

Informe sobre el Estado del Arte de los Anclajes en Hormigón

Informado por el Comité ACI 355*

Patrick J. Creegan
Presidente

Harry A. Chambers
Secretario

Edwin A. Burdette
Robert W. Cannon
Peter J. Carrato
Peter D. Courtois
Rolf Eligehausen

Raymond R. Funk
C. Raymond Hays
Paul R. Hollenbach
Gerard B. Hasselwander
Harry B. Lancelot III*

Douglas D. Lee
Alexander F. Meinheit
Richard S. Orr
Moorman L. Scott

George A. Senkiw
Harry Wiewel
Jim L. Williams
Richard E. Wollmershauser

* Presidente del Comité durante los años formativos de este informe

Por primera vez se presentan los conocimientos sobre anclaje en hormigón obtenidos en base a programas de ensayos a nivel mundial en un documento actualizado. Se presenta el comportamiento de diferentes tipos de anclajes, incluyendo anclajes hormigonados in situ, anclajes cementados, anclajes de expansión, anclajes de torque controlado, anclajes químicos (adhesivos) y anclajes rebajados, tanto en hormigón no fisurado como en hormigón fisurado. Se presentan los modos de falla por tracción y corte, las separaciones y distancias a los bordes, los efectos de grupo y los desplazamientos debidos a las cargas. Se discute el efecto de las condiciones de carga para los apoyos estructurales, bases para columnas y apoyos para tuberías, así como la flexibilidad de las placas base, cómo la carga se transfiere a los anclajes y su ductilidad. Se presentan criterios de diseño y requisitos de códigos existentes, tanto estadounidenses como extranjeros.

PALABRAS CLAVE: Anclajes adhesivos; anclajes rebajados; anclajes; anclajes de torque controlado; anclajes de expansión; anclajes hormigonados in situ; anclajes instalados en hormigón endurecido; anclajes químicos; arrancamiento; bulones; cargas; cargas combinadas, zona de compresión; cargas de corte; cargas de fatiga; cargas de tracción; cargas dinámicas; cargas estáticas; cargas sísmicas; criterios de diseño; deformación; descantillado; diseño estructural; distancias al borde; ductilidad; fluencia lenta; cementado; grupos de anclajes; hormigón; hormigón fisurado; modos de falla; perforación; pernos; placas base flexibles; precarga; relación carga-desplazamiento; requisitos del código; resbalamiento; resistencia a la tracción; resistencia última; rigidez; **sujetadores**; temperatura; tensión de fluencia; torque; transferencia de carga; zona traccionada.

PREFACIO

Este informe sobre anclajes en hormigón es el primero de un proyecto de dos volúmenes emprendido por el Comité ACI 355. El segundo volumen, actualmente en desarrollo, será un manual de diseño. Este primer volumen no incluye procedimientos ni ayudas para el diseño, pero su énfasis sobre el comportamiento servirá como guía para la preparación del segundo volumen.

Junto con los Comités 349 y 318, el Comité 355 está trabajando con el objetivo de incluir el tema del anclaje en hormigón en el Código ACI 318-95.

* La intención de los Informes, Guías, Prácticas Normalizadas y Comentarios de los Comités ACI es proveer lineamientos para la planificación, diseño, ejecución e inspección de las construcciones y para la redacción de especificaciones. La Documentación Técnica no deberá hacer referencia a estos documentos. Si se desea incorporar algún elemento de estos documentos como parte de la Documentación Técnica, estos elementos se deberán redactar en lenguaje prescriptivo e incorporar a la Documentación Técnica.

* ACI 355.1R-91 entró en vigencia el 1º de Julio de 1991.

Copyright © 1991, American Concrete Institute. Todos los derechos reservados.

TABLA DE CONTENIDOS

Capítulo 1 – Introducción, p 355.1R-2

- 1.1 – Propósito
- 1.2 – Importancia del tema
- 1.3 – Campo de aplicación

Capítulo 2 – Tipos de dispositivos de anclaje, p 355.1R-2

- 2.1 – Introducción
- 2.2 – Campo de aplicación
- 2.3 – Sistemas de anclaje
- 2.4 – Sistemas hormigonados in situ
- 2.5 – Sistemas instalados en hormigón endurecido

Capítulo 3 – Comportamiento de los anclajes, p 355.1R-10

- 3.1 – Introducción
- 3.2 – Comportamiento de los anclajes en hormigón no fisurado
- 3.3 – Comportamiento de los anclajes en hormigón fisurado
- 3.4 – Comportamiento de los bulones de anclaje hormigonados in situ en pilares de hormigón no fisurado
- 3.5 – Referencias

Capítulo 4 – Consideraciones de diseño, p 355.1R-54

- 4.1 – Introducción
- 4.2 – Requisitos funcionales
- 4.3 – Materiales
- 4.4 – Principios del diseño
- 4.5 – Prácticas constructivas
- 4.6 – Referencias

Capítulo 5 – Consideraciones constructivas, p 355.1R-61

- 5.1 – Introducción
- 5.2 – Planos de taller/Documentación
- 5.3 – Tolerancias
- 5.4 – Instalación de los anclajes
- 5.5 – Inspección
- 5.6 – Cementado con mortero
- 5.7 – Problemas en obra

Capítulo 6 – Requisitos en códigos y especificaciones existentes, p 355.1R-68

- 6.1 – Introducción
- 6.2 – Códigos y especificaciones existentes
- 6.3 – Aplicación y desarrollo de códigos
- 6.4 – Referencias

Apéndice A – Factores de conversión, p 355.1R-74**Apéndice B – Simbología, p 355.1R-74****CAPÍTULO 1 – INTRODUCCIÓN****1.1 – Propósito**

El propósito del presente documento es resumir el estado del arte del campo de los anclajes en hormigón.

1.2 – Importancia del tema

Hasta la fecha los códigos estructurales no han prestado demasiada atención a los anclajes en hormigón. Los códigos se han ocupado fundamentalmente de las capacidades de tracción y corte de los dispositivos de anclaje. A medida que los diseños se volvieron más sofisticados y los análisis más rigurosos, se enfatizó más el tema de la transferencia de cargas a través de anclajes individuales y sistemas de anclajes. Se reconoció que el comportamiento de los anclajes controlaba esta transferencia de cargas y que, en general, los modos de falla para las capacidades últimas de los anclajes eran importantes. No existía ningún código o criterio de diseño definitivo en el cual pudieran confiar los diseñadores. En consecuencia se desarrollaron una multitud de enfoques.

1.3 – Campo de aplicación

Este informe resume los tipos de anclajes y presenta una revisión del comportamiento y los modos de falla de los anclajes bajo diferentes condiciones de carga, tanto en hormigón no fisurado como en hormigón fisurado. Incluye consideraciones de diseño y consideraciones constructivas y resume los requisitos aplicables de códigos y especificaciones existentes. También presenta bibliografía de referencias para los lectores interesados en profundizar sobre el tema.

CAPÍTULO 2 – TIPOS DE DISPOSITIVOS DE ANCLAJE**2.1 – Introducción**

Existen numerosos tipos de dispositivos que se utilizan para anclar estructuras o elementos estructurales en hormigón. El diseño de los anclajes, que implica la selección y ubicación de estos dispositivos, se basaba en la experiencia y el juicio profesional del Ingeniero, datos de ensayos privados, datos proporcionados por los fabricantes de los dispositivos y requisitos existentes en algunos códigos (algunos de ellos obsoletos). Se propone promover para los anclajes un diseño que refleje de manera más consistente el potencial comportamiento de cada tipo de anclaje.

2.2 – Campo de aplicación

Este informe se refiere a los tipos de anclajes cuyo uso está más difundido, con diámetros comprendidos entre 1/4 in. (6,35 mm) y 2-1/2 in. (63,5 mm). Sólo se consideran aquellos dispositivos que en general pueden ser considerados bulones y anclajes de tipo "inserto." No se consideran los perfiles estructurales, los sujetadores accionados con pólvora, los insertos de plástico liviano o plomo, los clavos para hormigón instalados con martillo, los sistemas instalados por rosca y los cables. Estos elementos se excluyen porque son pocos los datos de ensayo disponibles respecto de su comportamiento. Los anclajes incluidos en este informe se pueden adquirir comercialmente o pueden ser fabricados especialmente.

2.3 – Sistemas de anclaje

De acuerdo con la práctica actual, los sistemas de anclaje se pueden dividir en dos grandes grupos: los sistemas hormigonados in situ (anclajes que se instalan antes de colocar el hormigón) y los sistemas instalados en hormigón endurecido (anclajes que se instalan en orificios que se perforan después que el hormigón ha sido curado). La Tabla 2.1 identifica estos dos grupos de anclajes.

Tabla 2.1 - Tipos de anclajes en hormigón

<u>Sistemas hormigonados in situ</u>	
Embebidos, no regulables	
Bulones comunes	Fig. 2.1
Bulones en "J" o "L" terminados en gancho	Fig. 2.2
Barras roscadas	Fig. 2.3
Acero para armaduras	Fig. 2.4
Insertos roscados	Fig. 2.5
Placas para soldadura de pernos	Fig. 2.6
Conexiones abulonadas	Fig. 2.7
Anclajes regulables	Fig. 2.8
<u>Sistemas instalados en hormigón endurecido</u>	
Anclajes cementados	
Anclajes cementados con mortero	
Bulones o anclajes con cabeza	Fig. 2.9
Anclajes químicos	
Con barra roscada	Fig. 2.10
Con acero para armaduras	Fig. 2.11
Anclajes de expansión	
De torque controlado	
Con camisa, para cargas pesadas	Fig. 2.12
Con camisa	Fig. 2.13
Con casquillo	Fig. 2.14
Anclajes de cuñas	Fig. 2.15

Anclajes de expansión para roca/hormigón Fig. 2.16

De deformación controlada
 Anclajes tipo "drop-in" Fig. 2.17
 Anclajes autoperforantes Fig. 2.18
 Pernos de anclaje Fig. 2.19

Rebajados
 Con orificio rebajado preperforado Fig. 2.20
 Autorebajantes Fig. 2.20

2.4 – Sistemas hormigonados in situ

2.4.1 Anclajes embebidos, no regulables – Estos anclajes pueden tener un dispositivo de fijación en su extremo, como por ejemplo un lazo, una cabeza, una tuerca o una placa para mejorar las propiedades de anclaje y desarrollar plenamente la resistencia potencial por adherencia y/o apoyo. Los siguientes son ejemplos típicos de este tipo de anclajes:

Bulones comunes	- bulones de acero estructural colocados con su cabeza dentro del hormigón (Fig. 2.1)
Bulones en "J" o "L" terminados en gancho	- barras roscadas dobladas, lisas o conformadas. Los ensayos de arrancamiento indican que algunas veces estas barras se enderezan (Fig. 2.2)
Barras roscadas	- barras roscadas rectas, generalmente con rosca gruesa (Fig. 2.3)
Acero para armaduras	- barras de armadura genéricas o de marcas registradas (Fig. 2.4)
Insertos roscados	- insertos de alambre o férulas roscadas internamente, o bobinas, generalmente fabricados con roscas internas o externas. Los anclajes con cabeza fabricados de barras de acero liso o conformado también se incluyen en esta categoría (Fig. 2.5)
Placas para soldadura de pernos	- placas de acero con barras lisas terminadas en gancho, barras conformadas o pernos de anclaje con cabeza (Fig. 2.6)

2.4.2 Conexiones abulonadas – Estos anclajes consisten en bulones con cabeza, tales como los conectores embebidos o instalados en agujeros pasantes (Fig. 2.7).

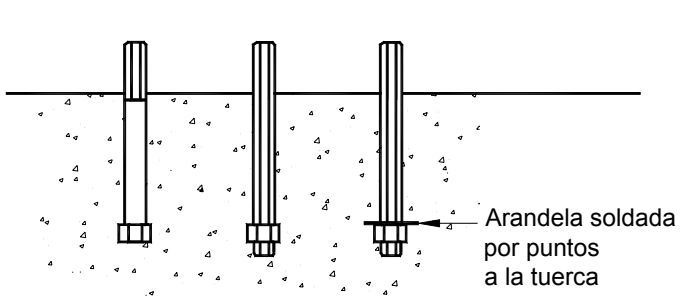


Figura 2.1 – Bulones comunes

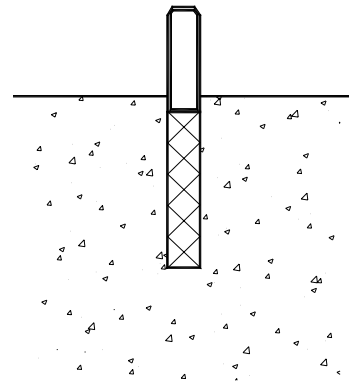
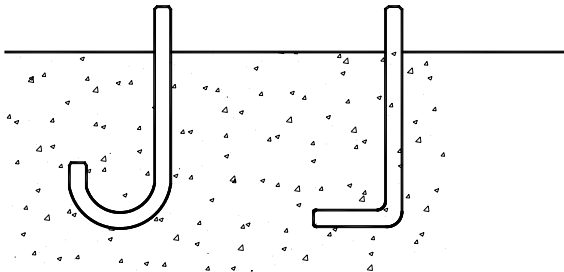


Figura 2.4 – Barras para armadura



Nota: Se pueden fabricar bulones en "J" o "L" usando barras lisas o roscadas

Figura 2.2 – Bulones en "J" o "L" (no recomendados)

