



**UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**METODOLOGÍA UNIFICADA DE DISEÑO DE PLACAS BASE Y PEDESTALES PARA
ESTRUCTURAS DE ACERO INDUSTRIALES**

POR

Diego Alejandro Saavedra Campos

Memoria de Título presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Concepción para
optar al título de Ingeniero Civil

Profesor Guía
Rodrigo Silva Muñoz

Profesional Supervisor
Víctor Aguilar Vidal

Marzo 2024
Concepción (Chile)

© 2024 Diego Alejandro Saavedra Campos

© 2024 Diego Alejandro Saavedra Campos

Se autoriza la reproducción total o parcial, con fines académicos, por cualquier medio o procedimiento, incluyendo la cita bibliográfica del documento.

RESUMEN

La idea del presente documento es actualizar la metodología de cálculo del diseño de placas base y pedestales, dejando con ello una guía o protocolo de cálculo actualizado para las placas base y pedestales.

La metodología presentada toma como base principalmente las consideraciones del AISC *Desing Guide 01 Base Plate and Anchor Rod Desing, Second Edition of. 2006*, la NCh427/1 *Construcción-Estructuras de acero- Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios of. 2016* la que se base en el AISC 360-10 *Specification for Structural Steel Buildings of. 2010*, el AISC *Steel Construction Manual, Fourteenth Edition of. 2011* y la NCh2369 *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales of. 2023*. La metodología se aborda con un desarrollo simple y conciso, esto para que sea fácil de entender sin excederse innecesariamente. Dando como resultado un documento con un alto nivel de eficiencia sin perder nada importante para el lector.

Este documento puede resultar de gran utilidad para estudiantes que necesiten un acercamiento al diseño de placas base y pedestales, así como para ingenieros recién egresados o con poca experiencia. Por ello de manera adicional se dispuso en los anexos del documento ejemplos con ilustraciones para los puntos más importantes del diseño, para así facilitar la comprensión de este y responder dudas que pueden surgir al momento leer el documento.

ABSTRACT

The idea of this document is to update the calculation methodology for the design of base plates and pedestals, thereby leaving an updated calculation guide or protocol for base plates and pedestals.

The methodology is mainly based on the considerations of the *AISC Design Guide 01 Base Plate and Anchor Rod Design, Second Edition of. 2006*, the *NCh427/1 Construcción- Estructuras de acero- Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios of. 2016*, which is based on the *AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings of. 2010*, the *AISC Steel Construction Manual, Fourteenth Edition of. 2011* and the *NCh2369 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales of. 2023*. The methodology is addressed with a simple and concise development, this so that it is easy to understand without going overboard unnecessarily. Resulting in a document with a high level of efficiency without losing anything important for the reader.

This document can be very useful for students who need an approach to the design of motherboards and pedestals, as well as for engineers who have recently graduated or have little experience. For this reason, in addition, examples with illustrations for the most important points of the design were provided in the annexes of the document, in order to facilitate understanding of the design and answer questions that may arise when reading the document.

DEDICATORIA

*Este Trabajo va dedicado principalmente a mi madre Marcela y mi hermana Alexa.
A mi familia, amigos, profesores y todos aquellos que me apoyaron en esta etapa de mi vida.
En memoria de mi abuela Fresia.*

AGRADECIMIENTOS

Agradezco al profesor Rodrigo Silva, por su apoyo, consejo y conocimientos brindados, al profesor Cristián Urzúa por su aporte para el desarrollo de este documento y al profesor Víctor Aguilar por su buena disposición cuando necesite de su ayuda.

INDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Motivación	1
1.2	Objetivo general	2
1.3	Objetivos específicos.....	2
1.4	Alcances	2
1.5	Organización del documento.....	3
CAPÍTULO 2	INTRODUCCIÓN A LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	4
2.1	Introducción	4
2.2	Placas base.....	4
2.3	Pernos de anclaje.....	5
2.4	Pedestal.....	7
2.5	Silla de anclaje	7
2.6	Llave de corte	8
2.7	Conclusiones	8
CAPÍTULO 3	MATERIALES Y MÉTODOS	9
3.1	Introducción	9
3.2	Metodología de diseño	9
3.3	Conclusión.....	10
CAPÍTULO 4	PLACAS BASE	11
4.1	Introducción	11
4.2	Capacidad soportante del hormigón.....	11
4.3	Placa base de columnas de base rotulada	12
4.4	Placa base de columnas de base empotrada con excentricidad pequeña.....	14
4.5	Placas base de columnas de base empotrada con excentricidad grande	16

4.6	Placas base con silla de anclaje	18
4.6.1	Placas base de columnas de base rotulada con silla de anclaje	18
4.6.2	Placas base de columnas de base empotradas con silla de anclaje.....	20
4.7	Conclusiones	20
CAPÍTULO 5 PERNOS DE ANCLAJE EN EL PEDESTAL		21
5.1	Introducción	21
5.2	Consideraciones previas	21
5.3	Tracción pura en los pernos de anclaje	22
5.4	Corte puro en los pernos de anclaje	23
5.5	Tracción modificada por el corte en los pernos de anclaje	23
5.6	Resistencia al arrancamiento del hormigón de anclajes en tracción	24
5.7	Refuerzo de anclaje	27
5.8	Verificaciones dimensional para los pernos de anclaje.....	28
5.9	Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción	29
5.10	Resistencia al desplazamiento lateral del concreto en tracción de un anclaje con cabeza.	30
5.11	Verificación de la placa de anclaje.....	31
5.12	Conclusiones	32
CAPÍTULO 6 ENFIERRADURA EN EL PEDESTAL.....		33
6.1	Introducción	33
6.2	Consideraciones previas	33
6.3	Enfierradura para flexión	33
6.4	Enfierradura para carga axial	34
6.5	Enfierradura para corte por fricción	35
6.6	Enfierradura para corte.....	36
6.7	Enfierradura de estribos superiores para pedestales.....	37
6.8	Disposición de enfierradura transversal para pórticos resistentes al momento.....	39

6.8.1	Pórticos ordinarios resistentes a momento	39
6.8.2	Pórticos intermedios resistentes a momento	40
6.8.3	Columnas especiales resistentes a momento	40
6.9	Conclusiones	41
CAPÍTULO 7 SILLA DE ANCLAJE		42
7.1	Introducción	42
7.2	Altura del atiesador de la silla de anclaje	42
7.3	Espesor de la placa superior de la silla de anclaje.....	42
7.4	Resistencia a la compresión de los atiesadores de la silla de anclaje.....	43
7.5	Conclusiones	45
CAPÍTULO 8 LLAVE DE CORTE		46
8.1	Introducción	46
8.2	Resistencia al aplastamiento del hormigón	46
8.3	Resistencia al corte de la llave de corte.....	47
8.4	Conclusiones	47
CAPÍTULO 9 CONCLUSIONES		48
REFERENCIAS		49
ANEXO 1 INTRODUCCION A LOS EJEMPLOS DESARROLLADOS		51
Anexo 1.1	Introducción al ejemplo 1 de la metodología unificada de diseño.	51
Anexo 1.2	Introducción al ejemplo 2 de la metodología unificada de diseño.	51
ANEXO 4 EJEMPLOS DE PLACAS BASE		52
Anexo 4.1	Datos y diseño de placa base de columnas de base rotulada para ejemplo 1	52
Anexo 4.2	Datos y diseño de placa base de columnas de base empotrada con excentricidad pequeña para ejemplo 2	54
Anexo 4.3	Datos y diseño de placa base de columnas de base empotrada con excentricidad grande para ejemplo 2.....	56

Anexo 4.4	Placa base de columnas de base rotulada con silla de anclaje para ejemplo 1	58
Anexo 4.5	Placa base de columnas de base empotrada con silla de anclaje para ejemplo 2 ...	60
ANEXO 5	EJEMPLO PERNOS DE ANCLAJE EN EL PEDESTAL.....	62
Anexo 5.1	Consideraciones previas para ejemplo 1	62
Anexo 5.2	Consideraciones previas para ejemplo 2	63
Anexo 5.3	Tracción pura en los pernos de anclaje para ejemplo 1.....	64
Anexo 5.4	Tracción pura en los pernos de anclaje para ejemplo 2.....	65
Anexo 5.5	Corte puro en los pernos de anclaje para ejemplo 1	65
Anexo 5.6	Tracción modificada por el corte en los pernos de anclaje para ejemplo 1	65
Anexo 5.7	Resistencia al arrancamiento del hormigón de anclajes en tracción para ejemplo 1 65	
Anexo 5.8	Refuerzo de anclaje para ejemplo 1	66
Anexo 5.9	Verificación dimensional para los pernos de anclaje para ejemplo 1	67
Anexo 5.10	Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción para ejemplo 1	68
Anexo 5.11	Resistencia al desplazamiento lateral del concreto en tracción de un anclaje con cabeza para ejemplo 1.....	69
Anexo 5.12	Verificación de la placa de anclaje para ejemplo 1	70
ANEXO 6	EJEMPLO DE ENFIERRADURA EN EL PEDESTAL.....	72
Anexo 6.1	Consideraciones previas para ejemplo 1	72
Anexo 6.2	Enfierradura para flexión para ejemplo 1.....	73
Anexo 6.3	Enfierradura para carga axial para ejemplo 1.....	74
Anexo 6.4	Enfierradura para corte por fricción para ejemplo 1	75
Anexo 6.5	Enfierradura para corte para ejemplo 1	75
Anexo 6.6	Enfierradura de estribos superiores para pedestales para ejemplo 1	79
Anexo 6.7	Pórticos ordinarios resistentes a momento para ejemplo 1	82
Anexo 6.8	Pórticos intermedios resistentes a momento para ejemplo 1.....	82

Anexo 6.9	Columnas especiales resistentes a momento para ejemplo 1	83
ANEXO 7	EJEMPLO DE SILLA DE ANCLAJE.....	87
Anexo 7.1	Consideraciones previas para ejemplo 1	87
Anexo 7.2	Consideraciones previas para ejemplo 2	87
Anexo 7.3	Altura del atiesador de la silla de anclaje para ejemplo 1	88
Anexo 7.4	Altura del atiesador de la silla de anclaje para ejemplo 2	88
Anexo 7.5	Espesor de la placa superior de la silla para ejemplo 1	88
Anexo 7.6	Espesor de la placa superior de la silla para ejemplo 2.....	89
Anexo 7.7	Resistencia a la compresión de los atiesadores para ejemplo 1	89
Anexo 7.8	Resistencia a la compresión de los atiesadores para ejemplo 2	92
ANEXO 8	EJEMPLO DE LLAVE DE CORTE	95
Anexo 8.1	Consideraciones previas para ejemplo 1	95
Anexo 8.2	Resistencia al aplastamiento del hormigón para ejemplo 1	95
Anexo 8.3	Resistencia al corte de la llave de corte para ejemplo 1	95

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Componentes típicos de la base de una columna de acero.	4
Figura 2.2 Bases de columnas. 1) Base birotulada. 2) Base empotrada en el eje fuerte. 3) Base biempotrada. (ordenadas de izquierda a derecha).	5
Figura 2.3 Tipos de pernos de anclaje preinstalados. (a) Tornillo con cabeza hexagonal y arandela. (b) Tornillo en L. (c) Tornillo en J. (d) Perno con cabeza soldada (ACI 318-19, 2019).	6
Figura 2.4 Tipos de pernos de anclaje postinstalados. (a) Anclaje adherido. (b) Anclaje con sobre perforación en su base. (c1) Anclaje de expansión de torque controlado con camisa. (c2) Anclaje con expansión de torque controlado tipo perno. (d) Anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante. (e) Anclaje de tornillo (ACI 318-19, 2019).	6
Figura 2.5 Silla de anclaje de columna empotrada en su eje fuerte.	7
Figura 2.6 Llave de corte con placas de acero en forma de cruz.	8
Figura 4.1 Imagen de referencia con dimensiones de la placa base y perfil de acero (AISC Desing Guide 01, 2006).	13
Figura 4.2 Distribución de esfuerzos para la compresión y momento (AISC Desing Guide 01, 2006).	14
Figura 4.3 Distribución de esfuerzos para excentricidades grandes (AISC Desing Guide 01, 2006).	17
Figura 4.4 Referencia para cálculo de “ L_x ” y “ L_y ”.	19
Figura 5.1 Referencia para el cálculo del área de falla proyectada en el hormigón para un anclaje (ACI 318-19, 2019).	25
Figura 5.2 Referencia para el cálculo del área de falla proyectada en el hormigón para un grupo de anclajes (ACI 318-19, 2019).	26
Figura A.4.1 Referencia para calculo de “ L_x ” y “ L_y ” de placa base para columna rotulada.	59
Figura A.4.2 Referencia para cálculo de “ L_x ” y “ L_y ” de placa base para columna empotrada.	60
Figura A.5.1 Espaciamiento y distribución de pernos de anclaje en el pedestal para columna rotulada.	63

Figura A.5.2 Espaciamiento y distribución de pernos de anclaje en el pedestal para columna empotrada.	64
Figura A.5.3 Espaciamiento de pernos de anclaje con enfierradura de anclaje.	68
Figura A.5.4 Pernos de anclaje y placa de anclaje embebidos en el pedestal.	71
Figura A.6.1 Distribución de enfierradura longitudinal en el pedestal.	73
Figura A.6.2 Distribución de enfierradura longitudinal y transversal en el pedestal.	76
Figura A.6.3 Distribución propuesta para la enfierradura superior del pedestal.	80
Figura A.6.4 Espaciamiento “ h_x ” en los estribos.	84
Figura A.6.5 Representación visual de cálculo para la disposición de la enfierradura transversal en el pedestal.	86
Figura A.6.6 Distribución de la enfierradura transversal en el pedestal.	86
Figura A.7.1 Diseño de placa, pernos de anclaje y silla de anclaje para columna de base empotrada del ejemplo.	94
Figura A.8.1 Detalle de pernos de anclaje, silla de anclaje, groud y llave de corte.	96
Figura A.8.2 Detalle de pernos de anclaje, atiesador, llave de corte, placa base y enfierradura transversal en el pedestal.	97

INDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Tabla para el cálculo del factor “m”	19
Tabla 7.1 Factores de momento y reacción máximos de la silla.....	43

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

La forma en que se diseñan estructuras en Chile nace de las normativas de otros países, principalmente la normativa estadounidense. Chile cuenta con normas propias para estimar las cargas que solicitarán las estructuras durante su vida útil inspiradas en documentos internacionales, como, por ejemplo, NCh2369 (INN, 2023); NCh433 (INN, 2009) y NCh1537 (INN, 2009). En general, las normas usadas en Chile para determinar la resistencia de los elementos estructurales están basadas o se remiten a normativas extranjeras. Por ejemplo, la normativa de diseño estructural de acero, NCh427/1 (INN, 2016) está basada en la AISC 360-10 (Comité AISC 360 *Specification of Structural Steel Buildings* del American Institute of Steel Construction, 2010); la norma de diseño de hormigón armado NCh430 (INN, 2008) con sus modificaciones post terremoto 27F/2010 del Decreto Supremo N°60 (MINVU, 2011) especifica que se deben seguir las indicaciones de la norma americana ACI 318-08 (Comité ACI 318 *Building Code Requirements for Structural Concrete* del American Concrete Institute, 2008); entre otras. Esto produce en ocasiones confusión en la práctica nacional de diseño estructural en la estimación y combinación de demandas, cálculo de resistencias y requisitos de detallamiento.

En el caso del diseño de los componentes de placas base y pedestales de estructuras industriales (placa base, pernos de anclaje, enfierradura del pedestal, silla de anclaje, llave de corte), se requieren de especificaciones de diseño para acero estructural, acero de refuerzo, hormigón y para la estimación de demandas. Así, la variedad de tipologías de estructuras industriales según su fin; la necesidad de recurrir a varias normas nacionales que a su vez se remiten a normas norteamericanas; considerando que los vacíos que puedan dejar estas especificaciones se resuelven consultando otros documentos (normas extranjeras e investigaciones) y en común acuerdo entre el diseñador y la autoridad revisora; las diferencias que existen entre la práctica nacional y la extranjera; hacen que existan numerosas metodologías de diseño de placas base y pedestales en las oficinas de diseño estructural del país. La falta de estandarización provoca que distintos diseños tengan distintos niveles de seguridad; generara diferencias económicas en la inversión en infraestructura; diferencias en los recursos utilizados para el diseño; soluciones constructivas a criterio del diseñador; y dificulta la revisión de los proyectos. Además, en el caso de ingenieros con poca experiencia, así como estudiantes que desean aprender a diseñar placas base y pedestales hace que tengan problemas, tanto para saber qué necesitan diseñar

con exactitud, así como para saber qué norma necesitan usar para dichos diseños. Por lo que nace la necesidad de un documento que pueda proporcionar dicha información.

El presente estudio propone una guía de diseño unificada para el diseño de pedestales y placas base, en el contexto de estructuras de acero industriales. Esta guía recopila tanto las normas, prácticas locales y criterios que se deben considerar en el diseño de placas base y pedestales para estructuras de acero industriales en Chile y detalla un ejemplo de diseño.

1.2 Objetivo general

Proponer una metodología unificada de diseño de placas base y pedestales para estructuras de acero industriales en contexto chileno, aplicando la normativa vigente y rescatando recomendaciones de la prácticas de diseño de oficinas de cálculo estructural nacionales.

1.3 Objetivos específicos

Generar una metodología de diseño de placas base.

Generar una metodología de diseño de los pernos de anclaje.

General una metodología de diseño de pedestales.

Generar una metodología de diseño de la silla de anclaje.

Generar una metodología de diseño para la llave de corte.

Desarrollar un ejemplo ilustrativo de diseño de placa base y pedestal.

1.4 Alcances

La metodología unificada de diseño se basa principalmente en la recopilación y adaptación a la práctica nacional según corresponda de las diferentes normas que rigen el diseño de placas base, las normas y especificaciones utilizadas son:

ACI 318-19 Building code requirements for structural concrete of. 2019.

AISC Steel design guide 1: Base plate and anchor rod design of. 2006.

AISC Steel Construction Manual, Fourteenth Edition of. 2011.

AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings of. 2016.

AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings of. 2010.

ASME B18.2.2-2010 *Nuts for General Applications: Machine Screw Nuts, Hex, Square, Hex Flange, And Coupling Nuts (Inch Series) of. 2010.*

NCh 430 *Hormigón Armado - Requisitos de Diseño y Cálculo of 2008.*

NCh427/1 *Construcción- Estructuras de acero- Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios of. 2016.*

NCh2369 *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales of. 2023.*

Decreto Supremo N°60 *Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado of. 2011.*

PIP STE05121 *Anchor Bolt Design Guide of. 2006.*

Libro *Placas* de Stiglat, K., & Wippel, H. (1968).

1.5 Organización del documento

En el Capítulo 2 presenta una introducción y descripción de los principales componentes de las placas base y pedestales junto con imágenes de referencia. En el Capítulo 3 se describe los diferentes materiales y métodos utilizados para el desarrollo de la metodología unificada propuesta en el documento. Los Capítulos desde el Capítulo 4 al Capítulo 8 desarrollan la guía de diseño unificada propuesta. En el Capítulo 9 se habla de las conclusiones del trabajo. En el Capítulo 10 se presentan las referencias. Finalmente, se invita a leer el Anexo 1.1 y el Anexo 1.2, donde se presenta dos ejemplos que se van a desarrollar en los Anexos, que considera desde el Anexo 4.1 hasta el Anexo 8.3.

CAPÍTULO 2 INTRODUCCIÓN A LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.1 Introducción

Antes de comenzar a diseñar, es importante conocer y entender los elementos que serán diseñados. La **Figura 2.1** muestra los componentes típicos de la base de una columna de acero.

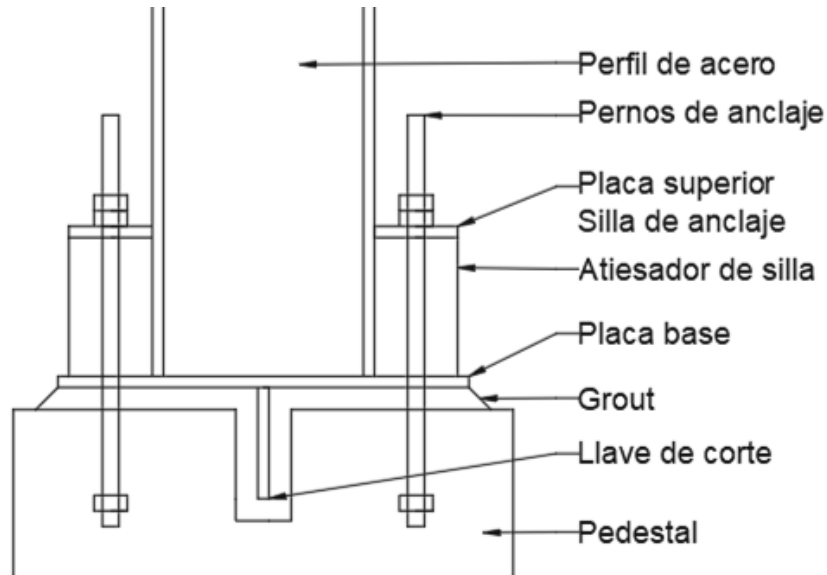


Figura 2.1 Componentes típicos de la base de una columna de acero.

El presente capítulo tiene por objetivo describir brevemente los componentes del sistema placa base y pedestal.

2.2 Placas base

La placa base es una placa de acero unida a un perfil de acero por soldadura y anclada al pedestal con pernos de anclaje. La placa base es el elemento encargado de transmitir las fuerzas que van de las columnas a los pedestales provenientes de la estructura, dependiendo del tipo del tipo de empotre que se le quiera dar a la columna se tienen diferentes tipo de diseño en las placas base, principalmente se pueden diferenciar dos tipos de empotre para las columnas, se tiene las columnas de base rotulada y columnas base empotrada.

Las columnas de base rotulada transmiten fuerza axial y de corte, mientras que las columnas de base empotrada transmiten fuerza axial, de corte y momento flector. En caso de las placas base de columnas empotradas debido a la transmisión de momento se produce excentricidad, dependiendo del nivel de excentricidad se diferencia el diseño de placas base, uno para columnas de base empotrada con excentricidad pequeña y otro para columnas de base empotrada de excentricidad grande. Dependiendo del tipo de empotre con el que se desee diseñar, se verá afectada a la configuración de pernos, lo que va a llevar a diferencias dimensionales para la placa base, aunque el perfil columna sea el mismo, como se puede apreciar en la **Figura 2.2**.

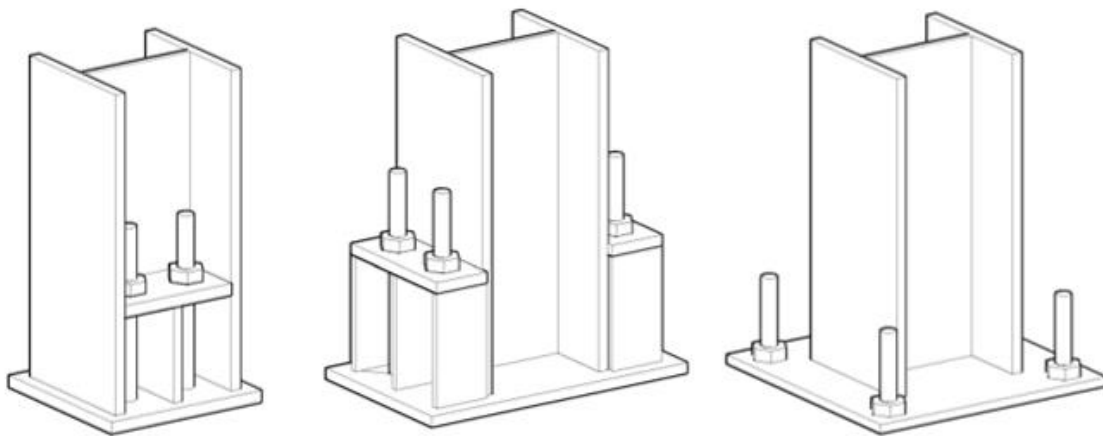


Figura 2.2 Bases de columnas. 1) Base birotulada. 2) Base empotrada en el eje fuerte. 3) Base biempotrada. (ordenadas de izquierda a derecha).

2.3 Pernos de anclaje

Los pernos de anclaje son barras de acero embebidas en el pedestal que unen a la placa base con el pedestal haciendo un empotre entre estos. El anclaje debe ser capaz de soportar las tensiones ejercidas debido a las fuerzas proveniente de la estructura. En general los pernos de anclaje se pueden dividir en 2 grupos, los preinstalados y postinstalados, donde el primero es el más común y consta de colocar el perno antes del vaciado y endurecimiento del hormigón, en los cuales se tiene anclajes con tornillo con cabeza hexagonal y arandela, tornillo en L, tornillo en J y perno con cabeza soldada, como se puede apreciar en la **Figura 2.3**.

