



**Caso de estudio: Análisis de la influencia del acero suplementario en pernos de
anclaje**

Karen Vanesa Jiménez Díaz
Daniel Alejandro Tapasco Diaz

Monografía presentada para optar al título de Especialista en Análisis y Diseño de Estructuras

Asesor
Mauricio José Castro García, Magíster (MSc) en Ingeniería Civil

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería
Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras
Medellín, Antioquia, Colombia
2025

Cita	(Jiménez Díaz & Tapasco Díaz, 2025)
Referencia	Jiménez Díaz & Tapasco Díaz. (2025). <i>Caso de estudio: Análisis de la influencia del acero suplementario en pernos de anclaje</i> [Trabajo de grado especialización]. Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.
Estilo APA 7 (2020)	



Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras, Cohorte XII.



Biblioteca Carlos Gaviria Díaz

Repositorio Institucional: <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - www.udea.edu.co

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

Tabla de contenido

1. Resumen	5
2. Abstract	6
3. Motivación	7
5. Revisión de literatura.....	10
5.1 Introducción	10
5.2 Cuerpo.....	13
5.2.1 Estados Límites de diseño a tracción.....	19
5.2.1.1 Resistencia del acero a tracción.....	19
5.2.1.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón de los anclajes en tracción.....	20
5.2.1.3 Resistencia a la extracción por deslizamiento	25
5.2.1.4 Resistencia al desprendimiento lateral de la cara del hormigón en los anclajes a tracción.....	25
5.2.2 Estados Límites de diseño a cortante.....	26
5.2.2.1 Resistencia del acero de los anclajes a cortante	26
5.2.2.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón de los anclajes a cortante.....	28
5.2.3 Refuerzo de anclaje y refuerzo suplementario	32
5.2.3.1 Refuerzo de anclaje para cargas a tracción.....	37
5.2.3.2 Refuerzo de anclaje para cargas a cortante.....	39
6. Caso de Estudio.....	43
6.1 Planteamiento del caso.....	43
6.2 Verificación inicial sin refuerzo adicional	44
6.3 Incorporación de refuerzo de anclaje	44
6.4 Resultado general del caso	45
7. Conclusiones	45
8. Referencias	47

Lista de figuras

Figura 1. Componentes típicos de una base de columna. Tomado de Design Guide No. 1: Base Plate and Anchor Rod Design (p.1), por American Institute of Steel Construction, 2006. Copyright 2006 por AISC.	11
Figura 2. Principales modos de falla del acero a tracción. Tomado de Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute. .	16
Figura 3. Principales modos de falla a cortante. Tomado de Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.	17
Figura 4. Interacción de los conos de falla en grupo de anclajes. Tomado de Influence of headed anchor group layout on concrete failure in tensión Węglorz, M. (2017).	18
Figura 5. Cálculo de A_{Nc} para anclajes individuales y grupos de anclajes. Tomado de Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.	22
Figura 6. Factores de modificación de la resistencia para anclajes en tracción. Tomado de Muñoz Tirado, 2021	24
Figura 7. Cortante paralelo a un borde. Tomado de Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.	29
Figura 8. Cortante paralelo a un borde. Tomado de Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.	29
Figura 9. Cálculo de A_{vc} para anclajes individuales y grupos de anclajes. Tomado de Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.	31
Figura 10. Resumen valores de fisuración para resistencia a cortante del arrancamiento del concreto.	32
Figura 11. Esquema de refuerzo existente de pernos de anclaje a tracción. Fuente: Design of anchor reinforcement for seismic tension load, Węglorz, M. (2017).	33
Figura 12. Configuración placa base. Tomado de: Análisis comparativo entre placas base con pernos de anclaje extendidos y placas de base tradicionales (Cruz Villavicencio, 2024).	35
Figura 13. Refuerzo de anclaje para tracción. Tomado de Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.	38
Figura 14. El uso de acero de refuerzo para el desarrollo de los pernos de anclaje. Tomado de Design Guide No. 1: Base Plate and Anchor Rod Design (p.1), por American Institute of Steel Construction, 2006. Copyright 2006 por AISC.	39
Figura 15. Refuerzo de anclaje de horquilla para cortante. Tomado de Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute. .	40
Figura 16. Detallado típico usando barras de horquillas. Tomado de Design Guide No. 1: Base Plate and Anchor Rod Design (p.1), por American Institute of Steel Construction, 2006. Copyright 2006 por AISC.	41
Figura 17. Detallado alternativo de barras de horquillas. Tomado de Design Guide No. 1: Base Plate and Anchor Rod Design (p.1), por American Institute of Steel Construction, 2006. Copyright 2006 por AISC.	41

1. Resumen

La adecuada conexión entre las columnas de acero y los pedestales de concreto de las cimentaciones mediante placas base y pernos de anclaje resulta esencial para garantizar la seguridad, estabilidad y desempeño estructural. El correcto funcionamiento de estas uniones depende de la transferencia efectiva de cargas y de la resistencia frente a los diferentes modos de falla.

El refuerzo de anclaje y el refuerzo suplementario en las conexiones acero–concreto constituyen alternativas de diseño que pueden mejorar el comportamiento estructural frente a solicitaciones elevadas o condiciones críticas de carga. Su influencia es especialmente relevante en modos de falla gobernados por el concreto, como el arrancamiento o el desprendimiento lateral, mientras que en fallas controladas por el acero su aporte resulta limitado. Aunque las normas reconocen el efecto positivo de este refuerzo, no establecen criterios detallados para su implementación, lo que genera interpretaciones diversas y deja su aplicación sujeta al criterio del diseñador.

En la práctica, el uso del refuerzo de anclaje o la influencia del refuerzo suplementario no debe entenderse como un requisito universal sino como un recurso que, dependiendo de las condiciones de la conexión, puede optimizar la confiabilidad del anclaje, el aprovechamiento del material y la economía del proyecto.

El análisis desarrollado evidencia que el adecuado uso del refuerzo de anclaje, y de forma indirecta el refuerzo suplementario, no solo contribuye a evitar fallas frágiles, sino que también mejora la eficiencia estructural y el aprovechamiento del material, promoviendo un diseño integral donde a través de la interacción entre concreto, acero de refuerzo y anclajes metálicos se logra una transferencia eficaz de cargas y un comportamiento estructural compatible y seguro.

Palabras clave: Pernos de anclaje, refuerzo suplementario, modos de falla, ACI 318-19

2. Abstract

The proper connection between steel columns and concrete pedestals in foundations, achieved through base plates and anchor bolts, is essential to warrant structural safety, stability, and performance. The effectiveness of these connections depends on the efficient transfer of loads and their resistance against different failure modes.

Supplementary reinforcement in steel-to-concrete connections provides a design alternative that enhances structural performance under high demands or critical loading conditions. Its influence is particularly relevant in concrete-governed failure modes, such as breakout or side-face blowout, while in steel-governed failures its contribution is limited. Although design codes acknowledge this positive effect, they do not establish detailed criteria for its implementation, which leads to diverse interpretations and leaves its application subject to the designer's judgment.

In practice, the use of this reinforcement should not be understood as a universal requirement, but rather as a resource that, depending on the connection conditions, can optimize the reliability of the connection, material utilization, and project economy.

The analysis carried out demonstrates that the use of main and supplementary reinforcement in the concrete element not only helps to prevent brittle failures but also improves structural efficiency and material utilization, fostering an integral design in which the interaction between concrete, reinforcing steel and steel anchors ensures effective load transfer and a safe, compatible structural behavior.

Keywords: anchor bolts, supplementary reinforcement, failure modes, ACI 318-19

3. Motivación

El uso de estructuras metálicas es cada vez mayor en Colombia y otros países donde tradicionalmente han predominado los sistemas en concreto y mampostería, debido a la disponibilidad local de estos materiales. Esta tendencia responde a la necesidad de adaptarse a nuevas exigencias de diseño que garanticen la eficiencia constructiva y la sostenibilidad. En este contexto, resulta fundamental garantizar una conexión adecuada entre los anclajes de las columnas de acero y los sistemas de cimentación. Esta conexión se logra comúnmente mediante sistemas de placas base y pernos de anclaje, que desempeñan un papel crucial para asegurar la seguridad, la estabilidad y el desempeño óptimo de las estructuras.

El correcto funcionamiento de estas conexiones depende de una transferencia eficaz de cargas y de la resistencia ante modos de falla como el arrancamiento por cono, la falla por desprendimiento lateral y la falla por cortante. Estos aspectos están regulados en normas como el ACI 318-19 y la NSR-10, que establecen criterios de diseño para diferentes tipos de anclajes. Asimismo, se reconoce la utilidad de disponer del refuerzo suplementario alrededor de los anclajes como una estrategia para mejorar la capacidad resistente del concreto y controlar la fisuración.

No obstante, aunque dichas normas reconocen la influencia positiva del acero suplementario en la capacidad de los anclajes, su aplicación detallada y la configuración de este refuerzo no se presentan de manera suficientemente explícita, lo que deja margen para decisiones basadas en el juicio técnico, la experiencia y la aplicación de normativas complementarias, lo que puede incluso llevar a resultados imprecisos.

Cabe resaltar que el presente estudio se basa principalmente en la normativa ACI 318-19, una norma más actualizada y detallada en comparación con la NSR-10. Mientras que la primera fue publicada en 2019, la NSR-10 se basó en una versión anterior y se encuentra en proceso de actualización; por ello, el ACI 318-19 constituye una referencia vigente a nivel internacional y sirve como base para la futura versión de la NSR. Su adopción permite anticipar la transición hacia la norma nacional actualizada, incorporando estándares internacionales y avances recientes en diseño estructural de concreto y anclajes.

Esta base normativa más completa y actualizada permite abordar con mayor rigor el análisis del acero suplementario, ya que su optimización dentro del elemento de concreto no solo contribuye a evitar modos de falla frágiles, sino que además mejora la eficiencia estructural y el

aprovechamiento del material. La interacción entre los esfuerzos propios del acero de refuerzo y los inducidos por la conexión del anclaje metálico requiere un enfoque integral de diseño, donde se logre una transferencia efectiva de las cargas, una disipación controlada de los esfuerzos y un comportamiento compatible entre los materiales.

4. Objetivos

4.1 Objetivo general

Desarrollar un caso de estudio orientado a profundizar en el conocimiento de los efectos del acero suplementario en la respuesta estructural de los pernos de anclaje instalados en concreto reforzado.

4.2 Objetivos específicos

Acerca de la revisión bibliográfica:

- Recolectar y analizar la literatura técnica y normativa disponible sobre conexiones y anclajes a concreto reforzado, como base para el desarrollo conceptual y práctico del estudio.
- Investigar la información teórica y técnica de fuentes bibliográficas relevantes sobre el comportamiento de las conexiones en concreto reforzado y la influencia del acero de refuerzo de los pedestales en el anclaje de los pernos.
- Examinar la normativa técnica y la literatura especializada respecto al comportamiento de los anclajes a concreto reforzado, así como los criterios de diseño estructural en función de las solicitaciones actuantes.

Acerca de la creación de una hoja de cálculo:

- Desarrollar una hoja de cálculo que permita automatizar el proceso de diseño, análisis y verificación de anclajes preinstalados en conexión entre columnas de acero y cimentaciones de concreto reforzado, conforme a los lineamientos del ACI 318-19 (Capítulo 17). La aplicación estará orientada a evaluar la capacidad resistente y los modos de falla bajo solicitaciones de tracción y cortante, considerando además la interacción entre los pernos de anclaje y el refuerzo de anclaje o suplementario del elemento de concreto, en un arreglo típico de cuatro pernos en placa base.

5. Revisión de literatura

5.1 Introducción

Los anclajes son sistemas de conexión que, siendo diseñados e instalados correctamente, permiten una transferencia efectiva de cargas entre distintos sistemas y son especialmente importantes cuando se requiere vincular materiales con diferentes comportamientos mecánicos, como ocurre en las uniones entre estructuras de acero y elementos de concreto.

Un caso representativo es la implantación de estructuras metálicas sobre pedestales de concreto, que actúan como elementos de transición encargados de transmitir las cargas a la cimentación. Asimismo, entrepisos metálicos como láminas colaborantes sustituyen las losas tradicionales por elementos más ligeros y de fácil instalación, apoyándose en vigas metálicas secundarias que distribuyen las cargas hacia elementos principales del sistema resistente, tales como vigas de concreto, muros estructurales o muros de mampostería reforzada (Muñoz, 2021).

