen, M., Baniotopoulos, C., Salem, E. (2015). Analytical approach of anchor rod stiffness and steel base plate calculation under tension. *Structures, 5* (2016), 207-218. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2015.11.001>
- Venture, S., & Guidelines Development Committee. (2000). Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. *Federal Emergency Management Agency*, 350. <https://bit.ly/3vIBvLA>
- Vinnakota, S. (1ª Ed.). (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. McGraw-Hill.

ANEXOS

Anexo 1

Modelo del edificio con columnas tipo I para el estudio de placas base



Anexo 2

Participación de masa modal para edificio con columnas tipo I

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	1.359239	0	0.77721	6.873E-20	0	0.77721	6.873E-20
MODAL	Mode	2	1.31384	0.76096	1.862E-20	1.158E-05	0.76096	0.77721	1.158E-05
MODAL	Mode	3	1.137594	0	1.571E-06	0	0.76096	0.77722	1.158E-05
MODAL	Mode	4	0.515067	4.964E-19	0.09663	4.285E-17	0.76096	0.87385	1.158E-05
MODAL	Mode	5	0.497231	0.10121	2.281E-19	2.886E-05	0.86217	0.87385	4.044E-05
MODAL	Mode	6	0.432785	0	3.485E-09	0	0.86217	0.87385	4.044E-05
MODAL	Mode	7	0.305788	1.329E-16	0.03066	1.63E-15	0.86217	0.90451	4.044E-05
MODAL	Mode	8	0.291415	0.03699	1.26E-15	5.113E-06	0.89916	0.90451	4.555E-05
MODAL	Mode	9	0.255195	5.708E-17	6.713E-10	1.143E-15	0.89916	0.90451	4.555E-05
MODAL	Mode	10	0.207052	1.528E-14	0.01001	9.238E-13	0.89916	0.91452	4.555E-05
MODAL	Mode	11	0.193626	0.01324	1.11E-15	0.0001	0.9124	0.91452	0.00015
MODAL	Mode	12	0.178361	6.768E-15	0.00734	2.131E-12	0.9124	0.92186	0.00015
MODAL	Mode	13	0.178288	3.118E-16	0.00263	1.545E-12	0.9124	0.92449	0.00015
MODAL	Mode	14	0.177476	9.187E-15	0.01427	6.923E-13	0.9124	0.93877	0.00015
MODAL	Mode	15	0.17739	4.007E-15	0.00032	1.487E-14	0.9124	0.93908	0.00015
MODAL	Mode	16	0.177345	1.108E-15	2.206E-09	1.016E-12	0.9124	0.93908	0.00015
MODAL	Mode	17	0.170332	6.041E-18	9.639E-10	8.197E-15	0.9124	0.93908	0.00015
MODAL	Mode	18	0.153367	8.877E-14	0.00406	4.798E-13	0.9124	0.94314	0.00015
MODAL	Mode	19	0.150583	2.209E-06	4.343E-15	0.49301	0.9124	0.94314	0.49316
MODAL	Mode	20	0.146828	3.442E-14	1.701E-07	3.331E-14	0.9124	0.94314	0.49316
MODAL	Mode	21	0.145212	1.158E-05	5.268E-14	0.03075	0.91241	0.94314	0.52391
MODAL	Mode	22	0.141743	1.482E-13	7.119E-09	1.459E-12	0.91241	0.94314	0.52391
MODAL	Mode	23	0.141156	2.977E-05	9.03E-15	0.03783	0.91244	0.94314	0.56173
MODAL	Mode	24	0.140246	0.00624	1.899E-15	0.00027	0.91868	0.94314	0.562
MODAL	Mode	25	0.136497	3.017E-06	6.921E-15	0.00322	0.91868	0.94314	0.56522
MODAL	Mode	26	0.13557	7.701E-06	7.017E-14	0.01826	0.91869	0.94314	0.58348
MODAL	Mode	27	0.135525	3.475E-13	1.36E-08	2.157E-13	0.91869	0.94314	0.58348
MODAL	Mode	28	0.13258	6.698E-14	5.555E-09	3.646E-12	0.91869	0.94314	0.58348
MODAL	Mode	29	0.131293	4.8E-13	2.051E-09	1.021E-12	0.91869	0.94314	0.58348
MODAL	Mode	30	0.128034	1.39E-07	6.802E-13	0.00128	0.91869	0.94314	0.58476