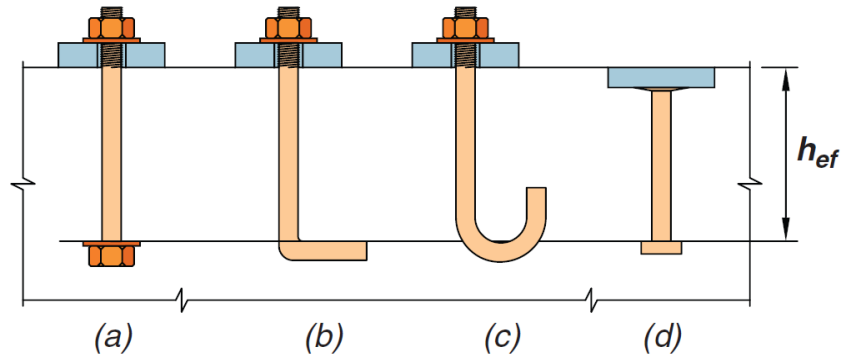


Figura 2.3 Tipos de pernos de anclaje preinstalados. (a) Tornillo con cabeza hexagonal y arandela. (b) Tornillo en L. (c) Tornillo en J. (d) Perno con cabeza soldada (ACI 318-19, 2019).

Mientras que el segundo se coloca cuando el hormigón ya se endureció, por lo que se debe perforar y posteriormente introducir el perno, en los cuales se tiene el anclaje adherido, anclaje con sobre perforación en su base, anclaje de expansión de torque controlado con camisa, anclaje con expansión de torque controlado tipo perno, anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante y anclaje de tornillo, como se puede apreciar en la **Figura 2.4**.

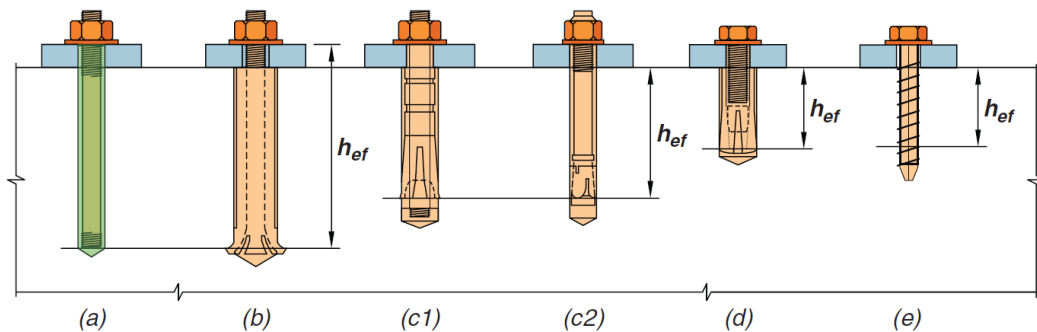


Figura 2.4 Tipos de pernos de anclaje postinstalados. (a) Anclaje adherido. (b) Anclaje con sobre perforación en su base. (c1) Anclaje de expansión de torque controlado con camisa. (c2) Anclaje con expansión de torque controlado tipo perno. (d) Anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante. (e) Anclaje de tornillo (ACI 318-19, 2019).

Usualmente los pernos de anclaje además de la tuerca cuentan con una golilla y adicionalmente en el caso preinstalado por diferentes motivos se puede agregar una placa de anclaje. Esta es una placa en la parte inferior del perno y sobre la tuerca que ayuda a cumplir con ciertos requisitos.

2.4 Pedestal

El pedestal es esencialmente una columna de hormigón que conecta el perfil que conforma la columna de la estructura, con la fundación. El pedestal debe ser capaz de resistir las fuerzas que provienen de la estructura y que van a la fundación. Factores relevantes en el diseño del pedestal son: la magnitud de las fuerzas, las dimensiones y la calidad del material; el tamaño del perfil columna; el tamaño de la placa base; y la disposición de los pernos. El pedestal generalmente incluye enfierradura, la disposición y cuantía de esta depende de la categoría de diseño y pueden variar a lo largo de la sección. Sin embargo, se prefiere que esta sea homogénea a lo largo del pedestal (diámetros y espaciamientos). Se debe considerar en la disposición que la enfierradura no interfiera con otros elementos del pedestal como la llave de corte, pernos de anclaje o placa de anclaje.

2.5 Silla de anclaje

La silla de anclaje tiene como función complementar el funcionamiento de los pernos de anclaje y siempre debe estar presente en el caso de estructuras industriales. La silla busca ayudar a que los pernos se comporten como un elemento fusible, esta permite tener a la vista a los pernos de anclaje facilitando su monitoreo, esta consta de una placa superior dispuesta de manera horizontal y placas que cumplen la función de atiesadores dispuestas de manera vertical entre pernos de anclaje y a sus lados, los atiesadores son soldados a la placa base, así como la placa superior de la silla de anclaje. Se puede apreciar como se ve una silla de anclaje en la **Figura 2.5**.

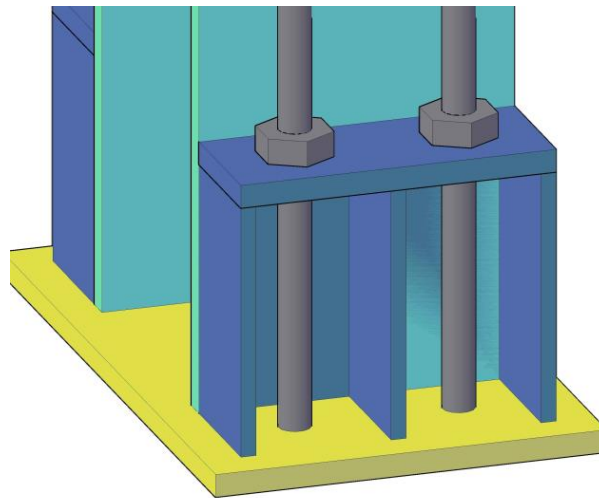


Figura 2.5 Silla de anclaje de columna empotrada en su eje fuerte.

2.6 Llave de corte

La llave de corte es un elemento estructural conformado generalmente por dos placas de acero unidas en su centro formando una cruz, esta está embebida en el pedestal y unida a la placa base. Tiene por objetivo tomar el corte, de otra forma serían los pernos los que se lleven el corte, además dependiendo de la magnitud del corte su uso puede ser o no obligatorio, se puede apreciar como se ve una llave de corte en la **Figura 2.6**.

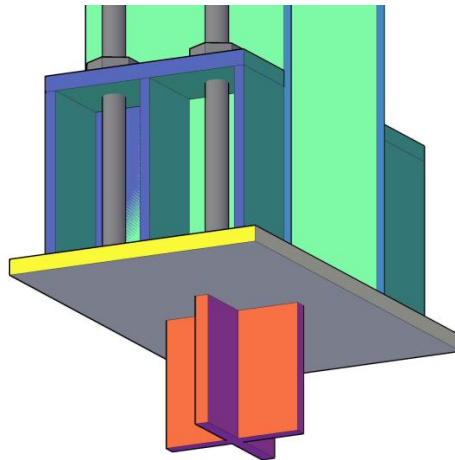


Figura 2.6 Llave de corte con placas de acero en forma de cruz.

2.7 Conclusiones

Se presentan de manera adecuada los diferentes elementos que conforman a los pedestales y placas base, también se incorporan figuras que facilitan su comprensión y reconocimiento, lo que da paso a un mayor entendimiento para el posterior desarrollo de cálculos relacionados a dichos elementos.

CAPÍTULO 3 MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Introducción

En el presente capítulo se habla de las normativas, materiales y métodos utilizados para el desarrollo de la guía unificada propuesta.

3.2 Metodología de diseño

La metodología de diseño en que se basa la metodología de diseño unificada consta, de normativas y practicas nacionales, así como normativas y material internacional.

Las normativas nacionales aplicadas para la metodología de diseño unificada propuesto fueron:

NCh 430 *Hormigón Armado - Requisitos de Diseño y Cálculo of 2008.*

NCh427/1 *Construcción- Estructuras de acero- Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios of. 2016.*

NCh2369 *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales of. 2023.*

Decreto Supremo N°60 *Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado of. 2011.*

Se destaca que, para la guía de diseño unificada se usa la NCh2023 en su última versión. Se cambia lo dispuesto por la NCh430 con sus modificaciones del Decreto Supremo N°60, donde se refiere al ACI 318-08 y se utiliza el ACI 318-19.

Las normativas y material internacional aplicadas para la metodología de diseño unificada propuesto fueron:

ACI 318-19 *Building code requirements for structural concrete of. 2019.*

AISC *Steel design guide 1: Base plate and anchor rod design of. 2006.*

AISC *Steel Construction Manual, Fourteenth Edition of. 2011.*

AISC 341-16 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings of. 2016.*

AISC 360-10 *Specification for Structural Steel Buildings of. 2010.*

ASME B18.2.2-2010 *Nuts for General Applications: Machine Screw Nuts, Hex, Square, Hex Flange, And Coupling Nuts (Inch Series) of. 2010.*

PIP STE05121 *Anchor Bolt Design Guide of. 2006.*

Libro *Placas* de Stiglat, K., & Wippel, H. (1968).

Se destaca que, para la metodología de diseño unificada se usa directa e indirectamente el ASIC 360-10, si bien no es su última versión, es en la versión en que está basada la NCh427/1 vigente. La que es la normativa usada para la metodología de diseño unificada propuesta.

Adicionalmente se consideran las principales prácticas de diseño nacional para el diseño de placas base y pedestales como, el uso de silla de anclaje, juntos con los elementos que estas conllevan y la implicancia de ello en el diseño de la placas base, como el uso de los pernos de anclaje como elemento fusible.

3.3 Conclusión

Se presenta adecuadamente los materiales y métodos utilizados para el desarrollo de la guía unificada propuesta.

CAPÍTULO 4 PLACAS BASE

4.1 Introducción

Las placas base son un elemento fundamental en el diseño de las estructuras de acero, estas son las encargadas de transmitir las cargas de las columnas hacia los pedestales. Tanto el diseño de estas como el diseño del pedestal está sujeto al tipo de empotramiento que se le desee dar a la columna. En las consideraciones del diseño de placa base se encuentra el tipo de empotramiento, dependiendo de este la placa es diseñada para columnas de base rotulada o empotrada, en caso de estar diseñando la placa base para una columna empotrada, el diseño se diferenciará en dos casos, se tiene el diseño de placa base de columnas empotradas con excentricidad pequeña y el diseño de placas base de columnas con excentricidad grande. Sin importar el caso en el que se encuentre el diseño, siempre se debe verificar la capacidad soportante del hormigón, la cual varía dependiendo del tipo de diseño de placa al que se enfrente.

En el presente capítulo se muestra el desarrollo que se debe llevar a cabo para satisfacer las demandas estructurales al momento de diseñar las placas base y pedestales, para ello se toma como guía lo sugerido por el AISC Design Guide 01, la NCh427/1 y el AISC 360.

4.2 Capacidad soportante del hormigón

Es necesario verificar que el pedestal sea capaz de soportar las cargas a las que se verá sometido, para ello se evalúa la resistencia nominal soportante del hormigón “ P_p ”, la cual se determina con las ecuaciones entregadas por el AISC Design Guide 01. Cuando la placa abarca toda el área de hormigón se tiene:

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \quad (4.1)$$

Vista como esfuerzo se tiene:

$$f_{p(\max)} = 0.85f'_c \quad (4.2)$$

Ya sea para la resistencia nominal o al equivalente en esfuerzo se le debe acompañar con un factor de reducción.

$$f_{p(\max)} = \phi_c 0.85f'_c \quad (4.3)$$

Cuando la placa de base tiene una menor área que el pedestal de hormigón se tiene:

$$P_p = (0.85f'_c A_1) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq 1.7f'_c A_1 \quad (4.4)$$

Vista como esfuerzo se tiene:

$$f_{p(\max)} = (0.85f'_c) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq 1.7f'_c \quad (4.5)$$

Ya sea para la resistencia nominal o al equivalente en esfuerzo se le debe acompañar con un factor de reducción.

$$f_{p(\max)} = \phi_c (0.85f'_c) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq \phi_c 1.7f'_c \quad (4.6)$$

Donde “ A_1 ” es el área de la placa base y “ A_2 ” es el área del pedestal de hormigón. Si bien la AISC Desing Guide 01, nos recomienda usar un factor de reducción “ ϕ_c ” de “0.6”, tanto el AISC 360-10 como la NCh427/1 nos permite usar este como:

$$\phi_c = 0.65$$

Donde deberá cumplirse que:

$$f_{pu} \leq f_{p(\max)} \quad (4.7)$$

4.3 Placa base de columnas de base rotulada

En el caso de estar diseñando para una columna de base rotulada, se desarrolla el cálculo con la metodología entregada por el AISC Desing Guide 01, donde se supone que los esfuerzos a los que será sometido el pedestal estarán distribuidos de manera uniforme.

$$f_{pu} = \frac{P_u}{N B} \quad (4.8)$$

Donde dichos esfuerzos “ f_{pu} ” no deben ser superiores a los esfuerzos de la capacidad soportante del hormigón “ $f_{p(\max)}$ ” para que el diseño sea adecuado. Cuando ya está establecido un diseño adecuado para el pedestal, se busca calcular las sollicitaciones de momento de la placa “ M_{pl} ”, ya que con ella se podrá estimar el espesor mínimo necesario para la placa base.

$$M_{pl} = f_{pu} \left(\frac{l^2}{2} \right) \quad (4.9)$$

Donde se necesita la dimensión crítica en cantiléver de la placa base “l”, la cual está dada por el mayor valor entre “m”, “n” y “λn’”.

Para “m” se tiene:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (4.10)$$

Para “n” se tiene:

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} \quad (4.11)$$

Para “λn’” se tiene:

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (4.12)$$

Con “λ”:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad (4.13)$$

Se permite usar “λ = 1” de forma conservadora. Donde “X” corresponde a:

$$X = \left(\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right) \frac{P_a}{\phi_c P_p} \quad (4.14)$$

Donde “N” es el largo de la placa base, “B” el ancho de la placa base, “d” es la altura del perfil y “b_f” el ancho del perfil. Se presenta como referencia para el cálculo la **Figura 4.1**.

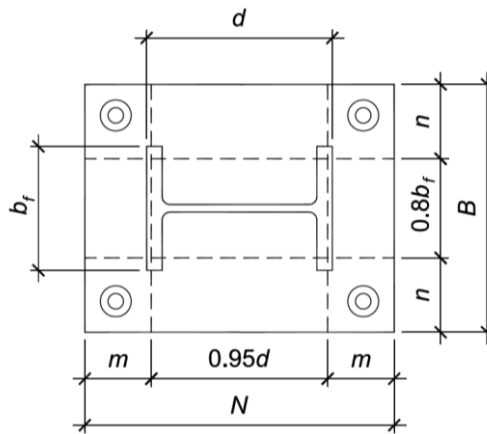


Figura 4.1 Imagen de referencia con dimensiones de la placa base y perfil de acero (AISC Desing Guide 01, 2006).

Finalmente, el espesor mínimo esta dado por:

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{4M_{pl}}{\phi F_y}} \quad (4.15)$$

Donde el factor de reducción “ ϕ ” esta dado por la AISC Desing Guide 01.

$$\phi = 0.9$$

Se invita a leer el Anexo 4.1, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de una placa base para una columna de base rotulada.

4.4 Placa base de columnas de base empotrada con excentricidad pequeña

En el caso de estar diseñando para una columna de base con excentricidad pequeña, se debe tener que tanto compresión como el momento deben ser tal que la excentricidad “ e ” sea menor al valor de excentricidad crítica “ e_{crit} ”. Este es el máximo valor posible de excentricidad “ e ” para el cual el bloque de hormigón puede equilibrar la carga sin tener que someter a tensión los pernos, se desarrolla el cálculo con la metodología entregada por el AISC Desing Guide 01, donde la resultante de la fuerza del bloque de compresión se calcula como:

$$R = q Y \quad (4.16)$$

Con:

$$q = f B \quad (4.17)$$

Donde la fuerza actúa en el centro del área, o a una distancia “ $Y/2$ ” hacia la izquierda del punto “A”, como se puede apreciar en la **Figura 4.2**.

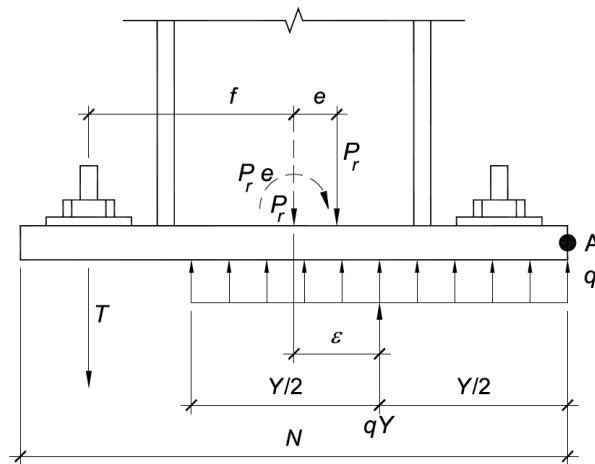


Figura 4.2 Distribución de esfuerzos para la compresión y momento (AISC Desing Guide 01, 2006).

La distancia resultante al eje del perfil “ ε ”, está dada por:

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \quad (4.18)$$

De ello se tiene que si “Y” aumenta, “ε” disminuye. Por lo que el valor más pequeño que puede tomar “Y”, está dado por:

$$Y_{\min} = \frac{P_r}{q_{\max}} \quad (4.19)$$

Donde:

$$q_{\max} = f_{p(\max)} B \quad (4.20)$$

Así el valor de “ε” es máximo cuando “Y” es mínimo.

$$\varepsilon_{\max} = \frac{N}{2} - \frac{Y_{\min}}{2} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 q_{\max}} \quad (4.21)$$

Para equilibrar el momento, la línea de acción de la aplicación de la carga “P” y la resultante de la fuerza “R = qY”, deben coincidir, de tal manera que:

$$e = \varepsilon \quad (4.22)$$

Donde la excentricidad “e”, está dada por:

$$e = \frac{M_r}{P_r} \quad (4.23)$$

De tal manera que la excentricidad crítica “e_{crit}” esta dada por:

$$e_{\text{crit}} = \varepsilon_{\max} = \frac{N}{2} - \frac{Y_{\min}}{2} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 q_{\max}} \quad (4.24)$$

Cuando la excentricidad “e” es menor o igual a la excentricidad crítica “e_{crit}” no se tiene tendencia al volcamiento, por no hay necesidad de equilibrar el momento con pernos de anclaje y se le considerará como “excentricidad pequeña”, mientras que si la excentricidad “e” es mayor que la excentricidad crítica “e_{crit}” el momento debe ser equilibrado con pernos de anclaje y se le considerará como “excentricidad grande”. Si el valor de excentricidad crítica es negativo, el pedestal no será capaz de soportar cargas axiales, por lo tanto, se debe aumentar las dimensiones. Para excentricidades pequeñas se tiene que:

$$T = 0 \quad (4.25)$$

$$Y = N - 2 e \quad (4.26)$$

$$f_p = \frac{P_r}{BY} \quad (4.27)$$

Las sollicitaciones de momento requerido se determinan.

Para $Y \geq m$:

$$M_{pl} = f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \quad (4.28)$$

Para $Y < m$:

$$M_{pl} = f_p Y \left(m - \frac{Y}{2} \right) \quad (4.29)$$

De la ecuación de resistencia de una placa, se tiene:

$$R_n = \phi F_y \frac{t_p^2}{4} \quad (4.30)$$

Con:

$$\phi = 0.9$$

Despejando “ t_p ” y reemplazando “ R_n ” por “ M_{pl} ”, se obtiene el espesor mínimo necesario de la placa “ t_p ” para solventar la demanda de momento.

$$t_p = \sqrt{\frac{4 R_n}{\phi F_y}} \quad (4.31)$$

Se invita a leer el Anexo 4.2, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de una placa base para una columna de base empotrada con excentricidad pequeña.

4.5 Placas base de columnas de base empotrada con excentricidad grande

En el caso de estar diseñando para una columna de base empotrada y que se pueda considerar que el diseño es para una excentricidad grande, se debe tener que tanto compresión como el momento deben ser tal manera que la excentricidad “ e ” sea mayor al valor de excentricidad crítica “ e_{crit} ”, en este caso el hormigón no es capaz de equilibrar por sí solo la carga axial, por lo que los pernos comienzan a estar sometidos a tracción, se desarrolla el cálculo con la metodología entregada por el AISC Desing Guide 01, el equilibrio vertical esta dado por:

$$\sum F_{vertical} = 0 \quad (4.32)$$

$$T = q_{max} Y - P_r \quad (4.33)$$

Donde “ T ” es igual a la resistencia a la tracción mínima que debe aportar el perno de anclaje al sistema para que se cumpla el equilibrio de fuerzas verticales que se muestra en la **Figura 4.3**.

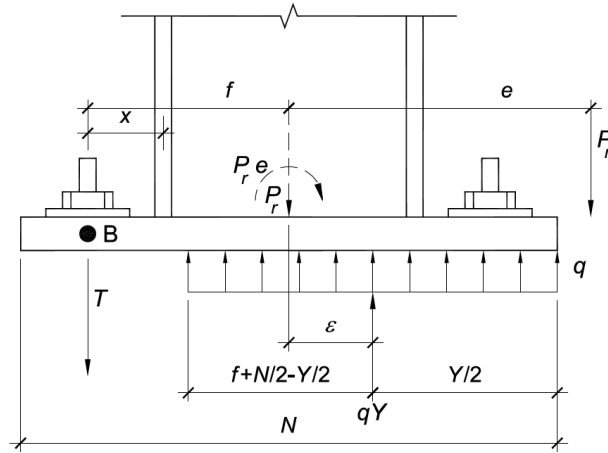


Figura 4.3 Distribución de esfuerzos para excentricidades grandes (AISC Desing Guide 01, 2006).

Del equilibrio se tiene que:

$$q_{\max}Y \left(f + \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \right) - P_r(f + e) = 0 \quad (4.34)$$

Donde:

$$q_{\max} = f_{p(\max)}B \quad (4.35)$$

Con ello se llega a que:

$$f_{p(\max)}B Y \left(f + \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \right) - P_r(f + e) = 0 \quad (4.36)$$

Despejando "Y" se tiene que:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_r(e + f)}{f_{p(\max)}B}} \quad (4.37)$$

Si bien al despejar una ecuación de segundo grado se obtiene dos resultados, se utiliza el valor negativo de "Y", es decir:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_r(e + f)}{f_{p(\max)}B}} \quad (4.38)$$

Con ello es posible calcular la tensión en los pernos:

$$T = q_{\max}Y - P_r \quad (4.39)$$

Las solicitaciones de momento requerido se determinan.

Para $Y \geq m$:

$$M_{pl} = f_{p(\max)} \left(\frac{m^2}{2} \right) \quad (4.40)$$

Para $Y < m$:

$$M_{pl} = f_{p(\max)} Y \left(m - \frac{Y}{2} \right) \quad (4.41)$$

De la ecuación de resistencia de una placa:

$$R_n = \phi F_y \frac{t_p^2}{4} \quad (4.42)$$

Con:

$$\phi = 0.9$$

Despejando “ t_p ” y reemplazando “ R_n ” por “ M_{pl} ”, se obtiene el espesor mínimo necesario de la placa “ t_p ” para solventar la demanda de momento.

$$t_p = \sqrt{\frac{4 R_n}{\phi F_y}} \quad (4.43)$$

Se invita a leer el Anexo 4.3, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de una placa base para una columna de base empotrada con excentricidad grande.

4.6 Placas base con silla de anclaje

A diferencia del AISC Desing Guide 01, en la práctica nacional se dispone de una silla de anclaje, la cual genera nuevas condiciones de apoyo en la placa base, lo que da como resultado que en ciertos casos las consideraciones del AISC Desing Guide 01 sean demasiado conservadoras.

4.6.1 Placas base de columnas de base rotulada con silla de anclaje

Para el caso de las placas base de columnas rotuladas cuando se dispone de una silla de anclaje, las condiciones de apoyo de la parte de la placa que esta entre las alas y alma de perfil columna se ven afectas. Por lo que se calcula el espesor mínimo requerido en base a las nuevas condiciones de la placa. Se consideran las partes propuestas por el ASIC Desing Guide 01, que no cambian por la silla y se calcula el espesor mínimo en base a las consideraciones del libro de placas de Stiglat y Wippel. Esto se logra calculando de forma análoga el espesor mínimo de placas por el método del Desing Guide 01. Diferenciándose en que no se considera “ λn ” para el cálculo de “ I ”. cuando ya se calculó el espesor mínimo que debe tener la placa por la metodología AISC Desing Guide 01. Con el libro de

placas de Stiglat y Wippel se calcula el nuevo “ M_{pl} ” de la zona en que falta, en base a las nuevas condiciones de borde y carga. Donde “ M_{pl} ” se calcula con:

$$M_{pl} = \frac{f_{pu} L_x L_y}{m} \quad (4.44)$$

Donde “ L_x ” es el espacio entre centro de atiesadores o el espacio entre el centro de atiesador y el centro del ala del perfil columna, “ L_y ” es el espacio del centro del alma del perfil columna hasta donde termina el atiesador, como se muestra en la **Figura 4.4**.