De manera similar, en estructuras de cubierta, las conexiones entre componentes metálicos y elementos verticales de concreto, como columnas, permiten la transferencia de las cargas de manera eficaz. En todos estos casos, las conexiones de anclaje desempeñan un papel fundamental, además de constituir un componente crítico en condiciones de servicio y particularmente en el desempeño estructural bajo acciones sísmicas (Petersen, Lin, & Zhao, 2018).

Entre los diferentes tipos de anclajes utilizados en la conexión acero-concreto, los anclajes con pernos preinstalados representan una solución eficiente y ampliamente adoptada. Este sistema permite garantizar una correcta alineación de los pernos, considerando la no interferencia con el acero de refuerzo de los elementos de concreto (Muñoz, 2021) y adaptándose con flexibilidad a diversas condiciones geométricas y constructivas.

Como ejemplo ilustrativo, la Figura 1 presenta los componentes típicos de una base de columna, tomada de la Guía de Diseño N.º 1 del AISC, la cual se enfoca en el diseño de la placa base y el perno de anclaje. Esta guía enfatiza que en el análisis estructural se asumen ciertas condiciones de contorno representadas por las conexiones, por lo que no solo es fundamental diseñar la conexión columna-placa base cumpliendo con los requisitos de resistencia, sino también reconocer que dichas conexiones influyen directamente en el comportamiento global de la estructura.

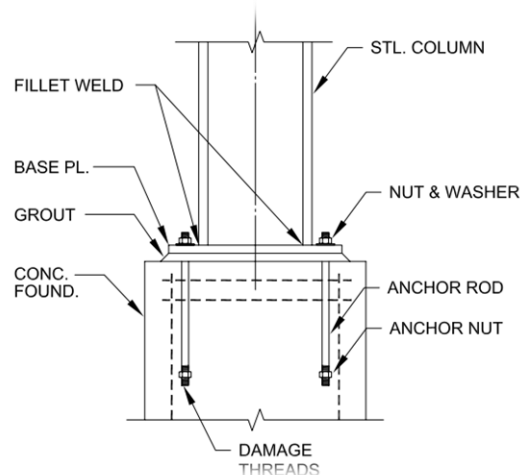


Figura 1. Componentes típicos de una base de columna. Tomado de *Design Guide No. 1: Base Plate and Anchor Rod Design* (p.1), por American Institute of Steel Construction, 2006. Copyright 2006 por AISC.

No obstante, el comportamiento estructural de estos pernos de anclaje depende de múltiples factores, tales como la resistencia del concreto, el tipo de carga, la disposición geométrica de los pernos y, de forma crítica, de la presencia y configuración del refuerzo en el elemento base, el cual puede afectar tanto la capacidad resistente como la forma de falla del sistema de anclaje (Nilforoush, 2017).

Este último aspecto, la influencia del acero de refuerzo en el comportamiento de los anclajes, si bien es reconocido por algunas normativas, continua siendo un reto de diseño e interpretación ya que se carece de criterios detallados acerca de la disposición del refuerzo para maximizar la eficiencia de la conexión y se es propenso a caer en enfoques excesivamente conservadores o en estimaciones imprecisas de la capacidad de anclaje, especialmente en situaciones con geometrías irregulares o espaciamientos limitados (Nilforoush, 2017; Grosser, 2012).

Cualquier deficiencia en la conexión entre el acero y el concreto puede comprometer seriamente la estabilidad estructural, provocando fallas parciales o totales, con consecuencias potenciales para la seguridad de los ocupantes y pérdidas económicas considerables. Además, las fallas en los sistemas de anclaje suelen ser de difícil reparación una vez que la estructura está en servicio. Por ello, resulta fundamental establecer criterios de diseño claros que garanticen el desempeño adecuado de los anclajes (Weglorz, 2017).

Por lo tanto, la investigación se orienta a responder interrogantes claves sobre el comportamiento estructural de los anclajes con pernos en concreto reforzado, particularmente en

el caso de conexiones directas a sistemas de cimentaciones, enfocándose en cómo el acero de refuerzo del elemento base influye en la resistencia de la conexión y en la determinación de la configuración óptima de refuerzo suplementario para garantizar la eficiencia de la unión.

El estudio busca identificar los principios de funcionamiento de estas conexiones y los modos de falla más relevantes para evaluar la contribución del refuerzo suplementario mediante una revisión bibliográfica, el análisis de normativas aplicables y el desarrollo de una herramienta de cálculo estructural. La investigación delimita su alcance al arreglo de cuatro pernos en una placa base simple, considerando exclusivamente anclajes preinstalados en la conexión de columnas de acero a cimentaciones de concreto.

5.2 Cuerpo

Las conexiones con pernos son fundamentales cuando se trabaja con sistemas estructurales hechos principalmente con elementos metálicos. Su correcta ejecución es clave para representar adecuadamente las condiciones de apoyo que se asumen en el diseño estructural. Esto permite que las solicitaciones estimadas sobre la conexión reflejen mejor lo que realmente ocurre en la estructura.

Como punto de partida para el estudio y comprensión de estas conexiones, las normas de diseño distinguen dos tipos generales: conexiones embebidas o preinstaladas y conexiones post instaladas. La principal diferencia entre ambas está en el método de instalación de los pernos en el concreto.

Las conexiones embebidas son anclajes que se instalan durante el vaciado del concreto. Los pernos se ubican en la posición establecida en conjunto con la armadura del elemento de concreto. La resistencia aportada por estos anclajes se basa en el comportamiento de adherencia por fricción e interferencia mecánica entre el acero y el concreto endurecido. Este tipo de conexiones suele tener un mejor comportamiento ante solicitaciones sísmicas (American Concrete Institute [ACI], 2019).

Las conexiones post instaladas son anclajes que se instalan después que el concreto haya fraguado. En este caso se debe perforar el concreto e instalar los pernos mediante diversos mecanismos, entre los que se encuentran los anclajes mecánicos como son los anclajes expansivos o roscados, los anclajes adhesivos que se fijan de manera química y los anclajes atornillados. Estos anclajes postinstalados dependen en gran medida del proceso de instalación, siendo ésta su mayor limitante. Estos anclajes son muy útiles para rehabilitaciones, reforzamientos o instalaciones industriales (ACI, 2019).

El caso de estudio se centra en anclajes preinstalados, dado que este sistema permite disponer y ajustar el refuerzo de manera eficiente, a diferencia de los anclajes postinstalados, en los cuales dicha solución resulta inviable por las limitaciones constructivas y de adherencia.

Resulta importante diferenciar entre el refuerzo suplementario y el refuerzo de anclaje, . El primero corresponde al acero propio de la estructura de concreto, cuya función principal es atender las solicitaciones generales del elemento (por ejemplo, pedestales de cimentación), pero que puede contribuir de manera indirecta al desempeño de los anclajes. El segundo, en cambio, corresponde

a barras dispuestas específicamente para mejorar la resistencia frente a fallas de arrancamiento del concreto y suele implementarse en anclajes preinstalados, donde es posible ajustar su posición y garantizar su adecuada interacción con los pernos.

En este estudio se plantea una comparación entre ambos tipos de refuerzo, con el fin de evaluar en qué medida el refuerzo suplementario puede desempeñar un papel equivalente al refuerzo de anclaje en la mejora del comportamiento estructural.

Se denomina refuerzo suplementario siempre que se demuestre de forma explícita que su función es aportar al comportamiento estructural de los pernos de anclaje, ya sea aumentando su capacidad o evitando modos de falla frágiles. Este refuerzo puede estar compuesto tanto por acero adicional colocado específicamente para los anclajes, como por una parte del refuerzo principal del elemento de concreto, siempre y cuando este último cumpla con los requisitos de diseño y desarrollo necesarios para actuar de forma efectiva en la conexión.

Para abordar en detalle el análisis de ambos refuerzos presentes en la conexión embebida, es necesario comprender previamente los tipos de solicitaciones que actúan sobre la conexión, las cuales dependen directamente de su función estructural.

Las principales solicitaciones actuantes corresponden a tracción y cortante. En el caso de la tracción, esta tiende a extraer el perno, lo que provoca fallas como el arrancamiento del concreto o la extracción directa del perno. Por su parte, las fuerzas a cortante producen desplazamientos laterales que inducen fuerzas cortantes en la interfaz del anclaje al concreto, los cuales pueden ocasionar fallas por rotura del borde del concreto o fallas de corte en el propio perno (ACI, 2019).

Dentro del análisis de anclajes a tracción, se pueden identificar cuatro modos principales de falla, los cuales permiten comprender mejor los mecanismos de resistencia y la vulnerabilidad del sistema. El primer modo corresponde a la falla por rotura del acero del perno, que se presenta cuando el acero alcanza su límite de resistencia a la tracción después de entrar en fluencia. Esta falla está determinada por el área efectiva del perno y la resistencia a tracción del material. Aunque es una posibilidad contemplada en el diseño, se considera poco común cuando el anclaje ha sido adecuadamente dimensionado, debido a las excelentes propiedades mecánicas del acero estructural (ACI, 2019).

El segundo modo es el arrancamiento del cono de concreto, una falla característica del concreto sometido a tracción. En este caso, el perno se arranca junto con una porción de concreto en forma de cono, lo que refleja la casi nula capacidad del concreto para resistir las fuerzas de

tracción impuestas en el área efectiva. Esta condición puede agravarse si los pernos están próximos a un borde, si la profundidad de empotramiento es limitada o si los conos de falla de varios pernos se intersecan, lo que hace que se incrementen las tracciones en el concreto, esto también va a ser dependiente de la resistencia del concreto (ACI, 2019).

Un tercer modo de falla corresponde a la extracción directa, la cual ocurre cuando la fricción que se desarrolla entre el perno y el concreto resulta insuficiente, lo que provoca que el perno se deslice hasta desprenderse completamente del volumen de concreto. Este tipo de falla se presenta con mayor frecuencia en pernos sin cabeza, sin doblez o con una longitud de anclaje reducida, condiciones que disminuyen la adherencia y limitan la superficie efectiva de transferencia de esfuerzos (ACI, 2019).

El último modo de falla por tracción consiste en la falla por rotura del borde del concreto, asociada a pernos ubicados cerca del borde del elemento. En estos casos, el cono de falla interseca dicho borde, lo que genera fisuración lateral del concreto hasta su rotura. Este tipo de falla es más común en anclajes profundos y representa una condición crítica cuando no se toman las distancias mínimas al borde recomendadas por la normativa (ACI, 2019).

Como síntesis de los principales mecanismos de falla en sistemas de anclaje sometidos a tracción, se presentan en la Figura 2 los modos de falla más representativos, de acuerdo con lo establecido en el Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19). Esta representación gráfica facilita la comprensión de las diferentes formas en que puede comprometerse la conexión.

Es importante señalar que, si bien en esta sección se han descrito cuatro modos de falla a tracción, el ACI 318-19 reconoce un total de seis. A los ya mencionados se suman la falla por adherencia, específica de los anclajes post-instalados adheridos, y la falla por hendimiento, que, aunque también puede presentarse en anclajes preinstalados, no se describe con exactitud en este contexto por considerarse un mecanismo estrechamente relacionado con el desprendimiento lateral del concreto. De hecho, la evaluación del desprendimiento lateral incluye implícitamente la consideración del hendimiento, ya que este contribuye directamente a la pérdida de integridad del bloque de concreto que resiste al anclaje.

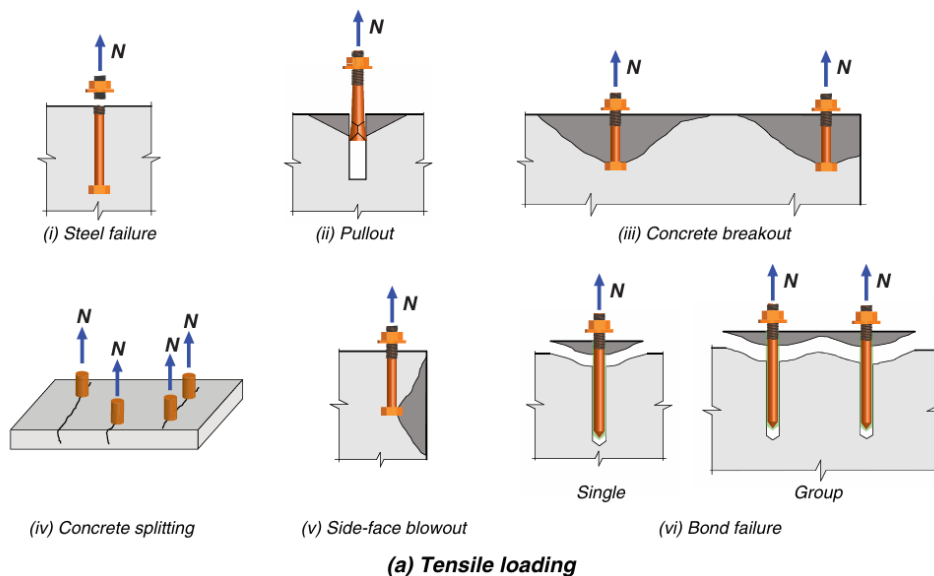


Figura 2. Principales modos de falla del acero a tracción. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*, por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.

