



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



**DISEÑO Y MODELACIÓN DE BASES DE COLUMNAS PARA ESTRUCTURAS
INDUSTRIALES DE ACERO SEGÚN NCh 2369:2025**

POR

Sebastián Alberto Manríquez Urrutia

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

Profesor Guía
Rodrigo Antonio Silva Muñoz

Septiembre 2025
Concepción (Chile)

©2025 Sebastián Alberto Manríquez Urrutia

©2025 Sebastián Alberto Manríquez Urrutia

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

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres, Juan y Herma, por su incondicional apoyo durante esta etapa de mi vida. A mis hermanos, Carlos y Andrea, por estar siempre presentes. A mis amigos, José, Matías y Antonia, por su valiosa amistad, sin la cual no habría sido posible llegar hasta aquí.

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi más sincero agradecimiento a mi profesor guía, Rodrigo Silva, por sus consejos, paciencia y profesionalismo a lo largo del desarrollo de este documento. Además, extiendo estos agradecimientos al profesor Víctor Aguilar por sus valiosas observaciones y su excelente disposición para contribuir a la mejora de esta memoria de título.

RESUMEN

En el diseño de estructuras industriales de acero, las bases de columnas son un componente fundamental, ya que constituyen el punto crítico para la transferencia de cargas y la disipación de energía sísmica. Un fallo en la base de la columna puede comprometer la estabilidad global de la estructura, lo que conlleva graves riesgos tanto para la seguridad como en el ámbito económico.

A pesar de su importancia, el diseño de estas conexiones no siempre recibe la atención necesaria y sumado a la falta de contar con una metodología unificada en Chile, se genera confusión al combinar normativas locales e internacionales. Esta falta de estandarización ha derivado en una diversidad de procedimientos de cálculo dificultando la revisión de proyectos y creando inconsistencias en los diseños. Por ello, el objetivo principal de este trabajo es sistematizar los procedimientos de diseño para las bases de columnas en estructuras de acero industrial, basándose en la normativa actualizada *NCh2369:2025* y *AISC Design Guide 1*.

La manera en la que se aborda este trabajo consiste en diseñar los componentes mediante el método tradicional, utilizando las ecuaciones de las normativas vigentes, para luego realizar una modelación en el software IDEA StatiCa. El estudio se enfoca en bases de columnas expuestas con perfiles tipo I o H y pernos de anclaje preinstalados.

El análisis comparativo demostró que el método tradicional de cálculo es más conservador en sus resultados en comparación con los obtenidos mediante el software IDEA StatiCa. Se destaca que estas discrepancias no comprometen la estabilidad de la estructura.

ABSTRACT

In the design of industrial steel structures, column bases are a fundamental component, as they represent the critical point for load transfer and seismic energy dissipation. A failure at the column base can compromise the overall stability of the structure, leading to severe risks both in terms of safety and economic impact.

Despite their importance, the design of these connections does not always receive the necessary attention, and together with the lack of a unified methodology in Chile, confusion arises when combining local and international codes. This lack of standardization has resulted in a diversity of calculation procedures, making project review difficult and creating inconsistencies in design. Therefore, the main objective of this work is to systematize the design procedures for column bases in industrial steel structures, based on the updated NCh2369:2025 standard and the AISC Design Guide 1.

The approach taken in this work consists of designing the components using the traditional method, applying the equations from current standards, and subsequently conducting numerical modeling in IDEA StatiCa software. The study focuses on exposed column bases with I or H shaped profiles and pre-installed anchor bolts.

The comparative analysis showed that the traditional calculation method is more conservative in its results compared to those obtained with IDEA StatiCa software. It is highlighted that these discrepancies do not compromise the stability of the structure.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Alcance del estudio	2
1.4 Metodología	3
1.5 Principales resultados	4
1.6 Organización de la memoria de título	4
CAPÍTULO 2 INTRODUCCIÓN A LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	5
2.1 Introducción	5
2.2 Bases de columnas	5
2.2.1 Bases de columnas sin arriostramientos.....	6
2.2.2 Bases de columnas con arriostramientos.....	6
2.3 Pernos de anclaje:.....	8
2.3.1 Pernos de anclaje postinstalados:	8
2.3.2 Pernos de anclaje preinstalados:.....	10
2.4 Pedestal.....	12
2.5 Silla de anclaje	12
2.6 Llave de corte	13
2.7 Grout.....	15
2.8 Conclusiones	15
CAPÍTULO 3 MATERIALES UTILIZADOS	16
3.1 Introducción	16
3.2 Selección de materiales para placas base y pernos de anclaje	16
3.3 Materiales para placas base	16
3.4 Selección pernos de anclaje.....	18
3.5 Materiales de soldadura.....	20
3.6 Materiales de hormigón.....	21
3.7 Conclusiones	22
CAPÍTULO 4 BASES DE COLUMNAS EXPUESTAS	23
4.1 Introducción	23

4.2	Diseño para compresión	25
4.2.1	Resistencia al aplastamiento del hormigón	25
4.2.2	Límite de Fluencia de la Placa Base (Perfiles W)	28
4.3	Diseño para tracción.....	32
4.3.1	Introducción	32
4.3.2	Resistencia a tracción de los pernos de anclaje.....	32
4.3.3	Resistencia a la tracción del hormigón.....	35
4.4	Diseño para corte.....	47
4.4.1	Corte en los pernos de anclaje.....	47
4.5	Diseño para tracción y corte.....	58
4.6	Diseño para compresión y corte	60
4.7	Diseño para momento flector	61
4.8	Diseño para momento flector y compresión	63
4.8.1	Diseño de bases de columnas con momento pequeño.....	63
4.8.2	Diseño de bases de columnas con gran momento	69
4.9	Diseño para momento flector y tracción	74
4.10	Diseño para compresión, momento flector y corte	78
4.11	Diseño para tracción, momento flector y corte.	79
4.12	Diseño para compresión y momento biaxial	80
4.13	Enfierradura en el pedestal.....	82
4.13.2	Áreas de acero para refuerzo transversal (estribos)	83
4.13.3	Espaciamientos entre refuerzos	83
4.13.4	Longitud de desarrollo para refuerzo en tracción.....	86
4.13.5	Espaciamientos y distancias al borde de anclajes	88
4.13.6	Determinación de profundidad embebida de perno de anclaje, hef	89
4.13.7	Enfierradura para flexión	90
4.13.8	Enfierradura para carga axial	90
4.13.9	Enfierradura para corte.....	91
4.13.10	Interacción carga axial y corte.....	92
4.13.11	Requisitos adicionales ante sollicitaciones sísmicas	92
4.14	Silla de anclaje	94
4.14.1	Espesor de placa base considerando silla de anclaje.....	94
4.14.2	Espesor de la placa superior en la silla de anclaje.....	95

4.14.3	Resistencia a la compresión de los atiesadores de la silla de anclaje.....	97
4.14.4	Altura del atiesador de la silla de anclaje.....	101
4.15	Llave de corte.....	102
4.15.1	Uso de la llave de corte.....	103
4.15.2	Resistencia al aplastamiento por corte:.....	103
4.15.3	Resistencia al arrancamiento por corte:.....	105
4.15.4	Resistencia al corte del acero.....	106
4.15.5	Resistencia nominal a la flexión.....	106
4.15.6	Interacción entre fluencia a flexión y corte.....	108
4.15.7	Verificación soldadura llave de corte.....	109
4.16	Conclusiones.....	110
CAPÍTULO 5 BASES DE COLUMNAS UTILIZANDO MÉTODO CBFEM.....		111
5.1	Introducción.....	111
5.2	Método CBFEM.....	111
5.3	Como crear un nuevo proyecto.....	112
5.3.1	Creación mediante plantillas.....	113
5.3.2	Creación de proyecto en blanco.....	114
5.3.3	Creación utilizando “BIM link”.....	114
5.4	Tipos de análisis.....	114
5.5	Modelos constitutivos.....	114
5.5.1	Soldaduras.....	114
5.5.2	Pernos de anclaje.....	115
5.5.3	Acero estructural.....	115
5.6	Conclusiones.....	116
CAPÍTULO 6 EJEMPLOS.....		117
6.1	Introducción.....	117
6.2	Ejemplo solo compresión.....	117
6.3	Ejemplo tracción pura.....	119
6.4	Ejemplo solo corte.....	121
6.5	Ejemplo de base rotulada.....	122
6.6	Ejemplo de base rotulada, considerando silla de anclaje y llave de corte.....	124
6.7	Ejemplo de base empotrada, considerando pequeño momento y compresión.....	127
6.8	Ejemplo de base empotrada, considerando gran momento y compresión.....	130

6.9	Ejemplo de base empotrada, considerando gran momento, compresión y silla de anclaje.	132
6.10	Conclusiones	135
CAPÍTULO 7 DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES		136
REFERENCIAS		138
ANEXO 1	INTRODUCCIÓN.....	140
Anexo 1.1	Contribución a los objetivos de desarrollo sostenible.....	140
Anexo 1.2	INTRODUCCION A LOS EJEMPLOS.....	141
CAPÍTULO 8 141		
ANEXO 4	BASES DE COLUMNAS EXPUESTAS	142
Anexo 4.1	Ejemplo solo compresión.....	142
Anexo 4.2	Ejemplo tracción pura	150
Anexo 4.3	Ejemplo solo corte.....	159
Anexo 4.4	Ejemplo de base rotulada.	165
Anexo 4.5	Ejemplo de base rotulada, considerando silla de anclaje y llave de corte.....	173
Anexo 4.6	Ejemplo de base rotulada, verificación de pernos de anclaje en el hormigón.	189
Anexo 4.7	Ejemplo de base rotulada, verificación de la placa de anclaje.	193
Anexo 4.8	Ejemplo de base rotulada, calculando refuerzo de anclaje.....	194
Anexo 4.9	Ejemplo de base rotulada, determinación largo perno de anclaje,	199
Anexo 4.10	Ejemplo de base empotrada, considerando pequeño momento y compresión.	204
Anexo 4.11	Ejemplo de base empotrada, considerando gran momento y compresión.	212
Anexo 4.12	Ejemplo de base empotrada, considerando gran momento, compresión y silla de anclaje.	222

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Calidad de placas de acero recomendadas para placas base.....	17
Tabla 3.2 Aceros para placas base comúnmente aceptados para uso sísmico.....	17
Tabla 3.3 Aceros para pernos de anclaje comúnmente aceptados para uso sísmico	19
Tabla 3.4 Calidad de pernos de anclajes recomendados.....	19
Tabla 3.5 Tamaño mínimo de la soldadura de filete.....	21
Tabla 3.6 Tamaño máximo de la soldadura de filete	21
Tabla 4.1 Resistencia a tracción de pernos de anclaje F1554 en kN.....	33
Tabla 4.2 Resistencia a la extracción considerando pernos ASTM F1554 Gr.36.....	36
Tabla 4.3 Distancia critica al borde.	44
Tabla 4.4 Valor de ψ_c, V cuando existe fisuración	55
Tabla 4.5 Factores de modificación para el desarrollo de las barras en tracción.	87
Tabla 4.6 Espaciamiento mínimo y distancias al borde.	88
Tabla 4.7 Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no preesforzados.....	88
Tabla 4.8 coeficientes para cálculo de momento en placa.....	95
Tabla 4.9 Factores de Momento y reacciones silla anclaje.	96
Tabla 4.10 coeficientes para cálculo de momento en placa.....	108

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Diferentes configuraciones de placas base.	5
Figura 2.2 Componentes típicos de la base de una columna de acero sin silla de anclaje ni llave de corte, diseñada para resistir fuerza axial, corte y momento (Base biempotrada).....	7
Figura 2.3 Componentes típicos de la base de una columna de acero con silla de anclaje y llave de corte, diseñada para resistir fuerza axial, corte y momento (Base empotrada en el eje fuerte)	7
Figura 2.4 Componentes típicos de la base de una columna de acero con silla de anclaje y llave de corte diseñada para resistir fuerza axial y corte (Base birrotulada)	8
Figura 2.5 Tipos de anclaje postinstalados: (a) anclaje adherido; (b) anclaje con sobreperforación en su base; (c) anclajes de expansión de torque controlado [(c1) con camisa y (c2) tipo perno]; (d) anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante; (e) anclaje de tornillo. (Fuente: ACI 318,2019).....	9
Figura 2.6 Tipos de anclaje preinstalado: (a) Pernos de cabeza hexagonal y arandela; (b) Pernos en L; (c) Pernos en J ;(d) Pernos con cabeza soldada. (Fuente: Figura R2.1 ACI 318).....	11
Figura 2.7 Elementos zapata aislada.	12
Figura 2.8 Modelo base empotrada en su eje fuerte con silla de anclaje.	13
Figura 2.9 Diferentes configuraciones de llaves de corte.	14
Figura 2.10 Ejemplo de llave de corte tipo cruz.	14
Figura 4.1 Representación de A_2 (Fuente: Figura R22.8.3.2 ACI 318).....	27
Figura 4.2 Diseño de placa base con carga axial en compresión (Fuente: Figura 4-1 AISC Guide 01)	29
Figura 4.3 Representación gráfica del arrancamiento por tracción (Fuente: Figura R17.5.1.2 ACI 318).....	37
Figura 4.4 Ejemplos de cálculo para AN_c (Fuente: Figura R17.6.2.1 ACI 318).	39
Figura 4.5 Ejemplos de cálculo para AN_{co} (Fuente: Figura R17.6.2.1 ACI 318).	40
Figura 4.6 Ejemplo de cálculo para hef' (Fuente: Figura R17.6.2.1.2 ACI 318).....	41
Figura 4.7 Representación gráfica de eN' (Fuente: Figura R17.6.2.3.1 ACI 318)	43
Figura 4.8 Representación gráfica del desprendimiento lateral del hormigón por tracción (Fuente: Figura R17.5.1.2 ACI 318 y 4-4 AISC Guide 01).....	45
Figura 4.9 Representación modo de falla de arrancamiento debido al corte (Fuente: Figura R17.5.1.2 ACI 318).	50
Figura 4.10 Ejemplos de cálculo para AV_c (Fuente: Figura R17.7.2.1b ACI 318).....	51

Figura 4.11 Ejemplo de cálculo para $AVco$ (Fuente: Figura R17.7.2.1a ACI 318).	52
Figura 4.12 Ejemplo de cálculo de ha' (Fuente: Figura R17.7.2.1.2 ACI 318).....	53
Figura 4.13 Representación gráfica de excentricidad ev' (Fuente: Figura R17.7.2.3.1 ACI 318)....	55
Figura 4.14 Arrancamiento debido al efecto palanca (Fuente: Figura R17.5.1.2 del ACI 318).	57
Figura 4.15 Ecuación de interacción para cortante y tracción (Fuente: Figura R17.8 ACI 318).	59
Figura 4.16 Placa Base con pequeño momento (Fuente: Figura 4-7 AISC Guide 01)	64
Figura 4.17 Placa Base con gran momento (Fuente: Figura 4-8 AISC Guide 01).....	70
Figura 4.18 Tracción cae fuera de los límites de los pernos de anclaje (Fuente: Figura 4-9 AISC Guide 01).....	76
Figura 4.19 Placa base sometida a flexión biaxial (Fuente: Figura 4-10 AISC Guide 01).....	80
Figura 4.20 Uso de armadura de acero para tracción (Fuente: Figura R17.5.2.1a ACI 318 y 4-11 AISC Desing Guide 01).	84
Figura 4.21 Ejemplo zona de protección NCh 2369.	85
Figura 4.22 Uso de armadura de acero para corte (Fuente: Figura R17.5.2.1b ACI 318 y 4-12 AISC Desing Guide 01).	86
Figura 4.23 Representación calculo hef	89
Figura 4.24 Representación modelo de placa utilizado.	94
Figura 4.25 Idealización cargas silla anclaje considerando cuatro pernos de anclaje.....	96
Figura 4.26 Representación gráfica de cotas para una llave de corte (Fuente: Figura R17.11.1.1a ACI 318).....	103
Figura 4.27 Representación gráfica del área efectiva al aplastamiento (Fuente: Figura R17.11.2.1.1 ACI 318).....	104
Figura 4.28 Representación de AVc	106
Figura 4.29 Representación modelo de placa utilizado.	107
Figura 5.1 Fuente: Wald, F. (1998). Application of the component method to column bases.	111
Figura 5.2 Representación método CBFEM (Fuente: Fuente: https://www.ideastatica.com).	112
Figura 5.3 Módulos disponibles en interfaz programa IDEA StatiCa.	112
Figura 5.4 Menú opciones programa IDEA StatiCa.	113
Figura 5.5 Representación funcionamiento de soldadura (Fuente: www.ideastatica.com).	115
Figura 5.6 Diagrama carga-deformación del perno de anclaje (Fuente: www.ideastatica.com).....	115

Figura 5.7 Ecuación constitutiva del acero estructural (Fuente: www.ideastatica.com).....	116
Figura 6.1 Vista en elevación de la conexión.....	117
Figura 6.2 Vista en planta de la conexión.	117
Figura 6.3 Vista en elevación de la conexión.....	119
Figura 6.4 Vista en planta de la conexión.	119
Figura 6.5 Vista en elevación.....	122
Figura 6.6 Detalle de la conexión.	124
Figura 6.7 Detalle de la enfierradura.....	125
Figura 6.8 Representación de llaves de corte paralelas y perpendiculares a la dirección del corte aplicado	127
Figura 6.9 Vista en elevación.	128
Figura 6.10 Vista en planta.....	130
Figura 6.11 Vista en elevación.	130
Figura 6.12 Vista en planta de la conexión.	132
Figura 6.13 Vista en elevación de la conexión, vista perpendicular al eje débil.....	132
Figura 6.14 Vista en elevación de la conexión, vista perpendicular al eje fuerte.	133

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

En el diseño de estructuras industriales de acero, las bases de columnas representan un punto crítico en la transferencia de cargas, y es a través de estas por donde se logra la mayor disipación de energía sísmica. Esto ocurre ya que son las encargadas de entregar la suficiente ductilidad a la estructura para que los mecanismos de disipación, como rótulas plásticas, actúen de manera adecuada. Un fallo en esta conexión puede comprometer la estabilidad global de la estructura, generando graves consecuencias tanto económicas como de seguridad.

A pesar de esto, a veces a su diseño no se le otorga la importancia necesaria debido a los requerimientos de las obras actuales, las cuales necesitan ser ejecutadas rápidamente. Muchas veces para poder fabricar las fundaciones, se envía un diseño de bases de columnas, sin siquiera contar con planos de la estructura.

Otra problemática frecuente consiste en qué normas utilizar al momento del diseño. Históricamente, las normas de diseño estructural en Chile derivan de normativas internacionales, principalmente estadounidenses. Esto genera un problema en la práctica profesional ya que se combinan referencias locales con extranjeras provocando confusión en el diseño. Por ejemplo, en el diseño de bases de columnas se involucran distintos materiales como acero, hormigón, pernos de anclaje, llaves de corte, entre otros, los cuales tienen normativas propias de diseño. Sumado a la amplia tipología de estructuras existentes, se genera una alta combinación de factores, de las cuales solo algunas están cubiertas en la normativa, generando así vacíos en los procedimientos de cálculo los cuales son resueltos mediante acuerdos con el cliente o, simplemente, a criterio del ingeniero a cargo del diseño.

Este fenómeno ha dado lugar a una amplia variedad de metodologías en las diferentes oficinas de ingeniería a lo largo de Chile, generando diferencias en los factores de seguridad, en los costos de inversión, en los tiempos empleados, en las soluciones constructivas, entre otros factores. Además, esto agrega una dificultad adicional a la hora de la revisión técnica del proyecto.

Reconociendo la necesidad de unificar criterios, el trabajo de Diego Saavedra (2024) realizó un primer acercamiento al problema, enfocándose en el diseño de placas base y pedestales. Sin embargo, dicho estudio se desarrolló bajo el marco normativo anterior, dejando abierta la necesidad tanto de una actualización normativa como de una validación computacional de los procedimientos planteados. Es por esto por lo que se busca crear un recurso en donde se recopilen los procedimientos de diseño para los distintos elementos que conforman una placa base, en el contexto de estructuras industriales de acero. Se incorporan criterios normativos, recomendaciones prácticas y ejemplos de diseño como una herramienta de aplicación directa, los cuales fueron validados mediante la utilización del programa computacional IDEA StatiCa.

Todos estos procedimientos de cálculo buscan lograr una contribución a los objetivos de desarrollo sostenible presentados en el Anexo 1.1.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Sistematizar procedimientos de diseño para bases de columnas de estructuras industriales de acero, conforme a los lineamientos de la tercera edición del *AISC Design Guide 1* y *NCh2369:2025*, generando así recomendaciones prácticas a partir del análisis de dichos resultados.

1.2.2 Objetivos específicos

- Desarrollar una metodología de diseño de placas base utilizadas en estructuras industriales de acero.
- Desarrollar una metodología de diseño de pernos de anclaje.
- Desarrollar una metodología de diseño de pedestales de hormigón armado.
- Desarrollar una metodología de diseño de la silla de anclaje.
- Desarrollar una metodología de diseño para la llave de corte.
- Elaborar ejemplos de diseño de bases de columnas.
- Verificar consistencia de los resultados mediante el software IDEA StatiCa.

1.3 Alcance del estudio

El tipo de estructuras al que está pensado este documento tienen relación directa con las que se abordan en *AISC Design Guide 01: Base Connection Design for Steel Structures (2024)* y *NCh2369*

of 2025, las cuales consisten en estructuras industriales de acero las cuales tienen su base de columna expuesta, cuentan con pernos de anclajes dúctiles, nos centramos en bases de columnas rotuladas y bases de columnas empotradas con perfiles tipo I o H.

Las normativas utilizadas se detallan a continuación:

- *AISC Desing Guide 01: Base Connection Design for Steel Structures (2024).*
- *AISC Specification for Structural Steel Buildings (2022).*
- *AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (2022).*
- *AISC Steel Construction Manual (2023).*
- *AISC Seismic Design Manual (2018).*
- *ACI Building requirements for structural concrete (2019).*
- *NCh2369:2025 – Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales (2025).*

De ahora en adelante, *AISC Desing Guide 01*, *AISC Specification*, *AISC Seismic Provisions*, *AISC Manual*, *AISC Seismic Design Manual*, *ACI 318*, *NCh2369*, respectivamente.

Los elementos que no son abordados en el contexto de este documento son los siguientes:

- Los pernos de anclaje postinstalados y que no tengan cabeza.
- Placas base embebidas.
- Placas base con perfiles tubulares.

1.4 Metodología

La forma en la que se abordó este trabajo consiste en el diseño utilizando el método tradicional, utilizando las ecuaciones de las distintas normativas vigentes con sus respectivas idealizaciones. Posteriormente, se realizó una modelación en el software IDEA StatiCa en donde se efectuó una comparativa entre los resultados y se extrajeron conclusiones al respecto.

1.5 Principales resultados

Se desarrollaron ejemplos de cálculo que posteriormente fueron verificados mediante el programa Idea StatiCa. El análisis comparativo reveló diferencias asociadas al hormigón del pedestal, las cuales radican en las áreas de compresión utilizadas.

Adicionalmente, se presentaron ligeras diferencias correspondientes a la modelación del acero utilizado, atribuibles a las simplificaciones realizadas en el cálculo mediante el método tradicional y a las concentraciones de esfuerzo que logra capturar el programa.

En líneas generales, estas diferencias no afectan la estabilidad de la estructura, ya que el método tradicional es más conservador frente a los que entrega el software. Además, hay que mencionar la capacidad de Idea StatiCa para representar resultados y verificaciones de forma gráfica, junto con la simplicidad en la modelación, lo convierte en una herramienta de gran utilidad. El software permite una mejor comprensión del funcionamiento de la conexión y optimiza el tiempo cuando se requieren cálculos rápidos y eficaces.

1.6 Organización de la memoria de título

El documento se estructura de la siguiente manera: el Capítulo 2 introduce el concepto de placa base, detallando sus componentes y las variaciones existentes. A continuación, el Capítulo 3 especifica los materiales recomendados para su construcción. El Capítulo 4 se dedica por completo al cálculo de las conexiones de base de columnas, abarcando el diseño de placas base, pernos de anclaje, pedestales de hormigón armado, sillas de anclaje y llaves de corte. Posteriormente, el Capítulo 5 explica de forma breve el funcionamiento del software Idea StatiCa, mientras que el Capítulo 6 presenta las conclusiones del trabajo. Finalmente, el Capítulo 7 recopila las referencias bibliográficas utilizadas y finalmente, se muestran los Anexos, los cuales muestran el desarrollo de distintos ejemplos de cálculo.

CAPÍTULO 2 INTRODUCCIÓN A LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.1 Introducción

En este capítulo se revisan los elementos que componen una base de columna, donde se menciona una breve descripción de cada elemento.

2.2 Bases de columnas

Las bases de columnas de una estructura de acero son la interfaz crítica entre la estructura de acero y la fundación. Existen varias configuraciones con las cuales se puede realizar esta unión y la forma más conveniente de clasificar las bases de columnas es en función del sistema estructural en el que se utilicen. Es decir, si una columna se diseñó como empotrada en la base, es necesario realizar una configuración en la cual la base de columna garantice esta condición de empotramiento; ocurre lo mismo si fuera una columna con base rotulada.

Las columnas de base rotulada deben transmitir fuerzas axiales y de corte, mientras que las columnas de base empotrada transmiten fuerzas axiales, corte y momento flector. Estas propiedades vienen dadas por la distancia que existe entre el centro de la columna y los pernos de anclaje. Mientras más cerca estos se encuentren, corresponde a una base rotulada; y mientras mayor sea esta distancia, mayor es el grado de empotramiento. Esta distancia se mide tanto para el eje fuerte como para el eje débil de la columna, ya que una columna puede estar empotrada en una dirección y rotulada en otra. Ya sea empotrada o rotulada estas pueden contar con arriostramientos.

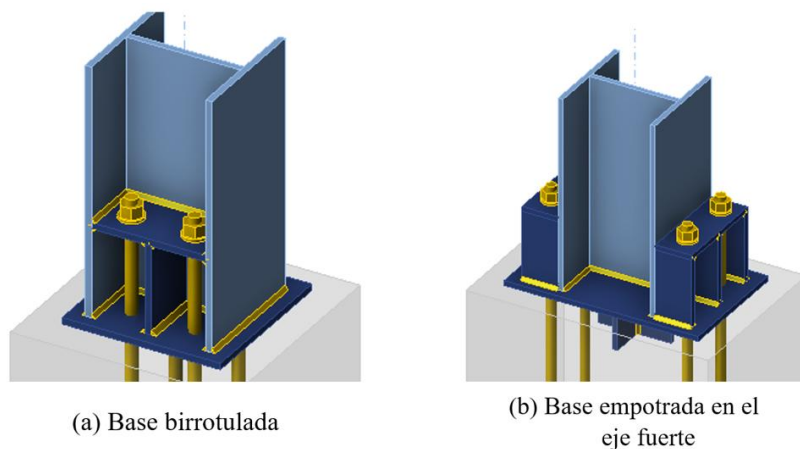


Figura 2.1 Diferentes configuraciones de placas base.

2.2.1 Bases de columnas sin arriostramientos

Esta configuración es la más común y, además, las ediciones anteriores de la *AISC Design Guide 01* se han centrado en esta configuración. Dentro de las placas base sin arriostres se pueden encontrar dos tipos: Placa base expuesta o placa base embebida.

El primer grupo, las placas base expuestas, generalmente constan de una placa de acero la cual es unida mediante soldadura a la columna, luego unida a la fundación mediante pernos de anclaje y con mortero de nivelación entre la placa y el hormigón para lograr un área de contacto uniforme, como se puede apreciar en las Figura 2.2 a la Figura 2.4. Esta configuración es la más económica, de fácil fabricación y montaje ya que las fundaciones ya están fabricadas al momento de realizar el montaje.

En el segundo grupo, las placas base embebidas, tienen la parte inferior de la columna en conjunto con la placa base embebida dentro de la fundación de hormigón. Es utilizada cuando se requiere una resistencia mayor debido a grandes solicitaciones ya que no es factible confiar solo en los pernos de anclaje para la transferencia de cargas. Sin embargo, hacer estas conexiones implica mayores costos ya que se necesita una mayor coordinación en el montaje y en el vaciado del hormigón, ya que se requieren varias capas de este. Por estos motivos este tipo de configuración no fue abordado en el presente documento.

2.2.2 Bases de columnas con arriostramientos

El arriostramiento de las columnas es utilizado en países sísmicos, como es el caso de Chile, ya que forman parte integral de los sistemas resistentes a cargas laterales.

Dentro de la configuración genérica mostrada en la Figura 2.1, son posibles variaciones en el detalle como por ejemplo la inclusión de llave de corte, vigas de fundación, atiesadores, entre otros. Estas conexiones de la columna hacia la fundación de la estructura contienen una serie de elementos, algunos de estos se detallan en las figuras Figura 2.2 hasta la Figura 2.4.

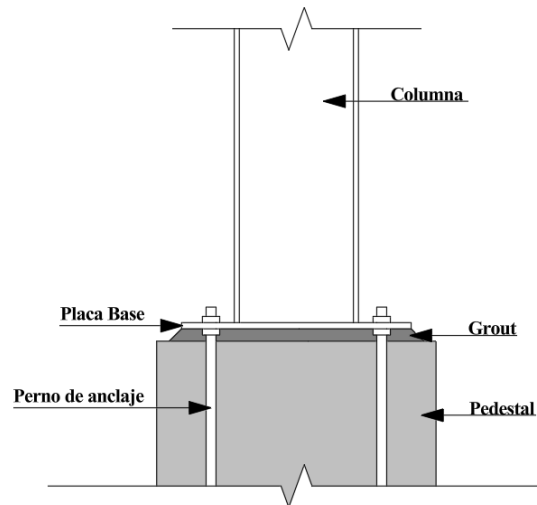


Figura 2.2 Componentes típicos de la base de una columna de acero sin silla de anclaje ni llave de corte, diseñada para resistir fuerza axial, corte y momento (Base biempotrada)

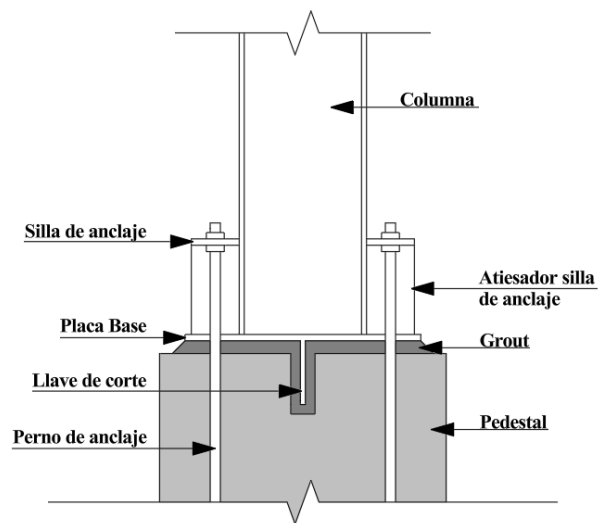


Figura 2.3 Componentes típicos de la base de una columna de acero con silla de anclaje y llave de corte, diseñada para resistir fuerza axial, corte y momento (Base empotrada en el eje fuerte)

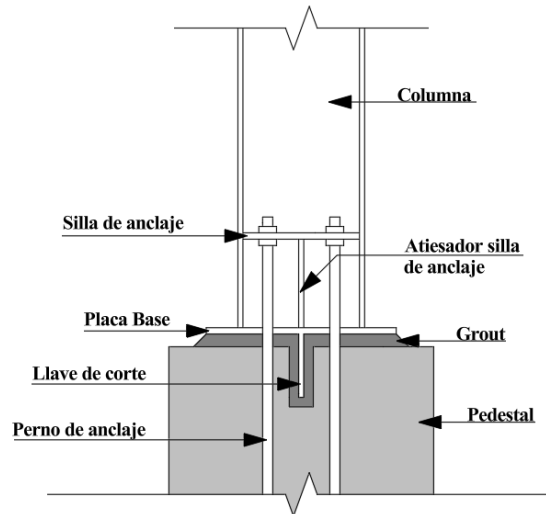


Figura 2.4 Componentes típicos de la base de una columna de acero con silla de anclaje y llave de corte diseñada para resistir fuerza axial y corte (Base birrotulada)

2.3 Pernos de anclaje:

Los pernos de anclaje son un elemento de fijación el cual consta de una barra de acero que es embebida en la fundación con la finalidad de generar esa unión entre los elementos. Estos pernos se pueden separar en dos grupos, los postinstalados y los preinstalados. Estos elementos se pueden ver en las ilustraciones mostradas anteriormente.

2.3.1 Pernos de anclaje postinstalados:

Este tipo de pernos, como su nombre lo indica, son instalados una vez el hormigón ya está endurecido. Se utiliza principalmente cuando se quiere unir nuevas estructuras a elementos existentes. Para la instalación de estos es necesario perforar el hormigón existente y posteriormente introducir el perno en el orificio. En la Figura 2.5 se muestra una ilustración de los distintos tipos de anclaje reconocidos por el American Concrete Institute.

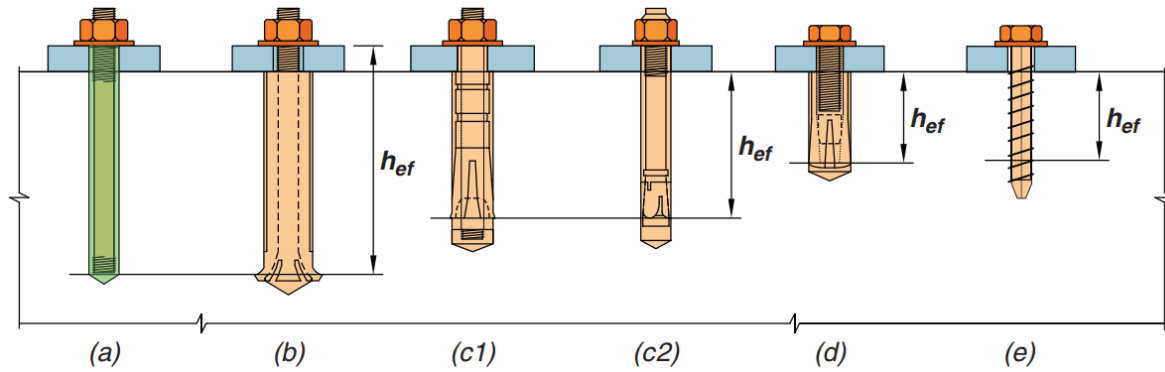


Figura 2.5 Tipos de anclaje postinstalados:

(a) anclaje adherido; (b) anclaje con sobreperforación en su base; (c) anclajes de expansión de torque controlado [(c1) con camisa y (c2) tipo perno]; (d) anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante; (e) anclaje de tornillo. (Fuente: *ACI 318*,2019)

- a) Anclaje adherido:** Este tipo de anclaje se inserta en una perforación realizada en el hormigón endurecido de un diámetro no mayor a 1.5 veces el diámetro del anclaje (Ya que para perforaciones de diámetros mayores se obtiene un comportamiento no deseado). La transferencia de cargas se realiza por adherencia entre el perno y el adhesivo y entre el adhesivo y el hormigón.
- b) Anclaje con sobreperforación en su base:** Es un anclaje que desarrolla su resistencia a la tracción con base en un mecanismo de trabazón proporcionado por la sobreperforación del concreto en el extremo embebido del anclaje. La sobreperforación consiste en una perforación que se extiende más allá de la longitud estándar del anclaje, generando un espacio adicional en su base la cual permite que exista una mejor adherencia entre el anclaje y el hormigón, especialmente en su extremo, donde se concentran mayores esfuerzos.
- c) Anclajes de expansión de torque controlado:** Como su nombre sugiere, a este tipo de anclajes es necesario aplicarles un torque, el cual hace que el anclaje se expanda dentro del agujero previamente generado. Este mecanismo desarrolla su resistencia a la tracción mediante la fricción que generan las paredes contra el material existente. Se dividen en dos tipos:
- c1) Con camisa:** Tienen una metálica camisa exterior que se expande uniformemente mientras se aprieta. El torque generado hace que un cono interno se deslice hacia dentro de la camisa, expandiéndola contra el hormigón. Su principal ventaja radica en que, al generar un contacto

uniforme en su longitud, esta puede resistir mayor capacidad de carga, la cual es necesaria para elementos estructurales pesados.

c2) Tipo perno: En este tipo de anclajes (sin camisa), el perno tiene en su extremo una pieza cónica y una arandela expansiva, la cual, al aplicarse un torque, un cono empuja la arandela, haciendo que esta se expanda, ejerciendo un contacto contra el hormigón. Este tipo de conexión tiene como ventaja su sencilla instalación y está pensada para bajas cargas, ya que la fuerza resistente se encuentra en el extremo del perno y no uniformemente distribuida como en el tipo “con camisa”.

d) Anclaje de expansión de desplazamiento controlado tipo pasante: Los anclajes de expansión de desplazamiento funcionan gracias a un cono, el cual, al golpear el cabezal del perno, este desciende, expandiendo la parte inferior del anclaje dentro del agujero. Esta expansión genera fricción y un bloqueo mecánico que fija ambos elementos. La diferencia con los anclajes antes mencionados es que no se requiere un torque para generar esta expansión interna del elemento, sino, más bien, se necesita un desplazamiento entre los elementos, el cual puede ser generado por un golpe en la parte superior. Tiene como principales ventajas su fácil instalación y, al no requerir de torque, no es necesario preocuparse por el problema de sobretorque del elemento. Está pensada para bajo nivel de cargas.

e) Anclaje de tornillo: El anclaje roscado se inserta en el concreto endurecido y transfiere cargas al concreto mediante el trabado entre el roscado del tornillo con el acanalado interno que se produce dentro de la perforación previamente hecha en el hormigón. Sus principales ventajas son la mayor precisión que ofrecen en cuanto a la ubicación y profundidad, ya que la rosca proporciona un ajuste más fino. Además, gracias a la trabazón que genera el roscado del tornillo en el concreto, presentan una capacidad de carga superior frente a los anclajes expansivos, que dependen más de la fricción superficial.

2.3.2 Pernos de anclaje preinstalados:

Los pernos de anclaje más utilizados en la práctica son los anclajes preinstalados, también conocidos como embebidos. Como su nombre lo indica, estos se posicionan dentro del encofrado antes del vaciado del hormigón en la fundación. Una vez que el hormigón fragua, el perno queda

adherido, generando una unión resistente entre la estructura y la cimentación. En la Figura 2.6 se muestra una ilustración en donde se pueden ver diferentes tipos de anclajes preinstalados reconocidos por el American Concrete Institute.

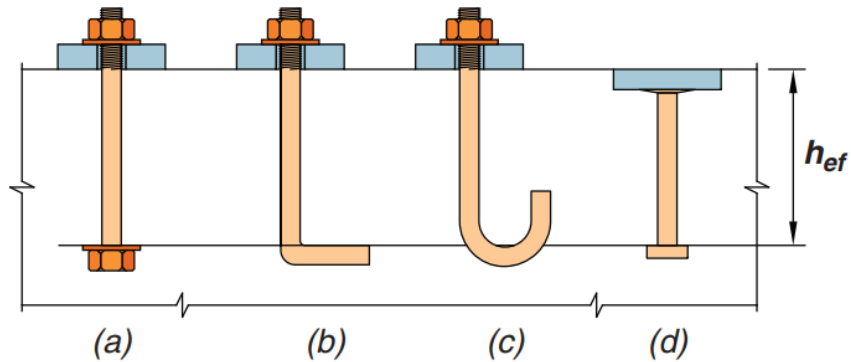


Figura 2.6 Tipos de anclaje preinstalado:

(a) Pernos de cabeza hexagonal y arandela; (b) Pernos en L; (c) Pernos en J; (d) Pernos con cabeza soldada. (Fuente: Figura R2.1 *ACI 318*)

- a) Pernos de cabeza hexagonal y arandela:** Este tipo de anclaje es el más utilizado hoy en día, consiste en una barra de acero cilíndrica, la cual se encuentra roscada en sus extremos. Posee una cabeza hexagonal con una arandela en uno de sus lados para lograr el apriete contra la placa. En el otro lado, que está embebido en el concreto, puede contar con una tuerca o una placa para mejorar la resistencia al arrancamiento.
- b) Pernos en L:** Es una barra de acero la cual en uno de sus extremos cuenta con un roscado, una tuerca con cabeza hexagonal y una arandela para lograr la conexión entre la placa y la cimentación, sin embargo, en el lado que se encuentra embebido en el hormigón este perno es previamente calentado y doblado en un ángulo recto para lograr así la resistencia a la tracción requerida.
- c) Pernos en J:** Los pernos de anclaje estilo gancho o tipo J tiene en uno de sus lados una cabeza hexagonal y arandela para realizar la conexión, pero en su lado embebido en el hormigón, este cuenta con un doblez en forma de “J” el cual es generado gracias a calentar el perno previamente. Los pernos de anclaje estilo gancho o tipo J han sido utilizados ampliamente en el pasado. Sin embargo, estos tienen una resistencia al arrancamiento muy limitada en comparación a los pernos de cabeza hexagonal y arandela. Esto se debe a que los pernos tipo

gancho dependen del empotramiento mecánico generado y ante esfuerzos de tracción importantes los pernos de anclaje rectos generan una mayor área efectiva para desarrollar fuerzas resistentes. Además, los pernos tipo gancho generan unas concentraciones de esfuerzos justo en el área de la curva, lo cual es no deseado en el hormigón ya que puede generar fallas locales en el hormigón.

- d) **Pernos con cabeza soldada:** Este modelo tiene la particularidad de que en su extremo embebido en el hormigón se suelda una placa metálica la cual cumple la función de generar esa trabazón aumentando la resistencia a la tracción, en espesores pequeños esta cabeza puede ser forjada.

2.4 Pedestal

El pedestal forma parte del sistema de una fundación aislada, como se puede ver en la Figura 2.7. Es un elemento estructural vertical de hormigón armado, similar a una columna, cuya función es servir como elemento de unión entre la zapata y la columna de la estructura. El pedestal se encarga de transmitir las fuerzas provenientes de la estructura hacia la zapata. Sus dimensiones dependen de varios factores, tales como: la magnitud de las cargas, los materiales utilizados, las dimensiones del perfil de la columna, la disposición de los pernos, entre otros.

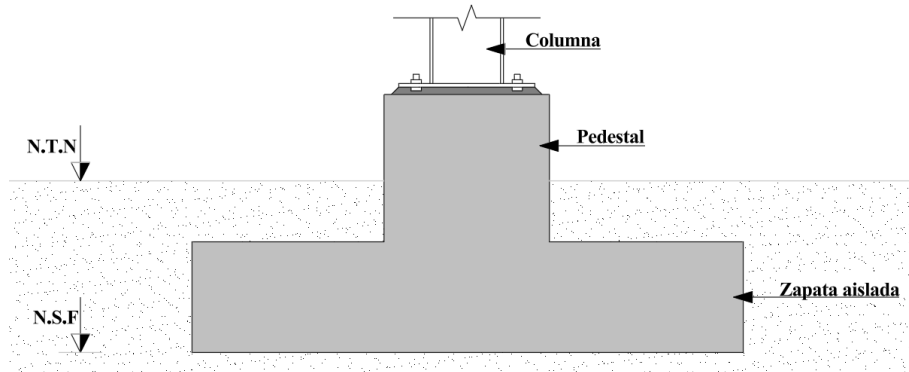


Figura 2.7 Elementos zapata aislada.

2.5 Silla de anclaje

En la práctica chilena de estructuras industriales, siempre se busca que exista un modo de falla dúctil. Esto significa que se espera una deformación inelástica mediante la cual se disipa energía. Con

la finalidad de poder medir esta deformación y permitir reparaciones, es necesario confeccionar este elemento llamado silla de anclaje, el cual además sirve como rigidizador de la placa base.

Una silla de anclaje consta de una placa superior en posición horizontal, la cual tiene sus respectivos atiesadores en posición vertical, ubicados entre los pernos de anclaje. Estos elementos son soldados tanto a la columna como a la placa base, formando un solo conjunto. En las Figura 2.3, Figura 2.4 y Figura 2.8 se puede ver con mayor detalle una silla de anclaje.

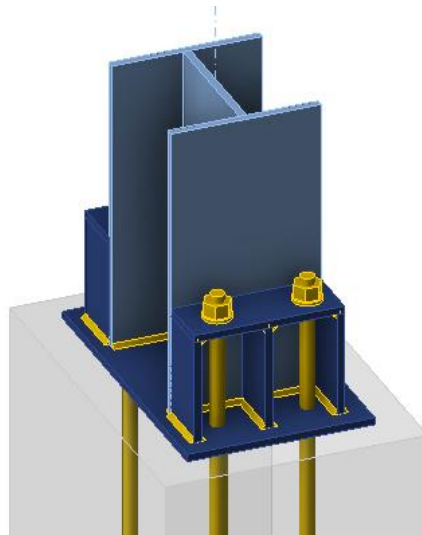


Figura 2.8 Modelo base empotrada en su eje fuerte con silla de anclaje.

2.6 Llave de corte

Las llaves de corte son elementos adicionales que se ubican en la parte inferior de la placa base y luego se embeben en el hormigón. Dependiendo de la magnitud de las cargas, su uso puede ser obligatorio o no. Como su nombre lo sugiere, su función es resistir las fuerzas de corte ejercidas por la estructura, con el fin de evitar su deslizamiento. Existen varias maneras de materializar las llaves de corte en donde las más comunes se pueden ver en la Figura 2.9.

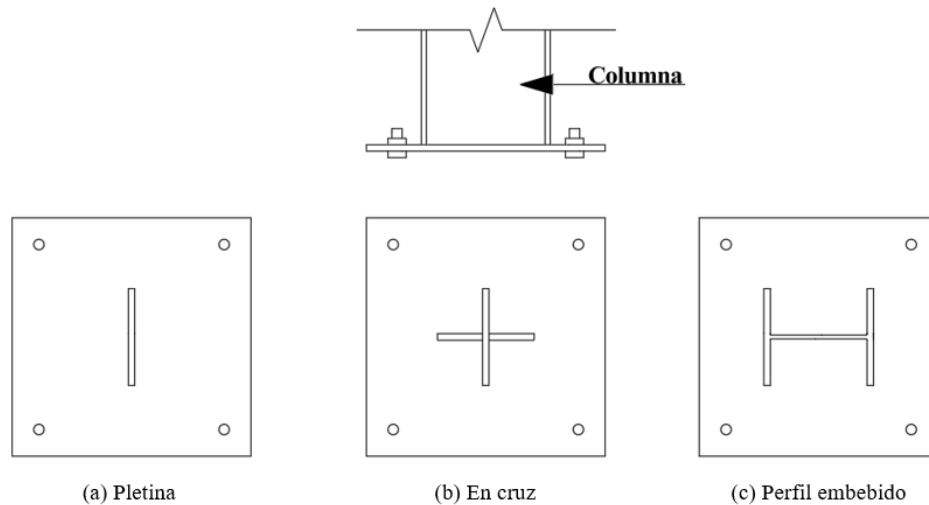


Figura 2.9 Diferentes configuraciones de llaves de corte.

La configuración (a) Pletina consiste en una placa rectangular de acero soldada en la parte inferior de la placa base. La configuración (b) En cruz es similar a la anterior, con la particularidad de que se disponen dos placas de forma perpendicular, formando una cruz. Generalmente, una de las placas conserva su longitud original, mientras que la otra debe cortarse por la mitad para permitir la unión en forma de cruz. Por último, la configuración (c) Perfil embebido, como su nombre lo indica, incorpora un perfil de acero soldado en la parte inferior de la placa base, siendo los más utilizados los perfiles tipo H o perfiles tubulares.

En la Figura 2.10 se muestra un ejemplo de una llave de corte en cruz bajo una placa base con silla de anclaje, la cual está embebida en un pedestal de hormigón armado.

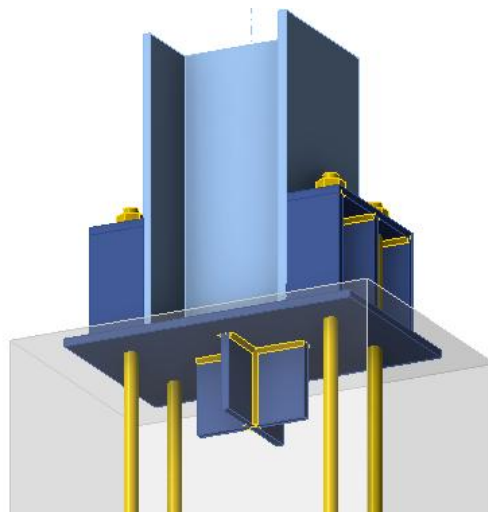


Figura 2.10 Ejemplo de llave de corte tipo cruz.

2.7 Grout

El grout, o también conocido como mortero de nivelación, es un material que se utiliza entre la placa base y la fundación de la estructura. Su función es rellenar los huecos existentes entre el acero y el hormigón, con el fin de generar una transferencia de cargas de manera uniforme.

Este mortero se caracteriza por su alta resistencia a la compresión y su capacidad de autonivelación. Se recomienda una resistencia del doble de la especificada para el hormigón. Además, se requiere un alto nivel de fluidez, debido a que en la zona donde se encuentra no es posible realizar un vibrado. Por ello, es necesario que esta mezcla posea la suficiente fluidez para que dicha nivelación ocurra.

En caso de placas mayores a 24 pulgadas (60 cm), o cuando existe llave de corte, se recomienda agregar al menos dos orificios en la placa para así poder inyectar el grout y verificar que este fluya hacia los bordes. En caso contrario, se puede inyectar por un costado y verificar que este salga por el lado opuesto.

2.8 Conclusiones

Se define el concepto de conexión de base de columna, describiendo sus componentes y principales variaciones. Para facilitar la comprensión, el capítulo se complementa con figuras ilustrativas.

CAPÍTULO 3 MATERIALES UTILIZADOS

3.1 Introducción

En este capítulo se describen las calidades de acero para placas base, pernos de anclaje, materiales para soldaduras y requisitos de hormigón. Además, se incluyen recomendaciones de materiales aplicables. Esta información se encuentra en diversas fuentes como AISC, ACI, ASTM, AWS y otros documentos.

3.2 Selección de materiales para placas base y pernos de anclaje

Basados en el costo y disponibilidad en las Tabla 3.1 y Tabla 3.4 se muestran materiales recomendados para estructuras de acero típicas. La Tabla 3.1 se basa en el *AISC Manual* en donde se realizó consultas a los fabricantes para identificar los materiales comúnmente utilizados en la práctica incluyendo factores como disponibilidad, entrega y precio.

3.3 Materiales para placas base

Las placas base deben ser diseñadas utilizando ASTM A572/A572M Gr. 50 a menos que exista otra alternativa que cumpla con los requisitos estructurales (fluencia, soldabilidad, etc.). Este material se encuentra fácilmente y las planchas pueden ser cortadas del stock existente en las distintas tiendas o maestranzas. Las dimensiones de la placa base deben estandarizarse a estas dimensiones para facilitar la compra y el corte del material.

Cuando se diseña una base de columna, hay que considerar que, en la mayoría de los casos, la mano de obra suele ser más cara que el material. Por esta razón, muchas veces resulta más económico utilizar planchas de mayor espesor en lugar de placas delgadas con atiesadores y sistemas complejos.

Un caso especial son las columnas que reciben grandes momentos, ya que en esas situaciones suele ser mejor utilizar una silla de anclaje para así evitar espesores de plancha excesivos, los cuales requieren detalles especiales y soldaduras de penetración completa.

En la Tabla 3.1 se muestra la calidad de acero recomendada según su espesor para ser utilizadas en la confección de placas base, esta tabla se basa en la *AISC Guide 01*.

Tabla 3.1 Calidad de placas de acero recomendadas para placas base.

Espesor, t_p	Disponibilidad de placas
$t_p \leq 10 \text{ cm}$	ASTM A36/A36M ASTM A572/A572M Gr. 42 o 50 ^[a] ASTM A588/A588M Gr. 50
$10 \text{ cm} < t_p \leq 13 \text{ cm}$	ASTM A36/A36M ^[a] ASTM A572/A572M Gr. 42 ASTM A588/A588M Gr. 46
$13 \text{ cm} < t_p \leq 15 \text{ cm}$	ASTM A36/A36M ^[a] ASTM A572/A572M Gr. 42 ASTM A588/A588M Gr. 42
$15 \text{ cm} < t_p \leq 20 \text{ cm}$	ASTM A36/A36M ^[a] ASTM A588/A588M Gr. 42
$t_p > 20 \text{ cm}$	ASTM A36/A36M
^[a] Material comúnmente utilizado	

Fuente: Tabla 2-1 *AISC Guide 01*.

Por otro lado, todo acero estructural para elementos sismorresistentes debe cumplir los requisitos establecidos en la norma *NCh203*, en la Tabla 3.2 se muestran los aceros comúnmente aceptados para uso sísmico.

Adicionalmente, en color gris se muestran las calidades de acero que concuerdan con las recomendaciones realizadas en *AISC Guide 01*.

Tabla 3.2 Aceros para placas base comúnmente aceptados para uso sísmico.

Acero		Formato/Usos
Denominación	Grados	
ASTM A36	-	
ASTM A242	-	
ASTM A529	50 / 55	

ASTM A572	42 / 50 / 55	Perfiles, planchas, láminas y barras
ASTM A588	-	
ASTM A709	36 / 50	
ASTM A913	50 / 60 / 65	
ASTM A992	50	
ASTM A1011 HSLAS	55	
ASTM A1043	36 / 50	
DIN 17100	St. 44 2/44.3/52.3	
NCh203 A250ESP	-	
NCh203 A345ESP	-	

Fuente: Tabla C-3 *NCh2369*.

3.4 Selección pernos de anclaje

La calidad más utilizada es la ASTM F1554 Gr. 36 aunque esta elección depende de la disponibilidad disponible. Los pernos de anclaje ASTM F1554 Gr. 55 se utilizan cuando existen grandes fuerzas de tracción debido a conexiones de momento o la existencia de levantamiento por volcamiento de la estructura. El material ASTM F1554 Gr. 105 es un grado especial de alta resistencia que se recomienda solo cuando no sea posible desarrollar la resistencia requerida utilizando pernos más grandes de Gr. 36 o Gr. 55.

Al igual que en la selección de materiales para placas base, se debe cumplir los requisitos establecidos en la norma *NCh203*, en la Tabla 3.3 se muestran los aceros comúnmente aceptados de pernos de anclaje para uso sísmico. En color gris se muestran las calidades de acero que concuerdan con las recomendaciones realizadas en *AISC Guide 01*.

Tabla 3.3 Aceros para pernos de anclaje comúnmente aceptados para uso sísmico

Acero		Formato/Usos
Denominación	Grados	
ASTM A36	-	Pernos de anclaje
ASTM A193	B7	
ASTM A354	BD	
ASTM A449	-	
ASTM A572	42 / 50 / 55	
ASTM A588	-	
ASTM F1554	36 / 55 / 105	

(Fuente: Tabla C-3 NCh 2369)

En la Tabla 3.4 se muestra una comparación entre resistencias nominales de tracción y corte para las distintas calidades de acero más comunes.

Tabla 3.4 Calidad de pernos de anclajes recomendados.

Calidad ASTM		Resistencia a la tracción, F_u , ksi (MPa)	Esfuerzo de tracción nominal, $F_{nt} = 0.75F_u$, ksi (MPa)	Esfuerzo de corte nominal (N-Type) ^{[a], [c]} , $F_{nv} = 0.45F_u$, ksi (MPa)	Esfuerzo de corte nominal (X-Type) ^{[a], [b]} , $F_{nv} = 0.563F_u$, ksi (MPa)	Diámetro máximo in. (cm)
F1554	Gr.36 ^[d]	58 (400)	43,5 (300)	26,1 (180)	32,7 (225)	4 (10)
	Gr.55 ^[d]	75 (517)	56,3 (388)	33,8 (233)	42,2 (291)	4 (10)
	Gr.105	125 (862)	93,8 (646)	56,3 (388)	70,4 (485)	3 (8)
A449		120 (827)	90 (621)	54 (372)	67,6 (466)	1 (3)
		105 (724)	78,8 (543)	47,3 (326)	59,1 (408)	1,5 (4)
		90 (621)	67,5 (465)	40,5 (279)	50,7 (349)	3 (8)
A36/A36M		58 (400)	43,5 (300)	26,1 (180)	32,7 (225)	15 (38)
A354 Gr. BD		150 (1034)	112,5 (776)	67,5 (465)	84,5 (582)	4 (10)

^[a] Esfuerzo nominal sobre el área del cuerpo no roscado de una pieza roscada (área bruta)

^[b] Hilo excluido del plano de corte

[c] Hilo incluidos en el plano de corte

[d] Especificación de material comúnmente utilizada

Fuente: Tabla 2-2 *AISC Guide 01*.

Los pernos de calidad ASTM A449 y A36/A36M también se incluyen en la Tabla 3.4 de manera comparativa, ya que muchos proveedores están familiarizados con estas calidades. Si bien es cierto que la calidad ASTM F1554 coincide en muchos aspectos con estos materiales más antiguos, es importante recalcar que estos no tienen ninguno de los requisitos específicos para pernos de anclaje que sí ofrece ASTM F1554.

Los pernos de anclaje postinstalados no están cubiertos en esta guía de diseño. Por lo tanto, en caso de ser utilizados, es necesario seguir los procedimientos del fabricante o cualquier código aplicable.

3.5 Materiales de soldadura

La soldadura es la encargada de unir los elementos de una placa base como puede ser la unión de la placa base con la columna, la unión de llaves de corte a la placa base, atiesadores, entre otros.

La soldadura realizada en maestranza, en la mayoría de los casos, suele ser más económica que la soldadura realizada en terreno. Por esto, es recomendable, siempre y cuando sea posible, utilizar la soldadura en maestranza.

Los insumos requeridos para soldaduras, como metales de aporte y fundentes, están especificados en la sección A3.5 de la *AISC Specification*, toda soldadura debe cumplir con la *AWS Structural Welding Code – Steel (2020)*, modificado por la sección J2 de la *AISC Specification*, se deben utilizar materiales compatibles cuando existen soldaduras de penetración completa (CJP) sometidas a tensión en el área efectiva, según la sección J2.6 de la *AISC Specification*. En los casos en donde apliquen las *AISC Seismic Provisions*, se deben cumplir los siguientes requisitos adicionales. Todas las soldaduras de placa base que formen parte del sistema sismorresistente deben utilizar metales de aporte que cumplan con lo establecido en *AWS D1.8/D1.8M*, cláusulas 6.1, 6.2 y 6.3, según la sección A3.4a de las *AISC Seismic Provisions*. Además, si clasifican como soldaduras de demanda

crítica, deben cumplir también con los requisitos adicionales para este tipo de soldaduras establecidos en esas mismas cláusulas de la norma *AWS D1.8/D1.8M*.

La Sección J2 del *AISC Specification* indica el tamaño mínimo y máximo de soldadura de filete que debe ser utilizado dependiendo del elemento más delgado de los materiales a unir. Estos se muestran en la Tabla 3.5 y Tabla 3.6 respectivamente.

Tabla 3.5 Tamaño mínimo de la soldadura de filete

Espesor del miembro conectado t, mm	Tamaño mínimo de soldadura w_f, mm
$t \leq 6$	3
$6 < t \leq 13$	5
$13 < t \leq 19$	6
$t \geq 19$	8

Fuente: Tabla J2.4 *AISC Specification*.

Tabla 3.6 Tamaño máximo de la soldadura de filete

Espesor del miembro conectado t, mm	Tamaño máximo de soldadura w_f, mm
$t \leq 6$	$w_f = t$
$t > 6$	$w_f = t - 2$

Fuente: J2.2b *AISC Specification*.

3.6 Materiales de hormigón

Los requerimientos de hormigón, calidades, recubrimientos y durabilidad se pueden encontrar en el capítulo 19 del *ACI 318*. Estos requerimientos dependen de la aplicación, categoría de diseño sísmico y nivel de exposición de la estructura. En casos con alta sismicidad, congelamiento, exposición a sulfatos, contacto con agua o exposición a cloruros se aplican unos requisitos más estrictos.