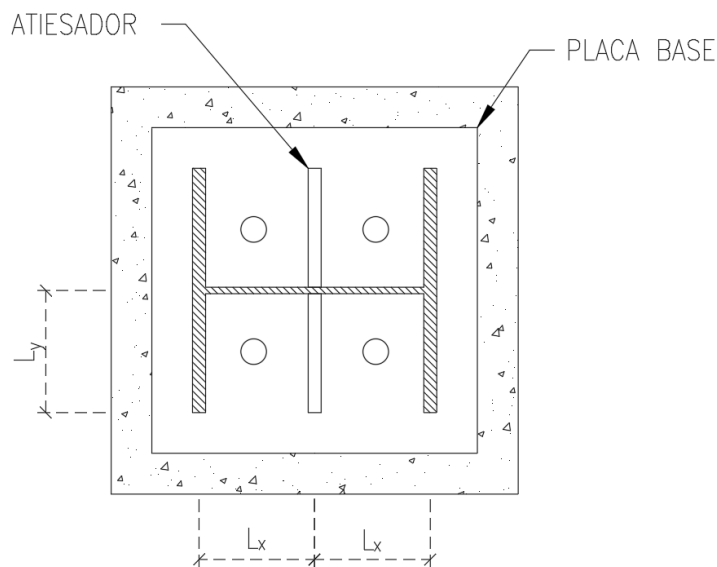


Figura 4.4 Referencia para cálculo de “ L_x ” y “ L_y ”.

Y “ m ” es un valor dado por el libro de Stiglat y Wippel.

Tabla 4.1 Tabla para el cálculo del factor “ m ”

L_y/L_x	0.25	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
m	9.05	8.08	7.12	6.82	6.85	7.05	7.45	7.96	8.51	9.64	9.83	10.6	11.3	12.1

Fuente: Adaptación del Libro de Placas de Stiglat y Wippel (1968)

Ya con el valor de “ M_{pl} ” se calcula el espesor mínimo necesario para la placa de forma análoga al ASIC Desing Guide 01 y se toma el mayor valor de espesor mínimo de placas como solución.

Se invita a leer el Anexo 4.4, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de una placa base para una columna de base rotulada considerando la silla de anclaje.

4.6.2 Placas base de columnas de base empotradas con silla de anclaje

Para el caso de las placas base de columnas empotradas, cuando se dispone de una silla de anclaje solo se consideran las nuevas condiciones de borde producidas por los atiesadores y alas de perfil columna. Esto debido a que en la práctica nacional es común el uso de arriostramientos u otros elementos que darán condiciones de borde entre el alma y alas del perfil columna más conservadoras. El cálculo de “ M_{pl} ” para las nuevas condiciones de borde es análogo al de placas base para columnas de base rotulada. Donde “ L_x ” es el espacio entre centro de atiesadores y “ L_y ” es el espacio del centro del ala del perfil columna hasta donde termina al atiesador. El cálculo de espesor mínimo requerido en la placa base es análogo al del AISC Desing Guide 01, solo que considerando el “ M_{pl} ” del libro de placas de Stiglat y Wippel.

Se invita a leer el Anexo 4.5, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de una placa base para una columna de base empotrada considerando la silla de anclaje.

4.7 Conclusiones

Se presenta de forma adecuada y ordenada los diferentes metodologías que se pueden usar para el cálculo de espesor y dimensión en placas base. Incluyendo las practicas nacionales. Como es el uso de la silla de anclaje.

CAPÍTULO 5 PERNOS DE ANCLAJE EN EL PEDESTAL

5.1 Introducción

Los pernos de anclaje son el elemento encargado de soportar la tracción proveniente de la estructura en caso de columnas con base rotulada y de soportar la tracción producida por el momento en caso de columnas con base empotrada. El diseño de los pernos está basado principalmente en la capacidad o resistencia de estos a la tracción, en caso de no disponer de la llave de corte estos también se deben diseñar al corte, donde la capacidad del perno a la tracción se verá afectada por dicho corte, por lo cual la metodología de cálculo se verá afectada. Si bien el diseño de los pernos desde el punto de vista de la placa base se trata de la resistencia y disposición de estos. Desde el punto de vista del pedestal los pernos de anclaje deben considerar parámetros adicionales como la longitud mínima embebida en el pedestal, la resistencia al deslizamiento de los pernos, que en caso de resultar problemática se puede disponer de una placas de anclaje, así como la resistencia al arrancamiento de los pernos, que en caso de no cumplirse, se debe disponer de una enfierradura de refuerzo de anclaje para evitar la falla del pedestal y la resistencia al desplazamiento lateral del hormigón.

En el presente capítulo se muestra el desarrollo que se debe llevar a cabo para satisfacer las demandas estructurales al momento de diseñar los pernos de anclaje, para ello se toma como guía lo sugerido por la NCh427/1, el AISC 360-10, el PIP STE05121 y el ACI 318-19.

5.2 Consideraciones previas

En el punto 17.10.5.3 del ACI 318-19 indica que los anclajes y sus verificaciones se deben diseñar para la máxima tracción que sean capaces de transmitir cuando se desarrolla un mecanismo dúctil de fluencia, considerando que los pernos son diseñados como elementos fusibles y que se espera que estos fluyan a la capacidad esperada para funcionar como disipadores de energía, se usara la tensión esperada “ T_e ” reemplazando a “ N_u ”, siendo la tensión esperada “ T_e ” la máxima tracción que serán capaces de transmitir los pernos antes de comenzar a fluir y actuar como disipadores de energía.

$$T_e = R_y * F_y * A_b * n_p \quad (5.1)$$

Donde “ A_b ” es el área bruta del perno, “ F_y ” la tensión de fluencia del acero, “ N_p ” el número de pernos y “ R_y ” la relación entre el límite elástico esperado y el límite elástico especificado para el acero, este

valor se encuentra en la tabla A3.1 del AISC 341-16. Antes de comenzar a calcular se debe tener en consideración la configuración de los pernos, donde se debe cumplir con el espaciado mínimo que deben tener los pernos entre sí “ s_{\min} ” y la distancia de estos al borde del pedestal “ c_{a1} ” y “ c_{a2} ”. Ambas consideraciones referidas en el PIP STE05121 en los puntos 5.6.3 y 5.6.1 respectivamente. El espaciado mínimo entre pernos “ s_{\min} ” esta dado por:

$$s_{\min} = 4d_p \quad (5.2)$$

Donde “ d_p ” es el diámetro del perno y en caso de tener una placa de anclaje en estos el espaciado mínimo entre pernos “ s_{\min} ” esta dado por:

$$s_{\min} = 4d_p + (a - d_p) \quad (5.3)$$

Donde “ a ” es el ancho de la placa y “ F ” el ancho de cabeza o tuerca del perno. Luego el valor mínimo de la distancia del perno al borde del pedestal “ c_{a1} ” y “ c_{a2} ” esta dada por:

$$c_{a(\min)} = 4d_p \quad (5.4)$$

Y nunca menos a 4.5 in. En caso de llevar una placa de anclaje el PIP STE05121 nos indica en el punto 5.6.5 que este valor se modifica a:

$$c_{a(\min)} = 4d_p + \frac{a - d_p}{2} \quad (5.5)$$

Se invita a leer el Anexo 5.1 y Anexo 5.2 , donde en dos ejemplos se muestra de forma práctica las consideraciones previas que hay que tener para los pernos de anclaje en el pedestal.

5.3 Tracción pura en los pernos de anclaje

En este punto se calcula la resistencia nominal a la tracción “ T_n ” de los pernos de anclaje, la que debe ser mayor a la tracción solicitada, para ello se debe cumplir que:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (5.6)$$

La resistencia nominal a la tracción de los pernos debe contar con un factor de reducción “ ϕ ” dado por la NCh427/1.

$$\phi = 0.75$$

Donde la resistencia nominal a la tracción de los pernos se calcula con la ecuación J3.1 de la NCh427/1.

$$T_n = F_{nt} * A_b \quad (5.7)$$

Con “ A_b ” el área bruta del perno de anclaje y “ F_{nt} ” la tensión nominal a la tracción, la cual se encuentra dada por la tabla J3.2 de la NCh427/1. Se invita a leer el Anexo 5.3 y Anexo 5.4, donde en dos ejemplos se muestra de forma práctica el cálculo de la tracción pura para pernos de anclaje.

5.4 Corte puro en los pernos de anclaje

Se debe tener en cuenta que en caso de tener llave de corte será esta quien tome el corte, en ese caso el perno no requiere verificación al corte. En caso de que el corte solicitado sea mayor a 75 kN la llave de corte será obligatoria. En caso de no usar llave de corte, este será tomado por 2 pernos de anclaje como máximo según el punto 8.5.3 de la NCh2369. En caso de que se requiera calcular la resistencia nominal al corte de los pernos de anclaje V_{nv} estos deben ser capaces de resistir al máximo corte solicitado, para ello se debe cumplir que:

$$V_u \leq \phi V_{nv} \quad (5.8)$$

La resistencia nominal al corte de los pernos debe contar con un factor de reducción ϕ dado por la NCh427/1.

$$\phi = 0.75$$

Donde la resistencia nominal al corte de los pernos se obtiene con la ecuación J3-1 de la NCh427/1.

$$V_{nv} = F_{nv} * A_b \quad (5.9)$$

Con “ A_b ” el área bruta del perno de anclaje y “ F_{nv} ” tensión nominal al corte dada por la tabla J3.2 de la NCh427/1. Se invita a leer el Anexo 5.5, donde se refiere a las consideraciones de los pernos a corte puro en la práctica nacional.

5.5 Tracción modificada por el corte en los pernos de anclaje

En caso de que los pernos de anclaje tomen corte, se debe calcular la resistencia nominal de tracción con efectos de corte para los pernos de anclaje “ T'_n ”, la cual debe ser mayor a las solicitaciones de tracción de los pernos de anclaje, para ello se debe cumplir que:

$$T_u \leq \phi T'_n \quad (5.10)$$

La cual debe reducirse por un factor de reducción, dado por la NCh427/1.

$$\phi = 0.75$$

Donde la resistencia nominal de tracción con efectos de la tensión de corte para los pernos de anclaje se calcula con la ecuación J3-2 de la NCh427/1.

$$T'_n = F'_{nv} * A_b \quad (5.11)$$

Con “ A_b ” el área bruta del perno de anclaje y con “ F'_{nt} ” la tensión de tracción con efectos de la tensión de corte, la cual se calcula con la ecuación J3-3a de la NCh427/1.

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (5.12)$$

Con “ f_{rv} ” la tracción requerida de corte, la cual se puede calcular con:

$$f_{rv} = \frac{V_u}{2 * A_b} \quad (5.13)$$

Como para el cálculo de corte solo se permite usar hasta 2 pernos de anclaje, para la tracción requerida de corte el área bruta del perno de anclaje solo considera 2 pernos, sin importar si hay más. También se debe cumplir con la ecuación C-J3-5a AISC 360-10, dada por:

$$\sqrt{\left(\frac{T_u}{\phi T_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)^2} \leq 1 \quad (5.14)$$

Se invita a leer el Anexo 5.6, donde se refiere a las consideraciones de los pernos a tracción y corte en base a las consideraciones previas al corte de la práctica nacional.

5.6 Resistencia al arrancamiento del hormigón de anclajes en tracción

En caso de que el hormigón no sea capaz de soportar la tensión que generaran los pernos de anclaje, se producirá una fractura en el hormigón, de tal manera que los pernos salgan arrancando parte del pedestal. Por ello se debe calcular la resistencia nominal al arrancamiento del hormigón en tracción para un anclaje “ N_{cb} ” y para un grupo de anclajes “ N_{cbg} ”, se calcula con las ecuaciones 17.6.2.1a y 17.6.2.1b del ACI 318-19, respectivamente son:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (5.15)$$

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (5.16)$$

Antes de calcular “ N_{cbg} ” y “ N_{cb} ” se debe considerar el punto 17.6.2.1.2 del ACI 318-19, donde:

$$1.5h_{ef} > \begin{cases} c_{a1} \\ c_{a2} \end{cases} \quad (5.17)$$

En caso de cumplirse se mantiene el “ h_{ef} ” original y en caso de no cumplirse la desigualdad, la profundidad embebida efectiva del perno “ h_{ef} ” para los futuros cálculos se tomará como “ h'_{ef} ”, donde:

$$h'_{ef} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\max(c_{a1}, c_{a2})}{1.5} \\ \frac{s}{3} \end{array} \right. \quad (5.18)$$

Donde “ c_{a1} ” y “ c_{a2} ” son la distancia horizontal y vertical al borde del pedestal del centro del perno de anclaje y “ s ” el espaciamiento máximo entre los pernos de anclaje. A continuación, se calcula el área de falla proyectada del hormigón en un anclaje “ A_{Nco} ” con “ c_{a1} ” y “ c_{a2} ” mayor o igual a “ $1.5h_{ef}$ ”, cómo se puede ver en la figura R17.6.2.1 (a) del ACI 318-19, presentada en la **Figura 5.1** y con la ecuación 17.6.2.1.4 del ACI 318-19.

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (5.19)$$

En caso de que “ c_{a1} ” o “ c_{a2} ” sean menores a “ $1.5h_{ef}$ ” se calcula el área de falla proyectada para un anclaje individual “ A_{nc} ” tomando la referencia de la figura R17.6.2.1 (b) del ACI 318-19 de igual manera que para un grupo de anclajes “ A_{Nc} ” el área de falla proyectada del hormigón en un grupo de anclajes se puede calcular tomando como referencia las figura R17.6.2.1 (b) del ACI 318-19, presentada en la **Figura 5.2**.

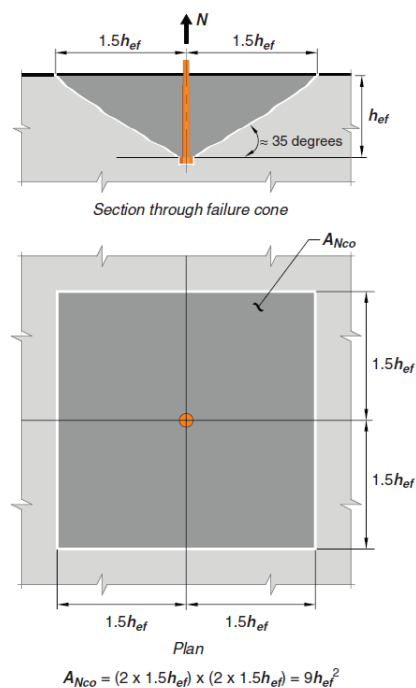


Figura 5.1 Referencia para el cálculo del área de falla proyectada en el hormigón para un anclaje (ACI 318-19, 2019).

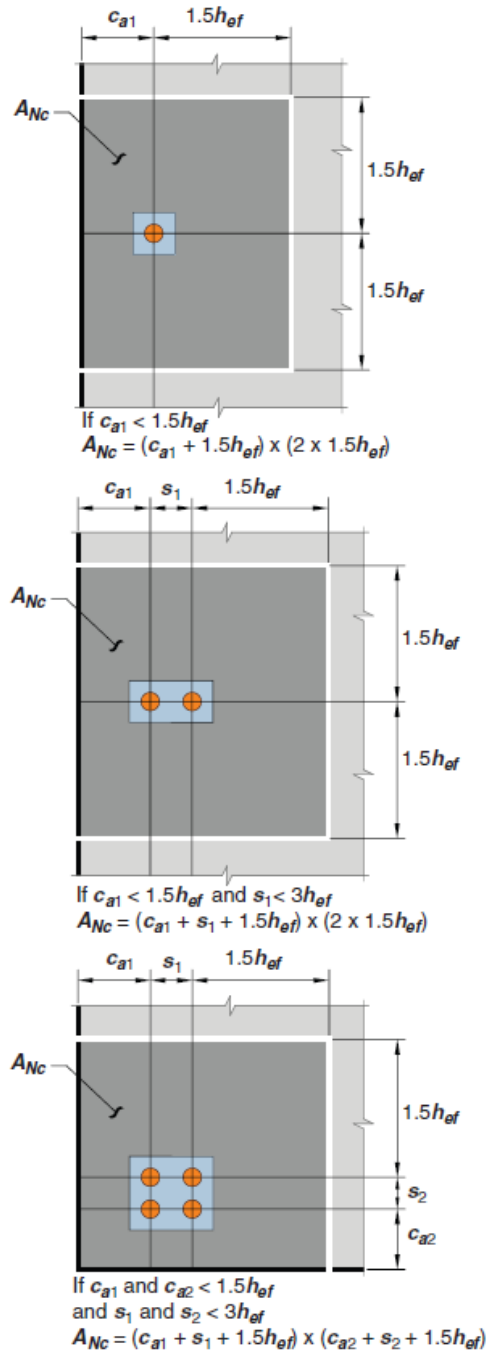


Figura 5.2 Referencia para el cálculo del área de falla proyectada en el hormigón para un grupo de anclajes (ACI 318-19, 2019).

“ N_b ” es la resistencia básica del arrancamiento del hormigón en tensión da un solo anclaje y se calcula con la ecuación 17.6.2.2.1 del ACI 318-19.

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \tag{5.20}$$

Con “ $k_c = 10$ ” para anclajes preinstalados y “ $k_c = 7$ ” para anclajes postinstalados. Alternativamente, para tornillos y pernos con cabeza preinstalados que cumplen:

$$280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm} \quad (5.21)$$

“ N_b ” no podrá exceder el valor dado en la ecuación 17.6.2.2.3 del ACI 318-19.

$$N_b = 3.9 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (5.22)$$

Con “ λ_a ” definido en el punto 17.2.4.1 del ACI 318-19, el cual toma el valor de “1” para anclajes preinstalados.

Donde, “ $\psi_{ec,N}$ ” es el factor de modificación para grupo de anclajes sometido a cargas excéntricas de tracción, definido en el punto 17.6.2.3.1 ACI 318-19, donde el valor máximo que puede tomar es “1”.

Donde, “ $\psi_{ed,N}$ ” es el factor de modificación de efectos de borde para anclajes solos o grupo de anclajes en tracción, definido en el punto 17.6.2.4.1a y 17.6.2.4.1b del ACI 318-19, donde si “ $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$ ” este toma el valor de “1”, en otro caso tomara el valor de “ $0.7 + 0.3 c_{a,min}/1.5h_{ef}$ ”.

Donde, “ $\psi_{c,N}$ ” es el factor de modificación para tener en cuenta la influencia de la fisuración en regiones de anclajes a nivel de cargas de servicio, definido en el punto 17.6.2.5.1 del ACI 318-19.

Donde, “ $\psi_{cp,N}$ ” es el factor de modificación para anclajes postinstalados, definido en el punto 17.6.2.6.1 del ACI 318-19, donde para el caso de anclajes preinstalados toma el valor de “1”.

Finalmente, ya sea con “ N_{cb} ” o “ N_{cbg} ” dependiendo el caso, se debe cumplir que.

$$N_u \leq \phi N_c \quad (5.23)$$

Con factor de reducción “ ϕ ” en punto 17.5.3 ACI 318-19, donde tomara el valor de “0.7” cuando no exista refuerzo suplementario, cuando la resistencia del anclaje este gobernada por el deslizamiento del anclaje o desprendimiento del concreto. De otro modo el factor de reducción toma en valor de “0.75”, como para anclajes preinstalados. En caso de que el hormigón no sea capaz de soportar el arrancamiento, se debe disponer de barras de refuerzo para los pernos de anclaje. Se invita a leer el Anexo 5.7, donde se explica lo que se hace en general para el desarrollo de los cálculos de la resistencia del arrancamiento del hormigón de anclajes en tracción.

5.7 Refuerzo de anclaje

Cuando la resistencia al arrancamiento provista por el hormigón no es suficiente, en el comentario R17.5.2.1 del ACI 318-19 se sugiere solventar esta deficiencia con barras que actúen como refuerzo de anclaje, esto evitara la falla por arrancamiento ya que las barras de refuerzo de anclaje tomaran las

fuerzas de tracción, las barras de refuerzo de anclaje no deben tener una separación mayor a “ $0.5h_{ef}$ ” de los pernos de anclaje. Se calcula el área mínima requerida de refuerzo para el refuerzo de anclaje “ $A_{s,req}$ ”.

$$A_{s,req} = \frac{T_e}{\phi f_y} \quad (5.24)$$

Donde el factor de reducción “ ϕ ” esta dado en el punto 17.5.3 del ACI 318-19.

$$\phi = 0.75$$

Ya con “ $A_{s,req}$ ” se puede proponer un número de barras, así como el diámetro de estas obteniendo “ A_s ”, donde:

$$A_s \geq A_{s,req} \quad (5.25)$$

Cumpliendo así con:

$$\phi N_n \geq N_u \quad (5.26)$$

Donde:

$$N_n = A_s f_y \quad (5.27)$$

Se invita a leer el Anexo 5.8, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de refuerzo de anclajes.

5.8 Verificaciones dimensional para los pernos de anclaje

Los pernos de anclaje necesitan una profundidad mínima de embebida “ h_{ef} ”, la cual no puede ser menor que 12 veces al diámetro de la barra según el punto 5.6.2 PIP STE05121. Esta se calcula con la ecuación del punto 7.3 del PIP STE05121.

$$h_{ef} = l_d + r_{ec} + \frac{g}{1.5} \quad (5.28)$$

Donde “ r_{ec} ” es el recubrimiento de las barras de refuerzo al anclaje, “ g ” es la máxima distancia entre el perno de anclaje más cercano a la barra de refuerzo al anclaje más alejada (tomado desde el centro de la barra), se debe tener en cuenta que “ g ” nunca debe ser mayor a “ $0.5h_{ef}$ ” y “ l_d ” es la longitud de desarrollo de la barra de refuerzo de anclaje la cual se calcula con la ecuación 25.4.2.4a del ACI 318-19.

$$l_d = \frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{rt}}{d_b}\right)} d_b \quad (5.29)$$

Donde todos los valores y factores serán tomados en base a la barra de refuerzo de anclaje para el cálculo de l_d , como d_b que es el valor del diámetro de la barra de refuerzo de anclaje.

Donde, “ ψ_t ” es el factor utilizado para modificar la longitud de desarrollo en tracción debido a la localización de vaciado del concreto, definido en la tabla 25.4.2.5 del ACI 318-19.

Donde, “ ψ_e ” es el factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el recubrimiento de refuerzo, definido en la tabla 25.4.2.5 del ACI 318-19.

Donde, “ ψ_s ” es el factor de modificación para la longitud de desarrollo con base en el diámetro de refuerzo, definido en la tabla 25.4.2.5 del ACI 318-19.

Se busca el valor del índice de refuerzo transversal “ K_{tr} ” (se puede usar “ $K_{tr} = 0$ ” como simplificación aun si hay acero de refuerzo) con la ecuación 25.4.2.4b del ACI 318-19.

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{s * n} \quad (5.30)$$

Donde “ c_b ” es el menor valor entre “la distancia medida del centro de una barra o alambre a la superficie más lejana del concreto” y “la mitad de la separación centro a centro de las barras o alambres que se desarrollan”. Se permite suponer un valor de “ $(c_b + K_{tr})/d_b$ ”, de forma conservadora “1” comentario R25.4.2.3 ACI 318-19 y siempre limitado a “2.5” según comentario R25.4.2.4 del ACI 318-19. “ λ ” es un factor de modificación que tiene en cuenta la propiedades mecánicas reducidas del concreto, para hormigón normal es “1” y para hormigón liviano es “0.75”. Se invita a leer el Anexo 5.9, donde en un ejemplo se desarrollan las verificaciones dimensionales para pernos de anclaje.

5.9 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción

Es necesario verificar que ningún perno pueda salir deslizando por el pedestal por la fuerza de tracción a la que este será sometido, por ello se calcula la resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción “ N_{pn} ”, que se obtiene con la ecuación 17.6.3.1 del ACI 318-19.

$$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p \quad (5.31)$$

Donde “ $\psi_{c,p}$ ” se define en el punto 17.6.3.3 del ACI 318-19, para un anclaje ubicado en una región de un elemento de hormigón, donde el análisis indica que no existen fisuras para niveles de carga de servicio, se puede utilizar el valor de “1.4” y cuando el análisis indica fisuración al nivel de cargas de servicio, se puede utilizar el valor de “1”. La resistencia al deslizamiento por tracción de un perno o tornillo con cabeza individual “ N_p ”, se obtiene con la ecuación 17.6.3.2.2a del ACI 318-19.

$$N_p = 8A_{brg} f'_c \quad (5.32)$$

Donde “ A_{brg} ” es el área neta de la cabeza del perno apoyada en el hormigón

$$A_{\text{brg,cabeza}} = \frac{3F^2}{2\sqrt{3}} - A_b \quad (5.33)$$

O el área neta de la placa de anclaje apoyada en el hormigón. Según las consideraciones usadas para el diseño. Para el caso en que él sea un tornillo con gancho se utiliza la ecuación 17.6.3.2.2b del ACI 318-19.

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a \quad (5.34)$$

Con “ d_a ” el diámetro exterior del anclaje y con e_h la distancia desde la superficie interna del fuste de un perno en forma de J o L hasta la parte externa de la punta de perno, donde “ $3d_a \leq e_h 4.5d_a$ ”.