En cuanto a los principales modos de falla por cortante, se identifican tres mecanismos que permiten entender cómo actúan las cargas horizontales sobre los elementos de anclaje y su interacción con el concreto. El primero de estos es la falla por corte en el perno, que ocurre cuando la acción del cortante provoca una rotura del acero en la interfaz con el concreto. Este tipo de falla, al igual que la falla por tracción en el perno, depende directamente del área de la sección transversal del perno y de la resistencia del acero, factores determinados por la calidad del material. Sin embargo, debido al adecuado control que puede ejercerse sobre las propiedades mecánicas del acero y el diseño de los pernos, se trata de un modo de falla poco común en la práctica (ACI, 2019).

El segundo modo corresponde a la falla por arrancamiento del concreto, donde las fuerzas de cortante inducen la formación de una cuña de falla que se propaga lateralmente, generando fisuras que pueden culminar en la rotura del borde del concreto. Este tipo de falla está fuertemente influenciado por la cercanía del perno al borde y por la profundidad de empotramiento, siendo especialmente crítica en elementos con secciones reducidas o bajo la acción de cargas sísmicas. En tales condiciones, el cortante en la base puede ser considerable, lo que hace que esta falla se manifieste de forma frágil y repentina (ACI, 2019).

Como último modo de falla por cortante se encuentra una combinación por tracción y cortante, donde la acción horizontal genera la misma cuña de fisuración descrita anteriormente, pero acompañada de una componente de tracción que produce un esfuerzo de extracción adicional.

Como resultado, el perno puede desprenderse junto con un pequeño bloque de concreto. Este tipo de interacción es más frecuente en anclajes con baja longitud de empotramiento, donde la adherencia y la resistencia a las solicitaciones combinadas son limitadas (ACI, 2019). En la Figura 3 se muestra la representación gráfica de los modos de falla a cortante previamente descritos.

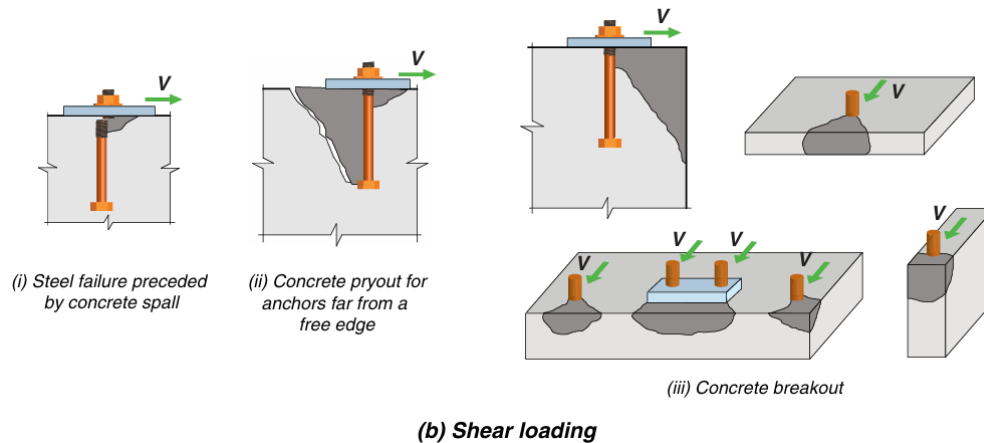


Figura 3. Principales modos de falla a cortante. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*, por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.

Por los efectos de interacción, el comportamiento de un grupo de anclajes es diferente al de los anclajes individuales. Cada perno genera un cono de falla con forma piramidal, pero cuando hay varios pernos cercanos estos conos se cruzan entre sí y no se desarrollan completamente, lo que reduce la capacidad total del sistema. Esto significa que la resistencia del grupo no es simplemente la suma de las resistencias de cada perno por separado.

En el estudio sobre la influencia de grupos de anclaje a tracción realizado por el ingeniero Węglorz, M. (2017), se analizaron grupos de 4 pernos mediante modelos analíticos, y en todos los casos se observó que la resistencia conjunta era menor que la suma de las resistencias individuales. El estudio también identificó parámetros críticos como el espaciamiento entre pernos y la distancia al borde del concreto, ya que son claves para permitir que los conos de falla se desarrollen sin interferencias. Como resultado, se concluyó que el espaciamiento centro a centro entre pernos debe ser al menos 3 veces la longitud de empotramiento, y que la distancia al borde debe ser igual o mayor a 1.5 veces esa misma longitud (Węglorz, 2017), estas relaciones se pueden observar gráficamente en la Figura 4.

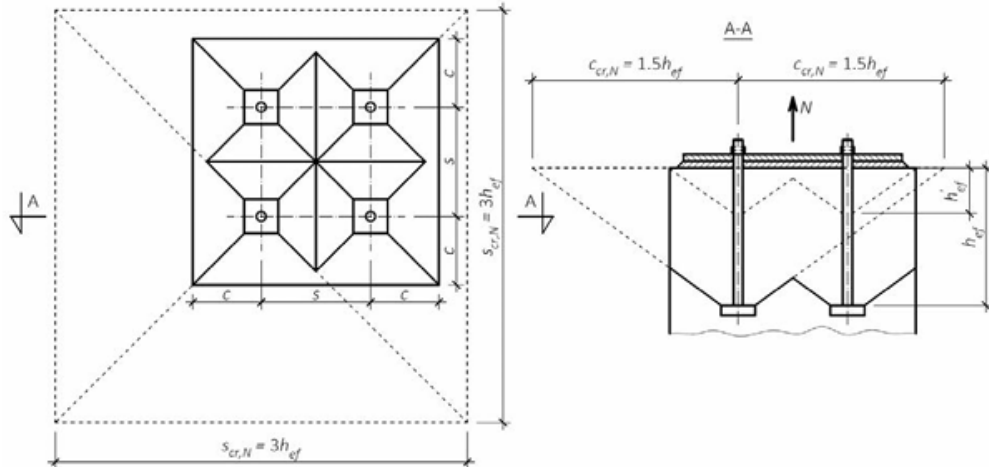


Figura 4. Interacción de los conos de falla en grupo de anclajes. Tomado de *Influence of headed anchor group layout on concrete failure in tensión* Węglorz, M. (2017).

Como en todo diseño, se pretende que las fallas que se puedan presentar se den de manera dúctil y no de manera frágil, haciéndolas predecibles y fáciles de evidenciar con antelación. Dentro de las conexiones pernadas, las fallas dúctiles se presentan con las fallas por rotura o corte del perno y las fallas frágiles son aquellas que involucran la rotura del concreto o la extracción directa, donde las pérdidas de resistencia se presentan de manera abrupta. Por estas razones las principales recomendaciones o parámetros de control son: longitudes óptimas de empotramiento, evitar la ubicación de pernos muy cerca a los bordes del concreto, de manera que se controle la superficie de falla del concreto y por último la utilización de acero suplementario para evitar la rotura del concreto (ACI, 2019).

Para controlar cada una de las fallas, el diseñador debe entender qué parámetros de la conexión se deben controlar para que estas no se presenten. Para las fallas por roturas del acero, se debe tener control sobre la calidad del acero de los pernos, el área efectiva del perno que se traduce en el diámetro del perno y evaluar la necesidad de cabezas o ganchos, asegurando que los esfuerzo se transmitan de manera adecuada al concreto (ACI, 2019).

Las fallas por rotura del concreto se deben controlar con la longitud efectiva embebida del perno en el concreto, incrementando las distancias a los bordes del concreto y el espaciamiento entre los pernos para evitar intersecciones entre los conos de falla, y añadiendo refuerzo suplementario alrededor del cono de falla para confinar el concreto y redistribuir los esfuerzos. En concretos con baja resistencia se pueden presentar fallas por rotura del concreto incluso con una buena geometría (ACI, 2019).

Las fallas por extracción directa se pueden controlar con aditamentos como cabezas o ganchos en la parte extrema embebida del perno, evitando el uso de pernos lisos y aumentando la longitud de empotramiento para incrementar la resistencia a fricción. Para evitar las fallas por desprendimiento lateral del concreto lo más efectivo es aumentar la sección de concreto perpendicular al perno, usar refuerzo lateral tal como estribos para confinar la zona y aumentar la separación de los pernos si están en línea (ACI, 2019).

Por ejemplo, en el caso de los anclajes con cabeza embebidos directamente durante el vaciado del concreto, se han estudiado diferentes factores que pueden influir en su desempeño. Entre estos factores están: el tamaño de la cabeza del perno, el espesor del elemento de concreto, la cantidad de acero de refuerzo cerca de la superficie en ambas direcciones, la presencia de grietas en el concreto, la resistencia del concreto a la compresión, y también el uso de fibras de acero mezcladas con el concreto. Aunque se ha comprobado que todos estos aspectos tienen un impacto importante en la capacidad de carga del anclaje y en su comportamiento general, los modelos actuales de diseño no los tienen en cuenta de manera detallada o explícita (Nilforoush, 2017).

5.2.1 Estados Límites de diseño a tracción

Una vez estudiados los principales modos de falla en anclajes sometidos a cargas de tracción y cortante, se presentan a continuación los estados límite de diseño que deben considerarse en sistemas de anclajes preinstalados. Estos requisitos se encuentran descritos en el Capítulo 17 del ACI 318-19, donde se establece que la resistencia del anclaje depende del componente que gobierne su comportamiento y se definen los diferentes factores de reducción aplicables, los cuales varían según el mecanismo de falla y la presencia de refuerzo suplementario.

Para el caso de anclajes preinstalados a tracción, se consideran cuatro estados límites principales a verificar: rotura del acero, arrancamiento del concreto, extracción por deslizamiento y desprendimiento lateral del concreto para anclajes con cabeza en tracción.

5.2.1.1 Resistencia del acero a tracción

Para la resistencia a tracción controlada por el acero, se evalúa si la carga de tracción aplicada supera el esfuerzo último del acero del perno. La revisión de este estado límite se realiza considerando tanto las propiedades mecánicas del acero como las dimensiones geométricas del perno o barra de anclaje, ya que corresponde a la capacidad del perno para resistir la carga axial antes de alcanzar la rotura del acero. Este valor define el límite máximo de capacidad axial del anclaje gobernado por la resistencia del acero.

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta}$$

Ecuación 1. Resistencia nominal del acero en anclajes a tracción.

Donde:

N_{sa} = resistencia nominal de un anclaje en tracción controlada por el acero

$A_{se,N}$ = área efectiva de la sección de un anclaje en mm²

f_{uta} = esfuerzo último especificado del acero de un anclaje.

F_{uta} no debe exceder 1.9 F_{ya} o 860MPa

Para determinar el área efectiva en los anclajes tipo tornillo con cabeza o barras roscadas se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left[d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right]^2$$

Ecuación 2. Área efectiva de la sección para barras roscadas o tornillos con cabeza

Donde:

N_t = número de hilos por milímetro de roscado.

5.2.1.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón de los anclajes en tracción

Para la resistencia al arrancamiento del concreto a tracción se determina a partir del área proyectada sobre la superficie de falla, idealizada como una pirámide con inclinación de 35° desde la profundidad efectiva del anclaje. Según el ACI 318-19, se parte de la resistencia básica de arrancamiento y se aplican factores de reducción que consideran la relación entre el área de un anclaje individual y la de un grupo, así como los coeficientes tabulados que incorporan la influencia geométrica y la proximidad a bordes. Para configuraciones múltiples, el área proyectada se evalúa en función de la superposición de conos y de la distancia entre anclajes, lo que permite reflejar adecuadamente los efectos de interacción y las limitaciones por borde. Este modo de falla resalta la influencia de la geometría del anclaje, las condiciones de borde y la calidad del concreto.

La resistencia nominal al arrancamiento se debe evaluar como sigue:

a) Para un solo anclaje

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

Ecuación 3. Resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

b) Para un grupo de anclajes

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

Ecuación 4. Resistencia nominal al arrancamiento del concreto de un grupo de anclajes.