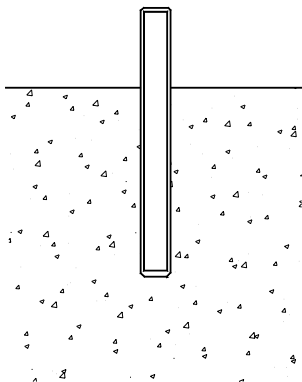


Figura 2.3 – Barra rosca

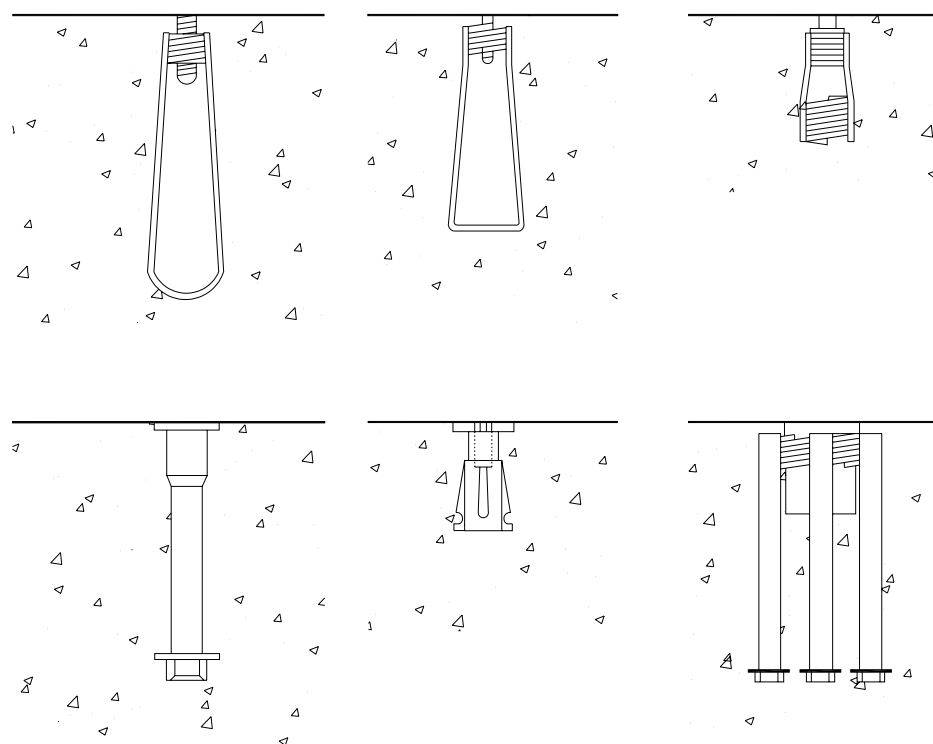


Figura 2.5 – Insertos roscados

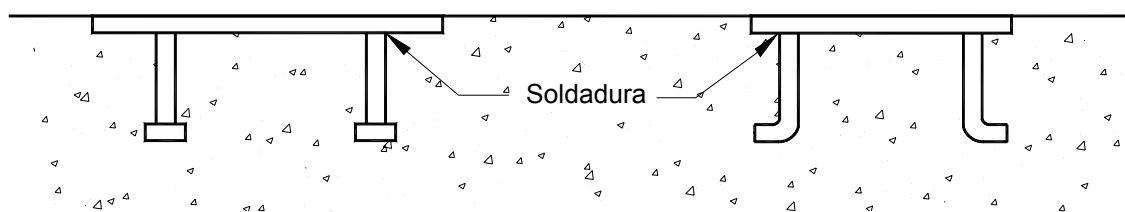


Figura 2.6 – Placas para soldadura de pernos

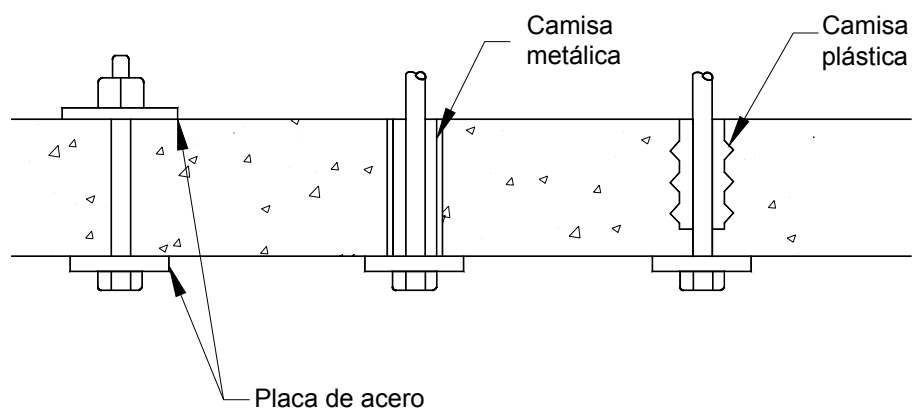


Figura 2.7 – Conexiones abulonadas

2.4.3 Anclajes regulables – Los anclajes regulables permiten ajustar su posición lateral o profundidad (Fig. 2.8). Generalmente se utilizan para fijar bases para grandes equipos o maquinarias. Cuando se los instala sobre losas de piso de poco espesor los bulones de anclaje muchas veces atraviesan el hormigón para desarrollar la capacidad de anclaje requerida. Cuando la losa de piso o fundación es de gran espesor el anclaje puede desarrollar plenamente su capacidad y aún permanecer embebido en el hormigón. Una vez instalada y nivelada la base para el equipo o maquinaria, el vacío que rodea al anclaje hormigonado in situ se rellena con mortero. Luego el anclaje actúa de manera similar a un anclaje hormigonado in situ.

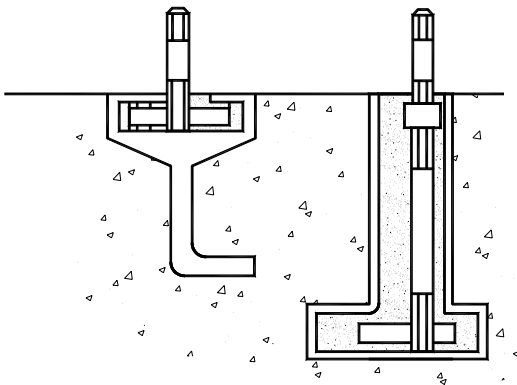


Figura 2.8 – Anclajes regulables

2.5 – Sistemas instalados en hormigón endurecido

Estos anclajes se instalan en una perforación que se realiza cuando el hormigón ya está curado. Existen dos grupos básicos de sistemas instalados en hormigón endurecido: anclajes cementados y anclajes de expansión.

2.5.1 – Anclajes cementados

2.5.1.1 Anclajes cementados con mortero – Los anclajes cementados con mortero consisten en bulones con o sin cabeza o barras roscadas. Estos anclajes se instalan en orificios preperforados utilizando mortero de cemento pórtland y arena o algún otro mortero premezclado disponible comercialmente (Fig. 2.9).

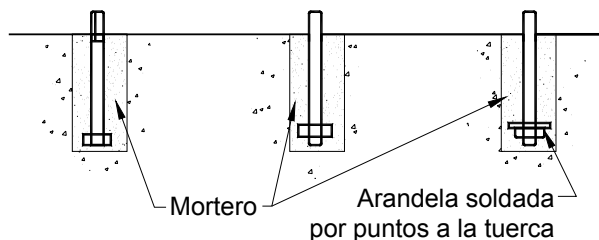


Figura 2.9 – Anclajes cementados con mortero

2.5.1.2 Anclajes químicos – Los anclajes químicos generalmente consisten en barras roscadas (Fig. 2.10) o barras conformadas (Fig. 2.11) que se cementan utilizando compuestos químicos de dos componentes formados por poliésteres, vinilésteres o epoxis. Los productos químicos se pueden en cuatro presentaciones diferentes: en cápsulas de vidrio, en cartuchos plásticos, en tubos o a granel.

Las cápsulas de vidrio se insertan en la perforación y luego la barra de anclaje rompe las cápsulas cuando se la rota y martilla para colocarla en su lugar, mezclando así los dos componentes para provocar una reacción química.

Los cartuchos plásticos se utilizan con un dispensador y una boquilla mezcladora que mezcla los dos componentes, iniciando una reacción química mientras se instala el compuesto en la perforación. Luego se inserta la barra de anclaje en la perforación, completando así la instalación. El tiempo de fraguado depende de la temperatura, y puede variar entre unos pocos minutos para temperaturas de 90° F hasta varias horas para temperaturas de 30° F.

Los tubos, o sistemas tipo "salchicha," contienen dos componentes que se mezclan amasando el tubo, colocando la mezcla en la perforación y finalmente insertando la barra de anclaje.

Los sistemas a granel por lo general utilizan epoxis, y se pueden premezclar en una batea y utilizar inmediatamente o bien bombear a través de una mezcladora e inyectar en la perforación. El anclaje se instala inmediatamente después que el compuesto. Los epoxis se pueden formular de manera que fragüen rápida o lentamente (tiempo de curado de hasta 36 horas).

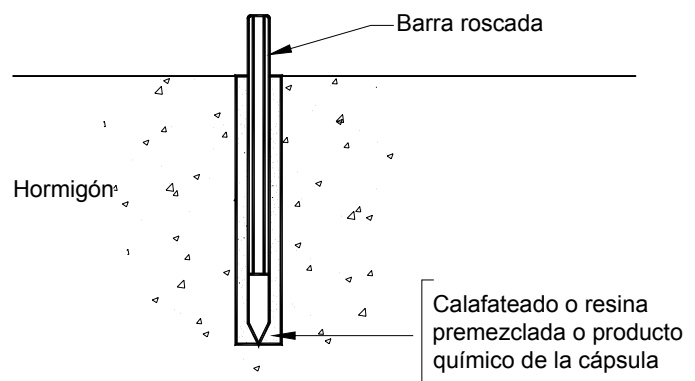


Figura 2.10 – Anclaje químico con barra rosca

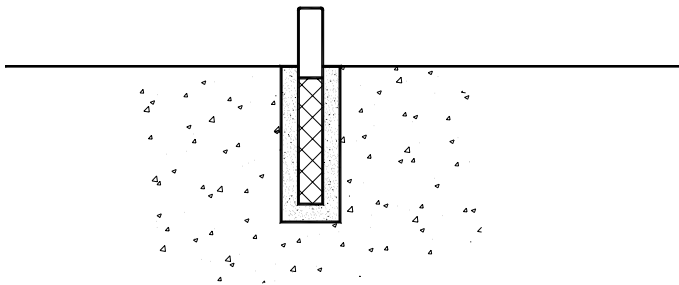


Figura 2.11 – Anclaje químico con barra conformada

2.5.2 Anclajes de expansión – Los anclajes de expansión están diseñados de manera tal que se insertan en orificios preperforados y luego se expanden ya sea ajustando una tuerca (anclajes de expansión de torque controlado, Artículos 2.5.2.1 a 2.5.2.5), martillando el anclaje (anclajes de expansión de deformación controlada, Artículos 2.5.2.6 a 2.5.2.8) o bien expandiéndolos en el interior de una muesca o rebaje en el hormigón (anclajes rebajados, Sección 2.5.2.9). Estos anclajes transfieren la carga de tracción del bulón al hormigón por presiones o fuerzas de expansión mediante fricción y/o acción de palanca contra la pared de la perforación. Frecuentemente estos anclajes vienen con bulón, tuerca y arandela. Las siguientes secciones describen diferentes tipos de anclajes de expansión.

2.5.2.1 Anclajes de torque controlado con camisa para cargas pesadas – Este tipo de anclaje consiste en un bulón o una barra roscada con una tuerca y una arandela en uno de sus extremos y un cono en el extremo embebido (Fig. 2.12). Alrededor del cono hay una camisa de expansión de alta resistencia. Sobre la camisa hay un mecanismo colapsable que algunas veces es de plástico. Una camisa separadora se extiende hasta la superficie de la perforación. El anclaje se instala ajustando la cabeza del bulón o la tuerca, con lo cual se tira del cono en forma ascendente dentro de la camisa de expansión, expandiéndolo contra la pared de la perforación. El anclaje desarrolla su capacidad de tracción mediante una combinación de acción de palanca sobre el hormigón y la elevada fricción que se genera entre la camisa y el hormigón. La camisa separadora contribuye a incrementar la capacidad de corte. La capacidad de tracción depende de la resistencia del bulón y de su longitud embebida.

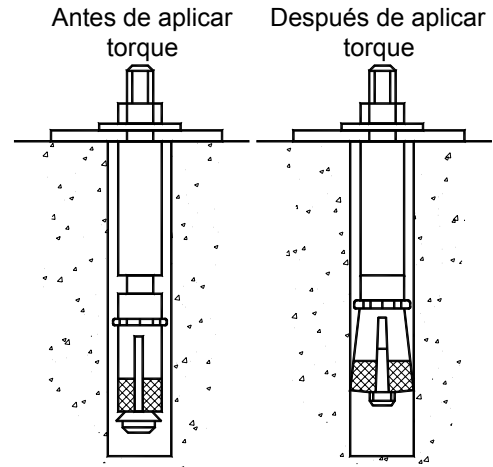


Figura 2.12 – Anclaje de torque controlado con camisa para cargas pesadas

2.5.2.2 Anclajes con camisa – Los anclajes con camisa consisten en un perno de acero, una camisa de expansión generalmente de chapa metálica y un conjunto de tuerca y arandela (Fig. 2.13). El fondo del perno de acero tiene un mandril uniformemente ahusado cuyo extremo tiene el mismo diámetro que la camisa de expansión. Toda la longitud del bulón que se encuentra debajo de la arandela está encerrada en una sección o secciones del tubo de acero. El fondo de la camisa de expansión tiene ranuras longitudinales para permitir la expansión. Al ajustar la tuerca el mandril ahusado se mueve hacia el interior de la camisa expandiéndola, y a su vez la camisa presiona contra la pared del orificio. Estos anclajes se utilizan para requisitos de anclaje medianos y livianos.

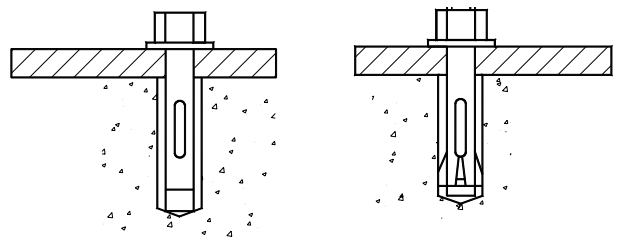


Figura 2.13 – Anclaje con camisa

2.5.2.3 Anclajes de expansión con casquillo – Los anclajes de expansión con casquillo (Fig. 2.14) pueden ser de dos tipos. Un tipo consiste en un casquillo de dos piezas que se mantienen unidas mediante lengüetas de acero y tienen un tapón ahusado con rosca interna en su extremo. El segundo tipo consiste en un casquillo de dos piezas con dos conos de acero ahusados, uno en la parte superior y otro en la parte inferior, que se mantienen

unidos mediante un resorte de acero que se encuentra en el centro. El cono inferior tiene una rosca interna para aceptar un bulón o perno. Al aplicar torque al sujetador para insertarlo en el anclaje los conos de acero expanden el casquillo, el cual presiona contra la pared del orificio.

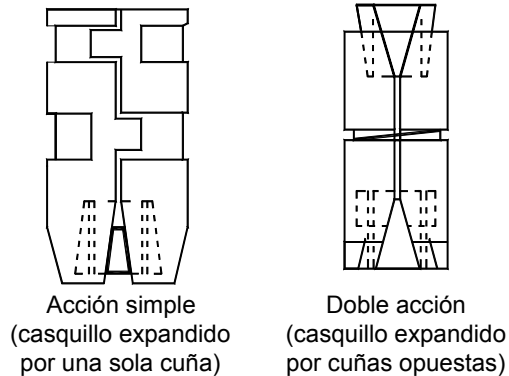


Figura 2.14 – Anclaje de expansión con casquillo

2.5.2.4 Anclajes de cuñas – Los anclajes de cuñas (Fig. 2.15) consisten en un perno de acero con una tuerca y una arandela. La parte inferior del perno de acero tiene un mandril uniformemente ahusado alrededor del cual hay un clip de acero expansible o cuñas de acero individuales con protuberancias. Al ajustar la tuerca el clip o las cuñas de acero suben sobre el mandril ahusado, acunándose entre el mandril y la pared del orificio.

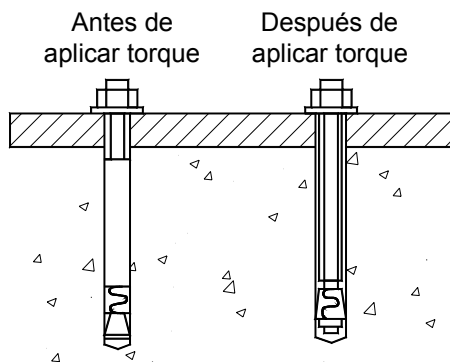


Figura 2.15 – Anclaje de cuñas

2.5.2.5 Anclajes de expansión para roca/hormigón – Los anclajes de expansión para roca/hormigón (Fig. 2.16) consisten en un bulón que en su parte superior tiene una rosca para colocar una tuerca hexagonal. El extremo inferior consiste en un gran anclaje de expansión mecánico. Para instalar el anclaje de expansión hay que rotar el bulón en sentido antihorario. Opcionalmente, para lograr protección contra la corrosión, se puede colocar mortero en el centro del bulón para llenar el espacio anular entre el dispositivo y la perforación.

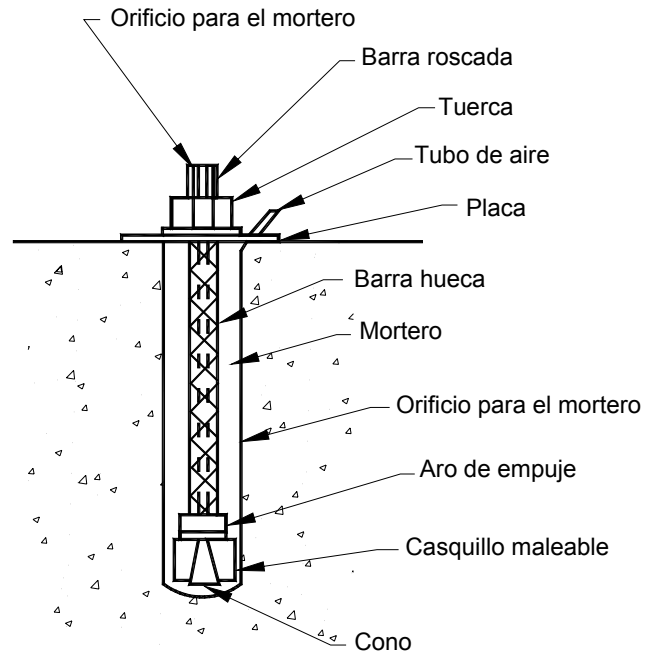


Figura 2.16 – Anclaje de expansión para roca/hormigón (cementado con mortero)

2.5.2.6 Anclajes tipo "drop-in" – Un anclaje tipo "drop-in" consiste en un casquillo de acero y un tapón de expansión interno de acero (Fig. 2.17). El extremo superior del anclaje tiene una rosca interna, mientras que el extremo inferior está maquinado para lograr un ahusado uniforme que concuerde con la forma del tapón de acero dentro del anclaje. La parte inferior del casquillo tiene ranuras longitudinales que lo dividen en segmentos iguales para permitir que el anclaje se expanda cuando el tapón interno se martilla con una herramienta de instalación. Al martillar el tapón para introducirlo en el casquillo la parte inferior del casquillo se expande y presiona contra la pared del orificio.