Donde la resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción deberá ser menor a las solicitaciones, es decir:

$$N_u \leq \phi N_{pn} \quad (5.35)$$

Con factor de reducción “ ϕ ” en punto 17.5.3 ACI 318-19, donde tomara el valor de “0.7” cuando no exista refuerzo suplementario, cuando la resistencia del anclaje este gobernada por el deslizamiento del anclaje o desprendimiento del concreto. De otro modo el factor de reducción toma en valor de “0.75”, para anclajes preinstalados. Se invita a leer el Anexo 5.10, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de la resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción.

5.10 Resistencia al desplazamiento lateral del concreto en tracción de un anclaje con cabeza

Antes de calcular la resistencia nominal al desplazamiento lateral del hormigón en tracción de un anclaje con cabeza “ N_s ” se debe saber que esta verificación solo es necesaria cuando se cumplen las condiciones del punto 17.6.4.1 y 17.6.4.2 del ACI 318-19, la que para ambos casos es:

$$h_{ef} > 2.5 \min(c_{a1}, c_{a2}) \quad (5.36)$$

Donde para el anclaje individual se tiene que la resistencia nominal está dada por la ecuación 17.6.4.1 del ACI 318-19.

$$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{\text{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}} \quad (5.37)$$

Con “ λ_a ” definido en el punto 17.2.4.1 del ACI 318-19, el cual toma el valor de “1 λ ” para anclajes preinstalados. En caso de que “ $c_{a2} < 3c_{a1}$ ” el valor de “ N_{sb} ” debe multiplicarse por el factor “ $(1 + c_{a2}/c_{a1})/4$ ”, donde “ $1.0 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3.2$ ”. Para un grupo de anclajes se tiene que la resistencia nominal está dada por la ecuación 17.6.4.2 del ACI 318-19.

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb} \quad (5.38)$$

Donde “s” es la distancia entre anclajes exteriores medida a lo largo del borde y el valor de “N_{sb}” no se debe modificar por los factores de las distancias de borde “(1 + c_{a2}/c_{a1})/4”. Finalmente, ya sea “N_{sb}” o “N_{sbg}” dependiendo el caso se debe cumplir que:

$$N_u \leq \phi N_s \quad (5.39)$$

Con factor de reducción “φ” en punto 17.5.3 ACI 318-19, donde tomara el valor de “0.7” cuando no exista refuerzo suplementario, cuando la resistencia del anclaje este gobernada por el deslizamiento del anclaje o desprendimiento del concreto. De otro modo el factor de reducción toma en valor de “0.75”, para anclajes preinstalados. Se invita a leer el Anexo 5.11, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de resistencia al desplazamiento lateral del concreto en tracción de un anclaje con cabeza.

5.11 Verificación de la placa de anclaje

Existen verificaciones que requieren el área neta de contacto de la cabeza del perno con el hormigón, en caso de usar la cabeza o tuerca del perno y no cumplir con dichas verificaciones, es factible colocar una placa de acero entre la cabeza del perno y la supuesta área de contacto del hormigón, lo que aumenta dicha área de contacto sin la necesidad de cambiar el perno. En caso de utilizar la placa de anclaje, se debe verificar. Esto se hace de forma análoga a la desarrollada en las placas con las ecuaciones de AISC Desing Guide 01, donde el lado en voladizo de la placa esta dado por:

$$m = \frac{a - F}{2} \quad (5.40)$$

Donde “a” es el ancho y largo de la placa de anclaje que va con el perno y “F” es la distancia entre caras de la tuerca del perno usado. Las solicitaciones de momentos están dadas por:

$$M_{pl} = f_p \left(\frac{m^2}{2}\right) \quad (5.41)$$

Donde.

$$f_p = \frac{T_e}{A_{brg,placa}} \quad (5.42)$$

Donde “T_e” es la tensión esperada por perno y “A_{brg,placa}” es el área neta de apoyo de la placa de anclaje del perno.

$$A_{brg,placa} = a^2 - A_b \quad (5.43)$$

Con “ A_b ” como área bruta del perno. Donde finalmente, se calcula el espesor mínimo de la placa, el que está dado por:

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}} \quad (5.44)$$

Con:

$$\phi = 0.9$$

Se invita a leer el Anexo 5.12, donde en un ejemplo se desarrolla la verificación de la placa de anclaje.

5.12 Conclusiones

Se logra mostrar de forma clara y ordenada el diseño de los pernos de anclaje y los parámetros del diseño del pedestal que van sujeto al diseño de los pernos de anclaje. Se muestra cómo se desarrollan los pernos de anclaje en el pedestal, como es que estos necesitan que el pedestal sea capaz de soportarlos, desde un punto de vista dimensional como espaciamientos y profundidad de embebido. Así como la propia capacidad del pedestal de resistir las fuerzas a la que es sometido por los pernos de anclaje.

CAPÍTULO 6 ENFIERRADURA EN EL PEDESTAL

6.1 Introducción

Los pedestales son el elemento que conectan a las columnas de la estructura con las fundaciones, el diseño de estos se basa en el capítulo 10 del ACI 318-19, donde en el punto 10.1.1 del ACI 318-19 indica que las consideraciones de dicho capítulo correspondientes al diseño de columnas, son aplicables para el diseño de pedestales de concreto estructural. El diseño considera enfierradura para flexión, enfierradura para carga axial, enfierradura para corte por fricción, enfierradura para corte y consideraciones para la enfierradura de estribos superiores. También se toma en consideración las disposiciones de diseño de estructuras sismo resistentes del capítulo 18 del ACI 318-19, donde dependiendo de la categoría de diseño (ordinaria, intermedia o especial) ciertos puntos pueden verse afectados, como la cuantía de la sección transversal del pedestal o la disposición longitudinal de estribos.

En el presente capítulo se muestra el desarrollo que se debe llevar a cabo para satisfacer las demandas estructurales al momento de diseñar pedestales, para ello se toma como guía lo sugerido por el ACI 318-19.

6.2 Consideraciones previas

En el punto 25.2.3 del ACI 318-19 se establece la mínima distancia libre entre barras longitudinales “ s_{min} ” que debe existir.

$$s_{min} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ mm} \\ 1.5d_b \text{ (de barra longitudinal)} \end{array} \right. \quad (6.1)$$

Se invita a leer el Anexo 6.1, donde en un ejemplo se muestran las consideraciones previas que se deben tener para el cálculo de la enfierradura en el pedestal.

6.3 Enfierradura para flexión

Para que el pedestal sea capaz de soportar la flexión es necesario calcular la enfierradura mínima requerida que debe tener por cada lado donde este se flexione, es decir a cada cara del pedestal que

sea sometida a flexión, lo que se hace con las disposiciones del capítulo ACI 318-19. Se entrega de modo general la siguiente ecuación:

$$A_{s,req} = \frac{M_u}{\phi f_y d} \quad (6.2)$$

Aun así, se recomienda el uso del diagrama de interacción en base a las especificaciones del ACI 318-19. Donde el factor de minoración “ ϕ ” tomara el valor definido en el punto 21.2.1 del ACI 18-19, en este caso “0.9”. También es necesario considerar que el acero mínimo “ $A_{s,min}$ ” el que está dado por el mayor valor del punto 9.6.1.2 del ACI 318-19.

$$A_{s,min} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \\ \frac{1.4}{f_y} bd \end{array} \right. \quad (6.3)$$

Donde “ d ” es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta centroide del refuerzo longitudinal en tracción, “ B ” es la altura de la sección transversal del pedestal y “ r_{ec} ” el recubrimiento el pedestal. De esta manera el área de acero para la enfierradura longitudinal “ A_s ” siempre debe ser mayor o igual al mayor valor entre “ $A_{s,req}$ ” y “ $A_{s,min}$ ”, para así ser capaz de soportar la flexión, es decir:

$$A_s \geq \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} A_{s,req} \\ A_{s,min} \end{array} \right. \quad (6.4)$$

Se invita a leer el Anexo 6.2, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de la enfierradura para flexión de un pedestal.

6.4 Enfierradura para carga axial

Para conocer si el pedestal es capaz de soportar la carga axial, se calcula la resistencia axial nominal “ P_0 ” con la ecuación 22.4.2.2 del ACI 318-19, para miembros no preesforzados:

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (6.5)$$

y con la ecuación 22.4.2.3 del ACI 318-19, para miembros preesforzados:

$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{pd}) + f_y A_{st} - (f_{se} - 0.003E_p)A_{pt} \quad (6.6)$$

Donde “ A_{pd} ” es el área total ocupada por el ducto, revestimiento y el refuerzo. El valor del esfuerzo efectivo del acero de preesfuerzo “ f_{se} ” debe ser al menos igual a “ $0.003E_p$ ” para tendones postensados inyectados con mortero de inyección. Se permite suponer “ $A_{pd} = A_{pt}$ ”. Con ello se calcula el máximo

valor a la resistencia nominal a la compresión “ $P_{n,max}$ ” con la tabla 22.4.2.1 del ACI 318-19. Finalmente se deberá disponer de una enfierradura que cumpla con:

$$P_u \leq \phi P_{n,max} \quad (6.7)$$

Donde el factor de reducción “ ϕ ” tomara el valor definido en el punto 21.2.1 del ACI 18-19, en este caso “0.65”. En caso de que el hormigón sea capaz de soportar por sí solo la carga axial en el punto 10.6.1.1 del ACI 318-19 nos indica que para el área de refuerzo longitudinal “ A_s ” debe encontrarse entre los valores “ $0.01A_g$ ” y “ $0.08A_g$ ” en caso de estar diseñando en la categoría de diseño intermedio u ordinario, en caso de estar diseñando para la categoría de diseño especial el área de refuerzo longitudinal “ A_s ” debe encontrarse entre los valores “ $0.01A_g$ ” y “ $0.06A_g$ ” según el punto 18.7.4.1 del ACI 318-19. Se invita a leer el Anexo 6.3, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de la enfierradura para carga axial de un pedestal.

6.5 Enfierradura para corte por fricción

Se Puede calcular la resistencia nominal al corte “ V_n ” para el caso de ser perpendicular al plano con la ecuación 22.9.4.2 del ACI 318-19.

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (6.8)$$

Y en caso de no ser perpendicular con la ecuación 22.9.4.3 del ACI 318-19.

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu * \text{sen}(\alpha) + \text{cos}(\alpha)) \quad (6.9)$$

Con “ A_{vf} ” área de refuerzo que atraviesa el plano cortante supuesto, α el ángulo entre el refuerzo cortante por fricción y el plano de corte supuesto y con “ μ ” el coeficiente de fricción dado por la tabla 22.9.4.2 del ACI 318-19. En el punto R22.9.4.2 del ACI 318-19 sugiere una ecuación para el área de acero requerida “ $A_{s,req}$ ” cuando el corte es perpendicular al plano.

$$A_{s,req} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad (6.10)$$

De ella puede asumir el área de acero requerida “ $A_{s,req}$ ” cuando el corte no es perpendicular al plano.

$$A_{s,req} = \frac{V_u}{\phi f_y (\mu * \text{sen}(\alpha) + \text{cos}(\alpha))} \quad (6.11)$$

Donde el factor de minoración “ ϕ ” tomara el valor definido en el punto 21.2.1 del ACI 18-19, en este caso “0.75”. Se debe conocer que en el punto 16.3.4.1 del ACI 318-19, para las conexiones de columnas o pedestales en sitio de cimentación “ A_s ” debe ser al menos “ $0.005A_g$ ”, teniendo así un

“ $A_{s,min}$ ”. Así teniendo que el área de acero “ A_{vf} ” siempre debe ser mayor o igual al mayor valor entre “ $A_{s,req}$ ” y “ $A_{s,min}$ ”, Para así ser capaz de soportar el corte, es decir:

$$A_{vf} \geq \text{máx} \begin{cases} A_{s,req} \\ A_{s,min} \end{cases} \quad (6.12)$$

Se invita a leer el Anexo 6.4, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de la enfierradura para corte por fricción de un pedestal.

6.6 Enfierradura para corte

Dependiendo de la categoría de diseño, como en el caso del diseño especial, no se considera la contribución del hormigón para la resistencia al corte, solo la aportada por el acero. Para el caso de diseño de categoría ordinaria e intermedia, se considera tanto la contribución aportada por el hormigón y por el acero a la resistencia al corte. La resistencia nominal al corte “ V_n ” se calcula sumando de la resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón “ V_c ” (para el caso del diseño especial no se considera) y la resistencia nominal proporcionada por el acero “ V_s ”. Donde para el acero se debe disponer la enfierradura de tal manera que este supere a la enfierradura mínima para el corte “ $A_{v,min}$ ” y a la enfierradura mínima requerida “ $A_{v,req}$ ” para que la resistencia nominal al corte “ V_n ” satisfaga la demanda de corte. La resistencia nominal proporcionada por el hormigón para miembros no preesforzados está dada por las ecuaciones de la tabla 22.5.5.1 del ACI 318-19, donde se usa la ecuación “a)” de la tabla, que tiene como condición para su uso que el área de refuerzo cortante sea mayor al área mínima, está dada por:

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b d \quad (6.13)$$

En caso de no considerar la fuerza axial “ N_u ” se tiene:

$$V_c = 0.17 \lambda \sqrt{f'_c} b d \quad (6.14)$$

Para miembros preesforzados se utilizan las ecuaciones de la tabla 22.5.6.2 del ACI 318-19. La enfierradura mínima “ $A_{v,min}$ ” está definida por el mayor valor en las ecuaciones “a)” y “b)” del punto 10.6.2.2 del ACI 318-19, valido para estructuras de categoría ordinaria e intermedia.

$$A_{v,min} = \text{máx} \begin{cases} 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b s}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{b s}{f_{yt}} \end{cases} \quad (6.15)$$

Para el caso de diseño de categoría especial la enfierradura mínima “ $A_{v,min}$ ” esta dado por la tabla 18.7.5.4 del ACI 318-19. Donde en la tabla “ k_f ” es un factor definido por la ecuación 18.7.5.4a del ACI 318-19.

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1 \quad (6.16)$$

Y “ k_n ” es otro factor definido por la ecuación 18.7.5.4b del ACI 318-19.

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (6.17)$$

Donde “ n_l ” es el número total de barras longitudinales que atraviesan la sección transversal del pedestal. Donde “ E ” es el factor resultante de la tabla 18.7.5.4 del ACI 318-19, con “ A_{ch} ” el área de la sección transversal medida entre los bordes del refuerzo.

$$A_{ch} = (n - 2 * d + d_b) * (b - 2d + d_b) \quad (6.18)$$

Siendo “ d_b ” el diámetro de la barra longitudinal y “ f_{yt} ” la tensión de fluencia del acero de las barras transversales. Donde la enfierradura mínima “ $A_{v,min}$ ” o “ A_{sh} ” para el caso de diseño en la categoría especial está dada por:

$$A_{v,min} = s * b_c * E \quad (6.19)$$

Donde “ s ” es la separación longitudinal entre estribos, “ E ” es la expresión que sale de la tabla 18.7.5.4 del ACI 318-19 y “ b_c ” es la dimensión transversal entre los bordes exteriores del refuerzo.

$$b_c = b - 2d + d_b \quad (6.20)$$

La enfierradura requerida “ $A_{s,req}$ ” se calcula con la ecuación R22.5.8.5 del ACI 318-19 del comentario R22.5.8.5 del ACI 318-19.

$$A_{s,req} = s \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d} \quad (6.21)$$

Si área de acero “ A_v ” es mayor o igual al mayor valor entre “ $A_{s,req}$ ” y “ $A_{s,min}$ ”, se cumplirá que:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \quad (6.22)$$

Donde el factor de minoración “ ϕ ” tomara el valor definido en el punto 21.2.1 del ACI 18-19, en caso de tener que ser diseñado para efectos sísmicos, que es el caso la tabla 21.2.1 nos redirecciona al punto 21.2.4 del ACI 318-19 donde este toma el valor de “0.6”. Se invita a leer el Anexo 6.5, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de la enfierradura por corte de un pedestal.

6.7 Enfierradura de estribos superiores para pedestales

La enfierradura superior del pedestal obedece al punto 10.7.6.1.6 del ACI 318-19, que, en caso de tener pernos de anclaje en la parte superior de pedestal, se debe proveer refuerzo transversal en los primeros “125 mm” superiores de la estructura, donde debe haber al menos dos barras de “No.13” o tres barras del “No.10”.

En el punto 9.5.3 de la NCh2369 se establece una zona de protección superior de pedestales para bases de columnas de acero. Esta debe ser el mayor valor entre el lado menor del pedestal o la altura de la llave de corte más una proyección de 45° desde el pie de la llave de corte a la cara del pedestal. En ella se establece que el espaciamiento máximo entre estribos debe ser menor a “0.2” veces la longitud del lado menor del pedestal y que el máximo espaciamiento libre entre estribos no debe ser mayor a “50 mm” en la zona de protección del pedestal. también se establece que en toda la longitud del pedestal el espaciamiento máximo entre estribos debe ser menor a “0.4” veces la longitud del lado menor del pedestal. En el comentario del mismo punto se menciona que la altura de separación máxima nunca debe ser de “100 mm” para la zona de protección y “200 mm” en toda la longitud del pedestal. Debido a que la zona superior del pedestal debe ser tratado como una zona de protección esta debe ser capaz de soportar las cargas que pueda transferirle el sistema, para ello se evalúa que los estribos en dicha zona sean capaces de soportar la menor fuerza que podría producir una eventual falla. Como son el corte por sismo amplificado “ V_u ”, el corte necesario para superar la resistencia al aplastamiento del hormigón de la llave de corte “ V_{apl} ” y el corte que provoca la fluencia esperada en la llave de corte “ V_{flu} ”, así:

$$V_{apl} = 1.3f'_c A_{llave} \quad (6.23)$$

$$V_{flu} = R_y 0.6f_y A_g \quad (6.24)$$

Donde “ A_{llave} ” es el área de la llave sometida a aplastamiento, “ f_y ” la tensión de fluencia del acero para las placas de la llave de corte, “ R_y ” Relación entre límite esperado y límite elástico especificado del acero usado en la llave de corte y “ A_g ” el área transversal de la llave de corte. Se escoge al menor valor obteniendo el corte de diseño “ V_{dis} ” y se calcula el área de acero requerida “ $A_{v,req}$ ”.

$$A_{v,req} = \frac{V_{dis}}{\phi f_y} \quad (6.25)$$

Con:

$$\phi = 0.75$$

Finalmente se usa un área de acero de diseño sea mayor o igual al área de acero requerida “ $A_{v,req}$ ”. Se invita a leer el Anexo 6.6, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de estribos superiores para pedestales.

6.8 Disposición de enfierradura transversal para pórticos resistentes al momento

Como se menciona en el punto 18.2.2.3 del ACI 318-19 todos los miembros de la estructura situados por debajo de la base de la estructura y que requieran transmitir fuerzas resultantes de los efectos sísmicos a la cimentaciones, deben cumplir con las disposiciones para estructuras sísmos resistentes del capítulo 18 del ACI 318-19. Si bien en el capítulo 18 del ACI 318-19 no considera a los pedestales, se recurre a las disposiciones para pórticos resistentes al momento de las columnas del capítulo 18 del ACI 318-19 ya que son el elemento más cercano a estos. Dependiendo de la categoría de diseño “ BN_{min} ” que es la dimensión la menor dimensión transversal, es decir el menor valor entre “ b ” y “ n ”; “ BN_{min}/BN_{max} ” es la razón entre la longitud del menor lado transversal del pedestal con la longitud del mayor lado transversal del pedestal; “ l_0 ” es la longitud medida desde la cara del nudo a lo largo del elemento, donde debe colocarse refuerzo transversal de forma especial; “ s_0 ” es el espaciamiento longitudinal de la enfierradura transversal en “ l_0 ”; “ s_1 ” es la máxima distancia a la que debe estar el primer estribo de la cara del nudo; “ s ” es el espaciamiento longitudinal máximo de la enfierradura transversal fuera de “ l_0 ” y “ l_{emb} ” es la extensión embebida que debe tener la enfierradura transversal dentro de la zapata o losa de cimentación, se les establecerá restricciones en el diseño.

6.8.1 Pórticos ordinarios resistentes a momento

Para pórticos ordinarios resistentes a momento en el punto 18.3 del ACI 318-14, no se menciona ninguna restricción de diseño para la enfierradura transversal, por lo que para “ s ” se mantiene lo dispuesto en el capítulo de columnas, en la tabla 10.7.6.5.2 del ACI 318-19.

$$s \leq \begin{cases} V_s \leq 0.33 \sqrt{f'_c} bd = \min \begin{cases} \text{columna no preesforzada} = d/2 \\ \text{columna preesforzada} = 3h/4 \\ 600\text{mm} \end{cases} \\ V_s > 0.33 \sqrt{f'_c} bd = \min \begin{cases} \text{columna no preesforzada} = d/4 \\ \text{columna preesforzada} = 3h/8 \\ 300\text{mm} \end{cases} \end{cases} \quad (6.26)$$

Donde “h” es la altura del pedestal, “b” es el ancho de la sección transversal del pedestal (visto como si fuera viga), con d la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta centroide del refuerzo longitudinal en tracción. Se invita a leer el Anexo 6.7, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de la enfierradura transversal para pórticos ordinarios resistentes al momento.

6.8.2 Pórticos intermedios resistentes a momento

Para columnas de pórticos intermedios resistentes a momento en el punto 18.4.3 del ACI 318-19, se establece que “ l_0 ” debe cumplir con el punto 18.4.3.3 del ACI 318-19, donde:

$$l_0 \geq \max \begin{cases} h/6 \\ \max(B, N) \\ 450 \text{ mm} \end{cases} \quad (6.27)$$

“ s_0 ” debe cumplir con el punto 18.4.3.3 del ACI 318-19, donde:

$$s_0 \leq \min \begin{cases} \text{Refuerzo Grado 420} = \min \begin{cases} 8d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \\ \text{Refuerzo Grado 550} = \min \begin{cases} 6d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \\ \min(B, N)/2 \end{cases} \quad (6.28)$$

“ s_1 ” debe cumplir con el punto 18.4.3.4 del ACI 318-19, donde:

$$s_1 \leq \frac{s_0}{2} \quad (6.29)$$

“s” debe cumplir con el punto 18.4.3.5 del ACI 318-19, donde se establece que este debe cumplir con el punto 10.7.6.5.2 del ACI 318-19, por lo que “s” para el diseño intermedio es igual que para el diseño ordinario. Se invita a leer el Anexo 6.8, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de la enfierradura transversal para pórticos intermedios resistentes al momento.

6.8.3 Columnas especiales resistentes a momento

Para columnas de pórticos especiales resistentes al momento en el punto 18.7 del ACI 318-19, se establece que “ BN_{\min} ” debe cumplir con el punto 18.7.2.1 (a) del ACI 318-19, donde:

$$\min(B, N) \geq 300 \text{ mm} \quad (6.30)$$

“ BN_{\min}/BN_{\max} ” debe cumplir con el punto 18.7.2.1 (b) del ACI 318-19, donde:

$$BN_{\min}/BN_{\max} \geq 0.4 \quad (6.31)$$

“ l_0 ” debe cumplir con el punto 18.7.5.1 del ACI 318-19, donde:

$$l_0 \geq \max \begin{cases} \text{máx}(B, N) \\ \frac{h}{2} \\ 450 \text{ mm} \end{cases} \quad (6.32)$$

“s₀” debe cumplir con el punto 18.7.5.3 del ACI 318-19, donde:

$$s_0 \leq \min \begin{cases} \min(b, n)/4 \\ \text{Refuerzo Grado 420, } 6d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ \text{Refuerzo Grado 550, } 5d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ 100 \leq 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \leq 150 \end{cases} \quad (6.33)$$

Donde “h_x” es la separación entre estribos cerrados, en el que su valor máximo está limitado por el punto 25.7.2.1(b) del ACI 318-19 y la nota de la figura R18.7.5.2 del ACI 318-19, llegando a:

$$h_{x,\max} \leq \min \begin{cases} 16d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ 48d_b \text{ (de barra de estribo menor)} \\ \min(B, N) \\ 350 \text{ mm} \end{cases} \quad (6.34)$$

“s₁” no se menciona para columnas, por lo que se toma como referencia el de vigas, limitado por el punto 18.6.4.4 del ACI 318-19, donde:

$$s_1 \leq 50 \text{ mm} \quad (6.35)$$

“s” debe cumplir con el punto 18.7.5.5 del ACI 318-19, donde:

$$s \leq \min \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ \text{Refuerzo Grado 420, } 6d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ \text{Refuerzo Grado 550, } 5d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \end{cases} \quad (6.36)$$

“l_{emb}” debe cumplir con el punto 18.7.5.6(b) del ACI 318-19, donde indica que el refuerzo transversal requerido debe extenderse por los menos “300 mm” dentro de la zapata o losa de cimentación. Se invita a leer el Anexo 6.9, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de la enfierradura transversal para columnas especiales resistentes a momento.

6.9 Conclusiones

Se muestra de forma clara y ordenada las consideraciones de diseño para la enfierradura transversal del pedestal, así como los puntos clave de las consideraciones especiales de las que se debe disponer al momento de espaciar la enfierradura, tal como es el caso para los estribos superiores y para estructuras sismo resistentes.