En el caso de las barras de refuerzo, estos requerimientos se pueden encontrar en el capítulo 20 del *ACI 318*. Respecto a las especificaciones para hormigón estructural estas se pueden encontrar

en el *ACI Specifications for Structural Concrete (2020)* el cual suele ser utilizado como referente en muchos documentos de construcción.

Todos estos requerimientos deben cumplir con la normativa nacional *NCh430*

3.7 Conclusiones

Se especifican los materiales aprobados para uso estructural según normativas tanto nacionales como internacionales. Se incluyen, además, tablas comparativas que referencian dichos materiales a la reglamentación nacional vigente.

CAPÍTULO 4 BASES DE COLUMNAS EXPUESTAS

4.1 Introducción

En este capítulo se proporcionan los requerimientos de diseño para bases de columnas expuestas como las que se muestran en la Figura 2.1. Se abordan diferentes temas como combinaciones de carga y elementos adicionales, a continuación, se entrega información sobre en qué apartado se encuentran:

- 4.2 Diseño para compresión.
- 4.3 Diseño para tracción.
- 4.4 Diseño para corte.
- 4.5 Diseño para tracción y corte.
- 4.6 Diseño para compresión y corte.
- 4.7 Diseño para momento flector.
- 4.8 Diseño para momento flector y compresión.
- 4.9 Diseño para momento flector y tracción.
- 4.10 Diseño para compresión, momento flector y corte.
- 4.11 Diseño para tracción, momento flector y corte.
- 4.12 Diseño para compresión y momento biaxial.
- 4.13 Enfierradura en el pedestal.
- 4.14 Silla de anclaje.
- 4.15 Llave de corte.

Además, cuando existe momento flector, se identifican dos categorías: gran momento y pequeño momento.

Según *Occupational Safety and Health Administration (OSHA) Safety Standards for Steel Erection (2020)* las bases de columnas requieren un mínimo de cuatro pernos de anclaje, excluyendo las columnas tipo poste menores a 300 lb (136 kg). Además, el conjunto de columna, placa base y fundación deben tener la suficiente resistencia para resistir una carga de 300 lb (136 kg) ubicada a 18 in. (46 cm) de la cara exterior extrema de la columna.

El comportamiento de una placa base con anclajes tiene un comportamiento elástico hasta que ocurra uno de los siguientes estados límites:

- Se forme una rotula plástica en la columna
- Se forme un mecanismo plástico en la placa base
- Falla por aplastamiento del hormigón
- Fractura de la soldadura columna – placa base
- Fluencia de pernos de anclaje
- Se alcance la resistencia del grupo de pernos en el hormigón

En general el diseño de bases de columnas consta de seis pasos: (1) Selección de dimensiones en planta de la placa base (Largo y ancho); (2) Determinación de la distribución interna de fuerzas; (3) Selección del espesor de la placa base; (4) Diseño de pernos de anclaje y refuerzos; (5) Consideraciones de diseño para la fundación; (6) Diseño y detallamiento de soldaduras.

4.2 Diseño para compresión

Cuando una placa base resiste solo cargas axiales de compresión provenientes de la columna esta debe tener las dimensiones adecuadas para que el hormigón no falle por aplastamiento y el espesor suficiente para que no fluya la placa de acero.

4.2.1 Resistencia al aplastamiento del hormigón

La resistencia al aplastamiento de una placa base apoyada sobre hormigón está definida en *ACI 318* en el apartado 22.8.3.2. Esta debe cumplir con debe cumplir con:

$$P_p \geq P_{u/a} \quad (4.1)$$

Donde:

- P_p = Resistencia nominal al aplastamiento, N
- $P_{u/a}$ = Carga de compresión requerida, P_u para LRFD, P_a para ASD, N

Para calcular la resistencia nominal al aplastamiento P_p , es necesario identificar el correspondiente. La *AISC Specification* sección J8 establece dos casos:

4.2.1.1 Cuando la placa base es igual o más grande que la superficie de hormigón en donde se apoya:

$$P_p = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \quad (4.2)$$

Donde:

- f'_c = Resistencia especificada del hormigón a la compresión, MPa
- A_1 = Área de zona cargada o área placa base, mm^2

Si se expresa como esfuerzo quedaría:

$$f_{p(\max)} = 0,85 \cdot f'_c \quad (4.3)$$

4.2.1.2 Cuando la placa base es más pequeña que la superficie de hormigón en donde se apoya:

Cuando esto ocurre la resistencia especificada del hormigón se multiplica por un factor $\sqrt{A_1/A_2} \leq 2$. Este incremento es gracias al aumento de resistencia que existe al confinar el hormigón, quedando la siguiente expresión

$$P_p = 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{A_2/A_1} \leq 2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \quad (4.4)$$

Donde:

- f'_c = Resistencia especificada del hormigón a la compresión, *MPa*
- A_1 = Área de zona cargada o área placa base, *mm²*
- A_2 = Área de la base inferior del tronco de pirámide, cono o cuña inclinada más grande que esté completamente contenida dentro del soporte y cuya base superior sea igual al área cargada (ver Figura 4.1), *mm²*

Si se expresa como esfuerzo:

$$f_{p(\max)} = 0,85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{A_2/A_1} \leq 2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \quad (4.5)$$

Estas ecuaciones deben ser multiplicadas por el factor de resistencia ϕ_c si se utiliza el método LRFD, o dividido por Ω_c si se utiliza el método ASD.

$$\phi_c = 0,65 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega_c = 2,31 \text{ (ASD)}$$

La Figura 4.1 muestra la representación del área A_2 y como el área A_1 se proyecta hacia abajo con un ángulo de 45 grados en forma de pirámide hasta que esta alcanza el borde y no puede continuar proyectándose.

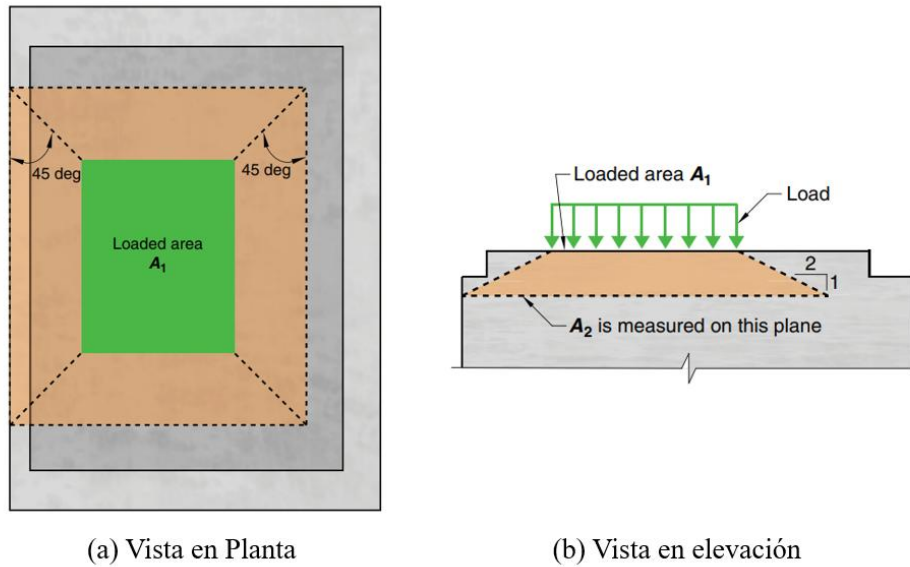


Figura 4.1 Representación de A_2 (Fuente: Figura R22.8.3.2 ACI 318)

Para obtener el área A_1 requerida se pueden plantear las siguientes expresiones:

LRFD	ASD
$f_{pu(max)} = \phi_c \cdot f_{p(max)}$ (4.6)	$f_{pa(max)} \cdot \Omega_c = f_{p(max)}$ (4.7)

LRFD	ASD
$\frac{P_u}{A_1} \leq \phi_c \cdot \frac{P_p}{A_1}$ (4.8)	$\frac{P_a}{A_1} \leq \frac{P_p}{A_1 \cdot \Omega_c}$ (4.9)

LRFD	ASD
$P_u \leq \phi_c \cdot P_p$ (4.10)	$P_a \leq \frac{P_p}{\Omega_c}$ (4.11)

Cuando se tiene $A_2 = A_1$ el área $A_{1(req)}$ puede ser determinada como:

LRFD	ASD
$P_u \leq \phi_c \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot A_1$ (4.12)	$P_a \leq \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot A_1}{\Omega_c}$ (4.13)

LRFD	ASD
$A_{1(req)} \geq \frac{P_u}{\phi_c \cdot 0,85 \cdot f'_c} \quad (4.14)$	$A_{1(req)} \geq \frac{P_u \cdot \Omega_c}{0,85 \cdot f'_c} \quad (4.15)$

Cuando se tiene $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq 2$ el área $A_{1(req)}$ puede ser determinada como:

LRFD	ASD
$A_{1(req)} \geq \frac{1}{2} \cdot \frac{P_u}{\phi_c \cdot 0,85 \cdot f'_c} \quad (4.16)$	$A_{1(req)} \geq \frac{1}{2} \cdot \frac{P_u \cdot \Omega_c}{0,85 \cdot f'_c} \quad (4.17)$

4.2.2 Límite de Fluencia de la Placa Base (Perfiles W)

Para bases de columnas cargadas axialmente, el esfuerzo requerido bajo la placa base se considera uniformemente distribuido y se puede expresar como:

LRFD	ASD
$f_{pu} = \frac{P_u}{B \cdot N} \quad (4.18)$	$f_{pa} = \frac{P_a}{B \cdot N} \quad (4.19)$

Estos esfuerzos de compresión causan flexiones en la placa base siguiendo las líneas mostradas en la Figura 4.2(b). Además, existe una flexión en el área encerrada entre las alas de la columna. Un procedimiento para calcular el espesor de la placa base considerando estas dos situaciones es el siguiente:

La resistencia requerida por milímetro para la placa base se puede determinar cómo:

LRFD	ASD
$M_{pl} = f_{pu} \cdot \left(\frac{l^2}{2}\right) \quad (4.20)$	$M_{pl} = f_{pa} \cdot \left(\frac{l^2}{2}\right) \quad (4.21)$

Donde:

- l = es la distancia de voladizo crítica para la placa base que corresponde al mayor valor de m , n y $\lambda n'$ que están expresados en las ecuaciones 4.22, 4.23 y 4.24.

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} \quad (4.22)$$

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot b_f}{2} \quad (4.23)$$

$$\lambda n' = \lambda \cdot \frac{\sqrt{d \cdot b_f}}{4} \quad (4.24)$$

En la Figura 4.2 se pueden observar la representación gráfica de algunos parámetros que son utilizados.

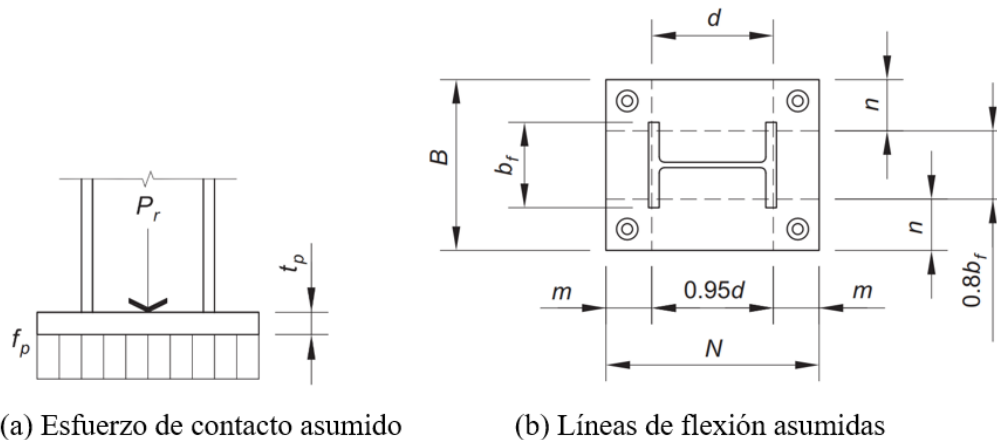


Figura 4.2 Diseño de placa base con carga axial en compresión (Fuente: Figura 4-1 *AISC Guide 01*)

Donde:

- B = Ancho de la placa base, mm

- N = Largo de la placa base, mm
- b_f = Ancho del ala de la columna, mm
- d = Profundidad de la columna, mm
- n' = Distancia en voladizo desde el alma o el ala de la columna según la teoría de líneas de fluencia, mm

$$n' = \frac{\sqrt{d \cdot b_f}}{4} \quad (4.25)$$

- λ = Factor de ajuste empírico que se calcula como:

$$\lambda = \frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad (4.26)$$

Sin embargo, es conservador ocupar $\lambda = 1$

Este factor X se calcula mediante las ecuaciones 4.27 o 4.28 y cuantifica cuán exigida está la conexión, considerando tanto la geometría de la sección como la proporción entre carga aplicada y capacidad resistente del concreto. Puede ser calculado como:

LRFD	ASD
$X = \left[\frac{4 \cdot d \cdot b_f}{(d + b_f)^2} \right] \cdot \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_p} \quad (4.27)$	$X = \left[\frac{4 \cdot d \cdot b_f}{(d + b_f)^2} \right] \cdot \frac{\Omega_c \cdot P_a}{P_p} \quad (4.28)$

Donde:

- $P_{u/a}$ = Carga de compresión requerida, P_u para LRFD, P_a para ASD, N
- P_p = Resistencia nominal por aplastamiento del hormigón, N
- $\phi_c = 0,65$ según Tabla 21.2.1 *ACI 318*.
- $\Omega_c = 2,31$

Para poder calcular el espesor de la placa base antes, considerando el estado límite de fluencia, se utiliza la siguiente expresión:

LRFD	ASD
------	-----

$$t_{min} = l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_b \cdot F_y \cdot B \cdot N}} \quad (4.29)$$

$$t_{min} = l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \Omega_b \cdot P_a}{F_y \cdot B \cdot N}} \quad (4.30)$$

Donde:

- $P_{u/a}$ = Carga de compresión requerida, P_u para LRFD, P_a para ASD, N
- B = Ancho de la placa base, mm
- N = Largo de la placa base, mm
- F_y = Limite de fluencia del material de la placa base, MPa
- $\phi_b = 0,9$
- $\Omega_b = 1,67$

Se invita a leer el Anexo 4.1, en donde se desarrolla en ejercicio considerando solo compresión

4.3 Diseño para tracción

4.3.1 Introducción

En esta sección se abarca el diseño de bases de columnas cuando solo existe una fuerza de tracción generada por la columna. En general, el diseño consta de cinco pasos: (1) Determinar la máxima tracción que recibe la columna; (2) Diseñar la soldadura requerida entre la columna y placa base; (3) Determinar distribución y espesores de pernos de anclaje; (4) Determinar espesor y tamaño de la placa base; (5) Determinar la resistencia a tracción del hormigón.

4.3.2 Resistencia a tracción de los pernos de anclaje

La resistencia a tracción de los pernos de anclaje se basa en el área mínima que hay en la zona de máxima sollicitación de este, típicamente esta área mínima corresponde al área roscada del perno de anclaje. La norma *ASME B1.1 (2020)* define el área de esfuerzo efectiva normalizada como:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0,9743}{n} \right)^2 \quad (4.31)$$

Donde:

- d_a = Diámetro mayor, *in*
- n = Numero de hilos por pulgada

La Tabla 4.1 muestra la resistencia a la tracción considerando esta área efectiva.

Tabla 4.1 Resistencia a tracción de pernos de anclaje F1554 en kN.

Diámetro Perno Anclaje, in.	Hilos por pulgada (UNC)	Área Nominal, A_b , mm^2	Área de tensión efectiva, $A_{se,N}$, mm^2	Resistencia a la tracción [kN]					
				$\phi \cdot R_n$ ($\phi = 0,75$)			$\frac{R_n}{\Omega}$ ($\Omega = 2$)		
				LRFD			ASD		
				Gr. 36	Gr. 55	Gr. 105	Gr. 36	Gr. 55	Gr. 105
5/8	11	197,93	145,81	43,7	56,5	94,2	29,2	37,7	62,8
3/4	10	285,02	215,78	64,7	83,7	139,5	43,1	55,8	93,0
7/8	9	387,95	297,89	89,3	115,5	192,6	59,6	77,0	128,4
1	8	506,71	390,80	117,2	151,6	252,6	78,1	101,0	168,4
1 1/8	7	641,30	492,43	147,7	191,0	318,3	98,5	127,3	212,2
1 1/4	7	791,73	625,23	187,5	242,5	404,1	125,0	161,7	269,4
1 1/2	6	1140,09	906,61	271,9	351,6	586,0	181,3	234,4	390,7
1 3/4	5	1551,79	1225,45	367,5	475,3	792,1	245,0	316,8	528,1
2	4 1/2	2026,83	1611,75	483,4	625,1	1041,8	322,3	416,7	694,5
2 1/4	4 1/2	2565,21	2095,27	628,4	812,6	1354,4	418,9	541,7	902,9
2 1/2	4	3166,92	2579,88	773,8	1000,6	1667,6	515,8	667,0	1111,7
2 3/4	4	3831,98	3183,22	954,7	1234,5	2057,6	636,5	823,0	1371,7
3	4	4560,37	3849,90	1154,7	1493,1	2488,5	769,8	995,4	1659,0
3 1/4	4	5352,10	4579,92	1373,6	1776,2	-	915,7	1184,2	-
3 1/2	4	6207,17	5373,28	1611,6	2083,9	-	1074,4	1389,3	-
3 3/4	4	7125,57	6229,98	1868,5	2416,2	-	1245,7	1610,8	-
4	4	8107,32	7150,01	2144,4	2773,0	-	1429,6	1848,7	-

Fuente: Tabla 4-1 *AISC Guide 01*.

Existen dos métodos para determinar el área de esfuerzo efectiva, el primero es la estipulada por la norma *ASME* que corresponde a la presentada anteriormente, y el segundo, corresponde a agregar un factor de modificación que relaciona el área traccionada roscada con la no roscada, correspondiente a $0,75 \cdot A_g$, se utiliza el primer método señalado, correspondiente a las recomendaciones de la normativa *ASME* ya que es más preciso, permite diseños mejor optimizados y mantiene la consistencia con el enfoque del *ACI 318*.

En la Tabla 4.1 se muestran las resistencias para barras ASTM F1554 ya que estas son las sugeridas por la normativa y es el material comúnmente utilizado para pernos de anclaje. Si se desea utilizar otros materiales y tamaños es posible desarrollar fácilmente una tabla considerando la nota al pie b de la Tabla J3.2 de la *AISC Specification* y la Ecuación 17.6.1.2 de *ACI 318*:

LRFD	ASD
$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_u \cdot A_{se,N}$ (4.32)	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{F_u \cdot A_{se,N}}{\Omega}$ (4.33)

Donde:

- R_n = Resistencia nominal a tracción, N
- $A_{se,N}$ = área de esfuerzo efectiva normalizada, mm^2 según Ecuación (4.31)
- F_u = La resistencia ultima a la tracción del perno de anclaje F_u , no debe ser mayor a $1,9 \cdot F_y$ o $860 MPa$.
- $\phi = 0,75$ si se utiliza el método LRFD
- $\Omega = 2$ si se utiliza el método ASD

El método del *ACI 318* para calcular la resistencia del acero de los anclajes sometidos a tracción N_{sa} :

$$\phi \cdot N_{sa} = \phi \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta} \quad (4.34)$$

Donde:

- $A_{se,N}$ = área de esfuerzo efectiva normalizada, mm^2 según Ecuación (4.31)
- f_{uta} = Resistencia nominal a la tracción del anclaje (no debe ser mayor que el menor entre $1,9 \cdot f_{ya}$ y $860 MPa$)
- $\phi = 0,75$ según tabla 17.5.3 *ACI 318*

En la Tabla 3.4 se pueden consultar algunos valores. En el caso del acero ASTM F1554 no se exceden estos límites. Además, este material se considera como acero dúctil según la definición de la sección 2.3 del *ACI 318*, en caso de tener un material catalogado como frágil es necesario otorgarle un valor reducido al coeficiente ϕ , según lo indicado en la tabla 17.5.3(a) *ACI 318*.

4.3.3 Resistencia a la tracción del hormigón

En el capítulo 17 del *ACI 318* se abordan los pernos de anclaje preinstalados y postinstalados como anclajes de expansión, con sobreperforación en su base, adhesivos y de cabeza.

Se consideran los estados límite de, desprendimiento, arrancamiento, desprendimiento lateral y el método de diseño corresponde al diseño por capacidad.

4.3.3.1 Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción, N_{pn} (Concrete Pullout Strength)

Es necesario verificar que ningún perno logre la extracción del hormigón por la fuerza de tracción ejercida. La resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción N_{pn} , para pernos preinstalados con cabeza, como los mostrados en la Figura 2.6, viene dada por la Ecuación 17.6.3.1 del *ACI 318*.

$$\phi \cdot N_{pn} = \phi \cdot \psi_{c,p} \cdot N_p \quad (4.35)$$

Donde:

- N_p = Resistencia básica de un solo anclaje por deslizamiento, punto 17.6.3.2.2 *ACI 318*:
 - Para pernos y tornillos con cabeza preinstalados $N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c$
 - Para tornillos tipo J o L $N_p = 0,9 \cdot f'_c \cdot e_h \cdot d_a$
- A_{brg} = Área neta de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo, mm^2
- f'_c = Resistencia especificada del hormigón, *MPa*
- $\phi = 0,70$ según tabla 17.5.3(c) *ACI 318*
- $\psi_{c,p} = 1,4$ si el anclaje se encuentra en zonas en donde no hay fisuración bajo los niveles de carga de servicio, de lo contrario $\psi_{c,p} = 1,0$

Además, el *ACI 318*, sección 17.10.5.4, exige que la resistencia de diseño a la extracción por deslizamiento en tracción ante sollicitaciones sísmicas sea igual a $0,75 \cdot \phi \cdot N_{pn}$.

En la Tabla 4.2 se realizó una comparación entre la resistencia a tracción de pernos de anclaje (mostradas en la Tabla 4.1), con la resistencia a la extracción del hormigón calculada con la Ecuación (4.35) mencionada más arriba. Para este ejercicio se consideraron pernos calidad ASTM F1554 Gr.36 y considerando un $\psi_{c,p} = 1,0$. Los valores mostrados en gris muestran las zonas en donde el perno de

anclaje alcanza a desarrollar su resistencia, dicho en otras palabras, la resistencia del acero es menor que la otorgada por el hormigón.

Tabla 4.2 Resistencia a la extracción considerando pernos ASTM F1554 Gr.36.

Diámetro Perno Anclaje, <i>in.</i>	Área Nominal, <i>mm</i> ² .	Área Tuerca Hexagonal, <i>A_{brg}</i> , <i>mm</i> ² .	Resistencia de diseño la extracción, $\phi \cdot N_{pn}$ [<i>kN</i>]		
			<i>f</i> ' _{<i>c</i>} = 20 <i>MPa</i>	<i>f</i> ' _{<i>c</i>} = 28 <i>MPa</i>	<i>f</i> ' _{<i>c</i>} = 35 <i>MPa</i>
5/8	197,93	432,90	48,49	67,88	84,85
3/4	285,02	587,74	65,83	92,16	115,20
7/8	387,95	767,74	85,99	120,38	150,48
1	506,71	967,74	108,39	151,74	189,68
1 1/8	641,30	1193,55	133,68	187,15	233,94
1 1/4	791,73	1445,16	161,86	226,60	283,25
1 1/2	1140,09	2012,90	225,44	315,62	394,53
1 3/4	1551,79	2670,96	299,15	418,81	523,51
2	2026,83	3432,25	384,41	538,18	672,72
2 1/4	2565,21	4277,41	479,07	670,70	838,37
2 1/2	3166,92	5225,80	585,29	819,40	1024,26
2 3/4	3831,98	6258,05	700,90	981,26	1226,58
3	4560,37	7419,34	830,97	1163,35	1454,19
3 1/4	5352,10	8645,14	968,26	1355,56	1694,45
3 1/2	6207,17	9935,46	1112,77	1557,88	1947,35
3 3/4	7125,57	11354,82	1271,74	1780,44	2225,54
4	8107,32	12838,68	1437,93	2013,11	2516,38

Fuente: Tabla 4-2 *AISC Guide 01*.

4.3.3.2 Resistencia al arrancamiento por tracción del hormigón, N_{cbg} (Concrete Breakout Strength)

Este método considera un cono de falla con un ángulo de 35° el cual a modo de simplificación se considera de base cuadrada en planta. El esfuerzo de arrancamiento f_t , decrece a medida que se aumenta el área de la superficie de falla, cuando el cono de falla se ve afectado por un borde, el área efectiva se ve reducida.

El método CCD es aplicable siempre y cuando el diámetro de los pernos de anclaje no sea mayor a 4 pulgadas (10cm) y la resistencia especificada del hormigón f'_c sea menor a 69 MPa. Además, los anclajes deben cumplir con los requisitos de: Distancias mínimas a borde, Espaciamientos mínimos entre anclajes, y Espesor mínimo del elemento de concreto, tal como lo indica la Sección 17.9, a menos que se proporcione refuerzo suplementario.

En la Figura 4.3 se puede ver una representación gráfica de este modo de falla, en donde la zona en gris representa el hormigón que se desprende ante una fuerza de tensión.

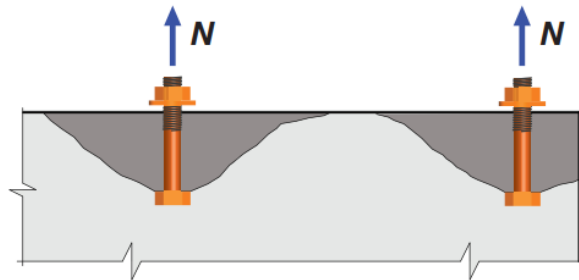


Figura 4.3 Representación gráfica del arrancamiento por tracción (Fuente: Figura R17.5.1.2 *ACI 318*)

La resistencia a la falla por arrancamiento del hormigón para un grupo de pernos de anclajes viene dada por la Ecuación 17.6.2 del *ACI 318*:

$$\phi \cdot N_{cbg} = \phi \cdot \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad (4.36)$$

Donde:

- A_{Nc} = Área proyectada de falla del hormigón para el grupo de pernos de anclaje

- A_{Nco} = Área proyectada de falla para un solo perno de anclaje, si no está limitada por distancia al borde o por espaciamiento
- N_b = Resistencia básica al arrancamiento del hormigón en tracción para un solo anclaje en considerando hormigón fisurado, N
- $\psi_{ec,N}$ = Factor de arrancamiento por cargas excéntricas
- $\psi_{ed,N}$ = Factor de arrancamiento por efecto de borde
- $\psi_{c,N}$ = Factor de arrancamiento por fisuración
- $\psi_{cp,N}$ = Factor de hendimiento por arrancamiento
- $\phi = 0,75$ cuando existe refuerzo suplementario, de no ser el caso $\phi = 0,70$ según Tabla 17.5.3(b) del *ACI 318*.

Además, el *ACI 318*, sección 17.10.5.4, exige que la resistencia de diseño al arrancamiento por tracción del hormigón ante solicitaciones sísmicas sea igual a $0,75 \cdot \phi \cdot N_{cbg}$.

4.3.3.2.1 Cálculo de Área de falla para el grupo de pernos de anclaje, A_{Nc}

El valor de A_{Nc} corresponde al área de falla para un grupo de pernos de anclaje que resulta de proyectar la superficie de falla hacia afuera $1,5h_{ef}$ del eje central del anclaje. A_{Nc} no debe exceder el valor de nA_{Nco} , en donde n , es el número de pernos de anclaje resistentes a tracción.

En la Figura 4.4 se presentan 3 situaciones a modo de ejemplo para el cálculo del área A_{Nc} . En donde cada área es la siguiente:

$$\text{Caso (a):} \quad A_{Nc} = (c_{a1} + 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef})$$

$$\text{Caso (b):} \quad A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot h_{ef})$$

$$\text{Caso (c):} \quad A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot (c_{a2} + s_2 + 1,5 \cdot h_{ef})$$

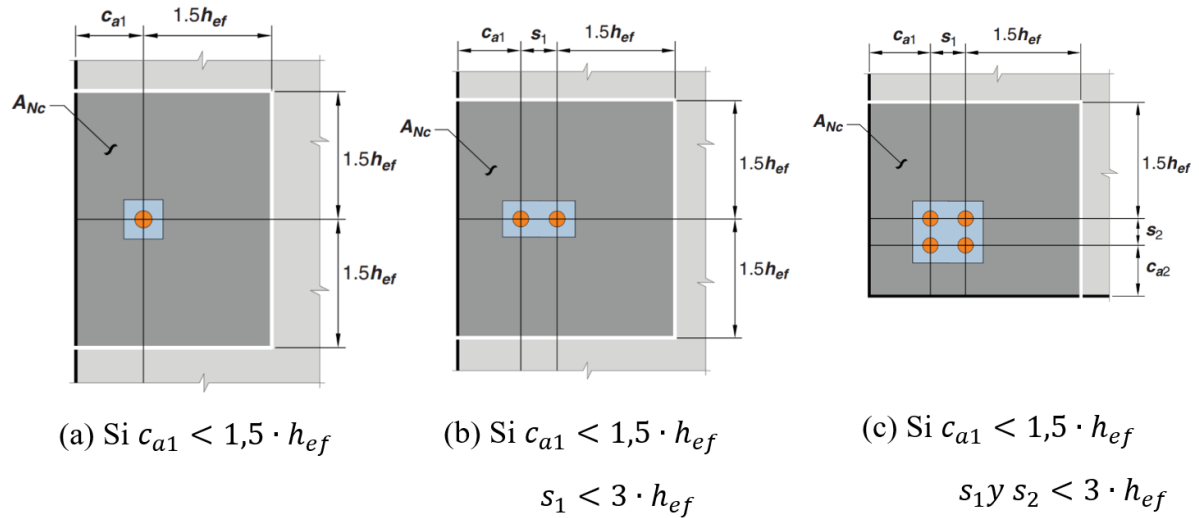


Figura 4.4 Ejemplos de cálculo para A_{Nc} (Fuente: Figura R17.6.2.1 ACI 318).

4.3.3.2.1 Cálculo de Área proyectada de falla para un solo perno de anclaje, A_{Nco} .

El valor de A_{Nco} corresponde al área máxima para un solo anclaje que resulta de proyectar la superficie de falla hacia afuera $1,5 \cdot h_{ef}$ del eje central del anclaje.

En la Figura 4.5 se muestra un ejemplo de cálculo para el área A_{Nco} , en donde se obtiene lo siguiente:

$$A_{Nco} = (1,5 \cdot h_{ef} + 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot (1,5 \cdot h_{ef} + 1,5 \cdot h_{ef}) = 9 \cdot h_{ef}^2$$

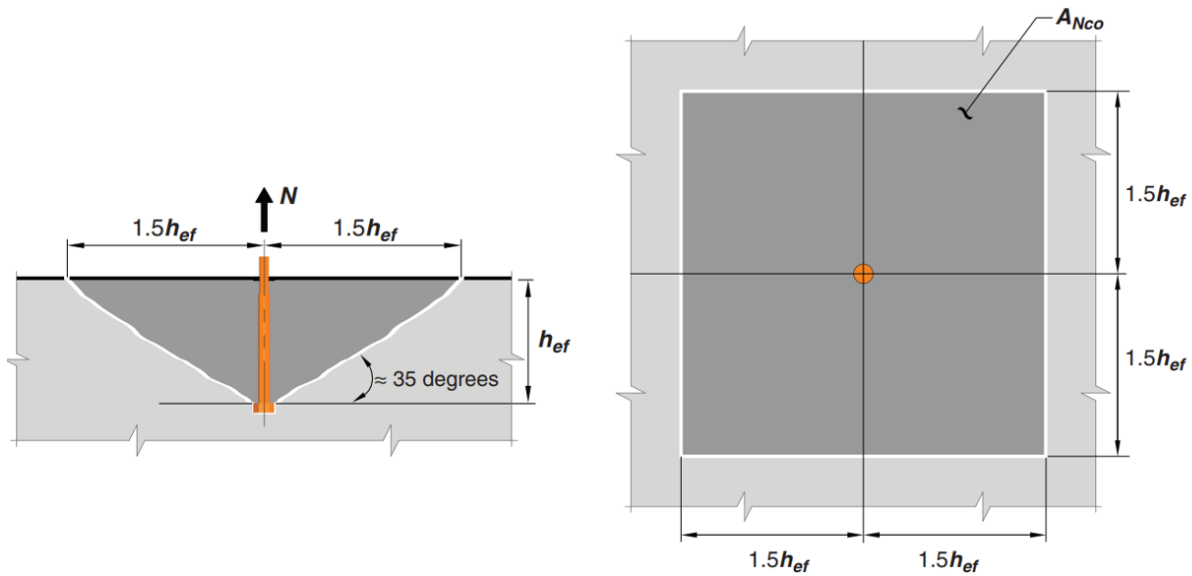


Figura 4.5 Ejemplos de cálculo para A_{Nco} (Fuente: Figura R17.6.2.1 ACI 318).

4.3.3.2 Cálculo de Resistencia básica al arrancamiento del hormigón, N_b

La resistencia básica al arrancamiento del hormigón en tracción para un solo anclaje en considerando hormigón fisurado N_b , viene dada por la Ecuación 17.6.2.2.1 del *ACI 318* como:

$$N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad (4.37)$$

Donde:

- f'_c = Resistencia especificada del hormigón, *MPa*
- h_{ef} = Longitud efectiva del perno de anclaje que esta embebida, *mm*
- $k_c = 10$ para anclajes preinstalados
- $\lambda_a = 1,0$ para hormigón de peso normal

Para pernos de anclaje con cabeza preinstalados con una longitud efectiva embebida con valores entre $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$, el valor de N_b se puede calcular utilizando la Ecuación 17.6.2.2.3 del *ACI 318* como:

$$N_b = 3,9 \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{5/3} \quad (4.38)$$

4.3.3.2.3 Cálculo de Longitud efectiva del perno de anclaje, h'_{ef}

Según el punto 17.6.2.1.2 del *ACI 318*, Si los anclajes están ubicados a menos de $1,5 \cdot h_{ef}$ de tres o más bordes, el valor de h_{ef} utilizado para calcular A_{Nc} de acuerdo con 17.6.2.1.1, así como para las ecuaciones en 17.6.2.1 hasta 17.6.2.4, es el mayor entre (a) y (b):

- $\frac{c_{a,max}}{1,5}$
- $\frac{s}{3}$

En donde:

- s = Espaciamiento máximo entre anclajes, *mm*
- $c_{a,max}$ = Mayor de las distancias a los bordes que tienen influencia y que es menor o igual a $1,5 \cdot h_{ef}$, *mm*

En la Figura 4.6 se muestra en ejemplo práctico para el cálculo de h'_{ef}

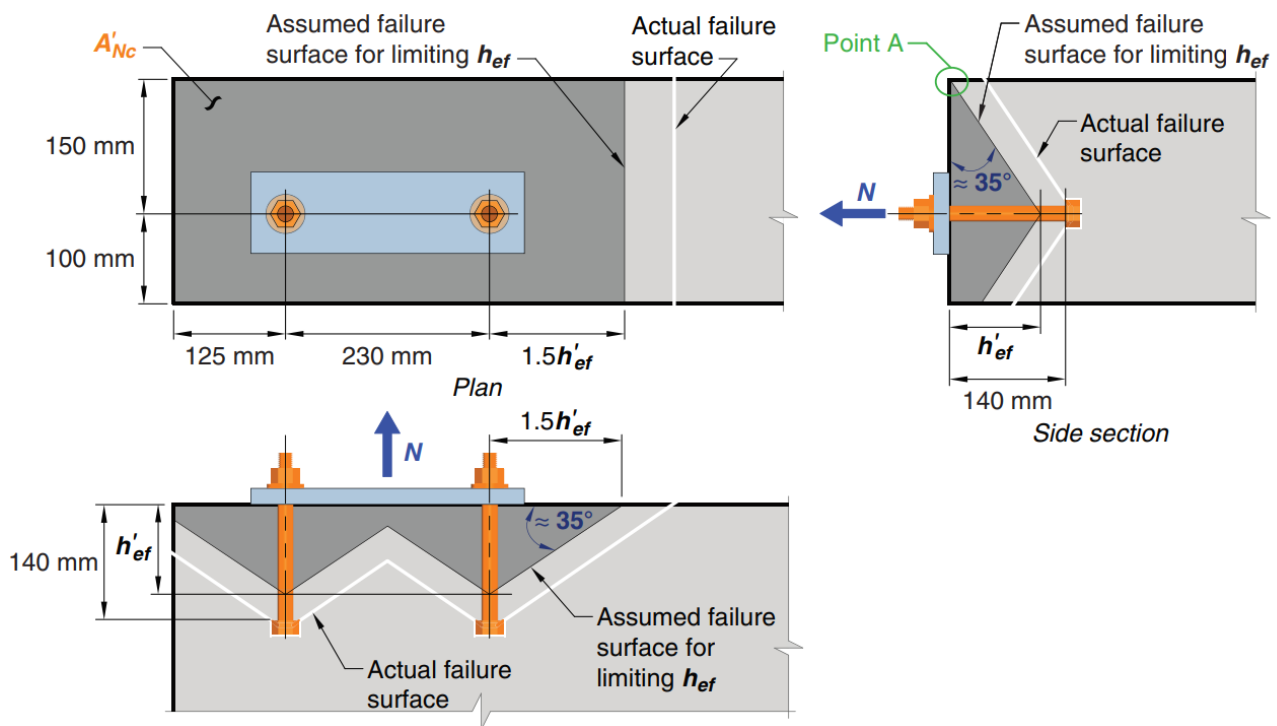


Figura 4.6 Ejemplo de cálculo para h'_{ef} (Fuente: Figura R17.6.2.1.2 *ACI 318*)

En el ejemplo se puede ver que $h_{ef} = 140 \text{ mm}$, sin embargo, 3 de sus lados encuentran a una distancia menor que $1,5 \cdot h_{ef} = 210 \text{ mm}$. Por lo que es necesario recalcular el valor de h_{ef} :

$$h'_{ef} = \text{mayor} \left(\frac{c_{a,max}}{1,5}, \frac{S}{3} \right) = \text{mayor} \left(\frac{150 \text{ mm}}{1,5}, \frac{230 \text{ mm}}{3} \right) = 100 \text{ mm}$$

Este nuevo valor de h'_{ef} es el utilizado ahora para calcular A'_{Nc}

$$A'_{Nc} = (100 \text{ mm} + 150 \text{ mm}) \cdot (125 \text{ mm} + 230 \text{ mm} + 1,5 \cdot 100 \text{ mm}) = 126250 \text{ mm}^2$$

4.3.3.2.4 Cálculo de Factor de arrancamiento por cargas excéntricas, $\psi_{ec,N}$

El cálculo del factor de arrancamiento por cargas excéntricas viene dado según el punto 17.6.2.3 del *ACI 318*. Si la carga es excéntrica respecto a los dos ejes ortogonales, $\psi_{ec,N}$ debe calcularse para cada uno y el valor final de $\psi_{ec,N}$ es la multiplicación de estos.

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2 \cdot e'_N}{3 \cdot h_{ef}}\right)} \leq 1 \quad (4.39)$$

En donde:

- e'_N = Excentricidad entre fuerza de tracción resultante y centro de gravedad de los anclajes traccionados, ver Figura 4.7
- h_{ef} = Longitud efectiva del perno de anclaje que esta embebida.

La Figura 4.7 muestra una representación gráfica de la excentricidad e'_N para dos casos, el caso (a) muestra la situación en donde la totalidad de los anclajes son traccionados de manera excéntrica y el caso (b) muestra cuando algunos pernos de anclajes son traccionados, en donde se consideran solo los pernos traccionados para el cálculo de la excentricidad.

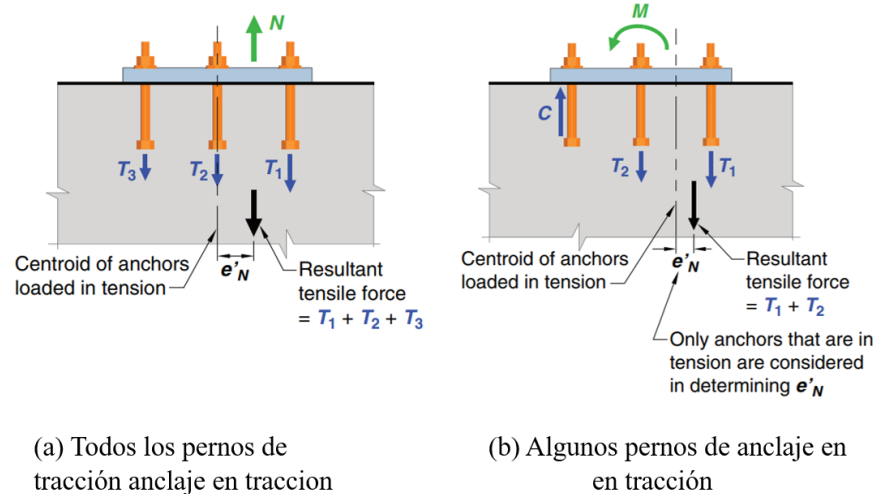


Figura 4.7 Representación gráfica de e'_N (Fuente: Figura R17.6.2.3.1 *ACI 318*)

4.3.3.2.5 Cálculo de Factor de arrancamiento por efecto de borde, $\psi_{ed,N}$

El cálculo del factor de arrancamiento por efecto de borde viene dado según el punto 17.6.2.4 del *ACI 318* del *ACI 318*:

$$\text{Cuando } c_{a,min} \geq 1,5 \cdot h_{ef} \rightarrow \psi_{ed,N} = 1 \quad (4.40)$$

$$\text{Cuando } c_{a,min} < 1,5 \cdot h_{ef} \rightarrow \psi_{ed,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_{a,min}}{1,5 \cdot h_{ef}}$$

4.3.3.2.6 Cálculo de Factor de arrancamiento por fisuración, $\psi_{c,N}$

El cálculo del factor de arrancamiento por fisuración viene dado según el punto 17.6.2.5 del *ACI 318* del *ACI 318*:

Cuando no hay fisuración: Para el caso que el análisis muestre que no existe fisuración bajo las cargas de servicio el factor $\psi_{c,N}$ toma los siguientes valores:

$$\psi_{c,N} = 1,25 \text{ (Para anclajes preinstalados)} \quad (4.41)$$

$$\psi_{c,N} = 1,4 \text{ (Para anclajes postinstalados)}$$

Cuando existe fisuración: Para los anclajes ubicados en una región que si presenta fisuración factor $\psi_{c,N}$ toma el siguiente valor:

$$\psi_{c,N} = 1 \text{ (Para anclajes preinstalados y postinstalados)} \quad (4.42)$$

4.3.3.2.7 Cálculo de Factor de hendimiento por arrancamiento, $\psi_{cp,N}$

El cálculo del factor de hendimiento por arrancamiento para anclajes postinstalados en concreto no fisurado y sin refuerzo complementario para controlar hendimiento, viene dado según el punto 17.6.2.6 del *ACI 318* utilizando la distancia crítica c_{ac} definida en la Tabla 4.3:

$$\text{Cuando } c_{a,min} \geq c_{ac} \rightarrow, \psi_{cp,N} = 1,0 \quad (4.43)$$

$$\text{Cuando } c_{a,min} < c_{ac} \rightarrow, \psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1,5 \cdot h_{ef}}{c_{ac}}$$

Para todos los demás casos, incluyendo los anclajes preinstalados, $\psi_{cp,N} = 1,0$

Tabla 4.3 Distancia critica al borde.

Tipo de anclaje postinstalados	Distancia critica al borde
Controlados por torque	$4 \cdot h_{ef}$
Controlado por desplazamiento	$4 \cdot h_{ef}$
De tornillo	$4 \cdot h_{ef}$
Con sobreperforación en su base	$2,5 \cdot h_{ef}$
Adheridos	$2 \cdot h_{ef}$

Fuente: Tabla 17.9.5 *ACI 318*.

4.3.3.3 Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón por tracción, N_{sb} (Side-Face Blowout Strength)

Para pernos de anclajes con cabeza embebida cercanos al borde del hormigón, se generan fuerzas laterales asociadas a la tracción del anclaje. En este caso se asume que la superficie de falla tiene forma cónica desde la cabeza del anclaje hacia el borde más cercano. El traslape de conos de esfuerzo se abarcan en el capítulo 17 del *ACI 318*.

En la Figura 4.8 se muestra una representación gráfica del modo de falla, en donde la zona en gris es el hormigón que se desprende lateralmente ante una fuerza de tensión en el perno de anclaje.

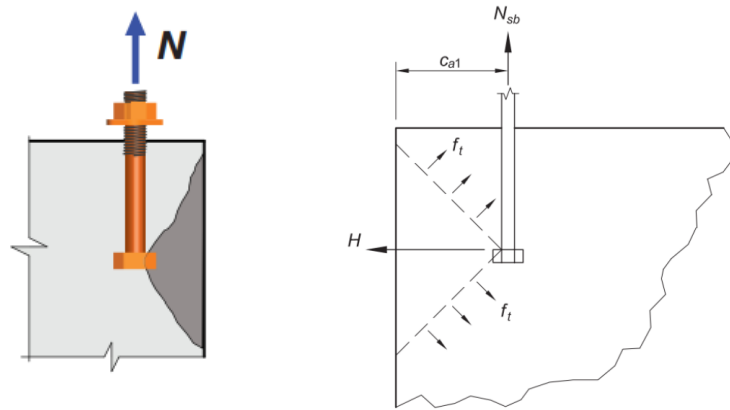


Figura 4.8 Representación gráfica del desprendimiento lateral del hormigón por tracción (Fuente: Figura R17.5.1.2 *ACI 318* y 4-4 *AISC Guide 01*)

Si el anclaje individual con cabeza posee una longitud efectiva embebida $h_{ef} > 2,5 \cdot c_{a1}$, la resistencia nominal al desprendimiento lateral N_{sb} , viene dada por la Ecuación 17.6.4.1 del *ACI 318*:

$$N_{sb} = 13 \cdot c_{a1} \cdot \sqrt{A_{brg}} \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \quad (4.44)$$

Si c_{a2} para el anclaje individual es menor que $3 \cdot c_{a1}$, el valor de N_{sb} debe multiplicarse por el factor $\left(1 + \frac{c_{a2}}{c_{a1}}\right) \cdot 4$, donde $1,0 \leq \frac{c_{a2}}{c_{a1}} \leq 3,0$

Si se tiene un grupo de pernos de anclaje en donde la cabeza está a una profundidad $h_{ef} > 2,5 \cdot c_{a1}$ y con un espaciamiento entre los ejes menor que $6 \cdot c_{a1}$, la resistencia nominal de este grupo de pernos de anclaje puede verse afectada a una falla por desprendimiento lateral N_{sbg} , la cual debe calcularse por la Ecuación 17.6.4.2 del *ACI 318*:

$$\phi \cdot N_{sbg} = \phi \cdot \left(1 + \frac{s}{6 \cdot c_{a1}}\right) \cdot N_{sb} \quad (4.45)$$

Donde:

- s = es la distancia entre los ejes exteriores a lo largo del borde

- $\phi = 0,75$ cuando existe refuerzo suplementario, de no ser el caso $\phi = 0,70$ según Tabla 17.5.3(b) del *ACI 318*.

Además, el *ACI 318*, sección 17.10.5.4, exige que la resistencia de diseño a tracción para el desprendimiento lateral del hormigón por tracción ante solicitaciones sísmicas sea igual a $0,75 \cdot \phi \cdot N_{sb}$ o $0,75 \cdot \phi \cdot N_{sbg}$.

Se invita a leer el Anexo 4.2, en donde se desarrolla en ejercicio considerando solo tracción.

4.4 Diseño para corte

Para el diseño de bases de columnas sometidas a fuerzas de corte, existen tres formas de transferir el esfuerzo cortante desde la columna o gusset hacia el hormigón: (1) A través de los propios pernos de anclaje (como se puede ver en la Figura 2.2); (2) Mediante llaves de corte (como en la Figura 2.3) y (3) A través de la fricción ante la existencia de compresión.

En este capítulo se abordan los puntos (1) y (2).

4.4.1 Corte en los pernos de anclaje

Cuando se utilizan los pernos de anclaje para transferir los esfuerzos se requiere verificar la resistencia del acero y la resistencia del hormigón ante esfuerzos de corte.

Los estados límites del concreto consisten en la resistencia al arrancamiento debido al corte (shear breakout strength) y por la resistencia al arrancamiento debido al efecto palanca que genera el perno en el hormigón (shear pryout strength).

Cuando se utiliza el tamaño de perforación recomendados por el *AISC* o que cuenten con perforaciones sobredimensionadas en relación con el diámetro nominal del perno de anclaje, puede ocurrir un deslizamiento considerable de la placa base antes de que entren en contacto los pernos con la placa de anclaje. Es por esto por lo que diversos autores recomiendan un enfoque conservador el cual considera utilizar solo los pernos cercanos al borde en la dirección de la fuerza de corte aplicada.

4.4.1.1 Resistencia de los pernos de anclaje al corte

La resistencia de los pernos de anclaje sometidos a esfuerzos cortantes viene dada en la sección J3.7 de la *AISC Specification* por la siguiente Ecuación:

LRFD	ASD
$\phi \cdot R_{nv} = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b$ (4.46)	$\frac{R_{nv}}{\Omega} = \frac{F_{nv} \cdot A_b}{\Omega}$ (4.47)

Donde:

- R_{nv} = Resistencia nominal a la rotura por corte, N

- A_b = Área bruta del perno o parte roscada, mm^2
- F_{nv} = Esfuerzo de corte nominal del perno, MPa
 - $F_{nv} = 0,450 \cdot F_u$ para hilo incluido en el plano de corte (*AISC Specification* Tabla J3.2)
 - $F_{nv} = 0,563 \cdot F_u$ para hilo excluido en plano de corte (*AISC Specification* Tabla J3.2)
- $\phi = 0,75$ si se utiliza el método LRFD
- $\Omega = 2$ si se utiliza el método ASD

El punto 17.7.1 del *ACI 318* igual nos entrega una ecuación para calcular la resistencia del acero de anclajes preinstalados sometidos a cortante V_{sa} :

$$\phi \cdot V_{sa} = \phi \cdot (0,6) \cdot A_{se,V} \cdot f_{uta} \quad (4.48)$$

Donde:

- $A_{se,V}$ = Área transversal efectiva de un anclaje individual a cortante, mm^2
 - $A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \cdot \left(d_a - \frac{0,9743}{n} \right)^2$, donde n es el número de hilos
- f_{uta} = Resistencia nominal a la tracción del anclaje (no debe ser mayor que el menor entre $1,9 \cdot f_{ya}$ y $860 MPa$).
- $\phi = 0,65$ según Tabla 17.5.3(a) *ACI 318*.

Además, cuando se utiliza mortero (grout), la resistencia nominal V_{sa} , debe multiplicarse por un factor igual a 0,80.

4.4.1.2 Resistencia de los pernos de anclaje a flexión

La resistencia a flexión se puede determinar cómo:

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot F_{nt} \cdot Z \quad (4.49)$$

Donde:

- F_{nt} = Esfuerzo de tracción nominal del perno según *AISC Specification* Tabla J3.2, MPa .
 - $F_{nt} = 0,75 \cdot F_u$
- Z = Módulo plástico de la sección basado en el diámetro nominal del anclaje, mm^3
 - $Z = \frac{d_a^3}{6}$ para sección circular
- $\phi = 0,75$.

La interacción entre corte, tensión y momento son considerados típicamente, la tracción en los pernos de anclaje se puede originar debido a un esfuerzo de tracción ejercido por la columna, ante la existencia de flexión o una combinación de ambas. En este caso se utiliza la ecuación C-J3-4a de los comentarios de la *AISC Specification* para evaluar esta combinación de esfuerzos:

$$\left(\frac{f_t}{\phi \cdot F_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{\phi \cdot F_{nv}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.50)$$

Donde:

- F_{nt} = Esfuerzo de tracción nominal del perno según *AISC Specification* Tabla J3.2, *MPa*.
 - $F_{nt} = 0,75 \cdot F_u$
- F_{nv} = Esfuerzo de corte nominal del perno, *MPa*
 - $F_{nv} = 0,450 \cdot F_u$
 - $F_{nv} = 0,563 \cdot F_u$
- f_t = Esfuerzo de tracción aplicado, *MPa*
 - $f_t = \frac{P_{rod}}{A} + \frac{M_{rod}}{Z}$
- f_v = Esfuerzo de corte aplicado, *MPa*
 - $f_v = \frac{V_{rod}}{A}$
- P_{rod}, V_{rod} y M_{rod} = Carga axial, corte y flexión que llegan al perno de anclaje con sus respectivos factores de mayoración de carga.

Como se mencionó anteriormente la flexión M_{rod} , se calcula considerando la flexión con curvatura inversa en donde el brazo de palanca se considera desde la golilla hasta la parte superior del grout.

4.4.1.3 Resistencia al arrancamiento debido al corte, V_{cbg} (shear breakout strength)

Para el caso de un grupo de anclajes preinstalados, la resistencia al arrancamiento debido al corte, como se muestra en la Figura 4.9, viene dada por la ecuación 17.7.2.1b del *ACI 318*.

Cuando cortante es perpendicular al borde:

$$\phi \cdot V_{cbg} = \phi \cdot \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \psi_{ec.V} \cdot \psi_{ed.V} \cdot \psi_{c.V} \cdot \psi_{h.V} \cdot V_b \quad (4.51)$$

Donde:

- A_{Vc} = Área proyectada de falla del hormigón para un grupo de anclajes por corte, mm^2 .
- A_{Vco} = Área proyectada de falla por corte para un solo perno de anclaje, si no está limitada por distancia al borde, espaciamiento o espesor, mm^2 .
- V_b = Resistencia básica al arranque del hormigón en cortante de un solo anclaje en hormigón fisurado, N .
- $\psi_{ec.V}$ = Factor de arrancamiento por cargas excéntricas.
- $\psi_{ed.V}$ = Factor de arrancamiento por efecto de borde.
- $\psi_{c.V}$ = Factor de arrancamiento por fisuración.
- $\psi_{h.V}$ = Factor de arrancamiento por espesor.
- $\phi = 0,75$ cuando existe refuerzo suplementario, de no ser el caso $\phi = 0,70$ según Tabla 17.5.3(b) del *ACI 318*.

Cuando el cortante es paralelo al borde, se permite que V_{cbg} sea el doble que el calculado con la Ecuación (4.51), debido a que el cortante actúa paralelo al borde se toma un valor de $\psi_{ed.V} = 1$. Para el caso de anclajes ubicados en una esquina, es necesario calcular la resistencia para cada lado y seleccionar la de menor valor.

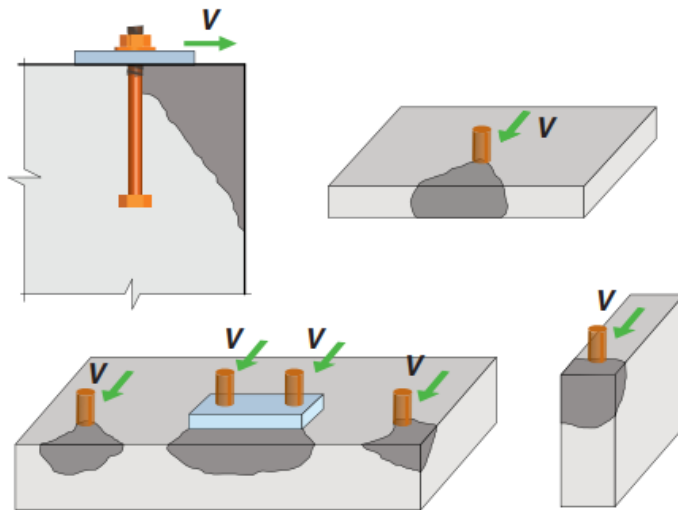


Figura 4.9 Representación modo de falla de arrancamiento debido al corte (Fuente: Figura R17.5.1.2 *ACI 318*).

4.4.1.3.1 Área proyectada de falla del hormigón de desprendimiento por corte, A_{Vc}

Es el área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del elemento de hormigón en su borde para un grupo de anclajes. Se puede evaluar como la base de una pirámide proyectada desde el eje de fila de anclajes.

El valor de A_{Vc} no debe exceder $n \cdot A_{Vco}$, donde n es el número de pernos de anclaje. Como se mencionó anteriormente, solo se consideran los pernos cercanos al borde en la dirección de la fuerza de corte aplicada.

En la **Figura 4.10** se presentan 3 situaciones a modo de ejemplo para el cálculo del área A_{Vc} . En donde cada área es la siguiente:

$$\text{Caso (a): } A_{Vc} = (1,5 \cdot c_{a1} + 1,5 \cdot c_{a1}) \cdot (h_a) = 2 \cdot (1,5 \cdot c_{a1}) \cdot (h_a)$$

$$\text{Caso (b): } A_{Vc} = (1,5 \cdot c_{a1} + s_1 + 1,5 \cdot c_{a1}) \cdot (h_a) = [2 \cdot (1,5 \cdot c_{a1}) + s_1] \cdot (h_a)$$

$$\text{Caso (c): } A_{Vc} = (1,5 \cdot c_{a1} + c_{a2}) \cdot (1,5 \cdot c_{a1}) = 1,5 \cdot c_{a1} \cdot (1,5 \cdot c_{a1} + c_{a2})$$

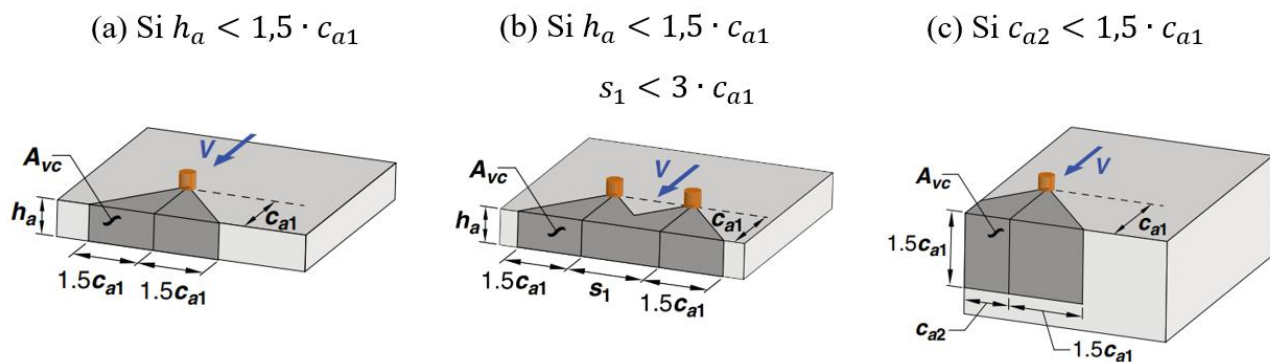


Figura 4.10 Ejemplos de cálculo para A_{Vc} (Fuente: Figura R17.7.2.1b *ACI 318*).