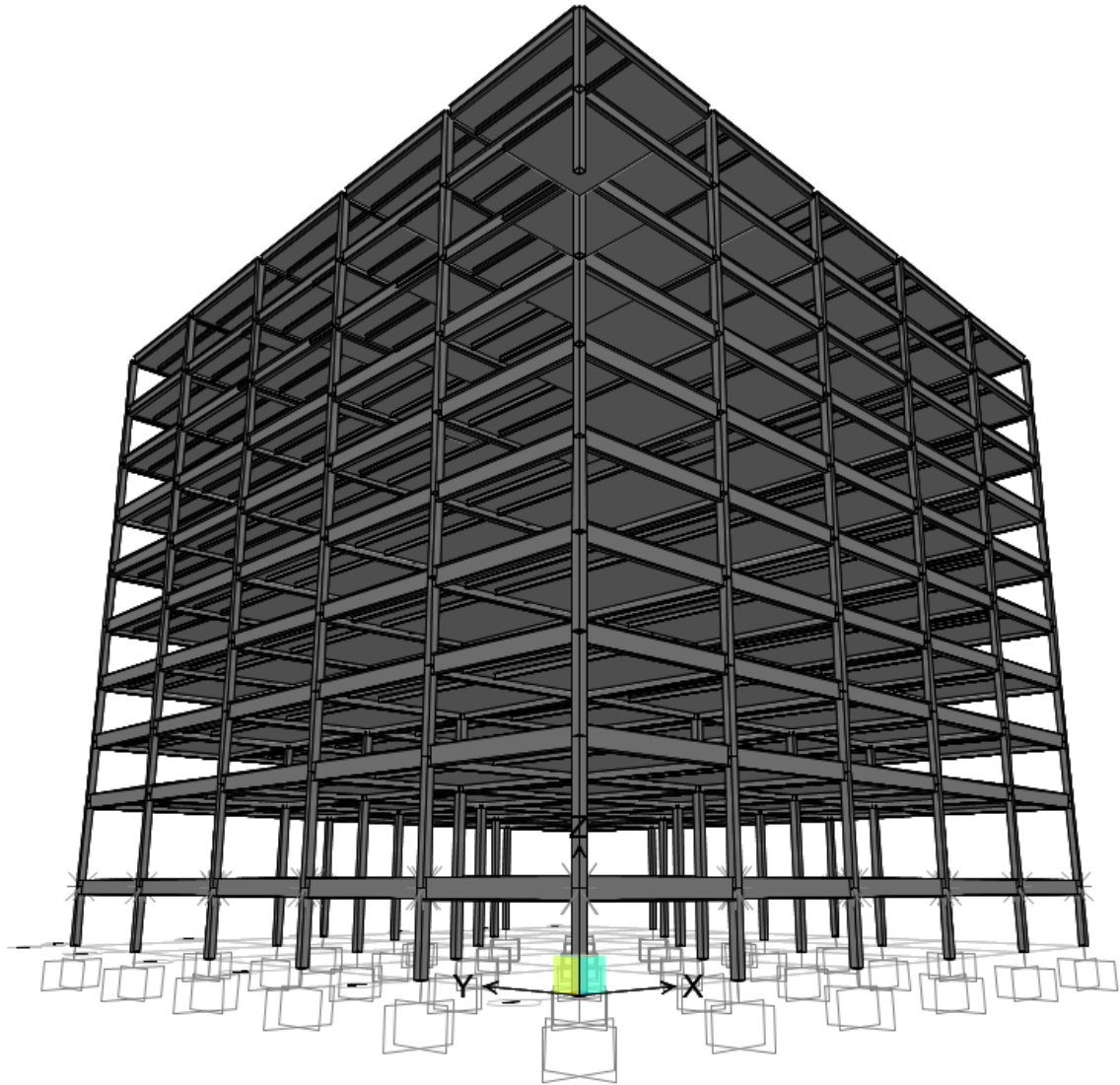
Anexo 3

Cortante basal estático y dinámico para el edificio con columnas tipo I

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m
SEx	LinStatic		-796.7883	4.756E-11	2.256E-12	-1.407E-09	-23647.3642	20026.15432
SEy	LinStatic		6.111E-11	-796.7883	5.801E-13	23647.36423	1.873E-09	-20025.9842
SDx	LinRespSpec	Max	692.7994	0.00013	5.4659	124.95188	18851.39935	18251.29583
SDy	LinRespSpec	Max	0.0001255	637.5037	0.0022	17075.99078	0.06424	16770.22934

Anexo 4

Modelo del edificio con columnas tipo tubulares cuadradas para el estudio de placas base



Anexo 5

Participación de masa modal para edificio con columnas tipo tubular

S Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Modal Participating Mass Ratios

Filter:

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode	1	1.436537	0.79025	1.259E-20	5.633E-07	0.79025	1.259E-20	5.633E-07
MODAL	Mode	2	1.405008	0	0.79166	2.588E-19	0.79025	0.79166	5.633E-07
MODAL	Mode	3	1.261554	0	1.307E-08	0	0.79025	0.79166	5.633E-07
MODAL	Mode	4	0.532888	0.09087	1.078E-19	1.795E-06	0.88112	0.79166	2.358E-06
MODAL	Mode	5	0.520972	7.332E-20	0.09057	8.367E-18	0.88112	0.88223	2.358E-06
MODAL	Mode	6	0.469764	0	2.33E-08	9.481E-20	0.88112	0.88223	2.358E-06
MODAL	Mode	7	0.318834	0.02744	2.878E-15	2.026E-07	0.90856	0.88223	2.561E-06
MODAL	Mode	8	0.31166	4.331E-16	0.027	1.885E-14	0.90856	0.90923	2.561E-06
MODAL	Mode	9	0.282097	6.734E-19	1.825E-09	3.503E-15	0.90856	0.90923	2.561E-06
MODAL	Mode	10	0.212688	0.00759	1.747E-14	2.611E-06	0.91615	0.90923	5.172E-06
MODAL	Mode	11	0.207878	1.599E-14	0.00753	3.329E-13	0.91615	0.91676	5.172E-06
MODAL	Mode	12	0.188056	1.919E-14	1.16E-09	7.083E-12	0.91615	0.91676	5.172E-06
MODAL	Mode	13	0.182297	2.242E-14	0.01931	6.092E-13	0.91615	0.93607	5.172E-06
MODAL	Mode	14	0.182291	1.227E-14	0.00295	1.322E-12	0.91615	0.93902	5.172E-06
MODAL	Mode	15	0.182196	1.196E-15	5.561E-07	2.724E-14	0.91615	0.93902	5.172E-06
MODAL	Mode	16	0.182156	2.588E-15	1.271E-05	7.579E-15	0.91615	0.93904	5.172E-06
MODAL	Mode	17	0.182123	3.217E-14	0.00287	4.733E-13	0.91615	0.94191	5.172E-06
MODAL	Mode	18	0.174086	2.336E-10	1.634E-14	0.52332	0.91615	0.94191	0.52333
MODAL	Mode	19	0.16803	9.918E-14	3.085E-08	2.382E-14	0.91615	0.94191	0.52333
MODAL	Mode	20	0.166081	5.08E-12	3.147E-14	4.03E-07	0.91615	0.94191	0.52333
MODAL	Mode	21	0.160624	3.088E-14	1.34E-10	1.521E-15	0.91615	0.94191	0.52333
MODAL	Mode	22	0.159394	1.264E-06	9.074E-14	0.04204	0.91615	0.94191	0.56537
MODAL	Mode	23	0.158589	0.0037	3.472E-18	9.026E-06	0.91985	0.94191	0.56538
MODAL	Mode	24	0.155214	3.103E-15	0.00338	7.327E-17	0.91985	0.94529	0.56538
MODAL	Mode	25	0.154033	2.5E-08	2.173E-14	0.04828	0.91985	0.94529	0.61365
MODAL	Mode	26	0.152806	1.824E-07	1.078E-15	3.978E-06	0.91985	0.94529	0.61366
MODAL	Mode	27	0.151187	1.081E-13	2.582E-07	5.623E-17	0.91985	0.94529	0.61366

Record: << < 1 > >> of 27

Add Tables... Done

Anexo 6

Cortante basal estático y dinámico para el edificio con columnas tipo tubular

S Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

Filter:

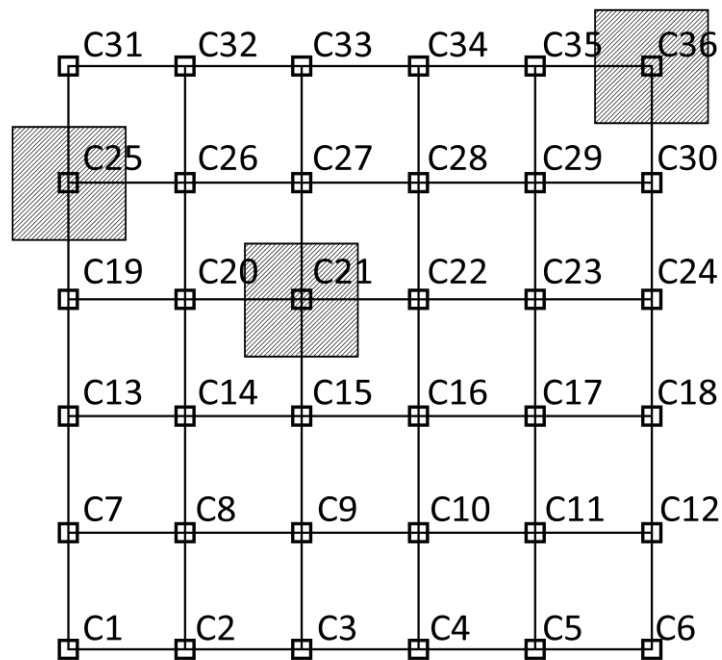
OutputCase Text	Case Type Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m
SEx	LinStatic		-781.5969	8.945E-11	-4.512E-13	-2.645E-09	-23255.32	19644.56623
SEy	LinStatic		8.373E-11	-781.5969	7.775E-14	23255.31995	2.507E-09	-19644.5085
SDx	LinRespSpec	Max	625.3024	0.000189	1.0702	24.45958	16727.38431	16483.89891
SDy	LinRespSpec	Max	0.000449	625.2002	0.0005492	16708.01803	0.01686	16425.27981