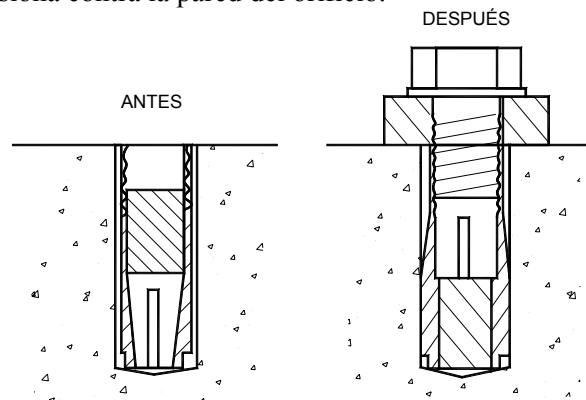


Figura 2.17 – Anclaje tipo "drop-in"

2.5.2.7 Anclajes autopercutores – Los anclajes autopercutores (Fig. 2.18) consisten en un casquillo de acero con un tapón de acero ahusado en su extremo. La parte inferior del casquillo tiene dientes que le permiten recortar su propio orificio en el hormigón. La parte superior del casquillo tiene una rosca interna para aceptar un bulón o un perno. La parte inferior del casquillo se expande al martillar el anclaje sobre el tapón de acero. El tapón expande la parte inferior del casquillo, la cual presiona contra la pared de la perforación.

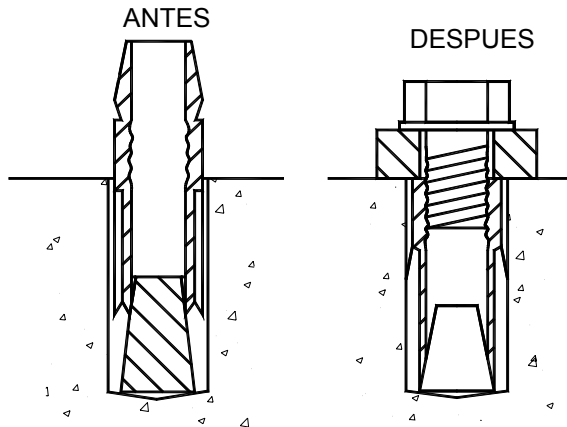


Figura 2.18 – Anclaje autopercutor

2.5.2.8 Pernos de anclaje – Los pernos de anclaje consisten en un perno de acero con una rosca en su extremo superior y un orificio perforado con ranuras longitudinales en su extremo inferior para aceptar un tapón de acero ahusado (Fig. 2.19). La parte superior de la sección roscada está elevada para permitir una superficie donde martillar. Al martillar en la parte superior del perno el tapón ahusado expande el extremo inferior del bulón, haciendo que presione contra la pared del orificio.

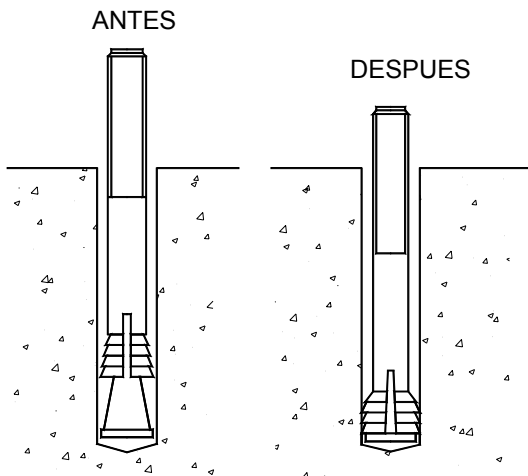


Figura 2.19 – Perno de anclaje

2.5.2.9 Anclajes rebajados – Hay dos tipos básicos de anclajes rebajados (Fig. 2.20). Todos ellos operan haciendo palanca y presionando contra una muesca rebajada en el hormigón en el fondo de la perforación. Estos anclajes provocan en el hormigón una fuerza de expansión poco significativa o nula, pero generan grandes capacidades de carga de tracción.

El primer tipo requiere una segunda operación de perforado para crear una muesca rebajada en el fondo de la primera perforación. El anclaje se instala con la parte inferior de la camisa de expansión dentro de la muesca. Al ajustar la tuerca el tapón de expansión ahusado expande la parte inferior de la camisa de expansión que se encuentra en la muesca.

El segundo tipo corta su propia muesca en el fondo de la perforación. Se coloca una camisa utilizando una perforadora giratoria con percutor y una herramienta de instalación especial. La parte inferior de la camisa de expansión se introduce sobre un cono en el fondo de la perforación. La parte inferior de la camisa de expansión tiene un borde afilado que al expandirse recorta su propia muesca en la pared del orificio. Al ajustar la tuerca el bulón y el cono ahusado son tirados hacia arriba, hacia la camisa de expansión, manteniendo la parte inferior de la camisa de expansión dentro de la muesca.

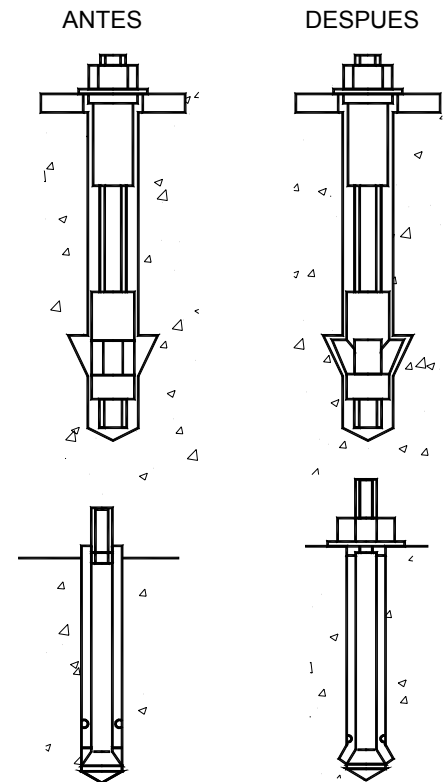


Figura 2.20 – Anclajes rebajados

CAPÍTULO 3 – COMPORTAMIENTO DE LOS ANCLAJES

3.1 – Introducción

Para poder especificar los anclajes más adecuados para una aplicación determinada es necesario comprender el comportamiento de los anclajes. Esto incluye comprender los modos de falla y las resistencias, además de la relación carga-desplazamiento y características de relajación de los diferentes tipos de anclajes. Este capítulo se ocupa del comportamiento de los anclajes tanto en hormigón no fisurado como en hormigón fisurado.

Los anclajes se cargan principalmente a través de dispositivos de fijación del anclaje embebido. La carga puede ser de tracción, de corte o una combinación de tracción y corte (Fig. 3.1). Los anclajes también pueden estar solicitados a flexión, dependiendo de los detalles de la transferencia de corte a través del dispositivo de fijación. El comportamiento de los anclajes en tracción es de fundamental importancia y en consecuencia será tratado en primer término.

La mayoría de los ensayos de anclajes realizados hasta la fecha se han llevado a cabo en hormigón no fisurado. Aunque prácticamente en todos los elementos de hormigón se produce fisuración, los ensayos en hormigón no fisurado proporcionan una base para comprender el comportamiento de los anclajes.

3.2 – Comportamiento de los anclajes en hormigón no fisurado

3.2.1 Relación carga-desplazamiento y modos de falla bajo cargas de tracción – Los cinco modos de falla

primarios de los anclajes solicitados a tracción son los siguientes (Fig. 3.2):

- Falla del acero
- Falla por arrancamiento
- Falla por hendimiento del hormigón
- Falla por desprendimiento de un cono de hormigón de un anclaje traccionado
- Falla de un cono de hormigón atribuible a la separación y distancias a los bordes

Los diferentes tipos de anclajes tienen diferentes características de desplazamiento dependiendo de la precarga, el mecanismo de transferencia de las cargas y el modo de falla. En las Figuras 3.3(a) a 3.3(c) se presentan tres gráficas carga-desplazamiento: la Figura 3.3(a) muestra curvas características para anclajes con cabeza y rebajados; la Figura 3.3(b) muestra curvas para anclajes de expansión de torque controlado, tipo "drop-in" y autoperforantes; la Figura 3.3(c) muestra curvas carga-desplazamiento para anclajes adhesivos. Los desplazamientos ilustrados representan el desplazamiento (resbalamiento) del anclaje embebido y la deformación del hormigón, además de la deformación del anclaje.

Si a un anclaje se le aplica una precarga, lo cual típicamente se realiza ajustando la tuerca con un torque preestablecido, esto afecta el desplazamiento provocado por las cargas aplicadas externamente. Un anclaje que ha sido precargado evidencia poco desplazamiento a medida que aumenta la carga exterior hasta que se supera la precarga en el anclaje (y la fuerza resultante en el hormigón). La precarga no afecta la capacidad de tracción estática última del anclaje, pero reduce significativamente su desplazamiento total.

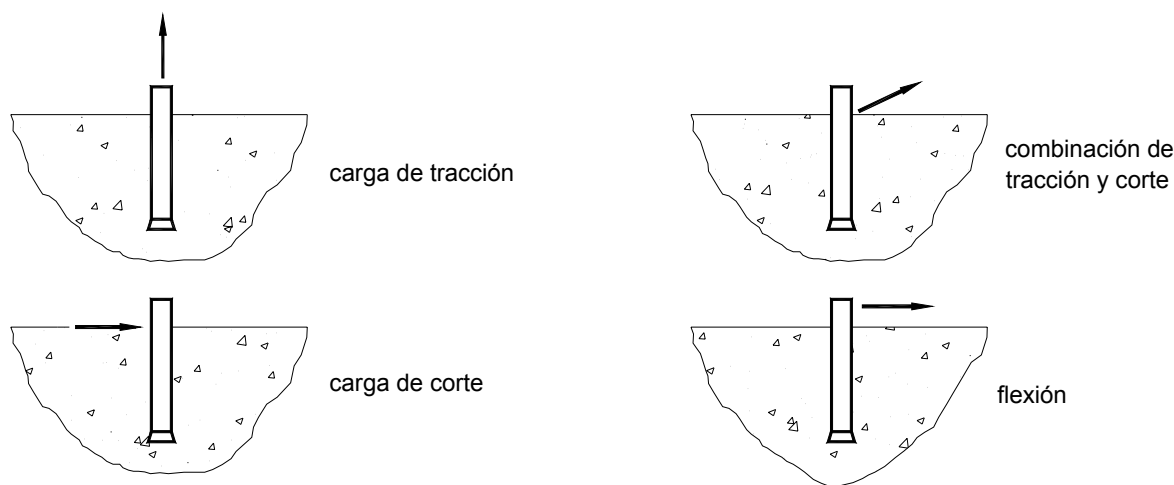


Figura 3.1 – Formas de carga posibles

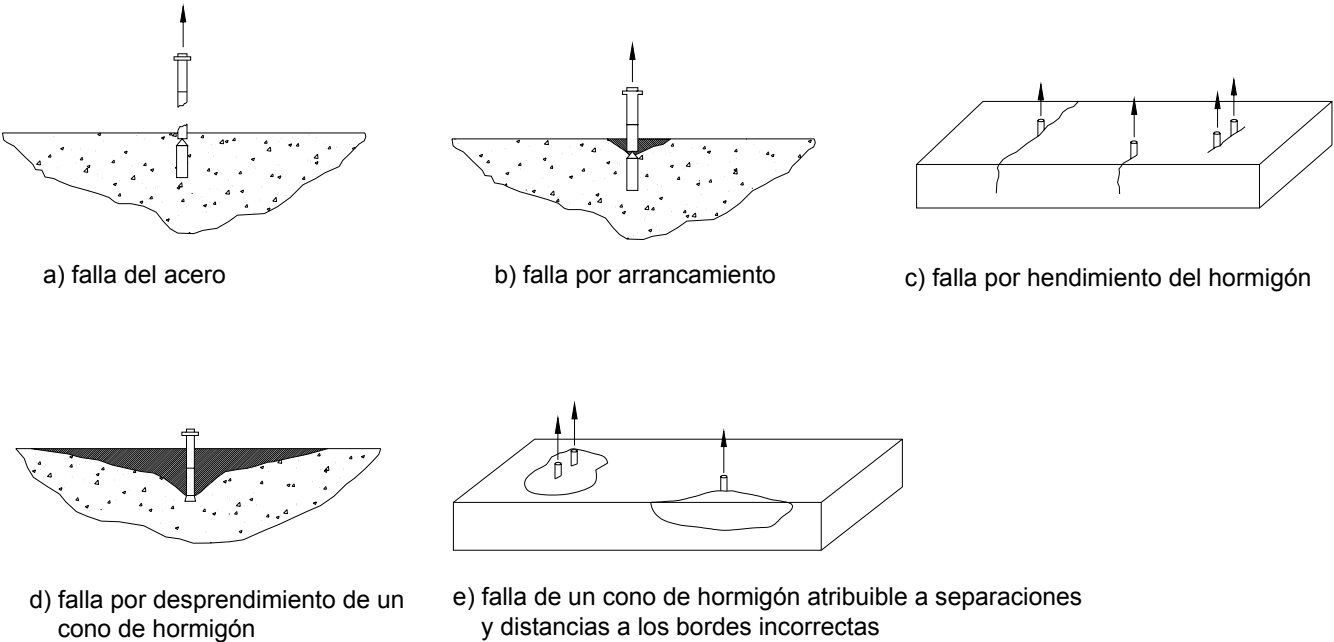


Figura 3.2 – Modos de falla típicos para los anclajes cargados en tracción

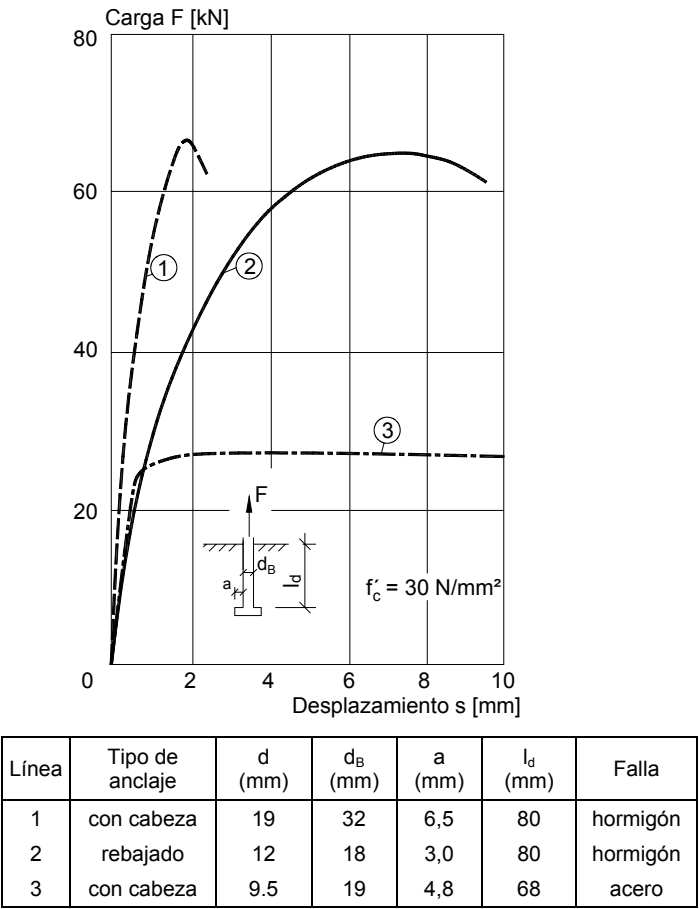


Figura 3.3(a) – Típicas relaciones carga-desplazamiento para anclajes con cabeza y rebajados (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988)