4.4.1.3.2 Área proyectada de falla por corte para un solo perno de anclaje, A_{Vco}

Es el área proyectada para un anclaje individual con una distancia al borde igual o mayor que $1,5 \cdot c_{a1}$ en dirección perpendicular al cortante, corresponde al área de una pirámide con una distancia al borde de $3 \cdot c_{a1}$ y profundidad $1,5 \cdot c_{a1}$. Tal como se muestra en la Figura 4.11.

$$A_{Vco} = (1,5 \cdot c_{a1} + 1,5 \cdot c_{a1}) \cdot (1,5 \cdot c_{a1}) = 4,5 \cdot c_{a1}$$

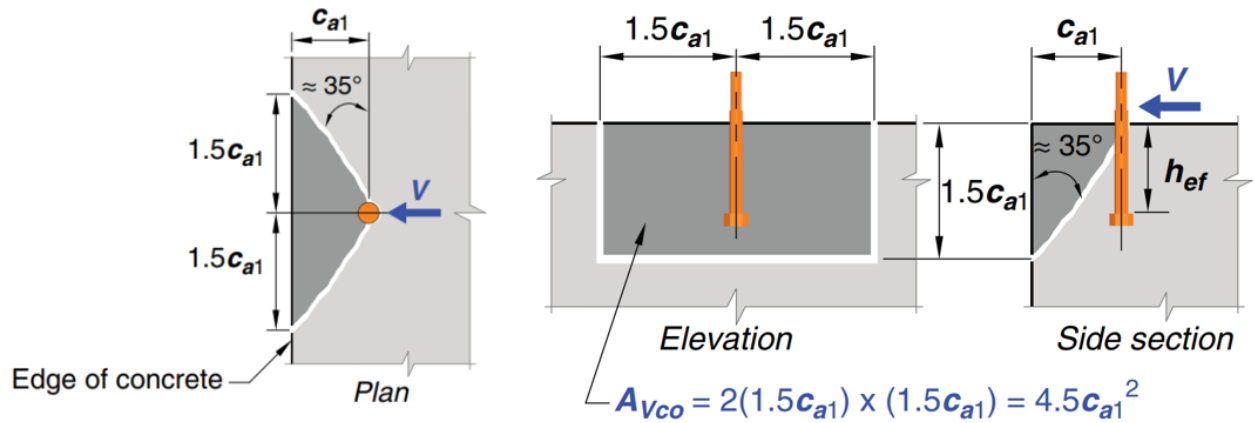


Figura 4.11 Ejemplo de cálculo para A_{Vco} (Fuente: Figura R17.7.2.1a ACI 318).

4.4.1.3.3 Cálculo del espesor de un miembro al cual se le coloca anclaje, h_a

Cuando los anclajes están localizados en secciones angostas de espesor limitado, de tal manera que la distancia al borde c_{a2} y el espesor h_a son menores que $1,5 \cdot c_{a1}$, el valor de c_{a1} para determinar el valor de A_{Vc} no debe exceder el mayor de (a) hasta (c).

- (a) $\frac{c_{a2}}{1,5}$
- (b) $\frac{h_a}{1,5}$
- (c) $\frac{s}{3}$

En donde:

- h_a = Espesor del hormigón, *mm*
- s = Espaciamiento máximo entre anclajes, *mm*

En la Figura 4.12 se muestra un ejemplo de cálculo en donde es necesario reemplazar los valores de c_{a1} por c'_{a1} y los de h_a por los de h'_a . Se puede ver como la superficie de falla es trasladada desde un valor original de c_{a1} hasta c'_{a1} . Esto se produce como una manera de ajuste para evitar resultados extremadamente conservadores.

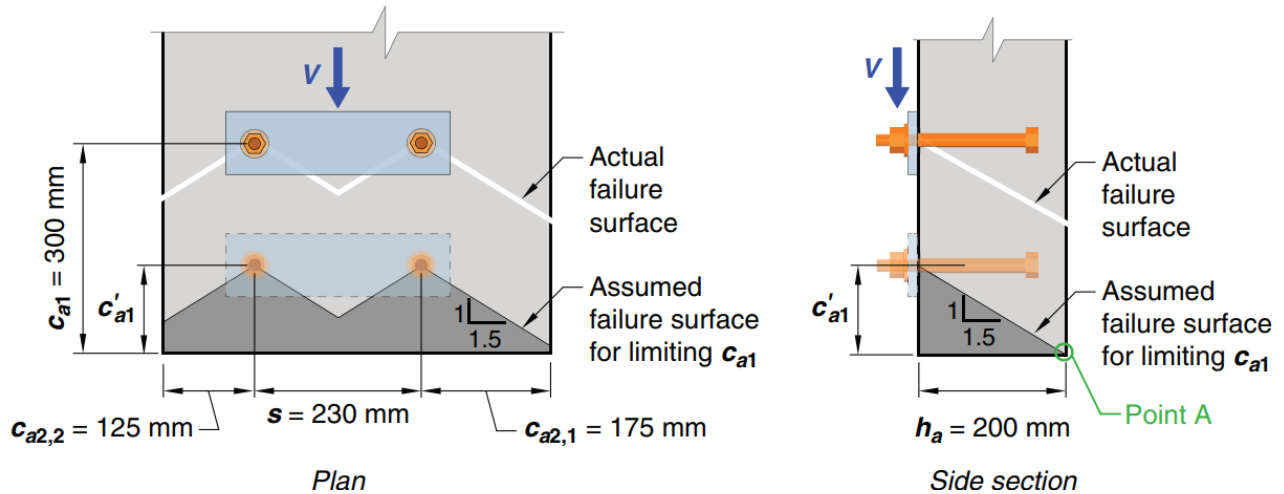


Figura 4.12 Ejemplo de cálculo de h'_a (Fuente: Figura R17.7.2.1.2 ACI 318).

Como se puede ver la placa base tiene un valor $c_{a1} = 300 \text{ mm}$, al aplicar las restricciones de c_{a1} mencionadas anteriormente:

$$c'_{a1} = \text{mayor} \left(\frac{c_{a2}}{1,5}, \frac{h_a}{1,5}, \frac{s}{3} \right) = \text{mayor} \left(\frac{175 \text{ mm}}{1,5}, \frac{200 \text{ mm}}{1,5}, \frac{230 \text{ mm}}{3} \right) = 133 \text{ mm}$$

De igual manera se tiene un espesor $h_a = 200 \text{ mm}$, sin embargo, el espesor h_a tiene que ser menor a $1,5 \cdot c_{a1}$:

$$h'_a < 1,5 \cdot c'_{a1} = 1,5 \cdot 133 \text{ mm} = 199,5 \text{ mm}$$

Finalmente, el valor de A_{Vc} corresponde al siguiente:

$$A_{Vc} = (125 \text{ mm} + 230 \text{ mm} + 175 \text{ mm}) \cdot (199,5 \text{ mm}) = 105735 \text{ mm}^2$$

4.4.1.3.4 Resistencia básica al arranque del hormigón en cortante, V_b

La resistencia básica al arrancamiento por cortante del concreto de un anclaje individual, considerando concreto fisurado se calcula según el punto 17.7.2.2 del ACI 318 y este debe ser el menor entre (a) y (b).

$$(a) V_b = 0,6 \cdot \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0,2} \cdot \sqrt{d_a} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (c_{a1})^{1,5} \quad (4.52)$$

$$(b) V_b = 3,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (c_{a1})^{1,5}$$

En donde:

- l_e = Longitud de apoyo de carga del anclaje en cortante

- $l_e = h_{ef}$ para anclajes de rigidez constante en toda su longitud embebida (como anclajes con cabeza)
- $l_e = 2 \cdot d_a$ para anclajes de expansión de torque controlado
- $l_e \leq 8 \cdot d_a$ en todos los casos
- d_a = Diámetro del perno de anclaje
- f'_c = Resistencia especificada del hormigón, *MPa*
- c_{a1} = Distancia al borde en la dirección de la carga, *mm*

Típicamente $\frac{l_e}{d_a}$ es igual a ocho, ya que l_e esta limitada a $8 \cdot d_a$. Además, si se considera un diámetro $d_a > 0,720 \text{ in.}$ el valor de V_b es gobernado por el termino $3,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (c_{a1})^{1,5}$

4.4.1.3.5 Factor de arrancamiento por cargas excéntricas, $\psi_{ec,V}$

El factor de modificación para grupos de anclajes cargados excéntricamente, $\psi_{ec,V}$ debe calcularse por medio de la ecuación 17.7.2.3.1 del *ACI 318*.

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2 \cdot e'_v}{3 \cdot c_{a1}}\right)} \leq 1,0 \quad (4.53)$$

En donde:

- e'_v = Distancia entre carga resultante de cortante con centroide del grupo de pernos de anclajes que resisten cortante, mostrado en Figura 4.13.
- c_{a1} = la distancia al borde en la dirección de la carga, *mm*

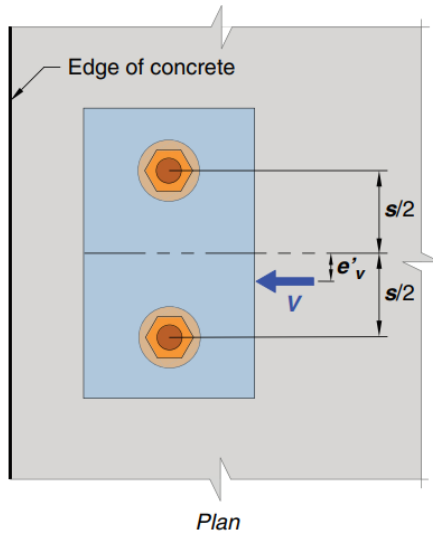


Figura 4.13 Representación gráfica de excentricidad e'_v (Fuente: Figura R17.7.2.3.1 ACI 318).

4.4.1.3.6 Factor de arrancamiento por efecto de borde, $\psi_{ed,V}$

El cálculo del factor de arrancamiento por efecto de borde viene dado según el punto 17.7.2.4 del ACI 318:

$$\text{Cuando } c_{a2} \geq 1,5 \cdot c_{a1} \rightarrow \psi_{ed,V} = 1 \quad (4.54)$$

$$\text{Cuando } c_{a2} < 1,5 \cdot c_{a1} \rightarrow \psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_{a2}}{1,5 \cdot c_{a1}}$$

4.4.1.3.7 Factor de arrancamiento por fisuración, $\psi_{c,V}$

El cálculo del factor de arrancamiento por fisuración viene dado según el punto 17.7.2.5 del ACI 318:

Cuando no hay fisuración: Para el caso que el análisis muestre que no existe fisuración bajo las cargas de servicio.

$$\psi_{c,V} = 1,4 \quad (4.55)$$

Cuando existe hay fisuración: Para los anclajes ubicados en una región que si presenta fisuración factor $\psi_{c,V}$ debe tomarse de acuerdo con la siguiente Tabla 4.4:

Tabla 4.4 Valor de $\psi_{c,V}$ cuando existe fisuración

Condición	$\psi_{c,V}$
-----------	--------------

Anclajes sin refuerzo suplementario o con refuerzo de borde menor que barra No. 13	1
Anclajes con refuerzo utilizando barras No. 13 o mayor, localizadas entre anclaje y el borde	1,2
Anclajes con refuerzo utilizando barras No. 13 o mayor, localizadas entre anclaje y el borde y con el refuerzo rodeado por estribos espaciados a no más de 100mm	1,4

Fuente: Tabla 17.7.2.5.1 *ACI 318*

4.4.1.3.8 Factor de arrancamiento por espesor, $\psi_{h,v}$

El factor de modificación para anclajes ubicados en un elemento de hormigón que tenga un espesor $h_a < 1,5 \cdot c_{a1}$, el valor de $\psi_{h,v}$ se calcula utilizando la ecuación 17.7.2.6.1 del *ACI 318*.

$$\psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1,5 \cdot c_{a1}}{h_a}} \geq 1,0 \quad (4.56)$$

4.4.1.4 Resistencia al arrancamiento debido al efecto palanca, V_{cp} (shear pryout strength)

La norma *ACI 318* tiene disposiciones para el estado límite de arrancamiento debido al efecto palanca, estas se pueden encontrar en el apartado 17.7.3:

$$\text{Para un solo anclaje:} \quad \phi \cdot V_{cp} = \phi \cdot k_{cp} \cdot N_{cp} \quad (4.57)$$

$$\text{Para un grupo de anclajes:} \quad \phi \cdot V_{cpg} = \phi \cdot k_{cp} \cdot N_{cpg}$$

Donde:

- N_{cp} = Resistencia al arrancamiento por tracción de un solo perno de anclaje, N
 - $N_{cp} = N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b$ (Según ecuación 17.6.2.1a del *ACI 318*)
- N_{cpg} = Resistencia al arrancamiento por tracción de un grupo de pernos de anclaje, N
 - $N_{cp} = N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b$ (Según ecuación 17.6.2.1b del *ACI 318*)
- h_{ef} = longitud efectiva de anclaje embebida

- $k_{cp} = 1,0$ para $h_{ef} < 65mm$.
- $k_{cp} = 2,0$ para $h_{ef} \geq 65mm$.
- $\phi = 0,70$ según Tabla 17.5.3(c) *ACI 318*.

En la Figura 4.14 se ve una representación de este modo de falla, en donde el perno tiende a rotar respecto al punto de contacto generado por el esfuerzo de corte, creando tensiones en el área ubicada a la izquierda del perno y compresiones en la zona de la derecha en este caso.

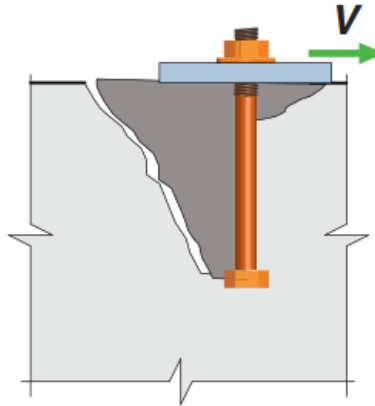


Figura 4.14 Arrancamiento debido al efecto palanca (Fuente: Figura R17.5.1.2 del *ACI 318*).

Se invita a leer el Anexo 4.3, en donde se desarrolla en ejercicio considerando solo corte.

4.5 Diseño para tracción y corte

Cuando una placa base está sometida tanto como a tracción y corte, el diseño debe realizarse conforme a los puntos 4.3 y 4.4. Además de los estados límites que se consideran en estas secciones, esta interacción de esfuerzos afecta a la metodología de diseño de los siguientes elementos:

- Soldadura entre la base de la columna con la placa base debe diseñarse considerando esta combinación de fuerzas.
- La unión de los anclajes al interior del hormigón debe diseñarse considerando la ecuación de interacción indicada en la sección 17.8 del *ACI 318* la cual muestra lo siguiente:
- La flexión en los pernos puede ignorarse si la resistencia nominal al corte del acero se multiplica por un factor de 0,8 según la sección 17.7.1.2.1 del *ACI 318*.
- Pernos de anclaje por sobre el hormigón deben verificarse según la sección J3.8 de la *AISC Specification* la cual muestra lo siguiente:

LRFD	ASD
$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F'_{nt} \cdot A_b$ (4.58)	$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{F'_{nt} \cdot A_b}{\Omega}$ (4.59)
$\phi = 0,75$	$\Omega = 2$

En donde:

- A_b = Área nominal del del perno, mm^2
- F'_{nt} = resistencia nominal a tracción modificada para incluir los efectos de corte, MPa
 - $F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \cdot f_{rv} \leq F_{nt}$ (LRFD)
 - $F'_{nt} = 1,3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} \cdot f_{rv} \leq F_{nt}$ (ASD)
- F_{nt} = resistencia nominal a tracción según Tabla J3.2 *AISC Specification*, MPa
 - $F_{nt} = 0,75 \cdot F_u$
- F_{nv} = resistencia nominal a corte según Tabla J3.2 *AISC Specification*, MPa
 - $F_{nv} = 0,450 \cdot F_u$ para hilo incluido en el plano de corte
 - $F_{nv} = 0,563 \cdot F_u$ para hilo excluido en plano de corte
- f_{rv} = esfuerzo de corte requerido en cada perno, MPa
 - $f_{rv} = V_u / (n_p \cdot A_b)$

- n_p = numero de pernos en tracción.

En el caso del *ACI 318*, Se permite despreciar la interacción entre tracción y corte si se cumple:

$$(a) \frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_n} \leq 0,2 \quad (4.60)$$

$$(b) \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_n} \leq 0,2$$

Cuando $\frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_n}$ y $\frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_n}$ son mayores a 0,2, entonces se debe cumplir con la ecuación 17.8.3 del *ACI 318*:

$$\frac{N_{ua}}{\phi \cdot N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi \cdot V_n} \leq 1,2 \quad (4.61)$$

En la Figura 4.15 se muestra una representación de estas ecuaciones de interacción.

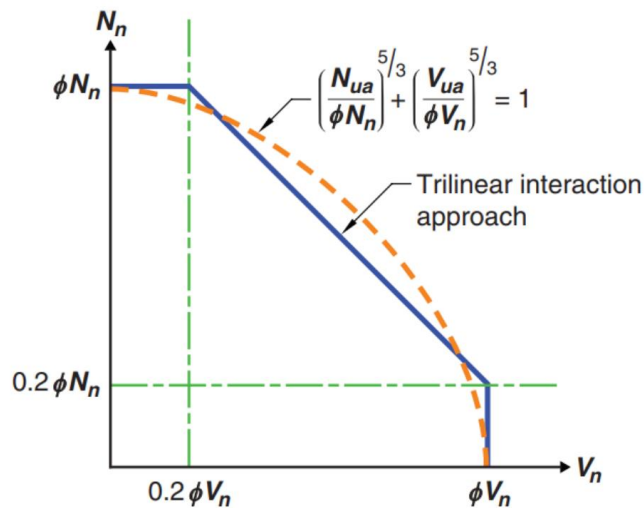


Figura 4.15 Ecuación de interacción para cortante y tracción (Fuente: Figura R17.8 *ACI 318*).

Como se puede notar, el AISC y el ACI trabajan esta interacción tracción y corte de manera diferente. El AISC se enfoca en la resistencia de los pernos de anclaje mientras que el ACI Considera los estados límites para el acero y para el hormigón, es por esto por lo que se recomienda no mezclar estas metodologías durante el diseño, una recomendación es realizar el análisis por separado utilizando ambas normativas.

4.6 Diseño para compresión y corte

Cuando se tiene una combinación de compresión y corte en una placa base, el diseño debe seguir los puntos 4.2 y 4.4. Además de los estados límites que se consideran en estas secciones, esta interacción de esfuerzos afecta a la metodología de diseño de los siguientes elementos:

- Soldadura entre la base de la columna con la placa base debe diseñarse considerando esta combinación de fuerzas
- El espesor de la placa base debe considerar el momento generado tanto por la compresión como por el corte
- La compresión genera fricción en la interfase entre la placa base y el grout, la cual puede aprovecharse para transferir el corte hacia el hormigón y de esta manera aumentar la resistencia al corte de la conexión. Esta resistencia adicional puede ser calculada según la Sección 22.9 del *ACI 318* y en el Apéndice D. 6.1.4. del *ACI 349-13*.

$$\phi \cdot V_n = \phi_{fricción} \cdot (\mu \cdot P_u) \leq \min[\phi \cdot 0,2 \cdot f'_c \cdot A_c ; \phi \cdot (5,5 \text{ MPa}) \cdot A_c] \quad (4.62)$$

Donde:

- $\phi_{fricción} = 0,65$
- $\phi = 0,75$
- $A_c =$ Área del hormigón que resiste los esfuerzos de corte

La resistencia a la corte generada por la fricción existente entre la placa base y el hormigón, sin considerar el aporte de los pernos de anclajes, puede tomarse como $\mu = 0,4$, Según la sección D.6.1.4 del *ACI 349-13*.

Según ASCE/SEI 7 en los capítulos 13 y 15 y *NCh 2369* se establece que esta resistencia adicional generada por la fricción entre los elementos no debe ser considerada ante sollicitaciones sísmicas, incluso en muchos proyectos no se permite su uso.

4.7 Diseño para momento flector

En la práctica, es poco probable que exista un caso de carga de flexión pura en la base de una columna. Sin embargo, en esta sección se presenta la metodología que es utilizada más adelante.

Para el caso de flexión pura, la metodología propuesta por *Drake y Elkin (1999)* es solo aplicable cuando existen grandes momentos en la placa base. Esta metodología se modificó según lo descrito por *Doyle y Fisher (2005)*, eliminando la carga axial y definiendo el momento aplicado como: $P_r \cdot e = M_r$; $2 \cdot P_r \cdot f = 0$. Resultando las siguientes ecuaciones:

$$T = C = q_{max} \cdot Y \quad (4.63)$$

Donde:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot M_r}{q_{max}}} \quad (4.64)$$

Además, para que exista una solución real distinta de cero se tiene que cumplir que:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot M_r}{q_{max}} > 0 \quad (4.65)$$

Una vez ya calculados los valores de tracción (T) y compresión (C), se pueden aplicar los procedimientos de la sección 4.8, para calcular el espesor requerido de la placa base.

En general, el procedimiento de diseño es el siguiente:

- 1) Diseñar la soldadura entre la columna y la placa base.
- 2) Seleccionar dimensiones en planta de la placa base (N y B) que cumplan con la desigualdad mostrada en la ecuación (4.65)
- 3) Determinar la longitud de apoyo equivalente Y, y las propiedades del perno de anclaje a tracción T_u (LRFD) o T_a (ASD).
- 4) Determinar el espesor mínimo requerido de la placa base $t_{p(req)}$, tanto para la zona de compresión como para la de tracción y seleccionar el mayor valor.

- 5) Determinar el tamaño de los pernos de anclaje.
- 6) Diseñar el anclaje de los pernos en el hormigón.

4.8 Diseño para momento flector y compresión

4.8.1 Diseño de bases de columnas con momento pequeño

El diseño considerando momento flector y compresión se basa en la metodología propuesta por Drake y Elkin (1999), las cuales fueron modificadas por Doyle y Fisher (2005).

Esta metodología considera una distribución uniforme de cargas axiales la cual es más apropiada de utilizar con el método LRFD. El diseño consiste en determinar una excentricidad equivalente e la cual es igual al momento M_u dividido por la fuerza axial P_u :

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (4.66)$$

Cuando hay una baja excentricidad (bajos momentos), la fuerza axial la resiste únicamente el contacto entre los elementos. Cuando se tienen grandes excentricidades (grandes momentos), es necesario utilizar pernos de anclaje para resistir las fuerzas de tracción que aparecen debido al levantamiento del apoyo.

Las variables T_u , P_u y M_u fueron reemplazadas por T_r , P_r y M_r para que este método se pueda aplicar a los métodos LRFD y ASD.

Se considera una distribución uniforme de la carga axial generada por la columna sobre la placa base, como se muestra en la Figura 4.16. Si se desea utilizar una distribución triangular esto aparece en el apéndice B de la *AISC Design Guide 01*.

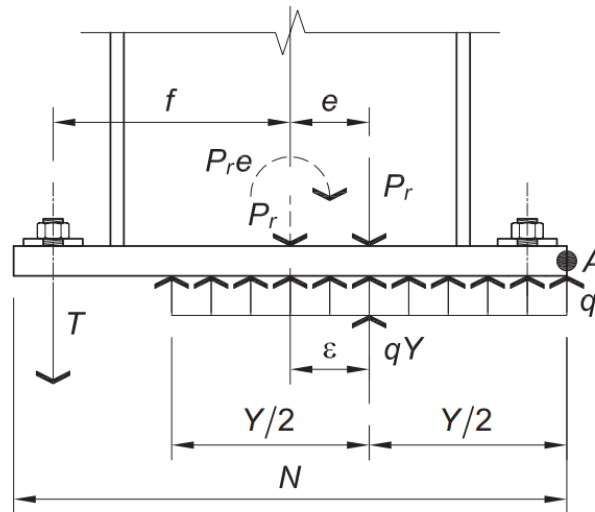


Figura 4.16 Placa Base con pequeño momento (Fuente: Figura 4-7 *AISC Guide 01*)

La fuerza de contacto q se define como:

$$q = f_p \cdot B \quad (4.67)$$

Donde:

- B = Ancho de la placa base, mm^2
- f_p = Esfuerzo de compresión entre la placa y el hormigón o grout, MPa

La fuerza resultante actúa en el punto medio del área de apoyo. Si se despeja el valor ε , correspondiente a la distancia de la resultante a la derecha de la línea central de la placa.

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \quad (4.68)$$

A medida que Y disminuye, ε aumenta. Alcanza su valor mínimo cuando q alcance su máximo:

$$Y_{min} = \frac{P_r}{q_{max}} \quad (4.69)$$

Donde:

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

Se observa que el valor alcanza su máximo cuando tiende a cero. Al realizar el reemplazo, se obtiene lo siguiente:

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y_{min}}{2} \quad (4.70)$$

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 \cdot q_{max}} \quad (4.71)$$

Para el equilibrio de momentos, los valores de e y ε deben ser iguales, en otras palabras, las líneas de acción de P_r y $q \cdot Y$ deben coincidir. Si la excentricidad (e) supera el valor máximo que puede alcanzar ε , las cargas aplicadas no pueden ser resistidas únicamente por contacto, y los pernos de anclaje son sometidos a tracción. A esta distancia en donde la excentricidad (e) logra superar los valores de ε la se denomina excentricidad crítica e_{crit} .

Resumiendo, se tiene lo siguiente:

$$e_{crit} = \varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 \cdot q_{max}} \quad (4.72)$$

Se define un momento pequeño cuando los valores de la excentricidad (e) son menores que el de excentricidad crítica (e_{crit}), esto significa que el esfuerzo de compresión aplicado $q \cdot Y$, es suficiente para resistir el momento solicitante. Mientras que se denomina momento grande, cuando ocurre el caso contrario, es decir, valores de la excentricidad (e) son mayores que el de excentricidad crítica (e_{crit}) generando la necesidad de agregar pernos de anclaje para evitar el volcamiento debido a la tracción generada.

4.8.1.1 determinación del esfuerzo de compresión para el caso de pequeño momento.

Este esfuerzo se asume distribuido uniformemente en el área $Y \cdot B$

Caso $e = \varepsilon$

Si se reemplaza en la Ecuación (4.68).

$$e = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \quad (4.73)$$

$$Y = N - 2 \cdot e \quad (4.74)$$

Considerando la Ecuación (4.71) y reemplazando el valor de e :

$$Y = N - 2 \cdot \left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 \cdot q_{max}} \right) = \frac{P_r}{2 \cdot q_{max}} \quad (4.75)$$

4.8.1.2 Límite de fluencia por flexión de la placa base para el caso de pequeño momento.

La presión de apoyo entre la placa base y el hormigón causa una flexión en la placa base tanto en el eje débil de la columna, como en el eje fuerte.

Para la flexión respecto al eje fuerte, el esfuerzo de apoyo, f_p , se calcula como:

$$f_p = \frac{P_r}{B \cdot Y} \quad (4.76)$$

Si se reemplaza el valor de Y por la Ecuación (4.73) se obtiene lo siguiente:

$$f_p = \frac{P_r}{B \cdot (N - 2 \cdot e)} \quad (4.77)$$

La resistencia requerida por milímetro de la placa base se puede determinar cómo:

Cuando $Y \geq m$:

$$M_{pl} = f_p \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) \quad (4.78)$$

Cuando $Y < m$:

$$M_{pl} = f_p \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2}\right) \quad (4.79)$$

Donde:

- M_{pl} = Momento flector por unidad de ancho, $N \cdot mm/mm$

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

$$R_n = \frac{F_y \cdot t_p^2}{4} \quad (4.80)$$

Donde:

- F_y = Tensión de fluencia de la placa base, MPa .
- t_p = Espesor placa base, mm .

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

LRFD	ASD
$\phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot \frac{F_y \cdot t_p^2}{4} \quad (4.81)$	$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{F_y \cdot t_p^2}{\Omega_b \cdot 4} \quad (4.82)$
<p>Donde:</p> $\phi_b = 0,9$	<p>Donde:</p> $\Omega_b = 1,67$

Para determinar el espesor de la placa base requerido, $t_{p(req)}$, si se igualan las ecuaciones 4.78 o 4.79 con la Ecuación 4.81 o con la Ecuación 4.82 si se utiliza el método ASD. Se obtiene lo siguiente:

Cuando $Y \geq m$:

LRFD	ASD
$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot \left[f_p \left(\frac{m^2}{2}\right)\right]}{0,9 \cdot F_y}} \quad (4.83)$	$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot \left[f_p \left(\frac{m^2}{2}\right)\right]}{F_y/1,67}} \quad (4.84)$
$t_{p(req)} = 1,49 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$	$t_{p(req)} = 1,83 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$

--	--

Cuando $Y < m$:

LRFD	ASD
$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot \left[f_p \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2} \right) \right]}{0,9 \cdot F_y}} \quad (4.85)$	$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot \left[f_p \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2} \right) \right]}{F_y/1,67}} \quad (4.86)$
$t_{p(req)} = 2,11 \cdot \sqrt{\frac{\left[f_p \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2} \right) \right]}{F_y}}$	$t_{p(req)} = 2,58 \cdot \sqrt{\frac{\left[f_p \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2} \right) \right]}{F_y}}$

4.8.1.3 Fluencia por flexión de la placa base en la interfaz de tracción (para el caso de pequeño momento).

En la situación de excentricidad $e \leq e_{crit}$, no se desarrollan esfuerzos de tracción en la placa base, ya que el esfuerzo de apoyo logra resistir las cargas, por lo que la compresión de la placa base contra el hormigón gobernara el diseño, se recomienda seguir el siguiente procedimiento:

- 1) Determinar carga axial y momento flector
- 2) Diseñar las soldaduras de la placa base hacia la columna.
- 3) Seleccionar dimensiones en planta de la placa base (N y B).
- 4) Determinar la excentricidad equivalente:

$$e = \frac{M_r}{P_r} \quad (4.87)$$

La excentricidad crítica:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 \cdot q_{max}} \quad (4.88)$$

Si $e \leq e_{crit}$ se continua con el paso 5, ya que, se diseña la placa base para el caso de pequeño momento, si ocurre el caso contrario dirigirse al diseño para el caso de gran momento.

- 5) Determinar Y
- 6) Determinar el espesor mínimo requerido de la placa base $t_{p(req)}$.
- 7) Determinar el tamaño de los pernos de anclaje
- 8) Diseñar el anclaje de los pernos en el hormigón

Se invita a leer el Anexo 4.10, en donde se desarrolla en ejercicio considerando el caso de pequeño momento.

4.8.2 Diseño de bases de columnas con gran momento

Cuando la magnitud del momento flector es grande en relación con la carga axial, es necesario proveer pernos de anclaje para evitar el levantamiento de la columna y la falla por compresión de los bordes de hormigón.

Como se mencionó anteriormente, esta situación corresponde al caso de momento grande, es decir, cuando se cumple lo siguiente:

$$e > e_{crit} \quad (4.89)$$
$$e > \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 \cdot q_{max}}$$

4.8.2.1 Determinación del esfuerzo de compresión para el caso de gran momento.

El esfuerzo de apoyo, q , es igual al máximo valor de q_{max} , para excentricidades mayores que e_{crit} . Para realizar los calculo se utiliza el diagrama de fuerzas de la Figura 4.17.

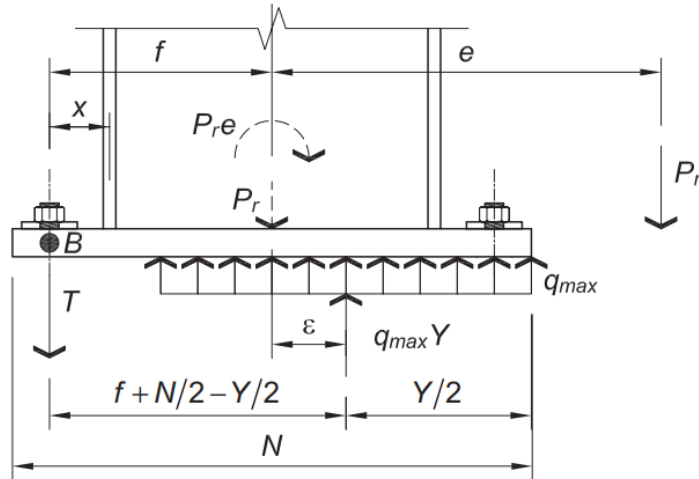


Figura 4.17 Placa Base con gran momento (Fuente: Figura 4-8 AISC Guide 01).

Al realizar el equilibrio de fuerzas verticales se tiene que:

$$T = q_{max} \cdot Y - P_r \quad (4.90)$$

Donde:

- T = es igual a la suma de las resistencias requeridas de todos los pernos de anclaje, N .

Si se realiza el equilibrio de momentos respecto el punto B:

$$q_{max} \cdot Y \cdot \left(f + \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \right) - P_r \cdot (e + f) = 0 \quad (4.91)$$

Si se reordena esta Ecuación, se obtiene una ecuación cuadrática para Y :

$$Y^2 - 2 \cdot Y \left(f + \frac{N}{2} \right) + \frac{P_r \cdot (e + f)}{q_{max}} = 0 \quad (4.92)$$

Su solución es:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 \cdot P_r \cdot (e + f)}{q_{max}}} \quad (4.93)$$

Para algunas combinaciones geométricas existe la posibilidad que la solución no pertenezca a los números reales, por lo tanto, también es necesario que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_r \cdot (e + f)}{q_{max}} \geq 0 \quad (4.94)$$

4.8.2.2 Límite de fluencia de la placa base en la interfaz de apoyo (para el caso de gran momento).

Para el caso de grandes momentos el esfuerzo de compresión o de apoyo generado por la placa está limitado por el valor de $f_p = f_{p(max)}$, el espesor requerido de la placa base puede determinarse a partir de las Ecuaciones 4.95, 4.96, 4.97 y 4.98.

Cuando $Y \geq m$:

LRFD	ASD
$t_{p(req)} = 1,49 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}} \quad (4.95)$	$t_{p(req)} = 1,83 \cdot m \cdot \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}} \quad (4.96)$

Cuando $Y < m$:

LRFD	ASD
$t_{p(req)} = 2,11 \cdot \sqrt{\frac{[f_{p(max)} \cdot Y \cdot (m - \frac{Y}{2})]}{F_y}} \quad (4.97)$	$t_{p(req)} = 2,58 \cdot \sqrt{\frac{[f_p \cdot Y \cdot (m - \frac{Y}{2})]}{F_y}} \quad (4.98)$

Cuando n es mayor que m , el espesor es gobernado por n . Para determinar el espesor requerido en este caso se debe sustituir el valor de m por el de n en las Ecuaciones 4.95, 4.96, 4.97 y 4.98.

4.8.2.3 Límite de fluencia de la placa base en la interfaz de tracción para el caso de gran momento.

La fuerza de tracción en los pernos de anclaje causa una flexión en la placa base. De manera conservadora se asume en voladizo, con una longitud libre igual a la distancia desde la línea central del perno hasta el centro del ala de la columna. También es posible utilizar las líneas de flexión de la Figura 4.2. Para un ancho unitario de placa base, la resistencia a flexión requerida es:

LRFD	ASD
$M_{pl} = \frac{T_u \cdot x}{B}$ (4.99)	$M_{pl} = \frac{T_a \cdot x}{B}$ (4.100)

Donde:

- $x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2}$
- d = Profundidad de la columna, *mm*.
- t_f = Espesor del ala, *mm*.

Para determinar el espesor mínimo requerido, $t_{p(req)}$, es necesario igualar la Ecuación (4.81) o (4.82) con la (4.99) o (4.100) para poder obtener la siguiente expresión:

LRFD	ASD
$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot T_u \cdot x}{B \cdot (0,9 \cdot F_y)}} \quad (4.101)$	$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot T_a \cdot x}{B \cdot (F_y/1,67)}} \quad (4.102)$
$t_{p(req)} = 2,11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{B \cdot F_y}}$	$t_{p(req)} = 2,58 \cdot \sqrt{\frac{T_a \cdot x}{B \cdot F_y}}$

En general, el procedimiento consiste en los siguientes pasos:

- 1) Determinar la carga axial y de momento.
- 2) Diseñar la soldadura entre la placa base y la columna.
- 3) Seleccionar un tamaño de placa base de prueba, $N \times B$.

- 4) Determinar la excentricidad equivalente $e = \frac{M_r}{P_r}$, y la excentricidad crítica $e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 \cdot q_{max}}$

Si $e > e_{crit}$ se puede continuar con el paso número cinco, de otra forma, hay que dirigirse a la sección de diseño para el caso de pequeño momento.

- 5) Determinar la longitud de apoyo equivalente Y , y la fuerza de tracción en los pernos de anclaje T_u (LRFD) o T_a (ASD).
- 6) Determinar el espesor mínimo requerido de la placa base, $t_{p(req)}$.
- 7) Determinar tamaño de los pernos de anclaje.
- 8) Diseñar el anclaje al hormigón.

4.9 Diseño para momento flector y tracción

Para el caso de momento grande, cuando la excentricidad de la tracción aplicada queda fuera de los límites de los pernos de anclaje ($e = \frac{M_r}{P_r} > f$), es necesaria la compresión para lograr el equilibrio.

Utilizando el modelo mostrado en la Figura 4.18 y las siguientes ecuaciones de equilibrio:

$$P_r - T_r + q_{max} \cdot Y = 0 \quad (4.103)$$

Si se realiza el equilibrio de momento respecto el punto B, se obtiene la siguiente ecuación:

$$Y^2 - 2 \cdot Y \cdot \left(f + \frac{N}{2}\right) + \frac{2 \cdot P_r \cdot (e - f)}{q_{max}} = 0 \quad (4.104)$$

En donde:

- P_r = Tracción axial requerida en la placa base, N .
- T_r = Tracción total requerida por los pernos de anclaje, N .
- Y = Longitud de la fuerza de compresión entre la placa base y el hormigón, mm .
- e = excentricidad entre la columna y la tracción axial requerida, mm .
- f = Distancia desde el centro de la columna hasta los pernos de anclaje que resisten la tracción, mm .
- q_{max} = Compresión uniforme máxima en el concreto, $\frac{N}{mm}$.

Resolviendo la Ecuación (4.104), la longitud de la fuerza de compresión entre la placa base y el hormigón se puede obtener como:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_r \cdot (e - f)}{q_{max}}} \quad (4.105)$$

Finalmente, la fuerza de compresión se puede obtener como el producto de $q_{max} \cdot Y$. Mientras que la tracción de los pernos anclajes se obtiene despejando la Ecuación (4.103).

Para algunas combinaciones de momentos, fuerzas y geométricas no es posible obtener una solución real. Para asegurar una solución perteneciente a los números reales se tiene que cumplir la siguiente desigualdad:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_r \cdot (e - f)}{q_{max}} \geq 0 \quad (4.106)$$

En caso de que no se logre encontrar una solución real, hay que verificar que el valor de la longitud de la fuerza de compresión entre la placa base y el hormigón, Y , no exceda la distancia disponible entre el borde comprimido de la placa y la ubicación de los pernos de anclaje $\left(f + \frac{N}{2}\right)$.

Una vez se logra determinar la fuerza de tracción en los pernos de anclaje y la fuerza de compresión en el hormigón, se puede verificar la fuerza la fluencia de la placa base en los pernos de anclaje y en la interfaz de compresión utilizando la Sección 4.8.2.

Cuando se tiene un momento bajo, y la excentricidad de la tracción aplicada se encuentra dentro de los límites de los pernos de anclaje ($e \leq f$), no es necesaria la fuerza de compresión para mantener el equilibrio. En este caso, la tensión en cada perno de anclaje se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$r_{r,i} = \frac{P_r}{n} + \frac{(P_r \cdot e) \cdot y_i}{I_x} \quad (4.107)$$

Donde:

- I_x = Momento de inercia del grupo de pernos respecto a su centroide, mm^4 .
- P_r = Tracción axial requerida en la conexión base, N .
- e = Distancia perpendicular al eje de flexión entre el centro de la tracción aplicada y el centroide del grupo de pernos, mm .
- n = Número de pernos que resisten la tracción.
- $r_{r,i}$ = Tracción requerida para el perno i , N .
- y_i = Distancia perpendicular al eje de flexión entre el centroide del grupo de pernos y el perno i , mm .

Una vez que se determina la tracción en los pernos de anclaje, se puede verificar la fluencia de la placa base en los pernos de anclaje utilizando los procedimientos para bases de columnas con grandes momentos descritos en la Sección 4.8.2.

En términos generales, el procedimiento de diseño consiste en lo siguiente:

- 1) Determinar carga axial y momento.
- 2) Diseñar la soldadura entre la placa base y la columna.
- 3) Seleccionar un tamaño tentativo de $N \times B$.
- 4) Determinar excentricidad equivalente, $e = \frac{M_r}{P_r}$.
- 5) Si $e > f$, es necesaria la compresión para mantener el equilibrio. En este caso, utilizar las ecuaciones 4.103 a 4.106.
- 6) Si $e \leq f$, no es necesaria la compresión. En este caso, utilizar Ecuación (4.107), para determinar las fuerzas de tracción.
- 7) Determinar el espesor mínimo requerido, $t_{p(req)}$, en la interfaz de apoyo y de tracción, elegir el mayor valor.
- 8) Determinar el tamaño de los pernos de anclaje.
- 9) Diseñar el anclaje al hormigón.

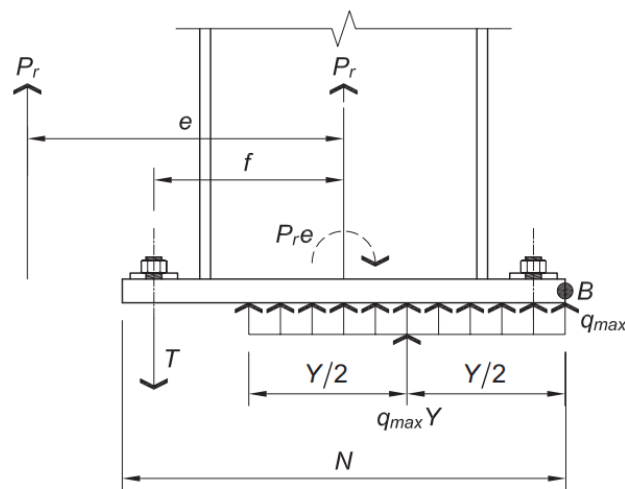


Figura 4.18 Tracción cae fuera de los límites de los pernos de anclaje (Fuente: Figura 4-9 *AISC Guide 01*).

Se invita a leer el Anexo 4.11 y Anexo 4.12, en donde se desarrolla en ejercicio considerando el caso de pequeño momento.

4.10 Diseño para compresión, momento flector y corte

El diseño cuando ocurre esta interacción de esfuerzos sigue las indicaciones de los capítulos anteriores y no se muestran aquí, sin embargo, en este capítulo se presentan las consideraciones que hay que tener cuando ocurren interacciones con estas combinaciones de carga.

- Los pernos de anclaje pueden estar sometidos a una combinación de tracción y de corte. El corte en los pernos de anclaje puede contribuir a la flexión, a lo largo de una altura del perno.
- Cuando se utiliza llave de corte, la fuerza de corte no se aplica en la misma línea de acción por la cual actúa la llave de corte, esto genera una excentricidad y, por ende, un momento adicional el cual aumentara la tracción en los pernos de anclaje.
- Cuando no toda la placa base está en compresión (gran momento), existe un área reducida A_c , que se encuentra disponible si se utilizara la fricción para resistir el corte.

La interacción entre tracción y corte en los anclajes al concreto se evalúa de acuerdo con la Sección 17.8 de *ACI 318*, mostrada en la Figura 4.15.

4.11 Diseño para tracción, momento flector y corte.

El diseño cuando ocurre esta interacción de esfuerzos sigue las indicaciones de los capítulos anteriores y no se vuelven a mostrar aquí, sin embargo, en este capítulo se presentan las consideraciones que hay que tener cuando ocurren interacciones con estas combinaciones de carga.

- Los pernos de anclaje pueden estar sometidos a una combinación de tracción y de corte, el corte en los pernos de anclaje puede contribuir a la flexión, a lo largo de una altura del perno.
- Cuando se utilizan llaves de corte, la ubicación excéntrica del hormigón contra la llave de corte también aumentara la tracción en los pernos de anclaje.
- Cuando no toda la placa base está en compresión, existe un área reducida A_c , que se encuentra disponible si se utilizara la fricción para resistir el corte.

La interacción entre tracción y corte en los anclajes al concreto se evalúa de acuerdo con la Sección 17.8 de *ACI 318*, mostrada en la Figura 4.15.

4.12 Diseño para compresión y momento biaxial

Cuando las bases de columnas están sometidas a compresión y momento biaxial, los enfoques de las secciones anteriores no se pueden aplicar directamente. En el caso de la flexión biaxial, la placa sufre una rotación de tal forma que varios pernos de anclaje pueden estar involucrados, presentando diferentes esfuerzos (Ver Figura 4.19)

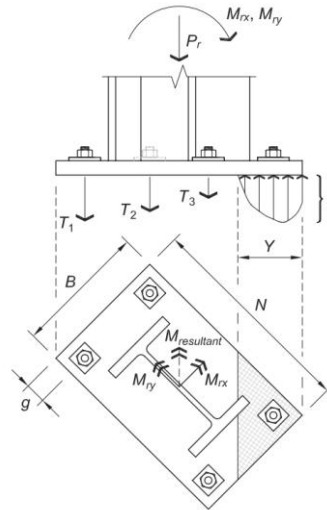


Figura 4.19 Placa base sometida a flexión biaxial (Fuente: Figura 4-10 *AISC Guide 01*).

En estos casos surgen dos problemas: (1) el gran número de incógnitas y (2) lograr estimar la orientación del eje de rotación, el cual agrega otra incógnita al problema. Para resolver esto es necesario introducir ecuaciones de compatibilidad y un proceso iterativo computacional, el cual no es compatible con el método tradicional.

Para poder simplificar estos problemas y hacerlos compatibles con el método tradicional se propone lo siguiente:

- 1) Estimar la resistencia a momento en cada dirección (eje fuerte y eje débil) bajo una fuerza de axial dada.
- 2) Usar una ecuación de interacción empírica, para poder determinar si la conexión es adecuada para resistir las cargas aplicadas.

La ecuación de interacción es la siguiente y un diseño se considera aceptable cuando:

$$\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx,P_r}}\right)^2 + \left(\frac{M_{ry}}{M_{cy,P_r}}\right)^2 \leq 1 \quad (4.108)$$

En donde:

- M_{rx} y M_{ry} = Momentos aplicados en el eje fuerte y débil.
- M_{cx,P_r} y M_{cy,P_r} = Resistencias a momento (incluyendo los factores de reducción ϕ) en cada dirección, considerando todos los modos de falla de la carga de compresión P_r . Estos valores pueden calcularse utilizando las ecuaciones 4.7 y 4.8.

Esta verificación de diseño es aplicable solo cuando no existe tracción presente en la conexión y el corte solo es transmitido mediante una llave de corte y no a través de los anclajes.

4.13 Enfierradura en el pedestal

Como se ha mostrado en los capítulos anteriores, la resistencia al arrancamiento del hormigón en los anclajes depende de la profundidad de embebido, espaciamiento y distancia a los bordes, entre otros factores. En situaciones donde ya no es posible seguir aumentando la profundidad de embebido para lograr la resistencia requerida o que las dimensiones del pedestal no son lo suficientemente grandes, según el punto 17.5.2.1 del *ACI 318*, se puede proporcionar refuerzo al anclaje en vez de calcular la capacidad de arrancamiento usando las disposiciones del capítulo 25 del *ACI 318*.

Si se considera la configuración típica que compone a una placa base, como se muestra en la Figura 2.7, el diseño de pedestales se basa en el capítulo 10 del *ACI 318*, en donde en el punto 10.1.1 se indica que el procedimiento para el diseño de columnas, son aplicables para el diseño de pedestales de concreto estructural.

Según la normativa *NCh 2369*, un pedestal es un elemento cuya relación entre su altura y su lado menor es igual o inferior a tres. Si dicha relación se excede, el elemento debe cumplir con los requisitos adicionales aplicables a columnas de marcos ordinarios resistentes a momento.

4.13.1.1 Áreas de acero mínimas

4.13.1.2 Áreas de acero para refuerzo longitudinal

Según el punto 10.6.1.1 del *ACI 318*, el área de armadura longitudinal debe ser al menos $0,01 \cdot A_g$ y menor que $0,08 \cdot A_g$, en caso de estar diseñando en la categoría de diseño intermedio u ordinario, si se considera un diseño especial, estos valores se encuentran entre $0,01 \cdot A_g$ y $0,06 \cdot A_g$ según el punto 18.7.4.1, estos valores son aplicables las zonas de empalmes del refuerzo.

Además, los factores de reducción de resistencia ϕ para el refuerzo de anclaje deben cumplir con el punto 17.5.3 del *ACI 318*, en el cual se menciona que se debe utilizar $\phi = 0,75$.

$$A_{s(req)} = \frac{T_u}{0,75 \cdot f_y}$$

4.13.2 Áreas de acero para refuerzo transversal (estribos)

Según el punto 10.6.2.2 del *ACI 318* cuando se requiere refuerzo para cortante, el área mínima A_{Vmin} , debe ser mayor que (a) y (b):

$$(a) 0,062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

$$(b) 0,35 \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

En donde:

- b_w = Ancho del pedestal
- s = espaciamiento de centro a centro entre estribos
- f_{yt} = Tensión de fluencia mínima especificada de las barras de refuerzo transversal.

Según el punto 25.7.2.2 del *ACI 318* El diámetro de barras debe ser de al menos $\emptyset 10$ milímetros encerrando barras menores a $\emptyset 32$ milímetros o de al menos $\emptyset 13$ milímetros para barras mayores a $\emptyset 36$ milímetros. No se recomienda el uso de diámetro mayor a $\emptyset 19$ milímetros.

4.13.3 Espaciamientos entre refuerzos

4.13.3.1 Espaciamiento para refuerzo longitudinal de columnas

En el punto 25.2.3 del *ACI 318* se establece la mínima distancia libre entre barras longitudinales, s_{min} , la cual viene dada por la siguiente expresión:

$$s_{min} = \max\{40 \text{ mm} ; 1,5 \cdot d_b ; 4/3 \cdot d_{agg}\} \quad (4.109)$$

En donde:

- d_b = Diámetro nominal de la barra de refuerzo, *mm*.
- d_{agg} = Diámetro nominal máximo del agregado grueso, *mm*.

Para el caso de tracción, el refuerzo debe ubicarse a ambos lados de la superficie de falla y que se extienda más allá de esta (Ver Figura 4.20).

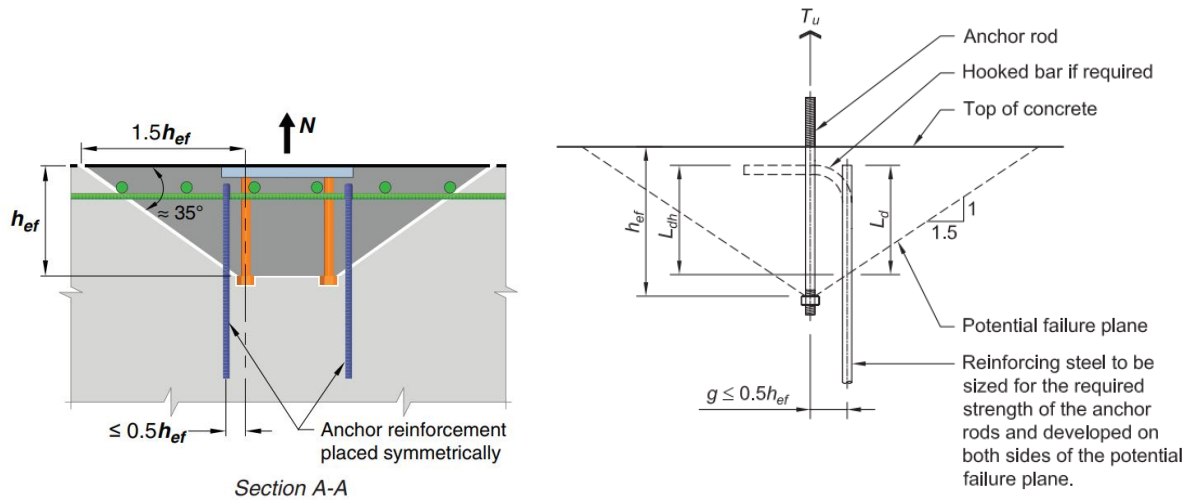


Figura 4.20 Uso de armadura de acero para tracción (Fuente: Figura R17.5.2.1a *ACI 318* y 4-11 *AISC Desing Guide 01*).

4.13.3.2 Espaciamiento para estribos de columnas

- En el punto 25.7.2.1 del *ACI 318* se establece un espaciamiento libre de al menos $\frac{4}{3} \cdot d_{agg}$
- Según el punto 25.7.2.2 del *ACI 318* se establece que el espaciamiento de centro a centro de los estribos debe ser menor que el menor valor entre $16 \cdot d_b$ de barra longitudinal, $48 \cdot d_b$ de barra transversal y el lado menor del pedestal.
- Según el punto 25.7.2.3 del *ACI 318* los estribos deben disponerse de tal forma que el ángulo interior no sea mayor a 135 grados y que ninguna barra que no esté apoyada lateralmente puede estar separada a más de 150 milímetros.
- En punto 9.5.3 de la *NCh2369* se menciona lo siguiente:
 - La zona de protección superior debe tener una profundidad, desde el tope de hormigón del pedestal, mayor o igual que lo siguiente (Ver Figura 4.22)
 - (a) lado menor del pedestal;
 - (b) altura de llave de corte (o similar) más la proyección vertical de un plano inclinado 45° bajo la horizontal, trazado desde el pie de la llave de corte hasta la cara del pedestal.
 - El espaciamiento máximo de los estribos (o grupos de ellos) en toda la altura del pedestal debe ser menor o igual a 0,4 veces la longitud del lado menor del pedestal.
 - El espaciamiento máximo de los estribos (o grupos de ellos) en la zona de protección superior debe ser menor o igual a 0,2 veces la longitud del lado menor del pedestal.

- El espaciamiento libre de los tres primeros estribos (o grupos de ellos) en la zona de protección superior no debe ser mayor que 50 milímetros.

En la Figura 4.21 se puede ver un ejemplo el cual muestra la distancia de la zona de protección, se puede ver como el caso (a) es el que controla ya que es el que tiene mayor longitud.

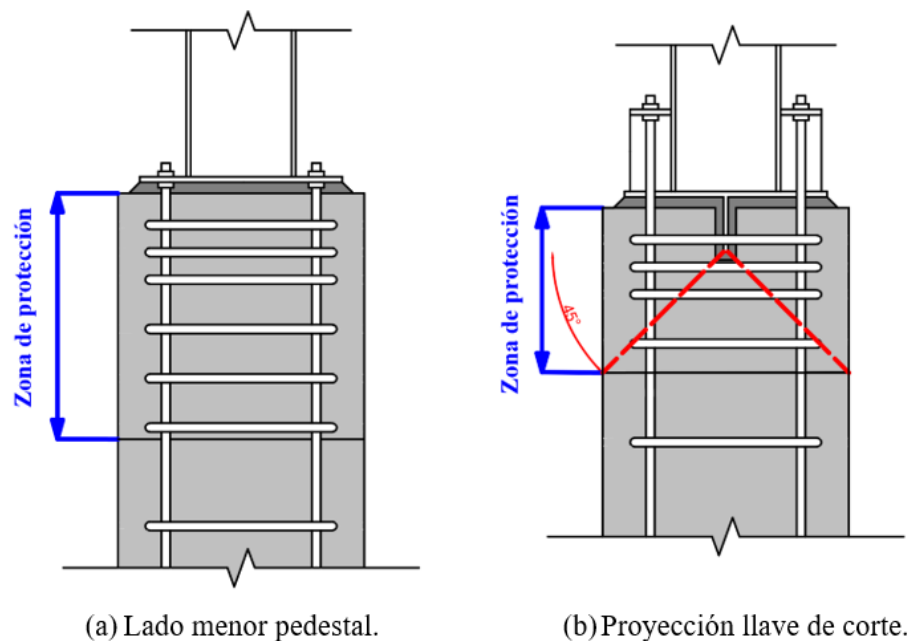


Figura 4.21 Ejemplo zona de protección *NCh 2369*.

Para el caso de corte, el refuerzo debe ubicarse a ambos lados de la superficie de falla y que se extienda más allá de esta (Figura 4.22). Solamente refuerzos separados a menos de $\min(0,5 \cdot c_{a1}, 0,3 \cdot c_{a2})$ medidos desde el eje central del anclaje se consideran como refuerzo del anclaje al corte. Para asegurar el desarrollo del refuerzo del anclaje para cortante, el refuerzo del anclaje que lo encierra debe estar en contacto con el anclaje y ubicado lo más cerca posible de la superficie del hormigón.

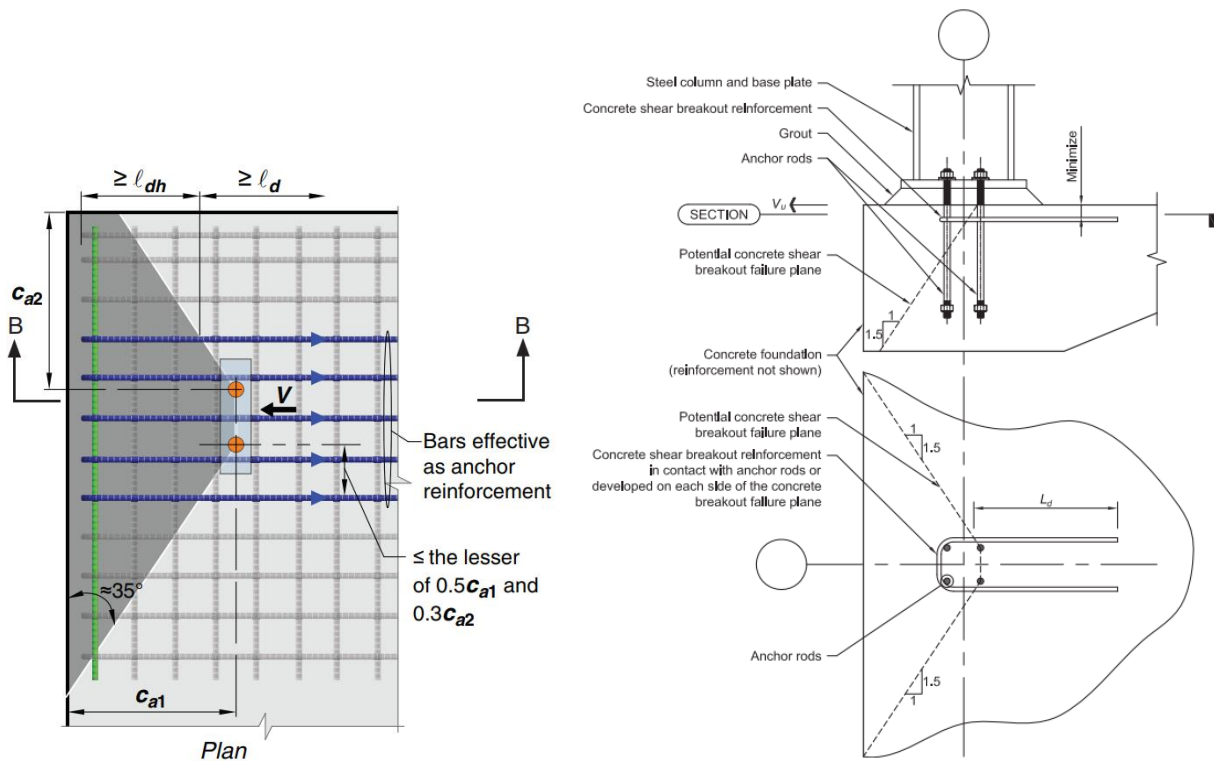


Figura 4.22 Uso de armadura de acero para corte (Fuente: Figura R17.5.2.1b *ACI 318* y 4-12 *AISC Desing Guide 01*).

4.13.4 Longitud de desarrollo para refuerzo en tracción

4.13.4.1 barras en tracción

Las longitudes de desarrollo del refuerzo se deben calcular de acuerdo con el punto 25.4 del *ACI 318* y siempre es mayor que 300 milímetros.

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \cdot d_b$$

En donde:

- $\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g$ son datos entregados en la Tabla 4.5.
 - El producto de $\psi_t \cdot \psi_e$ no requiere ser mayor a 1,7 .
- c_b = es el menor valor entre el recubrimiento lateral, el recubrimiento de la barra (medido hasta el centro de la barra) y la mitad del espaciamiento medido entre los centros de las barras.
- El termino $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)$ tiene que ser menor a 2,5.
 - $K_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{s \cdot n}$, se permite utilizar $K_{tr} = 0$ como simplificación de diseño aun cuando exista refuerzo transversal presente.