Record: << < 1 > >> of 4

Add Tables... Done

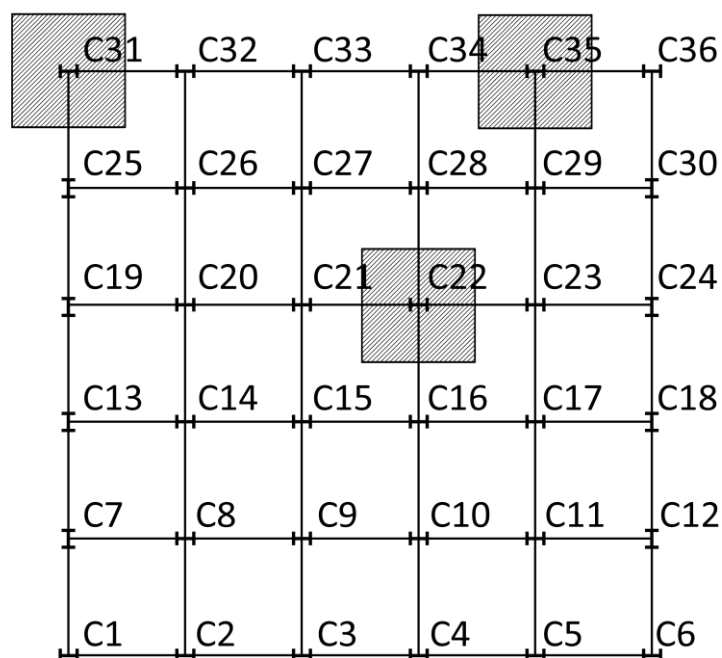
Anexo 7

Esquema de edificio de acero con columnas tubulares utilizadas para el diseño de la placa base.



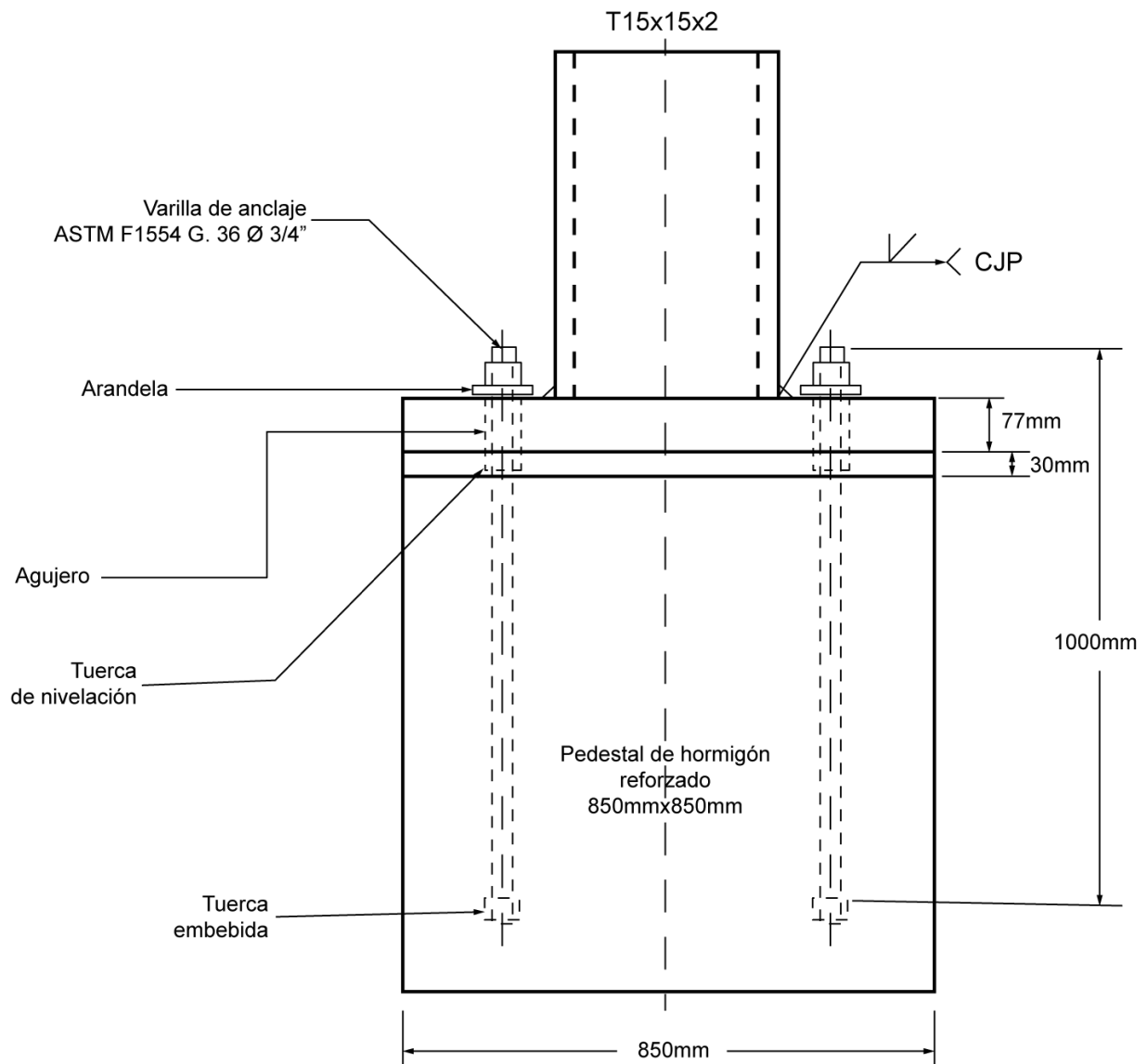
Anexo 8

Esquema de edificio de acero con columnas tipo I utilizadas para el diseño de la placa base.