CAPÍTULO 7 SILLA DE ANCLAJE

7.1 Introducción

La silla de anclaje es un elemento que complementa el funcionamiento de los pernos de anclaje y se usa siempre que se puede. La silla de anclaje está compuesta por una placa en la parte superior de esta junto a atiesadores que van a los lados y entre cada perno. El espesor de la placa superior de la silla de anclaje se calcula en función de sus dimensiones, la disposición de pernos y atiesadores. El espesor de los atiesadores se calcula en función de las dimensiones de estos y la capacidad de soportar la compresión a la que será sometido.

En el presente capítulo se muestra el desarrollo que se debe llevar a cabo para satisfacer las demandas estructurales al momento de diseñar la silla de anclaje, para ello se toma como guía lo sugerido por el AISC Steel Construction Manual Fourteenth Edition, la NCh2369, la NCh427/1 y el AISC 360-10.

7.2 Altura del atiesador de la silla de anclaje

La altura del atiesador de la silla de anclaje “L” está dada por la longitud expuesta de los pernos de anclaje, esta debe cumplir con el punto 8.5.2 de la NCh2369, donde establece que la longitud expuesta para los pernos de anclaje no debe ser menor a 250 mm u ocho veces el diámetro del perno de anclaje. Se invita a leer el Anexo 7.1 Anexo 7.2, donde en dos ejemplos se muestran las consideraciones previas que se deben tener antes de calcular los diferentes parámetros de la silla de anclaje. Junto con el Anexo 7.3 Anexo 7.4, donde en dos ejemplos se desarrolla el cálculo de la altura del atiesador de la silla de anclaje.

7.3 Espesor de la placa superior de la silla de anclaje

El espesor de la placa superior de la silla se calcula en base al momento máximo al que está sometida, para el cálculo de momento se considera que esta tiene una carga uniformemente distribuida, que está empotrada y que tiene atiesadores a los lados de los pernos. Se propone utilizar la tabla 3-22c del AISC Steel Construction Manual Fourteenth Edition. De ella se obtienen factores que permiten calcular el momento máximo de la placa superior de la silla y la máxima reacción en los atiesadores.

Tabla 7.1 Factores de momento y reacción máximos de la silla

Número de pernos	M_{\max}^*	R_{\max}^*
2	0.125	1.25
3	0.1	1.1
4	0.107	1.143
5	0.105	1.536
6	0.106	1.135
7	0.106	1.134

Fuente: AISC Steel Construction Manual Fourteenth Edition

Donde el momento máximo esta dado por:

$$M_{\max} = M_{\max}^* \frac{TL}{b_s} \quad (7.1)$$

Donde “T” es la tensión de un perno, “ b_s ” el ancho de la placa superior de la silla, y “L” es espaciamiento entre atiesadores. Ya con el momento se calcula el espesor mínimo “ e_{\min} ” que debe tener la placa superior para ser capaz de soportar el momento.

$$e_{\min} = \sqrt{\frac{4M_{\max}}{\phi F_y}} \quad (7.2)$$

Se invita a leer el Anexo 7.5 y Anexo 7.6, donde en dos ejemplos se desarrolla el cálculo del espesor de la placa superior de la silla de anclaje.

7.4 Resistencia a la compresión de los atiesadores de la silla de anclaje

De la tabla 3-22c del AISC Steel Construction Manual Fourteenth Edition. Se conoce la reacción máxima a la que será sometida el atiesador, la que está dada por:

$$R_{\max} = R_{\max}^* * T \quad (7.3)$$

Luego el espesor del atiesador debe ser tal que al calcular su resistencia nominal a la compresión “ P_n ” con su factor de minoración “ ϕ ”, sea mayor a la reacción a la que será sometida “ R_{\max} ”, es decir:

$$R_{\max} \leq \phi P_n \quad (7.4)$$

Donde el factor de reducción “ ϕ ” es igual a “0.9” según las disposiciones del punto E.1 de la NCh427/1. La resistencia nominal a la compresión “ P_n ” se calcula con la ecuación J4-6 de la NCh427/1 en caso de que la razón de esbeltes sea menor o igual a 25 y con la ecuación E3-1 de la NCh427/1 en caso de que la razón de esbeltez sea mayor a 25, es decir:

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 25$:

$$P_n = F_y A_g \quad (7.5)$$

Cuando $\frac{KL}{r} > 25$:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (7.6)$$

Donde se debe tener en consideración que la razón de esbeltez “ KL/r ” para miembros en compresión según en punto E.2 de la NCh427/1 no debe ser mayor a “200” y está limitada por la NCh2369, donde:

$$\frac{KL}{r} \leq \frac{KL}{r}_{lim} = 15\pi \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7.7)$$

Donde “ r ” es el radio de giro de la placa.

$$r = t/\sqrt{12} \quad (7.8)$$

Con “ t ” es espesor el atiesador y “ F_{cr} ” es la tensión crítica de pandeo por flexión que se determina con las ecuaciones E3-2 y E3-3 de la NCh427/1, las cuales son:

Se usa la ecuación E3-2, cuando:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(0 \leq \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right) \quad (7.9)$$

Se tiene que:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (7.10)$$

Se usa la ecuación E3-3. Cuando:

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(0 \leq \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right) \quad (7.11)$$

Se tiene que:

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (7.12)$$

Donde “ F_e ” es la tensión de pandeo elástico y se determina de acuerdo con la ecuación E3-4 de la NCh427/1.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (7.13)$$

Es necesario revisar que el atiesador no tenga pandeo local, para ello se toma el caso 2 de la tabla B4.1a de la NCh427/1. Donde para tener un diseño adecuado la relación ancho espesor del atiesador “b/t”, está limitada por:

$$\frac{b}{t} \leq 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{f_y}} \quad (7.14)$$

Donde el cálculo de “k_c” esta en el comentario [a] de la NCh427/1.

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (7.15)$$

Donde “t_w” es el espesor del alma del perfil columna, “h” es la altura del alma del perfil columna sin considerar el espesor de las alas del perfil columna y se debe considerar para efectos de cálculo que:

$$0.35 \leq k_c \leq 0.76 \quad (7.16)$$

Se invita a leer el Anexo 7.7 y Anexo 7.8, donde en dos ejemplos se desarrolla el cálculo de la resistencia a la compresión de los atiesadores de la silla de anclaje.

7.5 Conclusiones

Se muestra de forma clara y ordenada las consideraciones de diseño para la placa superior de la silla de anclaje y las consideraciones de diseño para los atiesadores de la silla de anclaje.

CAPÍTULO 8 LLAVE DE CORTE

8.1 Introducción

La llave de corte es el elemento dispuesto para soportar las fuerzas de corte ejercidas sobre la estructura y traspasadas a los pedestales, si bien no es obligatoria para algunos casos, se aconseja disponer de ella siempre para evitar que los pernos trabajen a corte y evitar que la capacidad a la tracción de estos se vea modificada por el corte. Si bien la placa o las placas de acero que conformarán la llave de corte deben ser capaces de soportar el corte al que se someten, también es necesario que el hormigón en el que se encuentran sea capaz de soportar el aplastamiento producido por el corte.

En el presente capítulo se muestra el desarrollo que se debe llevar a cabo para satisfacer las demandas estructurales de la llave de corte, para ello se toma como guía lo sugerido por el AISC Design Guide 01, la NCh2369, la NCh427/1, y el AISC 360-10.

8.2 Resistencia al aplastamiento del hormigón

Para la resistencia al aplastamiento del hormigón se calcula el esfuerzo de compresión “q” que llega al hormigón producto del corte.

$$q = \frac{V}{(h - c) * b} \quad (8.1)$$

Donde “h” es la altura de la llave de corte, “c” es la altura del grout de nivelación y “b” es el ancho de la llave de corte. El valor del esfuerzo de compresión “q” nunca debe superar el límite de la resistencia al aplastamiento “ q_{lim} ” establecido en el punto 3.5.2 del AISC Design Guide 01.

$$q_{lim} = \phi 1.3f'_c \quad (8.2)$$

Es decir, que se debe cumplir:

$$q \leq q_{lim} \quad (8.3)$$

Donde el factor de reducción “ ϕ ” está dado en el punto 3.5.2 del AISC Design Guide 01.

$$\phi = 0.6$$

Se invita a leer el Anexo 8.1 de consideraciones previas para el cálculo de la llave de corte y luego el Anexo 8.2, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de la resistencia al aplastamiento del hormigón.

8.3 Resistencia al corte de la llave de corte

Se debe tener en cuenta que la llave de corte es de uso obligatorio para esfuerzos de corte mayores a 75kN según el punto 8.5.3 de la NCh2369. Para cumplir con la resistencia al corte se debe cumplir que:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (8.4)$$

Donde el factor de reducción “ ϕ ” es igual a 0.9 según el punto G.1 de la NCh427/1 y la resistencia al corte “ V_n ” esta dada por la ecuación G2-1 de la NCh427/1.

$$V_n = 0.6F_y A_g \quad (8.5)$$

Donde “ A_g ” es el área bruta de las placas, asumiendo que son dos placas iguales en forma de cruz conectadas en su centro.

$$A_g = 2 * e * b - e^2 \quad (8.6)$$

Con “ e ” el espesor de la placa y “ b ” el ancho de la placa. Se invita a leer el Anexo 8.3, donde en un ejemplo se desarrolla el cálculo de la resistencia al corte de la llave de corte.

8.4 Conclusiones

Se muestra de forma clara y ordenada las consideraciones de diseño que se deben tener para la llave de corte y las consideraciones de diseño que se deben tener para el hormigón.

CAPÍTULO 9 CONCLUSIONES

En este estudio se propuso una metodología unificada de diseño de placas base y pedestales para estructuras de acero industriales, aplicando las normativas chilenas vigentes, normativas internacionales y rescatando recomendaciones las prácticas locales.

La metodología de diseño propuesta incluye detalles de diseño de placas base, pernos de anclaje, pedestales, silla de anclaje y llave de corte. Además, se documentó un ejemplo de diseño ilustrativo en los anexos de este trabajo.

El diseño individual de uno de estos elementos incluye directa o indirectamente en los demás. Por lo tanto, al diseñar se debe ser consciente de esta interacción. En general, será necesario iterar los diseños individuales para buscar una solución válida desde el punto de vista de la resistencia y la interacción geométrica entre elementos. Al momento de comenzar con el diseño se requiere de seleccionar los materiales y suponer la geometría aproximada de los elementos a diseñar. Esta aproximación inicial queda a criterio del ingeniero, por ende, es de esperar que, si el diseño inicial es supuesto por alguien con poca o nula experiencia, será necesario iterar varias veces para poder llegar a un resultado válido.

Se espera que la metodología propuesta y el ejemplo desarrollado sea una contribución a estandarizar el diseño de placas base y pedestales en la práctica nacional. Además, es la esperanza el autor que el documento sea útil a estudiantes de ingeniería civil estructural, ingenieros junior y como material de docencia.

REFERENCIAS

American Concrete Institute. (2008). *Building code requirements for structural concrete* (ACI 318-08). Farmington Hills, MI, EE.UU.

American Concrete Institute. (2019). *Building code requirements for structural concrete* (ACI 318-19). Farmington Hills, MI, EE.UU.

American Institute of Steel Construction. (2006). *AISC Steel design guide 1: Base plate and anchor rod design*. Chicago, IL, EE.UU.

American Institute of Steel Construction (2011). *AISC Steel Construction Manual, Fourteenth Edition*. Chicago, IL, EE.UU.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 341-16). Chicago, IL, EE.UU.

American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. (AISC 360-10). Chicago, IL, EE. UU.

American Society of Mechanical Engineers. (2010). *Nuts for General Applications: Machine Screw Nuts, Hex, Square, Hex Flange, And Coupling Nuts (Inch Series)* (ASME B18.2.2). Three Park Avenue, Nueva York, NY, EE. UU.

Instituto Nacional de Normalización de Chile. (2008). NCh 430:2008. *Hormigón Armado - Requisitos de Diseño y Cálculo*. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización de Chile. (2009). NCh 1537:2009. *Diseño Estructural - Cargas Permanentes y Cargas de Uso*. Santiago, Chile.

Instituto Nacional de Normalización de Chile. (2009). NCh 433:2009. *Diseño Sísmico de Edificios*. Santiago, Chile.

- Instituto Nacional de Normalización. (2016). NCh427/1:2016. *Construcción- Estructuras de acero- Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización. (2023). NCh2369:2023. *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. Santiago, Chile.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2011). *Decreto Supremo N°60/2011: Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado*. Santiago, Chile.
- Ortiz, D. (2023). *Evaluación Del Desempeño Sísmico De Un Edificio Para Operación De Molino Vertical, Diseñado Según Nch2369 2023*. Universidad de Concepción, Chile.
- Process Industry Practices. (2006). *Anchor Bolt Design Guide* (PIP STE05121). Houston, Texas.
- Stiglat, K., & Wippel, H. (1968). *Placas*. Traducción al español por Batanero, J. Madrid.
- Valencia, B. (2024). *Evaluación Desempeño Sísmico De Edificio De Remolienda Diseñado Según Norma NCh2369 2023*. Universidad de Concepción, Chile.

ANEXO 1 INTRODUCCION A LOS EJEMPLOS DESARROLLADOS

Anexo 1.1 Introducción al ejemplo 1 de la metodología unificada de diseño.

Para el desarrollo del ejemplo 1 de la metodología unificada de diseño, se usan los valores dados en la Memoria de Título: *Evaluación Del Desempeño Sísmico De Un Edificio Para Operación De Molino Vertical, Diseñado Según Nch2369 2023* (Ortiz, 2023). Donde se evalúa el desempeño sísmico de un edificio para operación de molino vertical. Los valores sacados del documento corresponden a las fuerzas de diseño del anclaje A5 y las dimensiones del perfil columna que se usa para el diseño. Este ejemplo cuenta con todas las verificaciones propuestas en la metodología unificada de diseño.

Con el fin de diferenciar al ejemplo 2 del ejemplo 1, las verificaciones contarán en el título con el nombre del ejemplo al cual corresponden, en este caso ejemplo 2 y las verificaciones que cuenten con el mismo ejemplo en su título se les debe dar continuidad entre ellas.

Anexo 1.2 Introducción al ejemplo 2 de la metodología unificada de diseño.

Para el desarrollo del ejemplo 2 de la metodología unificada de diseño, se usan los valores dados por el autor de la Memoria de Título: *Evaluación Desempeño Sísmico De Edificio De Remolienda Diseñado Según Norma NCh2369 2023* (Valencia, 2024). Donde se evalúa el desempeño sísmico de un edificio de remolienda. Los valores usados corresponden a las fuerzas de dos combinaciones de carga en las columnas exteriores sacadas del modelo presentado en el documento, las dimensiones de las columnas exteriores del perfil, la calidad/grado de los elementos usados y el ancho/largo del pedestal y placa base. Este ejemplo cuenta con algunas de las verificaciones propuestas en la metodología unificada de diseño.

Con el fin de diferenciar al ejemplo 2 del ejemplo 1, las verificaciones contarán en el título con el nombre del ejemplo al cual corresponden, en este caso ejemplo 2 y las verificaciones que cuenten con el mismo ejemplo en su título se les debe dar continuidad entre ellas.

ANEXO 4 EJEMPLOS DE PLACAS BASE

Anexo 4.1 Datos y diseño de placa base de columnas de base rotulada para ejemplo 1

Se diseña una placa base de columna rotulada de calidad ASTM A36, la cual soporta un perfil HN30x92.2 de calidad ASTM A36 con un pedestal de hormigón normal de calidad G25. Con los siguientes datos:

Datos del hormigón G25:

$$f'_c = 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ y } \lambda = 1.$$

Datos del acero ASTM A36:

$$F_y = 248 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}, F_u = 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ y } R_y = 1.5.$$

Datos de la columna (perfil HN30x92.2):

$$H(d) = 300 \text{ mm}, B(b_f) = 300 \text{ mm}, t_w = 8 \text{ mm} \text{ y } t_f = 16 \text{ mm}.$$

Datos de la placa base:

$$N = 400 \text{ mm} \text{ y } B = 400 \text{ mm}.$$

Datos del pedestal:

$$n = 650 \text{ mm} \text{ y } b = 650 \text{ mm}.$$

Cargas de diseño:

$$P_u = 2114000 \text{ N}.$$

Se calcula la excentricidad, la está dada por:

$$f_{p(\text{max})} = \phi_c (0.85 f'_c) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq \phi_c 1.7 f'_c$$

$$f_{p(\text{max})} = 0.65 * (0.85 * 25) \left(\sqrt{\frac{650 * 650}{400 * 400}} \right) \leq 0.65 * 1.7 * 250$$

$$f_{p(\text{max})} = 22.45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 27.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{p(\text{max})} = 22.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Se calcula el esfuerzo de aplastamiento sobre la placa base:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{N B}$$

$$f_{pu} = \frac{2114000}{400 * 400} = 13.2 \frac{N}{mm^2}$$

Donde se debe cumplir que:

$$f_{pu} \leq f_{p(max)}$$

Por lo que el diseño esta OK, Se necesita calcular "l", donde:

$$l = \text{máx}(m, n, \lambda n')$$

Con:

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

$$m = \frac{400 - 0.95 * 300}{2} = 57.5 \text{ mm}$$

Con:

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

$$n = \frac{400 - 0.8 * 300}{2} = 80 \text{ mm}$$

Con:

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

Donde:

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

Donde:

$$X = \left(\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right) \frac{P_u}{\phi_c P_p}$$

$$X = \left(\frac{4 * 300 * 300}{(300 + 300)^2} \right) \frac{2114000}{(20.7 * 400 * 400)} = 0.6377$$

Así:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0.6377}}{1 + \sqrt{1 - 0.6377}} = 0.9970 \leq 1$$

Obteniendo:

$$\lambda n' = 0.9970 * \frac{\sqrt{300 * 300}}{4} = 75 \text{ mm}$$

Llegando al valor de "l":

$$l = 80 \text{ mm}$$

Con ello se calcula el momento:

$$M_{pl} = f_{pu} \left(\frac{l^2}{2} \right)$$

$$M_{pl} = 13.2 * \left(\frac{80^2}{2} \right) = 42280 \text{ N} = 42.3 \text{ kN}$$

Finalmente se puede calcular el espesor mínimo que debe tener la placa base:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * 42280}{0.9 * 248}} = 27.5 \text{ mm}$$

Anexo 4.2 Datos y diseño de placa base de columnas de base empotrada con excentricidad pequeña para ejemplo 2

Se diseña una placa base de columna empotrada de calidad ASTM A36, la cual soporta un perfil IN70x108 de calidad ASTM A36, para el pedestal se usa hormigón normal de calidad G25.

Datos del hormigón G25:

$$f'_c = 25 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ y } \lambda = 1.$$

Datos del acero ASTM A36:

$$F_y = 248 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}, F_u = 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ y } R_y = 1.5.$$

Datos de la columna (perfil IN70x108):

$$H(d) = 700 \text{ mm}, B(b_f) = 300 \text{ mm}, t_w = 8 \text{ mm} \text{ y } t_f = 14 \text{ mm}.$$

Datos de la placa base:

$$N = 900 \text{ mm} \text{ y } B = 400 \text{ mm}.$$

Datos del pedestal:

$$n = 1100 \text{ mm} \text{ y } b = 600 \text{ mm}.$$

Cargas de diseño para placa base en columna de base empotrada:

$$P_u = 675576 \text{ N} \text{ y } M_u = 47645800 \text{ N mm}.$$

Se comienza el cálculo revisando el tipo de columna de base empotrada al que corresponde, por lo que se parte calculando la excentricidad, la que está dada por:

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = \frac{47645800}{675576} = 70.5 \text{ mm}$$

La resistencia soportante del hormigón:

$$f_{p(\max)} = \phi_c (0.85 f'_c) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq \phi_c 1.7 f'_c$$

$$f_{p(\max)} = 0.65 * (0.85 * 25) \left(\sqrt{\frac{1100 * 6000}{900 * 400}} \right) \leq 0.65 * 1.7 * 250$$

$$f_{p(\max)} = 18.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 27.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{p(\max)} = 18.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Se calcula la fuerza resultante del bloque de compresión:

$$q_{(\max)} = f_{p(\max)} B$$

$$q_{\max} = 18.7 * 400 = 7481 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Se calcula la excentricidad critica:

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

$$e_{\text{crit}} = \frac{900}{2} - \frac{675576}{2 * 7481} = 404.8 \text{ mm}$$

Se compara la excentricidad critica con la excentricidad:

$$e \leq e_{\text{crit}}$$

Con ello se encuentra que se está trabajando con columna de base empotrada con excentricidad pequeña, por lo que se continua con el cálculo habitual para este caso, donde se calcula “Y”, la que está dada por:

$$Y = N - 2 e$$

$$Y = 900 - 2 * 70.5 = 758.9 \text{ mm}$$

Con “Y” calculada, se puede calcular la compresión a la que es sometida el hormigón:

$$f_p = \frac{P_u}{BY}$$

$$f_p = \frac{675576}{400 * 758.9} = 2.23 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Se debe cumplir que:

$$f_{pu} \leq f_{p(max)}$$

$$2.23 \frac{N}{mm^2} \leq 18.7 \frac{N}{mm^2}$$

Por lo que el pedestal esta OK, luego se calcula:

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

$$m = \frac{900 - 0.95 * 700}{2} = 117.5 \text{ mm}$$

Con ello se llega a que:

$$Y \geq m$$

Se calcula el momento:

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

$$M_{pl} = 2.23 * \left(\frac{117.5^2}{2} \right) = 15362 \text{ N} = 15.36 \text{ kN}$$

Finalmente se puede calcular el espesor mínimo que debe tener la placa base:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * 15362}{0.9 * 248}} = 16.6 \text{ mm}$$

Anexo 4.3 Datos y diseño de placa base de columnas de base empotrada con excentricidad grande para ejemplo 2

Se tiene el mismo pedestal que el Anexo 4.2. Pero se prueba para otra combinación de cargas, buscando saber cuál estado de carga controla el diseño de la placa base del pedestal.

Cargas de diseño para placa base en columna de base empotrada:

$$P_u = 6303 \text{ N y } M_u = 226233400 \text{ N mm.}$$

Se comienza el cálculo revisando el tipo de columna de base empotrada al que corresponde, por lo que se parte calculando la excentricidad, la que está dada por:

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e = \frac{226233400}{6303} = 35893 \text{ mm}$$

La resistencia soportante del hormigón:

$$f_{p(\max)} = \phi_c (0.85 f'_c) \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq \phi_c 1.7 f'_c$$

$$f_{p(\max)} = 0.65 * (0.85 * 25) \left(\sqrt{\frac{1100 * 6000}{900 * 400}} \right) \leq 0.65 * 1.7 * 250$$

$$f_{p(\max)} = 18.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq 27.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{p(\max)} = 18.7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Se supone que:

$$f_p = f_{p(\max)}$$

Con lo que la fuerza resultante del bloque de compresión es:

$$q_{\max} = f_{p(\max)} * B$$

$$q_{\max} = 18.7 * 400 = 7481 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Se calcula la excentricidad critica:

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

$$e_{\text{crit}} = \frac{900}{2} - \frac{6303}{2 * 7481} = 449.6 \text{ mm}$$

Se compara con la excentricidad:

$$e_{\text{crit}} \leq e$$

Con ello se encuentra que se está trabajando con columna de base empotrada con excentricidad grande, por lo que se continua con el cálculo habitual para este caso, donde se calcula “f”, la que está dada por:

$$f = \frac{N}{2} - \text{D. P. B}$$

Donde D. P. B es la distancia de los pernos al borde:

$$\text{D. B. P} = 50 \text{ mm (SUPUESTO)}$$

$$f = \frac{900}{2} - 50 = 400 \text{ mm}$$

Se calcula “Y”, la que está dada por:

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

$$Y = \left(300 + \frac{900}{2}\right) - \sqrt{\left(300 + \frac{900}{2}\right)^2 - \frac{2 * 6303 * (35893 + 300)}{18.7 * 400}} = 36.8 \text{ mm}$$

Con ello se calcula la tensión en los pernos:

$$T = q_{\max}Y - P_u$$

$$T = 7481 * 36.8 - 6303 = 268769.7 \text{ N} = 268.8 \text{ kN}$$

Se calcula:

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

$$m = \frac{900 - 0.95 * 700}{2} = 117.5 \text{ mm}$$

Con ello se llega a que:

$$Y < m$$

Se calcula el momento:

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

$$M_{pl} = 18.7 * 36.8 * \left(117.5 - \frac{36.8}{2}\right) = 68159.6 \text{ N} = 68.2 \text{ kN}$$

Finalmente se puede calcular el espesor mínimo que debe tener la placa base:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * 68159.6}{0.9 * 248}} = 35 \text{ mm}$$

Anexo 4.4 Placa base de columnas de base rotulada con silla de anclaje para ejemplo 1

Se calcula mediante la tabla de Stiglat y Wipfel la parte central de la placa, para la cual sus condiciones de borde cambiaran. Las dimensiones están dadas suponiendo dos pernos de diámetro $1 + \frac{1}{4}$ in y

considerando atiesadores de 16 mm y que usaran todo el espacio disponible entre el alma y ala del perfil columna, como se muestra en la **Figura A.4.1**.