Tabla 4.5 Factores de modificación para el desarrollo de las barras en tracción.

Factor de modificación	Condición	Valor
Concreto de peso liviano λ	Hormigón de peso liviano	0,75
	Hormigón de peso normal	1
Grado del refuerzo ψ_g	Grado 280 o 420	1
	Grado 550	1,15
	Grado 690	1,3
Epóxico ψ_e	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menos de $3 \cdot d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6 \cdot d_b$	1,5
	Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y Epóxico para todas las otras condiciones	1,2
	Sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado)	1
Tamaño ψ_s	Para barras mayores a $\varnothing 22 \text{ mm}$	1
	Para barras menores a $\varnothing 19 \text{ mm}$	0,8
Ubicación ψ_t	Mas de 300 mm de concreto fresco colocado debajo el refuerzo horizontal	1,3
	otra	1

Fuente: Tabla 25.4.2.5 *ACI 318*.**4.13.4.2 barras corrugadas con gancho estándar en tracción**

La longitud de desarrollo para barras corrugadas en tracción que terminen en gancho estándar en tracción, l_{dh} , debe ser mayor que (a) hasta (c):

$$(a) \left(\frac{f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_r \cdot \psi_o \cdot \psi_c}{23 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b^{1,5}$$

En donde ψ_e , ψ_r , ψ_o , ψ_c y λ son datos entregados en el punto 25.4.3.2 del *ACI 318*

(b) $8 \cdot d_b$

(c) 150 milímetros.

4.13.5 Espaciamientos y distancias al borde de anclajes

Los anclajes deben cumplir con distancias al borde, espaciamientos y espesores según Tabla 4.6, para evitar fallas por hendimiento o separación. Además, según el comentario R17.9.2 del *ACI 318*, si se considera una distancia al borde mayor que dos veces el máximo tamaño del agregado se reducen los efectos de micro fisuración.

Tabla 4.6 Espaciamiento mínimo y distancias al borde.

Parámetro de espaciamiento	Anclajes preinstalados	
	Sin Torque	Con torque
Espaciamiento mínimo de los anclajes	$4 \cdot da$	$6 \cdot da$
Mínima distancia al borde	Recubrimiento de acuerdo con Fuente: Tabla 17.9.2(a) <i>ACI 318</i> . Tabla 4.7	$6 \cdot da$

Fuente: Tabla 17.9.2(a) *ACI 318*.

Tabla 4.7 Recubrimiento especificado para miembros de concreto construidos en sitio no preesforzados.

Exposición del hormigón	Miembro	Refuerzo	Recubrimiento mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con el	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras $\varnothing 19 \text{ mm}$ a $\varnothing 57 \text{ mm}$	50
		Barras $\varnothing 16$ o menores	40
	Losas, viguetas y muros	Barras $\varnothing 43 \text{ mm}$ y $\varnothing 57 \text{ mm}$	40
		Barras $\varnothing 36 \text{ mm}$ y menores	20

No expuesto a la intemperie ni en el contacto con el suelo	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40
--	--	--	----

Fuente: Tabla 20.5.1.3.1 *ACI 318*.

4.13.6 Determinación de profundidad embebida de perno de anclaje, h_{ef} .

Para determinar la profundidad a la que debemos ubicar nuestros pernos de anclaje, es necesario considerar el largo de desarrollo de la barra de refuerzo (l_d o l_{dh}), el recubrimiento de la cara superior del pedestal (r_{ec}) y la proyección vertical de la distancia entre el perno de anclaje y la barra de refuerzo más alejada. Esta se genera considerando que el cono de arrancamiento tiene aproximadamente 35 grados de inclinación o una pendiente de 1/1,5

En este caso:

$$h_{ef} = l_{dh} + g \cdot \left(\frac{1}{1,5}\right) + r_{ec}$$

En la Figura 4.23 se muestra una representación de estas distancias:

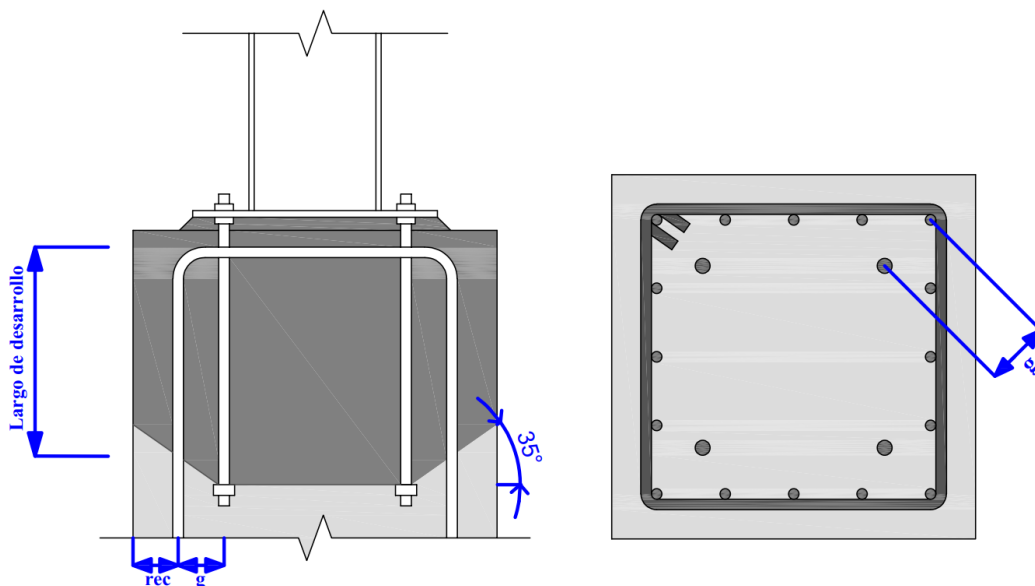


Figura 4.23 Representación cálculo h_{ef}

Se invita a leer el Anexo 4.9, en donde se desarrolla un ejercicio en donde hay que calcular el largo del perno de anclaje.

4.13.7 Enfierradura para flexión

Para estimar el área de acero requerida necesaria para soportar la flexión, se utiliza la siguiente Ecuación:

$$\phi \cdot M_n = M_u \rightarrow A_{s,req} = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (4.110)$$

En donde:

- M_u = Momento mayorado o flexión requerida de la sección, $N \cdot mm$.
- f_y = Resistencia especificada de fluencia del acero de refuerzo longitudinal, MPa .
- d = Distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm .
- $\phi = 0,9$ (Falla es controlada por tracción, Tabla 21.2.2 *ACI 318*).
- El termino $\left(d - \frac{a}{2}\right)$ muchas veces causa complicaciones para calcular el valor de "a", debido a que requiere conocer el área de acero utilizada, a modo de simplificación se reemplaza dicho termino por " $j \cdot d$ ", en donde $j = 0,9$ quedando $A_{s,req} = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot (j \cdot d)}$.

4.13.8 Enfierradura para carga axial

Se tiene que cumplir con $\phi \cdot P_n \geq P_u$, para el caso de pedestales, P_n se calcula según el punto 22.4.2.1 del *ACI 318* en donde:

$$\phi \cdot P_n = \phi \cdot 0,8 \cdot P_0 = \phi \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad (4.111)$$

En donde:

- f'_c = Resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa .
- A_g = Área bruta de la sección de hormigón, mm^2 .
- A_{st} = Área del refuerzo longitudinal, mm^2 .
- f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal, MPa .

- P_0 = Resistencia axial nominal para excentricidad cero, N .
- $\phi = 0,65$ (según punto 21.2.1 del *ACI 318*).

4.13.9 Enfierradura para corte

En el punto 22.5.1.1 del *ACI 318* se indica que la resistencia nominal para el cortante en una dirección se debe calcular como:

$$V_n = V_c + V_s$$

En donde:

- V_c es la resistencia al cortante que aporta el hormigón.
- V_s es la resistencia al cortante que aporta el acero.

En el punto 22.5.1.2 del *ACI 318* establece un requisito para verificar si la sección transversal es suficiente para resistir el corte aplicado:

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + 0,66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d)$$

Debido a que, en los pedestales de hormigón armado, es obligatorio el uso de enfierradura transversal, para el cálculo se provee una cuantía mayor a la mínima, por lo que el valor de V_c se estima según la Tabla 22.5.5.1 y no es mayor que $0,42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$:

$$V_c = \left(0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6 \cdot A_g} \right) \cdot b_w \cdot d \leq 0,42 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

- λ = factor de reducción debido a hormigón liviano, según tabla 19.2.4.1 del *ACI 318*.
 - Para hormigón de peso normal (mayor a 2160 kg/m^3). $\lambda = 1$.
- f'_c = Resistencia especificada a la compresión del hormigón, MPa .
- N_u = Carga axial mayorada (Positiva para compresión), N .
 - $\frac{N_u}{6 \cdot A_g}$ no necesita ser mayor que $0,05 \cdot \sqrt{f'_c}$.
- A_g = Área bruta de la sección de hormigón, mm^2 .
- b_w = ancho de la sección, mm .
- d = Distancia entre la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción, mm .

En cada sección donde $V_u \geq \phi \cdot V_n$, debe colocarse refuerzo transversal de tal manera que se cumpla la ecuación $V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$, en donde el valor del aporte del acero V_s viene dado en la ecuación 22.5.8.5.3 del *ACI 318*:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$

En donde:

- A_v = Área efectiva de las ramas del refuerzo a cortante dentro del espaciamiento s .
- f_{yt} = Tensión de fluencia mínima especificada de las barras de refuerzo transversal.
- d = Distancia desde la fibra de compresión extrema hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
- s = espaciamiento longitudinal del refuerzo a cortante.

Según el punto 21.2.4.1 del *ACI 318*, para todo elemento diseñado para resistir solicitaciones sísmicas, el factor de reducción de resistencia para cortante es de $\phi = 0,60$.

4.13.10 Interacción carga axial y corte

Según el punto 17.5.2.3 del *ACI 318*, cuando se encuentran presentes tanto N_{ua} como V_u se deben considerar los efectos de interacción. Puede considerarse que este requisito se cumple con la ecuación (4.61).

4.13.11 Requisitos adicionales ante solicitaciones sísmicas

- En el punto 18.7.5.3 del *ACI 318* se establece un espaciamiento del refuerzo transversal el cual no debe ser mayor al menor valor entre a) y b):
 - a) $\frac{\text{Lado menor}}{4}$
 - b) $6 \cdot d_b$ de la barra longitudinal para acero Gr. 420 o $5 \cdot d_b$ de la barra longitudinal para acero Gr. 550.
- En el punto 18.7.5.4 del *ACI 318* se establece la cantidad de refuerzo transversal:

Cuando $P_u \leq 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c$:

$$\frac{A_{sh}}{s \cdot b_c} = \max \left\{ 0,3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}}; 0,09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\}$$

Cuando $P_u > 0,3 \cdot A_g \cdot f'_c$:

$$\frac{A_{sh}}{s \cdot b_c} = \max \left\{ 0,3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}}; 0,09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}}; 0,2 \cdot k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_u}{f_{yt} \cdot A_{ch}} \right\}$$

En donde:

- k_f es el factor de resistencia del hormigón:
 - $k_f = \frac{f'_c}{175} + 0,6 \geq 1$
- k_n es el factor de efectividad del confinamiento:
 - $k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$
 - n_l = número de barras longitudinales alrededor del núcleo de la columna encerradas por estribos.
- En el punto 18.7.5.5 del *ACI 318* establece que más allá de la zona de protección hay que cumplir con el punto 25.7.2.3 mencionado anteriormente y que el espaciamiento no debe exceder el menor entre 150 milímetros y $6 \cdot d_b$ de la barra longitudinal para acero Gr. 420 o $5 \cdot d_b$ de la barra longitudinal para acero Gr. 550.

Se invita a leer el Anexo 4.8, en donde se desarrolla en ejercicio en donde se realiza el cálculo del refuerzo de anclaje.

4.14 Silla de anclaje

Como se mencionó en el apartado 2.5, este elemento busca mejorar el comportamiento de los pernos de anclaje y se busca utilizar siempre que sea posible.

4.14.1 Espesor de placa base considerando silla de anclaje

Para el cálculo del espesor de la placa base, es necesario considerar las nuevas condiciones de borde que agregan los atiesadores, para esto se considera el modelo de una placa en donde una cara esta empotrada (Representada con una doble línea), dos caras se encuentran simplemente apoyadas (Representadas con una línea continua) y la última se encuentra libre (Representada con una línea punteada), tal como se muestra en la Figura 4.24.

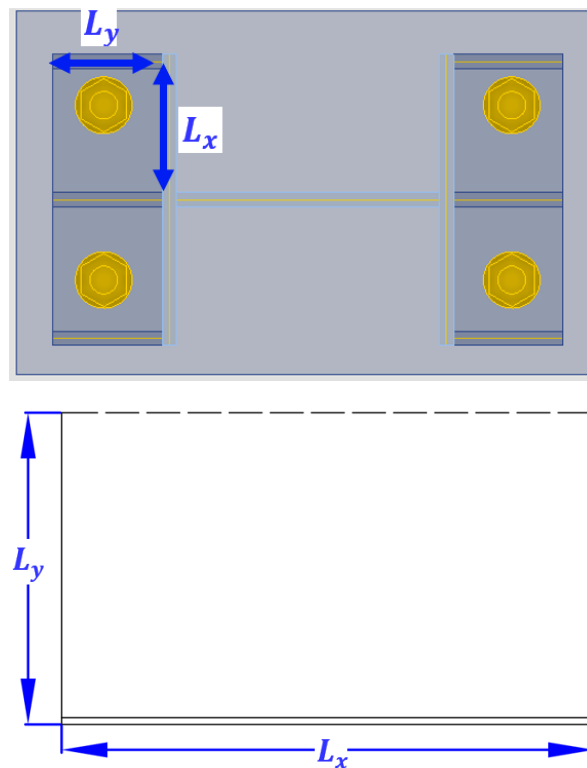


Figura 4.24 Representación modelo de placa utilizado.

Para realizar el cálculo del momento de la placa base por unidad de ancho se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_{pl} = \frac{f_p \cdot L_x \cdot L_y}{m} \quad (4.112)$$

En donde:

- f_p = Esfuerzo de aplastamiento que recibe el hormigón, *MPa*
- L_x, L_y = Largo y ancho entre atiesadores, *mm*
- m = Coeficientes según Tabla 4.8.

Tabla 4.8 coeficientes para cálculo de momento en placa.

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: Stiglat y Wippel, 1968.

Finalmente, el espesor mínimo requerido $t_{p(req)}$, se obtiene reemplazando los valores en la siguiente expresión:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{pl}}{\phi \cdot f_y}} \quad (4.113)$$

En donde:

- $t_{p(req)}$ = Espesor mínimo requerido de la placa base.
- f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero, *MPa*.
- $\phi = 0,9$.

4.14.2 Espesor de la placa superior en la silla de anclaje

Para el cálculo del espesor de la silla de anclaje se asume que los pernos ejercen una fuerza distribuida hacia la silla de anclaje y que los atiesadores generan reacciones a cada lado del perno, si se lleva esto a un modelo conocido, se puede interpretar como una viga con carga uniformemente distribuida con apoyos intermedios.

Adicionalmente, hay que considerar que la norma *NCh 2369* establece en el punto 8.5.2, que los elementos aledaños a los pernos de anclaje deben garantizar la fluencia de estos, es decir que es necesario diseñar para la tensión esperada de los pernos de anclaje.

En la Figura 4.25 se puede ver cómo es la idealización del modelo para el caso de una columna con silla de anclaje que cuenta con cuatro pernos de anclaje (dos por cada lado de la columna)

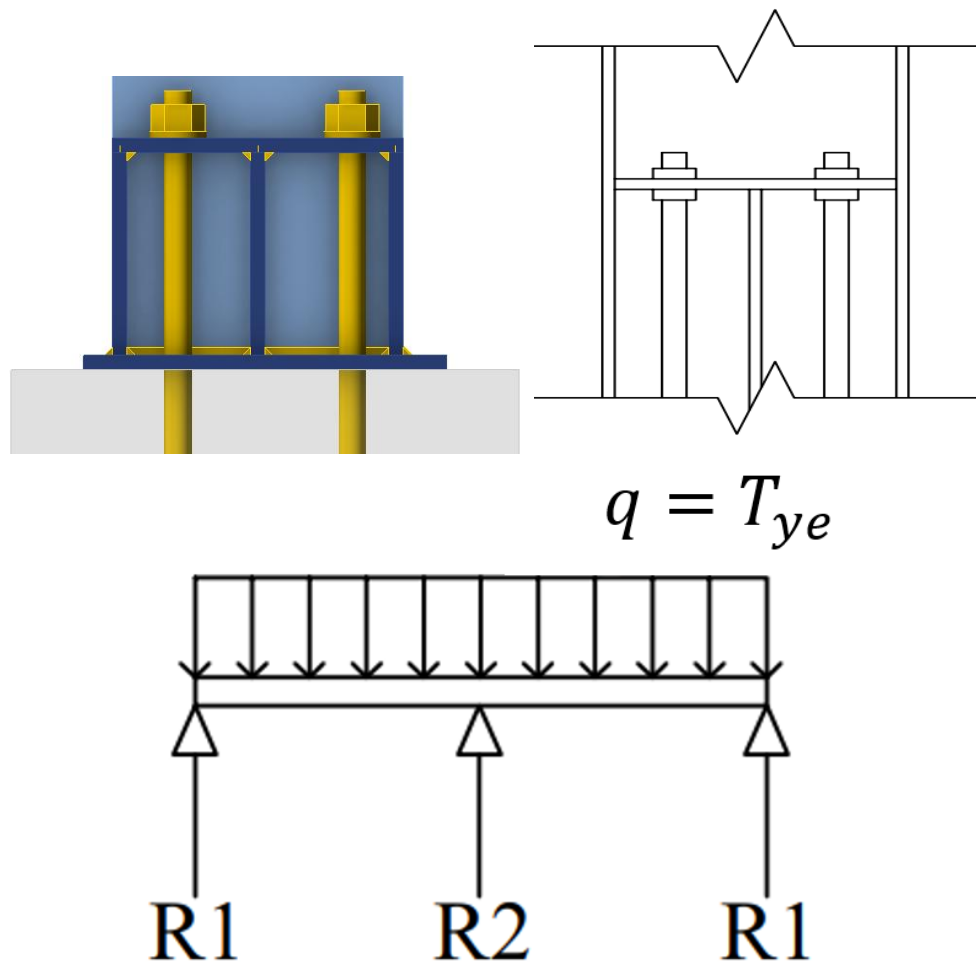


Figura 4.25 Idealización cargas silla anclaje considerando cuatro pernos de anclaje.

El cálculo del espesor se basa en el momento máximo y reacciones en la silla anclaje, las cuales se calculan en base a los factores mostrados en la Tabla 4.9, mostrados a continuación.

Tabla 4.9 Factores de Momento y reacciones silla anclaje.

Nro. de pernos por lado	M_{max}^*	R_{max}^*
2	0,125	1,250
3	0,1	1,100
4	0,107	1,143
5	0,105	1,132
6	0,106	1,135

7	0,106	1,134
---	-------	-------

Fuente: Tabla 3-22c del *AISC Manual*.

Si se generaliza, el momento máximo M_{max} , está dado por la siguiente Ecuación:

$$M_{max} = \frac{M_{max}^* \cdot T \cdot L}{b_s} \quad (4.114)$$

En donde:

- M_{max}^* = Coeficiente según Tabla 4.9.
- T = Carga de tracción de un solo perno $T = T_{total}/n_p$.
 - T_{total} = Es la carga total de tracción que le llega a la columna.
 - n_p = Numero de pernos.
- L = Espaciamiento entre atiesadores.

Finalmente, el espesor mínimo de la placa superior de la silla de anclaje, e_s , se obtiene reemplazando los valores en la siguiente expresión:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{max}}{\phi \cdot f_y}} \quad (4.115)$$

En donde:

- $t_{p(req)}$ = Espesor mínimo requerido de la placa superior en la silla de anclaje
- b_s = Ancho de la placa superior de la silla de anclaje
- f_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero, *MPa*
- $\phi = 0,9$

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

Para el cálculo de la resistencia de los atiesadores a compresión, es necesario conocer la reacción, R_{max} , que estos reciben utilizando los coeficientes mostrados en la Tabla 4.9.

Adicionalmente, hay que considerar que la norma *NCh 2369* establece en el punto 8.5.2, que los elementos aledaños a los pernos de anclaje deben garantizar la fluencia de estos, es decir que es necesario diseñar para la tensión esperada de los pernos de anclaje.

$$R_{max} = R_{max}^* \cdot T \quad (4.116)$$

En donde:

- R_{max}^* = Coeficiente según Tabla 4.9.
- T = Carga de tracción de un solo perno $T = T_{total}/n_p$
 - T_{total} = Es la carga total que le llega a la columna.
 - n_p = Numero de pernos.

Se tiene que cumplir que la resistencia a la compresión, P_n , del atiesador tiene que ser mayor a la sollicitación:

$$\phi \cdot P_n \geq R_{max} \quad (4.117)$$

En donde:

- $\phi = 0,9$ Según capítulo E1 *AISC Specification*.
- R_{max} = Reacción en atiesador.

Para poder calcular la resistencia a la compresión, P_n , primero es necesario calcular la razón de esbeltez, $\frac{KL}{r}$, para la cual utiliza la ecuación (4.118). Además, este valor está limitado según la *NCh2369* por un valor de $1,5 \cdot \pi \cdot \sqrt{E/F_y}$.

$$\frac{KL}{r} \leq 1,5 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.118)$$

En donde:

- K = Factor de longitud efectiva, para diseño se recomienda el valor de $k = 0,65$ según tabla C-A-7.1 *AISC Specification*.
- L = Longitud libre entre apoyos, mm .
- r = Radio de giro de la placa de espesor t , mm .
 - $r = \sqrt{\frac{I}{A}} = t/\sqrt{12}$ (Para el caso de una placa rectangular).
- E = Modulo de Elasticidad del acero, MPa .
- F_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero, MPa .

La resistencia a la compresión, P_n , puede ser calculada mediante dos ecuaciones, cuando la razón de esbeltez es menor o igual a 25, se utiliza la Ecuación (4.119) correspondiente a la J4-6 del *AISC Specification* y cuando la razón es mayor a 25, se utiliza la Ecuación (4.120) correspondiente a la E3-1 del *AISC Specification*.

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

$$P_n = F_y \cdot A_g \quad (4.119)$$

Donde:

- F_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero, MPa
- A_g = Área bruta de la sección transversal, mm^2

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

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (4.120)$$

Donde:

- F_{cr} = Esfuerzo de pandeo por compresión, MPa
- A_g = Área bruta de la sección transversal, mm^2

4.14.3.1 Cálculo del esfuerzo de pandeo por compresión, F_{cr}

La tensión de pandeo por flexión se representa por las Ecuaciones 4.121 y 4.122, las cuales corresponden a las E3-2 y E3-3 del *AISC Specification*.

Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y \quad (4.121)$$

Donde:

- F_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero, *MPa*.
- F_e = Tensión crítica de pandeo de Euler, *MPa*.
 - La cual se puede calcular mediante la siguiente Ecuación:
 - $F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2}$, en donde E corresponde al módulo de elasticidad del acero, K es el factor de longitud efectiva, L a la longitud entre apoyos y r al radio de giro.

Cuando $\frac{KL}{r} > 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0,877 \cdot F_e \quad (4.122)$$

En donde:

- F_e = Tensión crítica de pandeo de Euler, *MPa*.

Además de las verificaciones ya realizadas, es necesario comprobar que no exista pandeo local en el elemento, esto se hace verificando si la sección corresponde a una esbelta o no esbelta según el siguiente limite extraído del caso número dos de la Tabla B4.1a del *AISC Specification*:

$$\frac{b}{t} \leq 0,64 \cdot \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} \quad (4.123)$$

En donde:

- b = Ancho de la sección, *mm*².
- t = Espesor de la sección, *mm*².
- k_c se calcula mediante la siguiente ecuación

- $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, y tiene que estar entre los valores límite:
- $0,35 \leq k_c \leq 0,76$
- E = Modulo de Elasticidad del acero, *MPa*.
- F_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero, *MPa*.

4.14.4 Altura del atiesador de la silla de anclaje

La altura de la silla de anclaje debe cumplir con el punto 8.5.2 de la NCh2369 la cual establece que la longitud expuesta de los pernos no debe ser inferior a 250 mm ni a ocho veces su diámetro nominal. Además, se menciona que el hilo del perno bajo la tuerca no debe ser inferior a 75 mm para permitir reapriete.

Se invita a leer el Anexo 4.5 y Anexo 4.12, en donde se desarrollan ejercicios considerando silla de anclaje.

4.15 Llave de corte

Como se mencionó en el apartado 2.6, su función es resistir las fuerzas de corte ejercidas por la estructura, con el fin de evitar su deslizamiento. Su uso puede ser obligatorio o no dependiendo de la normativa, sin embargo, se recomienda utilizarla siempre que sea posible.

Para el cálculo de las llaves de corte es necesario verificar los estados límites del hormigón y del acero, para los cuales se revisa el *ACI 318* y el *AISC Specification* respectivamente.

Los estados límites del hormigón corresponden a:

- Aplastamiento debido al corte
- Arrancamiento debido al corte

Los estados límites para el acero corresponden a:

- Flexión en la llave de corte
- Soldaduras entre llave de corte y placa base

Además, el punto 17.11.1.1.8 del *ACI 318* presenta unas condiciones geométricas que deben cumplirse cuando se presentan anclajes en tracción, las cuales son:

a) $\frac{h_{ef}}{h_{sl}} \geq 2,5$

b) $\frac{h_{ef}}{c_{sl}} \geq 2,5$

En la Figura 4.26 se puede apreciar una representación gráfica de los términos mostrados anteriormente, en donde h_{ef} corresponde a la profundidad embebida efectiva, h_{sl} a la altura de la llave de corte y C_{sl} es la distancia entre el centroide de la llave de corte y los pernos de anclaje.

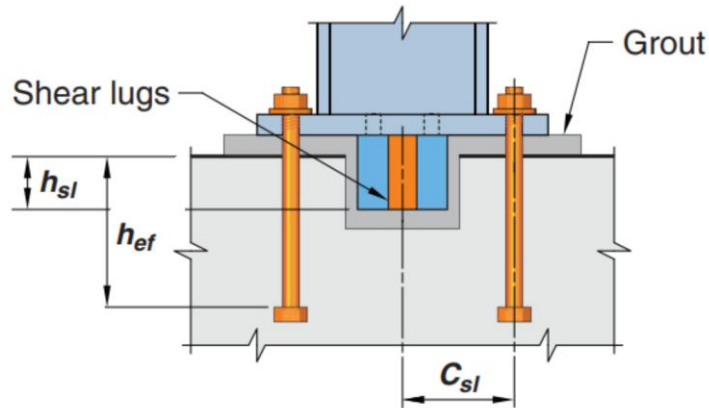


Figura 4.26 Representación gráfica de cotas para una llave de corte (Fuente: Figura R17.11.1.1a *ACI 318*)

4.15.1 Uso de la llave de corte

Se exceptúan del uso de llave de corte según lo estipulado en el punto 8.5.3 de la *NCh2369* cuando:

- Hay apoyos con corte menor a 50 kN (ASD) o 75 kN (LRFD), con solo dos pernos activos y aplicando fórmulas de interacción corte-tracción de la norma *NCh427/1*, las cuales corresponden a la Ecuación (4.58) del presente documento.
- En el caso de presentar nueve o más pernos de anclajes con holguras, se permite tomar el corte con $\frac{1}{3}$ de ellos, también considerando fórmulas de interacción corte-tracción de la norma *NCh427/1*, las cuales corresponden a la Ecuación (4.58).

En el caso que se utilice llave de corte, estas deben estar diseñadas para transmitir el total del esfuerzo de corte en el apoyo, donde se usa un factor de amplificación sísmico de $0,7 \cdot R_1 \geq 1,0$. Además, no se considera el aporte de los pernos de anclaje al corte, tampoco se considera el aporte por fricción entre la placa base y el hormigón para la resistencia al corte.

4.15.2 Resistencia al aplastamiento por corte:

Para el cálculo de la resistencia al aplastamiento por corte, $V_{brg,sl}$, se utiliza la Ecuación (4.124), la cual corresponde a la Ecuación 17.11.2.1 del *ACI 318*.

$$\phi \cdot V_{brg,sl} = \phi \cdot 1,7 \cdot f'_c \cdot A_{ef,sl} \cdot \Psi_{brg,sl} \quad (4.124)$$

En donde:

- f'_c = Resistencia especificada a la compresión del hormigón, *MPa*.
- $A_{ef,sl}$ = Área efectiva de aplastamiento para la llave de corte, *mm*².
- $\phi = 0,65$ según punto 17.11.1.1.4 *ACI 318*.
- $\Psi_{brg,sl}$ = Factor de modificación para los efectos de la carga axial.

4.15.2.1 Cálculo de $A_{ef,sl}$

Para el cálculo del área efectiva de aplastamiento, nos guiamos del punto 17.11.2.1.1 del *ACI 318* el cual nos dice que esta debe estar debajo de la superficie del hormigón, perpendicular al cortante aplicado. El área de aplastamiento de la llave de corte se localiza dentro de $2 \cdot t_{sl}$ medida desde la superficie del hormigón (sin considerar grout) y delimitada por una distancia de $2 \cdot t_{sl}$ desde la cara externa de los rigidizadores. Estas condiciones se pueden apreciar de mejor manera en la Figura 4.27.

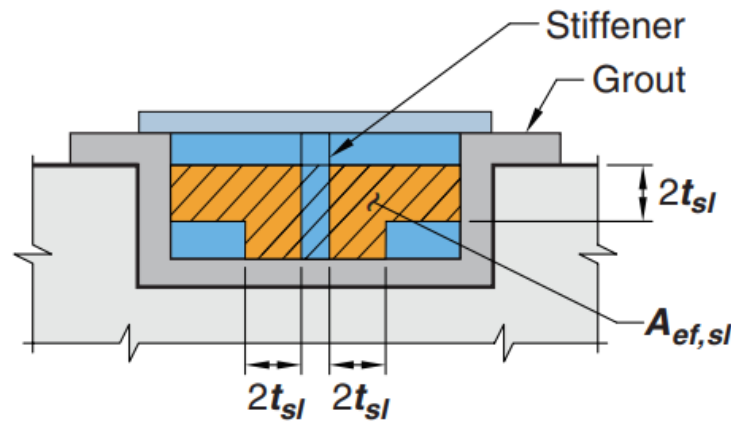


Figura 4.27 Representación gráfica del área efectiva al aplastamiento (Fuente: Figura R17.11.2.1.1 *ACI 318*).

4.15.2.2 Cálculo de $\Psi_{brg,sl}$

Para el cálculo del factor de modificación para los efectos de la carga axial sobre la resistencia al aplastamiento en corte se utiliza el punto 17.11.2.2 del *ACI 318*, el cual define lo siguiente:

- Para tracción:

$$\Psi_{brg,sl} = 1 + \frac{P_u}{n \cdot N_{sa}} \leq 1$$

- Sin carga axial:

$$\Psi_{brg,sl} = 1$$

- Para compresión:

$$\Psi_{brg,sl} = 1 + 4 \cdot \frac{P_u}{A_{bp} \cdot f'_c} \leq 2$$

- A_{bp} = Área de la placa base en contacto con el hormigón, mm^2 .
- N_{Sa} = Resistencia a la tracción de un solo perno de anclaje, N .
- P_u = Carga axial, N (negativo para tracción y positivo para compresión).
- n = Numero de pernos de anclaje.

4.15.3 Resistencia al arrancamiento por corte:

Para el cálculo de la resistencia al arrancamiento por corte, $V_{cb,sl}$, se utiliza la Ecuación 17.7.2.1a del *ACI 318*.

$$\phi \cdot V_{cb,sl} = \phi \cdot \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \Psi_{ed,v} \cdot \Psi_{c,v} \cdot \Psi_{h,v} \cdot V_b \quad (4.125)$$

En donde:

- A_{Vc} = Área proyectada de la superficie falla del hormigón, mm^2 .
- A_{Vco} = Área proyectada de la superficie falla del hormigón cuando esta no está limitada por condiciones geométricas, mm^2 .
- $\Psi_{ed,v}$, $\Psi_{c,v}$, $\Psi_{h,v}$ = Según secciones 4.4.1.3.6, 4.4.1.3.7 y 4.4.1.3.8.
- V_b = Resistencia básica al arrancamiento del hormigón según Ecuación (4.52), N
- $\phi = 0,65$ Según 17.11.1.1.6 *ACI 318*.

Para el cálculo de V_b se considera una distancia c_{a1} tomada desde la cara de la superficie de aplastamiento de la llave de corte hasta el borde libre de hormigón.

Para el cálculo de A_{Vc} se realiza una proyección horizontal de $1,5 \cdot c_{a1}$ desde el borde de la llave de corte y una vertical de $1,5 \cdot c_{a1}$ tomada desde el borde de profundidad efectiva $h_{ef,sl}$.

El área $A_{ef,sl}$ no se debe incluir y $h_{ef,sl}$ debe tomarse como la distancia entre la superficie del hormigón y la parte inferior del área efectiva de aplastamiento $A_{ef,sl}$.

En la Figura 4.28 se muestra una representación gráfica de las condiciones mencionadas anteriormente.

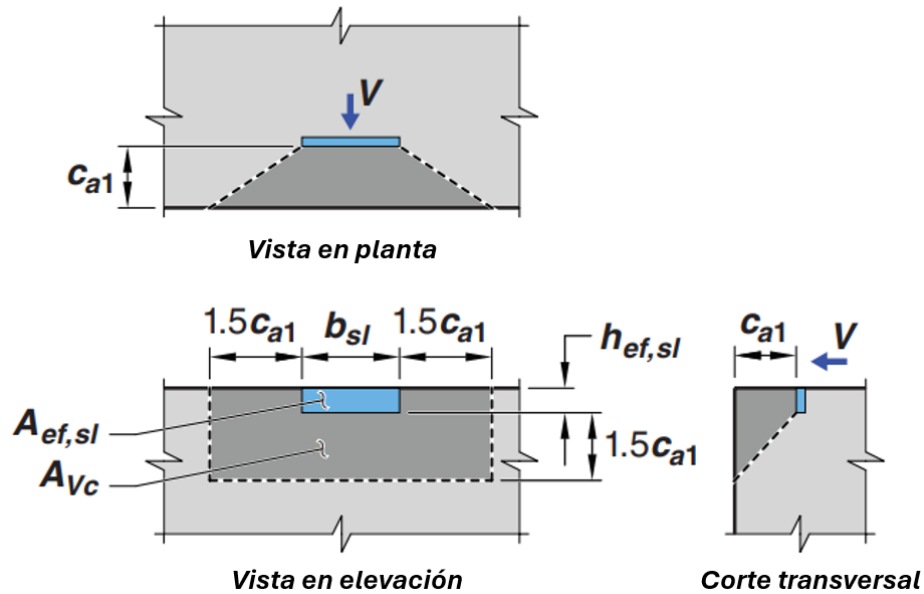


Figura 4.28 Representación de A_{Vc}

4.15.4 Resistencia al corte del acero

4.15.4.1 Fluencia área bruta

Para el cálculo de la resistencia del acero al corte, se utiliza la ecuación J4.2 *AISC Specification*.

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_{gv} \quad (4.126)$$

En donde:

- F_y = Tensión de fluencia mínima especificada, *MPa*
- A_{gv} = Área bruta solicitada a corte, *mm²*
- $\phi = 1,0$

4.15.5 Resistencia nominal a la flexión

4.15.5.1 Para el estado límite de fluencia

Para el cálculo de la resistencia del acero al corte, se utiliza el punto J4.5 *AISC Specification*.

$$\phi \cdot M_n = \phi \cdot F_y \cdot Z_{gross} \quad (4.127)$$

En donde:

- F_y = Tensión de fluencia mínima especificada, MPa
- Z_{gross} = Modulo plástico de la sección bruta, mm^3
 - Para sección rectangular de ancho b , y alto a , $Z = \frac{a^2 \cdot b}{4}$
- $\phi = 0,9$.

4.15.5.2 Calculo espesor de llave de corte tipo cruz

La llave de corte tipo cruz corresponde a la más utilizada en la práctica chilena y es mostrada en la Figura 2.9b. Para realizar el cálculo se considera un modelo de una placa en donde dos caras esta empotrada (Representadas con una doble línea), dos caras se encuentran libres (Representadas con una línea punteada), tal como se muestra en la Figura 4.29.

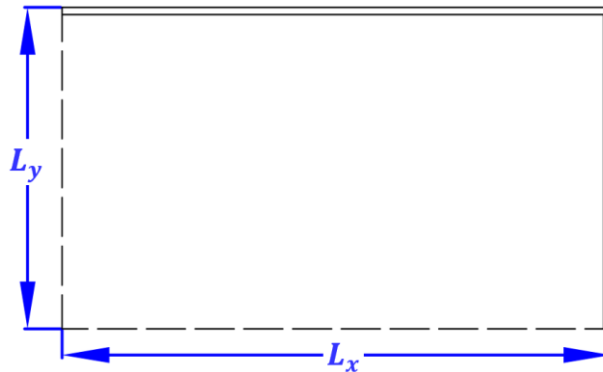


Figura 4.29 Representación modelo de placa utilizado.

Para realizar el cálculo del momento en la placa se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_{pl} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{m} \quad (4.128)$$

En donde:

- q = Carga uniformemente distribuida sobre la placa, MPa .
- L_x, L_y = Largo y ancho, mm .
- m = Coeficientes según Tabla 4.10.

Tabla 4.10 coeficientes para cálculo de momento en placa.

L_y/L_x	1	1,25	1,50	1,75	2,0
m	3,23	3,29	3,51	3,81	4,18

Fuente: Stiglat y Wippel, 1968.

Finalmente, el espesor mínimo requerido $t_{p(req)}$, se obtiene reemplazando los valores en la siguiente expresión:

4.15.5.3 Para el estado límite de fluencia

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{pl}}{\phi \cdot F_y}} \quad (4.129)$$

En donde:

- $t_{p(req)}$ = Espesor mínimo requerido de la llave de corte.
- F_y = Resistencia especificada a la fluencia del acero, *MPa*.
- $\phi = 0,9$.

4.15.6 Interacción entre fluencia a flexión y corte

La verificación de esta interacción de esfuerzos se verifica utilizando la ecuación 9-1 *AISC Manual*.

$$\frac{M_r}{M_c} + \left(\frac{P_r}{P_c}\right)^2 + \left(\frac{V_r}{V_c}\right)^4 \leq 1 \quad (4.130)$$

En donde:

- M_r = Resistencia a flexión requerida según capítulo C *AISC Specification*.
- M_c = Resistencia a flexión disponible según capítulo F *AISC Specification*.
- P_r = Resistencia axial requerida según capítulo C *AISC Specification*.
- P_c = Resistencia axial disponible según capítulo C *AISC Specification*.
- V_r = Resistencia al corte requerida, según capítulo C *AISC Specification*.
- V_c = Resistencia al corte disponible según capítulo G *AISC Specification*.

4.15.7 Verificación soldadura llave de corte

Este capítulo nombra las verificaciones que es necesaria realizar en el caso de que la llave de corte sea unida a la placa base utilizando soldadura de filete. Para este caso primero hay que determinar la demanda para la cual vamos a verificar nuestra soldadura, para esto se calcula la resistencia requerida por corte y el aporte que hace el momento al corte, luego se llevan estas dos resistencias a una resultante total.

En caso de utilizar soldadura de penetración completa este capítulo no es aplicable.

Aporte por corte:

$$r_{uv} = \frac{V_u}{n_{filetes} \cdot Largo} \quad (4.131)$$

Aporte por flexión:

$$r_{um} = \frac{M_u}{espesor \cdot Largo} \quad (4.132)$$

Resistencia requerida:

$$r_u = \sqrt{r_{uv}^2 + r_{um}^2} \quad (4.133)$$

4.15.7.1 Resistencia soldadura

Para el cálculo de la resistencia nominal de la soldadura, se utiliza la ecuación J2-4 del *AISC Specification*.

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} \cdot k_{ds} \quad (4.134)$$

En donde:

- F_{nw} = Esfuerzo nominal del metal de soldadura, *MPa*.
- $k_{ds} = (1 + 0,5 \cdot \sin^{1,5} \theta)$.
- A_{we} = Área efectiva de la soldadura.
- $\phi = 0,75$ Según tabla J2.5 *AISC Specification*.

4.16 Conclusiones

En este extenso capítulo, se presentaron las metodologías de los diferentes componentes de una conexión de base de columna, incluyendo sus diferentes combinaciones de carga, distribución, diseño y materiales, entre otros factores.

CAPÍTULO 5 BASES DE COLUMNAS UTILIZANDO MÉTODO CBFEM

5.1 Introducción

IDEA StatiCa es un software de ingeniería estructural dedicado al análisis y diseño de conexiones principalmente en estructuras de acero y hormigón. Este programa computacional agiliza el proceso de diseño estructural facilitando las múltiples verificaciones que hay que realizar en una conexión proporcionando a los ingenieros resultados confiables.

El programa contiene diferentes módulos, entre los cuales destaca el módulo para conexiones en estructuras de acero y el módulo de bases de columnas.

5.2 Método CBFEM

En una estructura existen varias ubicaciones en donde la teoría de elementos tipo barra no es aplicable, como es el caso de las conexiones soldadas o empernadas, perforaciones, secciones irregulares, entre otros. En estos puntos de discontinuidad el comportamiento es no lineal y los códigos de diseño actuales suelen utilizar el método de las componentes para realizar el cálculo de estas. El método de las componentes resuelve las conexiones como un sistema de elementos interconectados entre si el cual tiene que construirse para cada tipo de conexión y así poder determinar los esfuerzos en cada componente utilizando las fórmulas correspondientes.

En la Figura 5.1 se muestra un ejemplo de cómo sería una aplicación del método de las componentes en una placa base, en donde se aprecia la representación de los distintos elementos como resortes de rigidez K .

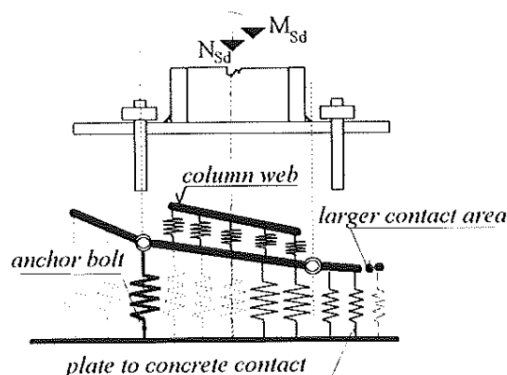


Figura 5.1 Fuente: Wald, F. (1998). Application of the component method to column bases.

IDEA StatiCa utiliza el método CBFEM (Component Based Finite Element Model), como su nombre lo indica es un método el cual logra la unión del método de las componentes con el método de elementos finitos, tal como se muestra en la Figura 5.2. Esto tiene una serie de ventajas a la hora de diseñar, especialmente si se considera que los elementos como pernos o soldaduras son los más complejos a la hora de modelar con elementos finitos, ya que los programas no suelen ofrecer esta propiedad. Además, el método CBFEM es lo suficientemente general como para ser aplicable a la mayoría de las conexiones.

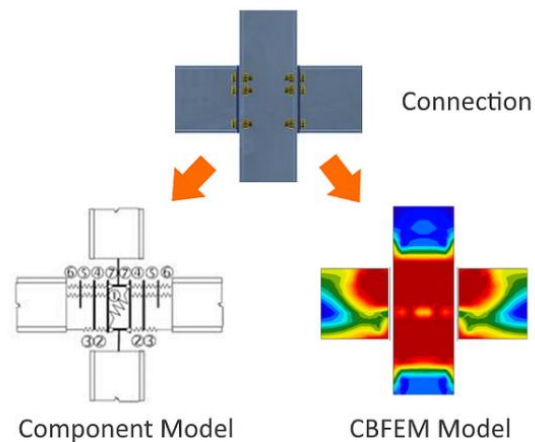


Figura 5.2 Representación método CBFEM (Fuente: Fuente: <https://www.ideastatica.com>).

5.3 Como crear un nuevo proyecto

Como se puede ver en la Figura 5.3, este programa cuenta con varios módulos, en este caso nos enfocamos en el módulo de conexiones, particularmente enfocadas en bases de columnas.

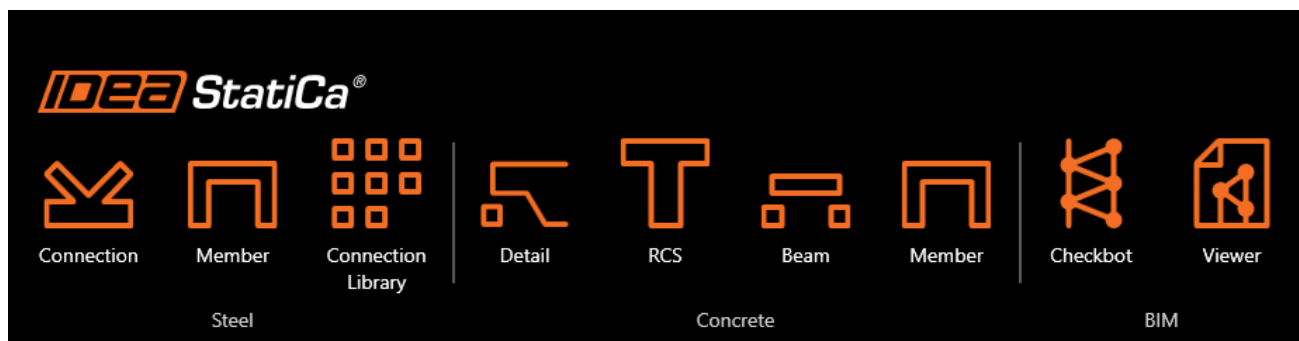


Figura 5.3 Módulos disponibles en interfaz programa IDEA StatiCa.

Existen varias maneras de crear un proyecto, la primera es mediante el uso de plantillas las cuales cuentan con una conexión estándar la cual se ajusta a nuestras necesidades, la segunda corresponde a la creación a un modelo totalmente en blanco en donde se tienen que definir todos los parámetros a nuestro gusto, y la tercera es mediante “BIM link” el cual consiste en la importación de la geometría desde un programa externo.

5.3.1 Creación mediante plantillas

Esta es la forma más fácil y rápida de crear un nuevo proyecto. Como primer paso se selecciona una de las plantillas predefinidas que mejor se adapte a nuestras necesidades y luego se especifica el grado de acero para los diferentes miembros y el código de diseño que prefiera. Finalmente se hace clic en el botón "Crear proyecto" y se tendrá el modelo de una conexión con los miembros y operaciones ya definidos, a la cual simplemente se tienen que modificar los estados de carga para luego ejecutar el análisis.

En la Figura 5.4 se puede apreciar el menú del módulo de conexiones, particularmente si se utiliza el método de creación mediante plantillas.

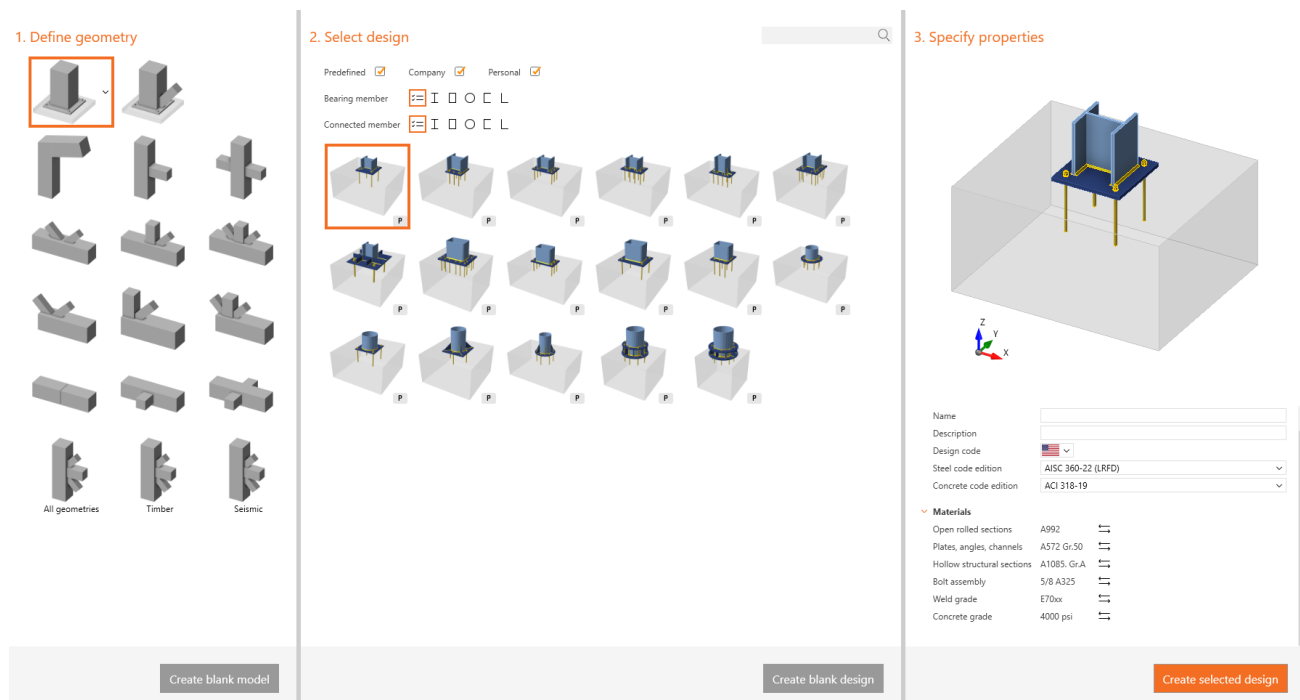


Figura 5.4 Menú opciones programa IDEA StatiCa.

5.3.2 Creación de proyecto en blanco

Si en las plantillas no se encuentra la conexión deseada hay que crear una desde cero, esto significa que es necesario definir todos los parámetros por separado. Los elementos deben agregarse y colocarse correctamente, tal como estarán en la estructura real. Una vez construida la conexión, se debe definir un conjunto de cargas y ejecutar el análisis.

5.3.3 Creación utilizando “BIM link”

La última opción para crear un nuevo proyecto es usar un enlace BIM, esto consiste en que se realiza una conexión con el software de análisis por elementos finitos (FEA) o CAD para permitirle exportar y sincronizar datos. Una de las principales ventajas de este método es que se minimizan los errores y el trabajo repetitivo.

5.4 Tipos de análisis

El programa cuenta con varios tipos de análisis como lo pueden ser el método EPS (Stress-Strain), ST (Stiffness), CD (Capacity Design), DR (Join Design resistance).

El método EPS es el más utilizado para verificar los componentes dentro de la conexión. Para hacer esto el programa evalúa la distribución de esfuerzos y deformaciones a lo largo de la conexión lo que permite al diseñador tener un mayor conocimiento y control sobre el funcionamiento de la conexión.

5.5 Modelos constitutivos.

5.5.1 Soldaduras

Las soldaduras se modelan considerando restricciones multipunto y relaciona los nodos de elementos finitos con los de otro. Los nodos de elementos finitos no se conectan directamente.

En la Figura 5.5 se muestra el esfuerzo equivalente que se logra al unir los nodos de los diferentes elementos finitos.

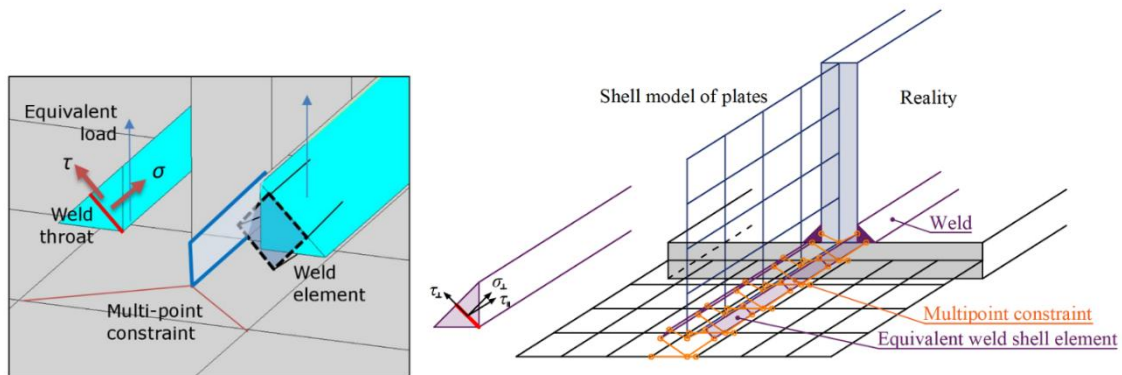


Figura 5.5 Representación funcionamiento de soldadura (Fuente: www.ideastatica.com).

5.5.2 Pernos de anclaje.

Los pernos de anclaje, como se muestra en la Figura 5.1 se modelan considerando una rigidez k , la cual es calculada como $k = \frac{EA}{L}$, El diagrama de carga-deformación del perno de anclaje se muestra en la Figura 5.6 .

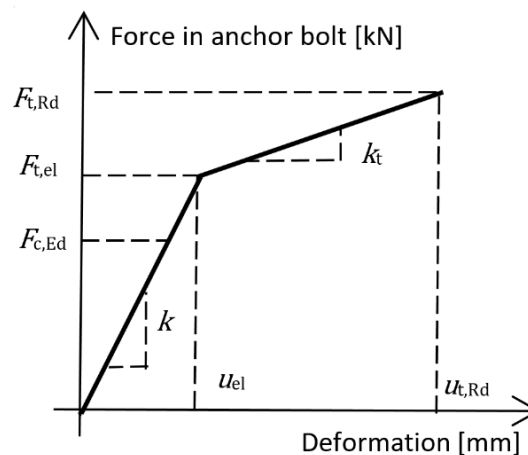


Figura 5.6 Diagrama carga-deformación del perno de anclaje (Fuente: www.ideastatica.com)

5.5.3 Acero estructural

El acero se modela considerando un comportamiento elasto-plástico del material, en donde una vez alcanzado el límite de fluencia toma una meseta de fluencia con pendiente de $\tan^{-1}(E/1000)$, tal como se muestra en la Figura 5.7.

Un criterio de estado limite es alcanzar una deformación del 5% (p. ej., EN1993-1-5, Apéndice C, Párrafo C.8, Nota 1).

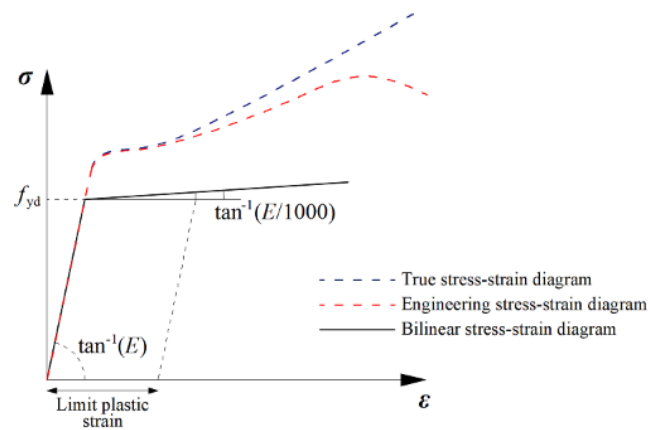


Figura 5.7 Ecuación constitutiva del acero estructural (Fuente: www.ideastatica.com).

5.6 Conclusiones

Se presentan de manera general los conceptos básicos de funcionamiento del programa IDEA StatiCa, incluyendo la creación de un proyecto nuevo hasta las ecuaciones constitutivas de los materiales.

CAPÍTULO 6 EJEMPLOS

6.1 Introducción

Esta sección resume los ejemplos desarrollados, presentando una comparación de resultados con Idea StatiCa. Se recomienda consultar el capítulo de anexos para un análisis detallado.

6.2 Ejemplo solo compresión.

Calcular dimensiones y espesor de una placa base que recibe una columna IN35X123 a la cual le llega una fuerza de compresión de 3000000 N, se encuentra sobre un pedestal de hormigón de 60x60cm calidad G25, utilizar ASTM A572 Gr.50.

Solución:

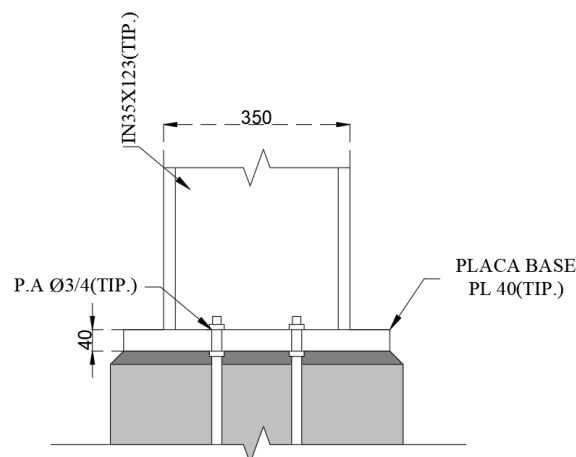


Figura 6.1 Vista en elevación de la conexión.

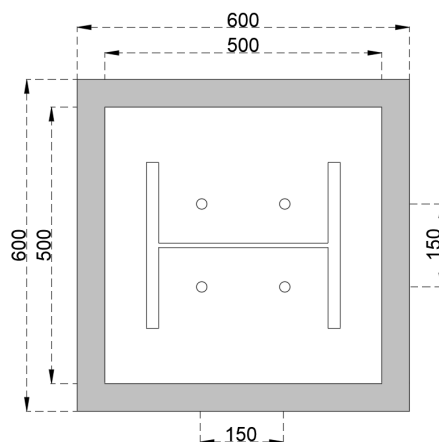


Figura 6.2 Vista en planta de la conexión.

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi_c \cdot f_p$	16,6 MPa	17 MPa
f_{pu}	12 MPa	14,6 MPa
F.U.	72%	86%

Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	82%	74%

La diferencia en los esfuerzos del hormigón se debe a que el programa utiliza las áreas que efectivamente están en contacto, considerando la flexibilidad de los materiales, lo que resulta en un factor de utilización mayor. Estas áreas difieren de las asumidas como uniformes en el método tradicional y puede dar lugar a resultados no conservadores en dicho método.

Respecto al comportamiento de la placa base, el método tradicional entrega resultados conservadores.

6.3 Ejemplo tracción pura

Diseñar el tipo y número de pernos de anclaje, espesor de placa base, soldaduras y verificar la resistencia de los anclajes en el hormigón de una columna HN 25X68,9 a la cual le llega una carga de tracción de 300000 N. La columna se encuentra unida a una gran zapata que tiene un hormigón G28, utiliza acero ASTM A572 Gr.50 para la placa base, ASTM F1554 Gr. 36 para los pernos de anclaje y soldadura E70.

Solución:

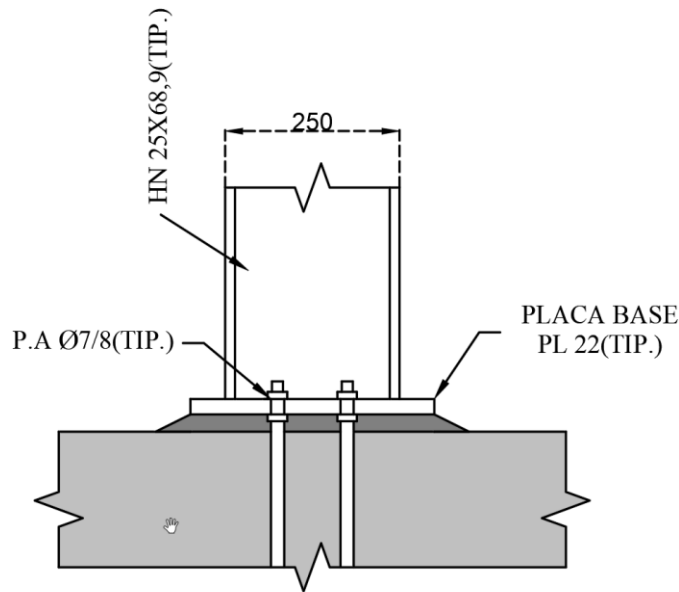


Figura 6.3 Vista en elevación de la conexión.