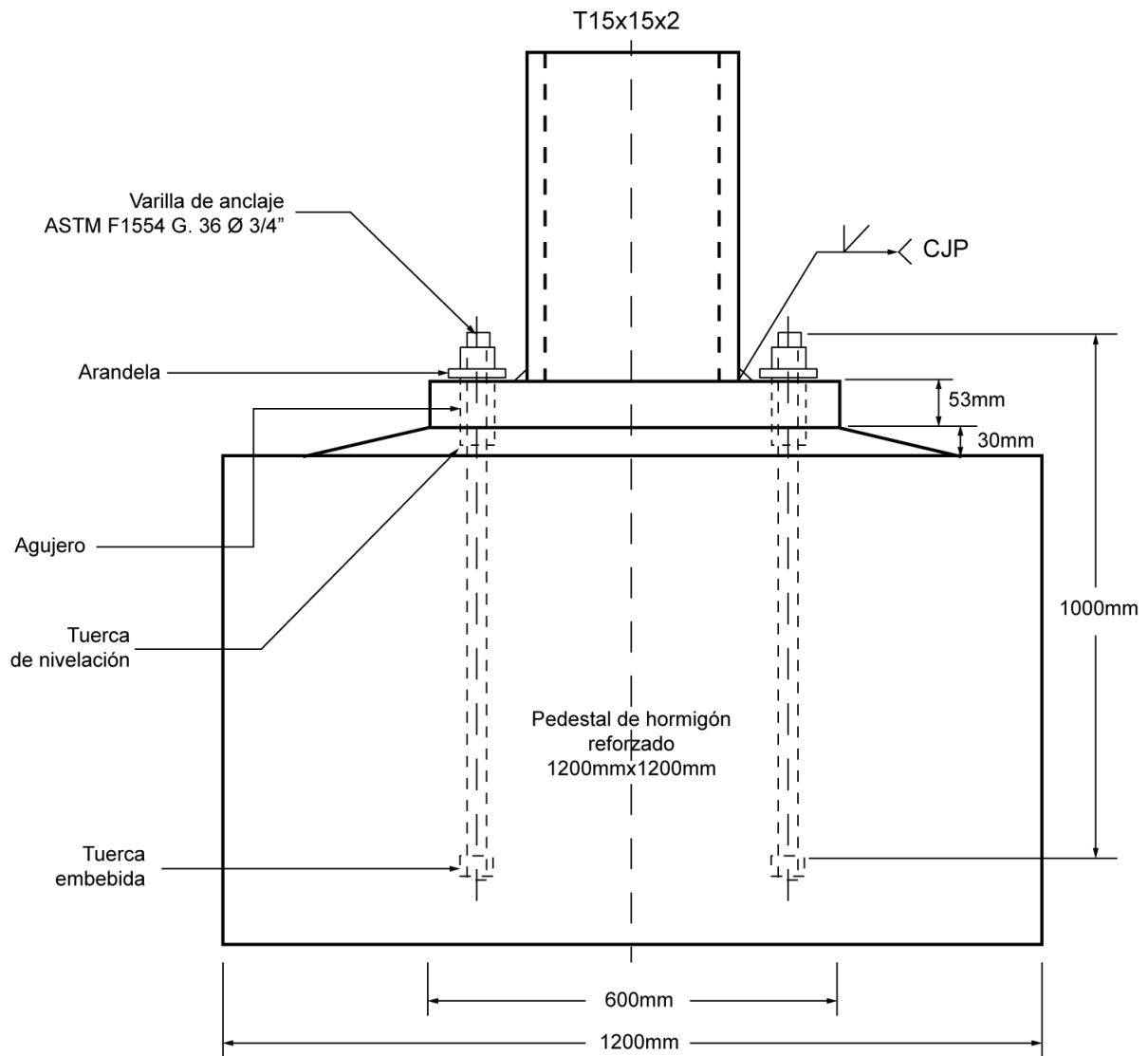
Anexo 9

Detalle de conexión placa base – columna central tipo tubular, carga axial concéntrica (Caso I).



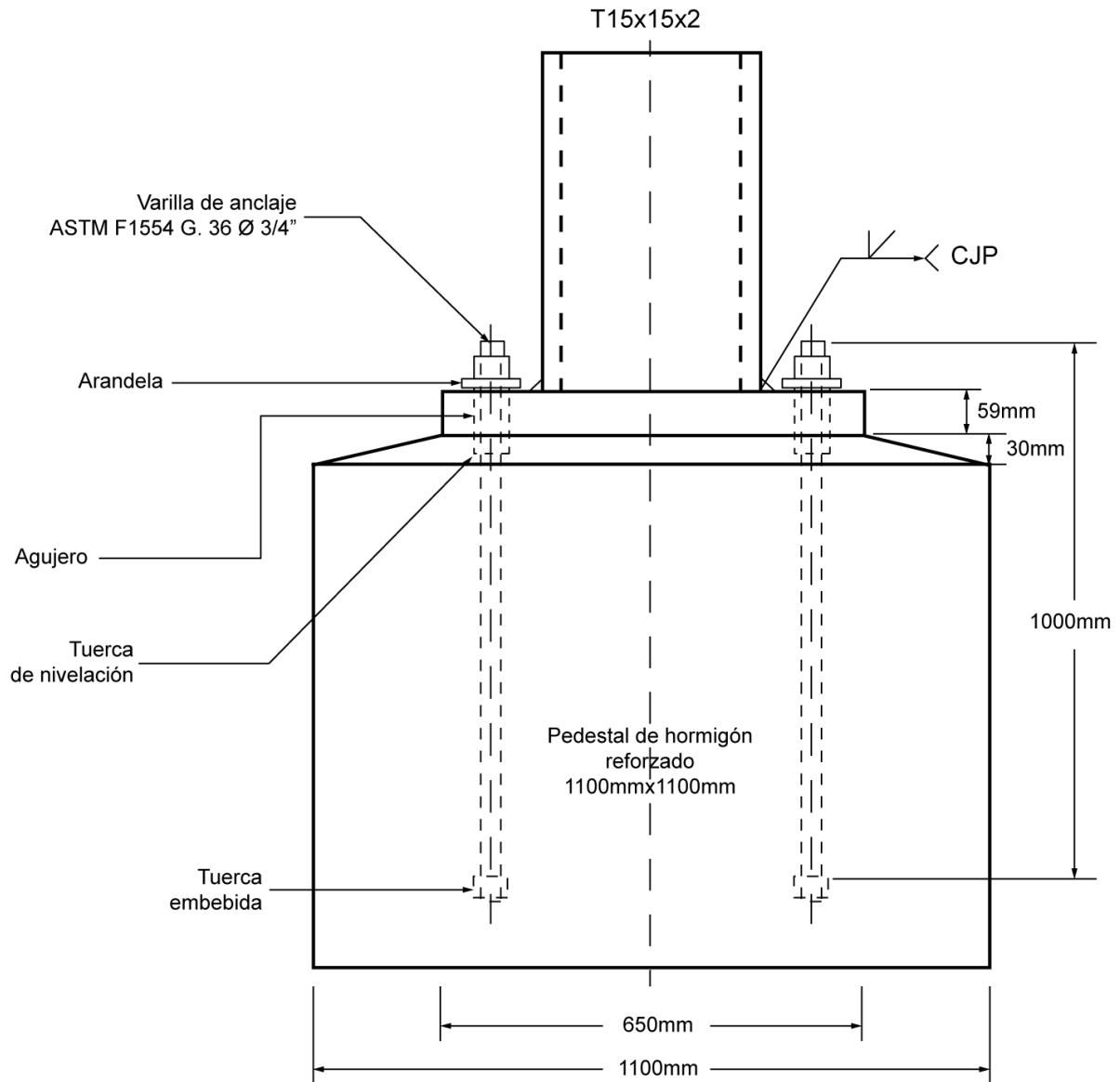
Anexo 10

Detalle de conexión placa base – columna central tipo tubular, carga axial concéntrica (Caso II).