Donde:

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

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

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

A_{Nco} = área máxima proyectada para un solo anclaje

$\Psi_{ec,N}$ = factor de excentricidad del arrancamiento

$\Psi_{ed,N}$ = factor efecto de borde del arrancamiento

$\Psi_{c,N}$ = factor de efecto de fisuración para el arrancamiento

$\Psi_{cp,N}$ = factor de hendimiento para el arrancamiento

N_b = resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje está dada por las ecuaciones:

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad \text{para } h_{ef} < 2.5 \text{ cm}$$

$$N_b = 3.9 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad \text{para } 2.5 \text{ cm} \leq h_{ef} \leq 64 \text{ cm}$$

Donde:

$K_c = 10$ para anclajes preinstalados.

$K_c = 7$ para anclajes postinstalados.

Para evaluar el área de un solo anclaje o de un grupo de anclajes, se debe considerar la inclinación de 35° de la superficie de fractura desde la profundidad del anclaje. Con ello, se determina si el comportamiento de los pernos es individual o grupal, según se cumpla la condición de:

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2$$

Ecuación 5. Área máxima proyectada para un solo anclaje

El área total proyectada de un grupo de anclajes debe evaluarse considerando diferentes tipos de configuración, teniendo en cuenta la distancia a los bordes. En la Figura 5 Se presentan los tres casos descritos en el apartado R17.6.2 del ACI 318-19

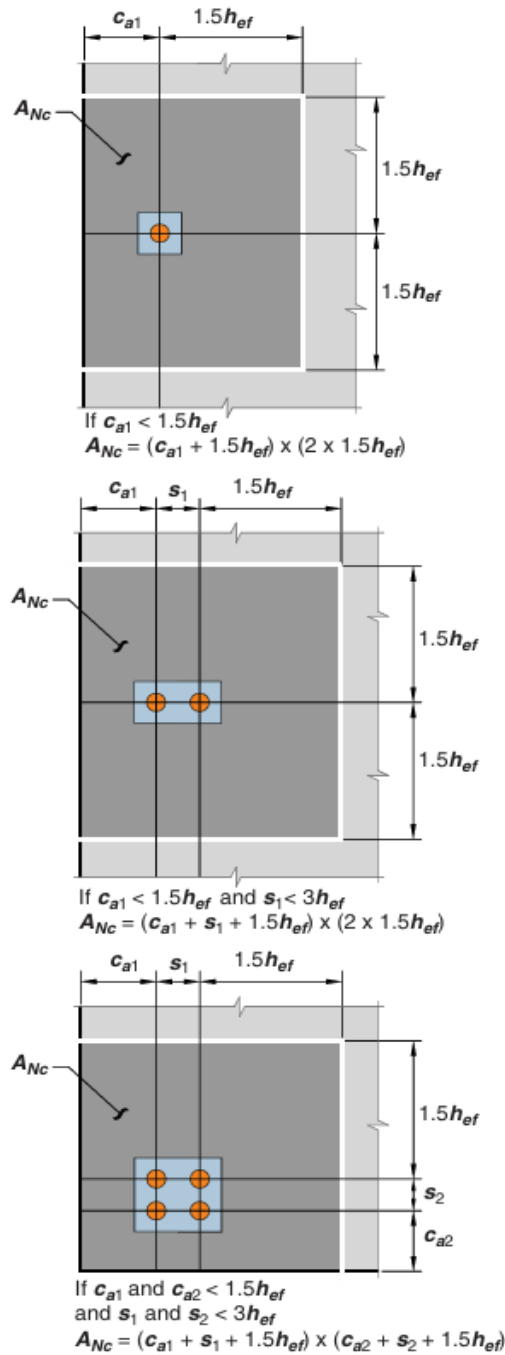


Figura 5. Cálculo de A_{Nc} para anclajes individuales y grupos de anclajes. Tomado de Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.

Además de los tres casos mencionados, se considera el caso de la configuración para anclajes con tres o más bordes libres:

$$\text{Si } C_{a1} < 1.5h_{ef} \text{ y } C_{a2} < 1.5h_{ef} \text{ y } C_{a3} < 1.5h_{ef}$$

Se debe contemplar el cálculo del A_{Nc} de acuerdo con los casos evidenciados en Figura 5 , modificando el valor de h_{ef} que se debe limitar al mayor entre:

- $2/3C_{a,max}$, donde $C_{a,max}$ es la mayor distancia a los bordes en los que se tienen influencia.
- $s/3$, donde s es el espaciamiento máximo entre anclajes.

Se determina entonces un valor para la profundidad efectiva del anclaje menor, que se denomina h_{ef} . Así entonces se calcula un área total del grupo de anclajes la cual será A_{Nc} .

Donde:

C_{a1} y C_{a2} = distancia al borde

s_1 y s_2 = separación entre anclajes

h_{ef} = profundidad efectiva del anclaje

Para la evaluación de la resistencia nominal al arrancamiento del concreto se deben tomar los factores de modificación dados en la Figura 6 teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

El factor de excentricidad ($\Psi_{ec,N}$) se calcula respecto al centroide del grupo de anclajes cargados en tracción. Si existen acciones en ambos ejes ortogonales, se debe calcular el factor en cada eje, y el producto de ambos será el valor a usar en el cálculo de la resistencia al arrancamiento del concreto.

El factor de efecto de fisuración ($\Psi_{c,N}$) para anclajes postinstalados se toma como 1,4 cuando la resistencia básica al arrancamiento se evalúa con $k_c = 7$. Para otros valores de k_c según ACI 355.2 o ACI 355.4, $\Psi_{c,N}$ se obtiene conforme a estas normas.

El factor de hendimiento ($\Psi_{cp,N}$) para anclajes preinstalados es igual a 1 (Muñoz Tirado, 2021).

FACTORES DE MODIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA PARA ANCLAJES EN TRACCIÓN

	Resistencia a del acero, N_{sa}	Resistencia al arrancamiento, N_{cb}	Resistencia a la extracción por deslizamiento, N_{pn}	Resistencia al desprendimiento lateral, N_{sb}	Resistencia a la falla por adherencia, N_a
Factor de excentricidad, Ψ_{ec} Ver Figura 4.3.	N/A	$\frac{1}{\left(1 + \frac{2e'N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1$	N/A	N/A	$\frac{1}{\left(1 + \frac{2e'N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1$
Factor de efecto de borde, Ψ_{ed}	N/A	* si $c_{a,mín} \geq 1.5h_{ef}$ entonces $\Psi_{ed} = 1.0$ * si $c_{a,mín} < 1.5h_{ef}$ entonces $\Psi_{ed} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,mín}}{1.5h_{ef}}$	N/A	N/A	* si $c_{a,mín} \geq c_{Na}$ entonces $\Psi_{ed} = 1.0$ * si $c_{a,mín} < c_{Na}$ entonces $\Psi_{ed} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,mín}}{c_{Na}}$
Factor de efecto fisuración, Ψ_c	N/A	<ul style="list-style-type: none"> Se asume un valor de 1.25 para anclajes preinstalados Se asume un valor de 1.4 para anclajes postinstalados En todos los casos para concreto fisurado se asume un valor de 1.0 	<ul style="list-style-type: none"> Para concreto donde no se presenta fisuración $\Psi_c = 1.40$ En concreto donde se presenta fisuración $\Psi_c = 1.0$ 	N/A	N/A
Factor de hendimiento, Ψ_{cp}	N/A	*† si $c_{a,mín} \geq c_{ac}$ entonces $\Psi_{cp} = 1.0$ *† si $c_{a,mín} < c_{ac}$ entonces $\Psi_{cp} = \frac{c_{a,mín}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}}$ $\Psi_{cp} = 1.0$ para todos los demás casos incluyendo los anclajes preinstalados.	N/A	N/A	* si $c_{a,mín} \geq 2h_{ef}$ entonces $\Psi_{cp} = 1.0$ * si $c_{a,mín} < 2h_{ef}$ entonces $\Psi_{cp} = \frac{c_{a,mín}}{2h_{ef}} \geq \frac{c_{Na}}{2h_{ef}}$

Tabla 4.2 Factores de modificación para anclajes en tracción.

* $c_{a,mín}$ es la menor distancia de recubrimiento lateral de un anclaje.

† c_{ac} distancia crítica al borde. A menos de que se determine por ensayos de acuerdo con ACI355.2 o ACI355.4 se debe determinar así:

$C_{ac} = 4h_{ef}$, anclajes controlados por torque, por desplazamiento o de tornillo.

$C_{ac} = 2.5h_{ef}$, anclajes con sobre perforación en su base

$C_{ac} = 2.5h_{ef}$, anclajes adheridos

Figura 6. Factores de modificación de la resistencia para anclajes en tracción. Tomado de Muñoz Tirado, 2021

5.2.1.3 Resistencia a la extracción por deslizamiento

De acuerdo con el ACI 318-19 (Sección 17.6.3), la resistencia a la extracción por deslizamiento se verifica para anclajes sometidos a tracción, considerando la posibilidad de que el perno se deslice o sea extraído del concreto sin desarrollar un cono de ruptura completo. Esta resistencia se ve afectada por la condición de fisuración del concreto: en elementos no fisurados, la resistencia básica puede incrementarse hasta en un 40 %, mientras que en elementos fisurados se mantiene igual a la resistencia nominal. El código reconoce que, en la práctica, la mayoría de los elementos estructurales están fisurados, pero permite aprovechar una mayor capacidad cuando se garantiza un estado no fisurado.

Por su parte, la AISC Design Guide No. 1 aclara que, en anclajes preinstalados con cabeza, gancho o arandela soldada en el extremo, la falla por extracción es poco relevante. Estos dispositivos generan una superficie de transferencia de esfuerzos que obliga al concreto a desarrollar una falla por cono y no por deslizamiento del perno. La falla por extracción se vuelve significativa únicamente en pernos postinstalados, barras lisas sin cabeza o anclajes sin apoyo inferior. Por esta razón, y dado que los casos analizados en este trabajo consideran pernos preinstalados con arandela soldada, la falla por extracción no se incluye entre los modos de falla principales del diseño, alineándose con lo expresado en el ACI 318-19 y la guía AISC.

5.2.1.4 Resistencia al desprendimiento lateral de la cara del hormigón en los anclajes a tracción.

Al considerar la resistencia a tracción por desprendimiento lateral del concreto, el ACI 318-19 la asocia principalmente a anclajes con cabeza, típicamente preinstalados. Este estado límite está condicionado por la relación entre la profundidad efectiva de anclaje y la distancia mínima al borde libre; cuando la separación es insuficiente, la capacidad debe reducirse aplicando los factores establecidos para uno o dos bordes libres. En términos prácticos, esta resistencia evalúa la capacidad del concreto para resistir las presiones laterales inducidas por el anclaje bajo tracción, considerando además la posible interacción con mecanismos de hendimiento.

Para $h_{ef} > 2.5c_{a1}$

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

Ecuación 6. Resistencia Nominal al Desprendimiento lateral del concreto

Donde:

C_{a1} = distancia del centro del anclaje al borde libre en mm

A_{brg} = área neta de apoyo de la cabeza de un anclaje o tornillo con cabeza en mm²

λ_a = factor de modificación para concreto liviano

f^c = resistencia a la compresión del concreto en MPa

Cuando el anclaje tiene dos bordes libres con una distancia $c_{a2} < 3c_{a1}$, la resistencia al desprendimiento lateral del concreto N_{sb} , debe multiplicarse por el siguiente factor

$$\frac{\left(1 + \frac{c_{a2}}{c_{a1}}\right)}{4} \text{ donde } 1.0 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3.0$$

Ecuación 7. Factor de reducción N_{sb} para anclaje con dos bordes libres

Para un grupo de anclajes, la resistencia al desprendimiento lateral del concreto se debe evaluar con la siguiente ecuación, teniendo en cuenta que el espaciamiento máximo entre los anclajes debe limitarse a 6 veces la distancia al borde libre c_{a1} .

$$N_{sbg} = \left[1 + \frac{S}{6c_{a1}}\right] N_{sb}$$

Ecuación 8. Resistencia nominal al desprendimiento lateral del concreto para un grupo de anclajes.

Donde:

C_{a1} = distancia del centro del anclaje al borde libre en mm.

S = separación entre anclajes medida a lo largo del borde en mm.