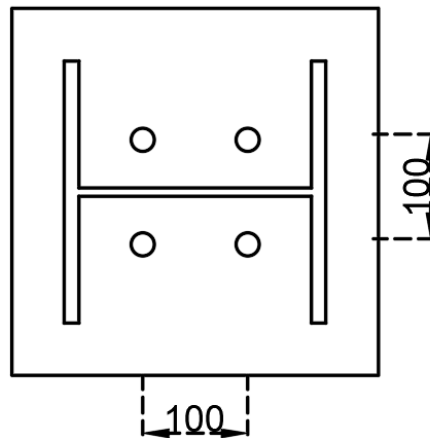


Figura 6.4 Vista en planta de la conexión.

Verificación de soldaduras:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\Phi \cdot R_n$	$1150,3 \frac{N}{mm}$	$1129,7 \frac{N}{mm}$
F_n	$815,2 \frac{N}{mm}$	$857,2 \frac{N}{mm}$
F.U.	70%	75%

Verificación de arrancamiento por tracción del hormigón (Concrete Breakout Strength):

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\Phi \cdot N_{cbg}$	368157 N	368400 N
N_{fg}	300000 N	300000 N
F.U.	81%	81%

Verificación de extracción por deslizamiento en tracción (Concrete Pullout Strength):

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\Phi \cdot N_{pn}$	120382 N	120400 N
N_f	75000 N	75000 N
F.U.	62%	62%

Para el análisis de las soldaduras, podemos notar que el método tradicional entrega una buena estimación en relación con lo entregado del programa, validando la metodología utilizada.

Por otro lado, también se verifica que las áreas de arrancamiento y de extracción por deslizamiento calculadas manualmente son idénticas a las obtenidas por el programa.

6.4 Ejemplo solo corte

Verificar resistencia al corte de pernos de anclaje F1554 Gr.36 de diámetro $\frac{3}{4}$ in. Los cuales están distribuidos en un patrón de 100×100 mm Además, verificar la resistencia de los anclajes en el hormigón de un pedestal de 1000×1000 mm y una resistencia del hormigón G28,

Solución:

Verificación de resistencia al arrancamiento debido al corte (shear breakout strength)

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi \cdot V_{cbg}$	87218 N	87200 N
V_g	76956 N	76956 N
F.U.	88%	88%

Verificación de resistencia al arrancamiento debido al efecto palanca (shear pryout strength)

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi \cdot N_{pn}$	479537 N	475200 N
V_g	76956 N	76956 N
F.U.	16%	16%

Se verifica que las áreas de arrancamiento y al arrancamiento debido al efecto palanca calculadas manualmente son similares a las obtenidas por el programa.

6.5 Ejemplo de base rotulada.

Diseñar placa base considerando una columna rotulada HN30X92,2 calidad ASTM A36, la cual es soportada por un pedestal de hormigón calidad G25 de dimensiones $650 \times 650 \text{ mm}$ y de altura $h = 1250 \text{ mm}$. Para la placa base utilizar ASTM A572 Gr.50 y para los pernos de anclaje F1554 Gr. 36. Las solicitaciones que llegan a la base de la columna corresponden a las siguientes:

Solicitaciones [LRFD]	
P_u, N	2114000
T_u, N	665000
V_{ux}, N	563000

Solución:

Se adjunta detalle de la conexión, sin considerar los pernos de anclaje.

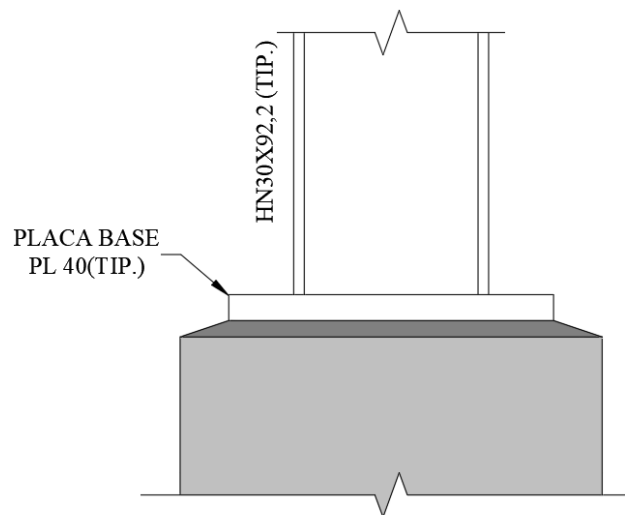


Figura 6.5 Vista en elevación

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi_c \cdot f_p$	22,45 MPa	26,2 MPa
f_{pu}	13,21 MPa	15,6 MPa
F.U.	58%	59%

Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	87%	80%

En este caso, no se presenta una gran diferencia en los esfuerzos del hormigón debido a que se encuentra un espaciamiento mayor al borde del pedestal permitiendo aumentar el área de contacto efectiva A_2 .

Respecto al comportamiento de la placa base, el método tradicional entrega resultados conservadores.

6.6 Ejemplo de base rotulada, considerando silla de anclaje y llave de corte.

Continuando con el ejercicio anterior. Se realiza el cálculo considerando silla de anclaje, con el fin de aumentar la rigidez de la conexión.

Solución:

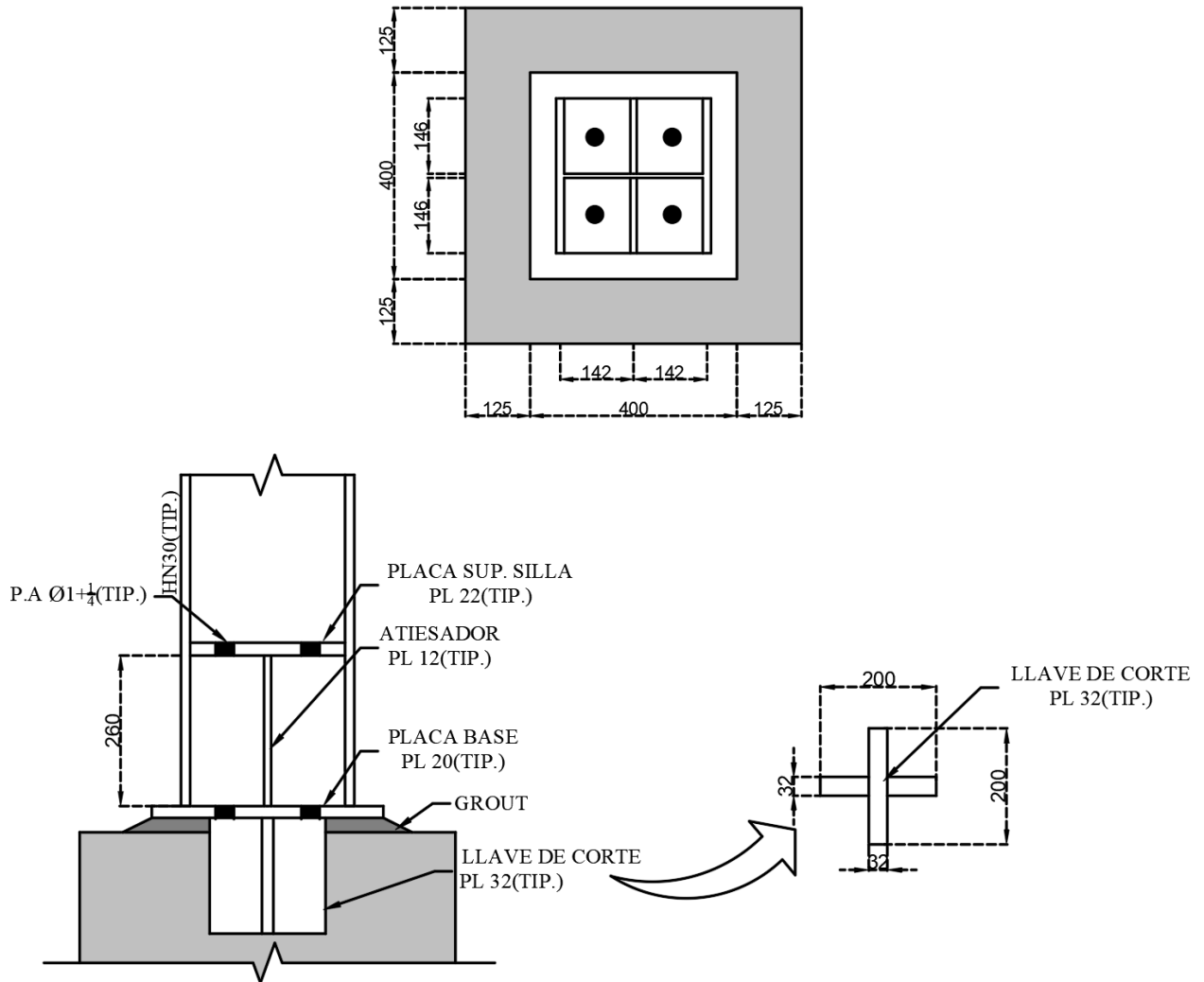


Figura 6.6 Detalle de la conexión.

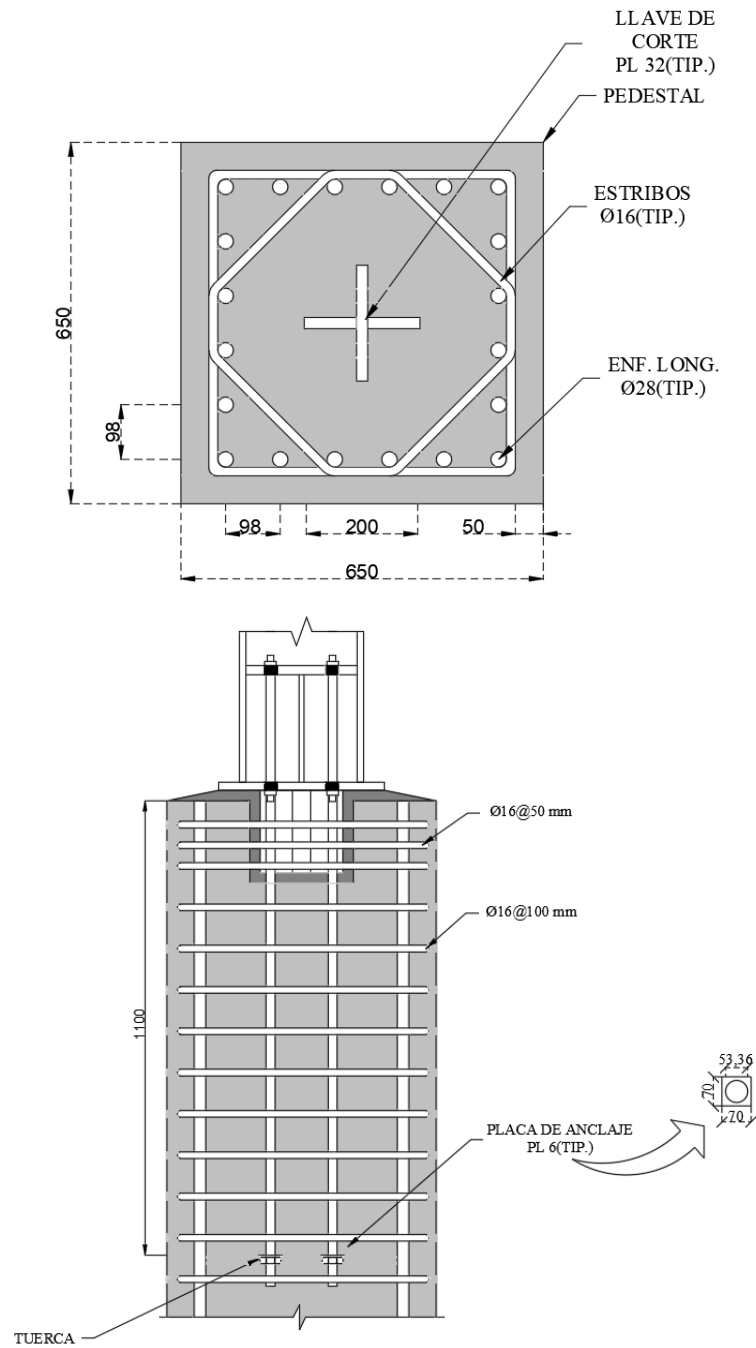


Figura 6.7 Detalle de la enfierradura.

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi_c \cdot f_p$	22,45 MPa	22,4 MPa
f_{pu}	13,21 MPa	13,5 MPa
F.U.	58%	60%

Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	99%	96%

Placa superior silla de anclaje:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	95%	100%

Atiesadores silla de anclaje:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	80%	100%

Llave de corte:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U. (Perpendicular)	82%	83%
F.U. (Paralelo)	-	100%

Nuevamente obtenemos un factor de utilización mayor en el hormigón debido a que el programa considera las áreas que efectivamente se encuentran en contacto, considerando la flexibilidad de los materiales.

Respecto al comportamiento de la placa base, el método tradicional entrega resultados conservadores.

Al analizar la llave de corte, se observa que la llave perpendicular a la dirección del corte aplicado (Ver Figura 6.8) presenta un comportamiento similar al del cálculo tradicional. Sin embargo, la llave paralela a dicha dirección, la cual no se verifica en el método tradicional, es la que recibe la mayor sollicitación.

Esta demanda se debe a la tracción y compresión generada en sus extremos, ya que es la encargada de soportar los esfuerzos provenientes de la llave de corte perpendicular.

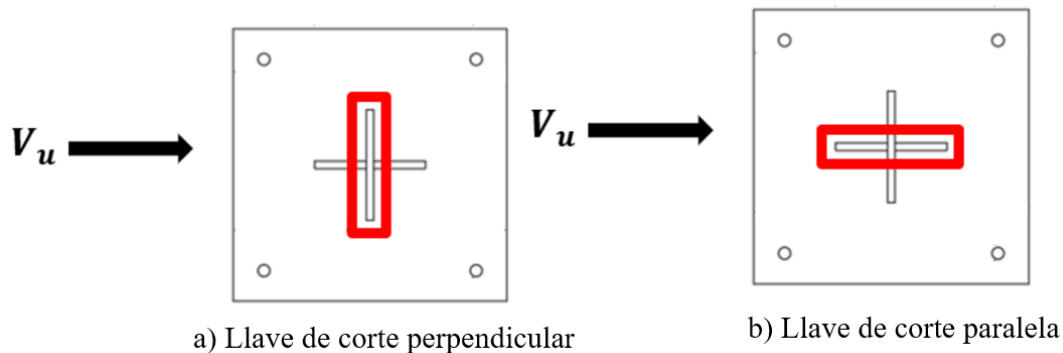


Figura 6.8 Representación de llaves de corte paralelas y perpendiculares a la dirección del corte aplicado

Si bien es cierto que IDEA StatiCa muestra que varios elementos están trabajando al 100%, hay que notar que es debido a la pequeña plastificación que ocurre en algunas zonas muy pequeñas, por lo que no representa ningún problema en la práctica.

6.7 Ejemplo de base empotrada, considerando pequeño momento y compresión.

Diseñar placa base de una columna empotrada IN70X108, para la placa base utilizar acero A572 Gr. 50, dimensiones $B = 450 \text{ mm}$ y $N = 900 \text{ mm}$ y para el pedestal una calidad del hormigón G25 con unas dimensiones de 1100 mm de largo, 650 mm de ancho y 1000 mm de alto. Las sollicitaciones que llegan a la base de la columna corresponden a las siguientes:

Solicitaciones [LRFD]	
$P_u N$	675576
$M_u N \cdot mm$	47645800

Solución:

Se adjunta detalle de la conexión, sin considerar los pernos de anclaje.

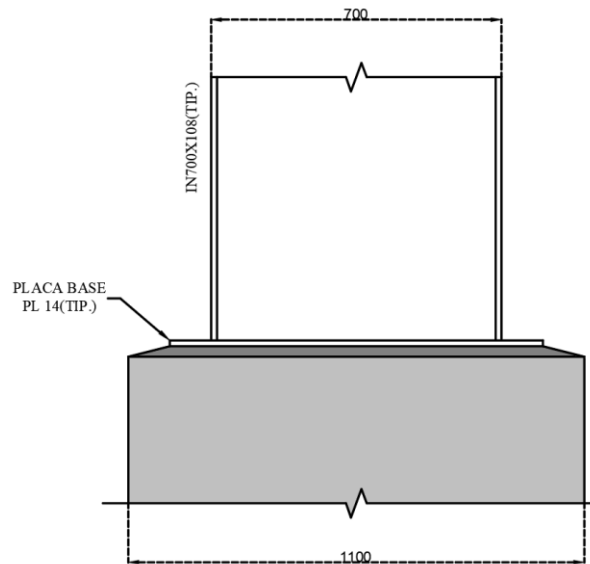


Figura 6.9 Vista en elevación.

Esfuerzos en el hormigón:

Ecuación	Resultados		
	Método tradicional (considerando $\sqrt{A_2/A_1}$)	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi_c \cdot f_p$	18,35 MPa	13,81 MPa	24,1 MPa
f_{pu}	1,97 MPa	1,97 MPa	3,9 MPa
F.U.	10%	14%	16%

Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	90%	56%

Cuando existe una combinación de esfuerzos y no estamos en presencia de compresión pura, se recomienda no utilizar el confinamiento del hormigón en las ecuaciones, la estimación de las áreas $\sqrt{A_2/A_1}$ se transforma en un procedimiento complejo e incluso considerar estas áreas da resultados poco conservadores. Igual que los casos anteriores, el programa al considerar la flexibilidad de los materiales entrega un factor de utilización mayor.

Si analizamos el comportamiento de la placa base obtenemos resultados conservadores.

6.8 Ejemplo de base empotrada, considerando gran momento y compresión.

Continuando con el ejercicio anterior, la norma *NCh2369* en el punto 8.5.2 establece que el momento de empotramiento no sea menor que el 50% de la capacidad flexural esperada de la columna. Las solicitaciones que llegan a la base de la columna corresponden a las siguientes:

Solicitaciones [LRFD]	
$P_u N$	675576
$M_u N \cdot mm$	$6,1126 \cdot 10^8$

Solución:

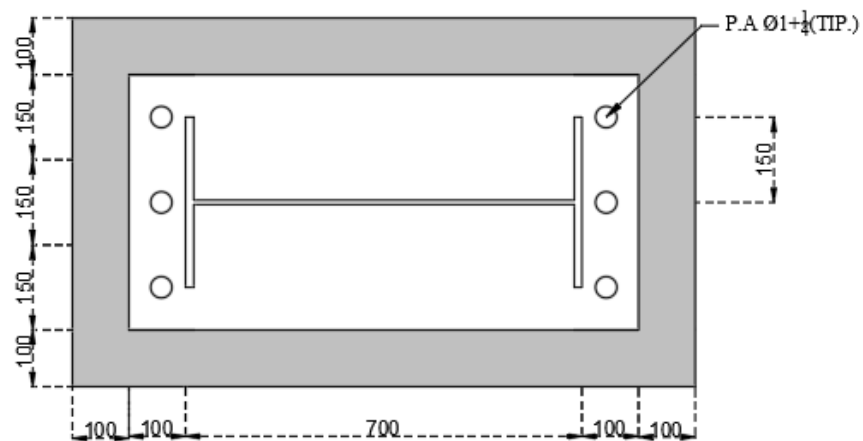


Figura 6.10 Vista en planta.

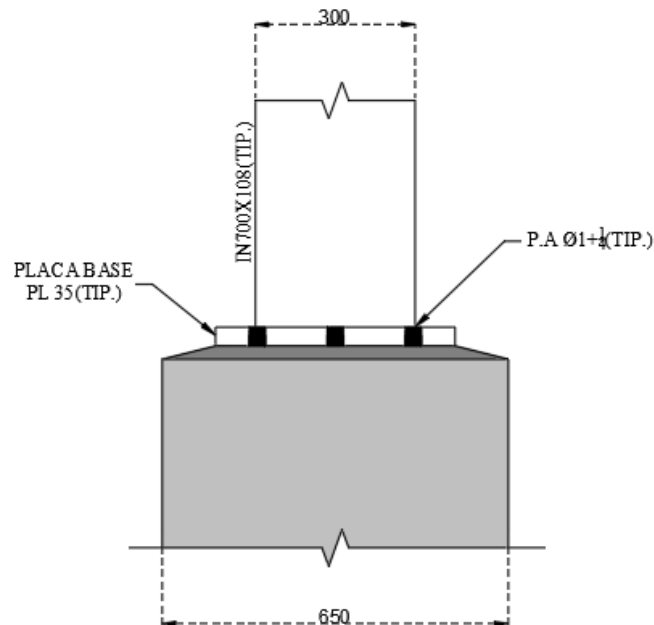


Figura 6.11 Vista en elevación.

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi_c \cdot f_p$	13,81 MPa	23,1 MPa
f_{pu}	13,81 MPa	13,4 MPa
F.U	100%	58%

Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	100%	100%

Pernos de anclaje:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	87%	87%

Como se discutió en el apartado anterior, no se considera el aumento de la resistencia debido al confinamiento del hormigón, obteniendo resultados conservadores frente a los entregados por el programa.

Si analizamos el comportamiento de la placa base y el de los pernos de anclaje, notamos que los resultados obtenidos por el método tradicional son congruentes con los resultados entregados por el programa.

6.9 Ejemplo de base empotrada, considerando gran momento, compresión y silla de anclaje.

Continuando con el ejercicio anterior. Se realiza el cálculo considerando silla de anclaje, con el fin de aumentar la rigidez de la conexión.

Solución:

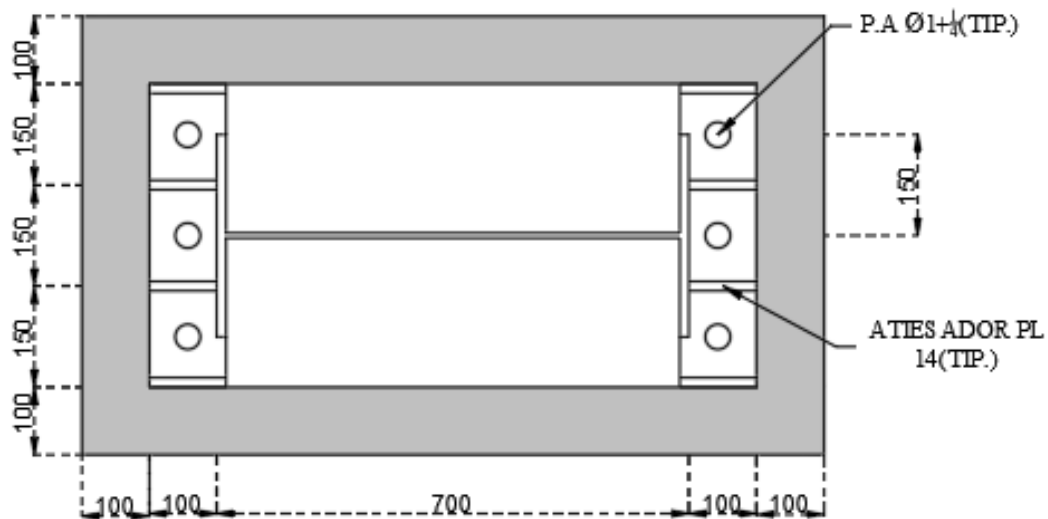


Figura 6.12 Vista en planta de la conexión.

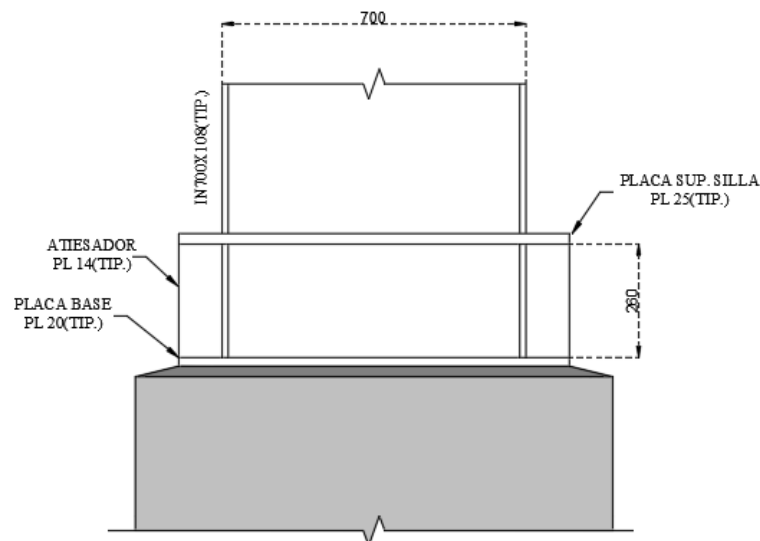


Figura 6.13 Vista en elevación de la conexión, vista perpendicular al eje débil.

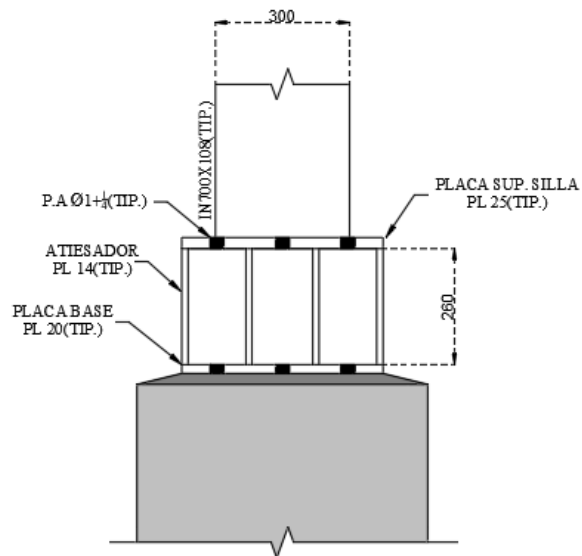


Figura 6.14 Vista en elevación de la conexión, vista perpendicular al eje fuerte.

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\Phi_c \cdot f_p$	13,81 MPa	27,6 MPa
f_{pu}	13,81 MPa	25,4 MPa
F.U.	100%	92%

Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	97%	100%

Placa superior silla de anclaje:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	91%	100%

Atiesadores silla de anclaje:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	84%	100%

Al analizar los esfuerzos en el hormigón, se observa que al rigidizar la conexión disminuye el área de contacto, lo que lleva a un aumento del factor de utilización. Sin embargo, como el método tradicional no considera el aumento de resistencia por el confinamiento del hormigón, sus resultados son conservadores.

Respecto a la placa base, las suposiciones de las condiciones de borde por la adición de la silla de anclaje tienden a generar resultados levemente no conservadores. No obstante, las deformaciones plásticas que muestra el programa son despreciables, por lo que el diseño del método tradicional resulta adecuado.

Finalmente, si bien Idea StatiCa muestra que varios elementos alcanzan el 100% de su capacidad, cabe destacar que esto se debe a plastificaciones menores que ocurren en zonas muy localizadas, por lo que no representan un problema en la práctica.

6.10 Conclusiones

Se presentan adecuadamente los puntos relevantes de los ejemplos de diseño realizados, mostrando un análisis comparativo de sus factores de utilización y efectuando un análisis individual de cada uno, lo que deja en evidencia las diferencias entre el cálculo tradicional y los resultados obtenidos mediante el programa.

CAPÍTULO 7 DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

A lo largo de este documento se desarrolló una metodología de cálculo para los diferentes elementos que componen una conexión de base de columna, tales como la placa base, pernos de anclaje, la placa superior y atiesadores de la silla de anclaje, llave de corte y los pedestales de hormigón armado con su respectiva armadura.

Asimismo, se elaboraron ejemplos de diseño para diferentes configuraciones y se verificó la consistencia de los resultados mediante el software IDEA StatiCa.

Del análisis comparativo se obtuvieron resultados relevantes. En general, la comparación entre el método de cálculo tradicional y el software revela que, si bien el método tradicional es adecuado y generalmente conservador, el software proporciona una visión más precisa del comportamiento real de la conexión.

Respecto al hormigón, el software muestra un mayor factor de utilización. Esto se debe a que considera las áreas de contacto reales y la flexibilidad de los materiales, a diferencia del método tradicional, que asume áreas de distribución uniformes y simplificadas. Se recomienda omitir el aumento de la resistencia debido al confinamiento del hormigón cuando existen combinaciones de carga complejas.

En cuanto a la placa base, el diseño con el método tradicional resulta conservador en casi todos los casos. La única excepción se presenta al emplear silla de anclaje, donde las suposiciones pueden conducir a resultados levemente no conservadores. Sin embargo, esto no representa un problema, puesto que las deformaciones plásticas que muestra el software en dichos casos son despreciables.

Respecto a la llave de corte, el análisis con el software evidencia una debilidad clave del método tradicional. La llave perpendicular al corte se comporta conforme a lo estimado por el cálculo tradicional, no obstante, la llave paralela al corte, que el método tradicional no verifica, es la que recibe la mayor sollicitación.

Se espera que esta información sea una contribución a la estandarización del diseño de bases de columnas en la práctica nacional y también sea un material de apoyo académico que puede ser utilizado como material de consulta o estudio.

REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction. (2024). *AISC Desing Guide 01: Base Connection Design for Steel Structures*. Chicago, IL, EE.UU.

American Institute of Steel Construction. (2022). *AISC Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL, EE.UU.

American Institute of Steel Construction. (2022). *AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL, EE.UU.

American Institute of Steel Construction. (2023). *AISC Steel Construction Manual*. Chicago, IL, EE.UU.

American Institute of Steel Construction. (2018). *AISC Seismic Design Manual*. Chicago, IL, EE.UU.

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

American Concrete Institute. (2020). *Specifications for Structural Concrete*. Farmington Hills, MI, EE. UU.

Instituto Nacional de Normalización. (2025). NCh2369:2025. *Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*. Santiago, Chile.

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. (2006). NCh 203:2006. *Acero para uso estructural*. Santiago, Chile.

Instituto Chileno del Acero. (2021). *Diseño de estructuras de acero*. Las Condes, Santiago, Chile.

Stiglat, K., & Wippel, H. (1968). *Placas*. Traducción al español por Batanero, J. Madrid.

Saavedra, D. (2024). *Metodología unificada de diseño de placas base y pedestales para estructuras de acero industriales*. Universidad de Concepción, Chile.

ANEXO 1 INTRODUCCIÓN

Anexo 1.1 Contribución a los objetivos de desarrollo sostenible.

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible (ODS) constituyen un llamamiento universal a la acción para poner fin a la pobreza, proteger el planeta y mejorar las vidas y las perspectivas de las personas en todo el mundo. Seleccione a cuál o cuáles de los 17 ODS contribuye su trabajo de Memoria de Título:

- ODS-1 : Fin de la pobreza.
- ODS-2 : Hambre cero.
- ODS-3 : Salud y bienestar.
- ODS-4 : Educación de calidad.
- ODS-5 : Igualdad de género.
- ODS-6 : Agua limpia y saneamiento.
- ODS-7 : Energía asequible y no contaminante.
- ODS-8 : Trabajo decente y crecimiento económico.
- ODS-9 : Industria, innovación e infraestructura.
- ODS-10 : Reducción de las desigualdades.
- ODS-11 : Ciudades y comunidades sostenibles.
- ODS-12 : Producción y consumo responsables.
- ODS-13 : Acción por el clima.
- ODS-14 : Vida Submarina.
- ODS-15 : Vida de ecosistemas terrestres.
- ODS-16 : Paz, justicia e instituciones sólidas.
- ODS-17 : Alianzas para lograr los objetivos.

Vinculación
Este trabajo aporta al objetivo ODS 13, ya que proporciona lineamientos donde los resultados obtenidos se traducen en una óptima utilización de recursos, contribuyendo a la disminución de la huella de carbono en la industria. Además, contribuye con el ODS 9 debido a que se incluyen criterios de diseño innovadores, como el diseño por capacidad.

Anexo 1.2 INTRODUCCION A LOS EJEMPLOS

Para el desarrollo de los ejercicios que se muestran más adelante, se tomaron como referencia los ejemplos de la *AISC Desing Guide 01* para los casos de los Anexo 4.1, Anexo 4.2 y Anexo 4.3. Para los ejemplos denominados “Base rotulada” correspondientes a los Anexo 4.4 hasta el Anexo 4.9 y “Base empotrada” correspondientes a los Anexo 4.10 hasta Anexo 4.12, fueron desarrollados a partir de la memoria de Diego Saavedra, publicada en el año 2024.

ANEXO 4 BASES DE COLUMNAS EXPUESTAS

Anexo 4.1 Ejemplo solo compresión.

Calcular dimensiones y espesor de una placa base que recibe una columna IN35X123 a la cual le llega una fuerza de compresión de 3000000 N, se encuentra sobre un pedestal de hormigón de 60x60cm calidad G25, utilizar ASTM A572 Gr.50.

Solución:

Los datos que se extraen del enunciado son los siguientes:

Datos pedestal hormigón:

- $f'_c = 25 \text{ MPa}$.
- $b = 600 \text{ mm}$.
- $n = 600 \text{ mm}$.

Propiedades acero:

- $F_y = 345 \text{ MPa}$.
- $F_u = 448 \text{ MPa}$.

Datos columna acero IN35X123:

- $b_f = 300 \text{ mm}$.
- $d = 350 \text{ mm}$.
- $t_f = 22 \text{ mm}$.
- $t_w = 8 \text{ mm}$.

Como primera aproximación, se considera que se logra el máximo incremento de la resistencia gracias al confinamiento del hormigón, es decir, una relación $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$

El área $A_{1(req)}$ se obtiene con la Ecuación (4.16):

$$A_{1(req)} \geq \frac{1}{2} \cdot \frac{P_u}{\phi_c \cdot 0,85 \cdot f'_c} \quad (4.16)$$

Reemplazando:

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi_c \cdot 2 \cdot 0,85 \cdot f'_c} = \frac{3000000 \text{ N}}{0,65 \cdot 2 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa}} = 108597 \text{ mm}^2$$

Optimizando dimensiones de placa base:

$$\Delta = \frac{0,95 \cdot d - 0,8 \cdot b_f}{2} = \frac{0,95 \cdot 350 \text{ mm} - 0,8 \cdot 300 \text{ mm}}{2} = 46,25 \text{ mm}$$

$$N = \sqrt{A_{1(req)} + \Delta} = \sqrt{108597 \text{ mm}^2 + 46,25 \text{ mm}} = 375,8 \text{ mm} \rightarrow \text{Utilizar } 400 \text{ mm}$$

$$B = \frac{A_{1(req)}}{N} = \frac{108597 \text{ mm}^2}{400 \text{ mm}} = 271,5 \text{ mm} \rightarrow \text{Utilizar } 300 \text{ mm}$$

$$A_1 = B \cdot N = 400 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm} = 120000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 600 \text{ mm} \cdot (300 \text{ mm} + 2 \cdot 100 \text{ mm}) = 300000 \text{ mm}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{300000 \text{ mm}^2}{120000 \text{ mm}^2}} = 1,58 \rightarrow \text{No se cumple condicion inicial}$$

No se cumple nuestro supuesto inicial de $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$, Para que se cumpla es necesario tener un valor de $A_1 = 9000 \text{ mm}^2$, el cual es menor que el valor requerido $A_{1(req)}$, en otras palabras, no es posible conseguir este valor, por lo que es necesario seleccionar unas nuevas dimensiones para la placa base.

Considerando unas dimensiones de 50x50cm:

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{\phi_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \cdot 0,85 \cdot f'_c} = \frac{3000000 \text{ N}}{0,65 \cdot \sqrt{\frac{360000 \text{ mm}^2}{250000 \text{ mm}^2}} \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa}} = 180995,5 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = B \cdot N = 500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm} = 250000 \text{ mm}^2 > A_{1(req)}$$

$$A_2 = 600 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm}) = 360000 \text{ mm}^2$$

Verificando:

$$\phi_c \cdot P_p \geq P_u$$

$$\phi_c \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \geq P_u$$

$$0,65 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 250000 \text{ mm}^2 \cdot \sqrt{\frac{360000 \text{ mm}^2}{250000 \text{ mm}^2}} \geq 3000000 \text{ N}$$

$$4143750 \text{ N} > 3000000 \text{ N} \rightarrow OK$$

En términos de esfuerzos:

$$\phi_c \cdot f_p \geq f_{pu}$$

$$16,6 \text{ MPa} \geq 12 \text{ MPa}$$

Por lo que se utilizan dimensiones de $N = 500 \text{ mm}$ y $B = 500 \text{ mm}$

Ahora se calcula el espesor requerido de la placa base, para esto se obtienen los valores de m , n y $\lambda \cdot n'$ utilizando las Ecuaciones 4.22, 4.23 y 4.24:

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} \quad (4.22)$$

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{500 \text{ mm} - 0,95 \cdot 350 \text{ mm}}{2} = 83,75 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot b_f}{2} \quad (4.23)$$

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot b_f}{2} = \frac{500 \text{ mm} - 0,8 \cdot 300 \text{ mm}}{2} = 130 \text{ mm}$$

$$\lambda n' = \lambda \cdot \frac{\sqrt{d \cdot b_f}}{4} \quad (4.24)$$

$$X = \left[\frac{4 \cdot d \cdot b_f}{(d + b_f)^2} \right] \cdot \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_p} = \left[\frac{4 \cdot 350 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}}{(350 \text{ mm} + 300 \text{ mm})^2} \right] \cdot \frac{3000000 \text{ N}}{3315000 \text{ N}} = 0,9$$

$$\lambda = \frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 = \frac{2 \cdot \sqrt{0,9}}{1 + \sqrt{1 - 0,9}} \leq 1 = 1,44 > 1$$

$$\lambda = 1$$

$$\lambda \cdot n' = \lambda \cdot \frac{\sqrt{d \cdot b_f}}{4} = (1) \cdot \frac{\sqrt{350 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}}}{4} = 81 \text{ mm}$$

Obteniendo así un valor de l de:

$$l = \max(m, n, \lambda \cdot n') = \max(83,75 \text{ mm}, 130 \text{ mm}, 81 \text{ mm}) = 130 \text{ mm}$$

Finalmente, el espesor requerido por la placa base se obtiene utilizando la Ecuación (4.29):

$$t_{min} = l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_b \cdot F_y \cdot B \cdot N}} \quad (4.29)$$

Reemplazando:

$$t_{min} = l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_b \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 130 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 3000000 \text{ N}}{0,9 \cdot 345 \text{ MPa} \cdot 500 \text{ mm} \cdot 500 \text{ mm}}} = 36,14 \text{ mm}$$

Se utiliza un espesor de placa base $t = 40 \text{ mm}$.

Para obtener el factor de utilización se realiza el cálculo inverso:

$$40 \text{ mm} = l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_n}{\phi_b \cdot F_y \cdot B \cdot N}}$$

Despejando el valor de P_n , se obtiene un valor de 3674560 N, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{P_u}{P_n} = \frac{3000000 \text{ N}}{3674560 \text{ N}} = 82\%$$

Cálculo de pernos de anclaje:

Al encontrarnos en el caso de $e < e_{crit}$ no es necesario el uso de pernos de anclaje, sin embargo, los requerimientos de la *OSHA* nos indica que es necesario utilizar un mínimo de 4 pernos de anclajes. Por lo tanto, se utilizan cuatro pernos de diámetro $\frac{3}{4}$ de pulgada calidad ASTM F1554 Gr. 36

Verificación utilizando IDEA StatiCa:

Utilizando los mismos materiales, calidades y dimensiones descritas en el enunciado del ejercicio, se procede a modelar la conexión. Luego se aplican las cargas como se puede ver en las imágenes a continuación:

Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B1 / End	-3000,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

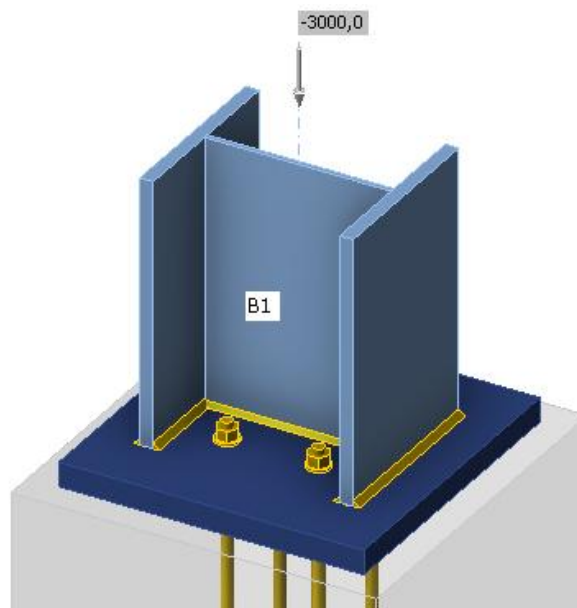


Figura 8.1 Vista general de la placa base.

Si se verifican los esfuerzos equivalentes en la placa base, se obtiene un valor de 230 MPa , lo cual es menor que la fluencia del material correspondiente a $\phi_b \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{230 \text{ MPa}}{310 \text{ MPa}} = 74\%$$

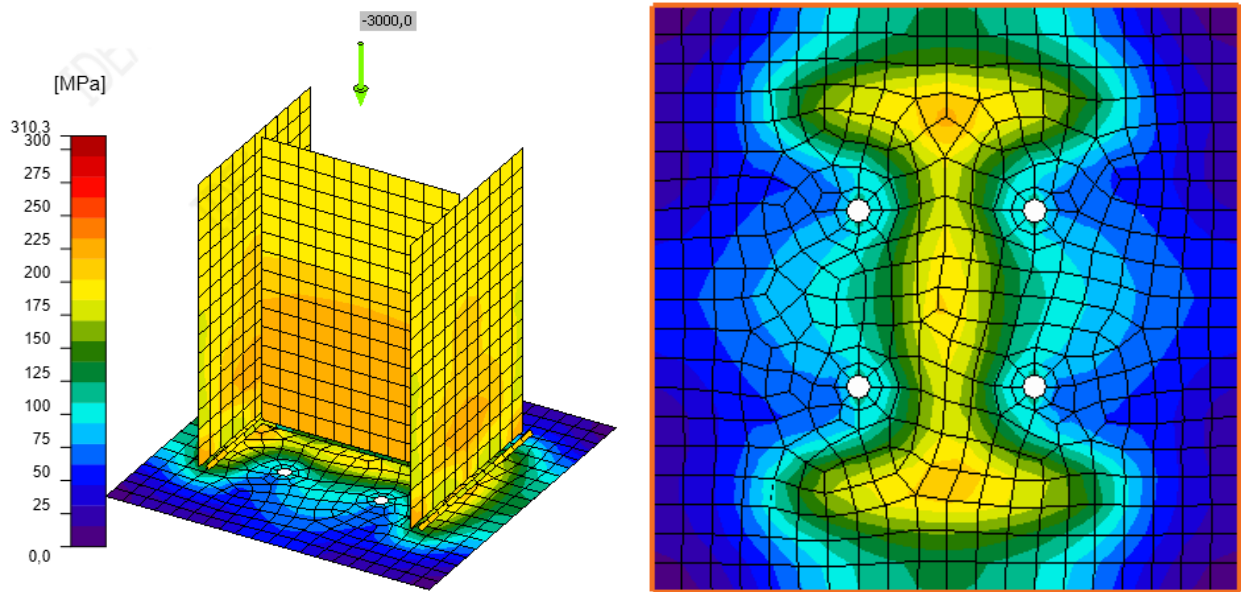


Figura 8.2 Esfuerzos equivalentes.

Si se verifican las deformaciones plásticas, en la placa base no existen.

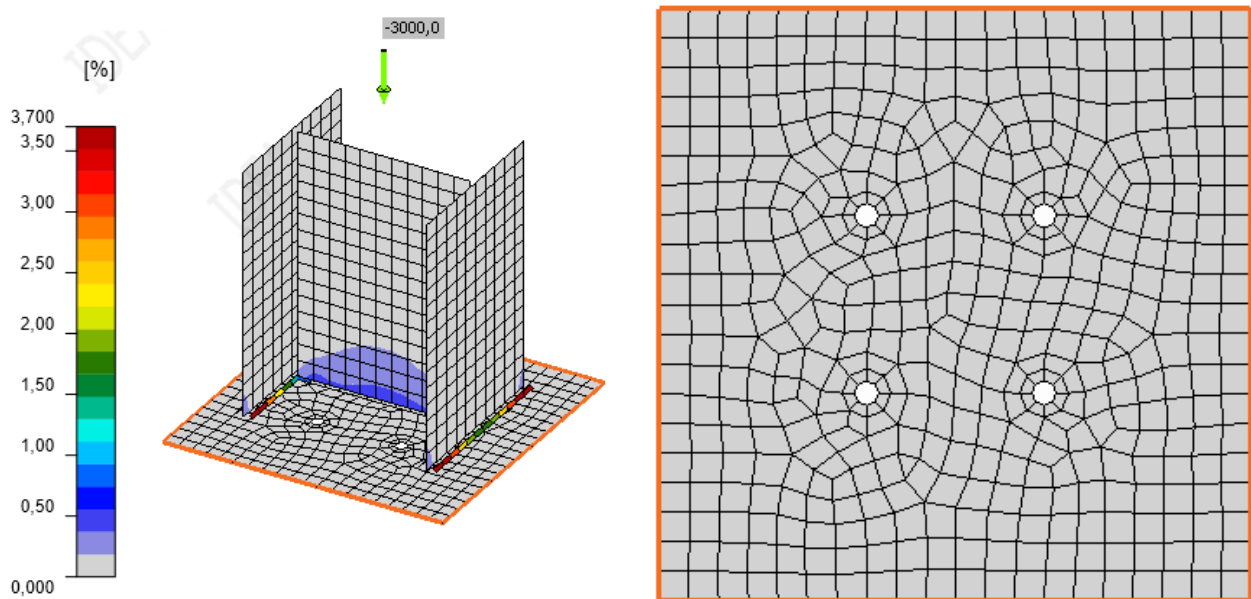


Figura 8.3 Deformaciones plásticas.

En el caso de los esfuerzos en el hormigón, el programa considera las áreas que realmente están en contacto considerando las deformaciones de cada material, el área achurada corresponde al $A_2 = 312393 \text{ mm}^2$ y el $A_1 = 205787 \text{ mm}^2$ la cual corresponde al área en contacto de la placa base con el hormigón.

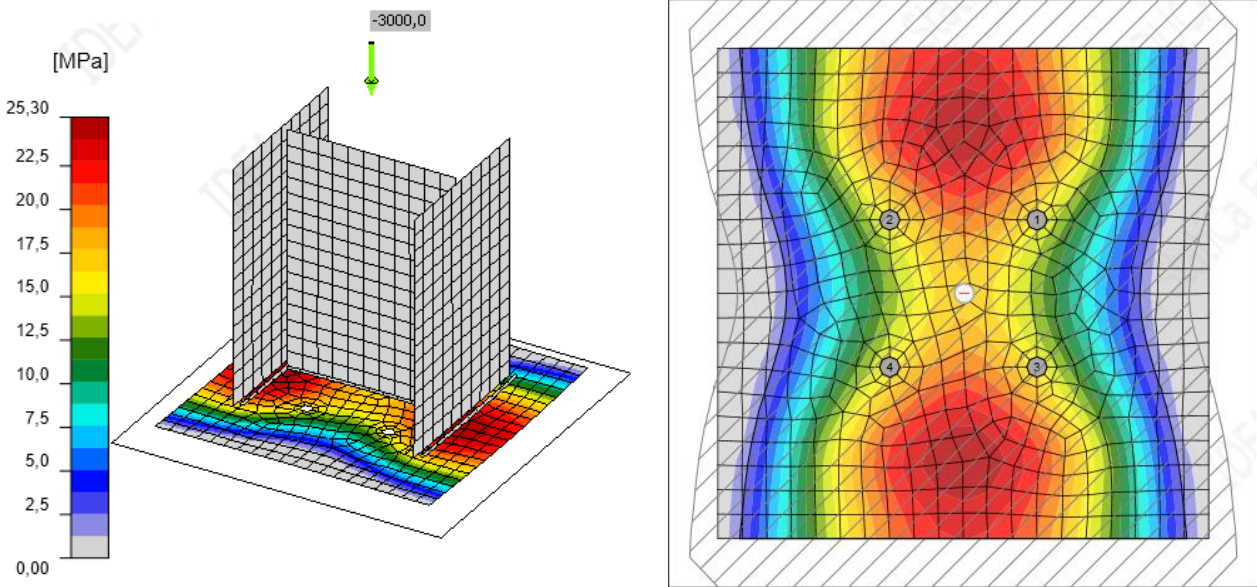


Figura 8.4 Esfuerzos en el hormigón.

Considerando esto, se alcanza un esfuerzo de aplastamiento promedio en el hormigón de $f_{pu} = 14,6 \text{ MPa}$, lo cual es menor a la resistencia del hormigón $\Phi_c \cdot f_p = 17 \text{ MPa}$.

Finalmente, la comparación entre los resultados entregados por el programa y calculados mediante el método tradicional se entregan en la siguiente tablas resumen:

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\Phi_c \cdot f_p$	16,6 MPa	17 MPa
f_{pu}	12 MPa	14,6 MPa
F.U.	72%	86%

Placa base:

Resultados

Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	82%	74%

Se presenta el detalle de la conexión:

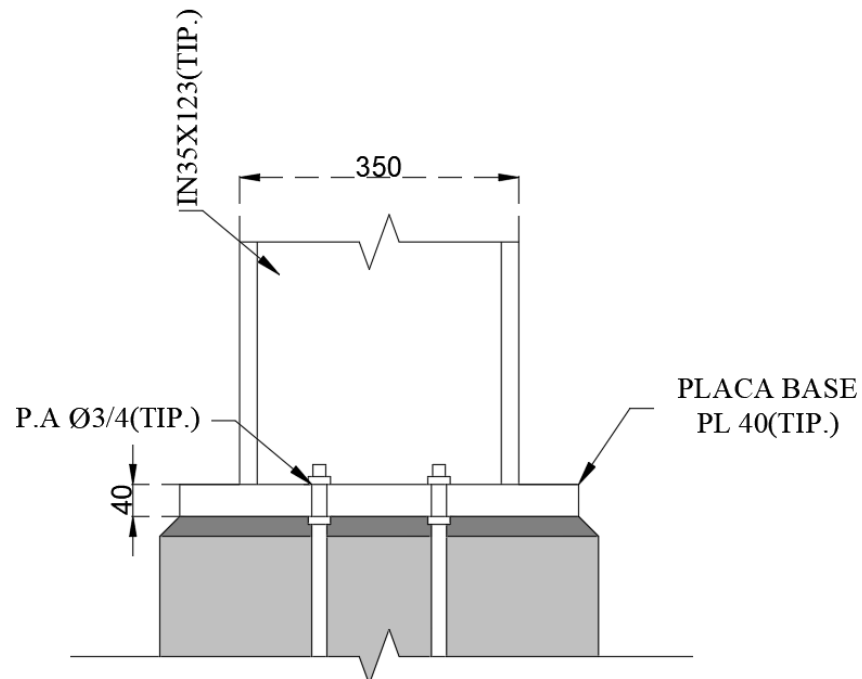


Figura 8.5 Vista en elevación de la conexión.

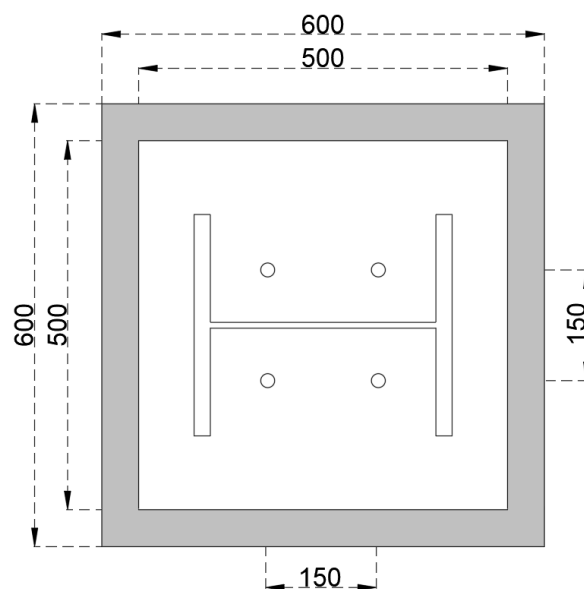


Figura 8.6 Vista en planta de la conexión.

Anexo 4.2 Ejemplo tracción pura

Diseñar el tipo y número de pernos de anclaje, espesor de placa base, soldaduras y verificar la resistencia de los anclajes en el hormigón de una columna HN 25X68,9 a la cual le llega una carga de tracción de 300000 N. La columna se encuentra unida a una gran zapata que tiene un hormigón G28, utiliza acero ASTM A572 Gr.50 para la placa base, ASTM F1554 Gr. 36 para los pernos de anclaje y soldadura E70.

Solución:

Los datos que se pueden extraer del enunciado son los siguientes:

Datos Pedestal hormigón:

- $f'_c = 28 \text{ MPa}$

Datos Placa Base:

- $F_y = 345 \text{ MPa}$
- $F_u = 448 \text{ MPa}$

Datos Columna Acero HN 25X68,9:

- $b_f = 250 \text{ mm}$
- $d = 250 \text{ mm}$
- $t_f = 14 \text{ mm}$
- $t_w = 8 \text{ mm}$

Solución:

Número de pernos de anclaje

Lo primero es determinar número de pernos de anclaje:

$$T_{u/\text{perno}} = \frac{P_u}{\text{No. pernos}} = \frac{300000 \text{ N}}{4} = 75000 \text{ N}$$

Reemplazando en la Ecuación 4.32, con un perno F1554 Gr.36 de diámetro 7/8 in. se logra la resistencia requerida:

$$\phi \cdot R_n = F_u \cdot A_{se,N} \quad (4.32)$$

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_u \cdot A_{se,N} = 0,75 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot 297,89 \text{ mm}^2 = 89367 \text{ N} > T_{u/\text{perno}}$$

Espesor placa base

Ahora se calcula el espesor mínimo requerido por la placa base, para esto se considera una columna rotulada, es decir, los pernos se encuentran dentro de las alas del perfil. Además, los pernos tienen un espaciado de 100x100mm y que estos solo generan momento alrededor del alma de la columna.

Para ello se calcula el brazo de palanca "a" de los pernos.

$$a = \frac{100 - t_w}{2} = \frac{100 \text{ mm} - 8 \text{ mm}}{2} = 46 \text{ mm}$$

Y luego el momento que estos generan.

$$M_u = T_{c/\text{perno}} \cdot a = 75000 \text{ N} \cdot 46 \text{ mm} = 3450000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

El ancho efectivo de cada perno de anclaje, para resistir el momento alrededor del alma, se puede obtener a partir de una distribución de 45 grados desde el centro de cada uno.

$$b_{eff} = 2 \cdot a = 2 \cdot 46 \text{ mm} = 92 \text{ mm}$$

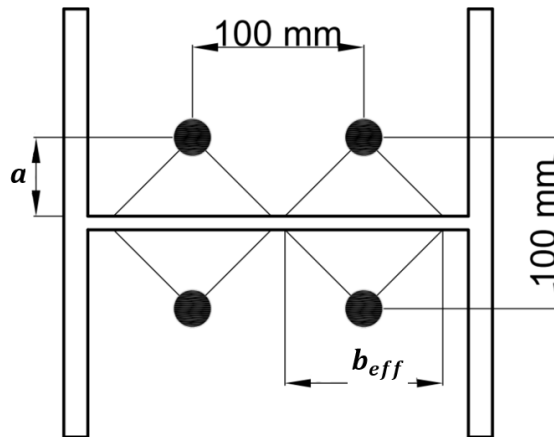


Figura 8.7 Representación b_{eff} .

Finalmente, el espesor requerido es el siguiente:

$$t_{req} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_u}{\phi_b \cdot F_y \cdot b_{eff}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 3450000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{0,9 \cdot 345 \text{ MPa} \cdot 92 \text{ mm}}} = 21,97 \text{ mm}$$

Por lo que se utiliza una plancha de 22 milímetros

Verificación de soldadura

También se verifican las soldaduras, considerando soldadura de filete a ambos lados del alma de la columna la sollicitación que le llega a la soldadura " $T_{u,soldadura}$ " se puede determinar de la siguiente manera:

$$T_{u,soldadura} = \frac{T_{u/perno}}{b_{eff}} = \frac{75000 \text{ N}}{92 \text{ mm}} = 815,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

La resistencia de la soldadura viene dada por la siguiente ecuación. Además, como la carga se aplica a 90 grados se obtiene el siguiente factor de incremento:

$$k_{ds} = 1,0 + 0,50 \cdot \sin^{1,5} \theta = 1,0 + 0,50 \cdot \sin^{1,5} 90^\circ = 1,5$$

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} \cdot k_{ds} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 482 \text{ MPa} \cdot \frac{5 \text{ mm}}{\sqrt{2}} \cdot 1,5 = 1150,3 \frac{\text{N}}{\text{mm}} > T_{u,soldadura}$$

Esfuerzos en el alma

Si se verifican los esfuerzos locales producidos en el alma

$$f_{alma} = \frac{2 \text{ (lados)} \cdot T_{u,soldadura}}{t_w} = \frac{2 \cdot 815,2 \frac{\text{N}}{\text{mm}}}{8 \text{ mm}} = 203,8 \text{ MPa}$$

La resistencia de la placa material A572 Gr. 50

$$\phi_b \cdot F_y = 0,9 \cdot 345 \text{ MPa} = 310,5 \text{ MPa} > f_{alma}$$

Verificando pernos de anclaje en el hormigón

Considerando una zapata muy grande se pueden ignorar las restricciones de espaciamiento a borde.

Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (Concrete Pullout Strength)

Para verificar la resistencia al deslizamiento, se utiliza la Ecuación 4.35, reemplazando:

$$\phi \cdot N_{pn} = \phi \cdot \psi_{c,p} \cdot N_p \quad (4.35)$$

$$\phi N_p = \phi \cdot \psi_{c,p} \cdot N_p = 0,7 \cdot 1 \cdot 8 \cdot 767,74 \text{ mm}^2 \cdot 28 \text{ MPa} = 120382 \text{ N} > T_{u/\text{perno}}$$

En donde:

- $\psi_{c,p} = 1,0$ (no hay estudio de fisuración bajo cargas de servicio)
- $N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c$
- A_{brg} según Tabla 4.2.

Resistencia al arrancamiento por tracción del hormigón (Concrete Breakout Strength)

Considerando una longitud embebida da $h_{ef} = 400 \text{ mm}$.