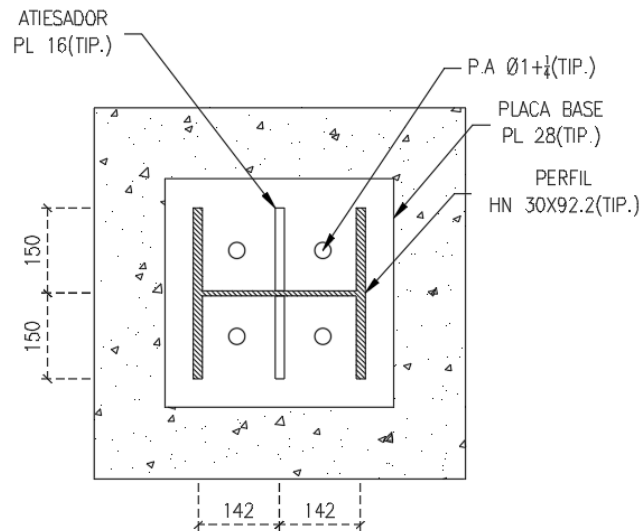


Figura A.4.1 Referencia para calculo de “L_x” y “L_y” de placa base para columna rotulada.

Obteniendo así:

$$L_x = 142 \text{ mm}$$

$$L_y = 150 \text{ mm}$$

Con ello se calcula “m” con la tabla, donde:

$$\frac{L_y}{L_x} = 1.06 \rightarrow m \approx 9.03$$

Ya con el factor “m”, se calcula:

$$M_{pl} = \frac{f_{pu} L_x L_y}{m}$$

Donde el “f_{pu}” es el obtenido por el método del AISC Desing Guide 01.

$$M_{pl} = \frac{13.2 * 142 * 150}{9.03} = 31154.8 \text{ N} = 31.1 \text{ kN}$$

Se calcula “t_p” igual al AISC Desing Guide 01, donde:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}}$$

Así:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * 31154.8}{0.9 * 248}} = 23.5 \text{ mm}$$

Finalmente se comparan los valores que da el AISC Desing Guide 01 para los casos faltantes, es decir cuando “l” está dada por el mayor valor entre “m” y “n” (factores del AISC Desing Guide 01). Donde para esos casos “n” controla, dando un valor de “ t_p ” de 27.5 mm, por lo que la placa base debe tener un espesor mínimo de 28 mm.

Anexo 4.5 Placa base de columnas de base empotrada con silla de anclaje para ejemplo 2

Se busca da continuidad al ejemplo del Anexo 4.3, ya que la combinación de carga de ese anexo es la que aporta mayor espesor de placa base, por lo que del Anexo 4.3 se sacaran los valores que se necesiten del método del AISC Desing Guide 01. Se supone que se usaran 2 pernos de anclaje por lado de $1 + \frac{1}{8}$ in, con atiesadores de 16 mm de espesor, se asume que la placa superior de la silla de anclaje ocupa toda el área disponible entre la placa base el ala del perfil columna. Se presenta la **Figura A.4.2**, donde se puede apreciar la distribución supuesta de los elementos mencionados.

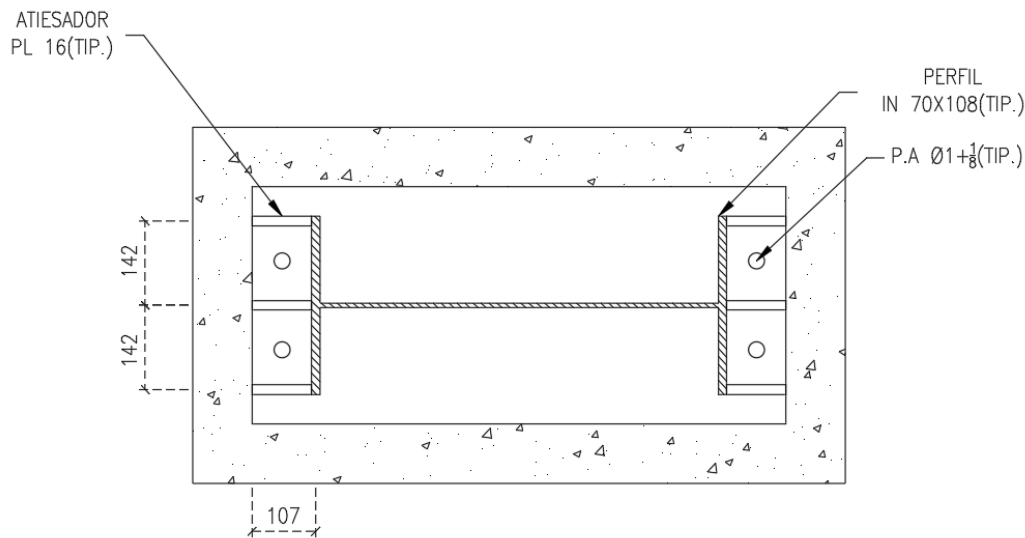


Figura A.4.2 Referencia para cálculo de “ L_x ” y “ L_y ” de placa base para columna empotrada.

Obteniendo así:

$$L_x = 107 \text{ mm}$$

$$L_y = 142 \text{ mm}$$

Con ello se calcula “m” con la tabla, donde:

$$\frac{L_y}{L_x} = 0.75 \rightarrow m \approx 7.25$$

Ya con el factor “m”, se calcula:

$$M_{pl} = \frac{f_{pu} L_x L_y}{m}$$

Donde el “ f_{pu} ” es el obtenido por el método del AISC Desing Guide 01.

$$M_{pl} = \frac{18.7 * 107 * 142}{7.25} = 39191.8 \text{ N} = 39.2 \text{ kN}$$

Se calcula “ t_p ” igual al AISC Desing Guide 01, donde:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}}$$

Así:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * 39191.8}{0.9 * 248}} = 26.5 \text{ mm}$$

Así pudiendo conseguir reducir el espesor mínimo requerido para la placa base a 26.5 mm.

ANEXO 5 EJEMPLO PERNOS DE ANCLAJE EN EL PEDESTAL

Anexo 5.1 Consideraciones previas para ejemplo 1

Se complementa la información con más cargas de diseño; $T_u = 665000$ N, $V_{ux} = 563000$ N y $V_{uy} = 352000$ N. Se propone utilizar 2 pernos de anclaje de $1\frac{1}{4}$ in de calidad ASTM A36 por lado, obteniendo así un total de 4 pernos de anclaje, “F” es de 2 in (Heavy Hex Nuts), con una placa de anclaje cuadrada de dimensiones “a” de 55 mm de calidad ASTM A36 y un recubrimiento lateral “ r_{ec} ” de 50 mm en para la enfierradura longitudinal. Se tiene como área bruta del perno:

$$A_p = \pi * r^2$$

$$A_p = \pi * \frac{1.25^2}{4} = 1.227 \text{ in} = 791.7 \text{ mm}^2$$

Con esta configuración de pernos, se propone colocarlos espaciados “s” a 150 mm entre ellos y con una distancia entre su centro al bode de pedestal “ c_{a1} ” y “ c_{a2} ” de 250 mm. Se chequea la configuración de espaciado de pernos, donde:

$$s_{\min} = 4d_p$$

$$s_{\min} = 4 * 1.25 * 25.4 = 127 \text{ mm}$$

Como se cuenta con una placa de anclaje, se tiene que:

$$s_{\min} = 4d_p + (a - F)$$

$$s_{\min} = 127 + (55 - 2 * 25.4) = 131.2 \text{ mm}$$

Se cheque la distancia mínima del perno al borde del pedestal “ $c_{a(\min)}$ ”:

$$c_{a(\min)} = 4d_p$$

$$c_{a(\min)} = 4 * 1.25 * 25.4 = 127 \text{ mm}$$

Se debe notar que 4.5 in se traduce a 114.3 mm. Como se cuenta con una placa de anclaje, se tiene que:

$$c_{a(\min)} = 4d_p + \frac{a - F}{2}$$

$$c_{a(\min)} = 4 * 1.25 * 25.4 + \frac{55 - 2 * 25.4}{2} = 129.1 \text{ mm}$$

Configuración de pernos OK. Se muestra la configuración de pernos en la **Figura A.5.1** para complementar el desarrollo del ejemplo.

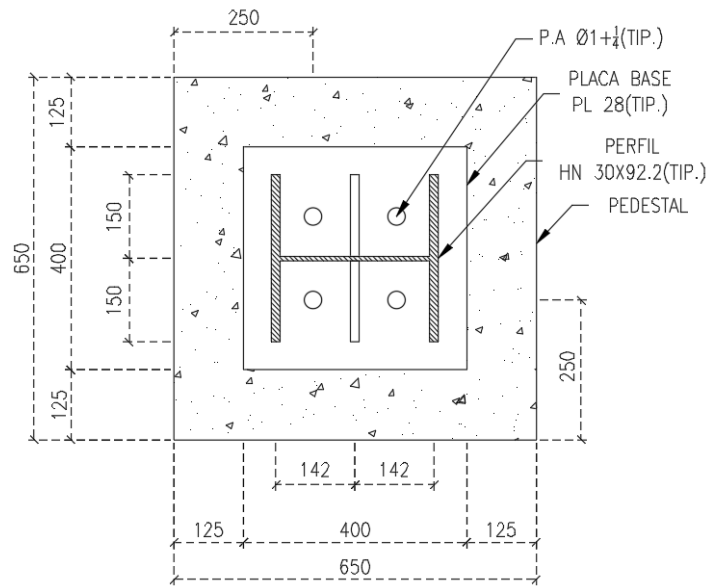


Figura A.5.1 Espaciamento y distribución de pernos de anclaje en el pedestal para columna rotulada.

Anexo 5.2 Consideraciones previas para ejemplo 2

Se complementa la información con $T_u = 268800$ N, se verifica la propuesta de 2 pernos de anclaje de $1 \frac{1}{8}$ in de calidad ASTM A36 por lado, obteniendo así un total de 4 pernos de anclaje. Se tiene como área bruta del perno:

$$A_p = \pi * r^2$$

$$A_p = \pi * \frac{1.125^2}{4} = 0.994 \text{ in} = 641.3 \text{ mm}^2$$

Con esta configuración de pernos, se propone colocarlos espaciados “s” a 150 mm entre ellos y con una distancia entre su centro al bode de pedestal “ c_{a1} ” de 150 mm y “ c_{a2} ” de 225 mm Se chequea la configuración de espaciado de pernos, donde:

$$s_{\min} = 4d_p$$

$$s_{\min} = 4 * 1.125 * 25.4 = 114.3 \text{ mm}$$

Lo que está OK. Se cheque la distancia mínima del perno al borde del pedestal “ $c_{a(\min)}$ ”:

$$c_{a(\min)} = 4d_p$$

$$c_{a(\min)} = 4 * 1.25 * 25.4 = 114.3 \text{ mm}$$

Por lo que está OK. Se muestra la configuración de pernos propuesta con las distancias “ c_{a1} ” y “ c_{a2} ” en la **Figura A.5.2** para complementar el desarrollo del ejemplo.

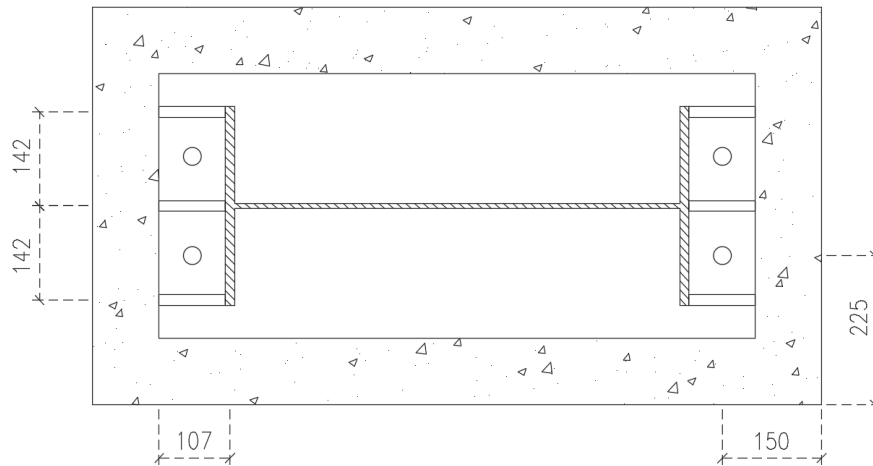


Figura A.5.2 Espaciamiento y distribución de pernos de anclaje en el pedestal para columna empotrada.

Anexo 5.3 Tracción pura en los pernos de anclaje para ejemplo 1

Para la tracción se pura, al ser una placa base rotulada se considera que los 4 pernos van a trabajar al mismo tiempo en tracción, por lo que la tensión del modelo se dividirá en entre los 4. Se calcula con la tabla la tensión de tracción nominal de los pernos:

$$F_{nt} = 0.75F_u$$

$$F_{nt} = 0.75 * 400 = 300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Con esta, se calcula la resistencia nominal a la tracción de los pernos:

$$T_n = F_{nt} * A_p$$

$$T_n = 300 * 791.7 = 237519 \text{ N}$$

Con ello, se tiene que:

$$F_u = \frac{T_u/n_p}{\phi T_n}$$

$$F_u = \frac{665000/4}{0.75 * 237519} = 0.93$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple:

$$\phi T_n \leq T_u$$

Anexo 5.4 Tracción pura en los pernos de anclaje para ejemplo 2

Para la tracción se pura, al ser una placa base empotrada se considera que solo 2 pernos van a trabajar al mismo tiempo en tracción, por lo que la tensión del modelo se dividirá en entre los 2. Se calcula con la tabla la tensión de tracción nominal de los pernos:

$$F_{nt} = 0.75F_u$$

$$F_{nt} = 0.75 * 400 = 300 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Con esta, se calcula la resistencia nominal a la tracción de los pernos:

$$T_n = F_{nt} * A_p$$

$$T_n = 300 * 641.3 = 192390 \text{ N}$$

Con ello, se tiene que:

$$F_u = \frac{T_u/n_p}{\phi T_n}$$

$$F_u = \frac{268800/2}{0.75 * 192390} = 0.93$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple:

$$\phi T_n \leq T_u$$

Anexo 5.5 Corte puro en los pernos de anclaje para ejemplo 1

Al tener un corte mayor a 75 kN se exige incluir en el diseño llave de corte cuando se diseña con llave de corte se considera que no habrá efecto de corte en los pernos, por lo que no se diseñan los pernos a corte. En la práctica nacional siempre se recomienda el uso de la llave de corte, aunque no sea exigida por la norma.

Anexo 5.6 Tracción modificada por el corte en los pernos de anclaje para ejemplo 1

Como no se considera el efecto del corte en los pernos no hay necesidad de calcular la resistencia a la tracción modificada por el corte.

Anexo 5.7 Resistencia al arrancamiento del hormigón de anclajes en tracción para ejemplo 1

Esta es una verificación muy difícil de cumplir, que por lo general no cumplirá y en caso de que se cumpla, se recomienda diseñar como si esta no cumpliera utilizando anclaje de refuerzo para los pernos de anclaje. Por lo que no se hará.

Anexo 5.8 Refuerzo de anclaje para ejemplo 1

Como se considera que el hormigón de pedestal por sí solo no es capaz de soportar el arrancamiento de los pernos, la tensión que induce al arrancamiento será traspasada del hormigón a la enfierradura de refuerzo de anclaje, para el refuerzo de anclaje se usa acero A630-420H, lo que significa que la tensión de fluencia de acero “ F_y ” equivale a “ $420 \frac{N}{mm^2}$ ”. Para saber de cuanta enfierradura se debe disponer como refuerzo de anclaje es necesario calcular la tensión esperada a la que será sometida por parte de los pernos, como el refuerzo va por cada lado del pedestal se asume que la tensión que llega a las barras de refuerzo será aportada por los pernos más cercanos, es decir 2 pernos por cada cara.

$$T_e = R_y * F_y * A_p * n_p$$

$$T_e = 1.5 * 248 * 791.73 * 2 = 589047 \text{ N}$$

Con ello se calcula el área de acero de las barras de refuerzo de anclaje requerida:

$$A_{s,req} = \frac{T_e}{\phi f_y}$$

$$A_{s,req} = \frac{589047}{0.75 * 420} = 1870 \text{ mm}^2$$

Se propone utilizar 6 barras de 28 mm, obteniendo así que la resistencia nominal a la tracción de las barras:

$$N_n = n_b A_b f_y$$

$$N_n = 6 * \pi * \frac{28^2}{4} * 420 = 1551695.4 \text{ N} = 1551.7 \text{ kN}$$

Donde:

$$F_u = \frac{T_e}{\phi N_n}$$

$$F_u = \frac{589047}{0.75 * 1551695.4} = 0.51$$

Como en factor de uso es menor a “1”, se cumple que:

$$\phi N_n \leq T_e$$

Anexo 5.9 Verificación dimensional para los pernos de anclaje para ejemplo 1

Como es de esperarse la profundidad a la que es embebida en perno debe calcularse, la que como mínimo debe ser:

$$h_{ef} = 12d_p$$

$$h_{ef} = 12 * 1.25 * 25.4 = 381 \text{ mm}$$

En caso de tener enfierradura de refuerzo de anclaje, se debe calcular la profundidad de embebido en base a la longitud de desarrollo de la enfierradura longitudinal. Supuestos:

$$\psi_t = 1$$

$$\psi_e = 1$$

$$\psi_s = 1$$

$$\frac{(c_b + k_{tr})}{d_b} = 2.5$$

Con ello la longitud de desarrollo de la enfierradura de refuerzo de anclaje:

$$l_d = \frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t\psi_e\psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{rt}}{d_b}\right)} d_b$$

$$l_d = \frac{420}{1.1 * 1 * \sqrt{25}} * \frac{1 * 1 * 1}{2.5} * 28 = 855.3 \text{ mm}$$

Se calcula la máxima distancia a la que está la enfierradura de refuerzo de anclaje “g”, esta distancia se calcula con los pernos más cercanos a la enfierradura, por lo general este valor se encuentra entre los pernos de la esquina con la enfierradura de refuerzo de anclaje de la esquina. Para el cálculo se suponen estribos de 16 mm, obteniendo así:

$$g = \sqrt{\left(c_{a1} - r_{ec} - \frac{d_{b(long)}}{2} - d_{b(est)}\right)^2 + \left(c_{a2} - r_{ec} - \frac{d_{b(long)}}{2} - d_{b(est)}\right)^2}$$

$$g = \sqrt{\left(250 - 50 - \frac{28}{2} - 16\right)^2 + \left(250 - 50 - \frac{28}{2} - 16\right)^2} = 240 \text{ mm}$$

Se calcula la profundidad de embebida del perno de anclaje:

$$h_{ef} = l_d + r_{ec} + \frac{g}{1.5}$$

$$h_{ef} = 855.3 + 50 + \frac{240}{1.5} = 1065.3 \text{ mm}$$

Por lo que se propone que el perno este embebido a 1080 mm. Finalmente se debe chequear que “g” sea menor a la mitad de la profundidad del embebido necesario:

$$g \leq 0.5h_{ef}$$

$$240 \text{ mm} \leq 533 \text{ mm}$$

Por lo que el diseño esta OK. Se presenta la separación “g” respetando el espacio de recubrimiento y estribos en la **Figura A.5.3** para complementar el desarrollo del ejemplo.

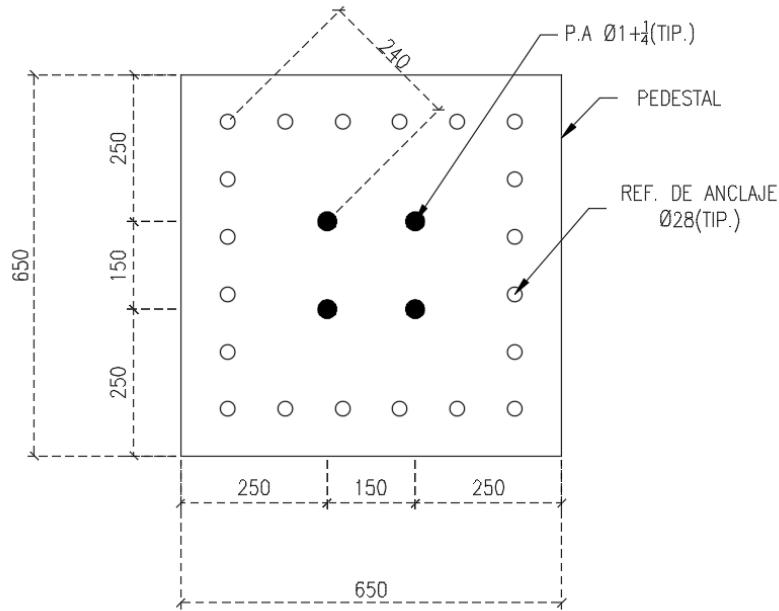


Figura A.5.3 Espaciamento de pernos de anclaje con enfierradura de anclaje.

Anexo 5.10 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción para ejemplo 1

Se debe considerar la posibilidad que por la tensión a la que es sometida cada perno estos se deslicen por el pedestal y se terminen saliendo. Por lo que se debe chequear dicha situación, en primer lugar, se calcula a la tensión que se someterá cada perno:

$$T_e = R_y * F_y * A_p$$

$$T_e = 1.5 * 248 * 791.73 = 294524 \text{ N} = 294.5 \text{ kN}$$

Se calcula la resistencia a la extracción por deslizamiento por tracción del perno:

$$N_p = 8A_{brg}f'_c$$

$$N_p = 8 * 2233.3 * 25 = 446653.9 \text{ N} = 446.7 \text{ kN}$$

Considerando la placa de 55 mm, se tiene que:

$$A_{brg} = a^2 - A_p$$

$$A_{brg} = 55^2 - 791.73 = 2233.3 \text{ mm}^2$$

Se supone:

$$\psi_{c,p} = 1$$

Con ello se calcula la resistencia nominal a la extracción por deslizamiento de un perno en tracción:

$$N_{pn} = \psi_{c,p} N_p$$

$$N_{pn} = 1 * 446653.9 = 446653.9 \text{ N} = 446.7 \text{ kN}$$

Se tiene que:

$$F_u = \frac{T_e}{\phi N_{pn}}$$

$$F_u = \frac{294524}{0.70 * 446653.9} = 0.94$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple:

$$\phi N_n \leq T_e$$

Anexo 5.11 Resistencia al desplazamiento lateral del concreto en tracción de un anclaje con cabeza para ejemplo 1

Esta verificación se debe hacer cuando 2.5 veces la distancia del centro del perno al borde lateral del pedestal “c_{a1}” o “c_{a2}” es superada por la longitud de embebida del perno, es decir:

$$2.5 * \text{máx}(c_{a1}, c_{a2}) < h_{ef}$$

$$2.5 * 250 < 1065.3$$

$$625 \text{ mm} < 1065.3 \text{ mm}$$

Como se cumple la desigualdad anterior, es necesario hacer la verificación. Por lo que se calcula la tensión esperada para cada lado del pedestal, como esta verificación va por cara dale pedestal se considera 2 para esta, obteniendo así:

$$T_e = R_y * F_y * A_p * n_p$$

$$T_e = 1.5 * 248 * 791.73 * 2 = 589047 \text{ N}$$

Se tiene:

$$\lambda_a = 1$$

Para un anclaje individual la resistencia nominal al desprendimiento lateral se calcula como:

$$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{brg} \lambda_a \sqrt{f'_c}}$$

$$N_{sb} = 13 * 250 * \sqrt{2233.3} * 1 * \sqrt{25} = 767934.1 \text{ N} = 767.9 \text{ kN}$$

Con ello se calcula la resistencia nominal a desprendimiento lateral para un grupo de anclajes:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb}$$

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{150}{6 * 250}\right) * 767934.1 = 844727.5 \text{ N} = 844.7 \text{ kN}$$

Se tiene que:

$$F_u = \frac{T_e}{\phi N_{sbg}}$$

$$F_u = \frac{589047}{0.70 * 844727.5} = 0.996$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple:

$$\phi N_n \leq T_e$$

Anexo 5.12 Verificación de la placa de anclaje para ejemplo 1

En caso de colocar placa de anclaje para aumentar el “ A_{brg} ”, es necesario chequear la resistencia de esta a la flexión, para ello se calcula la tensión esperada de las placas por perno:

$$T_e = R_y * F_y * A_p$$

$$T_e = 1.5 * 248 * 791.73 = 294524 \text{ N} = 294.5 \text{ kN}$$

Se calcula:

$$f_p = \frac{T_e}{A_{brg}}$$

$$f_p = \frac{294524}{2233.3} = 131.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Luego se calcula:

$$m = \frac{a - F}{2}$$

$$m = \frac{55 - 2 * 25.4}{2} = 2.1 \text{ mm}$$

Con ello se calcula el momento:

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

$$M_{pl} = 131.9 * \left(\frac{2.1^2}{2} \right) = 290.8 \text{ N} = 0.3 \text{ kN}$$

Finalmente se puede calcular el espesor mínimo que debe tener la placa de anclaje:

$$t_p = \sqrt{\frac{4 M_{pl}}{\phi F_y}}$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4 * 290.8}{0.9 * 248}} = 2.3 \text{ mm}$$

Se presenta la vista lateral del pedestal con los pernos de anclaje embebidos y su placa de anclaje en la **Figura A.5.4** para complementar el desarrollo del ejemplo.