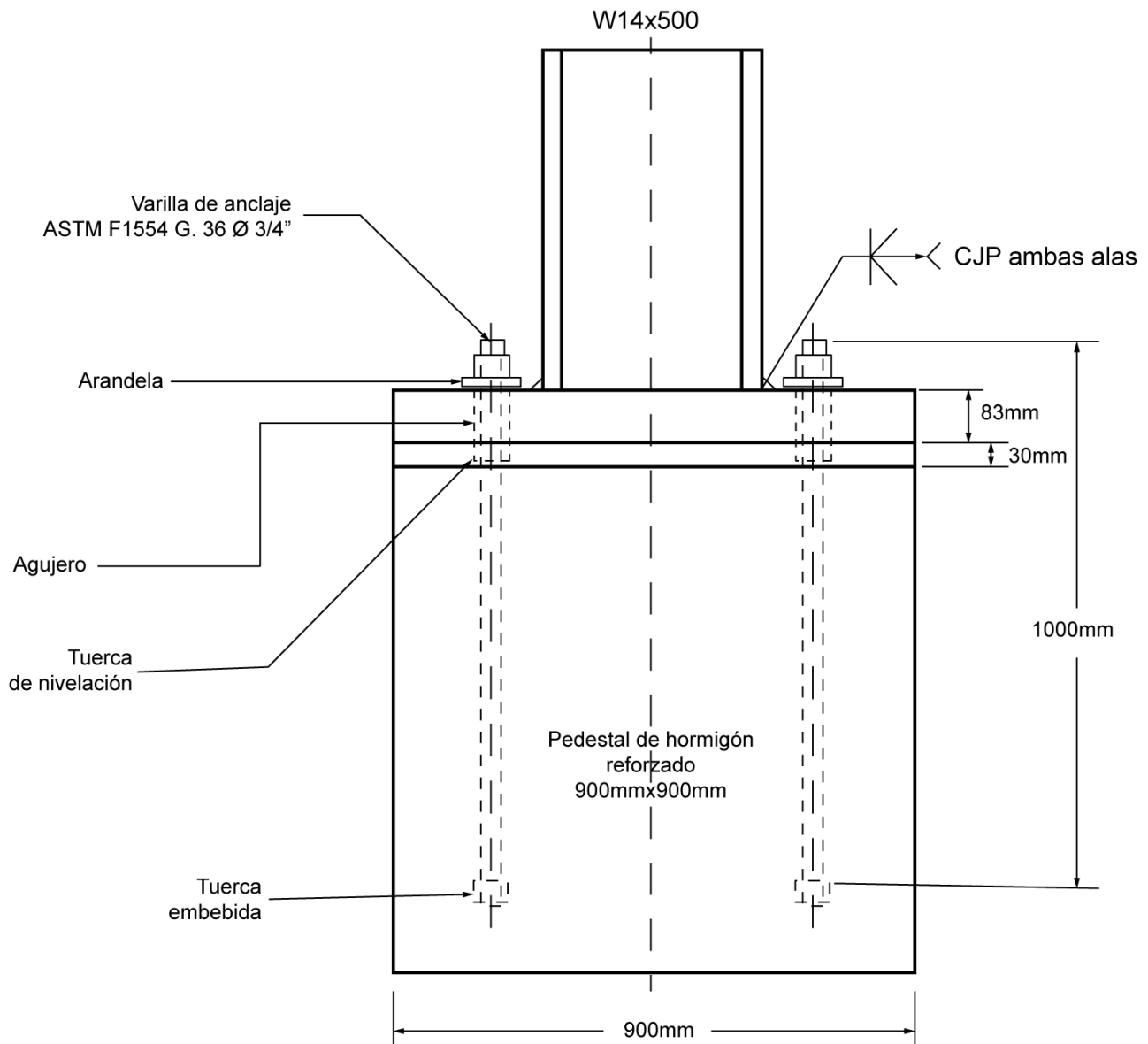
Anexo 11

Detalle de conexión placa base – columna central tipo tubular, carga axial concéntrica (Caso III).



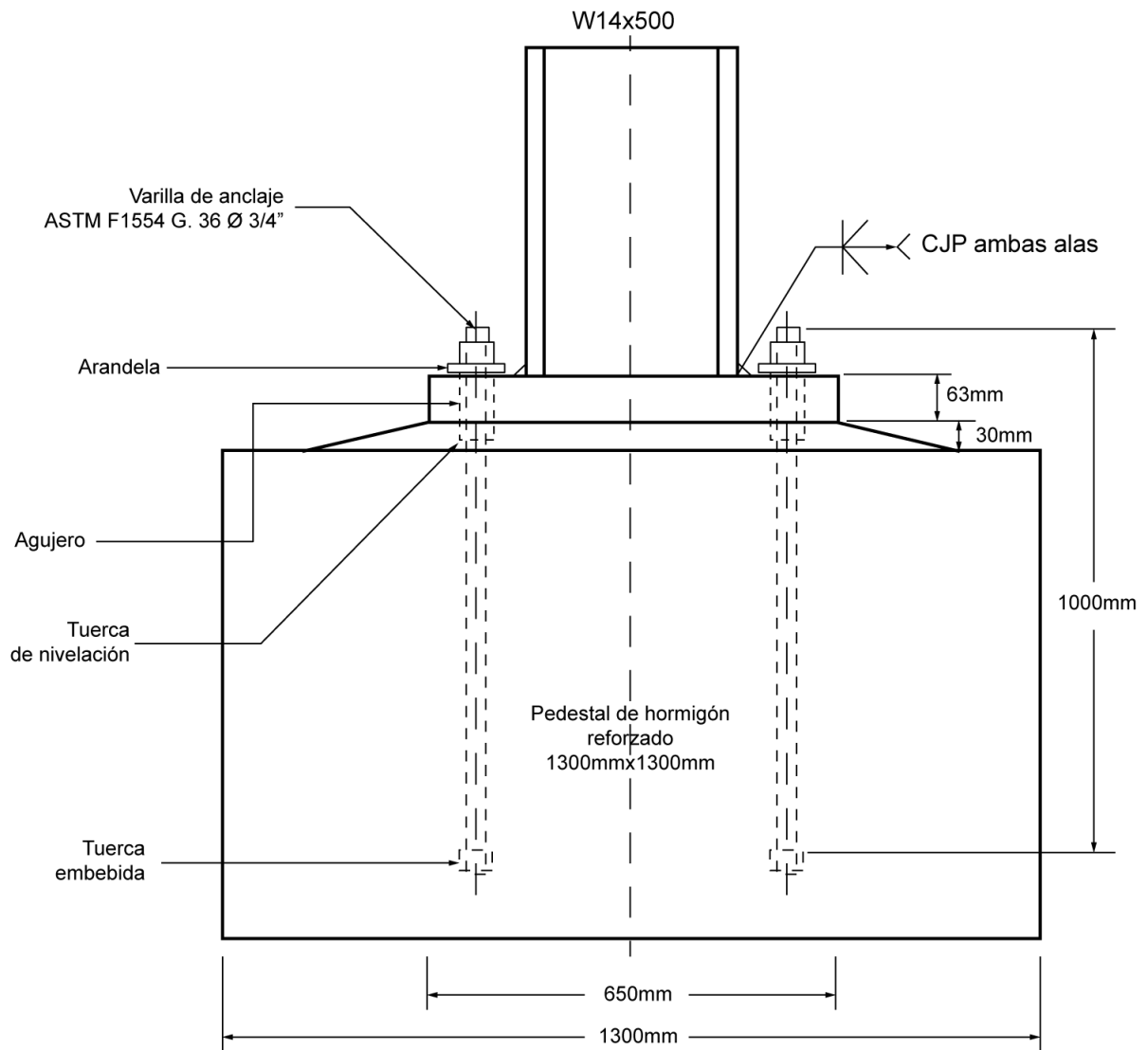
Anexo 12

*Detalle de conexión placa base – columna central tipo I, carga axial concéntrica
(Caso I).*