Como la carga se aplica concéntricamente $e'_N = 0$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{e'_N}{1,5 \cdot h_{ef}}} = \frac{1}{1 + \frac{0}{1,5 \cdot 400 \text{ mm}}} \leq 1 = 1$$

El área " A_{NC} " se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{NC} = (1,5 \cdot h_{ef} + s_x + 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot (1,5 \cdot h_{ef} + s_y + 1,5 \cdot h_{ef})$$

$$A_{NC} = (1,5 \cdot 400 \text{ mm} + 100 \text{ mm} + 1,5 \cdot 400 \text{ mm}) \cdot (1,5 \cdot 400 \text{ mm} + 100 \text{ mm} + 1,5 \cdot 400 \text{ mm})$$

$$A_{NC} = 1,69 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

El área A_{Nco} se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{Nco} = (1,5 \cdot h_{ef} + 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot (1,5 \cdot h_{ef} + 1,5 \cdot h_{ef}) = 9 \cdot h_{ef}^2 = 1440000 \text{ mm}^2$$

Como la distancia al borde es mayor que $1,5 \cdot h_{ef}$, $\psi_{ed,N} = 1$

Como no hay estudio de agrietamiento bajo cargas de servicio se asume $\psi_{c,N} = 1$

Ya que son pernos preinstalados $\psi_{cp,N} = 1$

Para $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$

$$N_b = 3,9 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{5/3} = 3,9 \cdot \sqrt{28 \text{ MPa}} \cdot 400^{5/3} = 448136,5 \text{ N}$$

Considerando que no hay refuerzo suplementario, se reemplaza en la Ecuación 4.36:

$$\phi \cdot N_{cbg} = \phi \cdot \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad (4.36)$$

$$\phi \cdot N_{cbg} = 0,7 \cdot \frac{1,69 \times 10^6 \text{ mm}^2}{1440000 \text{ mm}^2} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 448136,5 \text{ N} = 368157 \text{ N} > P_u$$

Verificación utilizando IDEA StatiCa:

Utilizando los mismos materiales, calidades y dimensiones descritas en el enunciado del ejercicio, se procede a modelar la conexión. Luego se aplican las cargas como se puede ver en las imágenes a continuación:

	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
>	B1 / End	300,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

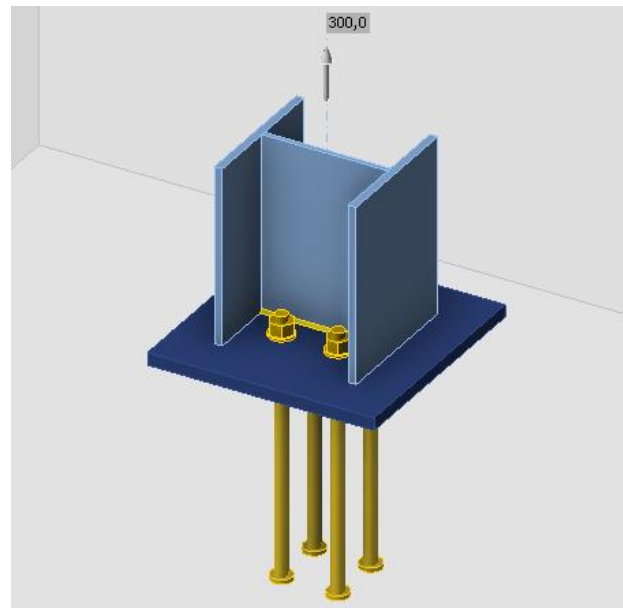


Figura 8.8 Vista general de la placa base

Si se verifican los esfuerzos equivalentes en la placa base se obtienen 253 MPa , lo cual es menor que la fluencia del material correspondiente a $\phi_b \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$

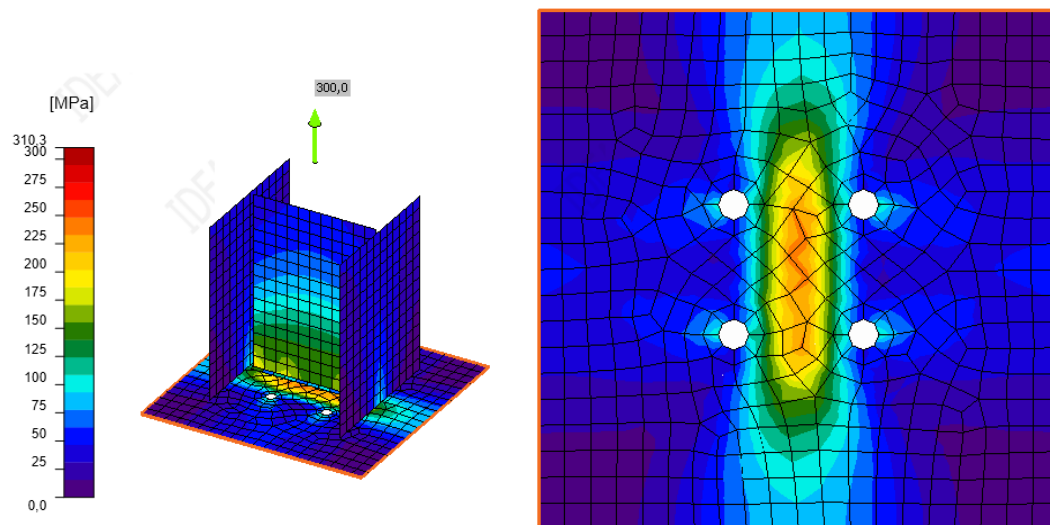


Figura 8.9 Esfuerzos equivalentes en MPa

Si se verifican las deformaciones plásticas en la placa base, no existen.

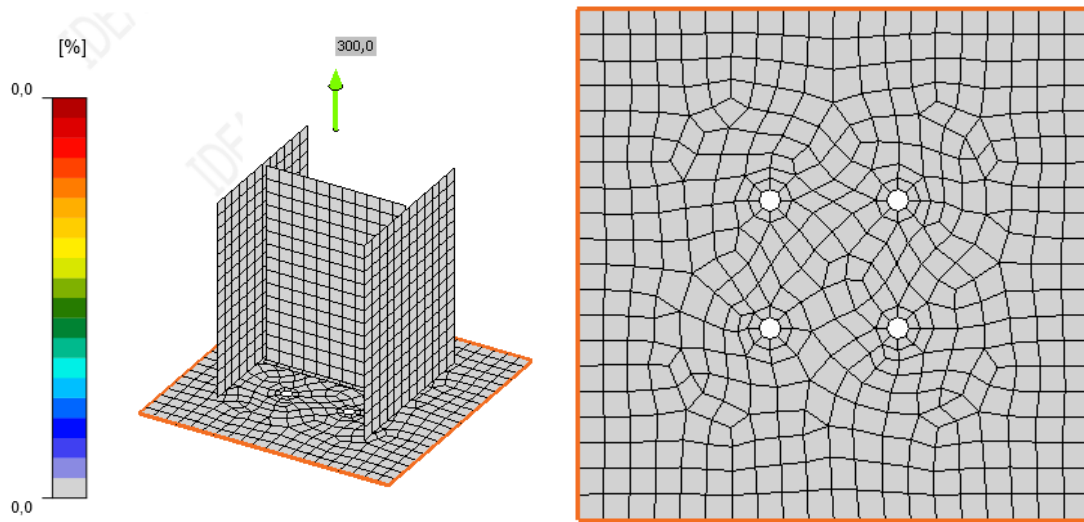


Figura 8.10 Deformaciones plásticas en %.

Finalmente, la comparación entre los resultados entregados por el programa y calculados mediante el método tradicional se entregan en las siguientes tablas resumen.

Verificación de soldaduras:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\Phi \cdot R_n$	$1150,3 \frac{N}{mm}$	$1129,7 \frac{N}{mm}$
F_n	$815,2 \frac{N}{mm}$	$857,2 \frac{N}{mm}$
F.U.	70%	75%

Verificación de arrancamiento por tracción del hormigón (Concrete Breakout Strength):

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\Phi \cdot N_{cbg}$	$368157 N$	$368400 N$
N_{fg}	$300000 N$	$300000 N$
F.U.	81%	81%

Verificación de extracción por deslizamiento en tracción (Concrete Pullout Strength):

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\varnothing \cdot N_{pn}$	120382 N	120400 N
N_f	75000 N	75000 N
F.U.	62%	62%

Se presenta el detalle de la conexión:

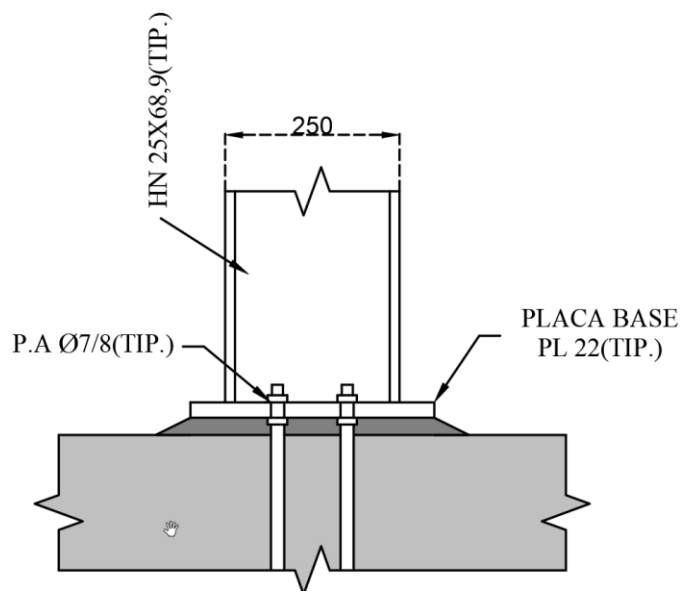


Figura 8.11 Vista en elevación de la conexión.

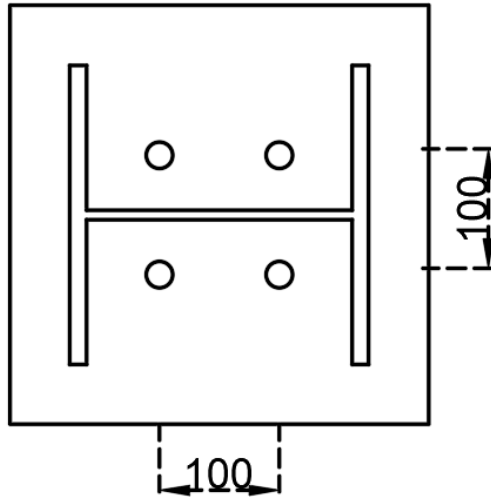


Figura 8.12 Vista en planta de la conexión.

Anexo 4.3 Ejemplo solo corte

Verificar resistencia al corte de pernos de anclaje F1554 Gr.36 de diámetro $\frac{3}{4}$ in. Los cuales están distribuidos en un patrón de 100×100 mm Además, verificar la resistencia de los anclajes en el hormigón de un pedestal de 1000×1000 mm y una resistencia del hormigón G28,

Calculando la resistencia al corte de un perno

$$\phi \cdot R_{nv} = \phi \cdot F_{nv} \cdot A_b = 0,75 \cdot 0,450 \cdot F_u \cdot A_b$$

$$\phi \cdot R_{nv} = 0,75 \cdot 0,450 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot \frac{\left(\frac{3}{4} \text{ in.} \cdot 25,4 \frac{\text{mm}}{\text{in.}}\right)^2}{2} \cdot \pi = 38478,1 \text{ N}$$

Ya que la norma *NCh2369* nos indica que solo se utilizan dos pernos para el cálculo del corte

$$\phi \cdot R_{nv} = 2 (\text{pernos}) \cdot 76956,2 \text{ N} = 76956,2 \text{ N}$$

Resistencia al arrancamiento debido al corte (shear breakout strength)

Calculo A_{Vc}

En este caso $c_{a2} < 1,5 \cdot c_{a1}$ ya que se encuentra limitado por las dimensiones del pedestal y como se puede observar en la imagen, $c_{a2} = 450$ mm. Además, se tiene un espesor $h_a = 1000$ mm, por lo que el valor está limitado por $h_a \leq 1,5 \cdot c_{a1}$

$$A_{Vc} = (c_{a2} + s + c_{a2}) \cdot (1,5 \cdot c_{a1}) = (450 \text{ mm} + 100 \text{ mm} + 450 \text{ mm}) \cdot (1,5 \cdot 450 \text{ mm})$$

$$A_{Vc} = 675000 \text{ mm}^2$$

Calculo A_{Vco}

$$A_{Vco} = 4,5 \cdot c_{a1}^2 = 4,5 \cdot (450 \text{ mm})^2 = 911250 \text{ mm}^2$$

Calculo V_b

$$V_B = 0,6 \cdot \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0,2} \cdot \sqrt{d_a} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (c_{a1})^{1,5} \leq 3,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (c_{a1})^{1,5}$$

$$V_B = 0,6 \cdot (8)^{0,2} \cdot \sqrt{\frac{3}{4} \text{ in.} \cdot 25,4 \frac{\text{mm}}{\text{in.}}} \cdot \sqrt{28} \cdot (450)^{1,5} \leq 3,7 \cdot \sqrt{28} \cdot (450)^{1,5}$$

$$V_B = 200500 \text{ N} \leq 186895,8 \text{ N}$$

$$V_B = 186895,8 \text{ N}$$

Como la carga se aplica concéntricamente $\psi_{ec,V} = 1,0$

Como $c_{a2} < 1,5 \cdot c_{a1}$, el valor de $\psi_{ed,V}$ viene dado por la siguiente expresión:

$$\psi_{ed,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_{a2}}{1,5 \cdot c_{a1}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{450 \text{ mm}}{1,5 \cdot 450 \text{ mm}} = 0,9$$

Como el espesor $h_a > 1,5 \cdot c_{a1}$, el valor de $\psi_{h,V} = 1,0$

Ya que no existe un estudio de fisuración bajo cargas de servicio y no se presenta armadura suplementaria, $\psi_{c,V} = 1,0$

Finalmente, la resistencia al breakout es

$$\emptyset \cdot V_{cbg} = \emptyset \cdot \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{ed,V} \cdot \psi_{c,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot V_b$$

$$\emptyset \cdot V_{cbg} = 0,7 \cdot \frac{675000 \text{ mm}^2}{675000 \text{ mm}^2} \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 186895,8 \text{ N}$$

$$\emptyset \cdot V_{cbg} = 87218 \text{ N} > \emptyset \cdot R_{nv}$$

Por lo tanto, se verifica que el pedestal de hormigón es capaz de soportar la carga de corte transferida por los dos pernos de anclaje sin la necesidad de barras de refuerzo.

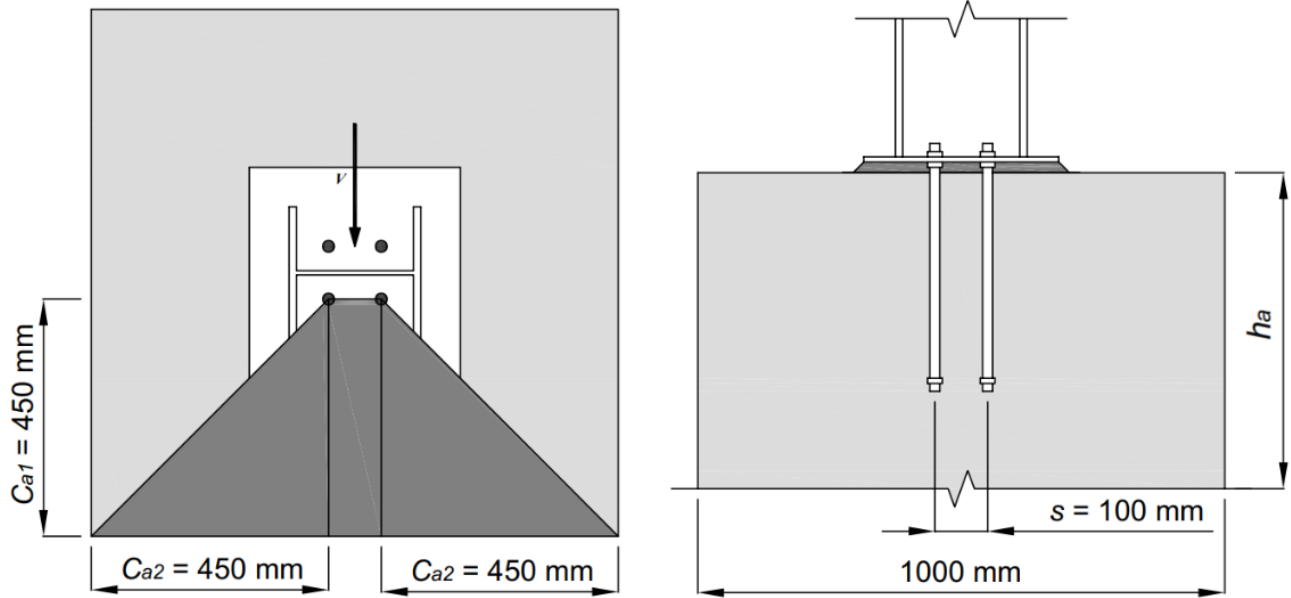


Figura 8.13 Representación áreas de arrancamiento debido al corte.

Resistencia al arrancamiento debido al efecto palanca (shear pryout strength)

$$V_{cpg} = k_{cp} \cdot N_{cpg}$$

En donde:

- $k_{cp} = 2$ ya que $h_{ef} > 65 \text{ mm}$
- $N_{cpg} = N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b$

Verificando longitud embebida efectiva:

$$h_{ef} = h'_{ef} = \max\left(\frac{c_{a,max}}{1,5}, \frac{s_{max}}{3}\right) = 300 \text{ mm}$$

Cálculo de N_{cpg}

$$A_{Nc} = (450 \text{ mm} + 100 \text{ mm} + 450 \text{ mm}) \cdot (450 \text{ mm} + 100 \text{ mm} + 450 \text{ mm}) = 1000000 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = 9 \cdot h_{ef}^2 = 9 \cdot 300^2 = 810000 \text{ mm}^2$$

Ya que la carga se aplica concéntricamente $\psi_{ec,N} = 1,0$

Ya que $c_{a,min} \geq 1,5 \cdot h_{ef}$ el valor de $\psi_{ed,N} = 1,0$

Debido a que no hay análisis de agrietamiento bajo cargas de servicio el valor de $\psi_{c,N} = 1,0$

Como se utilizan anclajes preinstalados $\psi_{cp,N} = 1,0$

Cálculo de N_b

$$N_b = 3,9 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1,5} = 3,9 \cdot \sqrt{28 \text{ MPa}} \cdot 300^{1,5} = 277446 \text{ N}$$

Reemplazando:

$$N_{cpg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b$$

$$N_{cpg} = \frac{1000000 \text{ mm}^2}{810000 \text{ mm}^2} \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 277446 \text{ N} = 342526 \text{ N}$$

Finalmente, el shear pryout strength es:

$$\emptyset \cdot V_{cpg} = \emptyset \cdot k_{cp} \cdot N_{cpg} = 0,7 \cdot 2 \cdot 342526 \text{ N} = 479537 \text{ N}$$

$$\emptyset \cdot V_{cpg} > \emptyset \cdot R_{nv} = 76956,2 \text{ N}$$

Se verifica que la resistencia es mayor al corte que ejercen los dos pernos de anclaje.

Verificación utilizando IDEA StatiCa:

Utilizando los mismos materiales, calidades y dimensiones descritas en el enunciado del ejercicio, se procede a modelar la conexión. Luego se aplican las cargas como se puede ver en las imágenes a continuación:

	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
>	B1 / End	0,0	-77,0	0,0	0,0	0,0	0,0

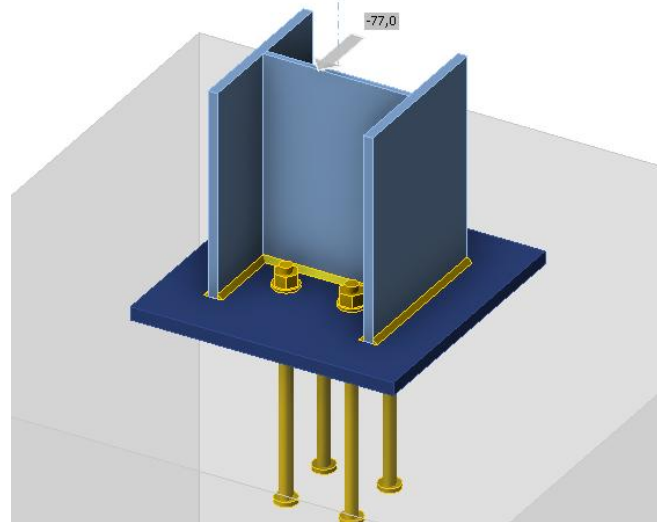


Figura 8.14 Vista general de la placa base

Si se verifican los esfuerzos equivalentes en la placa base se puede notar un valor de 44 MPa en los bordes de los orificios de los pernos de anclaje, lo cual es menor a la resistencia del material de $\phi \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$.

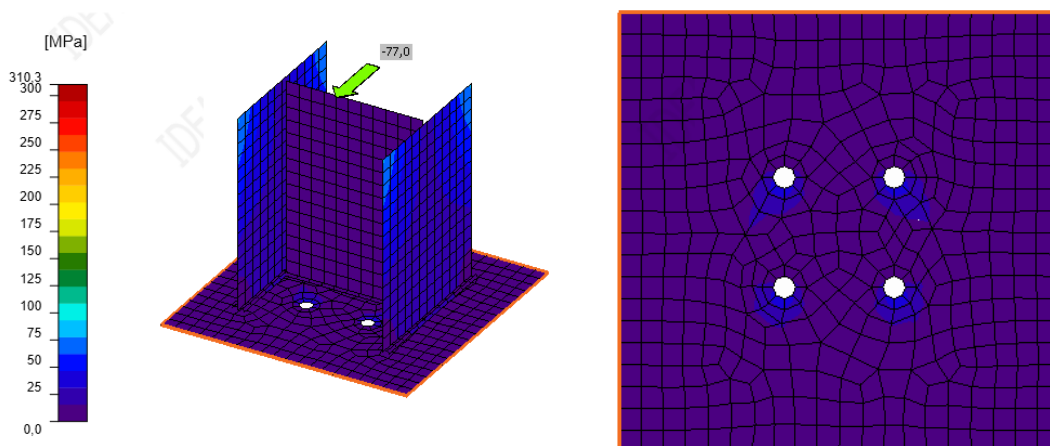


Figura 8.15 Esfuerzos equivalentes en MPa

Si se verifican las deformaciones plásticas en la placa base, no existen.

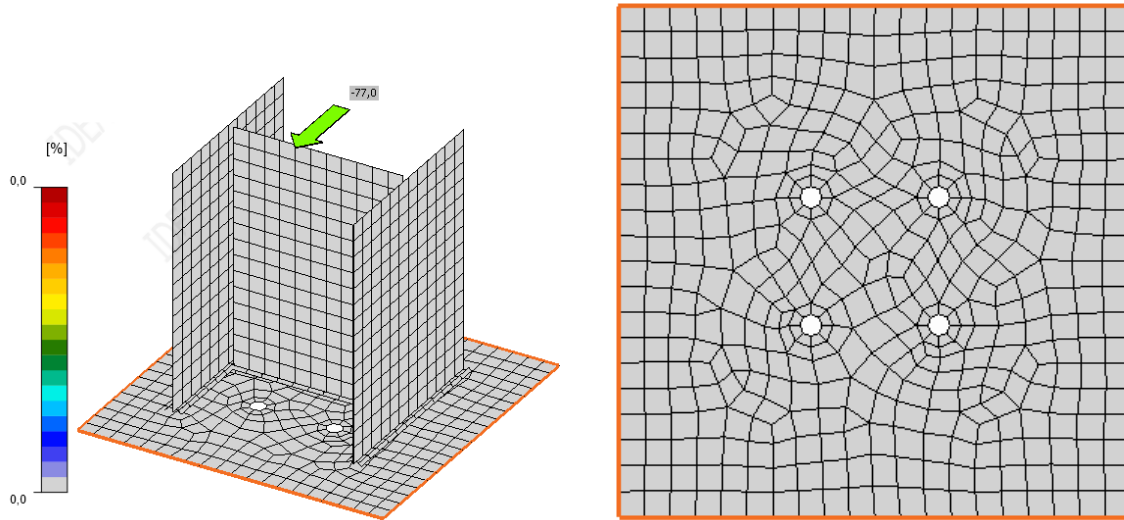


Figura 8.16 Deformaciones plásticas en %

Finalmente, la comparación entre los resultados entregados por el programa y calculados mediante el método tradicional se entregan en las siguientes tablas resumen.

Verificación de resistencia al arrancamiento debido al corte (shear breakout strength)

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi \cdot V_{cbg}$	87218 N	87200 N
V_g	76956 N	76956 N
F.U.	88%	88%

Verificación de resistencia al arrancamiento debido al efecto palanca (shear pryout strength)

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi \cdot N_{pn}$	479537 N	475200 N
V_g	76956 N	76956 N
F.U.	16%	16%

Anexo 4.4 Ejemplo de base rotulada.

Diseñar placa base considerando una columna rotulada HN30X92,2 calidad ASTM A36, la cual es soportada por un pedestal de hormigón calidad G25 de dimensiones 650x650 *mm* y de altura $h = 1250$ *mm*. Para la placa base utilizar ASTM A572 Gr.50 y para los pernos de anclaje F1554 Gr. 36.

Las solicitaciones son las siguientes:

Solicitaciones [LRFD]	
P_u, N	2114000
T_u, N	665000
V_{ux}, N	563000

Solución:

Los datos que se pueden extraer del enunciado son los siguientes:

Datos Pedestal hormigón:

- $f'_c = 25$ *MPa*
- $n = 650$ *mm*
- $b = 650$ *mm*
- $h = 1250$ *mm*

Datos Placa Base ASTM A572 Gr.50:

- $F_y = 345$ *MPa*
- $F_u = 448$ *MPa*

Datos Columna Acero HN30X92,29:

- $b_f = 300$ *mm*
- $d = 300$ *mm*
- $t_f = 16$ *mm*
- $t_w = 8$ *mm*

Solución:

Al ser una base rotulada, no existen momentos, por lo que el cálculo de la placa base corresponde al diseño por compresión.

Número de pernos de anclaje

Lo primero es determinar número de pernos de anclaje, si se consideran cuatro pernos de anclajes:

$$T_{u/perno} = \frac{T_u}{N_p} = \frac{665000 \text{ N}}{4} = 166250 \text{ N}$$

Reemplazando en la Ecuación 4.32, con un perno F1554 Gr.36 de diámetro $1\frac{1}{4}$ in. se logra la resistencia requerida:

$$\phi \cdot R_n = F_u \cdot A_{se,N} \quad (4.32)$$

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot F_u \cdot A_{se,N} = 0,75 \cdot 400 \text{ MPa} \cdot 625,23 \text{ mm}^2 = 187569 \text{ N} > T_{u/perno}$$

Espaciamiento anclajes:

En la Tabla 4.6 se nos indica que hay que respetar un espaciamiento entre pernos de anclaje de al menos $4 \cdot d_{perno} = 4 \cdot 1\frac{1}{4} \text{ in.} \cdot 25,4 \frac{\text{in.}}{\text{in.}} = 127 \text{ mm}$, por lo que se utiliza un espaciamiento de 150 mm .

Área requerida:

Se utiliza la Ecuación (4.14):

$$A_{1(req)} \geq \frac{P_u}{\phi_c \cdot 0,85 \cdot f'_c} \quad (4.14)$$

Reemplazando:

$$A_{1(req)} \geq \frac{2114000 \text{ N}}{0,65 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa}} = 153050 \text{ mm}^2$$

Por lo que nuestra placa base tiene unas dimensiones de $B = 400 \text{ mm}$ y $N = 400 \text{ mm}$, dando así un $A_1 = 160000 \text{ mm}^2$, mayor que $A_{1(req)}$.

Resistencia aplastamiento hormigón:

Se utiliza la Ecuación (4.14):

$$\phi_c \cdot f_{p(\max)} = \phi_c \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi_c \cdot 2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \quad (4.5)$$

Reemplazando:

$$\phi_c \cdot f_{p(\max)} = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot \sqrt{\frac{650 \text{ mm} \cdot 650 \text{ mm}}{160000 \text{ mm}}} \leq 0,65 \cdot 2 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa}$$

$$\phi_c \cdot f_{p(\max)} = 22,45 \text{ MPa} \leq 27,6 \text{ MPa}$$

$$\phi_c \cdot f_{p(\max)} = 22,45 \text{ MPa}$$

Aplastamiento que produce placa base en el hormigón:

Se utiliza la Ecuación (4.14):

$$f_{pu} = \frac{P_u}{B \cdot N} \quad (4.18)$$

Reemplazando:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{2114000 \text{ N}}{400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}} = 13,21 \text{ MPa}$$

Se verifica que la resistencia del hormigón es mayor a la sollicitación $\phi_c \cdot f_{p(\max)} > f_{pu}$

Calculando momento en la placa:

Se utiliza la Ecuación 4.20:

$$M_{pl} = f_{pu} \cdot \left(\frac{l^2}{2}\right) \quad (4.20)$$

El valor de l , corresponde al máximo valor entre m, n y $\lambda n'$, que están expresados en las ecuaciones 4.22, 4.23 y 4.24.

Reemplazando:

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{400 \text{ mm} - 0,95 \cdot 300 \text{ mm}}{2} = 57,5 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot b_f}{2} = \frac{400 \text{ mm} - 0,8 \cdot 400 \text{ mm}}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$X = \left[\frac{4 \cdot d \cdot b_f}{(d + b_f)^2} \right] \cdot \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_p} = \left[\frac{4 \cdot 300 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}}{(300 \text{ mm} + 300 \text{ mm})^2} \right] \cdot \frac{2114000 \text{ N}}{22,45 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}} = 0,59$$

$$\lambda = \frac{2 \cdot \sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 = \frac{2 \cdot \sqrt{0,59}}{1 + \sqrt{1 - 0,59}} = 0,93$$

$$\lambda n' = \lambda \cdot \frac{\sqrt{d \cdot b_f}}{4} = 0,93 \cdot \frac{\sqrt{300 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}}}{4} = 70,12 \text{ mm}$$

Por lo tanto, el valor de $l = \max(57,5 \text{ mm} ; 80 \text{ mm} ; 70,12 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$

Por lo que el momento en la placa es:

$$M_{pl} = f_{pu} \cdot \left(\frac{l^2}{2} \right) = 13,21 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{(80 \text{ mm})^2}{2} \right) = 42240 \text{ N}$$

Finalmente, el espesor requerido de la placa base se calcula utilizando la ecuación:

$$t_{min} = l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_b \cdot F_y \cdot B \cdot N}} \quad (4.20)$$

$$t_{min} = l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_u}{\phi_b \cdot F_y \cdot B \cdot N}} = 80 \text{ mm} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 2114000 \text{ N}}{0,9 \cdot 345 \text{ MPa} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}}} = 23,34 \text{ mm}.$$

Por lo que el espesor de placa base que se utiliza es $t_p = 25 \text{ mm}$.

Para obtener el factor de utilización se realiza el cálculo inverso:

$$25 \text{ mm} = l \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot P_n}{\phi_b \cdot F_y \cdot B \cdot N}}$$

Despejando el valor de P_n , se obtiene un valor de 2425780 N, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{P_u}{P_n} = \frac{2114000 \text{ N}}{2425780 \text{ N}} = 87\%$$

Verificación utilizando IDEA StatiCa:

Utilizando los mismos materiales, calidades y dimensiones descritas en el enunciado del ejercicio, se procede a modelar la conexión. Luego se aplican las cargas que se pueden ver en las imágenes a continuación:

Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B1 / End	-2114,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

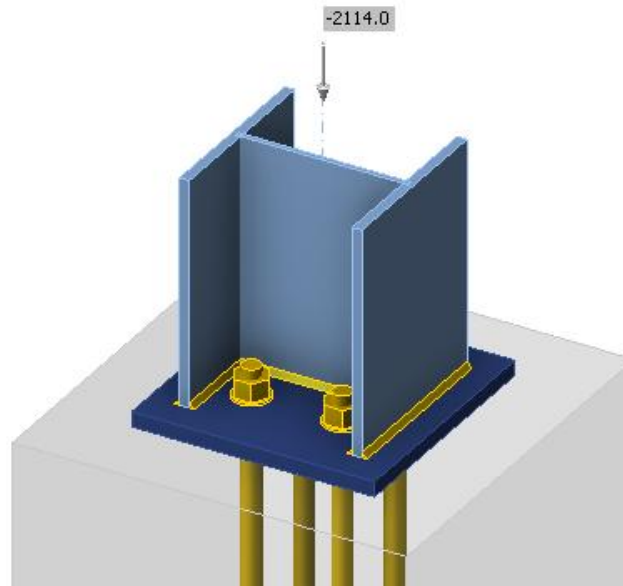


Figura 8.17 Vista general de la placa base

Si se verifican los esfuerzos equivalentes en la placa base se puede notar un valor de 248 MPa en la zona justo debajo de las alas y alma de la columna, lo cual es menor a la resistencia del material de $\phi \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{248 \text{ MPa}}{310 \text{ MPa}} = 80\%$$

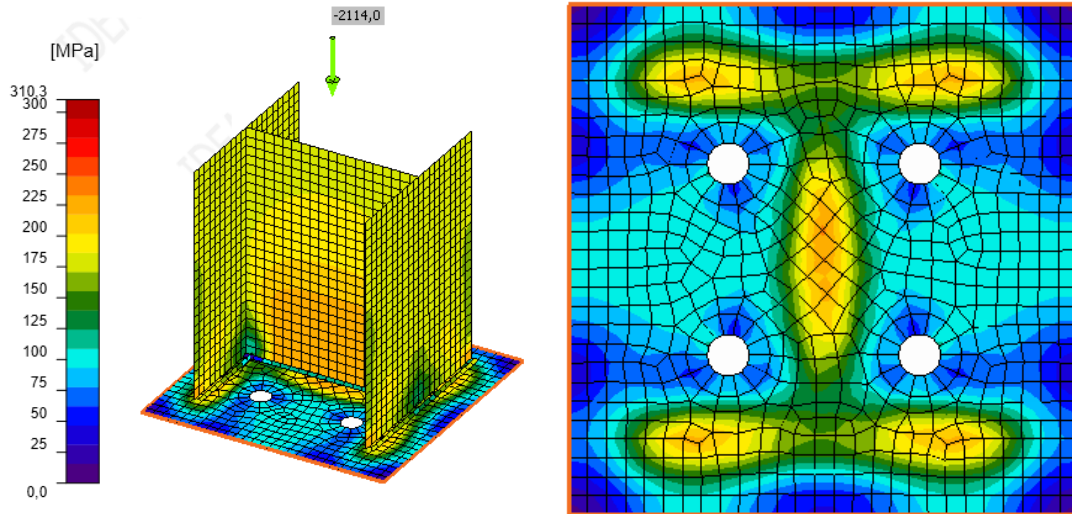


Figura 8.18 Esfuerzos equivalentes en MPa

Si se verifican las deformaciones plásticas, en la placa base no existen.

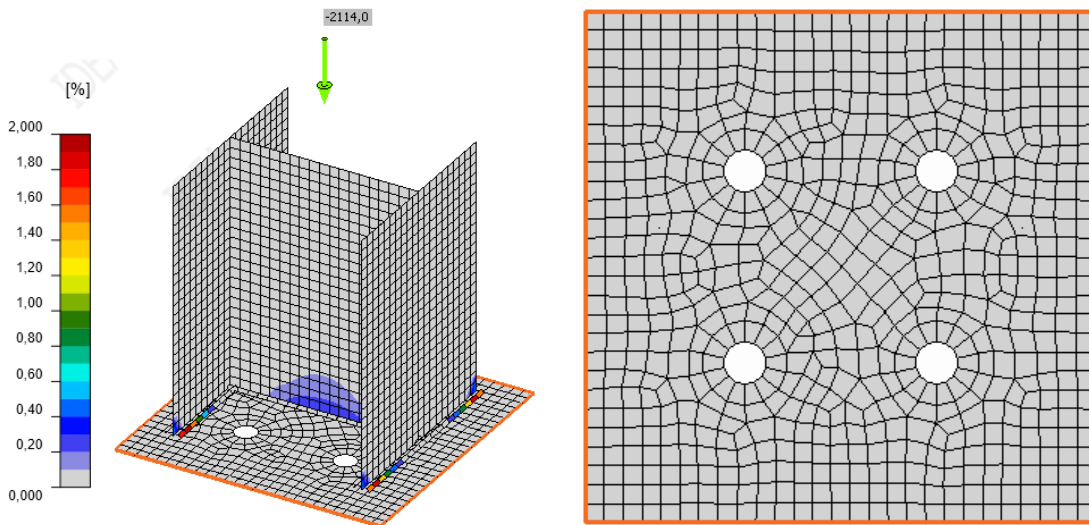


Figura 8.19 Deformaciones plásticas

En el caso de los esfuerzos en el hormigón, el programa considera las áreas que realmente están en contacto considerando las deformaciones de cada material, el área achurada corresponde al $A_2 = 312393 \text{ mm}^2$ y el $A_1 = 205787 \text{ mm}^2$ la cual corresponde al área en contacto de la placa base con el hormigón.

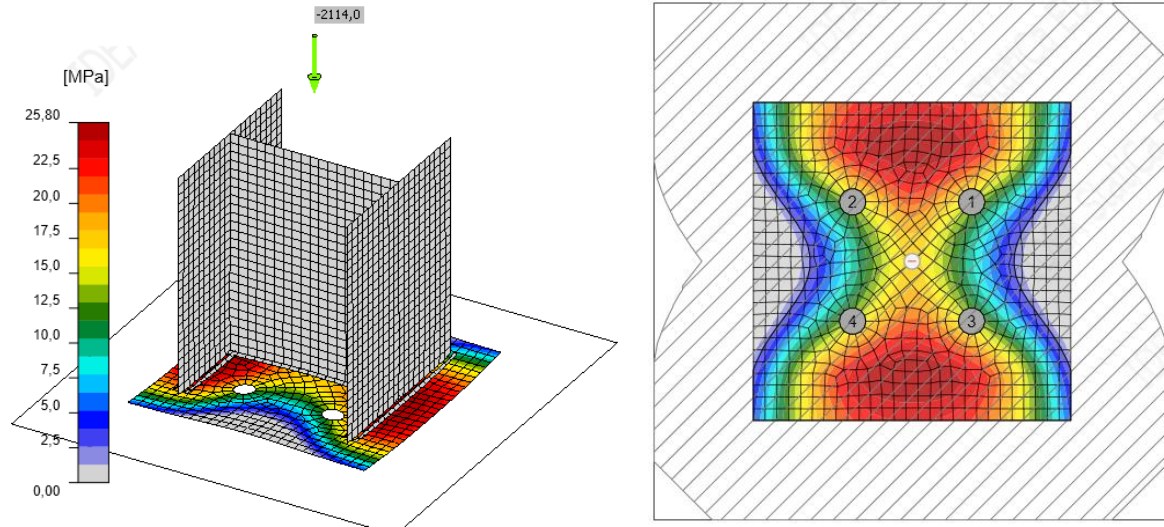


Figura 8.20 Esfuerzos en el hormigón

Considerando esto, se alcanza un esfuerzo de aplastamiento promedio en el hormigón de $f_{pu} = 15,6 \text{ MPa}$, lo cual es menor a la resistencia del hormigón $\phi_c \cdot f_p = 26,2 \text{ MPa}$.

Finalmente, la comparación entre los resultados entregados por el programa y calculados mediante el método tradicional se entregan en la siguiente tablas resumen:

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi_c \cdot f_p$	22,45 MPa	26,2 MPa
f_{pu}	13,21 MPa	15,6 MPa
F.U.	58%	59%

Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	87%	80%

Se adjuntan detalles de la conexión, sin considerar pernos de anclaje.

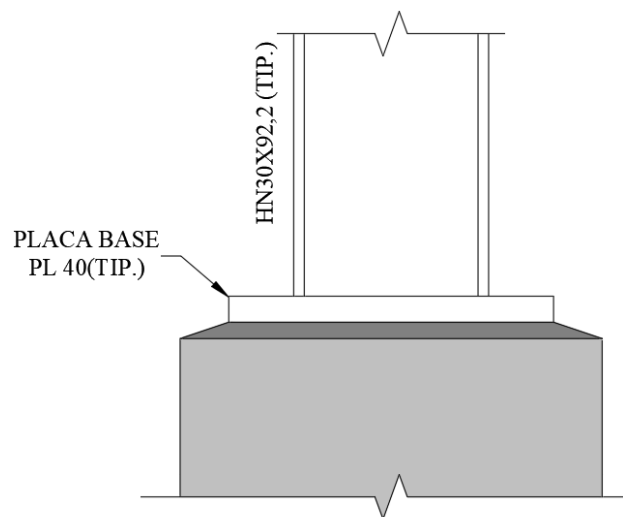


Figura 8.21 Vista en elevación

Anexo 4.5 Ejemplo de base rotulada, considerando silla de anclaje y llave de corte.

Continuando con el ejercicio anterior. Se realiza el cálculo considerando silla de anclaje, con el fin de aumentar la rigidez de la conexión.

altura silla de anclaje:

Se debe calcular la altura que tendrá nuestra silla de anclaje, para esto se utilizan las indicaciones del punto 8.5.2 de la *NCh2369* que nos indica:

$$altura = \max(250 \text{ mm}; 8 \cdot d_{perno}) = \max(250 \text{ mm}; 254 \text{ mm}) = 254 \text{ mm}$$

Por lo que se utiliza una altura de silla de anclaje de 260 milímetros.

Espesor placa base, considerando silla de anclaje:

Utilizando el método de Stiglat y Wippel y los coeficientes de la Tabla 4.8. Con los datos entregados anteriormente se tienen unas dimensiones de:

$$L_x = \frac{d-t_f}{2} = \frac{300 \text{ mm}-16 \text{ mm}}{2} = 142 \text{ mm}$$

$$L_y = \frac{b_f-t_w}{2} = \frac{300 \text{ mm}-8 \text{ mm}}{2} = 146 \text{ mm}$$

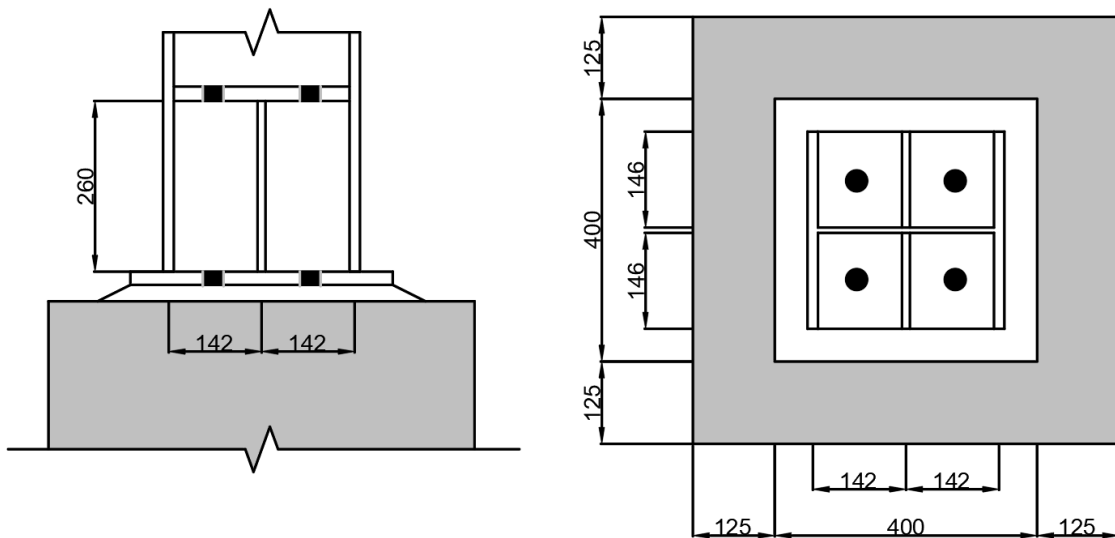


Figura 8.22 Detalle de la conexión.

obteniendo así un valor $\frac{L_y}{L_x} = 1,03 \rightarrow m = 8,85$

$$M_{max} = \frac{f_p \cdot L_x \cdot L_y}{m} = \frac{13,21 \text{ MPa} \cdot 142 \text{ mm} \cdot 146 \text{ mm}}{8,85} = 30945,7 \text{ N}$$

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{max}}{\phi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 30945,7 \text{ N}}{0,9 \cdot 345 \text{ MPa}}} = 19,96 \text{ mm} \rightarrow \text{Utilizar } 20 \text{ mm}$$

Se puede notar que se redujo en un 20% el espesor de la placa base, considerando una silla de anclaje.

Para obtener el factor de utilización se realiza el cálculo inverso:

$$20 \text{ mm} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_n}{\phi \cdot f_y}}$$

Despejando el valor de M_n , se obtiene un valor de 31050 N, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{P_u}{P_n} = \frac{30945,7 \text{ N}}{31050 \text{ N}} = 99\%$$

Espesor placa superior silla de anclaje:

La norma NCh2369:2025 establece que los elementos aledaños a los pernos de anclaje deben garantizar la fluencia de estos, es decir que es necesario diseñar para la tensión esperada de los pernos de anclaje.

$$T_{ye} = F_{ye} \cdot A_g = R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1,5 \cdot 248 \text{ MPa} \cdot \frac{\left(1\frac{1}{4} \text{ in.} \cdot 25,4 \frac{\text{mm}}{\text{in.}}\right)^2 \cdot \pi}{4} = 294524 \text{ N}$$

Considerando dos pernos de anclajes, a cada lado de la columna, de la Tabla 4.9 se extrae el coeficiente de $M_{max}^* = 0,125$, reemplazando:

$$M_{max} = \frac{M_{max}^* \cdot T_{ye} \cdot L_x}{L_y} \quad (4.114)$$

$$M_{max} = \frac{0,125 \cdot 294524 \text{ N} \cdot 142 \text{ mm}}{146 \text{ mm}} = 35806,9 \text{ N}$$

Si ahora se reemplaza en la Ecuación (4.115) se obtiene el espesor mínimo requerido de la placa superior de la silla de anclaje.

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{max}}{\phi \cdot f_y}} \quad (4.115)$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot 35806,9 \text{ N}}{0,9 \cdot 345 \text{ [MPa]}}} = 21,47 \text{ mm} \rightarrow \text{Utilizar } 22 \text{ mm}$$

Para obtener el factor de utilización se realiza el cálculo inverso:

$$22 \text{ mm} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_n}{\phi \cdot f_y}}$$

Despejando el valor de M_n , se obtiene un valor de 37570,5 N, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{P_u}{P_n} = \frac{35806,9 \text{ N}}{37570,5 \text{ N}} = 95\%$$

Resistencia compresión atiesadores

Considerando un espesor de atiesadores igual a 12 milímetros, y dos pernos de anclajes, a cada lado de la columna, de la Tabla 4.9 se extrae el coeficiente de $R_{max}^* = 1,25$, reemplazando:

$$R_{max} = R_{max}^* \cdot T_{ye} \quad (4.116)$$

$$R_{max} = 1,25 \cdot 294524 \text{ N} = 368154,7 \text{ N}$$

Esbeltez:

El límite de esbeltez en compresión está limitado por:

$$\frac{KL}{r} \leq 1,5 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.118)$$

En donde:

- $K = 0,65$
- $L = 260 \text{ mm}$
- $r =$ Radio de giro de la placa de espesor t , mm

$$\circ r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{12}{\sqrt{12}} = 3,46$$

$$\frac{0,65 \cdot 260 \text{ mm}}{3,46 \text{ mm}} \leq 1,5 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{210000 \text{ [MPa]}}{345 \text{ [MPa]}}}$$

$$48,78 \leq 116,3$$

Se verifica, ya que se obtiene una esbeltez menor al límite permitido

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

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (4.120)$$

Ya que $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 48,78 \leq 116,3$, el valor de F_{cr} se calcula utilizando la Ecuación (4.121)

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y \quad (4.121)$$

En donde:

$$\bullet F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ MPa}}{48,78^2} = 870,82 \text{ MPa}$$

Reemplazando valores en (4.121):

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{345 \text{ MPa}}{870,82 \text{ MPa}}\right) \cdot 345 \text{ MPa} = 292,28 \text{ MPa}$$

Se tiene que cumplir que la resistencia a la compresión, P_n , del atiesador tiene que ser mayor a la sollicitación:

$$\Phi \cdot P_n \geq R_{max} \quad (4.117)$$

$$\Phi \cdot P_n = \Phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 0,9 \cdot 292,28 \text{ MPa} \cdot 12 \text{ mm} \cdot 146 \text{ mm} = 460872,18 \text{ N}$$

$$\Phi \cdot P_n \geq R_{max} = 460872,18 \text{ N} \geq 368154,7 \text{ N}$$

Se verifica la resistencia a compresión del atiesador, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{368154,7 \text{ N}}{460872,18 \text{ N}} = 80\%$$

Verificando el pandeo local:

$$\frac{b}{t} \leq 0,64 \cdot \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} \quad (8.1)$$

$$\frac{146}{12} \leq 0,64 \cdot \sqrt{\frac{4}{\sqrt{268/8}} \cdot \frac{210000}{345}}$$

$$12,16 \leq 13,12$$

Se cumple con el requisito de pandeo local.

Cálculo de llave de corte:

Verificación aplastamiento hormigón:

Para la verificación del aplastamiento que genera la llave de corte, se utiliza la Ecuación (4.124).

$$\emptyset \cdot V_{brg,sl} = \emptyset \cdot 1,7 \cdot f'_c \cdot A_{ef,sl} \cdot \Psi_{brg,sl} \quad (4.124)$$

Considerando $\Psi_{brg,sl} = 1$, un espesor de grout de 25 milímetros y unas dimensiones de la llave de corte de 200 x 200 mm de espesor 32 mm, se tiene lo siguiente:

- $h_{ef,sl} = h_{sl} - t_{grout} = 200 \text{ mm} - 25 \text{ mm} = 175 \text{ mm}$
- $b_{sl} = 200 \text{ mm}$
- $t_{sl} = 32 \text{ mm}$

El área de aplastamiento efectiva de la llave de corte se muestra en la Figura 8.23 , se calcula como:

$$A_{ef,sl} = b_{sl} \cdot 2 \cdot t_{sl} + (h_{ef,sl} - 2 \cdot t_{sl}) \cdot 5 \cdot t_{sl}$$

$$A_{ef,sl} = 200 \text{ mm} \cdot 2 \cdot 32 \text{ mm} + (175 \text{ mm} - 2 \cdot 32 \text{ mm}) \cdot 5 \cdot 32 \text{ mm} = 30560 \text{ mm}^2$$

Reemplazando en la Ecuación (4.124):

$$\emptyset \cdot V_{brg,sl} = 0,65 \cdot 1,7 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot 30560 \text{ mm}^2 \cdot 1 = 844220 \text{ N}$$

Se verifica que $\phi \cdot V_{brg,sl} > V_{ux} = 844220 \text{ N} > 563000 \text{ N}$, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{563000 \text{ N}}{844220 \text{ N}} = 66\%$$

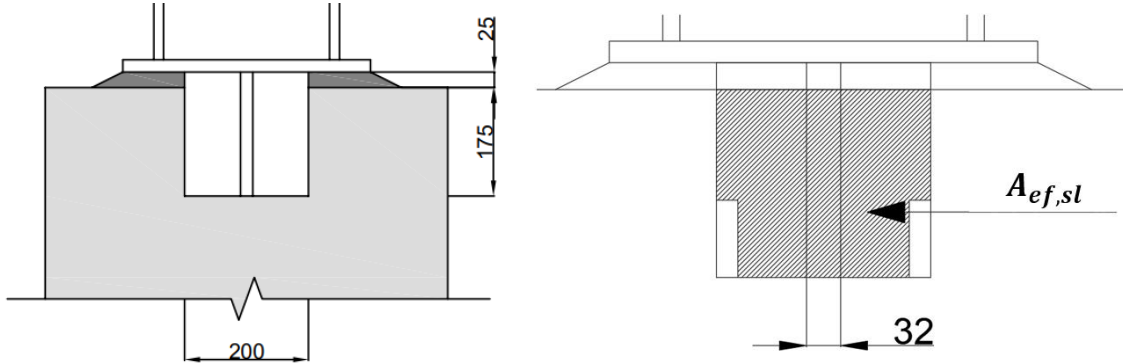


Figura 8.23 Área efectiva de aplastamiento llave de corte.

Resistencia al corte de la llave de corte:

$$\phi \cdot R_{nv} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_{gv} \quad (4.126)$$

Reemplazando:

$$\phi \cdot R_{nv} = 1,0 \cdot 0,6 \cdot 345 \text{ MPa} \cdot 200 \text{ mm} \cdot 32 \text{ mm} = 1324800 \text{ N}$$

Se verifica que $\phi \cdot R_{nv} > V_{ux}$, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{563000 \text{ N}}{1324800 \text{ N}} = 43\%$$

Resistencia a la flexión de la llave de corte:

Utilizando el método de Stiglat y Wippel y los coeficientes de la Tabla 4.8. Con los datos entregados anteriormente se tienen unas dimensiones de:

$$L_x = \frac{b_{sl} - t_{sl}}{2} = \frac{200 \text{ mm} - 32 \text{ mm}}{2} = 84 \text{ mm}$$

$$L_y = h_{sl} = 200 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

obteniendo así un valor $\frac{L_y}{L_x} = 2,38 \rightarrow m = 4,73$

$$M_{max} = \frac{f_p \cdot L_x \cdot L_y}{m} = \frac{13,21 \text{ MPa} \cdot 142 \text{ mm} \cdot 146 \text{ mm}}{4,73} = 65305,4 \text{ N}$$

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{max}}{\phi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 65305,4 \text{ N}}{0,9 \cdot 345 \text{ MPa}}} = 29 \text{ mm}$$

Como se utiliza un espesor $t_{sl} = 32 \text{ mm}$, y el $t_{p(req)} < t_{sl}$, se cumple.

Para obtener el factor de utilización se realiza el cálculo inverso:

$$32 \text{ mm} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_n}{\phi \cdot f_y}}$$

Despejando el valor de M_n , se obtiene un valor de 79488 N , por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{M_{max}}{M_n} = \frac{65305,4 \text{ N}}{79488 \text{ N}} = 82\%$$

Verificando resistencia al arrancamiento debido al corte, en la llave de corte:

Para el cálculo de la resistencia al arrancamiento por corte, $V_{cb,sl}$, se utiliza la Ecuación (4.125).

$$\phi \cdot V_{cb,sl} = \phi \cdot \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \psi_{ed,v} \cdot \psi_{c,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot V_b \quad (4.125)$$

En este caso, $c_{a1} = 325 \text{ mm}$ y el valor de $1,5 \cdot c_{a1} = 487,5 \text{ mm}$.

$$A_{Vc} = b \cdot (1,5 \cdot c_{a1} + h_{ef,sl}) - A_{ef,sl} = 650 \text{ mm} \cdot (487,5 \text{ mm} + 175 \text{ mm}) - 21500 \text{ mm}^2$$

$$A_{Vc} = 409125 \text{ mm}^2$$

$$A_{Vco} = 4,5 \cdot (c_{a1})^2 = 4,5 \cdot (325 \text{ mm})^2 = 475313 \text{ mm}^2$$

En este caso $c_{a2} = 225 \text{ mm}$, por lo que para $c_{a2} < 1,5 \cdot c_{a1} \rightarrow \psi_{ed,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_{a2}}{1,5 \cdot c_{a1}}$

$$\psi_{ed,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{225 \text{ mm}}{487,5 \text{ mm}} = 0,84$$

$$\Psi_{c,v} = 1,0$$

$$\Psi_{h,v} = 1,0$$

$$V_b = 3,7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (c_{a1})^{1,5} = 3,7 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot (325 \text{ mm})^{1,5} = 108392 \text{ N}$$

Reemplazando:

$$\emptyset \cdot V_{cb,sl} = \emptyset \cdot \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \Psi_{ed,v} \cdot \Psi_{c,v} \cdot \Psi_{h,v} \cdot V_b = 0,65 \cdot \frac{409125 \text{ mm}^2}{475313 \text{ mm}^2} \cdot 0,84 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 108392 \text{ N}$$

$$\emptyset \cdot V_{cb,sl} = 50847,6 \text{ N}$$

Como $\emptyset \cdot V_{cb,sl} < V_{ux}$, es necesario utilizar refuerzo para resistir el corte.

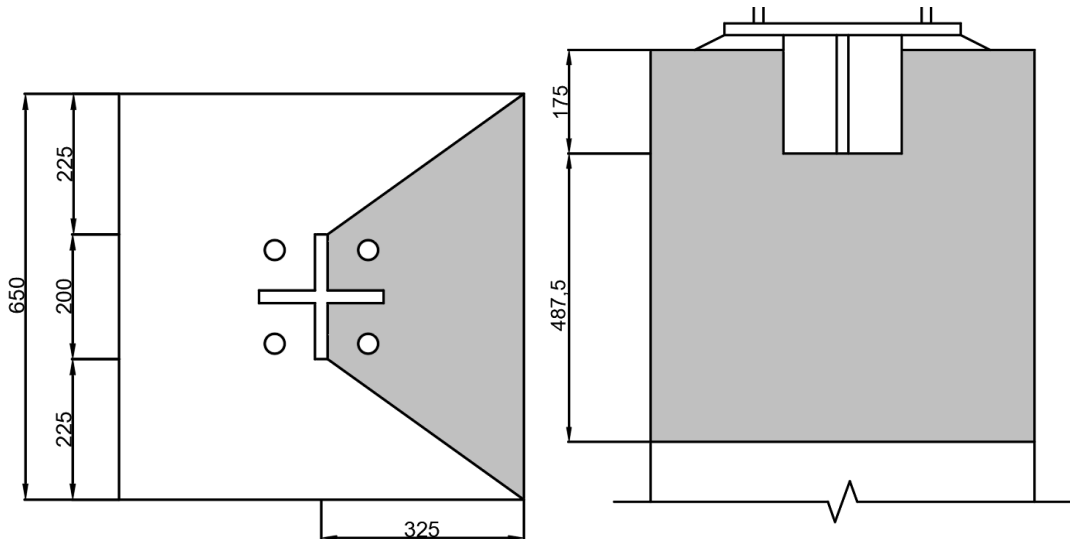


Figura 8.24 Bloque de arrancamiento debido al corte, en la llave de corte.

Verificación utilizando IDEA StatiCa:

Utilizando los mismos materiales, calidades y dimensiones descritas en el enunciado del ejercicio, se procede a modelar la conexión.

En este caso, la carga de tracción es reemplazada por una en donde se alcance la tensión de fluencia esperada en los pernos de anclaje. Luego se aplican las cargas como se puede ver en las imágenes a continuación:

	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
>	B1 / End	-2114,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
	B1 / End	1178,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
	B1 / End	0,0	563,0	0,0	0,0	0,0	0,0

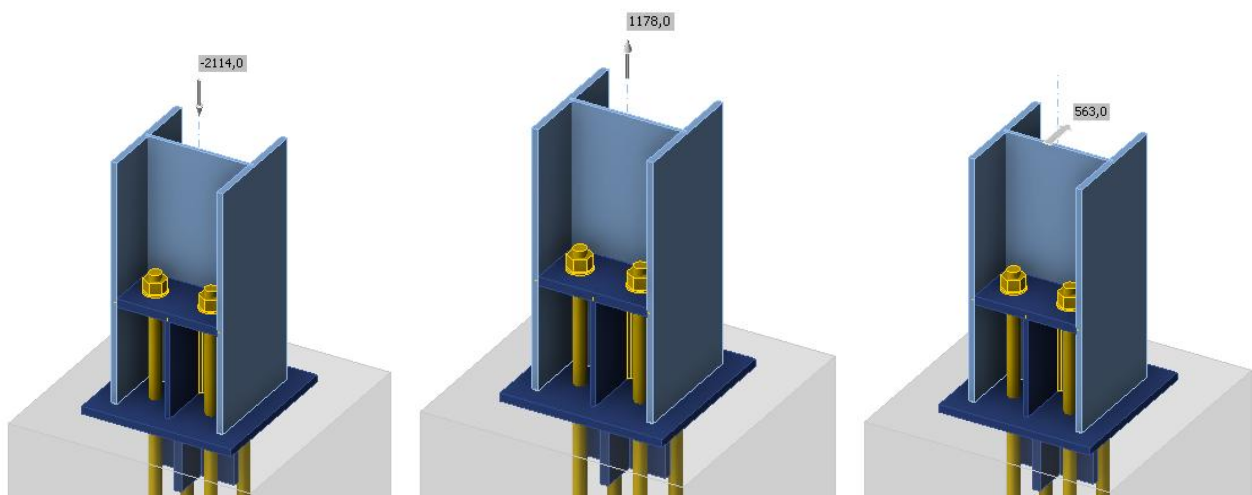


Figura 8.25 Vista general de la placa base.