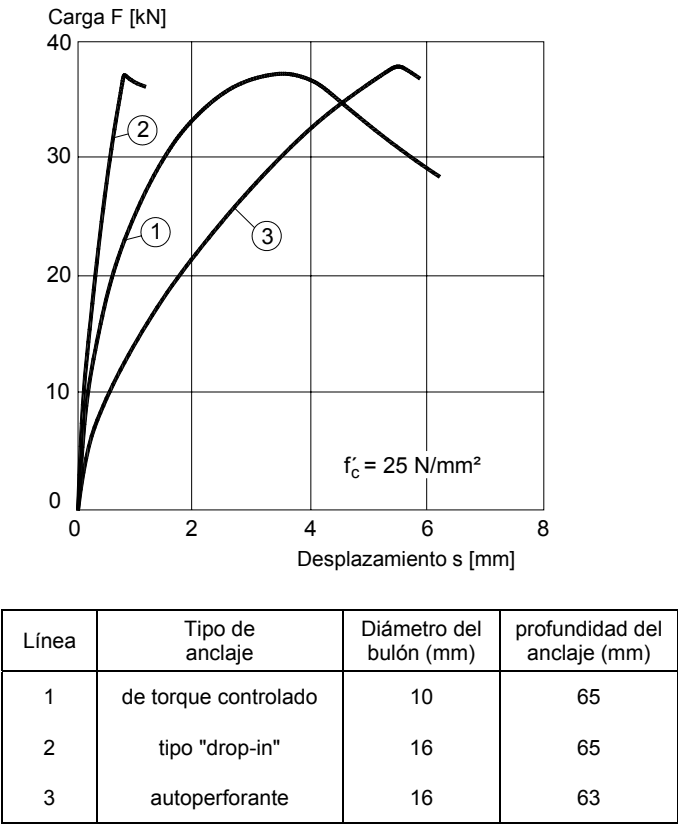


Figura 3.3(b) – Típicas relaciones carga-desplazamiento para anclajes de expansión bajo carga de tracción (Eligehausen y Pusill-Wachtsmuth, 1982)

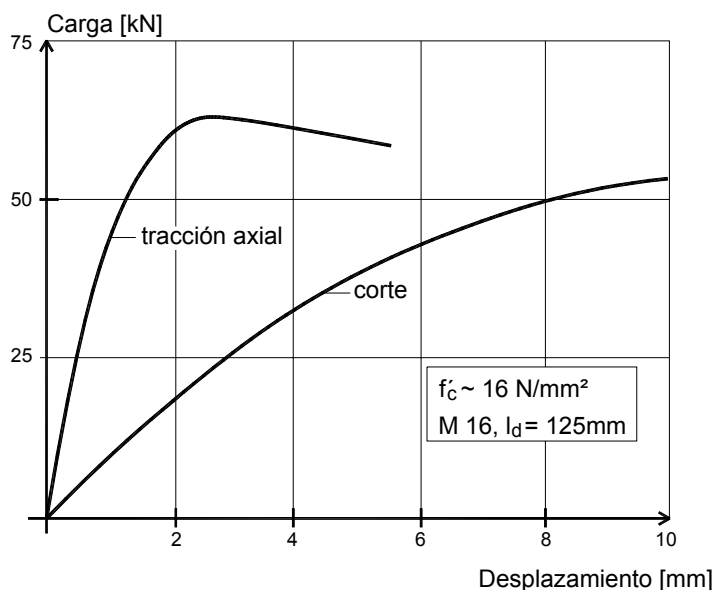


Figura 3.3(c) – Típicas relaciones carga-desplazamiento para anclajes químicos bajo carga de tracción y corte (Eligehausen y Pusill-Wachtsmuth, 1982)

En el caso de la falla del acero [Fig. 3.3(a), Línea 3], la ductilidad depende de la relación entre la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia del acero y de la longitud de anclaje. Se puede anticipar que, a menos que sean precargados, bajo cargas relativamente bajas los anclajes con cabeza sufrirán desplazamientos inelásticos debajo de la cabeza debido a las deformaciones del hormigón. Aumentar el área de apoyo debajo de la cabeza puede reducir los desplazamientos inelásticos, pero tendrá poca influencia sobre la carga de falla [comparar las Líneas 1 y 2 de la Figura 3.3(a)]. Los anclajes con cabeza que fallan debido a la fractura del hormigón exhibirán una falla frágil [Figura 3.3(b), Línea 2].

El comportamiento de los anclajes tipo "drop-in" depende de la magnitud de la fuerza de expansión creada al instalar el anclaje. Si al instalar estos anclajes se los expande correctamente, se inducen fuerzas de expansión elevadas y la curva carga-desplazamiento puede permanecer prácticamente lineal hasta la falla [Figura 3.3(b), Línea 2].

En el momento de instalar los anclajes de expansión de torque controlado la fuerza de expansión es más pequeña que la de los anclajes tipo "drop-in" y, por lo tanto, a igual carga los desplazamientos son mayores. Si la carga externa es mayor que la fuerza de precarga generada en el bulón por la aplicación de torque durante la instalación, el cono separador es tirado aún más hacia el interior la camisa con lo cual aumenta el desplazamiento. Al llegar a la falla las deformaciones son

mucho mayores que en el caso de un anclaje tipo "drop-in" comparable [Figura 3.3(b)].

Los anclajes autoperforantes muestran mayores desplazamientos en el rango de carga total que los anclajes de expansión de torque controlado y que los anclajes tipo "drop-in" [Figura 3.3(b)]. Esto se debe a que la transferencia de carga se realiza principalmente por trabazón mecánica, lo cual provoca una elevada presión y grandes deformaciones en el hormigón.

Los desplazamientos de los anclajes rebajados dependen fundamentalmente del área de apoyo (área de la muesca rebajada) y del torque de instalación. En consecuencia, es dable anticipar deformaciones relativamente grandes en algunos anclajes mientras que otros evidenciarán comportamiento elástico aún muy por encima de la carga de servicio [Figura 3.3(a)].

Los anclajes adhesivos exhiben comportamiento elástico prácticamente hasta la carga máxima [Figura 3.3(c)]. Aunque las curvas carga-desplazamiento de los anclajes adhesivos muestran coeficientes de variación relativamente bajos en comparación con los anclajes de expansión de torque controlado y los anclajes tipo "drop-in," las resistencias por adherencia varían considerablemente dependiendo de la mezcla de componentes adhesivos y el procedimiento de instalación utilizados.

Bajo cargas de trabajo todas las categorías de anclajes se deberían comportar elásticamente, con poco desplazamiento adicional después de su instalación. Sin embargo, bajo cargas últimas es deseable que el

comportamiento sea plástico y, en el caso de cargas cíclicas, que haya apenas una degradación limitada de la resistencia. Las Figuras 3.3(a) a (c) muestran que la relación carga-desplazamiento real de los anclajes de expansión, rebajados, adhesivos y con cabeza actualmente disponibles difieren un poco de este comportamiento plástico.

Debido a la fluencia lenta del hormigón en el área de transferencia de carga altamente solicitada (área de apoyo en el caso de los anclajes con cabeza o rebajados; área de contacto en el caso de los anclajes de expansión; área adherida en el caso de anclajes adhesivos o cementados), bajo cargas sostenidas los desplazamientos aumentarán en función del tiempo.

A modo de ejemplo en la Figura 3.4 (ver Seghezzi y Vollmer, 1982) se grafican los desplazamientos de un anclaje de expansión de torque controlado cargado con un esfuerzo de tracción constante correspondiente a aproximadamente 70 por ciento de la resistencia estática última en función de la duración de la carga en escala doble logarítmica. Se puede observar que la velocidad de los desplazamientos (tangente a la curva desplazamiento-tiempo) disminuye a medida que aumenta el tiempo y, por lo tanto, los desplazamientos tienden a un valor límite final. El aumento de los desplazamientos es menor cuando las cargas sostenidas son de menor magnitud. Si se incrementa la carga después de un ensayo de carga sostenida, la curva de desplazamientos tiene una pendiente bastante pronunciada hasta llegar a la envolvente estática que sigue luego. La carga de falla y el desplazamiento bajo carga máxima no se ven afectados negativamente por una carga sostenida previa menor que aproximadamente 70 a 80 por ciento de la carga de falla estática.

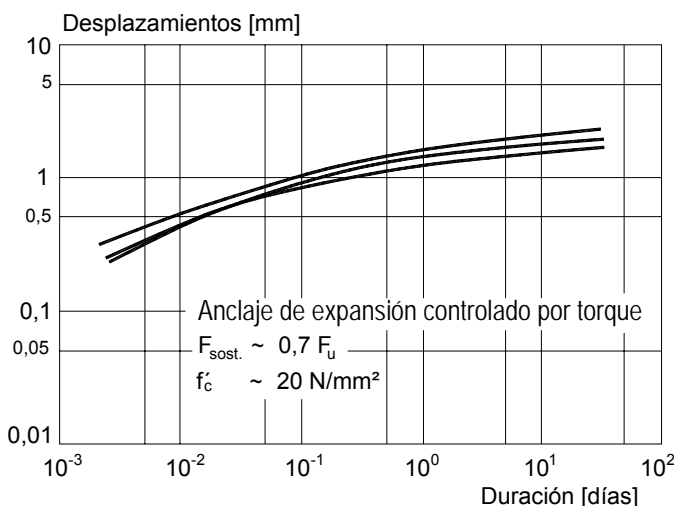


Figura 3.4 – Aumento de los desplazamientos bajo carga sostenida

En principio, el mismo comportamiento es válido para cargas cíclicas para hasta 1×10^6 repeticiones de la carga y una carga superior (estando la carga cíclica comprendida entre un valor superior y un valor inferior, ambos de tracción) menor que alrededor de 50 por ciento de la carga de falla estática (siempre que el bulón no falle por fatiga). Si la carga superior es más elevada los desplazamientos pueden aumentar significativamente y se podría producir una falla del hormigón por fatiga (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988).

Las cargas sostenidas y cíclicas que están comprendidas en el rango de las cargas de trabajo tienen la misma influencia sobre los desplazamientos y cargas últimas de los anclajes con cabeza que en el caso de los anclajes de expansión y rebajados.

3.2.2 Relajación – Si se precarga un anclaje con cabeza, con el tiempo la fuerza inicial inducida en el anclaje disminuye debido a la fluencia lenta del hormigón altamente solicitado debajo de la cabeza del anclaje. El valor final del esfuerzo de tracción en el anclaje depende fundamentalmente del valor de las tensiones de apoyo debajo de la cabeza, la deformación del hormigón y la profundidad de anclaje. Típicamente el valor de este esfuerzo final tenderá a 40 a 80 por ciento de la precarga inicial (40 por ciento para los anclajes cortos, 80 por ciento para los anclajes largos).

Los anclajes de expansión de torque controlado generalmente se precargan ajustando la tuerca durante su instalación. Esta precarga es fundamental para lograr que estos anclajes se comporten satisfactoriamente. En una instalación típica, a medida que al anclaje se le aplica la precarga, en el hormigón que rodea las cuñas embebidas o dispositivos de expansión se generan elevadas tensiones localizadas. La fluencia lenta del hormigón bajo estas elevadas tensiones provoca un ligero movimiento del anclaje embebido y a la vez una reducción de la carga en el bulón. La Figura 3.5 muestra un típico ensayo de relajación de la carga (Burdette, Perry y Funk, 1987). En esta figura se ha graficado la precarga en función del tiempo. La forma de la curva es básicamente la misma para todos los anclajes (incluyendo los anclajes con cabeza). Se observa una caída exponencial de la carga inmediatamente después de suspender la aplicación de la carga, seguida por una disminución gradual de la carga durante un período de tiempo indefinido. Se estima que la precarga final será de aproximadamente 40 a 60 por ciento del valor inicial. Esto ha sido confirmado por otros ensayos (Seghezzi y Vollmer, 1982; Wagner-Grey, 1976). Luego de aplicar torque nuevamente a los anclajes el proceso de relajación de la carga comienza nuevamente, pero el valor final de

la precarga aumenta (Figura 3.6). Aplicar torque nuevamente, aún poco tiempo después de instalar el anclaje, puede ser una medida efectiva (Wagner-Grey, 1976).

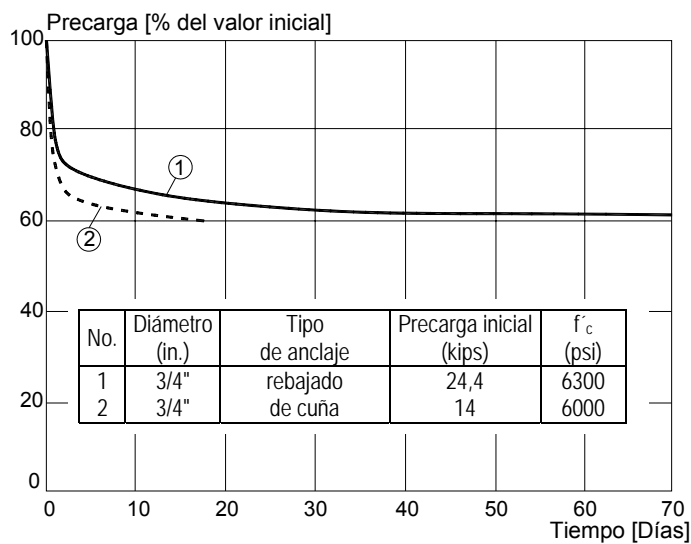


Figura 3.5 – Reducción de la precarga en función del tiempo (Burdette, Perry y Funk, 1987)

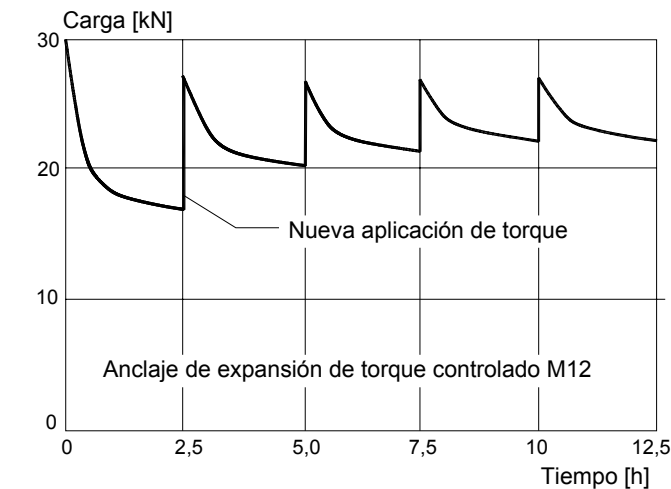


Figura 3.6 – Influencia de las nuevas aplicaciones de torque sobre el valor final de la precarga (Seghezzi y Vollmer, 1982)

Los anclajes químicos generalmente se precargan aplicando un torque predefinido. Debido a las elevadas tensiones en el adhesivo, el esfuerzo de precarga del anclaje disminuye más rápidamente y el valor final es menor que en el caso de los anclajes de expansión de torque controlado y los anclajes con cabeza.

La relajación a largo plazo y la fluencia lenta han sido objeto de diferentes estudios. Cuatro anclajes con poliéster de diámetro M16 ensayados para cargas de 25,

30, 38 y 40 kN (6; 7; 8,5 y 9 kips) evidenciaron desplazamientos aún en aumento luego de cinco años, pero comprendidos entre 0,090 y 0,140 mm (0,0036 a 0,0056 in.) (Elfgren, Anneling, Eriksson y Granlund, 1988). También se realizaron ensayos de fluencia lenta sobre 26 anclajes M16 durante 3 años bajo diferentes cargas y condiciones ambientales. Para cargas de trabajo admisibles de 15 kN (3,4 kips) los anclajes ensayados en interiores mostraron poca fluencia lenta [0,10 a 0,40 mm (0,004 a 0,016 in.)]. Sin embargo, los anclajes ensayados al aire libre evidenciaron fluencia lenta en aumento continuo. Aquellos ensayados en interiores a 30 y 45 kN (7 y 10 kips) también mostraron fluencia lenta en aumento continuo. Un ensayo de 4 meses de duración sobre anclajes con epoxi dio por resultado una fluencia lenta menor que 0,009 in. (0,2 mm) (Wiewel, 1989).

El *U.S. Army Corps of Engineers* llevó a cabo ensayos de fluencia lenta sobre anclajes cementados con poliéster y epoxi, solicitándolos al 60 por ciento de la tensión de fluencia del acero de los anclajes durante 6 meses. Las muestras cementadas con mortero de cemento y epoxi exhibieron poco resbalamiento – 0,0013 a 0,0008 in. (0,03 a 0,02 mm), mientras que los anclajes cementados con poliéster tuvieron aproximadamente 30 veces más movimiento – 0,008 a 0,024 in. (0,2 a 0,6 mm) (Best, Floyd y McDonald, 1989).