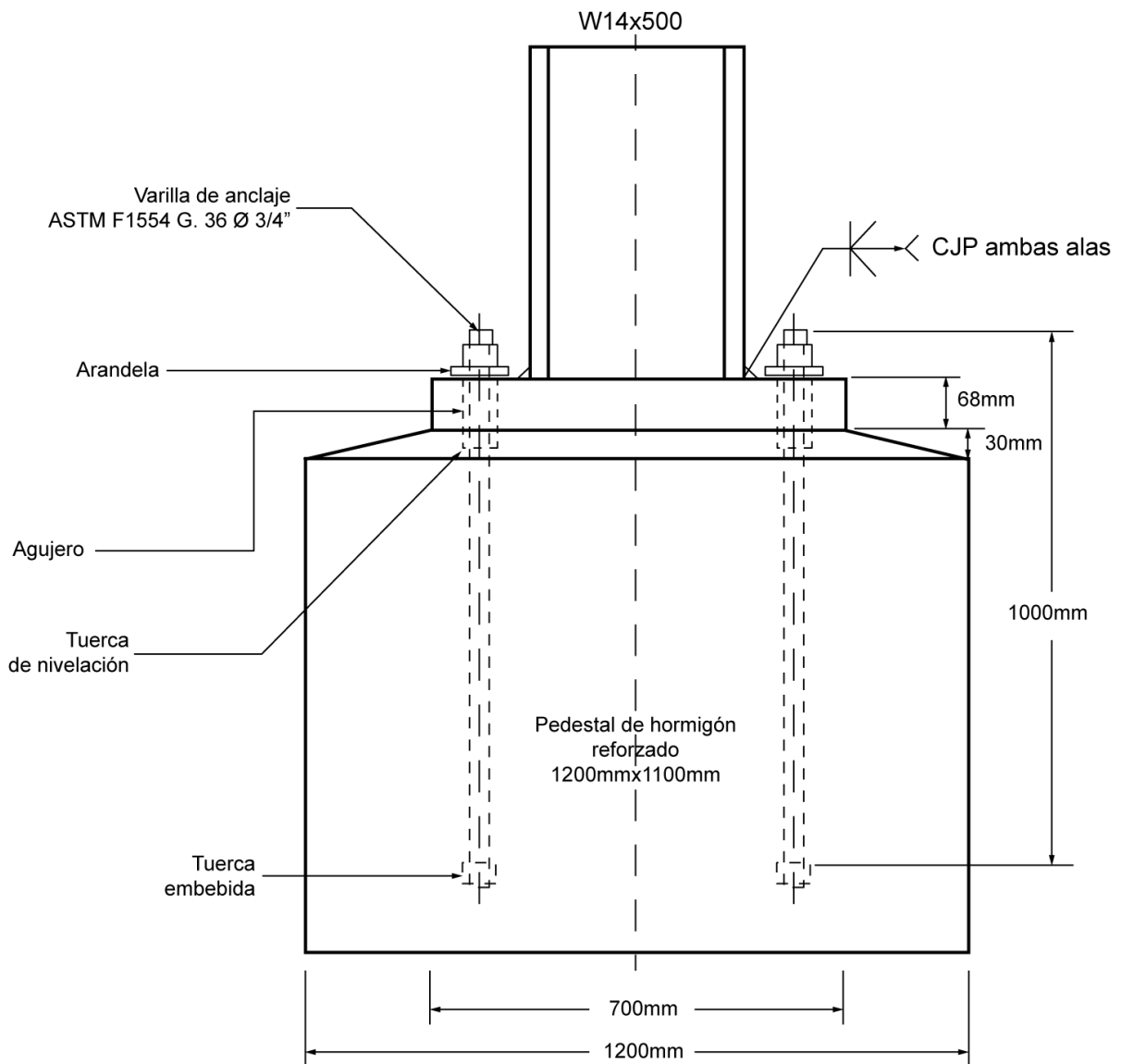
Anexo 13

*Detalle de conexión placa base – columna central tipo I, carga axial concéntrica
(Caso II).*