5.2.2 Estados Límites de diseño a cortante

Para el caso de anclajes preinstalados a cortante, se consideran dos estados límites principales a verificar:

5.2.2.1 Resistencia del acero de los anclajes a cortante

La resistencia al cortante del anclaje preinstalado se evalúa a partir de dos estados límites principales: la resistencia controlada por el acero del anclaje y la resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante.

La resistencia del acero del anclaje sometido a cortante se evalúa en función de las propiedades mecánicas del material y de sus dimensiones, para lo cual es necesario definir el área

transversal efectiva de acuerdo con el tipo de anclaje. El ACI 318-19 limita esta verificación a tres situaciones específicas: Pernos con cabeza preinstalados, anclajes preinstalados de tornillo con cabeza y gancho y anclajes postinstalados con camisa que atraviesa el plano de corte.

$$V_{sa} = A_{se,v} f_{uta}$$

Ecuación 9. Resistencia del acero a cortante del anclaje con cabeza preinstalado

Donde:

V_{sa} = Resistencia nominal del acero del anclaje sometido a cortante

$A_{se,v}$ = área efectiva del anclaje en mm²

f_{uta} = esfuerzo de fluencia último del acero en MPa.

De igual manera, en el caso de anclajes preinstalados, también se tiene la opción anclajes preinstalados de tornillo con cabeza o gancho, dado con la ecuación

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,v} f_{uta}$$

Ecuación 10. Resistencia del acero a cortante del anclaje preinstalado de tornillo con cabeza o gancho

Donde:

V_{sa} = Resistencia nominal del acero del anclaje sometido a cortante

$A_{se,v}$ = área efectiva del anclaje en mm²

f_{uta} = esfuerzo de fluencia último del acero en MPa.

En las ecuaciones presentadas se hace referencia al esfuerzo del acero f_{uta} , dado que los materiales de los anclajes no presentan un punto de fluencia definido f_{ya} . No obstante, el valor de f_{uta} debe limitarse, a un mínimo de $1,9 f_{y,a}$ y un máximo de 860 MPa. Este límite mínimo de $1,9 f_{y,a}$ garantiza que, bajo condiciones de carga de servicio, el anclaje no exceda f_{ya} .

Para anclajes de tornillo y barras roscadas el área efectiva se calcula así:

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

Ecuación 11. Área efectiva para tornillos y barras roscada

Donde:

$A_{se,v}$ = área efectiva del anclaje en mm²

d_a = diámetro del anclaje en mm

n_t = número de hilos por mm de roscado

Cuando se tienen sistemas de anclajes compuestos por platina de apoyo inyectadas con mortero, la resistencia al cortante calculada mediante la Ecuación 5.1 debe multiplicarse por 0.80.

5.2.2.2 Resistencia al arrancamiento del hormigón de los anclajes a cortante

En complemento a la resistencia a cortante, se establece la verificación de la resistencia al arrancamiento del concreto. De manera análoga al caso de tracción, el modelo se basa en la formación de un cono de falla con geometría piramidal y un ángulo aproximado de 35°, cuya extensión está determinada por la distancia mínima al borde libre. La evaluación del área proyectada debe realizarse según la configuración del anclaje y la proximidad a los bordes, distinguiendo principalmente tres casos: un anclaje con un borde libre, un grupo de dos anclajes con un borde libre y un anclaje con dos bordes libres. En todos ellos, la sollicitación se considera actuando de manera perpendicular al borde más cercano. La resistencia básica calculada se ajusta aplicando los coeficientes tabulados y la relación entre el área proyectada de un solo anclaje y la de un grupo, lo que permite incorporar los efectos de interacción y del espaciamiento entre anclajes. Para un cortante perpendicular al borde sobre un anclaje individual:

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b$$

Ecuación 12. Resistencia al cortante perpendicular al borde para un solo anclaje

Para un cortante perpendicular al borde sobre un grupo de anclajes:

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \Psi_{ec,v} \Psi_{ed,v} \Psi_{c,v} \Psi_{h,v} V_b$$

Ecuación 13. Resistencia al cortante perpendicular al borde para un grupo de anclajes

Donde:

V_{cb} = resistencia nominal del arrancamiento del concreto a cortante de un solo anclaje.

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

A_{vc} = área total proyectada de un grupo de anclajes.

A_{vco} = área máxima proyectada para un solo anclaje.

$\Psi_{ec,v}$ = factor de modificación por excentricidad del arrancamiento.

$\Psi_{ed,v}$ = factor de modificación por efecto de borde del arrancamiento.

$\Psi_{c,v}$ = factor de modificación por efecto fisuración para el arrancamiento.

$\Psi_{h,v}$ = factor para arrancamiento por espesor.

V_b = resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje.

La Ecuación 12. Resistencia al cortante perpendicular al borde para un solo anclaje Ecuación 12 y Ecuación 13 se emplean cuando la dirección en la que actúa la fuerza cortante es perpendicular al borde sobre un anclaje o un grupo de anclajes. Mientras que para el cortante paralelo a un borde, se permite que V_{cb} o V_{cbg} sea el doble del valor del cortante calculado mediante la Ecuación 12 y Ecuación 13, y tomando $\psi_{ed,v} = 1.0$.

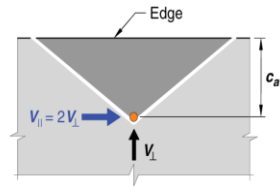


Figura 7. Cortante paralelo a un borde. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*, por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.

Y si el anclaje se posiciona en una esquina en el cual se tienen dos bordes libres, se deberá calcular la resistencia al cortante en dirección perpendicular a cada borde y se tomará la menor de las dos, como lo muestra la figura

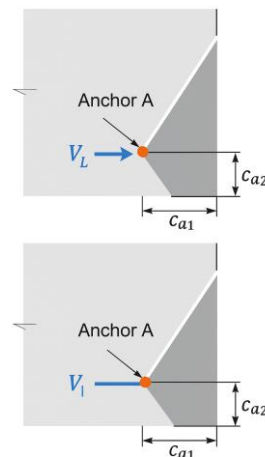


Figura 8. Cortante paralelo a un borde. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*, por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.

A_{vc} es el área proyectada de falla del concreto para un anclaje o grupo, calculada como la base de una media pirámide truncada con vértice en el eje crítico del anclaje. El valor de A_{vc} no puede superar nA_{Vco} , siendo n el número de anclajes del grupo.

En elementos de concreto altos en los cuales el anclaje se encuentra a una distancia crítica mayor o igual a $1.5c_{a1}$ con un cortante en dirección perpendicular al borde libre el área proyectada A_{Vco} se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$A_{Vco} = 4.5(c_{a1})^2$$

Ecuación 14. Área proyectada para un solo anclaje

Para anclajes instalados en elementos de concreto con secciones angostas o espesor limitado, de manera que ca_2 y h_a sean menores a $1,5 ca_1$, el valor de la distancia crítica al borde ca_1 , utilizada en el cálculo de A_{Vc} , debe limitarse al mayor de los siguientes valores:

- $ca_2/1,5$, siendo ca_2 la mayor distancia al borde.
- $h_a/1,5$
- $s/3$, donde s es la separación máxima de un grupo de anclajes medida en la dirección perpendicular a la fuerza cortante.

Para el área proyectada para Cálculo de A_{Vc} para anclajes individuales y grupos de anclajes, se sigue las siguientes configuraciones mostradas en la Figura 9:

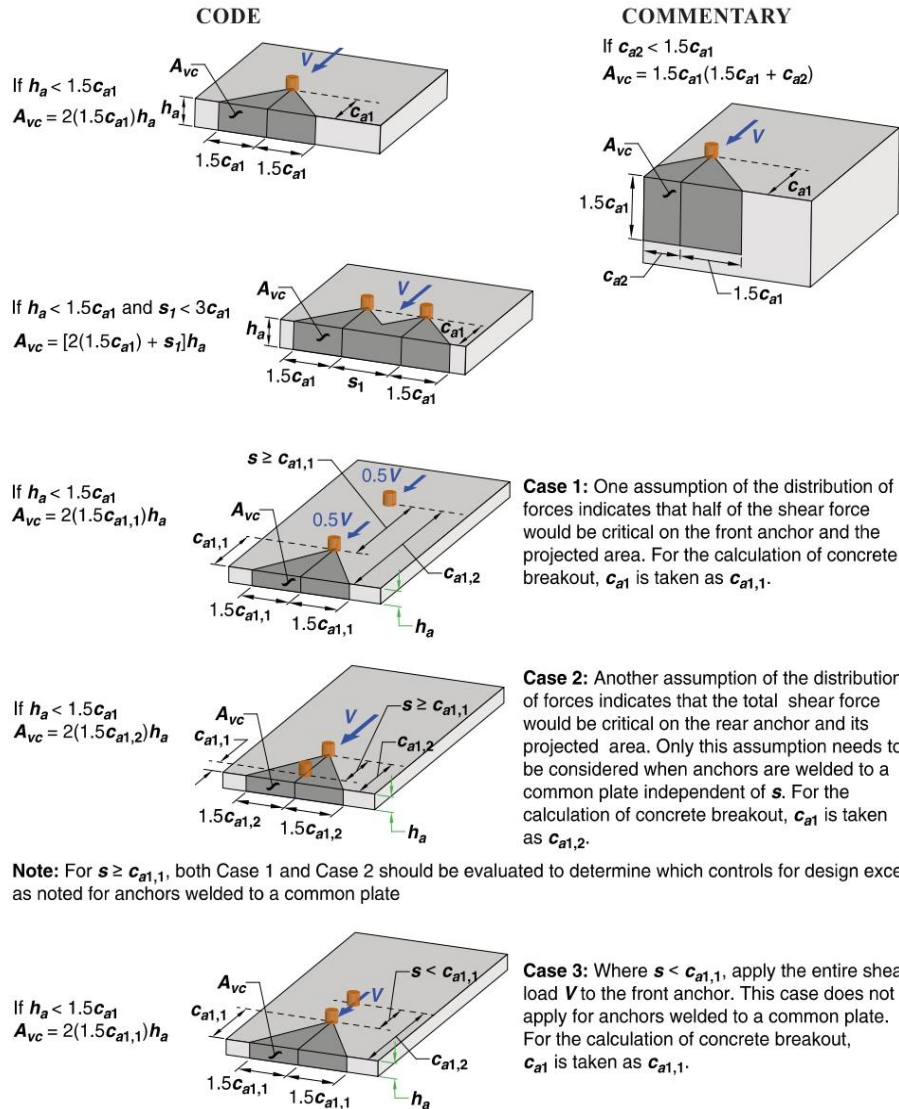


Figura 9. Cálculo de A_{vc} para anclajes individuales y grupos de anclajes. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*, por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.

Los factores de modificación del numeral 17.7.2 del ACI 318-19 incorporan los efectos de excentricidad, borde, fisuración y espesor del elemento. En particular, cuando se dispone refuerzo suplementario, se permite aplicar un factor de mayoración que refleja la mejora en la capacidad frente a la fisuración del concreto. Se presenta un resumen con los factores presentados en la norma en la Figura 10:

Factores de modificación de la resistencia para anclajes a cortante, Resistencia al arrancamiento, Vcb	
Factor de excentricidad $\Psi_{ec,V} =$	$\frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_V}{3c_{a1}}\right)} \leq 1.0$
Factor de efecto fisuración $\Psi_{c,V} =$	<ul style="list-style-type: none"> - Valor de 1.4 para anclajes situados en zonas no fisuradas del concreto bajo cargas de servicio. - Valor de 1.0 para anclajes sin refuerzo suplementario o con refuerzo en el borde menor que una barra No. 4, con fisuración del concreto. - Valor de 1.2 para anclajes con refuerzo de al menos una barra No. 4 o mayor entre el anclaje y el borde, con fisuración del concreto. - Valor de 1.4 Anclajes con refuerzo de al menos una barra No. 4 o mayor entre el anclaje y el borde, y con el refuerzo confinado dentro de estribos espaciados a no más de 4 in. con fisuración del concreto.
Factor de efecto de borde $\Psi_{ed,V} =$	<ul style="list-style-type: none"> * si $c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$ entonces $\Psi_{ed} = 1.0$ * si $c_{a2} < 1.5c_{a1}$ entonces $\Psi_{ed} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}$
Factor por arrancamiento $\Psi_{h,V} =$	<ul style="list-style-type: none"> si $h_a < 1.5c_{a1}$ entonces $\Psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0$ $\Psi_{h,V} = 1.0$ para todos los demás casos.

Figura 10. Resumen valores de fisuración para resistencia a cortante del arrancamiento del concreto.