Si se verifican los esfuerzos equivalentes en la placa base se puede notar un valor de 297 MPa en la zona inferior de las alas de la columna, lo cual es menor a la resistencia del material de $\phi \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{297 \text{ MPa}}{310 \text{ MPa}} = 96\%$$

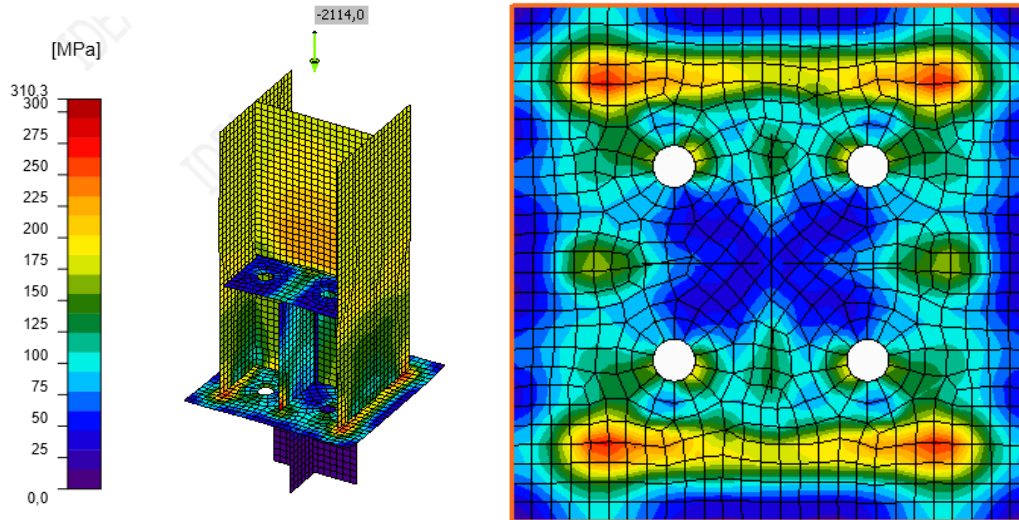


Figura 8.26 Esfuerzos equivalentes placa base en MPa .

Al verificar las deformaciones plásticas, se puede notar que no existen en la placa base.

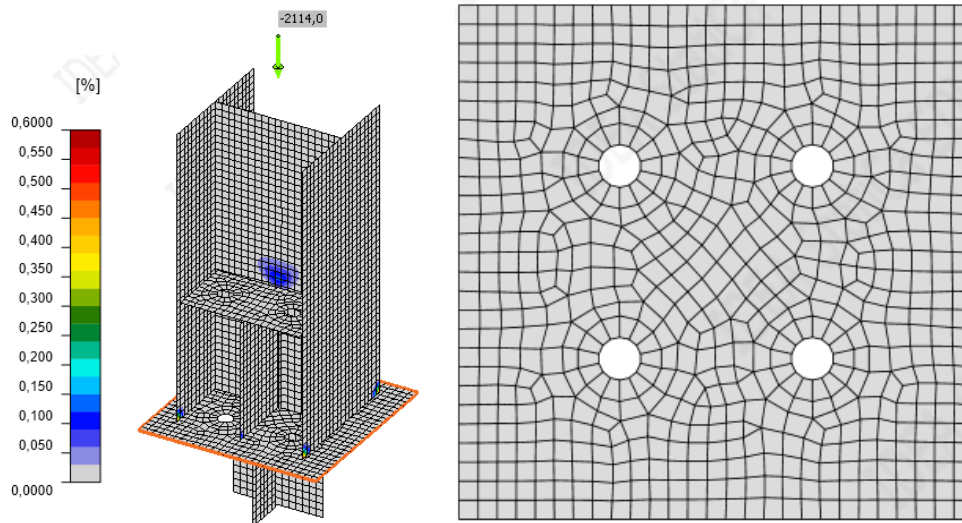


Figura 8.27 Deformaciones plásticas en %.

Para la verificación de los elementos como los atiesadores o la placa superior de la silla de anclaje, estos fueron diseñados considerando la tensión esperada en los pernos de anclajes. Para realizar esta verificación en el programa se aumentó la tensión ejercida en la columna hasta lograr este valor.

Si se verifican los esfuerzos generados en la placa superior de la silla de anclaje, específicamente en el lado traccionado, se obtiene un valor de $310 MPa$ en la zona alrededor de los

orificios, lo cual es igual a la resistencia del material de $\sigma \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$, lo que significa que existe una leve plastificación. El factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{310 \text{ MPa}}{310 \text{ MPa}} = 100\%$$

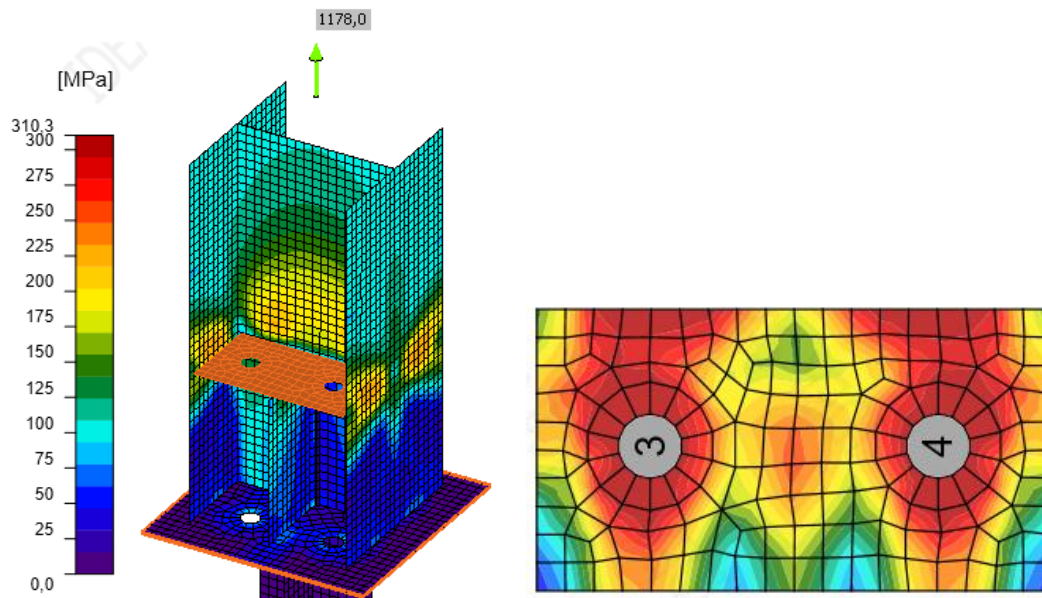


Figura 8.28 Esfuerzos equivalentes placa superior silla en *MPa*.

Si se verifican las deformaciones plásticas, se obtiene un valor de $\varepsilon = 0,2\%$.

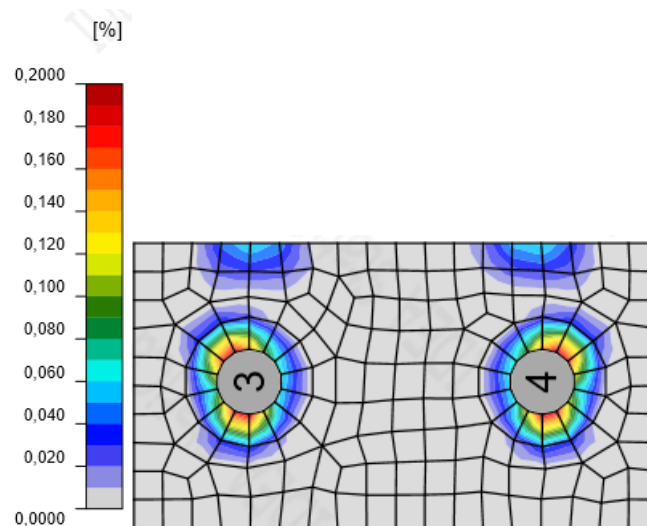


Figura 8.29 Deformaciones plásticas placa superior silla en *MPa*.

Si se verifican los esfuerzos generados en atiesador de la silla de anclaje, se obtiene un valor de 310 MPa en la esquina, lo cual es igual a la resistencia del material de $\phi \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$, lo que significa que existe una leve plastificación. El factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{310}{310} = 100\%$$

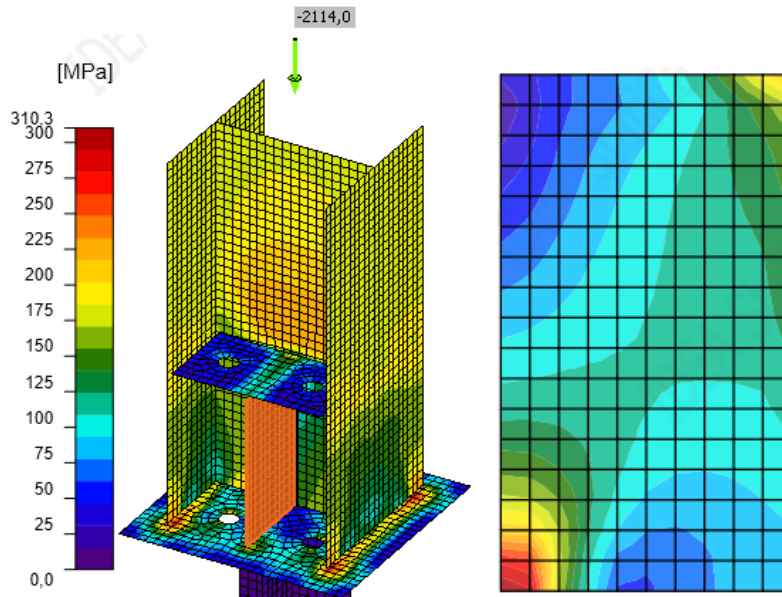


Figura 8.30 Esfuerzos equivalentes placa superior silla en MPa .

Si se verifican las deformaciones plásticas, se obtiene un valor de $\varepsilon = 0,1\%$.

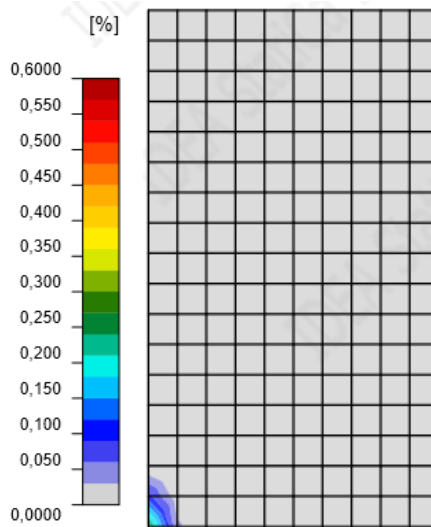


Figura 8.31 Deformaciones plásticas placa superior silla en MPa .

Si se verifican los esfuerzos generados en la llave de corte, en el sentido perpendicular a la dirección del corte, se obtiene un valor de 260 MPa , lo cual es menor a la resistencia del material de $\phi \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$. El factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{260}{310} = 83\%$$

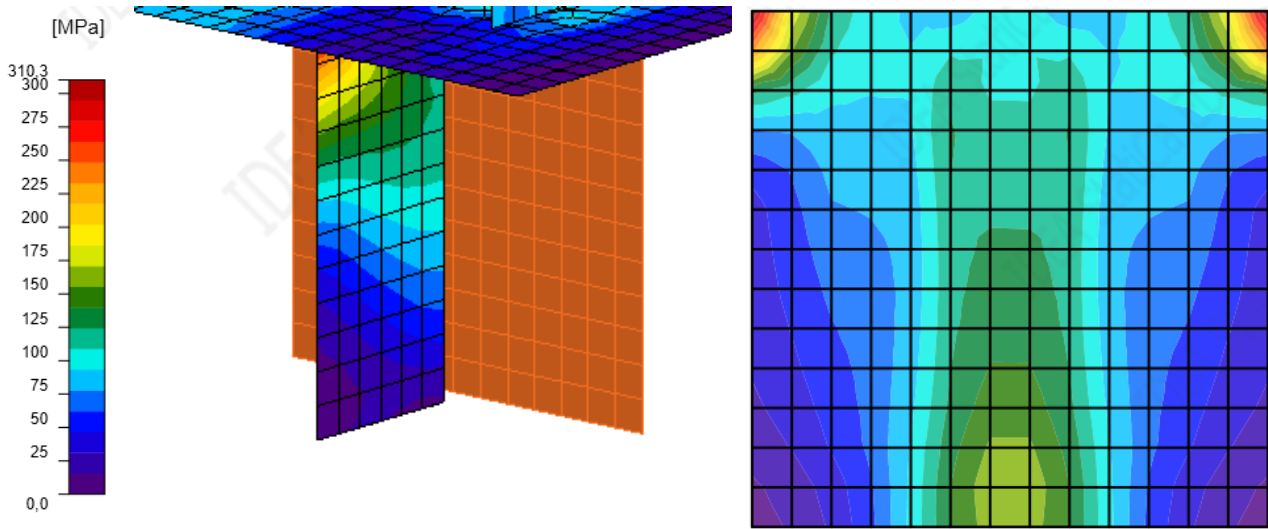


Figura 8.32 Esfuerzos equivalentes placa superior silla en MPa .

Si se verifican los esfuerzos generados en la llave de corte, en el sentido paralelo a la dirección del corte, se obtiene un valor de 312 MPa en la esquina, lo cual es igual a la resistencia del material de $\phi \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$, por lo que existe una pequeña plastificación. El factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{312}{310} = 100\%$$

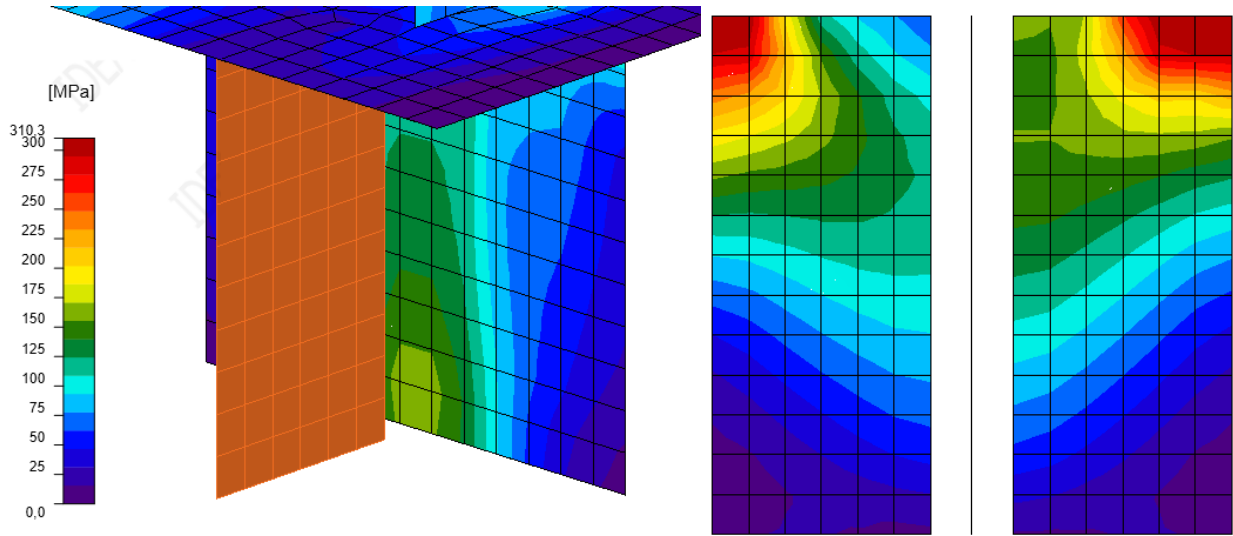


Figura 8.33 Esfuerzos equivalentes placa superior silla en *MPa*.

Si se verifican las deformaciones plásticas, en el sentido paralelo a la dirección del corte, se obtiene un valor de $\varepsilon = 1\%$.

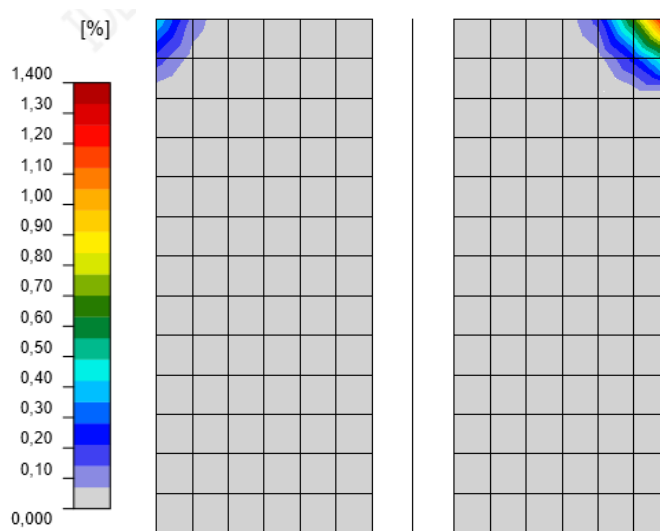


Figura 8.34 Deformaciones plásticas placa superior silla en *MPa*.

En el caso de los esfuerzos en el hormigón, el programa considera las áreas que realmente están en contacto considerando las deformaciones de cada material, el área achurada corresponde al $A_2 = 156569 \text{ mm}^2$ y el $A_1 = 411746 \text{ mm}^2$ corresponde al área en contacto de la placa base con el hormigón.

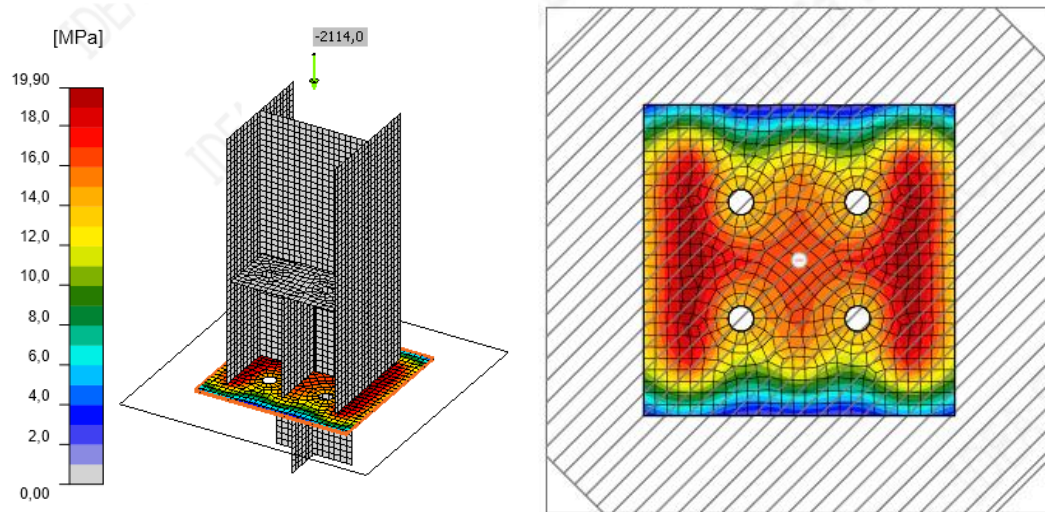


Figura 8.35 Esfuerzos en el hormigón.

Considerando esto, se alcanza un esfuerzo de aplastamiento promedio en el hormigón de $f_{pu} = 13,5 \text{ MPa}$, lo cual es menor a la resistencia del hormigón $\phi_c \cdot f_{p(max)} = 22,4 \text{ MPa}$ obtenidos por el programa.

Finalmente, la comparación entre los resultados entregados por el programa y calculados mediante el método tradicional se entregan en la siguiente tablas resumen:

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi_c \cdot f_p$	22,45 MPa	22,4 MPa
f_{pu}	13,21MPa	13,5 MPa
F.U.	58%	60%

Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	99%	96%

Placa superior silla de anclaje:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	95%	100%

Atiesadores silla de anclaje:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	80%	100%

Llave de corte:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U. (Perpendicular)	82%	83%
F.U. (Paralelo)	-	100%

Si bien es cierto que IDEA StatiCa muestra que varios elementos están trabajando al 100%, hay que notar que es debido a la pequeña plastificación que ocurre en algunas zonas muy pequeñas, por lo que no representa ningún problema en la práctica.

Anexo 4.6 Ejemplo de base rotulada, verificación de pernos de anclaje en el hormigón.

Resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción (Concrete Pullout Strength)

En este caso, se utiliza una placa cuadrada de 70 mm para la resistencia a la extracción del perno de anclaje, es decir:

$$A_{brg} = a^2 - A_b = (70 \text{ mm})^2 - \left(\frac{1,25 \text{ in.} \cdot 25,4 \frac{\text{mm}}{\text{in.}}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 4108,3 \text{ mm}^2$$

Para verificar la resistencia al deslizamiento, se utiliza la Ecuación 4.35,

$$\phi \cdot N_{pn} = \phi \cdot \psi_{c,p} \cdot N_p \quad (4.35)$$

En donde:

- $\psi_{c,p} = 1,0$ (no hay estudio de fisuración bajo cargas de servicio)
- $N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c$

Reemplazando:

$$\phi N_p = \phi \cdot \psi_{c,p} \cdot N_p = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 8 \cdot 4108,3 \text{ mm}^2 \cdot 25 \text{ MPa} = 575162 \text{ N}$$

El *ACI 318* nos indica que, ante solicitaciones sísmicas, es necesario reducir ϕN_p por un factor de 0,75.

$$0,75 \cdot \phi \cdot N_p = 431372 \text{ N}$$

Se verifica que $\phi N_p > T_{ye}$

Resistencia al arrancamiento por tracción del hormigón (Concrete Breakout Strength)

Considerando una longitud embebida:

$$h'_{ef} = \max \left\{ \frac{c_{a,max}}{1,5}; \frac{s}{3} \right\} = \max \left\{ \frac{250 \text{ mm}}{1,5}; \frac{150 \text{ mm}}{3} \right\} = 166,6 \text{ mm}$$

Como la carga se aplica concéntricamente $e'_N = 0$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{e'_N}{1,5 \cdot h_{ef}}} = \frac{1}{1 + \frac{0}{1,5 \cdot 400 \text{ mm}}} \leq 1 = 1$$

El área " A_{NC} " se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{NC} = (250 \text{ mm} + 150 \text{ mm} + 250 \text{ mm}) \cdot (250 \text{ mm} + 150 \text{ mm} + 250 \text{ mm})$$

$$A_{NC} = 422500 \text{ mm}^2$$

El área " A_{Nco} " se obtiene de la siguiente manera:

$$A_{Nco} = (1,5 \cdot h_{ef} + 1,5 \cdot h_{ef}) \cdot (1,5 \cdot h_{ef} + 1,5 \cdot h_{ef}) = 9 \cdot h_{ef}^2 = 249980 \text{ mm}^2$$

Como la distancia al borde es mayor o igual que $1,5 \cdot h_{ef}$, $\psi_{ed,N} = 1$

Como no hay estudio de agrietamiento bajo cargas de servicio se asume $\psi_{c,N} = 1$

Ya que son pernos preinstalados $\psi_{cp,N} = 1$

$$N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1,5} = 10 \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} \cdot (166,6 \text{ mm})^{1,5} = 107518 \text{ N}$$

Considerando que no hay refuerzo suplementario, se reemplaza en la Ecuación 4.36:

$$\phi \cdot N_{cbg} = \phi \cdot \frac{A_{NC}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{ed,N} \cdot \psi_{c,N} \cdot \psi_{cp,N} \cdot N_b \quad (4.36)$$

$$\phi \cdot N_{cbg} = 0,7 \cdot \frac{422500 \text{ mm}^2}{249980 \text{ mm}^2} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 107518 \text{ N} = 127204 \text{ N}$$

$$\text{Al tener cuatro pernos de anclajes } P_u = 4 \cdot T_{ye} = 4 \cdot 294524 \text{ N} = 1178096 \text{ N}$$

Por lo que es necesario utilizar refuerzo adicional para el arrancamiento por tracción:

Resistencia al desprendimiento lateral del hormigón por tracción (Side-Face Blowout Strength)

Si se tiene un grupo de pernos de anclaje en donde $h_{ef} > 2,5 \cdot c_{a1}$ y con un espaciamiento menor que $6 \cdot c_{a1}$, es necesario realizar esta verificación:

En este caso se tiene una profundidad embebida $h_{ef} = 1100 \text{ mm}$ y $c_{a1} = 250 \text{ mm}$. Además, los pernos de anclaje tienen un espaciamiento $s = 150 \text{ mm}$.

$$h_{ef} > 2,5 \cdot c_{a1}$$

$$1100 \text{ mm} > 2,5 \cdot 250 \text{ mm}$$

$$1100 \text{ mm} > 625 \text{ mm}$$

Se cumple la desigualdad, por lo que es necesario realizar esta verificación:

Esta verificación, como lo indica su nombre, afecta a los pernos de anclajes cercanos al borde de la cara del pedestal de hormigón armado, en este caso se tienen dos pernos de anclaje, los cuales ejercen la siguiente tensión de fluencia esperada:

$$T_u = 2 \cdot 294524 \text{ N} = 589047 \text{ N}$$

la resistencia de este grupo de pernos de anclaje, N_{sbg} , debe calcularse por la Ecuación (4.45).

$$\phi \cdot N_{sbg} = \phi \cdot \left(1 + \frac{s}{6 \cdot c_{a1}} \right) \cdot N_{sb} \quad (4.45)$$

En donde:

- $A_{brg} = a^2 - A_b = (70 \text{ mm})^2 - \left(\frac{1,25 \text{ in} \cdot 25,4 \frac{\text{mm}}{\text{in.}}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 4108,3 \text{ mm}^2$
- $\lambda_a = 1$
- $N_{sb} = 13 \cdot c_{a1} \cdot \sqrt{A_{brg}} \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} = 13 \cdot 250 \text{ mm} \cdot \sqrt{4108,3 \text{ mm}^2} \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}} = 1041560 \text{ N}$

Reemplazando, se tiene:

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

$$\phi \cdot N_{sbg} = 0,7 \cdot \left(1 + \frac{150 \text{ mm}}{6 \cdot 250 \text{ mm}} \right) \cdot 1041560 \text{ N} = 802001 \text{ N}$$

El *ACI 318* nos indica que, ante solicitaciones sísmicas, es necesario reducir ϕN_p por un factor de 0,75.

$$0,75 \cdot \phi \cdot N_{sbg} = 601501 \text{ N}$$

Se verifica que $\phi \cdot N_{sbg} > T_u$

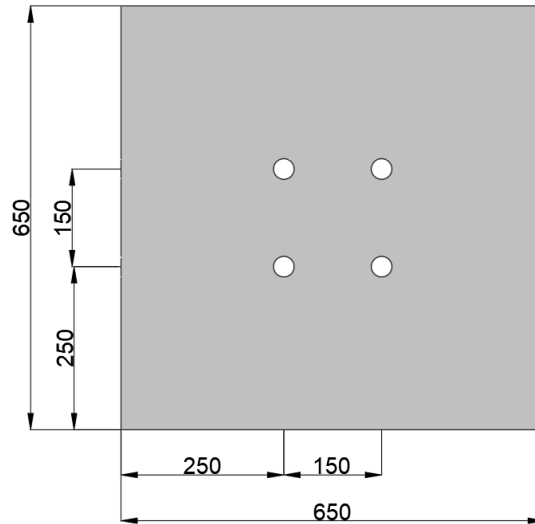


Figura 8.36 Espaciamientos y distancias al borde.

Anexo 4.7 Ejemplo de base rotulada, verificación de la placa de anclaje.

La placa de anclaje se utiliza para aumentar la resistencia extracción por deslizamiento en tracción o al desprendimiento lateral del hormigón por tracción, ya que aumenta el valor de A_{brg} .

Esta placa necesita ser verificada a flexión, considerando la tensión esperada en los pernos de anclaje.

$$T_{ye} = 294524 \text{ N}$$

$$A_{brg} = a^2 - A_b = (70 \text{ mm})^2 - \left(\frac{1,25 \text{ in.} \cdot 25,4 \frac{\text{mm}}{\text{in.}}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 4108,3 \text{ mm}^2$$

Por lo que el esfuerzo generado en la placa corresponde a:

$$f_p = \frac{T_{ye}}{A_{brg}} = \frac{294524 \text{ N}}{4108,3 \text{ mm}^2} = 71,7 \text{ MPa}$$

La tuerca que corresponde a un perno de anclaje de $1 \frac{1}{4}$ in. Tiene un diámetro de 53,36 milímetros. Con esta información se puede calcular la distancia en voladizo de la placa de anclaje de la siguiente manera:

$$m = \frac{70 - 53,36 \text{ mm}}{2} = 8,32 \text{ mm}$$

Calculando el momento en la placa de anclaje:

$$M_{pl} = f_p \cdot \frac{m^2}{2} = 71,7 \text{ MPa} \cdot \frac{(8,32 \text{ mm})^2}{2} = 2481,6 \text{ N}$$

Finalmente, el espesor requerido es:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{pl}}{\phi \cdot F_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2481,6 \text{ N}}{\phi \cdot 345 \text{ MPa}}} = 5,65 \text{ mm}$$

Por lo que se utiliza un espesor de 6 milímetros para la placa de anclaje

Anexo 4.8 Ejemplo de base rotulada, calculando refuerzo de anclaje.

Los pedestales de hormigón armado, como indica la norma NCh2369, deben diseñarse para resistir la tensión de fluencia esperada en los pernos de anclaje.

Se utiliza acero de refuerzo A630-420H. Como criterio conservador se considera que solo las barras de refuerzos cercanas a los pernos de anclaje son los que toman la tracción. Es decir, dos pernos por cada cara del pedestal.

Refuerzo a flexión:

Para calcular la resistencia a flexión primero es necesario calcular el momento que debe que resistir la columna, al ser una columna rotulada solo se genera flexión debido al corte aplicado en la placa base y la base del pedestal, el cual tiene una altura $h = 1250 \text{ mm}$:

$$M_u = V_{ux} \cdot h = 563000 \text{ N} \cdot 1250 \text{ mm} = 703750000 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Y el área requerida se obtiene utilizando la Ecuación (4.110):

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

$$d = b - r_{ec} - d_e - \frac{d_b}{2} = 650 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{28}{2} \text{ mm} = 570 \text{ mm}$$

Reemplazando:

$$A_{s,req} = \frac{703750000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{0,9 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot (0,9 \cdot (570 \text{ mm}))} = 3629,2 \text{ mm}^2$$

Si se consideran 6 barras de diámetro $\emptyset 28 \text{ mm}$:

$$A_s = 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{28 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 3694,5 \text{ mm}^2$$

Se verifica que $A_s > A_{s,req}$.

Refuerzo a tensión:

La tensión esperada en cada perno corresponde a:

$$T_{ye} = F_{ye} \cdot A_g = R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1,5 \cdot 248 \text{ MPa} \cdot \frac{\left(1 \frac{1}{4} \text{ in.} \cdot 25,4 \frac{\text{mm}}{\text{in.}}\right)^2 \cdot \pi}{4} = 294524 \text{ N}$$

$$T_u = 2 \text{ pernos} \cdot 294524 \text{ N} = 589048 \text{ N}$$

En el punto 17.5.3 del *ACI 318* se menciona que se debe utilizar $\phi=0,75$. Es decir:

$$A_{s(req)} = \frac{T_u}{\phi \cdot f_y} = \frac{589048 \text{ N}}{0,75 \cdot 420 \text{ MPa}} = 1870 \text{ mm}^2$$

Considerando 6 barras de diámetro $\phi 28 \text{ mm}$ se obtiene:

$$A_s = 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{28 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 3694,5 \text{ mm}^2$$

Se verifica que $A_s > A_{s,req}$.

Refuerzo a corte:Zona de protección:

Esta zona de protección establecida en la norma *NCh2369*, nos indica que debe tener una altura igual a:

$$h_{prot} = \max \left\{ \text{lado menor} ; h_{ef,sl} \cdot \frac{b}{2} \cdot \cos(45^\circ) \right\}$$

$$h_{prot} = \max \left\{ 650 \text{ mm} ; 175 \text{ mm} \cdot \frac{650}{2} \cdot \cos(45^\circ) \right\}$$

$$h_{prot} = \max \{ 650 \text{ mm} ; 404,4 \}$$

$$h_{prot} = 650 \text{ mm}$$

En esta zona de protección se tiene un espaciamiento máximo de:

$$s_{max,prot} = 0,2 \cdot \text{lado menor} = 0,2 \cdot 650 \text{ mm} = 130 \text{ mm}$$

Fuera de la zona de protección se tiene un espaciamiento máximo de:

$$s_{max} = 0,4 \cdot \text{lado menor} = 0,2 \cdot 650 \text{ mm} = 260 \text{ mm}$$

Como criterio conservador se utiliza un espaciamiento $s = 100 \text{ mm}$ a lo largo de todo el pedestal de hormigón armado. Además, hay que considerar que los primeros tres estribos deben tener una separación de 50 milímetros.

Considerando que la estructura se encuentra en una zona sísmica, se utilizan las ecuaciones mostradas en el punto 4.13.11.

El área mínima para corte $A_{V,min}$, esta dada en función de:

$$0,3 \cdot A_g \cdot f'c = 0,3 \cdot 650 \text{ mm} \cdot 650 \text{ mm} \cdot 25 \text{ MPa} = 3x168^6 \text{ N}$$

Esto corresponde al caso en donde $P_u < 0,3 \cdot A_g \cdot f'c$, por lo que el área mínima está dada por la siguiente ecuación:

$$\frac{A_{sh,min}}{s \cdot b_c} = \max \left\{ 0,3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} ; 0,09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\}$$

$$A_g = n \cdot b = 650 \text{ mm} \cdot 650 \text{ mm} = 422500 \text{ mm}^2$$

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

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

Reemplazando:

$$\frac{A_{sh,min}}{s \cdot b_c} = \max \left\{ 0,3 \cdot \left(\frac{422500 \text{ mm}^2}{334084 \text{ mm}^2} - 1 \right) \cdot \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} ; 0,09 \cdot \frac{25 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}} \right\}$$

$$\frac{A_{sh,min}}{s \cdot b_c} = \max\{0,0047 ; 0,0054\}$$

$$b_c = b - 2 \cdot r_{ec} + d_b = 650 \text{ mm} - 2 \cdot 50 \text{ mm} + 28 \text{ mm} = 578 \text{ mm}$$

$$A_{sh,min} = 0,0054 \cdot s \cdot b_c = 0,054 \cdot 100 \text{ mm} \cdot 578 \text{ mm} = 312,12 \text{ mm}^2$$

Por otro lado, es necesario calcular la enfierradura requerida:

$$A_{sh,req} = s \cdot \frac{V_{ux}}{\phi \cdot f_{yt} \cdot d} = 100 \text{ mm} \cdot \frac{563000 \text{ N}}{0,6 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 570 \text{ mm}} = 392 \text{ mm}^2$$

Si se consideran estribos de diámetro $\phi 16 \text{ mm}$, los cuales se encuentran confinados con una traba en forma de rombo, se considera que se tienen tres barras que actúan como refuerzo al cortante, es decir, que el área proveída es:

$$A_{sh} = 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 603,2 \text{ mm}^2$$

Se verifica que $A_{sh} > \max\{A_{sh,min}; A_{sh,req}\}$

Finalmente, la resistencia al corte es:

$$\phi \cdot V_s = \phi \cdot \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot d}{s} = 0,6 \cdot \frac{603,2 \text{ mm}^2 \cdot 420 \text{ MPa} \cdot 570 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} = 866416 \text{ N}$$

Se verifica que $\phi \cdot V_s > V_{ux}$

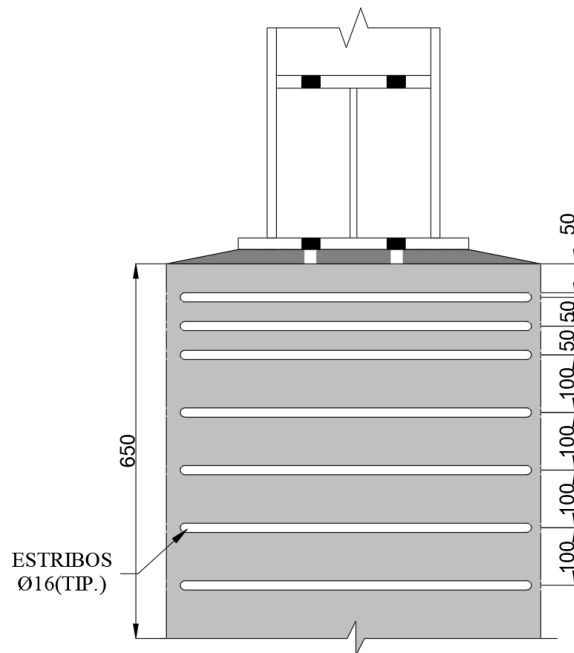


Figura 8.37 Vista en elevación de refuerzo transversal.

Refuerzo a compresión:

$$\phi \cdot P_n = \phi \cdot 0,8 \cdot P_0 = \phi \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad (4.111)$$

$$A_g = n \cdot b = 650 \text{ mm} \cdot 650 \text{ mm} = 422500 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 10 \cdot \pi \cdot \left(\frac{28 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 12315 \text{ mm}^2$$

$$\phi \cdot P_n = 0,65 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot (422500 \text{ mm}^2 - 12315 \text{ mm}^2) + 420 \text{ MPa} \cdot 12315 \text{ mm}^2$$

$$\phi \cdot P_n = 7,22 \cdot 10^6$$

Se verifica que $\phi \cdot P_n > P_u$

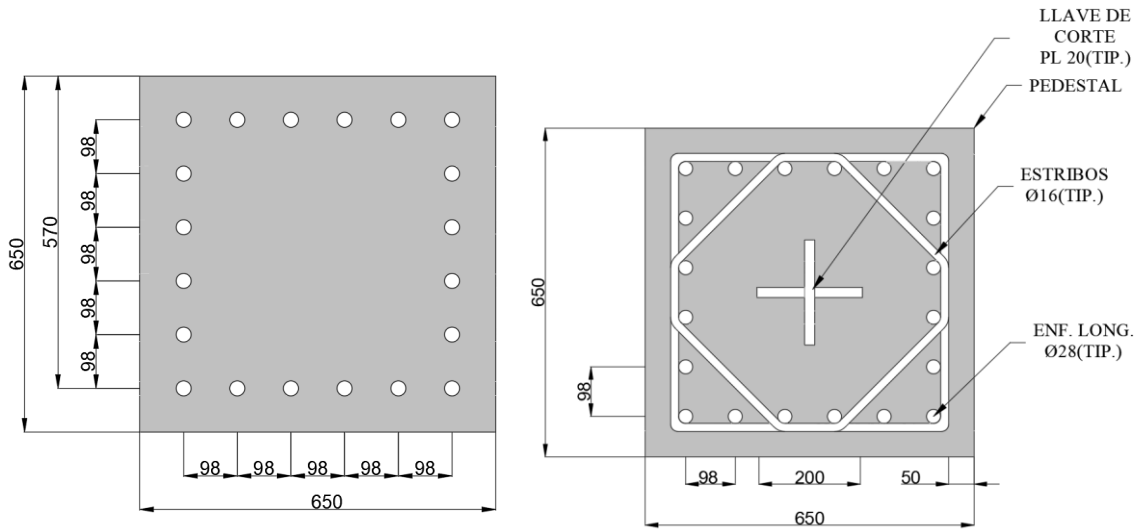


Figura 8.38 Detalle de la armadura longitudinal y transversal.

Anexo 4.9 Ejemplo de base rotulada, determinación largo perno de anclaje,

Para esto, primero es necesario calcular el largo de desarrollo que tienen las barras longitudinales, en esta ocasión se consideran que no se presenta gancho, es decir, que terminan de forma recta en la cara superior del pedestal.

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right) \cdot d_b$$

En donde:

- De la Tabla 4.5:
 - $\psi_t = 1,0$
 - $\psi_e = 1,0$
 - $\psi_s = 1,0$
 - $\psi_g = 1,0$
 - $\lambda = 1,0$
- $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = 2,5$
- $K_{tr} = 0$

Reemplazando:

$$l_d = \left(\frac{420 \text{ MPa}}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{25 \text{ MPa}}} \cdot \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{(2,5)} \right) \cdot 28 \text{ mm} = 855,3 \text{ mm}$$

Por otro lado, la distancia entre el perno de anclaje y el refuerzo longitudinal más alejado es de $g = 240,42 \text{ mm}$.

Finalmente, la profundidad embebida h_{ef} , viene dada por:

$$h_{ef} = r_{ec} + l_d + g \cdot \left(\frac{1}{1,5}\right) = 50 \text{ mm} + 855,3 \text{ mm} + 240,42 \text{ mm} \cdot \left(\frac{1}{1,5}\right)$$

$$h_{ef} = 1065,3 \text{ mm}$$

Se utiliza una profundidad de embebedo de 1100 milímetros.

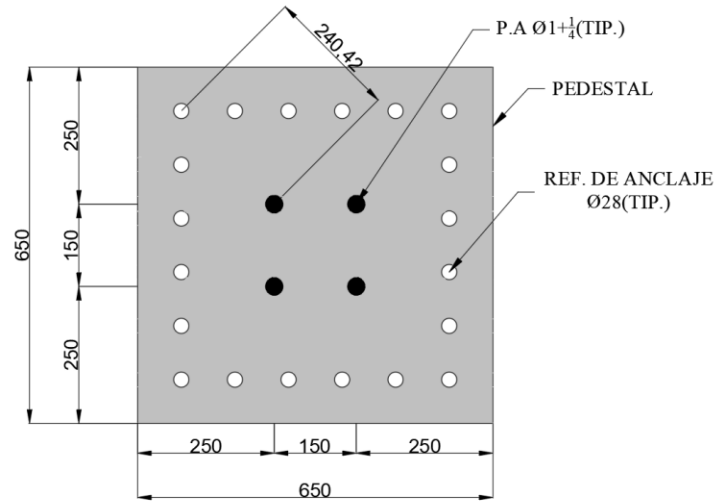


Figura 8.39 Detalle de distancia entre anclajes y refuerzo más alejado.

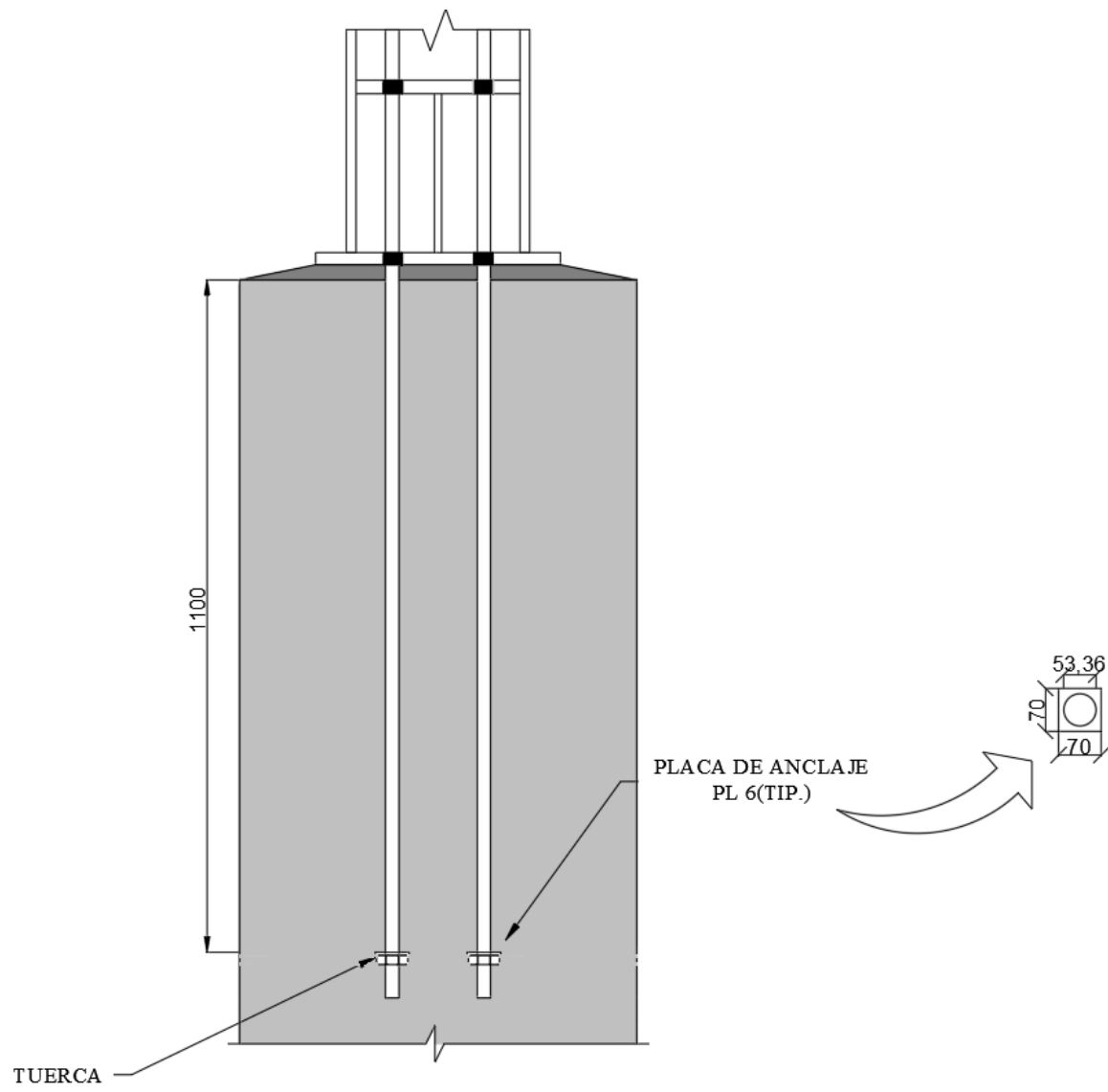


Figura 8.40 Detalle de longitud pernos de anclaje.

Adicionalmente, se muestran los detalles de la conexión:

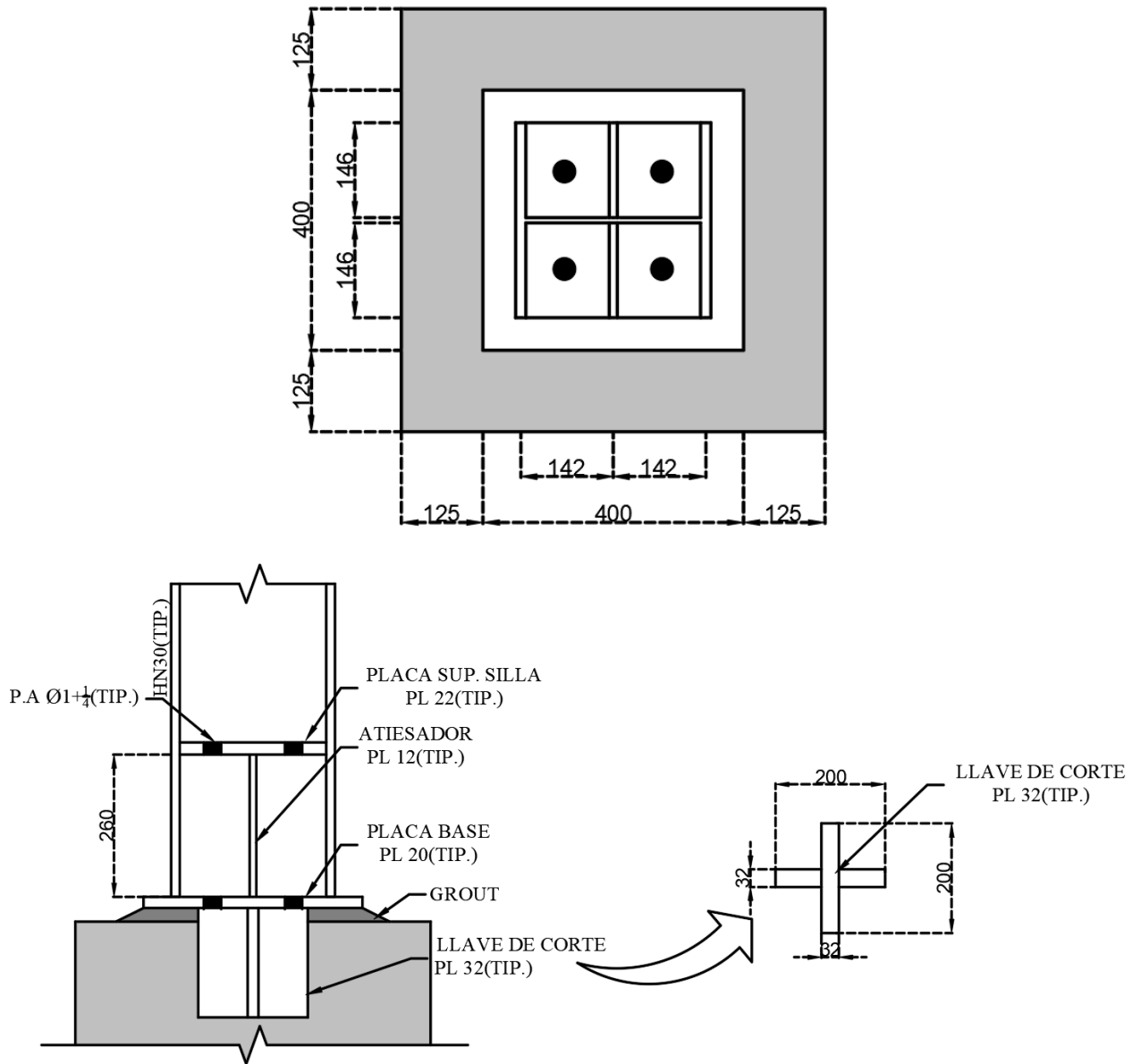


Figura 8.41 Detalle de la conexión.

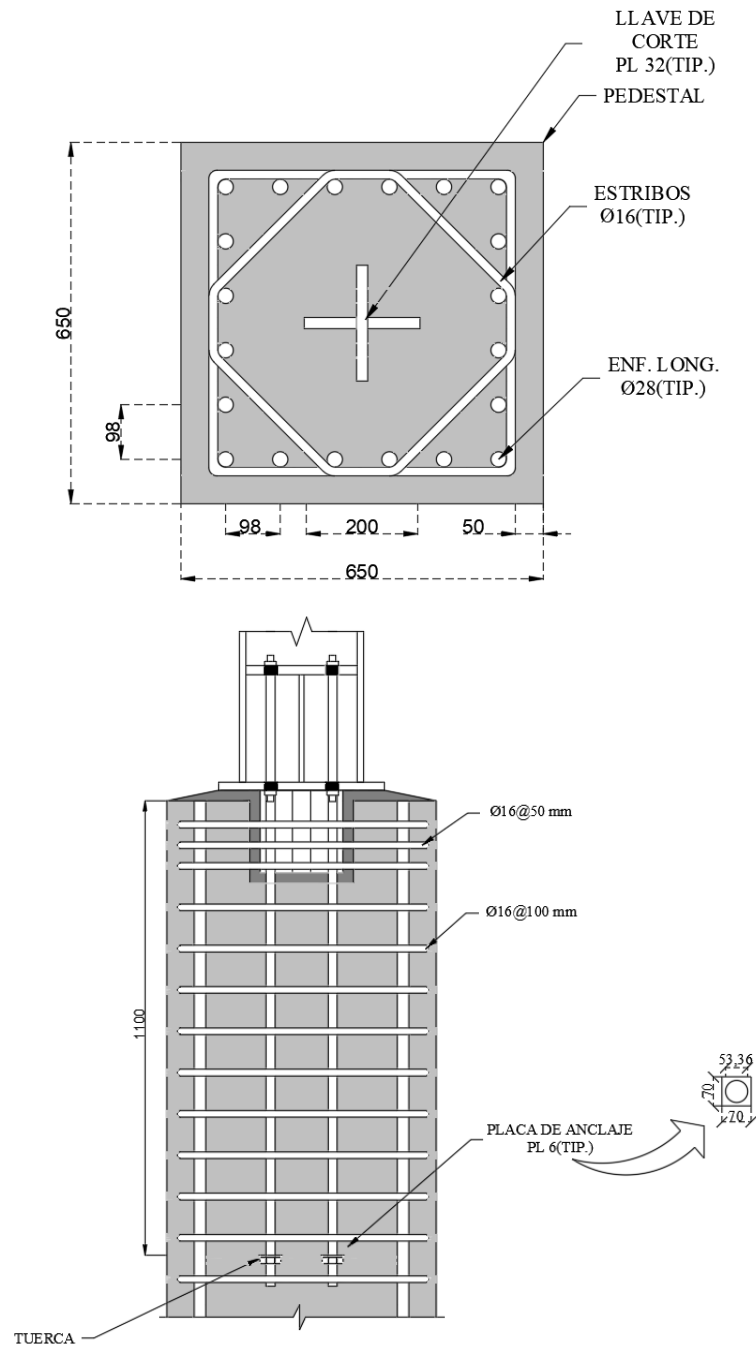


Figura 8.42 Detalle de la enfierradura.

Anexo 4.10 Ejemplo de base empotrada, considerando pequeño momento y compresión.

Diseñar placa base de una columna empotrada IN70X108, para la placa base utilizar acero A572 Gr. 50, dimensiones $B = 450 \text{ mm}$ y $N = 900 \text{ mm}$ y para el pedestal una calidad del hormigón G25 con unas dimensiones de 1100 mm de largo, 650 mm de ancho y 1000 mm de alto, Las solicitaciones que llegan a la base de la columna corresponden a las siguientes:

Solicitaciones [LRFD]	
$P_u N$	675576
$M_u N \cdot mm$	47645800

Solución:

Los datos que se pueden extraer del enunciado son los siguientes:

Datos Pedestal hormigón:

- $f'_c = 25 \text{ MPa}$
- $n = 1100 \text{ mm}$
- $b = 650 \text{ mm}$
- $h = 1000 \text{ mm}$
- $A_2 = 1100 \text{ mm} \cdot 650 \text{ mm} = 715000 \text{ mm}^2$

Datos Placa Base:

- $F_y = 345 \text{ MPa}$
- $F_u = 448 \text{ MPa}$
- $B = 450 \text{ mm}$
- $N = 900 \text{ mm}$
- $A_1 = 450 \text{ mm} \cdot 900 \text{ mm} = 405000 \text{ mm}^2$

Datos Columna Acero IN700X108:

- $b_f = 300 \text{ mm}$
- $d = 700 \text{ mm}$
- $t_f = 14 \text{ mm}$
- $t_w = 8 \text{ mm}$
- $A_g = 13800 \text{ mm}^2$

Antes de proceder con el cálculo, lo primero es determinar la excentricidad (e) y excentricidad crítica (e_{crit}) del sistema, para poder determinar si se está en el caso de columna con pequeño o gran momento.

Determinando excentricidad (e):

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{47645800}{675576} = 70,52 \text{ mm}$$

Determinando excentricidad crítica (e_{crit}):

La expresión para determinar la excentricidad crítica corresponde a la Ecuación (4.72)

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} \quad (4.72)$$

Se tiene que calcular q_{max} , utilizando las Ecuaciones 4.5 y 4.69 :

$$\phi_c \cdot f_{p(max)} = \phi_c \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi_c \cdot 2 \cdot 0,85 \cdot f'_c \quad (4.5)$$

$$\phi_c \cdot f_{p(max)} = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa} \cdot \sqrt{\frac{715000 \text{ mm}^2}{405000 \text{ mm}^2}} \leq 0,65 \cdot 2 \cdot 0,85 \cdot 25 \text{ MPa}$$

$$\phi_c \cdot f_{p(max)} = 18,35 \text{ MPa} \leq 27,6 \text{ MPa}$$

$$\phi_c \cdot f_{p(max)} = 18,35 \text{ MPa}$$

$$q_{max} = \phi_c \cdot f_{p(max)} \cdot B \quad (4.69)$$

$$q_{max} = 18,35 \text{ MPa} \cdot 450 \text{ mm}$$

$$q_{max} = 8258,7 \frac{N}{mm}$$

Remplazando valores en la Ecuación (4.72), se obtiene el siguiente valor para e_{crit} :

$$e_{crit} = \frac{900 \text{ mm}}{2} - \frac{675576 \text{ N}}{2 \cdot 8258,7 \frac{N}{mm}} = 409,1 \text{ mm}$$

Por lo que se tiene que $e < e_{crit} = 70,52 \text{ mm} < 409,1 \text{ mm}$, lo que significa que se está en el caso de columna empotrada con pequeño momento y se realizarán los cálculos utilizando las ecuaciones correspondientes.

Resistencia Hormigón:

El esfuerzo que recibe el hormigón se calcula mediante la siguiente Ecuación (4.77):

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot (N - 2 \cdot e)} \quad (4.77)$$

$$f_p = \frac{675576 \text{ N}}{450 \text{ mm} \cdot (900 \text{ mm} - 2 \cdot 70,52 \text{ mm})} = 1,97 \text{ MPa}$$

Si se compara con la resistencia al aplastamiento del hormigón, $\phi_c \cdot f_{p(\max)}$, se cumple con:

$$\phi_c \cdot f_{p(\max)} \geq f_p = 18,35 \text{ MPa} \geq 1,97 \text{ MPa}$$

Por lo que el hormigón cumple con la resistencia requerida

Espesor requerido placa base:

Para esto se calculan los valores de Y , m y n utilizando las Ecuaciones 4.74, 4.22, 4.23:

$$Y = N - 2 \cdot e \quad (4.74)$$

$$Y = 900 \text{ mm} - 2 \cdot 70,52 \text{ mm} = 758,96 \text{ mm}$$

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} \quad (4.22)$$

$$m = \frac{900 \text{ mm} - 0,95 \cdot 700 \text{ mm}}{2} = 117,5 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot b_f}{2} \quad (4.23)$$

$$n = \frac{450 \text{ mm} - 0,8 \cdot 300 \text{ mm}}{2} = 105 \text{ mm}$$

Se puede notar que se está en el caso $Y > m$, por lo que el espesor requerido de la placa base se puede determinar utilizando la Ecuación (4.83):

Cuando $Y > m$:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{pl}}{\phi \cdot F_y}} \quad (4.83)$$

$$M_{pl} = f_p \cdot \frac{m^2}{2} = 1,97 \text{ MPa} \cdot \frac{(117,5 \text{ mm})^2}{2} = 13600 \text{ N}$$

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{pl}}{\phi \cdot F_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 13600 \text{ N}}{0,9 \cdot 345}}$$

$$t_{p(req)} = 13,23 \text{ mm} \rightarrow \text{Utilizar } 14 \text{ mm}$$

Para obtener el factor de utilización se realiza el cálculo inverso:

$$14 \text{ mm} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_n}{\phi \cdot F_y}}$$

Despejando el valor de M_n , se obtiene un valor de 15214,5 N, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{P_u}{P_n} = \frac{13600 \text{ N}}{15214,5} = 90\%$$

Cálculo de pernos de anclaje:

Al encontrarnos en el caso de $e < e_{crit}$ no es necesario el uso de pernos de anclaje, sin embargo, los requerimientos de la OSHA nos indica que es necesario utilizar un mínimo de 4 pernos de anclajes. Por lo tanto, se utilizan cuatro pernos de diámetro $\frac{3}{4}$ de pulgada calidad ASTM F1554 Gr. 36

Verificación utilizando IDEA StatiCa:

Utilizando los mismos materiales, calidades y dimensiones descritas en el enunciado del ejercicio, se procede a modelar la conexión. Luego se aplican las cargas como se puede ver en las imágenes a continuación:

	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
>	B1 / End	-675.6	0.0	0.0	0.0	47.6	0.0

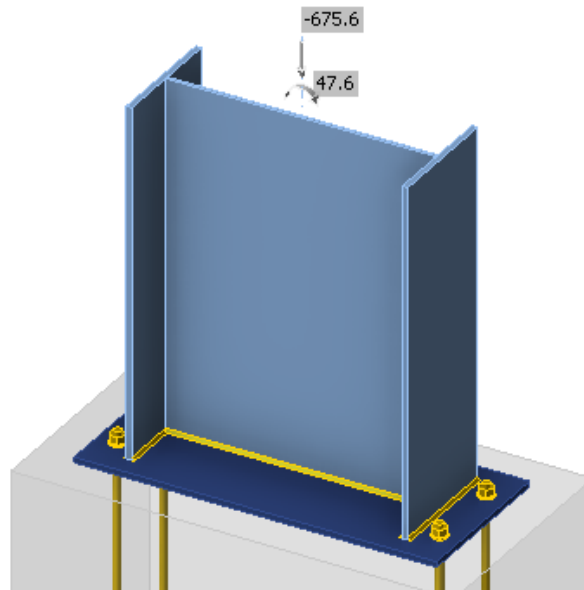


Figura 8.43 Vista general de la placa base.