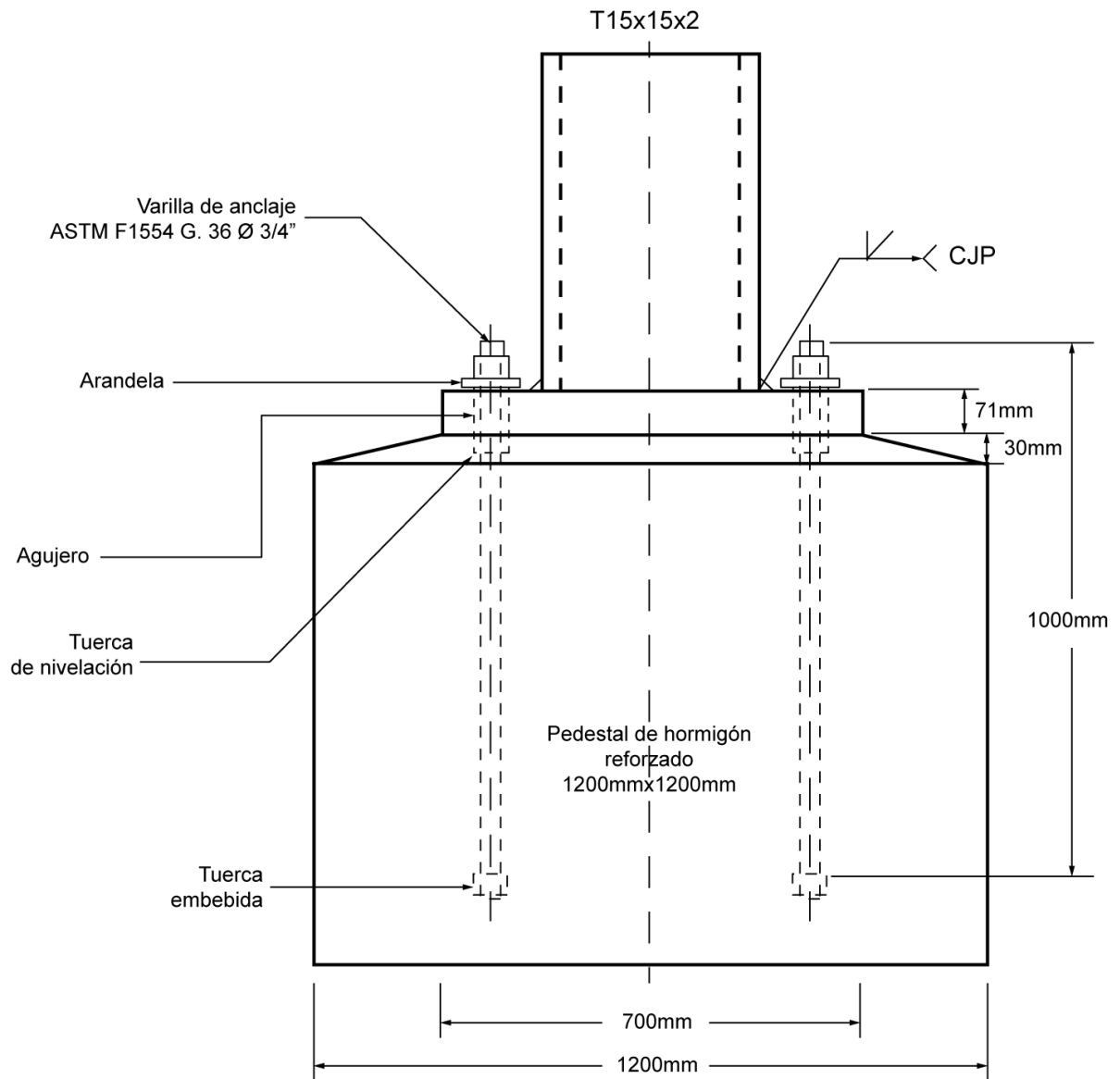
Anexo 14

*Detalle de conexión placa base – columna central tipo I, carga axial concéntrica
(Caso III).*



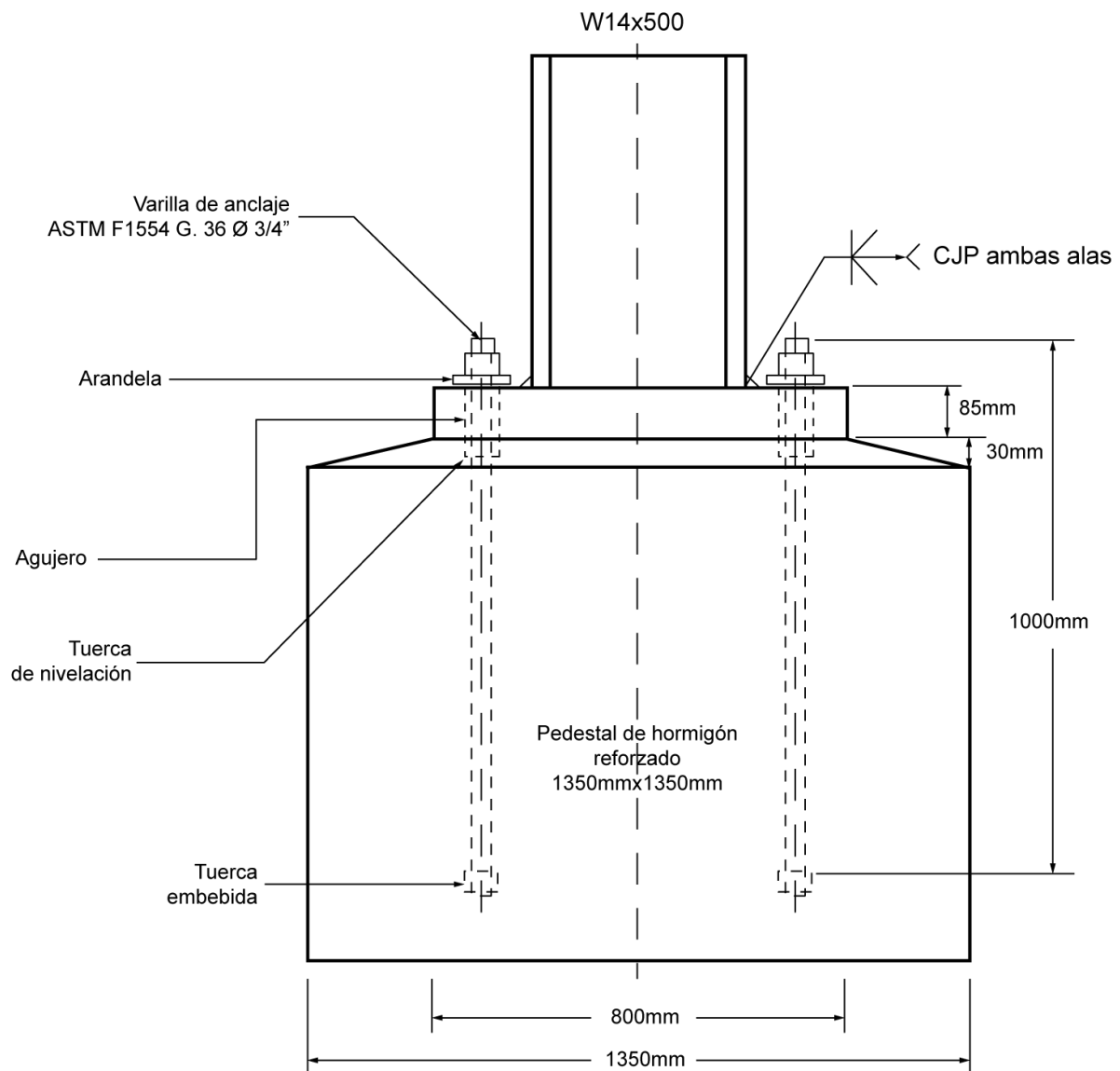
Anexo 15

Detalle de conexión placa base – columna de borde tipo tubular, para el caso de carga axial y momento flector pequeño.