3.2.3 Resistencia última en tracción

3.2.3.1 Falla del acero – La resistencia del acero de los anclajes controla la falla si la longitud embebida del anclaje es suficiente para excluir las fallas del hormigón y si las fuerzas de expansión son suficientemente elevadas (anclajes de expansión) o si la superficie de apoyo es suficientemente grande (anclajes con cabeza y rebajados) para excluir las fallas por resbalamiento del anclaje. El modo de falla [Figura 3.2(a)] consiste en la rotura del acero del anclaje, dependiendo la ductilidad del tipo de acero del anclaje y de la longitud embebida. La resistencia última se puede determinar mediante la Ecuación 3.1:

$$F_u = A_s \times f_{ut} , lb \tag{3.1}$$

donde:

- A_s = área bajo tensión de tracción, in.²
- f_{ut} = resistencia última a la tracción del acero, psi

Dadas las propiedades del material y las dimensiones de los anclajes, este caso define el límite superior para la capacidad de carga de tracción.

La Figura 3.7 muestra una comparación entre las cargas de falla de bulones con cabeza medidas en

ensayos y los valores anticipados por la Ecuación 3.1. Debido a que la carga de falla teórica se calculó utilizando la resistencia nominal del acero, las relaciones entre la capacidad de tracción real y la capacidad de tracción anticipada son mayores que uno.

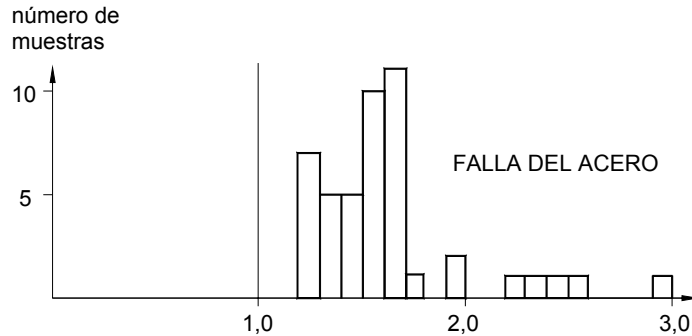


Figura 3.7 – Relación entre la capacidad de tracción real y la anticipada utilizando la Ecuación (3.1) para la falla del acero (Klingner y Mendonca, 1982)

3.2.3.2 Falla de un cono de hormigón – Cuando la longitud embebida de un anclaje o grupo de anclajes es insuficiente para desarrollar la resistencia a la tracción del acero de los anclajes, el modo de falla principal es una falla por arrancamiento del hormigón en forma de cono [ver Figura 3.2(d)]. Cuando la separación de los anclajes o la ubicación de un borde [Figura 3.2(e)] interfiere con el desarrollo de la totalidad de la resistencia al desprendimiento del hormigón de un anclaje traccionado (falla de un cono de hormigón) su capacidad se verá reducida.

El ángulo del cono de falla, medido a partir del eje del anclaje, varía a lo largo de la superficie de falla y muestra una dispersión considerable. En el Apéndice B de la norma ACI 349 (Comité ACI 349, 1985) se asume que el ángulo del cono de falla de los anclajes con cabeza y de expansión es de 45°. De acuerdo con Cannon,* en el caso de los anclajes de expansión el ángulo varía entre alrededor de 60° para longitudes embebidas cortas ($l_d \leq 2$ in.) y 45° para $l_d \geq 6$ in. De acuerdo con Rehm, Eligehausen y Malee, 1988, el ángulo varía entre aproximadamente 50° y 60° (valor medio = 55°) y tiende a disminuir a medida que aumenta la longitud embebida.

Para describir el comportamiento de los pernos con cabeza, anclajes de expansión y anclajes rebajados se desarrollaron las siguientes fórmulas.

El Apéndice B de la norma ACI 349 limita la capacidad de tracción para la falla de un cono de hormigón en un anclaje o grupo de anclajes a una tensión uniforme de $4\phi\sqrt{f'_c}$ (psi) sobre la superficie del cono de tensiones de los anclajes.

$$F_u = 4\phi(\sqrt{f'_c})A, \text{ lb} \quad (3.2)$$

ϕ = factor de reducción de la resistencia

= 0,85 para hormigón no fisurado

= 0,65 en zonas de potencial fisuración

A = sumatoria de las áreas proyectadas de los conos de tensiones individuales menos las áreas de superposición y de cualquier área o áreas excluidas por bordes que se intersecan (in.²)

Nota: Se incluyen otras reducciones en base al espesor relativo del elemento con respecto a la longitud embebida y el área de las cabezas de los anclajes fabricados (ver Figura 3.8).

La Figura 3.9 muestra el diagrama de frecuencias de la relación entre la capacidad de tracción real y la capacidad anticipada correspondiente a anclajes con cabeza. La capacidad teórica se calculó de acuerdo con la Ecuación (3.2). Estos ensayos fueron descritos por Klingner y Mendonca (1982a) y evaluados por Cannon.* Se ensayaron anclajes individuales con distancias a los bordes grandes y pequeñas y también grupos de anclajes. En todos los ensayos se produjo una falla de un cono de hormigón.

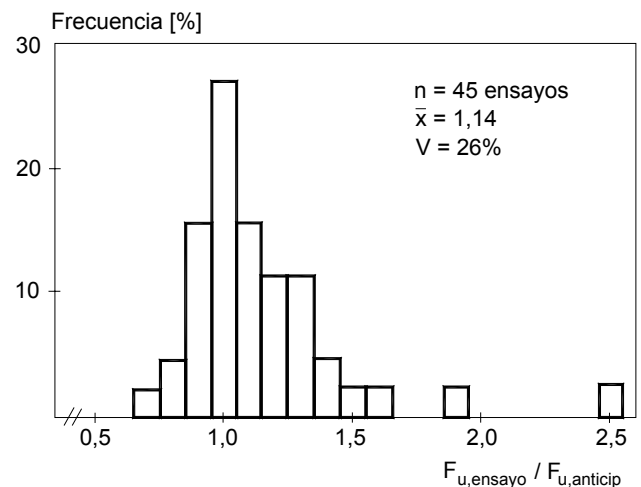


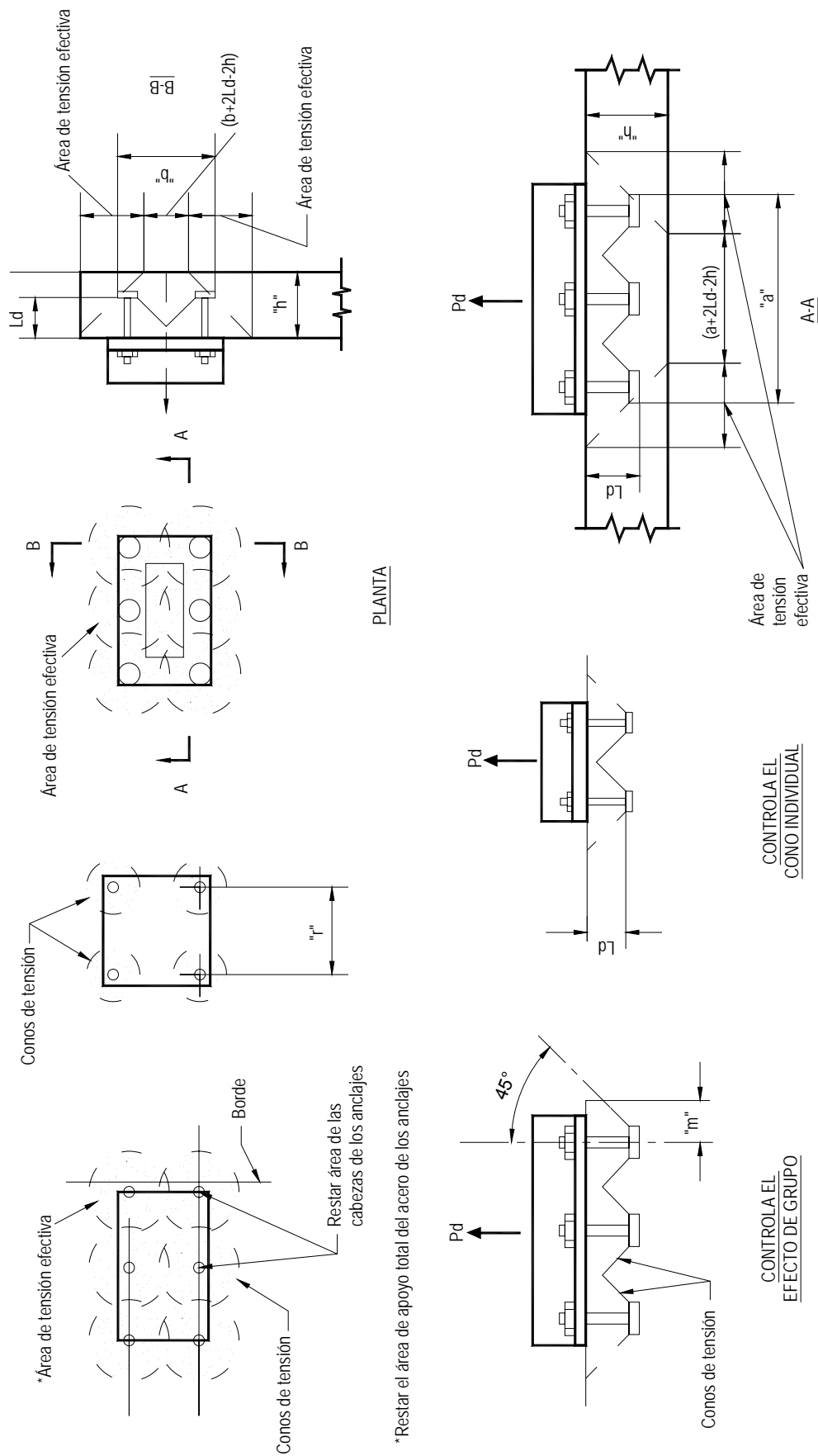
Figura 3.9 – Relación entre la capacidad de tracción real y la anticipada de acuerdo con la Ecuación (3.2) para a anclajes con cabeza (Cannon, 1984**)

* Cannon, Robert W., correspondencia al Comité ACI 355, Nov. 1986.
Cannon, Robert W., correspondencia al Comité ACI 355, Set. 1988.

Esta correspondencia está archivada en las oficinas centrales de ACI y se puede adquirir simplemente abonando los costos de reproducción y envío en el momento de solicitarla.

* Cannon, correspondencia privada, 1988, citada previamente.

** Cannon, Robert W., Carta a ACI 355, "Comparison of Testing Edge Conditions and Anchor Spacing with Predictions." Dic. 1984



A) Área de tensión efectiva para arrancamiento del anclaje

B) Reducción del área de tensión para profundidad limitada A

Figura 3.8 – Método para determinar las áreas de tensión efectiva (ACI 349)

Si un anclaje se instala demasiado cerca de un borde el anclaje fallará antes que se desarrolle la resistencia al arrancamiento de un cono de hormigón. Por lo tanto, para los anclajes con cabeza, la norma ACI 349 requiere que la distancia mínima al borde m desde el centro del anclaje sea suficiente para impedir la falla de un cono lateral. En el Comentario de la norma ACI 349 se sugiere utilizar la siguiente ecuación para determinar este valor mínimo:

$$m = D \sqrt{\frac{F_{ut}}{73 \sqrt{f'_c}}}, \text{ in.} \quad (3.3)$$

donde:

D = diámetro del anclaje, in.

F_{ut} = resistencia última a la tracción del anclaje, psi

f'_c = resistencia a la compresión del hormigón, psi

Si no se puede satisfacer este requisito se debería disponer armadura en forma de estribos o zunchos.

Cannon⁺ halló que para longitudes embebidas menores que 6 in. la norma ACI 349 se vuelve cada vez más conservadora a medida que disminuye la longitud embebida. Propuso una modificación a la Ecuación (3.3) para lograr un mejor ajuste con los datos de ensayos. Para longitudes embebidas menores que 6 in. esta modificación incrementaría el ángulo del cono de falla, medido a partir del eje del anclaje.

$$\text{Para } l_d < 3 \text{ in. : } \alpha = 62 - 1,1 (l_d)^2, \text{ deg} \quad (3.4)$$

$$\text{Para } l_d \geq 3 \text{ in. pero } < 6 \text{ in. : } \alpha = 45 + 0,79(6 - l_d), \text{ deg} \quad (3.5)$$

Con respecto a la distancia mínima al borde, Cannon informó los resultados de ensayos que indicaban una relación directa entre la carga del anclaje y la falla de un cono lateral de hormigón. ^{**} Sugirió utilizar la Ecuación (3.6) en lugar de la Ecuación (3.3), ya que su límite inferior es más correcto para la distancia al borde de los anclajes con cabeza:

$$m = F_{ut} \sqrt{\frac{3500}{f'_c}} \frac{1}{10}, \text{ in.} \quad (3.6)$$

F_{ut} = resistencia a la tracción del bulón de anclaje especificada por ASTM, kips

La carga de falla promedio para la falla de un cono de hormigón lateral (estallido) está dada como:

$$F_u = 15 m \sqrt{\frac{f'_c}{3500}}, \text{ kips} \quad (3.7)$$

donde

m = distancia al borde real, in.

Para los anclajes de expansión y rebajados, Eligehausen, Fuchs y Mayer (1987 y 1988) desarrollaron la Ecuación (3.8a) a partir de una serie de 287 ensayos sobre anclajes individuales con grandes distancias a los bordes que evidenciaron la falla de un cono de hormigón

$$F_u = 15 l_d^{1,5} \sqrt{f'_c}, \text{ N} \quad (3.8a)$$

donde:

F_u = carga última promedio, N

l_d = profundidad embebida (ver Figura 3.10), mm

f'_c = resistencia media a la compresión de probetas de hormigón cilíndricas (6 x 12 in.) en el momento del ensayo, N/mm²

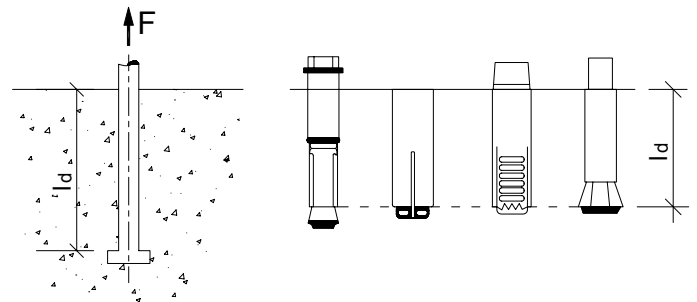


Figura 3.10 – Ilustración de la profundidad embebida tal como se utiliza en las Ecuaciones (3.8a) y (3.8b)

Los resultados de 196 ensayos adicionales realizados sobre pernos con cabeza indicaron una relación similar (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988).

$$F_u = 17 l_d^{1,5} \sqrt{f'_c}, \text{ N} \quad (3.8b)$$

En la ecuación original la resistencia del hormigón se medía en probetas con forma de cubo con lados de 200

⁺ Cannon, correspondencia privada, 1986, citada previamente.

^{**} Cannon, Robert W., Carta a ACI 355, "Comparison of Testing Edge Conditions and Anchor Spacing with Predictions." Dic. 1984

mm (8 in.) de longitud. Las Ecuaciones (3.8a) y (3.8b) suponen f'_c (probetas cilíndricas) = $0,82f'_{cc}$ (probetas en forma de cubo).

Se ensayaron pernos de expansión, rebajados y con cabeza con profundidades de anclaje comprendidas entre 40 y 525 mm (1-9/16 a 20-1/2 in.) y resistencias del hormigón $f'_c = 20$ a 50 N/mm^2 (2900 a 7150 psi). La Figura 3.11 muestra un histograma de la relación entre la carga de falla medida y la carga de falla anticipada.