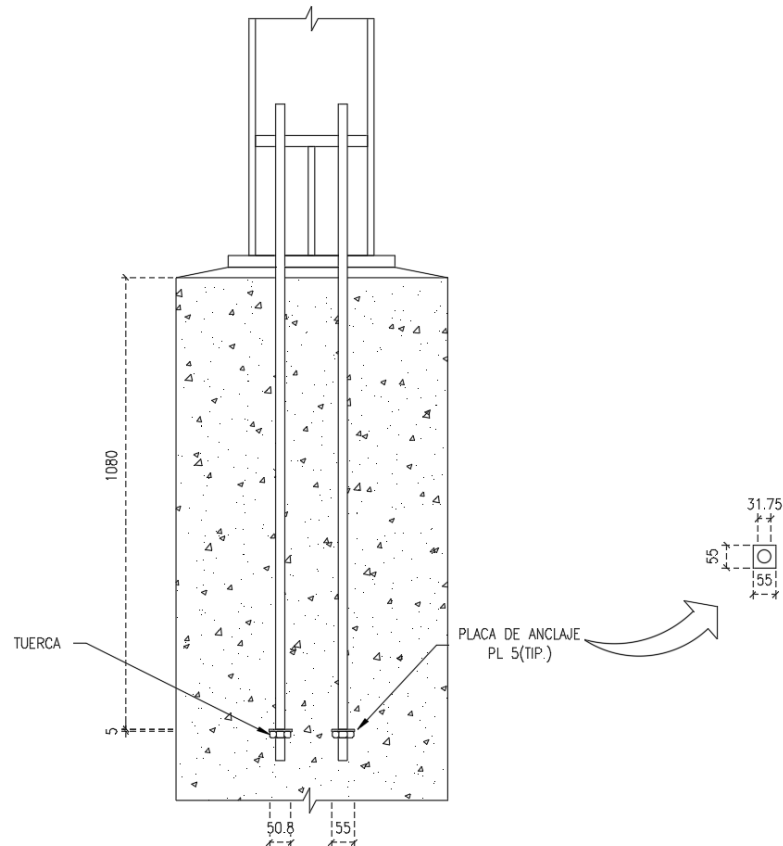


Figura A.5.4 Pernos de anclaje y placa de anclaje embebidos en el pedestal.

ANEXO 6 EJEMPLO DE ENFIERRADURA EN EL PEDESTAL

Anexo 6.1 Consideraciones previas para ejemplo 1

Se considera que la enfierradura para el refuerzo de anclaje en este punto se desarrolla como enfierradura longitudinal. Se complementa la información con la altura del pedestal “h” que es de 1250 mm. Se debe tener en cuenta que las siguientes verificaciones dependerán del punto de vista en que se evalúe el pedestal, dado que este recibe el mayor corte en el eje “X” se hará el diseño para dicho corte, por ello dimensionalmente el ancho en el eje débil de la columna será el “b” ya definido y el ancho en el eje fuerte de la columna será el “n” ya definido, siendo lado “b” del pedestal el que recibe el corte V_{ux} de forma perpendicular. Se estima la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de la barra de refuerzo longitudinal asumiendo barras de estribos de “16 mm”, se tiene que:

$$d = b - r_{ec} - d_{b(est)} - d_{b(long)}$$

$$d = 650 - 50 - 16 - \frac{28}{2} = 570 \text{ mm}$$

Se debe tener en consideración la distancia mínima libre entre barras longitudinales “ s_{min} ”, considerando barras de “28 mm”, se tiene que:

$$s_{min} = \text{máx} \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 1.5d_b \text{ (de barra longitudinal)} \end{cases}$$

$$s_{min} = \text{máx} \begin{cases} 40 \text{ mm} \\ 1.5 * 28 \end{cases}$$

$$s_{min} = 42 \text{ mm}$$

Se presenta la distribución de enfierradura longitudinal, con la distancia libre entre barras y “d” en la **Figura A.6.1** para complementar el desarrollo del ejemplo.

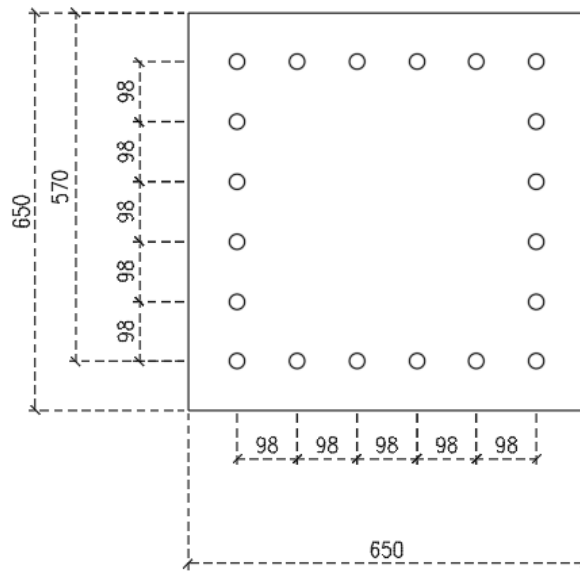


Figura A.6.1 Distribución de enfierradura longitudinal en el pedestal.

Anexo 6.2 Enfierradura para flexión para ejemplo 1

Para calcular la resistencia a la flexión, se comienza calculando el área de acero mínima:

$$A_{s,min} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \\ \frac{1.4}{f_y} bd \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.25\sqrt{25}}{420} * 650 * 570 = 1103 \text{ mm}^2 \\ \frac{1.4}{420} * 650 * 570 = 1235 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{s,min} = 1235 \text{ mm}^2$$

El área requerida está dada por las solicitaciones de momento:

$$A_{s,req} = \frac{M_u + V_u * h}{\phi f_y d}$$

$$A_{s,req} = \frac{0 + 563000 * 1250}{0.9 * 420 * 570} = 3266.3 \text{ mm}^2$$

La enfierradura obtenida del refuerzo de anclaje:

$$A_s = A_b * n_b$$

$$A_s = \pi * \frac{d_b^2}{4} * n_b$$

$$A_s = \pi * \frac{28^2}{4} * 6 = 3694.5 \text{ mm}^2$$

Como la enfierradura usada supera a la necesaria, el diseño esta OK.

Anexo 6.3 Enfierradura para carga axial para ejemplo 1

Se calcula el área de acero total de la sección transversal del pedestal, considerando 6 barras de 28 mm por cada lado, es decir 16 barras en la sección transversal, lo que lleva a:

$$A_{st} = \pi * \frac{d_b^2}{4} * n_{bt}$$

$$A_{st} = \pi * \frac{28^2}{4} * 20 = 12315 \text{ mm}^2$$

Donde el área de hormigón en la sección transversal está dada por:

$$A_g = n * b$$

$$A_g = 650 \times 650 = 422500 \text{ mm}^2$$

Se verifica que “ A_g ” este dentro del rango aceptado para la cuantía:

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g$$

$$4225 \text{ mm}^2 \leq A_{st} \leq 33800 \text{ mm}^2$$

El cual esta OK, pero en caso de que el elemento pertenezca a un pórtico de categoría especial “ A_g ” deberá estar dentro de:

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.06A_g$$

$$4225 \text{ mm}^2 \leq A_{st} \leq 25350 \text{ mm}^2$$

Lo que esta OK. La resistencia axial nominal se calcula asumiendo que no hay elementos preesforzados, por lo que:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$P_o = 0.85 * 25 * (422500 - 12315) + 420 * 12315 = 13888748 \text{ N} = 13888.7 \text{ kN}$$

Con la tabla la resistencia axial máxima se llega a que:

$$P_n = 0.80P_o = 11110999 \text{ N} = 11111 \text{ kN}$$

Se tiene que:

$$F_u = \frac{P_u}{\phi P_n}$$

$$F_u = \frac{2114000}{0.65 * 11111} = 0.29$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple:

$$P_u \leq \phi P_n$$

Anexo 6.4 Enfierradura para corte por fricción para ejemplo 1

Si bien el corte es perpendicular al pedestal, se estima que una parte de este pasa de forma axial al pedestal por roce, por lo cual este debe verificarse con la enfierradura longitudinal, para ello se calcula el área mínima requerida:

$$A_{s,req} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

$$A_{s,req} = \frac{563000}{0.75 * 420 * 0.6} = 2978.8 \text{ mm}^2$$

Se calcula la enfierradura mínima:

$$A_{s,min} = 0.005 A_g$$

$$A_{s,min} = 0.005 * 422500 = 2112.5 \text{ mm}^2$$

Como A_{st} es mayor a $A_{s,req}$ y $A_{s,min}$ esta OK, así la resistencia nominal al corte se calcula con:

$$V_n = f_y A_{st} \mu$$

$$V_n = 420 * 12315 * 0.6 = 3103380 \text{ N} = 3103.4 \text{ kN}$$

Se tiene que:

$$F_u = \frac{563000}{0.75 * 3103380} = 0.24$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Anexo 6.5 Enfierradura para corte para ejemplo 1

Las demandas de corte serán solventadas por la enfierradura transversal. Dependiendo del tipo de categoría de diseño se considera o no el aporte del hormigón para la resistencia al corte del pedestal, se verificará en para ambos casos.

Se propone utilizar estribos de 16 mm para confinar las 6 barras longitudinales, como las dos barras centrales de cada cara están espaciadas a más de 150 mm de la barra cerrada por un estribo más cercano, es necesario colocar ganchos suplementarios en estas. Se debe tener cuidado de que los estribos no se superpongan a la llave de corte, por lo que se propone confinar con un gancho cerrado de 16 mm en forma de rombo a todas la barras longitudinales centrales entre si tal como se muestra en la **Figura A.6.2**. Se considera que dicho gancho aporta como una barra más en cada dirección a la enfierradura transversal, teniendo así para el cálculo de enfierradura transversal 3 barras de 16 mm. Se propone que la separación longitudinal entre estribos “s” sea de 100 mm (esto exceptuando las zonas especiales).

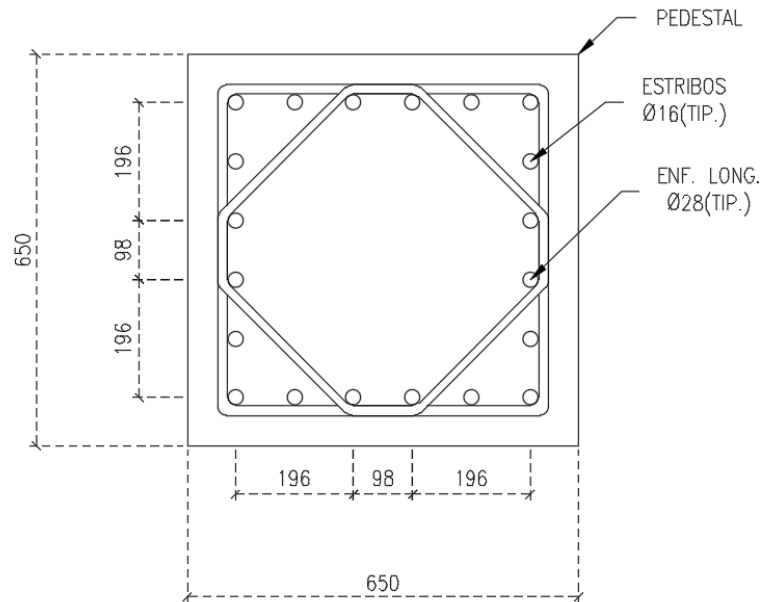


Figura A.6.2 Distribución de enfierradura longitudinal y transversal en el pedestal.

Se calcula el aporte del hormigón a la resistencia nominal al corte:

$$V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}bd$$

$$V_c = 0.17 * 1 * \sqrt{25} * 650 * 570 = 314925 \text{ N} = 314.9 \text{ kN}$$

Se calcula el área de acero para el corte mínima $A_{v,min}$ en caso de ser categoría intermedia u ordinaria se calcula con:

$$A_{v,min} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 0.062\sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{bs}{f_{yt}} \end{array} \right.$$

$$A_{v,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.062\sqrt{25} * \frac{650 * 100}{420} \\ 0.35 * \frac{650 * 100}{420} \end{array} \right.$$

$$A_{v,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 47.8 \text{ mm}^2 \\ 54.2 \text{ mm}^2 \end{array} \right. = 54.2 \text{ mm}^2$$

Para el caso de categoría especial el área de acero mínima para el corte $A_{v,\min}$ esta dada en función de:

$$0.3A_g f'_c = 0.3 * 650 * 650 * 25 = 3168750 \text{ N} = 3168.8 \text{ kN}$$

Como:

$$P_u \leq 0.3A_g f'_c$$

Al tener estribos rectilíneos y no circulares, se deben calcular las expresiones a, b y c. Para la expresión a se tiene:

$$E_a = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Con la sección transversal entre los bordes exteriores de refuerzo:

$$A_{ch} = (b - 2r_{ec} + d_b) * (n - 2r_{ec} + d_b)$$

$$A_{ch} = (650 - 2 * 50 + 28) * (650 - 2 * 50 + 28) = 334084 \text{ mm}^2$$

Así:

$$E_a = 0.3 * \left(\frac{650 * 650}{334084} - 1 \right) * \frac{25}{420} = 0.0047$$

Se calcula la expresión b:

$$E_b = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$E_b = 0.09 * \frac{25}{420} = 0.0054$$

Se toma la expresión con el mayor valor, es decir:

$$E = E_a = 0.0054$$

Así el área de acero mínima para corte:

$$A_{v,\min} = s * b_c * E$$

Con la dimensión transversal medida entre los bordes:

$$b_c = b - 2r_{rc} + d_b$$

$$b_c = 650 - 2 * 50 + 28 = 578 \text{ mm}$$

Así obteniendo el área de acero mínima:

$$A_{v,\min} = 100 * 578 * 0.0054 = 310 \text{ mm}^2$$

Se calcula la enfierradura requerida para el caso de categoría intermedia y ordinaria:

$$A_{v,\text{req}} = s \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d}$$

$$A_{v,\text{req}} = 100 * \frac{(563000 - 0.6 * 314925)}{0.6 * 420 * 570} = 260 \text{ mm}^2$$

Se calcula la enfierradura requerida para el caso de categoría especial:

$$A_{v,\text{req}} = s \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d}$$

$$A_{v,\text{req}} = 100 * \frac{(563000 - 0.6 * 0)}{0.6 * 420 * 570} = 392 \text{ mm}^2$$

La enfierradura propuesta:

$$A_{v,\text{prop}} = \pi \frac{d_b^2}{4} * n_b$$

$$A_{v,\text{prop}} = \pi \frac{16^2}{4} * 3 = 603.2 \text{ mm}^2$$

Como:

$$A_{v,\text{prop}} \geq \text{máx}(A_{v,\min}, A_{v,\text{req}})$$

El área de acero esta OK. La resistencia al corte aportada por el acero se calcula con:

$$V_s = \frac{A_{v,\text{prop}} f_{yt} d}{s}$$

$$V_s = \frac{603.2 * 420 * 570}{100} = 1444026.8 \text{ N} = 1444 \text{ kN}$$

Para el caso intermedio y ordinario se tiene que:

$$F_u = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{V_u}{\phi(V_n + V_s)}$$

$$F_u = \frac{563000}{0.6 * (188955 + 1444026.8)} = 0.57$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Para el caso especial se tiene que:

$$F_u = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{V_u}{\phi V_s}$$

$$F_u = \frac{563000}{0.6 * 1444026.8} = 0.64$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple:

$$V_u \leq \phi V_s$$

Anexo 6.6 Enfierradura de estribos superiores para pedestales para ejemplo 1

En caso de diseñar con dos filas de estribos para los primeros 125 mm se debe contar con barras al menos del No. 13 y en caso de diseñar con tres filas de estribos para los primeros 125 mm de debe contar con barras al menos del No. 10. Al tener barras de 16 mm, que son más grandes que las de No. 13, se permite diseñar con dos filas de estribos en los primeros 125 mm del pedestal, se debe tener en consideración el recubrimiento, el cual corresponde a 50 mm, por lo que propone usar dos filas de estribos de 16 mm, quedando el primer estribo a una distancia “ s_{s1} ” desde el centro de la barra hasta la parte superior del pedestal, es decir:

$$s_{s1} = 50 + \frac{d_b}{2}$$

$$s_{s1} = 50 + \frac{16}{2} = 58 \text{ mm}$$

Y a un espaciamiento entre barras para los primeros dos estribos “ s_s ” de:

$$s_s = 125 - s_{s1} - \frac{d_b}{2}$$

$$s_s = 125 - 58 - \frac{16}{2} = 59 \text{ mm}$$

Se establece la profundidad de la zona de protección.

$$h_{\text{prot}} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \text{lado menor del pedestal} \\ h_l + \frac{\text{lado del pedestal}}{2} * \cos(45^\circ) \end{array} \right.$$

$$h_{\text{prot}} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 650 \text{ mm} \\ 200 + 325 \cos(45^\circ) \end{array} \right.$$

$$h_{\text{prot}} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 650 \text{ mm} \\ 430 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$h_{\text{prot}} = 650 \text{ mm}$$

Así la profundidad de la zona de protección es de 650 mm, se calcula es espaciamiento máximo entre estribos en la zona de protección:

$$s_{\text{máx,prot}} = 650 \text{ mm} * 0.2 \leq 100 \text{ mm}$$

$$s_{\text{máx,prot}} = 130 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

$$s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x},\text{prot}} = 100 \text{ mm}$$

Se calcula el espaciamiento máximo entre estribos fuera de la zona de protecci3n:

$$s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x},\text{ped}} = 650 \text{ mm} * 0.4 \leq 200 \text{ mm}$$

$$s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x},\text{ped}} = 230 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm}$$

$$s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x},\text{ped}} = 200 \text{ mm}$$

Es necesario considerar que el máximo espaciamiento libre entre barras para la zona de protecci3n es:

$$s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x},\text{libre},\text{prot}} = 50 \text{ mm}$$

Por lo que para cumplir con lo establecido se presenta la **Figura A.6.3**, donde se muestra la distribuci3n propuesta de la enfierradura.

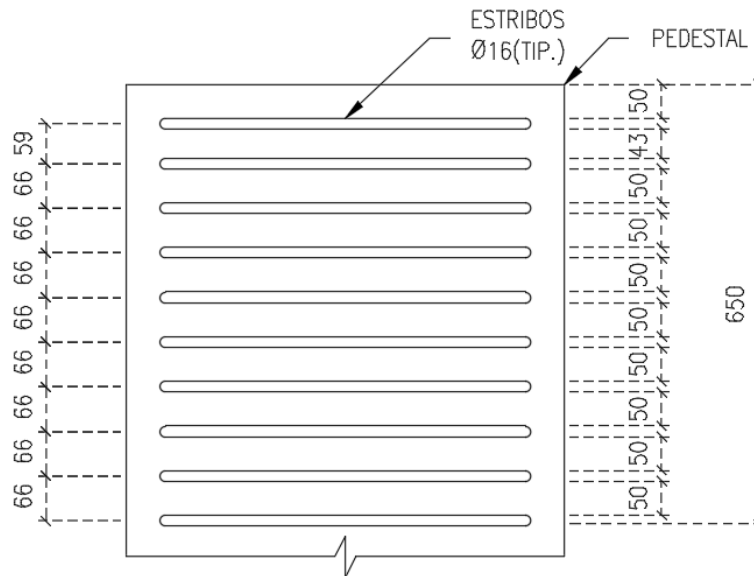


Figura A.6.3 Distribuci3n propuesta para la enfierradura superior del pedestal.

Con la enfierradura ya propuesta, se chequea que las 9 filas de estribos que están en su totalidad en la zona critica sean capaces de soportar el corte de dise˜no “ V_{dis} ”, el que está dado por el menor valor entre el corte del sismo reducido amplificado:

$$V_u = 563000 \text{ N} = 563 \text{ kN}$$

El corte esperado que provoca el aplastamiento del hormig3n en la llave de corte:

$$A_{\text{apl}} = 1.25 * 1.3f'_c A_{\text{llave}}$$

Donde el área de la llave de corte es:

$$A_{\text{llave}} = (h_1 - c) * b_1$$

Donde “c” es la altura del groud de nivelación la se supone de 25 mm y “b₁” el ancho de la llave de corte el que se supone de 200 mm, obteniendo así:

$$A_{\text{llave}} = (200 - 25) * 200 = 35000 \text{ mm}^2$$

Con ello:

$$A_{\text{apl}} = 1.25 * 1.3 * 25 * 35000 = 1421875 \text{ N} = 1421.9 \text{ kN}$$

El corte esperado que provoca la fluencia de la llave de corte

$$V_{\text{flu}} = R_y 0.6 f_y A_g$$

Donde el área transversal de la llave de corte está dada por

$$A_g = 2b_1e - e^2$$

$$A_g = 2 * 200 * 12 - 12^2 = 4656 \text{ mm}^2$$

Donde “e” es el espesor de la llave de corte el que se supone de 12 mm, obteniendo así:

$$V_{\text{flu}} = 1.5 * 0.6 * 248 * 4656 = 1039219.2 \text{ N} = 1039.2 \text{ kN}$$

Así el valor escogido para el corte de diseño de la enfierradura superior es

$$V_{\text{dis}} = 563000 \text{ N} = 563 \text{ kN}$$

El área de acero requerida está dada por:

$$A_{v,\text{req}} = \frac{V_{\text{dis}}}{\phi f_y}$$

$$A_{v,\text{req}} = \frac{563000}{0.75 * 420} = 1787.3 \text{ mm}^2$$

El área de acero propuesta por los 9 estribos superiores es:

$$A_{\text{sup,prop}} = 9 * \frac{16^2}{4} * \pi * 3 = 5427 \text{ mm}^2$$

Con ello se tiene que:

$$A_{\text{sup,prop}} > A_{v,\text{req}}$$

Con la resistencia al corte nominal que aporta el acero se tiene:

$$V_s = A_{\text{sup,prop}} * f_y$$

$$V_s = 5427 * 420 = 2279340 \text{ N} = 2279.3 \text{ kN}$$

Obteniendo así

$$F_u = \frac{563000}{0.75 * 2279340} = 0.33$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple

$$\phi V_s \geq V_{\text{dis}}$$

Anexo 6.7 Pórticos ordinarios resistentes a momento para ejemplo 1

Se calcula:

$$0.33 \sqrt{f'_c} bd = 0.33 * \sqrt{25} * 650 * 570 = 611325 \text{ N} = 611.3 \text{ kN}$$

Como:

$$V_s > 0.33 \sqrt{f'_c} bd$$

La máxima distancia longitudinal entre estribos está dada por:

$$s \leq \min \begin{cases} \text{columna no preesforzada} = d/4 \\ \text{columna preesforzada} = 3h/8 \\ 300\text{mm} \end{cases}$$

$$s \leq \min \begin{cases} 570/4 = 142.5 \text{ mm} \\ - \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s = 142.5 \text{ mm}$$

Como el espaciamiento “s” utilizado es menor a 142.5 mm, el diseño esta OK.

Anexo 6.8 Pórticos intermedios resistentes a momento para ejemplo 1

Se Calcula:

$$l_0 \geq \max \begin{cases} h/6 \\ \max(B, N) \\ 450\text{mm} \end{cases}$$

$$l_0 \geq \max \begin{cases} 1250/6 = 208.3 \text{ mm} \\ \max(650, 650) = 650 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_0 \geq 650 \text{ mm}$$

Donde l_0 es un espacio en el cual debe colocarse refuerzo transversal de manera especial, donde no debe superar al espaciamiento:

$$s_0 \leq \min \begin{cases} \text{Refuerzo Grado 420} = \min \begin{cases} 8d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \\ \text{Refuerzo Grado 550} = \min \begin{cases} 6d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ 150 \text{ mm} \\ \min(B, N)/2 \end{cases} \end{cases}$$

$$s_0 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \min \left\{ \begin{array}{l} 8 * 28 = 200 \text{ mm} \\ 200 \end{array} \right. \\ 650/2 = 325 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$s_0 \leq 200 \text{ mm}$$

Como la distribución de los estribos en l_0 es menor a 200 mm, el diseño esta OK. Se calcula la distancia desde la fundación al primer estribo:

$$s_1 \leq \frac{s_0}{2}$$

$$s_1 \leq \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

La distancia al primer estribo debe ser menor a 100 mm. Para el espaciamiento longitudinal entre estribos fuera de l_0 , se tiene:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \text{columna no preesforzada} = d/4 \\ \text{columna preesforzada} = 3h/8 \\ 300\text{mm} \end{array} \right.$$

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 570/4 = 142.5 \text{ mm} \\ - \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$s \leq 142.5 \text{ mm}$$

Como el espaciamiento “s” utilizado es menor a 142.5 mm, el diseño esta OK.