Si se verifican los esfuerzos equivalentes en la placa base se obtienen 176 MPa , lo cual es menor que la fluencia del material correspondiente a $\phi \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{176}{310} = 56\%$$

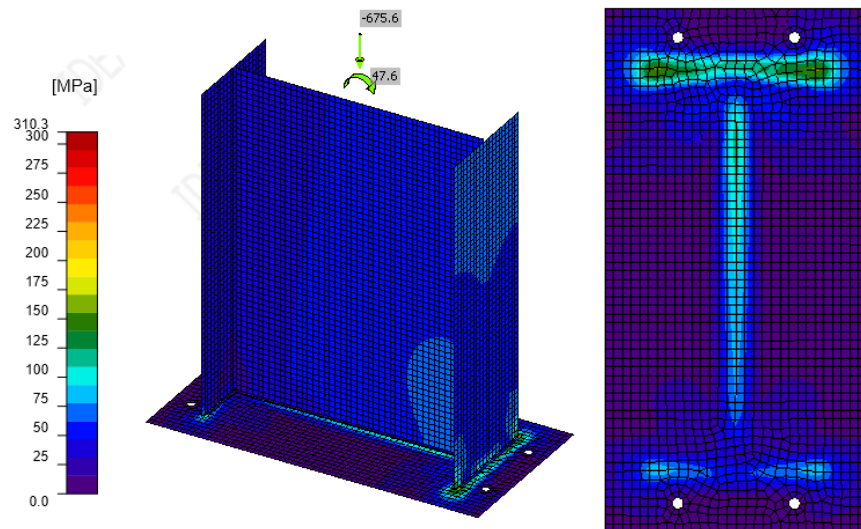


Figura 8.44 Esfuerzos equivalentes.

Si se verifican las deformaciones plásticas, en la placa base no existen.

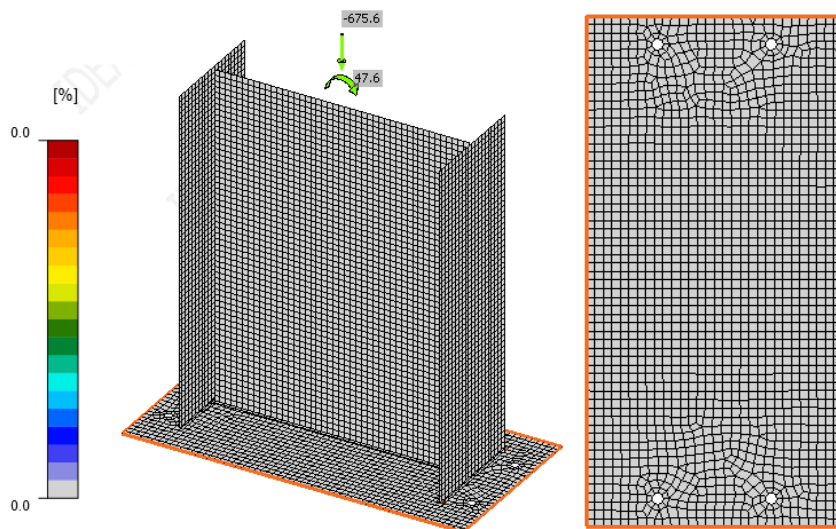


Figura 8.45 Deformaciones plásticas.

En el caso de los esfuerzos en el hormigón, el programa considera las áreas que realmente están en contacto considerando las deformaciones de cada material, el área achurada corresponde al $A_2 = 529568 \text{ mm}^2$ y el $A_1 = 174562 \text{ mm}^2$ corresponde al área en contacto de la placa base con el hormigón.

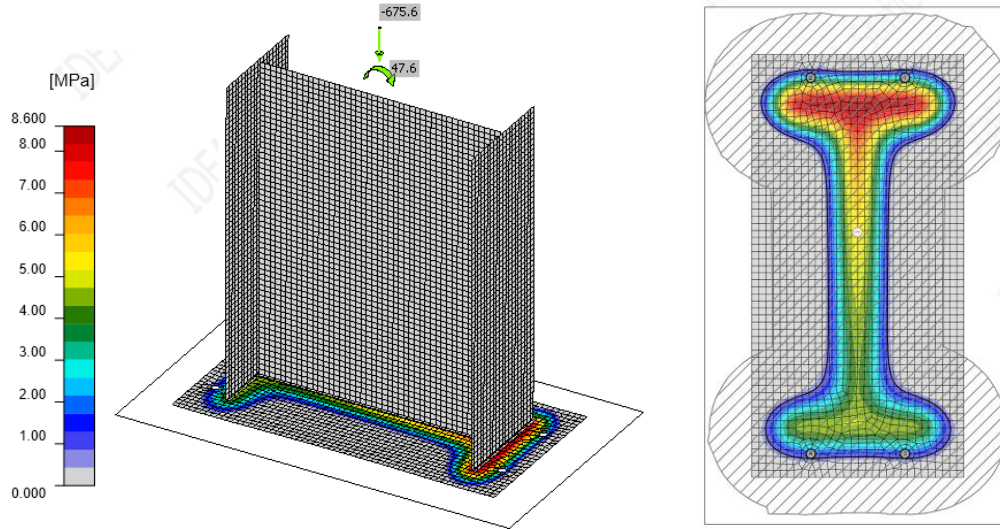


Figura 8.46 Esfuerzos en el hormigón.

Considerando esto, se alcanza un esfuerzo de aplastamiento promedio en el hormigón de $f_{pu} = 3,9 \text{ MPa}$, lo cual es menor a la resistencia del hormigón $\phi_c \cdot f_{p(max)} = 24,1 \text{ MPa}$ obtenidos por el programa.

Finalmente, la comparación entre los resultados entregados por el programa y calculados mediante el método tradicional se entregan en la siguiente tablas resumen:

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi_c \cdot f_p$	18,35 MPa	24,1 MPa
f_{pu}	1,97 MPa	3,9 MPa
F.U.	10%	16%

Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	90%	56%

Se adjunta detalle de la conexión, sin considerar los pernos de anclaje.

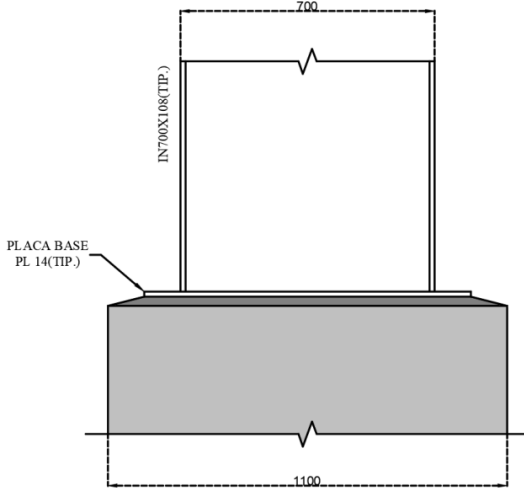


Figura 8.47 Vista en elevación.

Anexo 4.11 Ejemplo de base empotrada, considerando gran momento y compresión.

Continuando con el ejercicio anterior, la norma *NCh2369* en el punto 8.5.2 establece que el momento de empotramiento no sea menor que el 50% de la capacidad flexural esperada de la columna.

Determinación de capacidad flexural esperada:

En el punto 8.3.1 *NCh2369*, se establece la capacidad flexural esperada como:

$$M_{pe} = F_{ye} \cdot Z \quad (4.83)$$

La cual debe ser reducida debido a los efectos de la carga axial, para esto se permite el uso de:

$$M_{pe}^* = M_{pe} \cdot \left(1 - \frac{|P_u|}{T_{ye}}\right) \quad (4.83)$$

En donde:

- $F_{ye} = R_y \cdot F_y = 1,5 \cdot 248 \text{ MPa} = 372 \text{ MPa}$
- Z = Módulo plástico de la sección tomado entorno al eje de flexión.
- P_u = Máxima carga axial.
- $T_{ye} = F_{ye} \cdot A_g = 372 \text{ MPa} \cdot 13800 \text{ mm}^2 = 5,1336 \cdot 10^6 \text{ N}$

Calculando el módulo plástico de la sección:

$$Z = b_w \cdot t_f \cdot (d - t_f) + \left(\frac{d}{2} - t_f\right)^2 \cdot t_w$$

$$Z = 300 \cdot 14 \cdot (700 - 14) + \left(\frac{700}{2} - 14\right)^2 \cdot 8 = 3784368 \text{ mm}^3$$

Si se reemplazan los datos:

$$M_{pe}^* = R_y \cdot F_y \cdot Z \cdot \left(1 - \frac{|P_u|}{T_{ye}}\right)$$

$$M_{pe}^* = 1,5 \cdot 248 \text{ MPa} \cdot 3784368 \text{ mm}^3 \cdot \left(1 - \frac{|675576 \text{ N}|}{5,1336 \cdot 10^6 \text{ N}}\right)$$

$$M_{pe}^* = 1,40778 \cdot 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm} \cdot (0,8684)$$

$$M_{pe}^* = 1,22 \cdot 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Finalmente, el 50% de la capacidad flexural de la columna es

$$0,5 \cdot M_{pe}^* = 6,1126 \cdot 10^8 \text{ [N} \cdot \text{mm]} = 611,26 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

Por lo que ahora, nuestras nuevas solicitaciones son las siguientes:

Solicitaciones [LRFD]	
$P_u N$	675576
$M_u N \cdot mm$	$6,1126 \cdot 10^8$

Se procede análogamente que el procedimiento mostrado en el Ejercicio 1

Determinando excentricidad (e):

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{6,1126 \cdot 10^8 N \cdot mm}{675576 N} = 904,9 mm$$

Determinando excentricidad crítica (e_{crit}):

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} \quad (4.72)$$

Se tiene que calcular q_{max} , utilizando las Ecuaciones 4.5 y 4.69, en este caso no se consideran los efectos del confinamiento del hormigón, esto significa que se utiliza $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1$

$$\phi_c \cdot f_{p(max)} = 0,65 \cdot 0,85 \cdot f'_c \quad (4.5)$$

$$\phi_c \cdot f_{p(max)} = 0,65 \cdot 0,85 \cdot 25 MPa$$

$$\phi_c \cdot f_{p(max)} = 13,81 MPa$$

$$q_{max} = \phi_c \cdot f_{p(max)} \cdot B \quad (4.69)$$

$$q_{max} = 13,81 MPa \cdot 450 mm$$

$$q_{max} = 6214,5 \frac{N}{mm}$$

Remplazando valores en la Ecuación (4.72), se obtiene el siguiente valor para e_{crit} :

$$e_{crit} = \frac{900 \text{ mm}}{2} - \frac{675576 \text{ N}}{2 \cdot 6214,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}}} = 395,65 \text{ mm}$$

Por lo que se tiene que $e > e_{crit} = 904,9 \text{ mm} > 395,65 \text{ mm}$, lo que significa que se está en el caso de columna empotrada con gran momento y se realizarán los cálculos utilizando las ecuaciones correspondientes.

Resistencia Hormigón:

El esfuerzo que recibe el hormigón, al estar en el caso de gran momento, corresponde al valor de $\phi_c \cdot f_{p(\max)}$

$$f_p = \phi_c \cdot f_{p(\max)}, = 13,81 \text{ MPa}$$

Espesor requerido placa base (Sin silla de anclaje):

Para esto se calculan los valores de Y , m y n utilizando las Ecuaciones 4.93, 4.22, 4.23:

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} \quad (4.22)$$

$$m = \frac{900 \text{ [mm]} - 0,95 \cdot 700 \text{ [mm]}}{2} = 117,5 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot b_f}{2} \quad (4.23)$$

$$n = \frac{450 \text{ [mm]} - 0,8 \cdot 300 \text{ [mm]}}{2} = 105 \text{ mm}$$

$$f = \frac{N}{2} - \text{distancia al borde} = \frac{900 \text{ [mm]}}{2} - 50 \text{ mm} = 400 \text{ mm}$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} \quad (4.93)$$

$$Y = \left(400 \text{ mm} + \frac{900 \text{ mm}}{2}\right) \pm \sqrt{\left(400 \text{ mm} + \frac{900 \text{ mm}}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot 675576 \text{ N} \cdot (904,9 \text{ mm} + 400 \text{ mm})}{6214,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}}}}$$

$$Y = 850 \text{ mm} \pm 662,41 \text{ mm}$$

Por lo tanto, $Y = 187,6 \text{ mm}$, ya que la otra solución no se cumple por la geometría de la placa base.

Antes de calcular el espesor se realiza el cálculo de la tensión que reciben los pernos de anclajes guiándonos de la Ecuación (4.90):

$$T = q_{max} \cdot Y - P_u \quad (4.90)$$

$$T_u = 6214,5 \frac{N}{mm} \cdot 187,6 \text{ mm} - 675576 \text{ N} = 490264 \text{ N}$$

Se puede notar que estamos en el caso $Y > m$, por lo que el espesor de la placa base para la interfaz de aplastamiento se puede determinar utilizando la Ecuación (4.95):

Cuando $Y > m$:

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{pl}}{\phi \cdot F_y}} \quad (4.95)$$

$$M_{pl} = f_{p(max)} \cdot \frac{m^2}{2} = 13,81 \text{ MPa} \cdot \frac{(117,5 \text{ mm})^2}{2} = 95332,2 \text{ N}$$

$$t_{p(req)} = \sqrt{\frac{4 \cdot 95332,2}{0,9 \cdot 345 \text{ MPa}}}$$

$$t_{p(req)} = 35,02 \text{ mm} \rightarrow \text{Utilizar } 35 \text{ mm}$$

Para obtener el factor de utilización se realiza el cálculo inverso:

$$22 \text{ mm} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_n}{\phi \cdot f_y}}$$

Despejando el valor de M_n , se obtiene un valor de $95090,6 \text{ N}$, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{P_u}{P_n} = \frac{95332,2 \text{ N}}{95090,6 \text{ N}} = 100\%$$

El espesor de la placa base en la interfaz de tracción se puede determinar utilizando la Ecuación (4.101):

$$t_{p(req)} = 2,11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{B \cdot F_y}} \quad (4.101)$$

Donde:

- $x = f - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} = 400 \text{ mm} - \frac{700 \text{ mm}}{2} + \frac{14 \text{ mm}}{2} = 57 \text{ mm}$
- $T_u = 490264 \text{ N}$

Reemplazando:

$$t_{p(req)} = 2,11 \cdot \sqrt{\frac{490264 \text{ N} \cdot 57 \text{ mm}}{450 \text{ mm} \cdot 345 \text{ MPa}}} = 28,3 \text{ mm}$$

Finalmente controla el estado límite de fluencia de la placa base en la interfaz de apoyo por lo que el espesor de la placa base es de 35 mm.

Cálculo de pernos de anclaje:

Por ejemplo, si se tienen 3 pernos en tracción (6 pernos en total), cada uno recibe una tensión de correspondiente de $T_{c/u} = \frac{T_u}{n_p} = \frac{490264 \text{ N}}{3} = 163421 \text{ N}$.

Resistencia pernos $1 \frac{1}{4}$ in. F1554 Gr.36:

$$\emptyset \cdot N_{sa} = \emptyset \cdot A_{se,N} \cdot f_{uta} \quad (4.34)$$

En donde:

- $f_{uta} = 400 \text{ MPa}$
- $A_{se,N} = 625,23 \text{ mm}^2$ según Tabla 4.1

Reemplazando: $\emptyset \cdot N_{sa} = 0,75 \cdot 492,43 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ MPa} = 187569 \text{ N} > 163421 \text{ N}$

Por lo que se utilizan seis pernos de anclaje de diámetro $1\frac{1}{4}$ in. calidad F1554 Gr.36 de los cuales 3 se encuentran en tracción, dando un factor de utilización de:

$$F.U = \frac{T_{c/u}}{\phi \cdot N_{sa}} = 87\%$$

Verificación utilizando IDEA StatiCa:

Utilizando los mismos materiales, calidades y dimensiones descritas en el enunciado del ejercicio, se procede a modelar la conexión. Luego se aplican las cargas como se puede ver en las imágenes a continuación:

Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B1 / End	-675.6	0.0	0.0	0.0	611.3	0.0

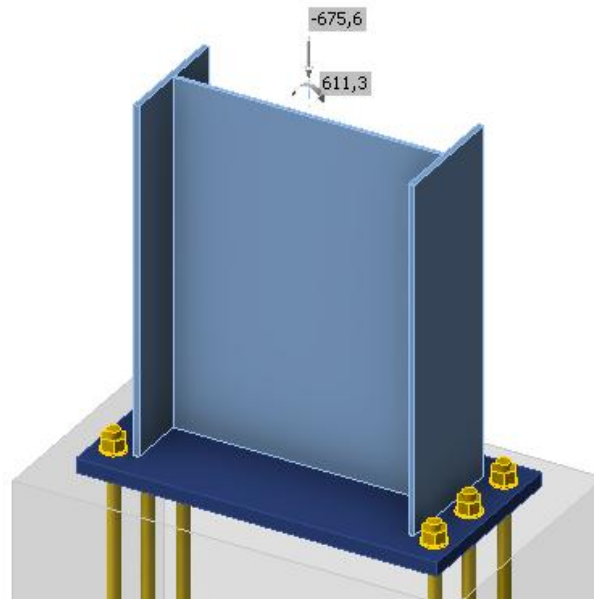


Figura 8.48 Vista general de la placa base.

Si se verifican los esfuerzos equivalentes en la placa base se puede notar la placa base recibe unos 310 MPa aproximadamente, lo cual es igual que la fluencia del material correspondiente a $\phi \cdot F_y = 310\text{ MPa}$, lo que significa que existe una ligera plastificación, dando un factor de utilización de:

$$F.U = \frac{310\text{ MPa}}{310\text{ MPa}} = 100\%$$

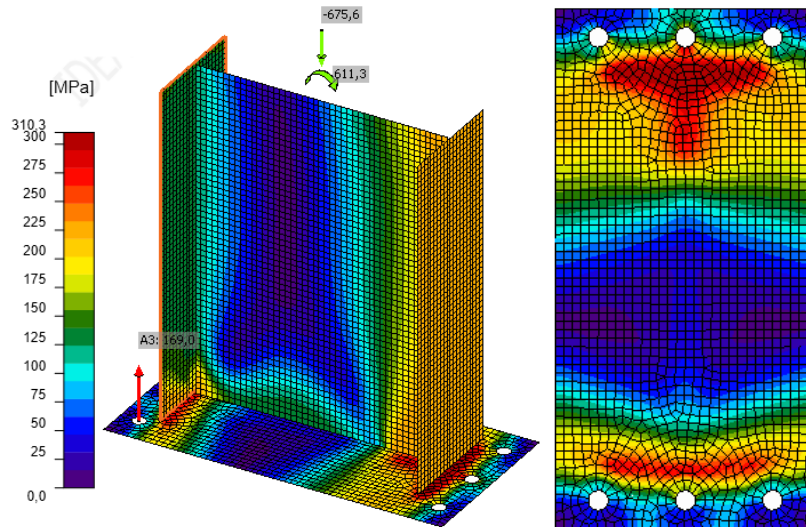


Figura 8.49 Esfuerzos equivalentes.

Se puede notar que la tensión generada en los pernos de anclaje en tracción corresponde 170,1 kN.

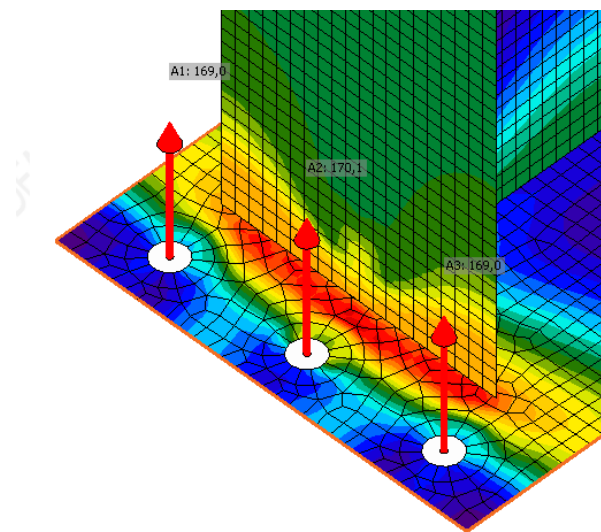


Figura 8.50 tensión en pernos de anclaje

Al verificar las deformaciones plásticas, se puede notar que existe una leve plastificación en la placa base correspondiente a $\varepsilon = 0,1\%$. Esto es congruente con los esfuerzos obtenidos en la placa base, ya se alcanza el límite de fluencia.

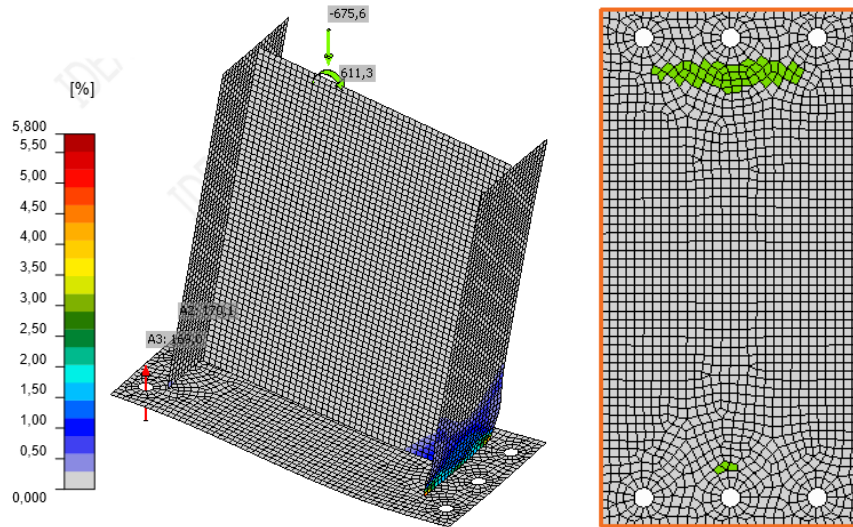


Figura 8.51 Deformaciones plásticas

En el caso de los esfuerzos en el hormigón, el programa considera las áreas que realmente están en contacto considerando las deformaciones de cada material, el área achurada corresponde al $A_2 = 248191 \text{ mm}^2$ y el $A_1 = 88489 \text{ mm}^2$ corresponde al área en contacto de la placa base con el hormigón.

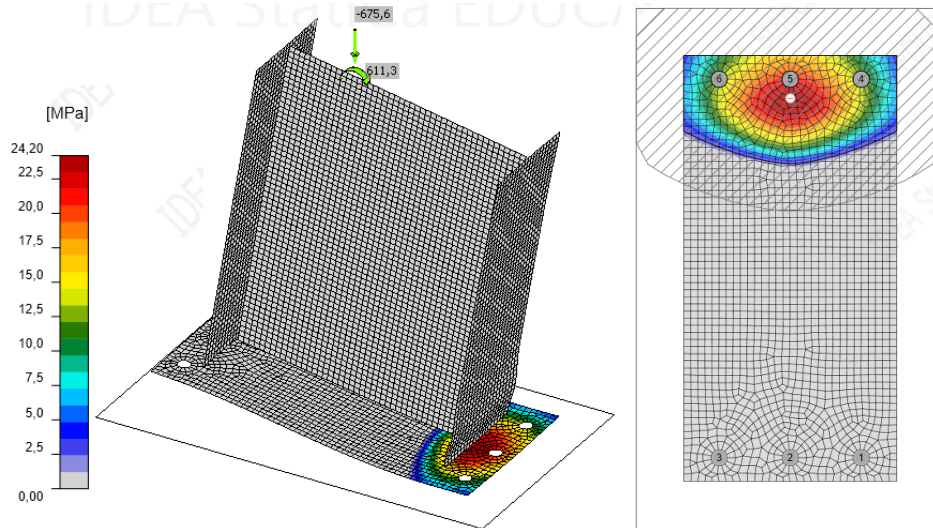


Figura 8.52 Esfuerzos en el hormigón.

Considerando esto, se alcanza un esfuerzo de aplastamiento promedio en el hormigón de $f_{pu} = 13,4 \text{ MPa}$, lo cual es menor a la resistencia del hormigón $\phi_c \cdot f_{p(max)} = 23,1 \text{ MPa}$ obtenidos por el programa.

Finalmente, la comparación entre los resultados entregados por el programa y calculados mediante el método tradicional se entregan en la siguiente tablas resumen:

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi_c \cdot f_p$	13,81 MPa	23,1 MPa
f_{pu}	13,81 MPa	13,4 MPa
F.U	100%	58%

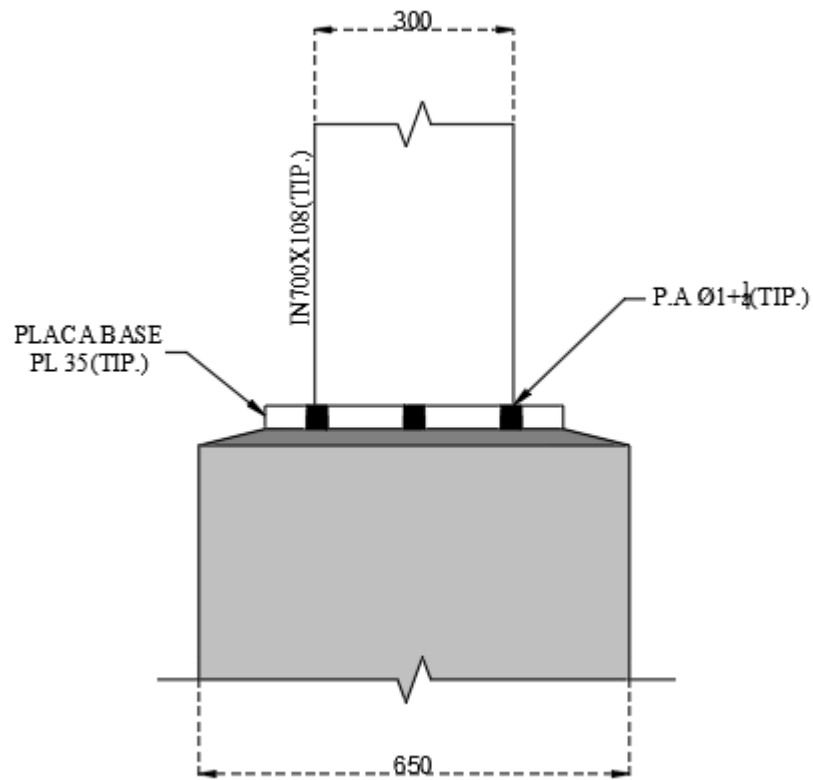
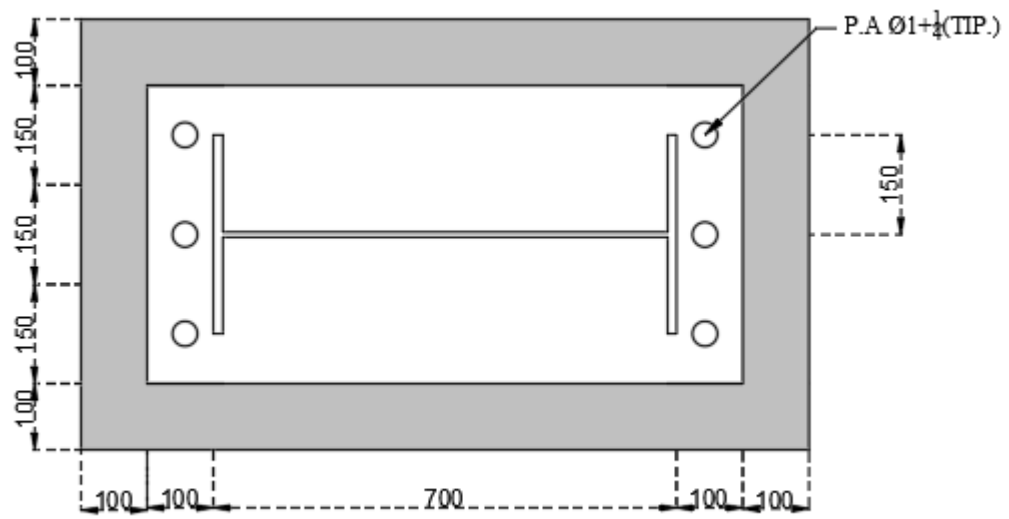
Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	100%	100%

Pernos de anclaje:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	87%	87%

Se adjunta detalle de la conexión.



Anexo 4.12 Ejemplo de base empotrada, considerando gran momento, compresión y silla de anclaje.

Debido a que la norma *NCh2369* establece en el punto 8.5.2 que los pernos de anclaje dúctiles deben detallarse considerando silla de anclaje, se procede a calcular el espesor tanto de la silla de anclaje como el espesor de la placa base, considerando las nuevas condiciones de borde. Para que entren los tres pernos de anclaje.

altura silla de anclaje:

Se debe calcular la altura que tendrá nuestra silla de anclaje, para esto se utilizan las indicaciones del punto 8.5.2 de la *NCh2369* que nos indica:

$$altura = \max(250 \text{ mm}; 8 \cdot d_{perno}) = \max(250 \text{ mm}; 254 \text{ mm}) = 260 \text{ mm}$$

Espaciamiento anclajes:

En la Tabla 4.6 se nos indica que hay que respetar un espaciamento entre pernos de anclaje de al menos $4 \cdot d_{perno} = 4 \cdot 1 \frac{1}{4} \text{ in.} \cdot 25,4 \frac{\text{mm}}{\text{in.}} = 127 \text{ mm}$, por lo que se utiliza un espaciamento de 150 mm .

Espesor placa inferior silla de anclaje:

Considerando los tres pernos de anclaje, se tienen unos valores de $L_x = 150 \text{ mm}$ y $L_y = 100 \text{ mm}$, en donde L_x corresponde a la distancia entre atiesadores y L_y al ancho de la placa superior de la silla de anclaje.

obteniendo así un valor $\frac{L_y}{L_x} = 0,67 \rightarrow m = 6,91$

$$M_{max} = \frac{f_p \cdot L_x \cdot L_y}{m} = \frac{13,81 \text{ MPa} \cdot 150 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm}}{6,91} = 29978,3 \text{ N}$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{max}}{\phi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 29978,3 \text{ N}}{0,9 \cdot 345 \text{ MPa}}} = 19,65 \text{ mm} \rightarrow \text{Utilizar } 20 \text{ mm}$$

Para obtener el factor de utilización se realiza el cálculo inverso:

$$20 \text{ mm} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_n}{\phi \cdot f_y}}$$

Despejando el valor de M_n , se obtiene un valor de 31050 N, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{P_u}{P_n} = \frac{29978,3 \text{ N}}{31050 \text{ N}} = 97\%$$

Espesor placa superior silla de anclaje:

La norma NCh2369:2025 establece que los elementos aledaños a los pernos de anclaje deben garantizar la fluencia de estos, es decir que es necesario diseñar para la tensión esperada de los pernos de anclaje.

$$T_{ye} = F_{ye} \cdot A_g = R_y \cdot F_y \cdot A_g = 1,5 \cdot 248 \text{ MPa} \cdot \frac{\left(1 \frac{1}{4} \text{ in.} \cdot 25,4 \frac{\text{mm}}{\text{in.}}\right)^2 \cdot \pi}{4} = 294524 \text{ N}$$

Considerando tres pernos de anclajes, a cada lado de la columna, de la Tabla 4.9 se extrae el coeficiente de $M_{max}^* = 0,1$, reemplazando:

$$M_{max} = \frac{M_{max}^* \cdot T_{ye} \cdot L_x}{L_y} \quad (4.114)$$

$$M_{max} = \frac{0,1 \cdot 294524 \text{ N} \cdot 150 \text{ mm}}{100 \text{ mm}} = 44178,6 \text{ N}$$

Si ahora se reemplaza en la Ecuación 4.115 se obtiene el espesor mínimo requerido de la placa superior de la silla de anclaje.

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{max}}{\phi \cdot f_y}} \quad (4.115)$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot 44178,6 \text{ N}}{0,9 \cdot 345 \text{ [MPa]}}} = 23,85 \text{ mm} \rightarrow \text{Utilizar } 25 \text{ mm}$$

Para obtener el factor de utilización se realiza el cálculo inverso:

$$25 \text{ mm} = \sqrt{\frac{4 \cdot M_n}{\phi \cdot f_y}}$$

Despejando el valor de M_n , se obtiene un valor de 48515,6 N, por lo que el factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{P_u}{P_n} = \frac{44178,6 \text{ N}}{48515,6 \text{ N}} = 91\%$$

Resistencia compresión atiesadores

Considerando que tres pernos de anclajes están en tracción, de la Tabla 4.9 se extrae un coeficiente de $R_{max}^* = 1,1$, reemplazando:

$$R_{max} = R_{max}^* \cdot T_{ye} \quad (4.116)$$

$$R_{max} = 1,1 \cdot 294524 \text{ N} = 323976 \text{ N}$$

Esbeltez:

El límite de esbeltez en compresión está limitado por:

$$\frac{KL}{r} \leq 1,5 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.118)$$

En donde:

- $K = 0,65$
- $L = 260 \text{ mm}$
- $r =$ Radio de giro de la placa de espesor t , mm

$$\circ \quad r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{t}{\sqrt{12}} = \frac{14}{\sqrt{12}} = 4,04$$

$$\frac{0,65 \cdot 260 \text{ mm}}{4,04 \text{ mm}} \leq 1,5 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{210000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}}$$

$$41,82 \leq 116,3$$

Se cumple ya que se obtiene una esbeltez menor al límite permitido

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

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (4.120)$$

Ya que $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow 41,82 \leq 116,3$, el valor de F_{cr} se calcula utilizando la Ecuación (4.121)

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y \quad (4.121)$$

En donde:

$$\bullet F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ MPa}}{(41,82)^2} = 1185,3 \text{ MPa}$$

Reemplazando valores en 4.121:

$$F_{cr} = \left(0,658 \frac{345 \text{ MPa}}{1185,3 \text{ MPa}}\right) \cdot 345 \text{ MPa} = 305,4 \text{ MPa}$$

Se tiene que cumplir que la resistencia a la compresión, P_n , del atiesador tiene que ser mayor a la sollicitación:

$$\phi \cdot P_n \geq R_{max} \quad (4.117)$$

$$\phi \cdot P_n = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 0,9 \cdot 305,4 \text{ MPa} \cdot 14 \text{ [mm]} \cdot 100 \text{ [mm]} = 384840,3 \text{ N}$$

$$\phi \cdot P_n \geq R_{max} = 384840,3 \text{ N} \geq 323976 \text{ N}$$

Se cumple con la resistencia a compresión del atiesador, dando un factor de utilización de:

$$F.U = \frac{323976 \text{ N}}{384840,3 \text{ N}} = 84\%$$

Verificando el pandeo local:

$$\frac{b}{t} \leq 0,64 \cdot \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} \quad (4.123)$$

$$\frac{100}{14} \leq 0,64 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 210000}{\sqrt{272/8} \cdot 345}}$$

$$7,14 \leq 13,08$$

Se cumple con el requisito de pandeo local.

Verificación utilizando IDEA StatiCa:

Utilizando los mismos materiales, calidades y dimensiones descritas en el enunciado del ejercicio, se procede a modelar la conexión. Luego se aplican las cargas como se puede ver en las imágenes a continuación:

Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
B1 / End	-675,6	0,0	0,0	0,0	611,3	0,0

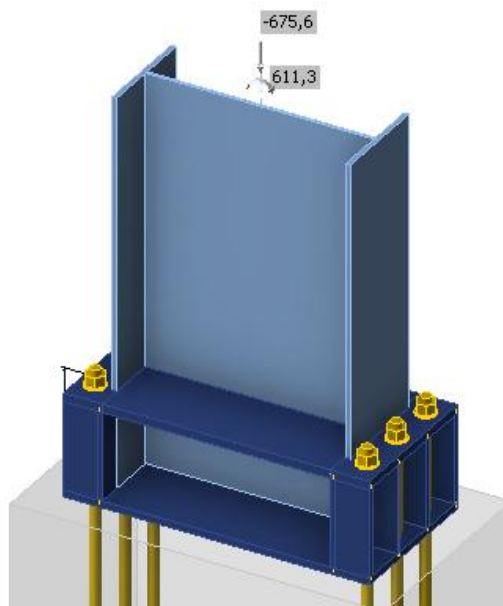


Figura 8.55 Vista general de la placa base.

Si se verifican los esfuerzos equivalentes en la placa base se puede notar un valor de 310 MPa en los bordes de los orificios de los pernos de anclaje en la zona de compresión, lo cual es igual a la resistencia del material de $\sigma \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$, lo que significa que existe una ligera plastificación.

En este caso, se tiene un factor de utilización de:

$$F.U = \frac{310 \text{ MPa}}{310 \text{ MPa}} = 100\%$$

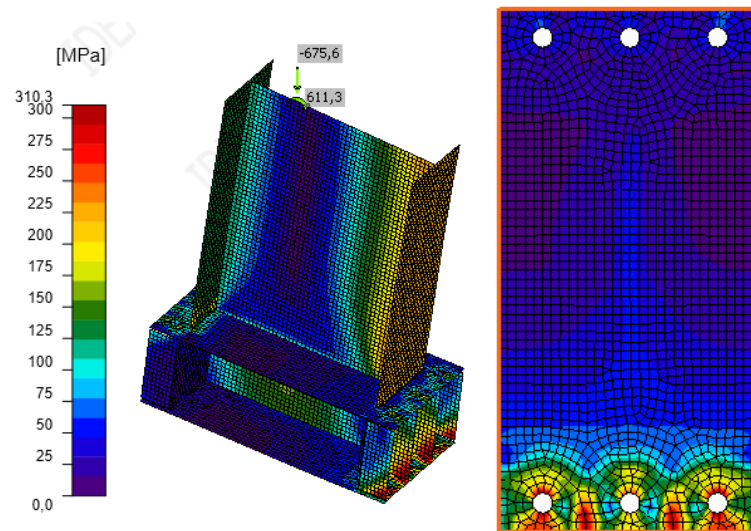


Figura 8.56 Esfuerzos equivalentes en *MPa*.

Se puede notar que la tensión generada en los pernos de anclaje en tracción corresponde 143 *kN*.

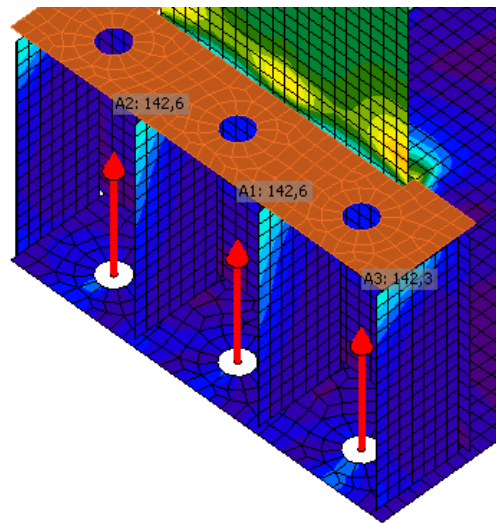


Figura 8.57 tensión en pernos de anclaje.

Al verificar las deformaciones plásticas, se puede notar que existe una leve plastificación en la placa base, es tan pequeña que el programa nos entrega un valor aproximado a cero, sin embargo, existe. Esto es congruente con los esfuerzos obtenidos en la placa base, ya se alcanza el límite de fluencia.

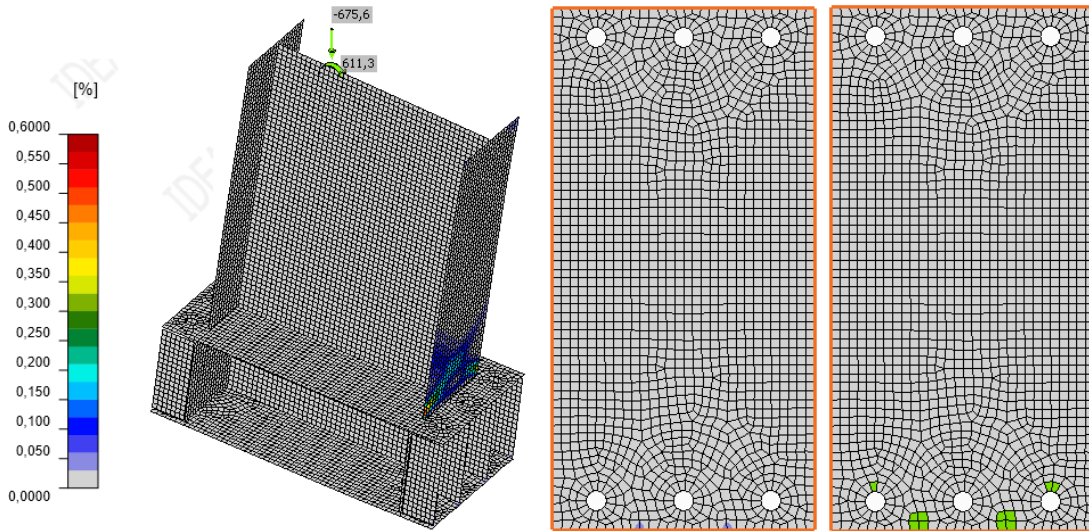


Figura 8.58 Deformaciones plásticas en %.

Para la verificación de los elementos como los atiesadores o la placa superior de la silla de anclaje, estos fueron diseñados considerando la tensión esperada en los pernos de anclajes. Para realizar esta verificación en el programa se aumentó el momento ejercido en la columna hasta lograr este valor.

Si se verifican los esfuerzos generados en la placa superior de la silla de anclaje, específicamente en el lado traccionado, se obtiene un valor de 310 MPa en la zona alrededor de los orificios, lo cual es igual a la resistencia del material de $\phi \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$, lo que significa que existe una leve plastificación. El factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{310 \text{ MPa}}{310 \text{ MPa}} = 100\%$$

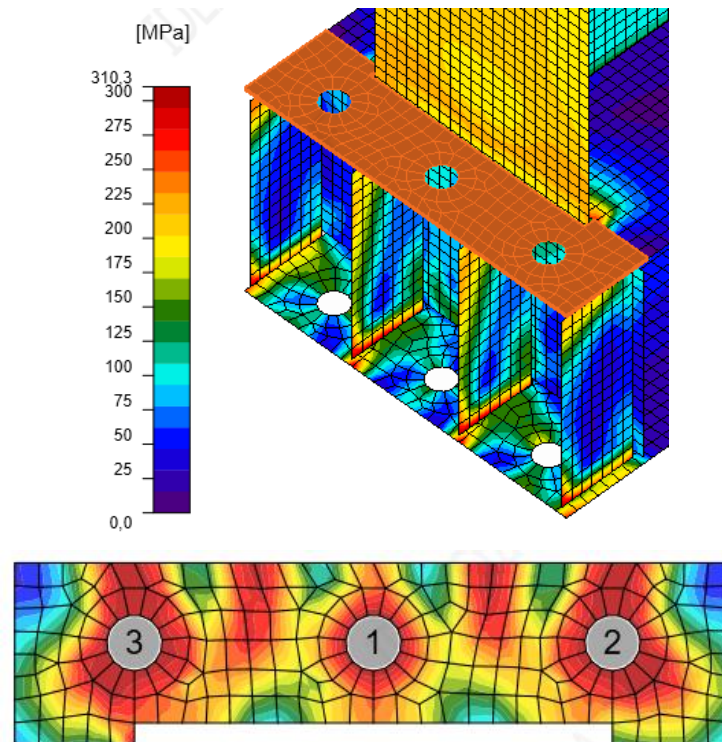


Figura 8.59 Esfuerzos equivalentes placa superior silla en *MPa*.

Si se verifican las deformaciones plásticas, se obtiene un valor de $\varepsilon = 0,2\%$. Esto es congruente con los esfuerzos obtenidos en la placa base, ya se alcanza el límite de fluencia

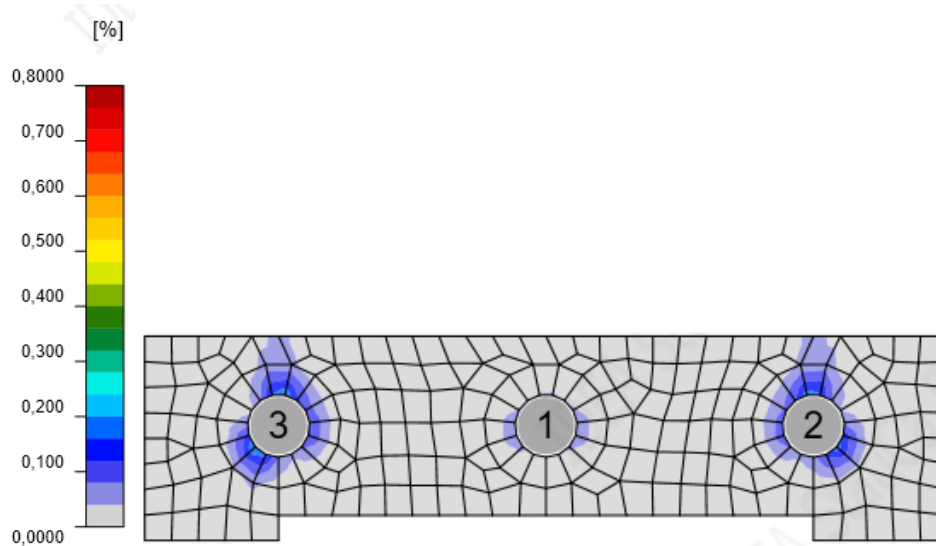


Figura 8.60 Deformación plástica placa superior silla en *MPa*.

Si se verifican los esfuerzos generados en la placa superior de la silla de anclaje, específicamente en el lado comprimido, se obtiene un valor de 307 MPa en la zona alrededor de los orificios, lo cual es menor a la resistencia del material de $\phi \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$. El factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{307 \text{ MPa}}{310 \text{ MPa}} = 99\%$$

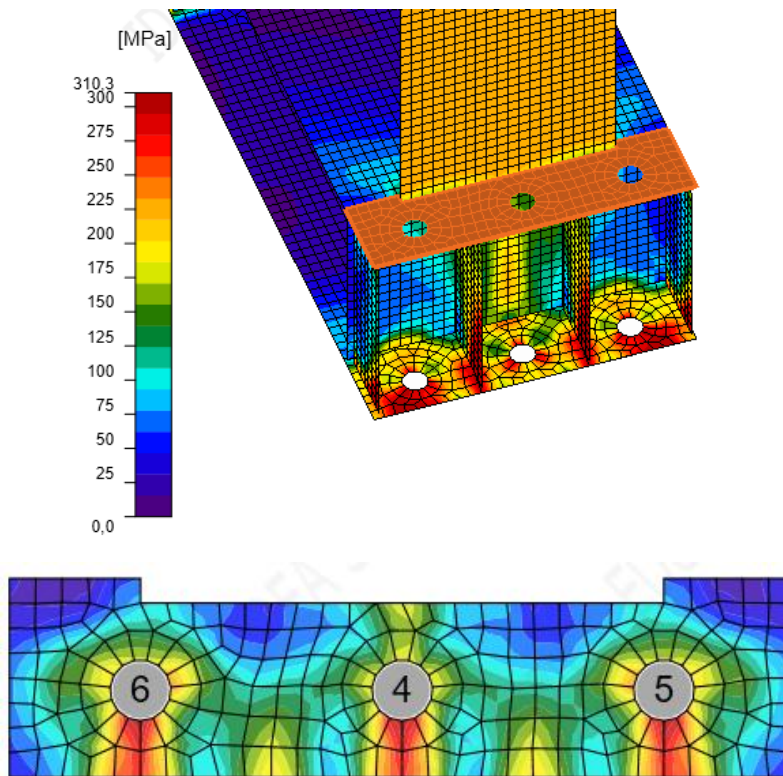


Figura 8.61 Esfuerzos equivalentes placa superior silla en MPa .

Si se verifican los esfuerzos generados en atiesador de la silla de anclaje, se obtiene un valor de 312 MPa en la esquina, lo cual es mayor a la resistencia del material de $\phi \cdot F_y = 310 \text{ MPa}$, lo que significa que existe una leve plastificación. El factor de utilización es el siguiente:

$$F.U = \frac{312}{310} = 100\%$$

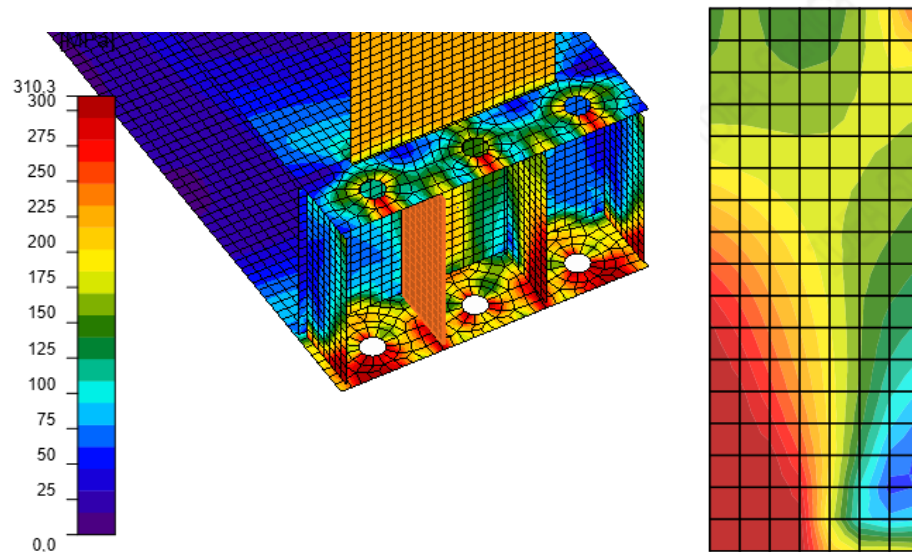


Figura 8.62 Esfuerzos equivalentes en atiesador silla de anclaje en MPa.

Si se verifican las deformaciones plásticas, se obtiene un valor de $\varepsilon = 0,7\%$. Esto es congruente con los esfuerzos obtenidos en la placa base, ya se alcanza el límite de fluencia.

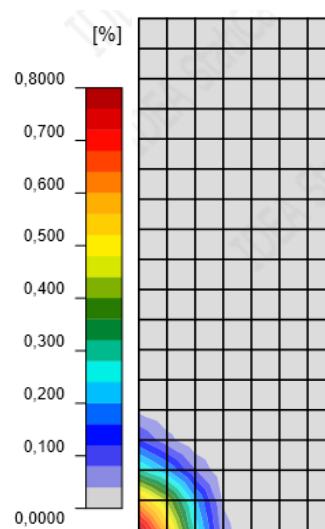


Figura 8.63 Deformación plástica en atiesador silla de anclaje en MPa.

En el caso de los esfuerzos en el hormigón, el programa considera las áreas que realmente están en contacto considerando las deformaciones de cada material, el área achurada corresponde al $A_2 = 190146 \text{ mm}^2$ y el $A_1 = 43598 \text{ mm}^2$ corresponde al area en contacto de la placa base con el hormigon.

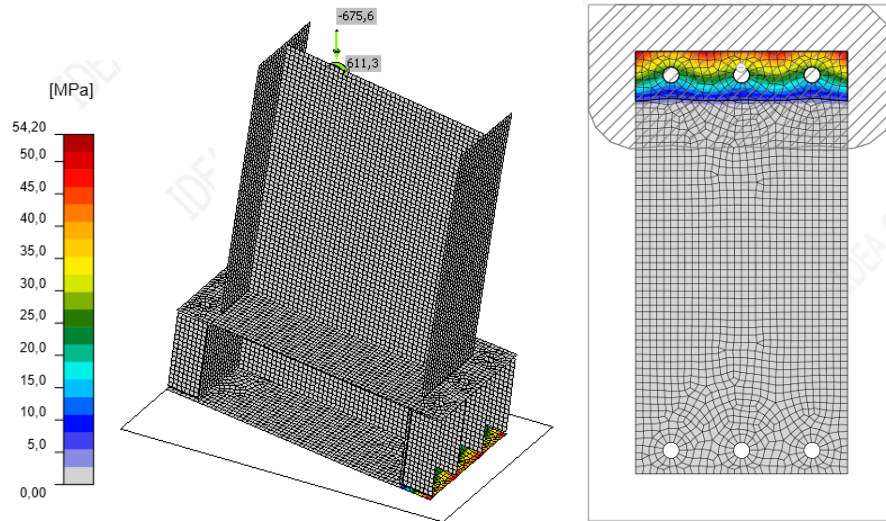


Figura 8.64 Esfuerzos en el hormigón.

Considerando esto, se alcanza un esfuerzo de aplastamiento promedio en el hormigón de $f_{pu} = 25,4 \text{ MPa}$, lo cual es menor a la resistencia del hormigón $\phi_c \cdot f_{p(max)} = 27,6 \text{ MPa}$ obtenidos por el programa.

Finalmente, la comparación entre los resultados entregados por el programa y calculados mediante el método tradicional se entregan en la siguiente tablas resumen:

Esfuerzos en el hormigón:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
$\phi_c \cdot f_p$	13,81 MPa	27,6 MPa
f_{pu}	13,81 MPa	25,4 MPa
F.U.	100%	92%

Placa base:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	97%	100%

Placa superior silla de anclaje:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	91%	100%

Atiesadores silla de anclaje:

Resultados		
Ecuación	Método tradicional	IDEA StatiCa
F.U.	84%	100%

Se entregan los detalles de la conexión:

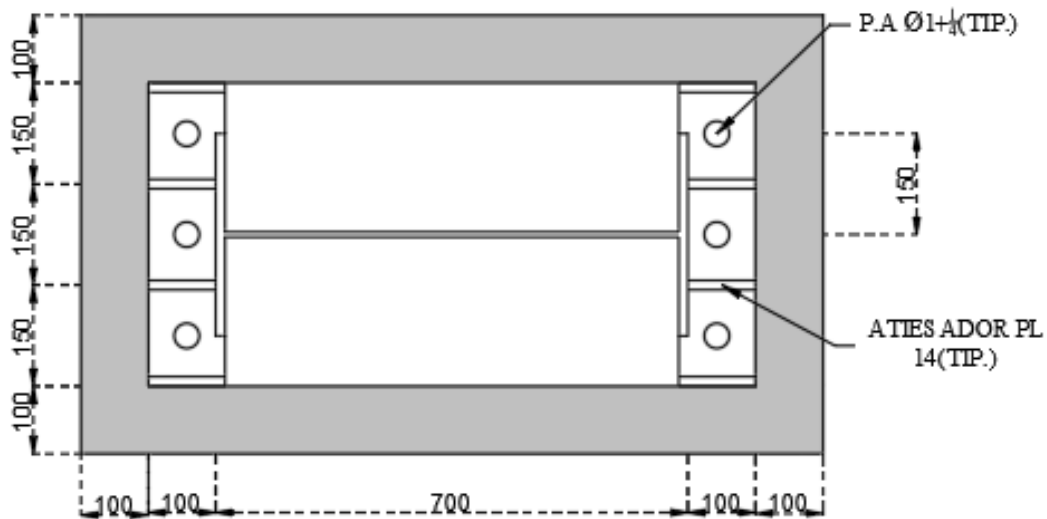


Figura 8.65 Vista en planta de la conexión.

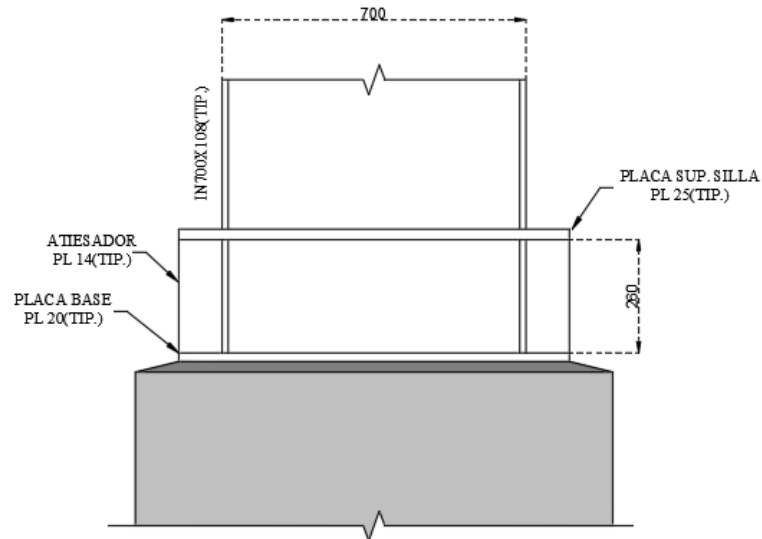


Figura 8.66 Vista en elevación de la conexión, vista perpendicular al eje débil.

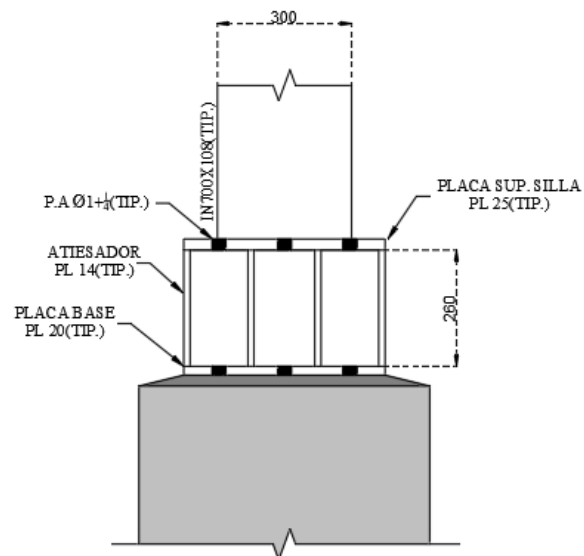


Figura 8.67 Vista en elevación de la conexión, vista perpendicular al eje fuerte.

UNIVERSIDAD DE CONCEPCIÓN – FACULTAD DE INGENIERÍA
RESUMEN DE MEMORIA DE TÍTULO

Departamento	: Departamento de Ingeniería Civil.
Carrera	: Ingeniería Civil.
Nombre del memorista	: Sebastián Alberto Manríquez Urrutia.
Título de la memoria	: Diseño y modelación de bases de columnas para estructuras industriales de acero según NCh 2369:2025.
Fecha de la presentación oral	: 29 de septiembre del 2025.
Profesor(es) Guía	: Rodrigo Antonio Silva Muñoz.
Profesor(es) Revisor(es)	: Víctor Aguilar Vidal.
Concepto	:
Calificación	:

Resumen

En el diseño de estructuras industriales de acero, las bases de columnas son un componente fundamental, ya que constituyen el punto crítico para la transferencia de cargas y la disipación de energía sísmica. Un fallo en la base de la columna puede comprometer la estabilidad global de la estructura, lo que conlleva graves riesgos tanto para la seguridad como en el ámbito económico.

A pesar de su importancia, el diseño de estas conexiones no siempre recibe la atención necesaria y sumado a la falta de no contar con una metodología unificada en Chile, se genera confusión al combinar normativas locales e internacionales. Esta falta de estandarización ha derivado en una diversidad de procedimientos de cálculo dificultando la revisión de proyectos y creando inconsistencias en los diseños. Por ello, el objetivo principal de este trabajo es sistematizar los procedimientos de diseño para las bases de columnas en estructuras de acero industrial, basándose en la normativa actualizada *NCh2369:2025* y *AISC Design Guide 1*.

La manera en la que se aborda este trabajo consiste en diseñar los componentes mediante el método tradicional, utilizando las ecuaciones de las normativas vigentes, para luego realizar una modelación en el software IDEA StatiCa. El estudio se enfoca en bases de columnas expuestas con perfiles tipo I o H y pernos de anclaje preinstalados.

El análisis comparativo demostró que el método tradicional de cálculo es más conservador en sus resultados en comparación con los obtenidos mediante el software IDEA StatiCa. Se destaca que estas discrepancias no comprometen la estabilidad de la estructura.