Las cargas de falla promedio dadas por la Ecuación (3.8) sólo se pueden obtener si las distancias entre los anclajes son lo suficientemente grandes como para que los conos de hormigón no se superpongan. Suponiendo para el cono de falla un ángulo $\alpha \approx 55^\circ$ la distancia crítica es aproximadamente tres veces la profundidad embebida. La carga de falla de un sistema de conexión formado por dos anclajes resulta ser:

$$F_{u2} = \chi_a \times F_{ul} \quad (3.9)$$

donde:

F_{ul} = carga de falla última de un anclaje individual, de la Ecuación (3.8)

$$\chi_a = 1 + a/a_{crit} \leq 2 \quad (3.10)$$

donde:

a = distancia entre los centros de los anclajes

a_{crit} = distancia crítica entre los centros de los anclajes
= $3l_d$, siendo l_d la profundidad embebida

La Ecuación (3.9) lleva al método χ para calcular la capacidad última de sistemas de sujeción con múltiples anclajes. Para calcular la carga última de anclajes cuádruples se pueden desarrollar separadamente los factores χ_a para ambas direcciones y luego se los puede combinar en forma de producto de la siguiente manera:

$$F_{u4} = \chi_{a1} \times \chi_{a2} \times F_{ul} \quad (3.11)$$

$$\chi_{ai} = 1 + a_i/a_{crit} \leq 2 \quad (3.12)$$

donde:

a_i = separación en la dirección i

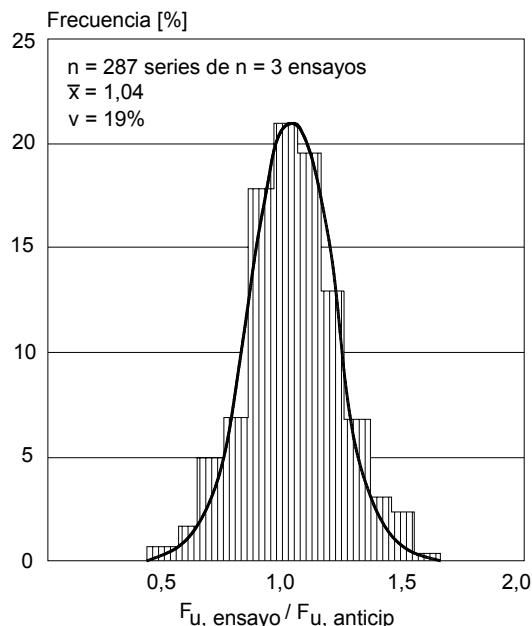


Figura 3.11(a) – Relación entre la capacidad de tracción real y la anticipada para la falla de un cono de hormigón en anclajes individuales de expansión y rebajados alejados de los bordes de acuerdo con la Ecuación (3.8a) (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988; Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987 y 1988)

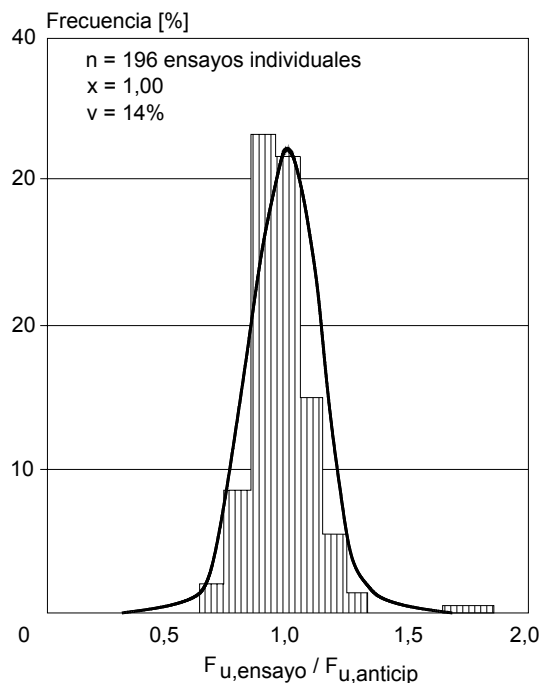


Figura 3.11(b) – Relación entre la capacidad de tracción real y la anticipada para la falla de un cono de hormigón en anclajes individuales con cabeza alejados de los bordes de acuerdo con la Ecuación (3.8b) (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988)

La Figura 3.12 muestra la capacidad de anclajes cuádruples para el caso de pernos con cabeza, anclajes de expansión y anclajes rebajados en función de la relación entre la separación de los anclajes y la profundidad embebida medida de acuerdo con ensayos y calculada de acuerdo con la Ecuación (3.11).

El uso de las Ecuaciones (3.9) y (3.11) también se puede extender al caso de anclajes múltiples con cualquier número de anclajes y cualquier separación, estableciendo el valor de a_i como la distancia a_{tot} entre los anclajes exteriores y limitando el valor de $\chi_a \leq n$, siendo n el número de anclajes en una dirección. Esto siempre que las separaciones entre los anclajes individuales sean menores que $a_{crit} = (3 l_d)$ y que la placa de anclaje sea suficientemente rígida para asegurar una distribución uniforme de los esfuerzos de tracción a todos los anclajes (ver Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988). El método χ también se puede modificar para tomar en cuenta las excentricidades de las cargas (Riemann, 1985),

La Figura 3.13 ilustra la relación entre la capacidad de tracción real y la capacidad de tracción anticipada de grupos de pernos con cabeza. En los ensayos realizados el número de anclajes varió entre 4 y 36, la separación

entre los anclajes exteriores entre 100 y 875 mm y la separación de los anclajes individuales entre $(0,54 l_d)$ y $(2,2 l_d)$. Los grupos se cargaron aplicando una carga de tracción concéntrica que se distribuyó uniformemente a todos los anclajes.

La Ecuación (3.13) toma en cuenta la influencia de distancias a los bordes, a_m , menores que la distancia crítica:

$$F_{u,m} = \chi_{am} \cdot F_u \quad (3.13)$$

donde:

$$\chi_{am} = 0,3 + 0,7 \cdot a_m / a_{m,crit} \leq 1 \quad (3.14)$$

$$a_{m,crit} = \text{distancia crítica desde el borde libre} \\ = 1,5 l_d$$

$$l_d = \text{longitud embebida real}$$

$$F_u = \text{carga de falla última de un anclaje individual, de la Ecuación (3.8)}$$

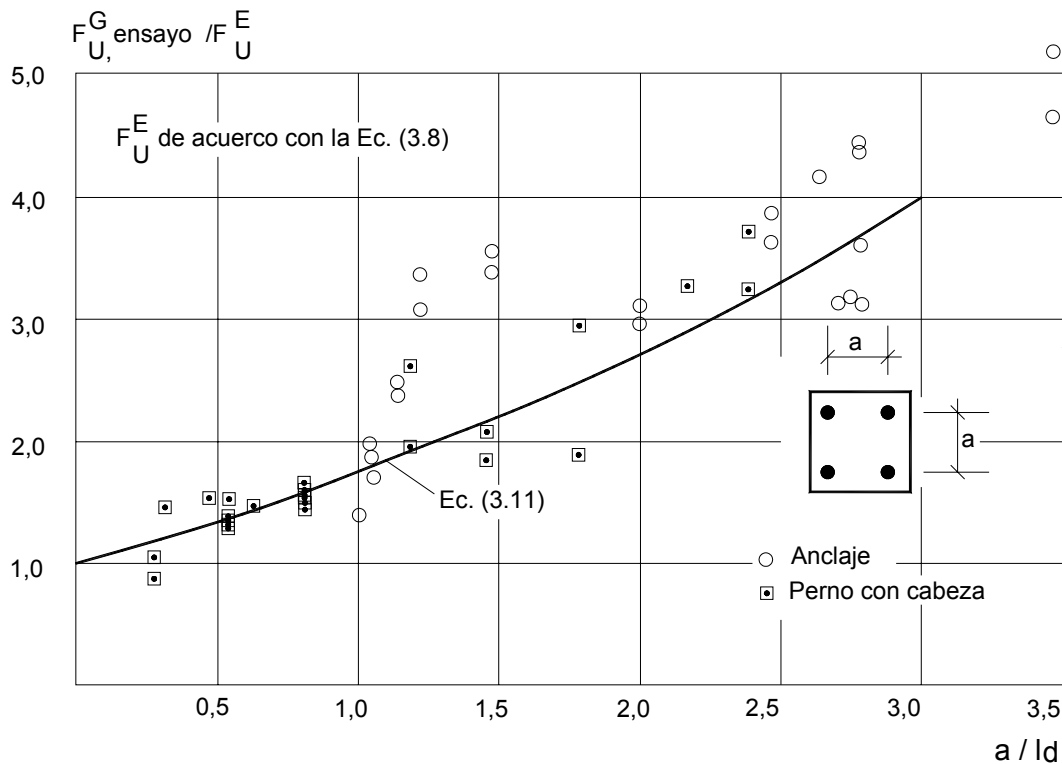


Figura 3.12 – Relación entre la carga de falla real de un grupo de anclajes y el valor anticipado para un anclaje individual en función de la relación entre la separación de los anclajes y la profundidad embebida (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988)

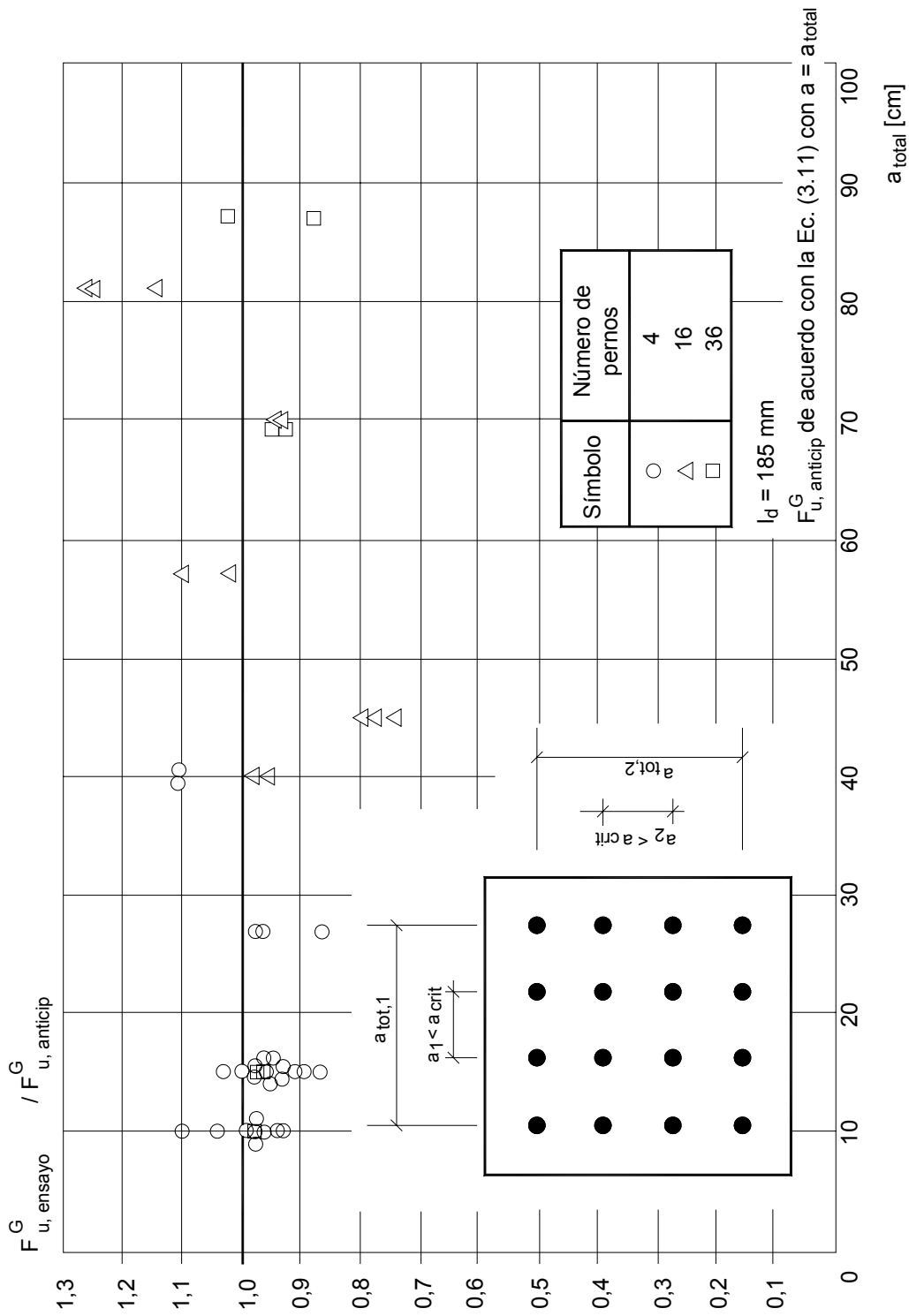


Figura 3.13 – Relación entre la capacidad de tracción real y la anticipada para grupos de anclajes con cabeza en función de la separación de los anclajes exteriores (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988)

La Figura 3.14 muestra una comparación entre los resultados de ensayos con los valores teóricos de acuerdo con la Ecuación (3.13). Sin embargo, se debe observar que en el caso de los bulones con cabeza las distancias mínimas al borde libre son necesarias para permitir la correcta colocación del hormigón y evitar que el hormigón se descascare de forma localizada. En el caso de los anclajes de expansión y rebajados las distancias mínimas a los borde son necesarias para evitar que el hormigón sufra hendeduras durante la instalación y expansión de los anclajes.

Si los anclajes están ubicados en una esquina [ver la Figura 3.15(b₃)] los factores χ_{am} se calculan separadamente para cada dirección y luego los dos factores χ se multiplican.

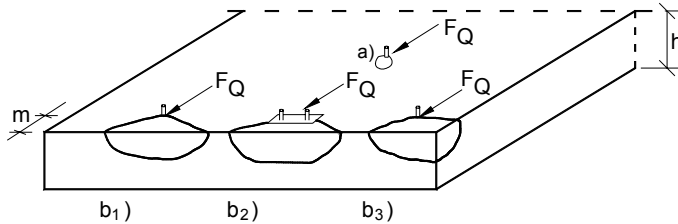


Figura 3.15 – Modos de falla típicos de los anclajes cargados en corte (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988)

Luego de evaluar datos obtenidos de 106 ensayos realizados sobre pernos con cabeza, Bode y Roik (1987) desarrollaron la Ecuación (3.15).

$$F_u = 12 l_d^{3/2} (1 + d_h / l_d) \sqrt{f'_c}, N \quad (3.15)$$

donde:

F_u = carga de falla promedio, N

l_d = longitud embebida, mm

d_h = diámetro de la cabeza, mm

f'_c = resistencia del hormigón en el momento del ensayo (probetas cilíndricas), N/mm²

La Figura 3.16 compara las cargas de falla medidas para pernos con cabeza con los valores obtenidos de acuerdo con la Ecuación (3.15).