5.2.3 Refuerzo de anclaje y refuerzo suplementario

Definidos los estados límite de tracción y cortante, se resalta el papel del acero de refuerzo en el entorno del anclaje. Este adquiere relevancia cuando la resistencia del concreto se ve limitada por geometría, proximidad a bordes o interacción de solicitaciones, ya que puede mejorar el comportamiento global de la capacidad resistente y mitigar fallas frágiles.

Tal como lo indican Widiyanto, Patel y Owen (s.f.), para evitar que el concreto se agriete o se rompa fácilmente, se usa un tipo especial de refuerzo. Este refuerzo no está pensado para soportar por sí solo toda la fuerza que actúa sobre los pernos de anclaje, sino que ayuda a repartir esas fuerzas y a que la zona del concreto no falle tan rápido. Varios estudios han analizado cómo funciona este refuerzo, y se han propuesto formas de calcular su efecto. En los métodos actuales de diseño, se parte de la idea de que el concreto se rompe primero, antes de que el refuerzo realmente empiece a ayudar. Una vez aparecen las grietas, el refuerzo que va en la misma dirección

que los pernos comienza a resistir parte de esa fuerza, pero su efectividad depende de qué tan bien esté anclado dentro del concreto.

En la Figura 11 se presentan algunos esquemas de refuerzo de anclajes propuestos o empleados por diferentes autores y organizaciones, para modelar la configuración de este refuerzo bajo distintas suposiciones y con base en ensayos experimentales realizados en diversos tipos de anclajes.

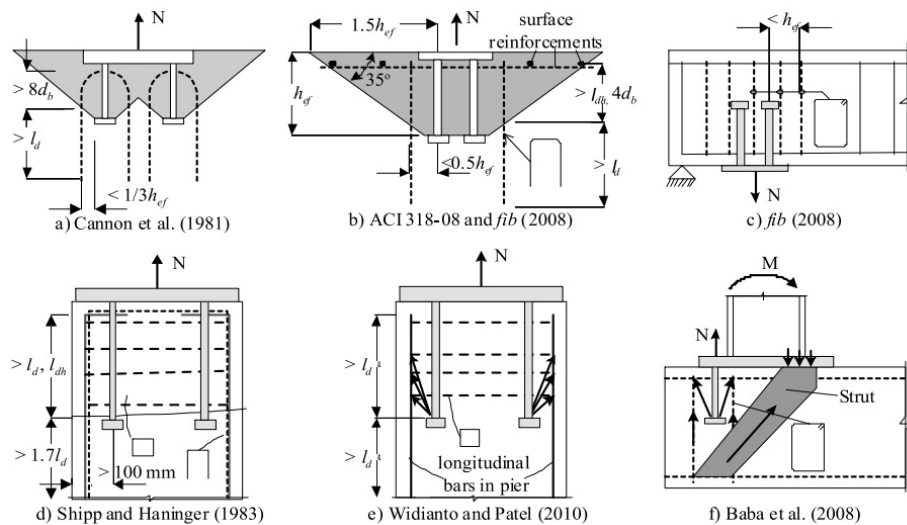


Figura 11. Esquema de refuerzo existente de pernos de anclaje a tracción. Fuente: *Design of anchor reinforcement for seismic tension load*, Węglorz, M. (2017).

En este estudio, el refuerzo se diseña cuidadosamente para que los pernos puedan alcanzar su resistencia máxima sin que el concreto falle antes. Por eso se usan unas barras dobladas en forma de U, como lo indican los códigos de construcción y las recomendaciones actuales. Estas barras, al estar cerca de los pernos, ayudan a crear caminos por donde se puede transferir la carga, funcionando como una especie de unión mecánica (Widiyanto, Patel, & Owen, s.f.).

Tal como se expone en las investigaciones de Sharma, Eligehausen, y Asmus (2017) al evaluar los modos de falla por refuerzo y por concreto en el caso de grupos de anclajes con diferentes cantidades de refuerzo de anclaje, se determinó que, una vez el concreto se fisura, los estribos se activan y contribuyen a resistir las cargas aplicadas de tracción o cortante, hasta que ocurre la fluencia del acero o la falla por adherencia. En consecuencia, la resistencia a tracción o a cortante del anclaje puede incrementarse al aumentar la cantidad de refuerzo.

Según el ACI 319-18 para las fallas por tracción este refuerzo puede redistribuir las cargas que se generan en el cono de falla hacia el concreto y las barras suplementarias a tracción. Para las fallas por cortante, que involucran las fallas del concreto, el refuerzo suplementario transversal

evita la propagación de las fisuras en el concreto evitando fallas frágiles por rotura del concreto (ACI, 2019).

Se reconoce el beneficio del refuerzo de anclaje en las conexiones pernaadas; sin embargo, es necesario considerar las especificaciones propias de su diseño, a fin de determinar si dichas exigencias pueden satisfacerse mediante el refuerzo suplementario dispuesto en el pedestal reforzado. Se deber realizar un análisis detallado y justificado de como estas barras suplen la falla esperada. Y, por último, las barras de refuerzo de la sección de anclaje no se debe considerar plenamente refuerzo suplementario, debe demostrarse específicamente su contribución (ACI, 2019).

En términos generales, cuando se utilizan pilares, la capacidad de arranque del hormigón por sí sola no puede transferir el considerable nivel de fuerzas de tracción de la columna de acero a la base de hormigón. En estos casos, se utiliza la configuración del refuerzo de anclaje para absorber la fuerza de los pernos de anclaje. Este refuerzo a menudo funciona también como el refuerzo necesario para soportar las fuerzas de tracción y/o flexión en el pilar (AISC, 2024).

El pedestal reforzado debe cumplir con los requerimientos de diseño y las longitudes de desarrollo establecidas en el Capítulo 25 del ACI 318-19, correspondientes a los detalles del refuerzo. Aunque esta configuración permite una adecuada transmisión de cargas al concreto, la falla por arrancamiento del concreto puede llegar a dominar en conexiones de gran escala, incluso cuando se cumple con la normativa. En tales casos, puede incorporarse refuerzo de anclaje conforme a lo dispuesto en el Apartado 17.1.6 del ACI 318-19.

En la Figura 12 se presenta la configuración general de una placa base típica, la cual conecta una columna de acero con la cimentación de concreto mediante pernos de anclaje. Este tipo de detalle permite la transmisión de las cargas axiales, momentos y cortantes desde la superestructura hacia la fundación, asegurando la estabilidad del sistema estructural.

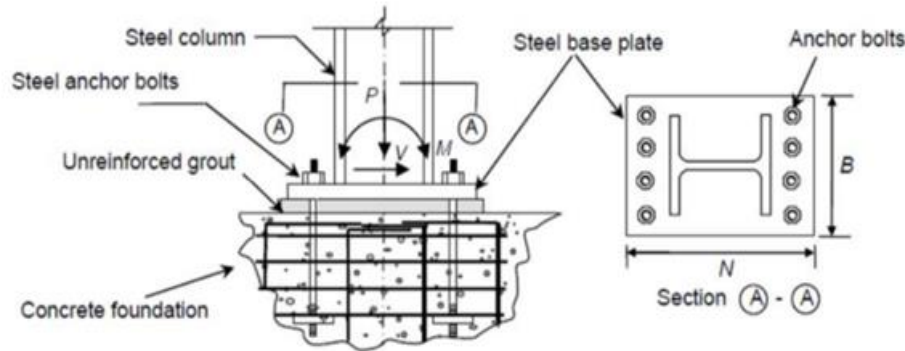


Figura 12. Configuración placa base. Tomado de: *Análisis comparativo entre placas base con pernos de anclaje extendidos y placas de base tradicionales* (Cruz Villavicencio, 2024).

Primeramente, se debe tener claro que según la normativa ACI 318-19 el refuerzo de anclaje debe ser dispuesto cuando se presentan dos casos, i) cuando las solicitaciones en el anclaje o sistema de anclajes superan la resistencia a la falla del arrancamiento del concreto o ii) si no se evalúa la resistencia a la falla de arrancamiento del concreto (ACI, 319).

Por otro lado, el ACI 318-19 reconoce que el refuerzo suplementario puede mejorar la resistencia de los anclajes frente a la falla por rotura de concreto, permitiendo su consideración mediante factores de modificación (Eligehausen et al., 2019).

El refuerzo de anclaje, tanto para tracción como para cortante, debe desarrollarse conforme a las disposiciones del refuerzo establecidas en el Capítulo 25 del ACI 318-19. En el caso de tracción, este debe desarrollarse en ambos lados de la superficie de arrancamiento; y para cortante, además de cumplir con dicho desarrollo en ambos lados, puede disponerse de manera que encierre el anclaje y se prolongue más allá de la superficie de arrancamiento.

Algunas consideraciones para que este refuerzo sea efectivo son que tenga la suficiente longitud para desarrollar las solicitaciones y que esté situado lo suficientemente cerca del anclaje para atender las cargas transferidas por el cono de falla. En contraposición, el refuerzo suplementario no requiere desarrollarse completamente más allá del plano supuesto de falla por arrancamiento del concreto (ACI, 2019).

Una vez evidenciado que la necesidad de disponer refuerzo de anclaje está gobernada por la falla por arrancamiento del concreto, es necesario comprender su principio teórico. Para ello, se recurre al método de diseño para arrancamiento del concreto, incluido como de obligatorio cumplimiento en la norma, el cual se basa en el método de Diseño por Capacidad del Concreto

(DCC o CCD, por sus siglas en inglés). Este método se considera suficientemente preciso, práctico y aplicable incluso en configuraciones irregulares de anclajes (ACI, 2019).

El método de Diseño por Capacidad del Concreto predice la resistencia de los anclajes mediante una ecuación básica para tracción en concreto fisurado, la cual se multiplica por factores de corrección que consideran el número de anclajes, la distancia al borde, el espaciamiento, la excentricidad y la ausencia o presencia de fisuración. Este método fue propuesto en 1995 por Fuch y posteriormente se adoptó como la base de las fórmulas de diseño por capacidad recomendadas para pernos de anclaje en las normas ACI 318-19 y EN 1992-4:2018 (Xu et al., 2024).

La principal limitación de este enfoque radica en el alcance de la información experimental disponible, especialmente por la ausencia de resultados de ensayos en anclajes que cubran un rango amplio de dimensiones. En consecuencia, se establecieron en la normativa ACI 318-19 restricciones en el diámetro y la longitud de empotramiento, limitando el diámetro máximo a 100 mm (4 in), con base en los resultados de ensayos realizados en anclajes de gran diámetro y empotramiento profundo sometidos a tracción y cortante. Así, las ecuaciones del método de diseño se consideran aplicables únicamente a anclajes con diámetros menores o iguales a 100 mm, bajo la disposición de que las exigencias para prevenir la falla por arrancamiento del concreto se consideran satisfechas al cumplir los procedimientos de diseño para la resistencia al arrancamiento del concreto por cortante (V_{cb}) y tracción (N_{cb}),

Según diversas investigaciones, en el caso de pernos de anclaje con longitudes de embebido muy grandes, la fórmula propuesta por el método CCD tiende a sobreestimar la resistencia con respecto a los resultados experimentales. En este método, la tracción de ruptura del concreto disminuye a medida que aumenta el tamaño de la superficie de ruptura. En consecuencia, el incremento de la resistencia a la falla por cono de concreto, de acuerdo con el método CCD, es proporcional a la profundidad de anclaje elevada a la potencia de 1.5, y a la potencia de 5/3 en el caso de anclajes más profundos (AISC, 2024).

Las hipótesis en las que se basan los métodos de diseño son conservadoras, lo cual se justifica por la simplicidad de sus ecuaciones. No existe un consenso, ni en los códigos de diseño ni en los modelos teóricos, respecto a la estimación de la resistencia del cono de concreto en situaciones donde se adiciona refuerzo suplementario. Tanto el ACI 318 como el EN 1992-4 establecen que el refuerzo suplementario puede consistir en estribos, lazos o grapas, los cuales deben colocarse lo más cerca posible del anclaje (Ferreira et al., 2021)

5.2.3.1 Refuerzo de anclaje para cargas a tracción

En general, los materiales de concreto en la zona donde los pernos de anclaje están sometidos a cargas de tracción experimentan dos campos de esfuerzos: un campo de esfuerzos local, resultado de la interacción entre la cabeza portante del anclaje y el concreto, y un campo de esfuerzos global, causado por la flexión del elemento de concreto debido a la carga transmitida por el anclaje (Nilforoush et al., 2017).