Anexo 6.9 Columnas especiales resistentes a momento para ejemplo 1

Las dimensiones del pedestal deben cumplir con:

$$\min(b, n) \geq 300\text{mm}$$

$$\min(650, 650) \geq 300\text{mm}$$

$$650 \text{ mm} \geq 300\text{mm}$$

Por lo que el diseño esta OK, la razón entre las dimensiones transversales del pedestal debe cumplir con:

$$b_{n_{\min}}/b_{n_{\max}} \geq 0.4$$

$$650/650 \geq 0.4$$

$$1 \geq 0.4$$

Por lo que cumple. Se calcula:

$$l_0 \geq \max \begin{cases} \max(b, n) \\ \frac{h}{6} \\ 450\text{mm} \end{cases}$$

$$l_0 \geq \max \begin{cases} 650 \text{ mm} \\ 208.3 \text{ mm} \\ 450 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_0 \geq 650 \text{ mm}$$

Para calcular el espaciamiento longitudinal entre estribos “s₀” en “l₀”, se requiere conocer el máximo espaciamiento entre estribos “h_x”, que en este caso será de 196 mm. Se presenta la **Figura A.6.4**, donde se muestra la distancia “h_x” para complementar el desarrollo del ejemplo.

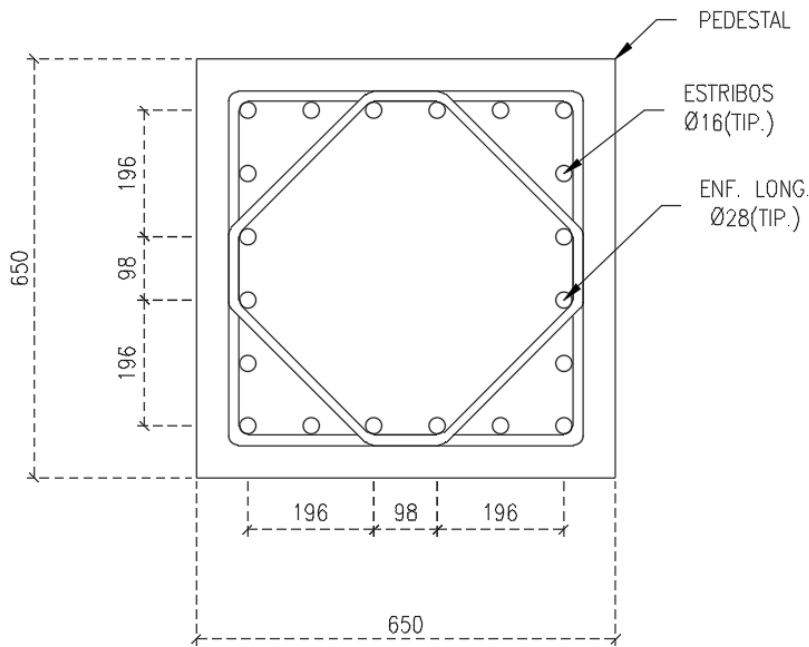


Figura A.6.4 Espaciamiento “h_x” en los estribos.

Se debe cumplir con:

$$h_{x,max} \leq \min \begin{cases} 16d_b \text{ (de la barra longitudinal)} \\ 48d_b \text{ (de barra de estribo)} \\ \min(b, n) \\ 350 \text{ mm} \end{cases}$$

$$h_{x,max} \leq \min \begin{cases} 448 \text{ mm} \\ 768 \text{ mm} \\ 650 \text{ mm} \\ 350 \text{ mm} \end{cases}$$

$$h_{x,max} \leq 350 \text{ mm}$$

El cual cumple, por lo que el diseño esta OK y ahora se puede calcular:

$$s_0 \leq \min \begin{cases} \min(b, n)/4 \\ \text{Refuerzo Grado 420, } 6d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ \text{Refuerzo Grado 550, } 5d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ 100 \leq 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3}\right) \leq 150 \end{cases}$$

$$s_0 \leq \min \begin{cases} 162.5 \text{ mm} \\ 168 \text{ mm} \\ 100 \leq 153 \leq 150 \end{cases}$$

$$s_0 \leq \min \begin{cases} 162.5 \text{ mm} \\ 168 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s_0 \leq 150 \text{ mm}$$

Como la separación “s” es menor a “s₀”, el diseño esta OK. La distancia al primer estribo desde la fundación debe cumplir con:

$$s_1 \leq 50 \text{ mm}$$

Se calcula la distancia longitudinal entre estribos:

$$s \leq \min \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ \text{Refuerzo Grado 420, } 6d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \\ \text{Refuerzo Grado 550, } 5d_b \text{ (de la barra longitudinal menor)} \end{cases}$$

$$s \leq \min \begin{cases} 150 \text{ mm} \\ 168 \text{ mm} \end{cases}$$

$$s \leq 150 \text{ mm}$$

Como la separación propuesta es menor a 150 mm, el diseño esta OK. Se debe tener en consideración que en caso de que la columna termine en una zapata o losa de cimentación. El refuerzo transversal debe extenderse por lo menos 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación, es decir:

$$l_{emb} \geq 300 \text{ mm}$$

Se presenta la **Figura A.6.5**, en donde se muestra la distribución de enfierradura transversal en el pedestal para columnas especiales resistentes a momento y la **Figura A.6.6**, donde se muestra la distribución de enfierradura transversal en el pedestal en base a las disposiciones de la NCh2369 y las disposiciones de columnas de pórticos especiales resistentes a momento.

ANEXO 7 EJEMPLO DE SILLA DE ANCLAJE

Anexo 7.1 Consideraciones previas para ejemplo 1

Se propone utilizar atiesadores con un espesor “t” de 16 mm. Se considera que el ancho de la silla b_s toma todo el espacio que hay entre el alma como las alas del perfil de la columna, es decir:

$$b_s = \frac{(B - t_w)}{2}$$

$$b_s = \frac{(300 - 8)}{2} = 146 \text{ mm}$$

Conociendo el ancho de la silla, se conoce también el ancho de la placa que se usara como atiesador, por lo cual el área bruta de la placa del atiesador “ A_g ” esta dada por:

$$A_g = b_s * t$$

$$A_g = 146 * 16 = 2336 \text{ mm}$$

La separación entre atiesadores “L” está dada por el número y disposición de los pernos por lado, es decir:

$$L = \frac{N}{n_p}$$

$$L = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

Anexo 7.2 Consideraciones previas para ejemplo 2

Se propone utilizar atiesadores con un espesor “t” de 16 mm. Se considera que el ancho de la silla b_s toma todo el espacio que hay entre el ala del perfil columna y placa base, obteniendo así:

$$b_s = 100 \text{ mm}$$

Conociendo el ancho de la silla, se conoce también el ancho de la placa que se usara como atiesador, por lo cual el área bruta de la placa del atiesador “ A_g ” esta dada por:

$$A_g = b_s * t$$

$$A_g = 100 * 16 = 1600 \text{ mm}$$

La separación entre atiesadores “L” está dada por el número y disposición de los pernos por lado, es decir:

$$L = \frac{N}{n_p} - \frac{t}{2}$$

$$L = \frac{300}{2} - \frac{16}{2} = 142 \text{ mm}$$

Anexo 7.3 Altura del atiesador de la silla de anclaje para ejemplo 1

La altura del atiesador “L” está dada por:

$$L = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ mm} \\ 8 * D_{\text{perno}} \end{array} \right.$$

$$L = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ mm} \\ 8 * 1.25 * 25.4 \end{array} \right.$$

$$L = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ mm} \\ 254 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$L = 254 \text{ mm} \approx 260 \text{ mm}$$

Anexo 7.4 Altura del atiesador de la silla de anclaje para ejemplo 2

La altura del atiesador “L” está dada por:

$$L = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ mm} \\ 8 * D_{\text{perno}} \end{array} \right.$$

$$L = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ mm} \\ 8 * 1.125 * 25.4 \end{array} \right.$$

$$L = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ mm} \\ 228.6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$L = 250 \text{ mm}$$

Anexo 7.5 Espesor de la placa superior de la silla para ejemplo 1

Conociendo que el diseño contempla 2 pernos, de la tabla se tiene:

$$M_{\text{máx}}^* = 0.125$$

La tensión que aporta cada perno al atiesador es:

$$T = T_e = R_y * F_y * A_p$$

$$T = 1.5 * 248 * 791.7 = 294524 \text{ N} = 294.5 \text{ kN}$$

Donde el momento máximo esta dado por:

$$M_{\max} = T * L_{\text{esp}} * \frac{M_{\max}^*}{b_s}$$

$$M_{\max} = 294524 * 150 * \frac{0.125}{146} = 37824.1 \text{ N} = 37.8 \text{ kN m}$$

Con ello se calcula el espesor mínimo que debe tener la placa superior de la silla:

$$e_{\min} = \sqrt{\frac{4 * M_{\max}}{\phi F_y}}$$

$$e_{\min} = \sqrt{\frac{4 * 37824}{0.9 * 248}} = 26 \text{ mm}$$

Obteniendo así un espesor de silla de 26 mm.

Anexo 7.6 Espesor de la placa superior de la silla para ejemplo 2

Conociendo que el diseño contempla 2 pernos, de la tabla se tiene:

$$M_{\max}^* = 0.125$$

La tensión que aporta cada perno al atiesador es:

$$T = T_e = R_y * F_y * A_p$$

$$T = 1.5 * 248 * 641.3 = 238564 \text{ N} = 238.6 \text{ kN}$$

Donde el momento máximo está dado por:

$$M_{\max} = T * L_{\text{esp}} * \frac{M_{\max}^*}{b_s}$$

$$M_{\max} = 238564 * 148 * \frac{0.125}{100} = 42345.1 \text{ N} = 42.3 \text{ kN m}$$

Con ello se calcula el espesor mínimo que debe tener la placa superior de la silla:

$$e_{\min} = \sqrt{\frac{4 * M_{\max}}{\phi F_y}}$$

$$e_{\min} = \sqrt{\frac{4 * 42345.1}{0.9 * 248}} = 27.5 \text{ mm}$$

Obteniendo así un espesor mínimo para la silla de 27.5 mm.

Anexo 7.7 Resistencia a la compresión de los atiesadores para ejemplo 1

Se busca la reacción máxima en el atiesador, para ello se saca el factor para 2 pernos de la tabla, obteniendo:

$$R_{\max}^* = 1.25$$

Con él se calcula la máxima reacción:

$$R_{\max} = R_{\max}^* * T$$

$$R_{\max} = 1.25 * 294524 = 368155 \text{ N} = 368.2 \text{ kN}$$

Se debe calcular la esbeltez, para ello se necesita el factor de longitud:

$$K = 0.75$$

El radio de giro:

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

$$r = \frac{16}{\sqrt{12}} = 4.62 \text{ mm}$$

Con ello se calcula la esbeltez:

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75 * 260}{4.62} = 42.2 < 200$$

El límite de esbeltez en compresión está dado por:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{lim}} = 1.5\pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{lim}} = 1.5\pi \sqrt{\frac{200000}{248}} = 133.8$$

Como la esbeltez está bajo el límite el diseño está OK. Al tener " $\frac{KL}{r} > 25$ ", para calcular la resistencia nominal a la compresión " P_n ", se necesita calcular la tensión crítica de pandeo por flexión " F_{cr} ", en la cual es necesaria la tensión de pandeo elástico " F_e ", donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{200000 * \pi^2}{42.2^2} = 1108 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Como:

$$\frac{F_y}{F_e} = 0.22 \leq 2.25$$

Se tiene:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

$$F_{cr} = [0.658^{0.22}] * 248 = 226 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Así la resistencia nominal a la compresión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 226 * 2336 = 527495 \text{ N} = 527.9 \text{ kN}$$

Se tiene que:

$$F_u = \frac{R_{\text{máx}}}{\phi P_n}$$

$$F_u = \frac{368155}{0.9 * 527495} = 0.78$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple:

$$R_{\text{max}} \leq \phi P_n$$

Finalmente se chequea el pandeo local del atiesador, para ello se calcula:

$$h = N - 2 * t_f$$

$$h = 300 - 2 * 16 = 268 \text{ mm}$$

Con “h” se calcula:

$$k_c = 0.35 \leq \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \leq 0.76$$

$$k_c = 0.35 \leq \frac{4}{\sqrt{268/8}} = 0.69 \leq 0.76$$

$$k_c = 0.69$$

El que se utiliza para calcular la razón de limite nacho espesor:

$$\lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{0.69 * 200000}{248}} = 15.1$$

La razón ancho espesor está dado por:

$$\frac{b_s}{t} = \frac{146}{16} = 9.1$$

Por lo que para el pandeo local los atiesadores están OK.

Anexo 7.8 Resistencia a la compresión de los atiesadores para ejemplo 2

Se busca la reacción máxima en el atiesador, para ello se saca el factor para 2 pernos de la tabla, obteniendo:

$$R_{\text{máx}}^* = 1.25$$

Con él se calcula la máxima reacción:

$$R_{\text{max}} = R_{\text{max}}^* * T$$

$$R_{\text{max}} = 1.25 * 238564 = 298205.3 \text{ N} = 298.2 \text{ kN}$$

Se debe calcular la esbeltez, para ello se necesita el factor de longitud:

$$K = 0.75$$

El radio de giro:

$$r = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

$$r = \frac{16}{\sqrt{12}} = 4.62 \text{ mm}$$

Con ello se calcula la esbeltez:

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75 * 250}{4.62} = 40.6 < 200$$

El límite de esbeltez en compresión está dado por:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{lim}} = 1.5\pi \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{lim}} = 1.5\pi \sqrt{\frac{200000}{248}} = 133.8$$

Como la esbeltez está bajo el límite el diseño está OK. Al tener " $\frac{KL}{r} > 25$ ", para calcular la resistencia nominal a la compresión " P_n ", se necesita calcular la tensión crítica de pandeo por flexión " F_{cr} ", en la cual es necesaria la tensión de pandeo elástico " F_e ", donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{200000 * \pi^2}{40.6^2} = 1198 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Como

$$\frac{F_y}{F_e} = 0.21 \leq 2.25$$

Se tiene:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

$$F_{cr} = [0.658^{0.21}] * 248 = 227.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Así la resistencia nominal a la compresión:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 227.4 * 1600 = 363861.5 \text{ N} = 363.9 \text{ kN}$$

Se tiene que:

$$F_u = \frac{R_{\text{máx}}}{\phi P_n}$$

$$F_u = \frac{298205.3}{0.9 * 363861.5} = 0.91$$

Como su factor de uso es menor a “1”. Se cumple:

$$R_{\text{máx}} \leq \phi P_n$$

Finalmente se chequea el pandeo local del atiesador, para ello se calcula:

$$h = N - 2 * t_f$$

$$h = 700 - 2 * 14 = 672 \text{ mm}$$

Con “h” se calcula:

$$k_c = 0.35 \leq \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \leq 0.76$$

$$k_c = 0.35 \leq \frac{4}{\sqrt{672/8}} = 0.44 \leq 0.76$$

$$k_c = 0.44$$

El que se utiliza para calcular la razón de limite nacho espesor:

$$\lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{0.44 * 200000}{248}} = 12.01$$

La razón ancho espesor está dado por:

$$\frac{b_s}{t} = \frac{100}{16} = 6.3$$

Por lo que para el pandeo local los atiesadores están OK. Verificando así los supuestos del Anexo 4.5. Se presenta la **Figura A.7.1**, donde se muestra cómo se verá el diseño de la placa base, pernos de anclaje y silla de anclaje para la columna empotrada.

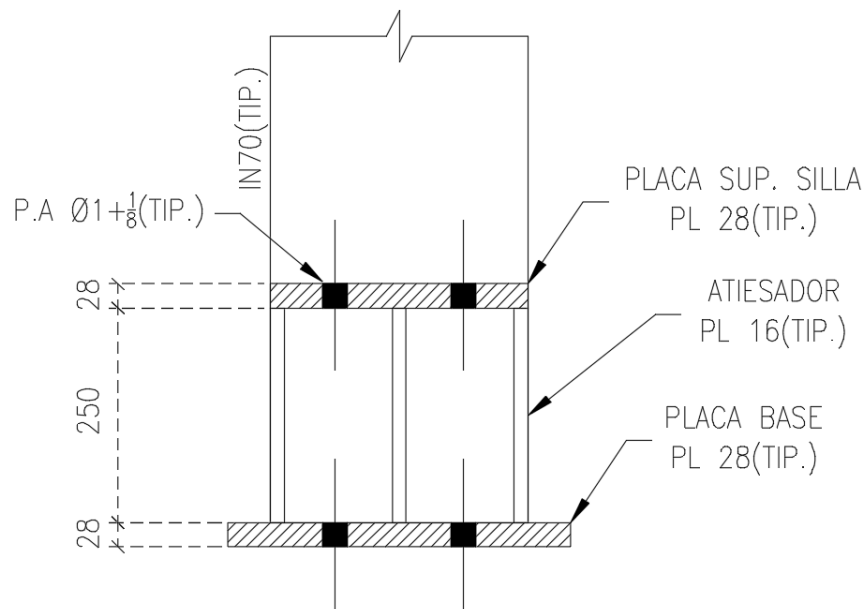


Figura A.7.1 Diseño de placa, pernos de anclaje y silla de anclaje para columna de base empotrada del ejemplo.

ANEXO 8 EJEMPLO DE LLAVE DE CORTE

Anexo 8.1 Consideraciones previas para ejemplo 1

Se considera para el diseño el máximo corte, siendo este el del eje "X" $V_{ux} = 563000$ N. Se propone para diseño una llave con forma de cruz, conformada por 2 placas unidas en su centro, de altura $h_1 = 200$ mm, un ancho $b_1 = 200$ mm, con un espesor $e = 12$ mm y grout de altura $c = 25$ mm.

Anexo 8.2 Resistencia al aplastamiento del hormigón para ejemplo 1

Se calcula la carga a la que se someterá a la llave de corte:

$$q = \frac{V}{(h_1 - c) * b_1}$$

$$q = \frac{563000}{(200 - 25) * 200} = 16.1 \frac{N}{mm^2}$$

El límite de resistencia al aplastamiento se calcula como:

$$q_{lim} = \phi_c 1.3 f'_c$$

$$q_{lim} = 0.6 * 1.3 * 25 = 19.5 \frac{N}{mm^2}$$

Por lo que se cumple:

$$q \leq q_{lim}$$

Anexo 8.3 Resistencia al corte de la llave de corte para ejemplo 1

Al área bruta de las placas está dada por:

$$A_g = 2 * e * b_1 - e^2$$

$$A_g = 2 * 12 * 200 - 12^2 = 4656 \text{ mm}^2$$

La resistencia al corte está dada por:

$$V_n = 0.6 F_y A_g$$

$$V_n = 0.6 * 248 * 4656 = 692812.8 \text{ N} = 692.8 \text{ kN}$$

Con ello:

$$F_u = \frac{V_u}{\phi V_n}$$

$$F_u = \frac{563000}{0.9 * 692812.8} = 0.90$$

Por lo que se cumple:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Se presenta la **Figura A.8.1**, donde se muestra cómo se ven los pernos de anclaje, silla de anclaje, grout y llave de corte visto lateralmente junto con el perfil para complementar el desarrollo del ejemplo. Junto con la **Figura A.8.2**, en donde se muestra cómo se ven los pernos de anclaje, atiesador, llave de corte, placa base y enfierradura transversal en el pedestal para complementar el desarrollo del ejemplo.

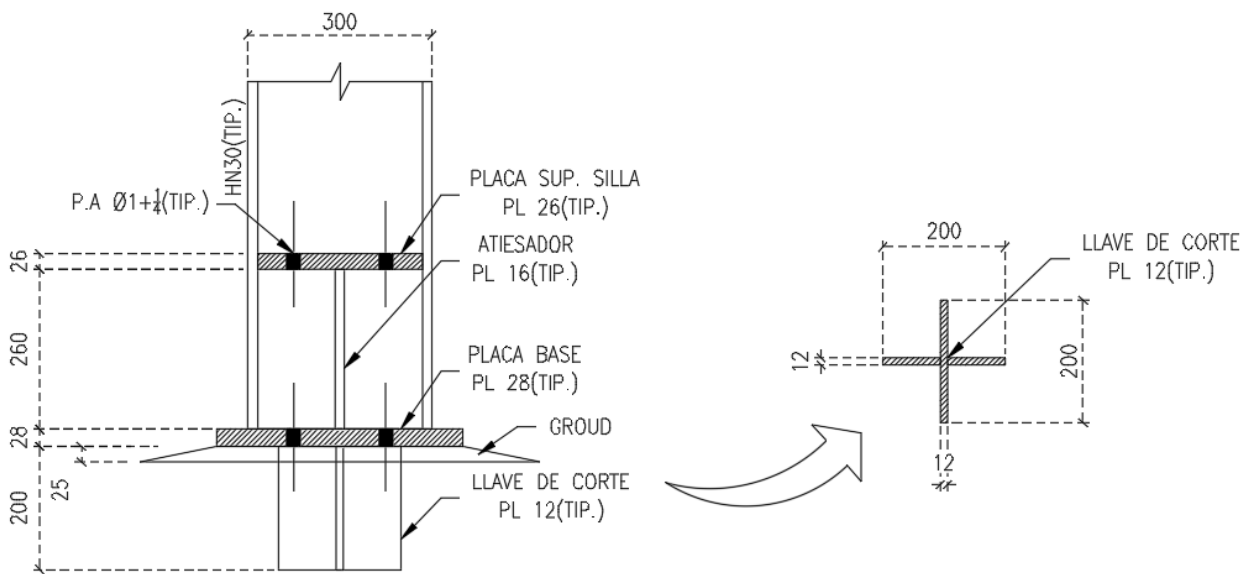


Figura A.8.1 Detalle de pernos de anclaje, silla de anclaje, grout y llave de corte.

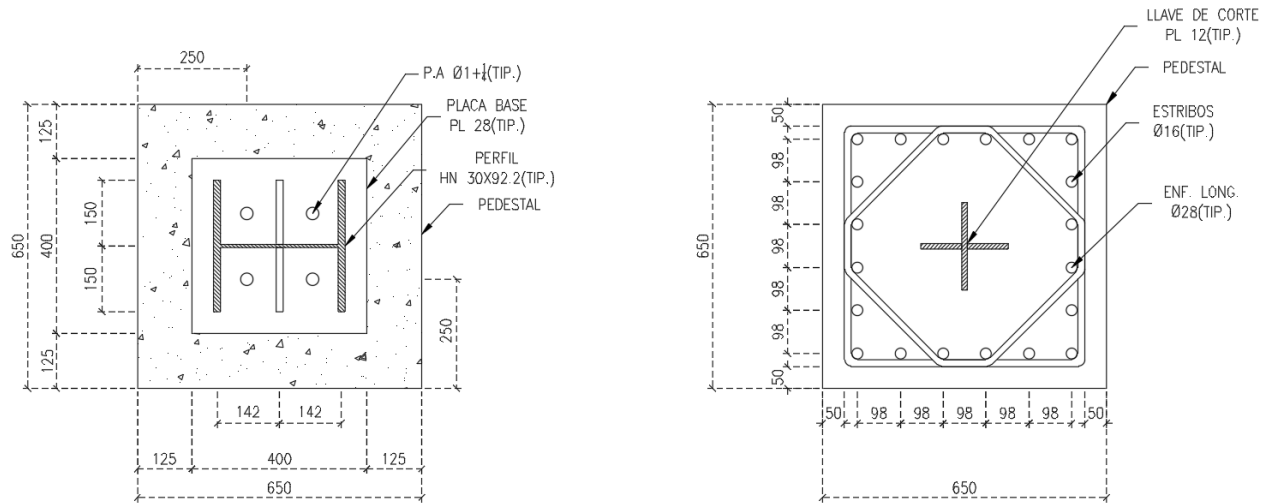


Figura A.8.2 Detalle de pernos de anclaje, atiesador, llave de corte, placa base y enfierradura transversal en el pedestal.

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA
RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO

Departamento : Departamento de Ingeniería Civil
Carrera : Ingeniería Civil
Nombre del memorista : Diego Saavedra Campos
Título de la memoria : Metodología unificada de diseño de placas base y pedestales para estructuras de acero industriales.
Fecha de la presentación oral :
Profesor(es) Guía : Rodrigo Silva Muños
Profesor(es) Revisor(es) : Víctor Aguilar Vidal
Concepto :
Calificación :

Resumen
<p>La idea del presente documento es actualizar la metodología de cálculo del diseño de placas base y pedestales, dejando con ello una guía o protocolo de cálculo actualizado para las placas base y pedestales.</p> <p>La metodología presentada toma como base principalmente las consideraciones del AISC <i>Desing Guide 01 Base Plate and Anchor Rod Desing, Second Edition of 2006</i>, la NCh427/1 <i>Construcción- Estructuras de acero- Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios of 2016</i> la que se base en el AISC 360-10 of 2010, el AISC <i>Steel Construction Manual, Fourteenth Edition of 2011</i> y la NCh2369 <i>Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales of 2023</i>. La metodología se aborda con un desarrollo simple y conciso, esto para que sea fácil de entender sin excederse innecesariamente. Dando como resultado un documento con un alto nivel de eficiencia sin perder nada importante para el lector.</p>