Bode y Roik (1987) asumen que la separación crítica entre los centros de anclajes con cabeza vecinos es igual a:

$$a_{crit} = 4 l_d \quad (3.16)$$

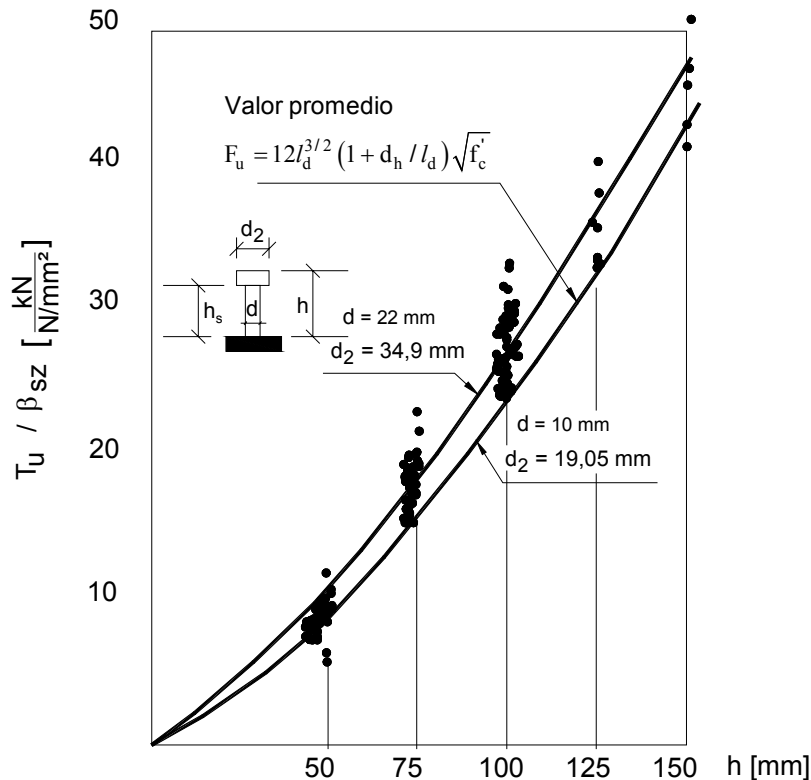


Figura 3.16 – Comparación de las cargas de falla medidas con las calculadas mediante la Ec. 3.15 (β_{sz} = resistencia a la tracción por compresión diametral del hormigón) (Bode y Roik, 1987)

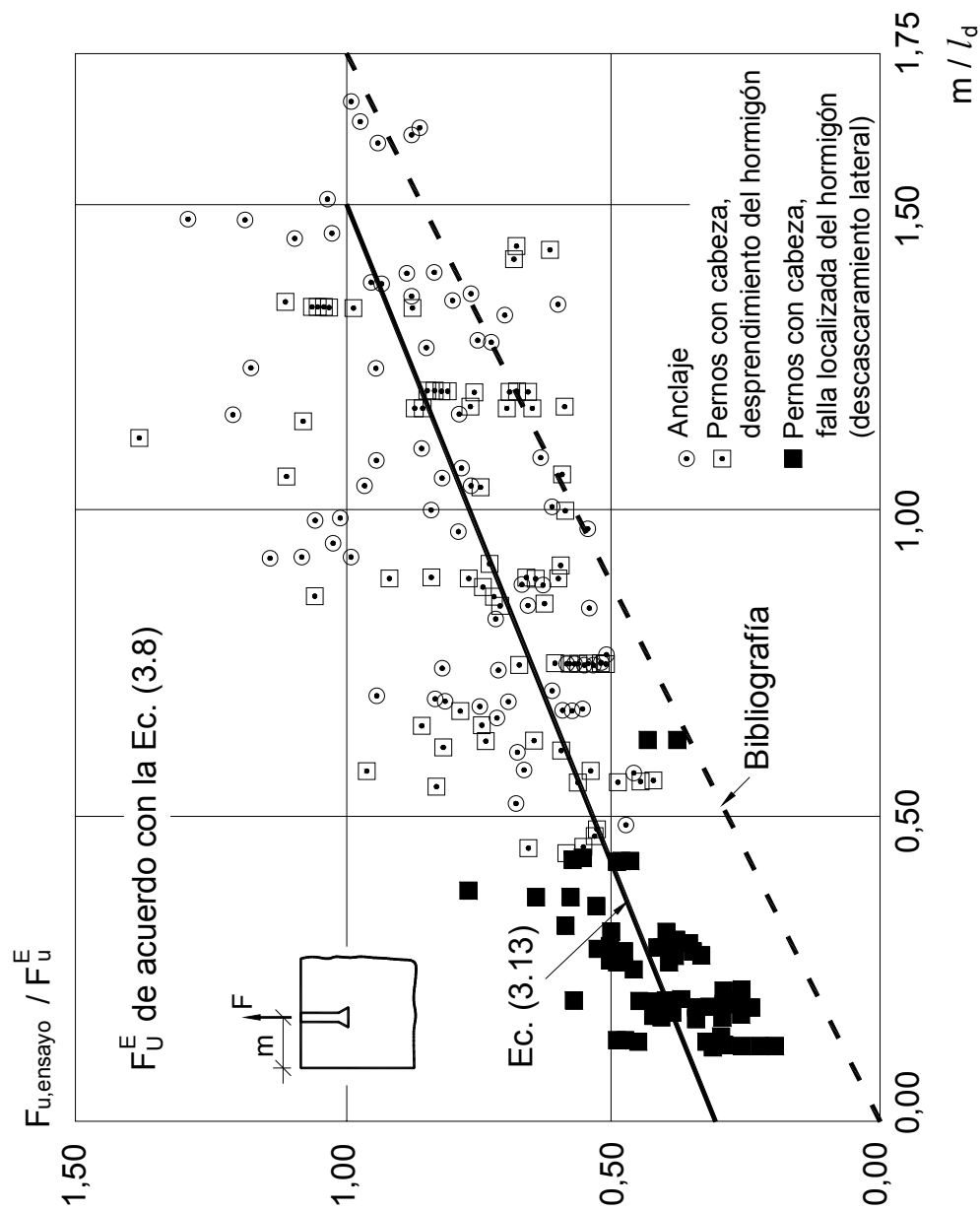


Figura 3.14 – Relación entre la carga de falla real de un anclaje individual próximo a un borde y el valor anticipado para un anclaje con una distancia al borde importante (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988)

Con respecto a la influencia de los bordes libres (ver la Figura 3.15) ellos consideran que, en el caso de un solo borde libre, la distancia crítica más allá de la cual no hay influencia significativa sobre la carga de falla es igual a:

$$a_{\text{crit},1} \approx 1,2 l_d \quad (3.17)$$

y en el caso de dos o más bordes libres:

$$a_{\text{crit},2} \approx 2 l_d \quad (3.18)$$

Ellos hallaron que, si las distancias entre el centro de un perno con cabeza y el borde o los bordes libres son menores que la distancia crítica de acuerdo con las Ecuaciones (3.17) y (3.18), con la hipótesis de la disminución lineal de la carga de falla última en función de la relación distancia real/distancia crítica se obtiene un límite inferior para sus resultados de ensayo, de manera similar a la ilustrada en la Figura 3.14.

Braestrup, Nielson, Jense y Bach (1976) dan la carga de falla anticipada como:

$$F_u = 0,21 \times l_d^2 (1 + d_h / l_d) f'_c, N \quad (3.19)$$

La Ecuación (3.19) se dedujo aplicando la teoría de la plasticidad al caso de pernos con cabeza embebidos en hormigón. Se asume que la carga de falla es proporcional a la resistencia a la compresión del hormigón.

3.2.3.3 Arrancamiento (resbalamiento) del anclaje

– La falla por resbalamiento de los anclajes de expansión [Figura 3.2(b)] ocurre cuando la fuerza de expansión es demasiado pequeña para desarrollar ya sea la resistencia del acero del anclaje o una falla por corte en forma de cono de hormigón. Este es un modo de falla típico de los anclajes de cuñas con profundidades embebidas moderadas a profundas en hormigón de baja resistencia, caso en el cual el aplastamiento del hormigón en las cuñas permite que el bulón sea "arrancado." La causa también puede ser una perforación sobredimensionada. En los hormigones de baja resistencia también puede haber una falla por resbalamiento del anclaje debido a la deformación de la pared de la perforación.

Los ensayos realizados por Hanks (1973) sobre anclajes de expansión tipo pernos de cuñas demostraron claramente que el principal modo de falla en los ensayos de anclajes individuales (condiciones de borde no restringidas) fue la falla de un cono de hormigón o el resbalamiento del anclaje, dependiendo de la profundidad del anclaje para un tamaño dado. Solamente 10 de los 464 ensayos de tracción realizados indicaron fisuración

asociada con la falla de un cono. La línea de demarcación entre la falla de un cono por corte y la falla por resbalamiento era aproximadamente igual a seis diámetros de los bulones. Si la calidad de la mano de obra es pobre (por ejemplo, perforaciones de tamaño excesivo) pueden ocurrir fallas por resbalamiento para profundidades embebidas mucho menores que $l_d = 6D$.

Las fallas por resbalamiento también pueden ocurrir en los anclajes cementados y adhesivos cuya profundidad embebida es insuficiente para desarrollar la resistencia del acero del anclaje o para provocar la falla de un cono de hormigón.

Los anclajes de cuñas de torque controlado que fallan por resbalamiento por lo general fallan por resbalamiento del cono de expansión más allá de las cuñas. Este modo de falla también se puede presentar en los anclajes con camisa. Sin embargo, en algunos casos los anclajes pueden fallar por arrancamiento de todo el anclaje (incluyendo la camisa de expansión). Los anclajes de expansión de torque controlado también pueden resbalar hasta una profundidad crítica y luego fallar el hormigón. Los anclajes de expansión de deformación controlada (por ejemplo los anclajes tipo "drop-in") tienen una expansión fija y pueden resbalar hasta una profundidad crítica y luego fallar el hormigón.

La carga de falla por resbalamiento depende del coeficiente de fricción entre las superficies de resbalamiento y de la fuerza de expansión en el momento de la falla, la cual es función de la fuerza de expansión crítica que produce la falla, y de la deformabilidad del hormigón, la cual varía con la profundidad del orificio y las propiedades del hormigón. Todos estos factores pueden variar según el tipo de anclaje, el fabricante y el procedimiento de instalación. La fuerza de expansión – y consecuentemente la carga de resbalamiento de los anclajes tipo "drop-in" – disminuye significativamente a medida que aumenta el diámetro de la perforación con respecto al diámetro del anclaje.

Teóricamente la carga de falla por resbalamiento F_u se podría calcular usando la Ecuación (3.20):

$$F_u = \mu S \quad (3.20)$$

donde:

μ = coeficiente de fricción

S = fuerza de expansión

El coeficiente de fricción depende fundamentalmente de la rugosidad y del grado de limpieza de la perforación y la superficie de la camisa de expansión o cuña, como así también de la presión de expansión. De acuerdo con

Wagner-Grey (1976), para los anclajes de expansión de torque controlado el factor μ está comprendido entre 0,2 y 0,3; para los anclajes tipo "drop-in" μ es aproximadamente igual a 0,35. La dificultad que presenta la aplicación de la Ecuación (3.20) poder estimar correctamente la fuerza de expansión, ya que hacerlo involucra una mecánica compleja. Por este motivo los profesionales confían en los datos obtenidos de ensayos. No obstante, Wagner-Grey (1976) presenta ecuaciones para estimar esta fuerza expansión.

Debido a la gran variabilidad de las fuerzas de expansión y los coeficientes de fricción, la Ecuación (3.20) permite obtener apenas una estimación aproximada de la carga de arrancamiento (ver Eligehausen y Pusill-Wachtsmuth, 1982). Por otra parte, para las aplicaciones importantes siempre es aconsejable ensayar los anclajes de expansión (anclajes que típicamente fallan por resbalamiento para longitudes embebidas especificadas) que se han de instalar en para confirmar sus características de resbalamiento.

Para las fallas por arrancamiento de los anclajes químicos es crítica la adherencia entre la pared de la perforación y el hormigón (ver Sell, 1973). Suponiendo una distribución uniforme de la tensión de adherencia a lo largo de toda la longitud de anclaje, la resistencia por adherencia es del orden de 1300 psi (9 MPa), con un coeficiente de variación de 10 a 15 por ciento en el caso de los anclajes químicos con poliéster y viniléster. Este valor corresponde a un hormigón con una resistencia de 3000 psi (21 MPa) y una longitud embebida aproximadamente igual a nueve diámetros del anclaje. La resistencia por adherencia aumenta aproximadamente en función de la raíz cuadrada de la resistencia del hormigón.

La capacidad contra el arrancamiento de los anclajes químicos aumenta a medida que aumenta la longitud embebida. Sin embargo, después de alrededor de nueve diámetros del anclaje este aumento no es proporcional a la longitud embebida. Esto se debe a que el efecto de alta adherencia provoca una elevada transferencia de carga al hormigón en la parte superior del anclaje. La tensión de adherencia deja de ser uniforme y, si la carga de tracción es suficientemente elevada, la falla comienza con una falla del hormigón en la parte superior del hormigón y luego falla la adherencia en el resto de la longitud embebida.

En el caso de los anclajes con cabeza se producirá una falla localizada delante de la cabeza cuando la presión sobre el hormigón sea mayor que alrededor de $12f_c$ a $15f_c$ (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988). Este tipo de falla es algo similar a la falla por arrancamiento.

3.2.3.4 Falla por hendimiento del hormigón – Este modo de falla sólo ocurrirá si las dimensiones del hormigón son demasiado pequeñas, si los anclajes están ubicados demasiado cerca de un borde o demasiado cerca de otros anclajes [Figura 3.2(c)], o si las fuerzas de expansión son demasiado elevadas. Generalmente la carga de falla es menor que la carga de falla de un cono de hormigón.

Los anclajes de expansión de torque controlado y los anclajes de deformación controlada (por ejemplo los anclajes tipo "drop-in" y los anclajes autoperforantes) son los tipos de anclaje más propensos a experimentar fallas por hendimiento debido a la elevada presión lateral requerida para resistir el resbalamiento por fricción sobre las cuñas de acero. Los anclajes de expansión de deformación controlada generan fuerzas de expansión más elevadas y requieren distancias a los bordes mayores que los anclajes de expansión de torque controlado y los anclajes rebajados.

Pusill-Wachtsmuth (1982) evaluó la capacidad de los anclajes de expansión que fallan por hendimiento del hormigón en base a consideraciones teóricas. Asumió que se producía hendimiento cuando las tensiones de tracción promediadas sobre un área crítica llegaban a la resistencia a la atracción del hormigón. El tamaño de esta área se halló evaluando los resultados de ensayos realizados con cargas concentradas y de ensayos en los cuales se sometieron anillos de hormigón de gran espesor a una presión interna constante. De acuerdo con esta teoría, el recubrimiento lateral o separación necesaria para evitar que se produzca una falla por hendimiento antes de llegar a la carga de falla de un cono de hormigón debe ser de alrededor de $1,75l_d$ o $3,5l_d$, respectivamente. Para los anclajes tipo "drop-in" recomendó un recubrimiento lateral $m \geq 3l_d$. La validez de esta evaluación se verificó en base a un número relativamente bajo de resultados de ensayos.

Con respecto a la distancia mínima a los bordes, Cannon* ha propuesto el siguiente criterio para evitar que se produzca una falla por hendimiento bajo una carga menor que la capacidad para una falla de un cono de hormigón o la falla por arrancamiento:

$$m = D(11,4 - 0,9 l_d), \text{ in.} \quad (3.21)$$

donde:

$$m = \text{mínima distancia a un borde}$$

* Cannon, Correspondencia privada citada previamente. Dic. 1984. (ver nota al pie de la página 15)

D = diámetro del bulón de anclaje, in.

l_d = profundidad embebida hasta el fondo del anclaje, in.

La Ecuación (3.21) es válida para anclajes con una separación $s \geq 2$ in.

Si el recubrimiento lateral o la separación de los anclajes es demasiado pequeña es posible que durante la instalación aparezcan fisuras por hendimiento. Debido a las fuerzas de expansión iniciales más elevadas, esta posibilidad es mayor para los anclajes tipo "drop-in" y los anclajes autoperforantes que para los anclajes de expansión de torque controlado. La mínima distancia a los bordes y la separación mínima para evitar el hendimiento durante la instalación de los anclajes, según la recomendación de Rehm, Eligehausen y Mallee (1988), se basan en numerosos ensayos. La Tabla 3.1 indica la mínima distancia al borde y la separación mínima para diferentes tipos de anclajes.

3.2.4 Relación carga-desplazamiento y modos de falla en corte – En los anclajes a los cuales se les ha aplicado una carga previa, las fuerzas de fricción iniciales entre la placa base y el hormigón deben ser superadas por el esfuerzo de corte antes que el anclaje se mueva inicialmente (Figura 3.17). Durante una segunda etapa la placa base se desliza y el anclaje se mueve hacia el costado de la perforación. La tercera etapa de la relación carga-desplazamiento consiste en una presión sobre la superficie superior del hormigón y el descantillado superficial del hormigón en el borde de la perforación.

Dependiendo de la distancia al borde y la longitud embebida del anclaje, puede ocurrir una falla por corte del anclaje (para longitudes embebidas profundas) con o sin descantillado del hormigón antes de la falla del acero [Figura 3.15(a)] o por corte del hormigón (falla del hormigón) si se trata de anclajes cargados próximos a un borde [Figura 3.15(b₁), (b₂), (b₃)].

Las cargas de corte generalmente producen desplazamientos más grandes que las cargas de tracción [ver Figura 3.3(c)]. Esto se puede atribuir a la flexión del anclaje y a la deformación del hormigón en la dirección de la carga. Esto es particularmente cierto si el anclaje no está a ras con el hormigón en la boca de la perforación (por ejemplo si durante la perforación el hormigón se descantilla). En el caso de los anclajes hormigonados in situ el comportamiento dependerá del tipo de anclaje utilizado, de la profundidad embebida y de la resistencia de lacero.