Dicha flexión genera esfuerzos de tracción en el concreto, que provocan la formación de fisuras en la zona de anclaje. Los esfuerzos de tracción en el concreto dentro de esa zona disminuyen a medida que aumenta la rigidez a flexión global del elemento de concreto, ya que dicha rigidez depende principalmente de las propiedades del concreto.

Dado que la rigidez a flexión global del elemento depende principalmente de las propiedades del concreto, como el módulo de elasticidad (E_c), el espesor del elemento, y la cantidad de refuerzo superficial, estos parámetros pueden afectar la capacidad y el desempeño del anclaje.

En algunos casos, al considerar el refuerzo de anclaje a tracción, el área proyectada de los conos, o de los conos superpuestos, resulta extremadamente limitada debido a las restricciones de borde. Como consecuencia, la resistencia a tracción de las varillas de anclaje no puede desarrollarse completamente en el concreto simple.

En la etapa de diseño, puede asumirse que el refuerzo asumirá los esfuerzos de tracción, en lugar de depender de la resistencia del cono de concreto. Esta decisión puede adoptarse cuando se aplican altas cargas de tracción sobre anclajes delgados o de pequeño tamaño, o cuando los anclajes deben ubicarse cerca de una esquina o del borde del elemento estructural.

Esto significa que el refuerzo puede considerarse efectivo si su resistencia de diseño es mayor que la resistencia de diseño del anclaje en caso de presentarse una falla por cono de concreto.

En Figura 13 se presenta la configuración general presentada en el ACI 318-19 para refuerzo de anclaje para tracción.

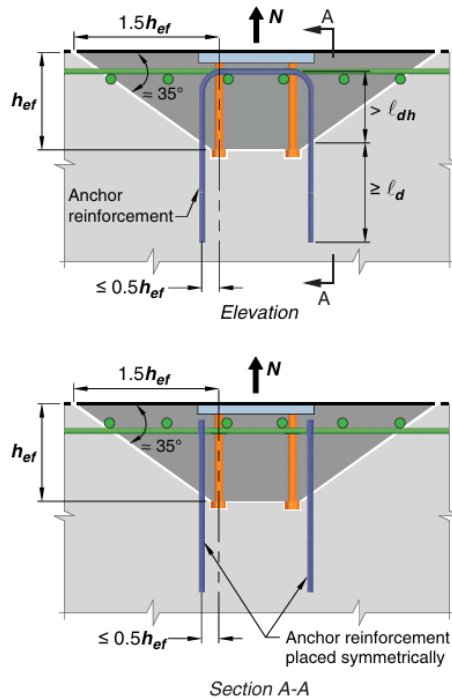


Figura 13. Refuerzo de anclaje para tracción. Tomado de *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*, por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.

Entre los lineamientos para el refuerzo de anclaje a tracción, se recomienda emplear estribos, amarres u horquillas ubicados lo más cerca posible del anclaje. El diámetro de las barras no debe superar los 16 mm, y el refuerzo debe dimensionarse primero para el elemento de fijación más cargado del grupo, para luego aplicarse a los demás elementos. Además, el refuerzo debe posicionarse de manera simétrica para minimizar el efecto de la excentricidad y garantizar que se encuentre a una distancia no mayor a $0,50 h_{ef}$ medida desde el centro del anclaje.

Las longitudes de anclaje de los pernos de anclaje se determinan a partir de la longitud de desarrollo requerida del refuerzo empalmado. Se pueden agregar ganchos o dobleces al acero de refuerzo para reducir la longitud de desarrollo dentro del cono de falla.

De acuerdo con el ACI 318, la longitud de anclaje del perno de anclaje es igual al recubrimiento superior hasta el refuerzo, más L_d o L_{dh} (si está ganchado), más 0.75 veces g (ver Figura 14). La longitud mínima debe ser 17 veces el diámetro del perno (ACI 318, 19).

De acuerdo con los resultados experimentales de Ferreira et al. (2021), se determinó que el uso de barras verticales ($\theta = 90^\circ$, definido como el ángulo entre el plano horizontal y el refuerzo) mejora el desempeño estructural de la armadura suplementaria, ya que permite controlar de manera más eficiente la formación de la falla por cono de concreto.

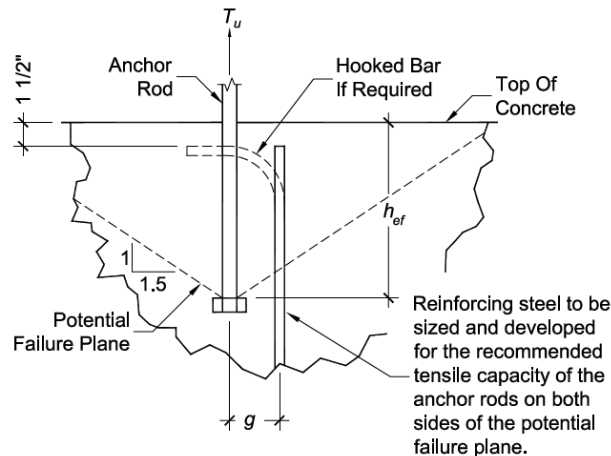


Figura 14. El uso de acero de refuerzo para el desarrollo de los pernos de anclaje. Tomado de Design Guide No. 1: Base Plate and Anchor Rod Design (p.1), por American Institute of Steel Construction, 2006. Copyright 2006 por AISC.

En el estudio presentado por Yang Xu y colaboradores (2024) se determinó que, aunque tanto las barras de amarre rectas suplementarias como las barras suplementarias en forma de “U” pueden mejorar la capacidad de arranque a tracción, los efectos de ambos tipos de refuerzo son diferentes. En el caso del refuerzo en forma de “U”, la parte horizontal garantiza la adherencia con el concreto, mientras que la parte vertical puede continuar soportando la fuerza de tracción por su propia resistencia después de que el concreto deja de participar en el esfuerzo. Esto mejora tanto la capacidad de arranque a tracción como la ductilidad del anclaje, haciendo que la profundidad de embebido deje de ser un factor crítico.

Por el contrario, las barras suplementarias rectas no logran aprovechar completamente su resistencia a la fluencia, ya que dependen principalmente de la adherencia con el concreto para proporcionar resistencia, y la mejora en la ductilidad del anclaje es limitada. Como resultado, la capacidad de arranque a tracción en ensayos con refuerzo recto es más sensible a los cambios en la profundidad de embebido de los anclajes con cabeza (Yang Xu et al. 2024)

5.2.3.2 Refuerzo de anclaje para cargas a cortante

Para las consideraciones del refuerzo a cortante, debido a que el refuerzo del anclaje se coloca debajo de donde se aplica el cortante, la fuerza en el refuerzo del anclaje será mayor que la fuerza cortante. Cuando se haya dimensionado el refuerzo para el elemento de fijación más cargado, se proporcionará el mismo refuerzo alrededor de todos los elementos de fijación considerados eficaces para la rotura del borde del hormigón.

El refuerzo del anclaje para cortante también puede consistir en estribos, estribos cerrados de confinamiento, amarres y horquillas, encerrando el refuerzo de borde embebido en el cono de arrancamiento y colocado lo más cerca posible de los anclajes. En general solo los esfuerzos separados a menos del menor entre $0.5C_{a1}$ y $0.3C_{a2}$ medidos desde la línea central del anclaje pueden ser incluidos como refuerzo del anclaje. En este caso, el refuerzo del anclaje debe desarrollarse a ambos lados de la superficie de arrancamiento. Por razones de equilibrio debe existir un refuerzo de borde. Las investigaciones en que se basan estas disposiciones se limitan al refuerzo del anclaje con un diámetro máximo similar al de la barra N° 19 (ACI, 2019).

La longitud de anclaje en el cuerpo de ruptura del hormigón es igual al menos a 10 diámetros para barras rectas con o sin barras transversales soldadas y al menos a 4 diámetros para barras con gancho, curva o bucle.

En la Figura 15 se presenta la configuración general presentada en el ACI 318-19 para refuerzo de anclaje para cortante.



Figura 15. Refuerzo de anclaje de horquilla para cortante. Tomado de Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), por American Concrete Institute, 2019. Copyright 2019 por American Concrete Institute.

Debido a las tolerancias de colocación, no todas las varillas de anclaje recibirán la misma fuerza. Los autores recomiendan un enfoque cauteloso, como utilizar solo dos varillas de anclaje para transferir el cortante, a menos que se tomen medidas especiales para igualar la carga entre todas las varillas de anclaje (Fisher, 1981).

Las fuerzas laterales pueden transferirse por igual a todas las varillas de anclaje, o a varillas de anclaje seleccionadas, mediante una arandela de placa soldada a la placa base, entre la tuerca de la varilla y la parte superior de esta. Las arandelas de placas deben tener orificios de 1/16 in más grandes que el diámetro de la varilla. Alternativamente, para transferir el esfuerzo cortante por

igual a todas las varillas de anclaje, se puede utilizar una placa de asentamiento del espesor adecuado y soldarla en obra a la placa base después de montar la columna (AISC,2024).

Una vez que el esfuerzo cortante se transmite a los pernos de anclaje, este debe transferirse al hormigón. Si se utilizan arandelas de placa para transferir el esfuerzo cortante a las varillas, se puede esperar cierta flexión de los pernos de anclaje dentro del espesor de la placa base. Si solo se utilizan dos pernos de anclaje para la transferencia de esfuerzo cortante, como se sugirió anteriormente, este se transfiere dentro de la placa base y se puede despreciar la flexión de los pernos (AISC,2024).

El esfuerzo cortante en la base de la columna se transfiere de los pernos de anclaje a la horquilla (como se muestra en la Figura 16) mediante apoyos.

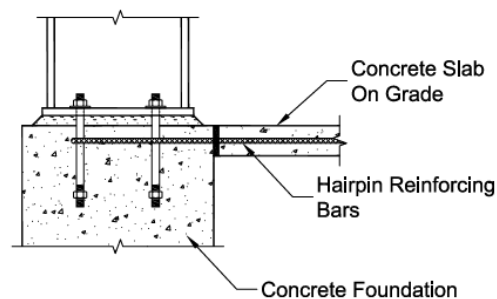


Figura 16. Detallado típico usando barras de horquillas. Tomado de *Design Guide No. 1: Base Plate and Anchor Rod Design (p.1)*, por American Institute of Steel Construction, 2006. Copyright 2006 por AISC.

Se han presentado problemas con la excentricidad entre la placa base y la horquilla debido a la flexión de los pernos de anclaje una vez excedida la capacidad de fricción. Este problema se puede evitar como se muestra en la Figura 17 o mediante la instalación de orejetas de corte.

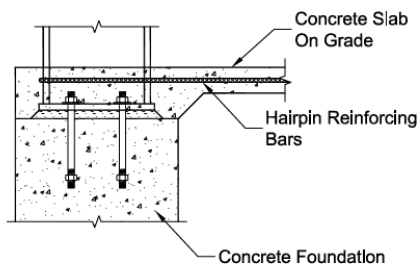


Figura 17. Detallado alternativo de barras de horquillas. Tomado de *Design Guide No. 1: Base Plate and Anchor Rod Design (p.1)*, por American Institute of Steel Construction, 2006. Copyright 2006 por AISC.

De acuerdo con el ACI 318-19, el refuerzo de anclaje debe cumplir las mismas disposiciones establecidas en el Capítulo 25, correspondiente a los detalles de refuerzo. Entre las

principales consideraciones se encuentran la longitud de desarrollo y el anclaje de las barras longitudinales. Para barras rectas a tracción debe emplearse la longitud de desarrollo L_d , o L_{dh} cuando se utilicen ganchos. Los ganchos en “U” o de 90° y 180° pueden emplearse para reforzar la zona de anclaje, siempre que cumplan con las dimensiones mínimas y los radios de doblado definidos en dicho capítulo.

El ACI 318-19 también establece los espaciamientos mínimos entre barras, los cuales varían según el tipo de elemento. En el caso del refuerzo longitudinal en columnas, pedestales, puntales y elementos de borde, la distancia libre entre barras debe ser al menos el mayor de 40 mm, $1.5d_b$, o $(4/3)d_{agg}$.

Para barras empalmadas por traslapo sometidas a flexión y que no se encuentren en contacto entre sí, el espaciamiento transversal centro a centro no debe exceder el menor valor entre un quinto de la longitud de empalme requerida y 150 mm, conforme a la Sección 25.5.1.3 del código ACI 318-19.