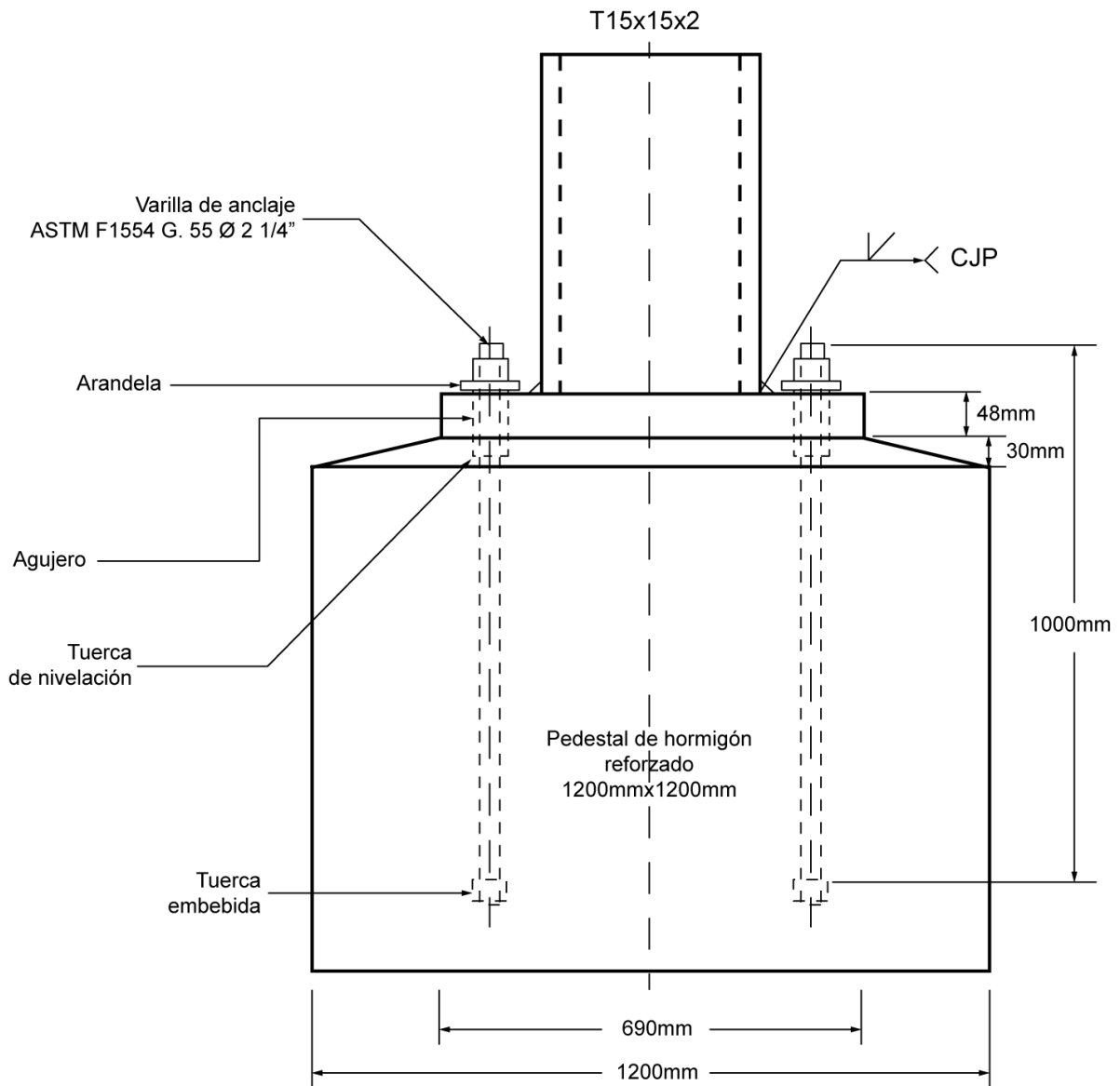
Anexo 16

Detalle de conexión placa base – columna de borde tipo I, para el caso de carga axial y momento flector pequeño.



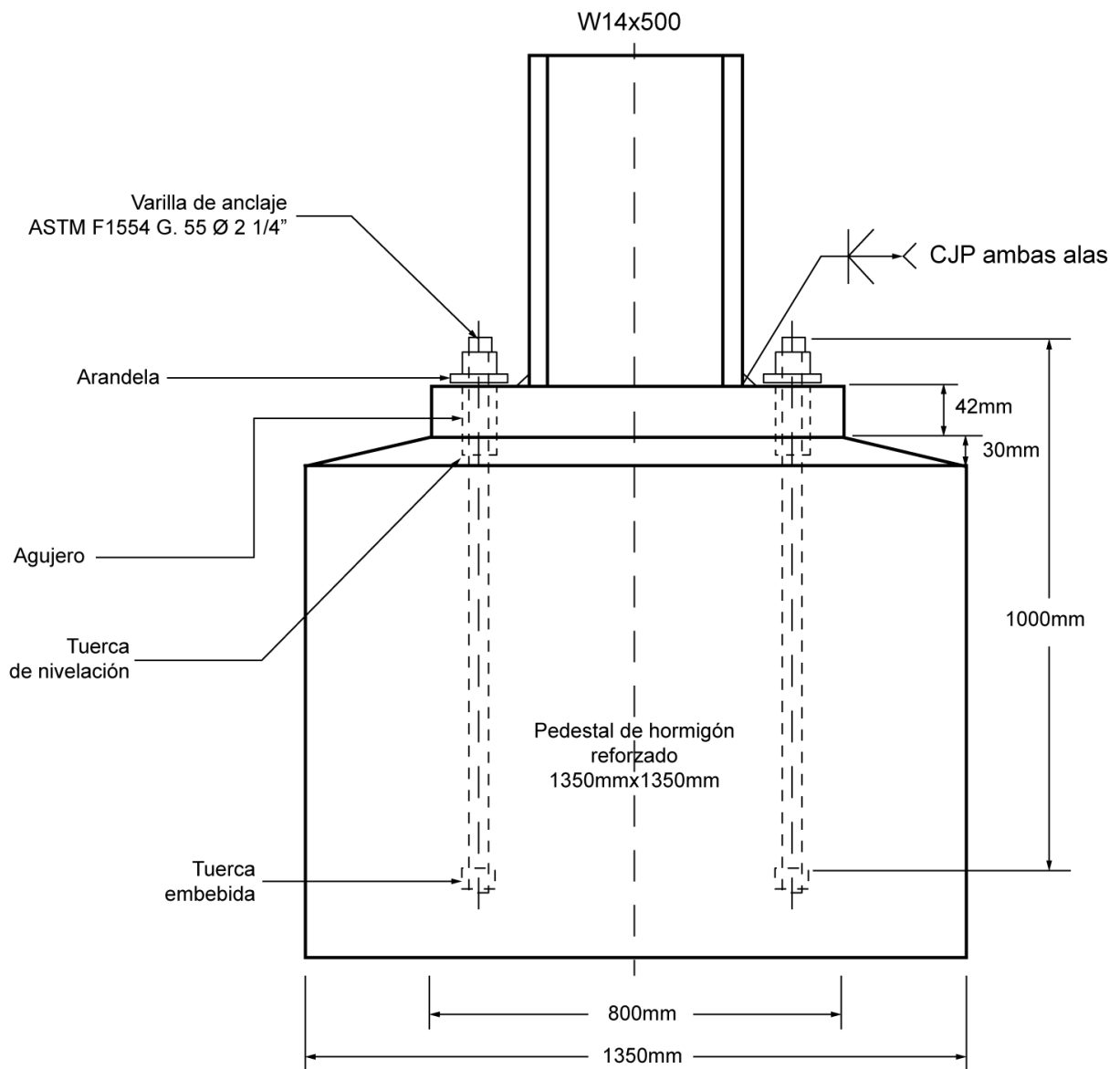
Anexo 17

Detalle de conexión placa base – columna de esquina tipo tubular, para el caso de carga axial y momento flector grande.



Anexo 18

Detalle de conexión placa base – columna de esquina tipo I, para el caso de carga axial y momento flector grande.



Anexo 19

Detalle de conexión placa base – columna de esquina tipo tubular, para el caso de carga axial y momento flector grande incluido placas rigidizadoras.