Los estribos cerrados deben envolver todas las barras ubicadas en las esquinas (ángulo $\leq 135^\circ$), y ningún refuerzo longitudinal debe quedar a más de 150 mm (6 in) de distancia clara sin amarre. Estos estribos deben anclarse mediante traslapes de al menos 150 mm (6 in) o con ganchos, según lo especificado en la norma. Finalmente, se deben cumplir las disposiciones generales sobre recubrimiento mínimo de acuerdo con la condición de exposición del concreto; en elementos colocados directamente en contacto con el suelo, como pedestales o cimentaciones sin encofrado completo, se requiere un recubrimiento mínimo de 76 mm (3 in).

Estas disposiciones permiten garantizar un adecuado comportamiento en el desarrollo del refuerzo de anclaje y del refuerzo suplementario. En pedestales de concreto reforzado, donde el espacio suele ser limitado, es común considerar que el refuerzo suplementario existente en el elemento de concreto participe dentro del cono de falla de los pernos de anclaje, de modo que contribuya al desempeño del sistema como refuerzo de anclaje y se logre un diseño óptimo y eficiente.

De igual manera, la literatura consultada señala que el comportamiento de los anclajes con refuerzo suplementario se puede describir mejor utilizando un modelo de puntal-tensor (strut and tie model), en el cual las fuerzas aplicadas al anclaje son resistidas por una red de puntales de concreto que absorben los esfuerzos de compresión y por tirantes de tracción formados por el refuerzo superficial o de colgado y los estribos. Por lo tanto, en principio, existen tres componentes

principales en este modelo de puntal-tensor: los puntales de concreto, los tirantes de tracción y los nodos (Eligehausen, Sharma, & Asmus, 2019.).

La caracterización y diseño del refuerzo suplementario en anclajes pernados generalmente se basa en modelos analíticos validados experimentalmente, particularmente el modelo de puntal-tensor adaptado desde EN 1992-4 y ampliado por Sharma et al. (2018).

En conjunto, la aplicación de estas disposiciones y modelos analíticos permite comprender mejor la interacción entre el concreto y el acero en la zona de anclaje, optimizando el diseño y asegurando un comportamiento estructural más confiable y eficiente.

6. Caso de Estudio

6.1 Planteamiento del caso

Para el análisis se propuso un escenario hipotético que representa la conexión entre una placa base con cuatro pernos de anclaje y un pedestal de cimentación en concreto reforzado. Este modelo permite evaluar, bajo condiciones controladas, la influencia del refuerzo de acero del pedestal (refuerzo suplementario) sobre el comportamiento estructural de los pernos ante cargas de tracción y cortante.

Los datos iniciales del modelo se definieron de la siguiente manera:

PARÁMETRO	VALOR
Tipo de conexión	Placa base de 4 pernos
Diámetro de pernos	5/8" (≈ 15.9 mm)
Separación entre pernos	200 mm (en ambas direcciones)
Longitud de embebido inicial	150 mm
Dimensiones del pedestal	400 mm \times 400 mm
Resistencia del concreto	$f'_c = 21$ MPa
Carga axial a tracción	75 kN
Carga de cortante	20 kN
Tipo de perno	Preinstalado con tuerca y arandela de anclaje

Se adoptó como hipótesis que la placa base es rígida, lo cual permite considerar una distribución uniforme de fuerzas entre los pernos. Además, se asumió que ni la geometría del

pedestal ni la resistencia del concreto pueden modificarse, por lo que cualquier ajuste debe realizarse sobre el sistema de anclaje o el refuerzo de acero.

6.2 Verificación inicial sin refuerzo adicional

Con los parámetros definidos, se evaluaron los modos de falla indicados por el ACI 318-19 (Capítulo 17).

Resultados principales:

✓ La resistencia del acero de los pernos en tracción y cortante no es crítica; el acero cumple con los requerimientos.

✗ La falla por concreto en tracción (breakout) y la falla por cortante en borde (edge breakout) exceden la resistencia nominal permitida.

► Debido a esto, el sistema requiere intervención mediante aumento del embebido, modificación geométrica o incorporación de refuerzo de anclaje.

► Como restricción del caso de estudio, no se modifica el tamaño del pedestal ni la resistencia del concreto, por lo cual se procede a evaluar la solución mediante acero suplementario funcionando como refuerzo de anclaje.

6.3 Incorporación de refuerzo de anclaje

Para garantizar que el acero resista las solicitaciones sin depender de la falla del concreto:

- Se calcula el área de acero requerida para tracción:

$$T = \phi A_s f_y$$

Esto corresponde a 2 barras de 5/8" como mínimo. Sin embargo, dado que los pernos son 4 y cada cono de falla debe ser interceptado, se dispone:

- 4 barras de refuerzo de 5/8" ubicadas junto a cada perno.

Esta disposición coincide con la cuantía mínima recomendada para pedestales ($\rho \approx 0.5\%$).

- Para el caso de cortante se evalúan estribos:

Se adoptan estribos de $\phi 3/8"$ cada 15 cm, resultando:

$$\phi V_s = 103.75 \text{ kN}$$

Por lo cual la resistencia a cortante supera ampliamente la demanda.

- Para garantizar que el refuerzo actúe efectivamente como refuerzo de anclaje:
 - La separación entre pernos y barras no supera los 150 mm.

- La longitud de anclaje estimada de la barra es 1.35 m, por lo cual se debe extender la longitud de los pernos para garantizar traslape y desarrollo adecuado.

6.4 Resultado general del caso

- ✓ Con refuerzo suplementario funcionando como refuerzo de anclaje, el modo de falla se traslada desde el concreto hacia el acero.
- ✓ Todas las verificaciones normativas del ACI 318-19 se satisfacen.
- ✓ Se demuestra que el refuerzo del pedestal puede asumir el papel de refuerzo de anclaje, siempre que se cumplan condiciones de proximidad, longitud de desarrollo y traslape efectivo con el perno.

7. Conclusiones

Con base en la revisión normativa y el caso de estudio desarrollado, se concluye que el refuerzo suplementario del pedestal puede cumplir el papel de refuerzo de anclaje siempre que: (1) se ubique en la vecindad del anclaje (del orden de $0.5 \cdot h_{ef}$ o las condiciones establecidas para traslapes del título 25.5 del ACI), (2) intercepte el volumen potencial de ruptura y (3) desarrolle la demanda a ambos lados de la superficie de arrancamiento. En tales condiciones, el modo gobernante migra de los mecanismos controlados por el concreto (breakout, side-face blowout) a mecanismos controlados por el acero (pernos y barras), con ganancia en ductilidad y confiabilidad. Para cortante, el refuerzo transversal cercano al borde mejora la capacidad efectiva y reduce la sensibilidad al borde. Estas evidencias respaldan que, en pedestales con bordes cercanos y refuerzo propio convenientemente dispuesto, el refuerzo suplementario puede diseñarse y verificarse como refuerzo de anclaje, optimizando el desempeño y la economía del detalle

En conexiones donde los pernos cuentan con una profundidad de embebido suficiente, las distancias a borde superan $1.5 \cdot h_{ef}$, las cargas no generan tracción significativa o la placa base transmite principalmente compresión, puede prescindirse de refuerzo de anclaje específico. En estos casos, el diseño puede basarse únicamente en la resistencia del acero del perno y en la verificación de los modos de falla del concreto exigidos por el ACI 318-19.

El uso de refuerzo de anclaje se vuelve necesario cuando los pernos se ubican próximos a bordes, presentan excentricidades elevadas, transmiten esfuerzos de tracción considerables o cuando la longitud efectiva de embebido es insuficiente para desarrollar la resistencia completa del

acero. En estas circunstancias, el refuerzo es esencial para confinar la zona de rotura, interceptar el cono de concreto y garantizar un modo de falla dúctil.

Si el refuerzo suplementario no se encuentra dentro de la trayectoria del cono de ruptura, no desarrolla longitud suficiente de anclaje ni cumple con recubrimientos mínimos o distancias a borde establecidas por normativa, no puede considerarse como refuerzo de anclaje. En estos casos, su efecto sobre la resistencia del sistema es marginal y no sustituye los requerimientos específicos del refuerzo de anclaje normativo.

Se comprobó que trasladar el modo de falla desde el concreto (concrete breakout o edge breakout) hacia la falla del acero constituye una mejora significativa en términos de seguridad estructural. Los modos gobernados por acero son predecibles, dúctiles y permiten una redistribución de esfuerzos, mientras que las fallas del concreto son frágiles y sin aviso previo.

La hipótesis de placa base rígida permitió asumir distribución uniforme de cargas en los pernos. Esta suposición es válida cuando la placa posee el espesor y rigidez adecuados. En caso contrario, la distribución de fuerzas se vuelve no uniforme, y el análisis del refuerzo de anclaje debe realizarse con mucho más detalle para verificar su efectividad.

8. Referencias

American Concrete Institute. (2019). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19).

Cruz Villavicencio, N. H. (2024). Análisis comparativo entre placas base con pernos de anclaje extendidos y placas de base tradicionales [Proyecto de titulación con componentes de investigación aplicada y/o de desarrollo]. Universidad Técnica de Ambato.

Eligehausen, R., Sharma, A., & Asmus, J. (2019). Behavior and design of fastenings with headed studs with supplementary reinforcement close to an edge under shear loads perpendicular to the edge. Institute of Construction Materials, University of Stuttgart; IEA GmbH & Co. KG – Eligehausen – Asmus – Hofmann.

Ferreira, M., Filhoa, M. P., Limaa, N., & Oliveira, M. (2021). Influence of the flexural and shear reinforcement in the concrete cone resistance of headed bars. *Engineering Structures*, 250, 113212. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113212>

Fisher, J. M., & Kloiber, L. A. (2006). Steel design guide 1: Base plate and anchor rod design (2nd ed.). American Institute of Steel Construction.

Grosser, P. R. (2012). Load-bearing behavior and design of anchorages subjected to shear and torsion loading in uncracked concrete [Trabajo de grado, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart].

Karmokar, T., Mohyeddin, A., Lee, J., & Paraskeva, T. (2021). Concrete cone failure of single cast-in anchors under tensile loading – A literature review.

Morales Monroy, H. (2018). Comportamiento de anclajes postinstalados en concreto de alta resistencia, sometidos a carga de tensión y corte [Tesis de maestría, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito].

Muñoz Tirado, M. N. (2021). Manual para el diseño de anclajes al concreto según la normativa ACI 318-19 [Tesis de maestría, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito].

Nilforoush, R. (2017). Anchorage in concrete structures: Numerical and experimental evaluations of load-carrying capacity of cast-in-place headed anchors and post-installed adhesive anchors [Tesis doctoral, Luleå University of Technology]. Luleå University of Technology.

Nilforoush, R., et al. (2017). Influence of surface reinforcement, member thickness, and cracked concrete on tensile capacity of anchor bolts. *Journal of Structural Engineering*, 144(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001976](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001976)

Petersen, D., & Zhao, J. (2013). Design of anchor reinforcement for seismic shear loads. *ACI Structural Journal*, 110(1), 53–62. <https://doi.org/10.14359/51705061>

Petersen, D., Lin, Z., & Zhao, J. (2018). Design of anchor reinforcement for seismic tension loads. *Engineering Structures*, 164, 109–118.

Sharma, A., Eligehausen, R., & Asmus, J. (2017, September 27–29). Comprehensive analytical model for anchorages with supplementary reinforcement. In *Proceedings of the 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete (Stuttgart, Germany)*. Institute of Construction Materials, University of Stuttgart.

Surkont, V. (2022). Supplementary reinforcement for anchor bolts according to EN 1992-4 [Bachelor's thesis, LAB University of Applied Sciences]. LAB University of Applied Sciences.

Węglorz, M. (2017). Influence of headed anchor group layout on concrete failure in tension. *Procedia Engineering*.

Widianto, Patel, C., & Owen, J. (s.f.). Design of anchor reinforcement in concrete pedestals. *CSA Today*, III(12).

Xu, Y., Chen, C., Xie, M., & Gong, J. (2024). Experimental study of the influence of supplementary reinforcement on tensile breakout capacity of headed anchors in nuclear power plant equipment foundations. *Buildings*, 14(9), 3027. <https://doi.org/10.3390/buildings14093027>

9. Anexos

En el anexo 1 se muestran los resultados del caso de estudio para la verificación de un anclaje compuesto por cuatro pernos, estas verificaciones se llevan a cabo mediante una tabla de Excel programada la cual hace las verificaciones de demanda de capacidad y de la configuración del refuerzo necesario para suplir la demanda de capacidad.