La distribución del corte del dispositivo de fijación a los anclajes de un grupo depende de los detalles de la conexión entre el dispositivo de fijación y los anclajes y de que se supere la resistencia friccional del dispositivo de fijación. La resistencia friccional depende de las condiciones superficiales, de la precarga existente aplicada a los anclajes (si corresponde), y de las fuerzas de compresión aplicadas a través del dispositivo de fijación como resultado de cargas directas o momentos aplicados. Los detalles de la conexión se relacionan con el tratamiento de las superficies a conectar y el calce y la manera de conectar los anclajes al dispositivo de fijación.

Tabla 3.1 – Mínima distancia al borde y separación mínima para evitar fallas por hendimiento

	Anclajes rebajados	Anclajes de expansión de torque controlado con un cono (diseño reciente)	Anclajes tipo "drop-in"
Mínima distancia al borde m/l_d para evitar el hendimiento durante la instalación	1,0	2,0	3,0
Mínima separación entre centros de los anclajes a/l_d para evitar el hendimiento durante la instalación	1,0	1,0	2,5

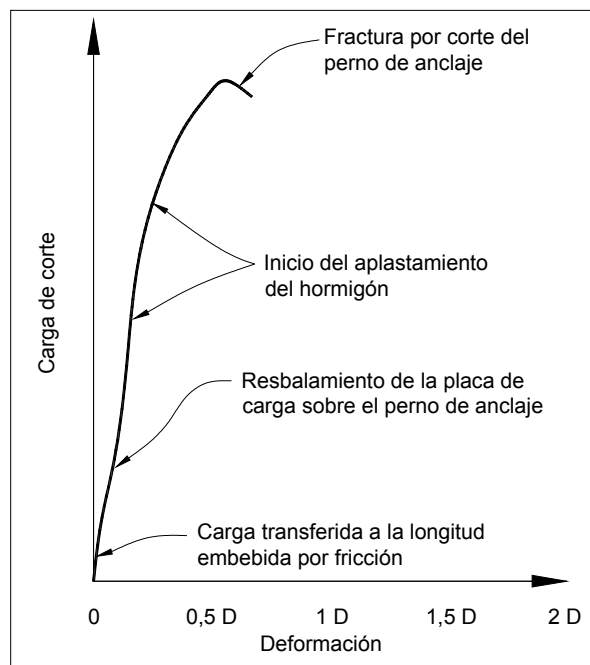


Figura 3.17 – Típica curva carga-desplazamiento para un anclaje de cuñas solicitado a corte (Meinheit y Heidbrink, 1985)

3.2.5 Resistencia última de anclajes solicitados a corte

3.2.5.1 Falla del acero – Las fallas del acero generalmente ocurren luego de desplazamientos relativamente grandes y son más comunes cuando la longitud embebida es importante, cuando el acero es de baja resistencia y cuando las distancias a los bordes son grandes. La carga de falla depende del área de acero y de la resistencia del acero, y se puede calcular usando la Ecuación (3.22):

$$F_u = N A_s f_{ut}, lb \quad (3.22)$$

donde el factor N considera la resistencia "al corte" del acero y está comprendido entre 0,6 y 0,7 (Klingner y Mendonca, 1982b), A_s es el área bajo tensión de tracción [definida por la Ecuación (3.1)] y f_{ut} es la resistencia última a la tracción.

Eligehausen y Fuchs (1988) propusieron el valor $N = 0,6$ en base a la evaluación de 230 ensayos realizados.

3.2.5.2 Fallas del hormigón – Las fallas del hormigón pueden ser de dos tipos: (1) desprendimiento de un cono de hormigón debido a la proximidad a los bordes (Figura 3.15) y (2) descantillado del hormigón seguido por el posible arrancamiento del anclaje o la falla del acero alejado del borde.

3.2.5.2.1 Fallas de borde – Para todos los tipos de anclajes cargados en corte hacia un borde libre adyacente y que muestran una falla del hormigón (Figura 3.15), la carga de falla se ve afectada por la resistencia a la tracción del hormigón, la distancia al borde m y la rigidez del anclaje. Otro factor que influye es la profundidad embebida. La superficie de falla tiene una forma cónica que puede arrancar a partir del extremo embebido del anclaje (cuando la longitud embebida es corta) o a partir de la parte superior del anclaje (cuando la longitud embebida es larga).

En los siguientes párrafos repasamos diversas fórmulas que permiten calcular la carga de falla para una falla de borde.

El Comentario del Apéndice B de la Norma ACI 349 especifica la siguiente resistencia al corte de diseño:

$$V_u = 2\phi \sqrt{f'_c} \pi m^2, lb \quad (3.23)$$

donde:

- $\phi = 0,85$
- f'_c = resistencia a la compresión del hormigón
- m = distancia del anclaje al borde libre (ver Figura 3.15)

La Figura 3.18 (Klingner y Mendonca, 1982b) muestra la relación entre la capacidad de corte real y la capacidad de corte anticipada para este enfoque.

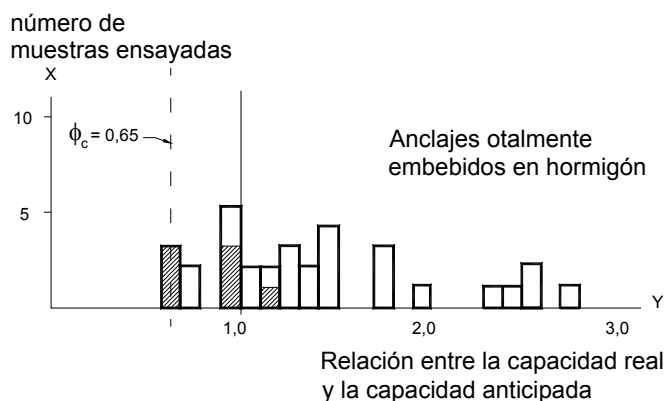


Figura 3.18 – Histograma de la relación entre la capacidad real y la capacidad anticipada

El Apéndice B de ACI 349 también recomienda una distancia al borde o recubrimiento lateral mínimo m requerido para evitar las fallas de borde. Esta distancia al borde o recubrimiento mínimo se puede calcular usando la Ecuación (3.24):

$$m = D \sqrt{\frac{F_{ut}}{7,5\sqrt{f'_c}}}, \text{ in.} \quad (3.24)$$

donde:

D = diámetro del anclaje, in.

F_{ut} = carga de tracción última del anclaje, lb

f'_c = resistencia a la compresión del hormigón, psi

En base a la evaluación de alrededor de 80 resultados de ensayos realizados sobre anclajes con cabeza y de expansión (profundidad de anclaje $l_d > 4D$), Eligehausen y Fuchs (1988) sugirieron que la carga de falla última promedio para un sujetador individual solicitado a corte se podría calcular de la siguiente manera:

$$F_u = 1,4\sqrt{D}\sqrt{f'_c} m^{1,5} \chi_h, \text{ N} \quad (3.25)$$

donde:

D = diámetro del vástago de los pernos con cabeza o diámetro de la perforación para el anclaje,
 $D < 25 \text{ mm}$

f'_c = resistencia a la compresión media del hormigón (probetas cilíndricas) en el momento del ensayo, N/mm^2

m = distancia del anclaje al borde libre, mm

$$\chi_h = \frac{h}{1,4m} \leq 1 \quad (3.26)$$

donde

h = espesor del elemento, mm

La Ecuación (3.25) es válida para $l_d/D \approx 4$ a 6.

La Figura 3.19 ilustra una comparación entre cargas de falla calculadas de acuerdo con la Ecuación (3.25) y resultados de ensayos. Las probetas ensayadas tenían un espesor $h \geq 1,4 \text{ m}$. Los ensayos se realizaron con hormigones de diferentes resistencias y anclajes cuyos diámetros estaban comprendidos entre 12 y 22 mm. Los resultados de los ensayos se normalizaron para una resistencia del hormigón $f'_c = 20 \text{ N/mm}^2$ y $D = 18 \text{ mm}$.

Si un grupo de anclajes está cargado con corte hacia un borde se puede producir un cono de falla común [ver Figura 3.15(b₂)]. La correspondiente carga de falla también se puede calcular como se describió en la

Sección 3.2.3.2 para cargas de tracción [Ecuaciones (3.9), (3.11) y (3.12)] de acuerdo con el método χ . Sin embargo, los valores de χ para las cargas de corte dependen de la distancia al borde libre medida en la dirección de la carga.

Eligehausen y Fuchs (1988) calculan la distancia mínima (crítica) entre dos o más anclajes más allá de la cual los conos no se intersecan de la siguiente manera:

$$a_{\text{crit}} = 3,5 \text{ m} \quad (3.27)$$

donde

m = distancia al borde libre.

Para $a \leq a_{\text{crit}}$ Eligehausen y Fuchs (1988) propusieron la siguiente ecuación para calcular la carga de falla promedio para un grupo de anclajes (ver Figura 3.20) solicitados sometidos a una carga de corte:

$$F_{u,\text{Grupo}} = \chi_a F_u \quad (3.28)$$

donde:

$$\chi_a = 1 + a/a_{\text{crit}}$$

F_u se calcula de acuerdo con la Ecuación (3.25)

La Figura 3.20 (Eligehausen y Fuchs, 1988) muestra la relación entre la carga de falla de un grupo de anclajes cargados con corte hacia el borde y la carga de falla de un anclaje individual calculada de acuerdo con la Ecuación (3.25). La relación entre ambas cargas de falla se grafica en función de la relación entre la separación y la distancia al borde.

Se han propuesto expresiones similares para calcular la carga de falla de sujetadores individuales o grupos de anclajes ubicados en una esquina o en un elemento angosto. La influencia de la excentricidad de la carga sobre la carga de falla de un grupo de anclajes también puede ser considerada en el método χ (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988). La aplicación del método se ha extendido para abarcar grupos de anclajes con un número arbitrario de anclajes.

Klingner, Mendonca y Malik (1982) recomiendan una separación al borde crítica (mínima) igual a:

$$m \geq D \sqrt{\frac{F_{ut}}{8\phi_c \sqrt{f'_c}}}, \text{ in.} \quad (3.29)$$

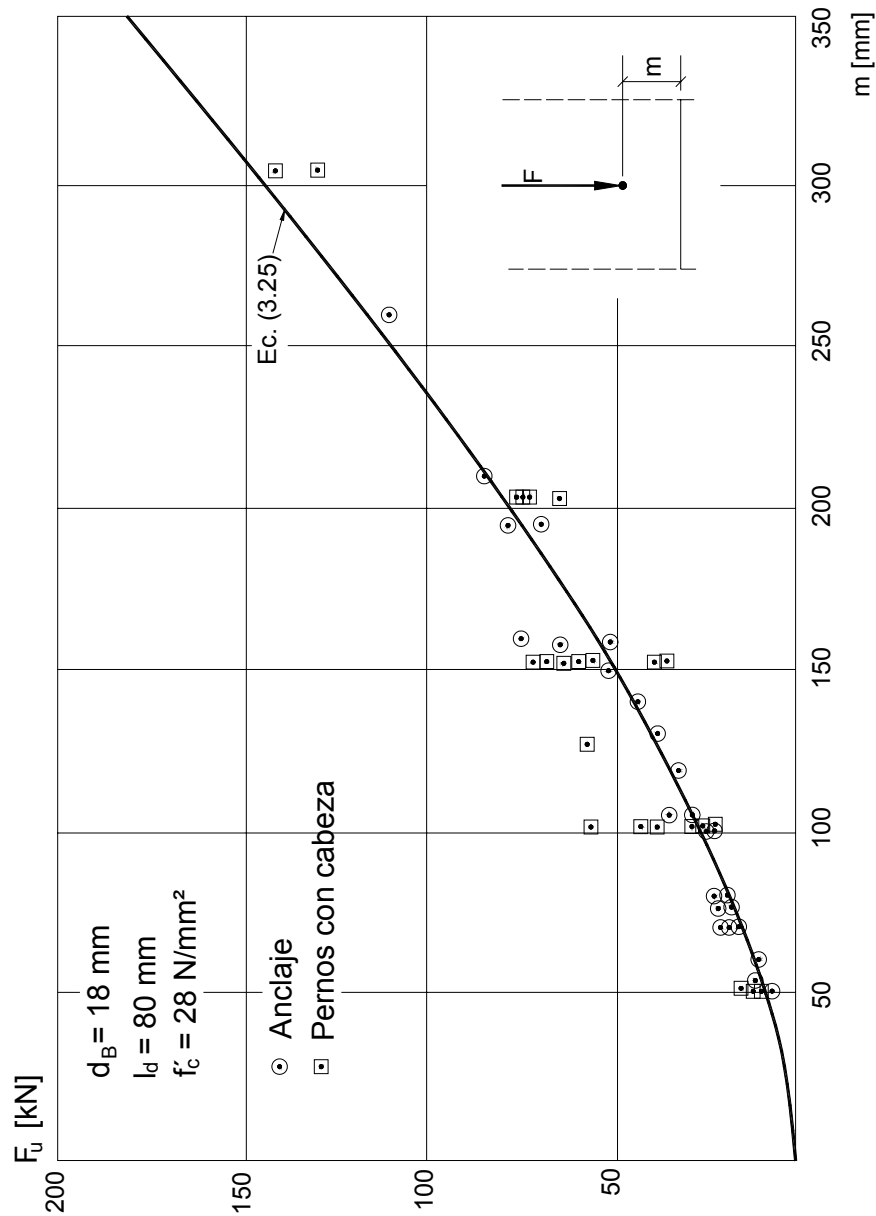


Figura 3.19 – Carga de falla de anclajes cargados con corte hacia el borde en función de la distancia al borde (Rehm, Eligehausen y Mallee, 1988)

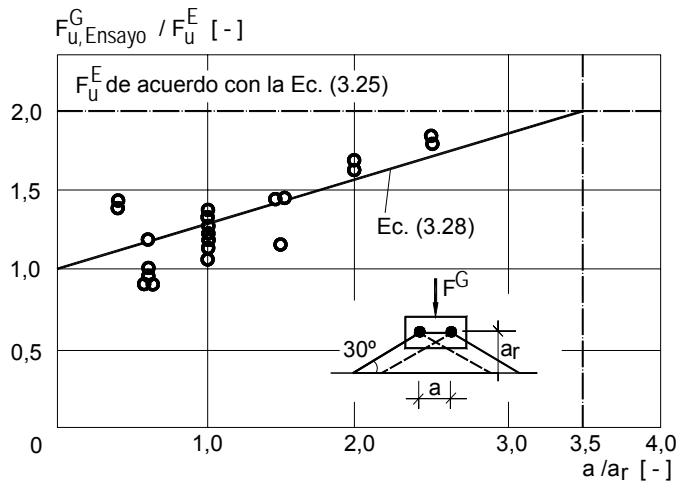


Figura 3.20 – Relación entre la carga real de falla por corte de un grupo de anclajes y la carga de falla por corte de un anclaje individual en función de la separación entre los anclajes

donde:

$\phi_c = 0,90$ y los demás términos son como se indica para la Ecuación (3.24) de ACI 349

Para los anclajes con profundidades embebidas pequeñas alejados de los bordes y cargados con corte, el modo de falla puede ser la falla de un cono de hormigón por tracción cuando el anclaje se flexiona bajo carga e induce una carga de tracción en el hormigón. Debido a la los requisitos de ductilidad y las condiciones de carga reversible asociados con el diseño sismorresistente, ACI 349 no distingue entre los requisitos de profundidad embebida para corte y para tracción. Esto es excesivamente conservador si solamente se considera el corte (ver Shaikh y Yi, 1985).

3.2.5.2.2 Descantillado del hormigón – Los anclajes alejados de los bordes típicamente descantillarán el hormigón que se encuentra delante del anclaje. Los principales factores que afectan el descantillado del hormigón provocado por el corte son la resistencia a la tracción del hormigón, la rigidez del anclaje, el diámetro del anclaje, la profundidad embebida y la deformabilidad del hormigón. Klinger y Mendonca (1982) y el American Institute of Steel Construction (1978) calculan la capacidad de corte correspondiente como:

$$F_u = 0,5 A_b \sqrt{f'_c E_c}, \text{ lb} \quad (3.30)$$

donde:

A_b = área nominal de la sección transversal bruta del vástago del anclaje, in.^2

f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón, psi

E_c = módulo de elasticidad del hormigón, psi

Sin embargo, de acuerdo con Elgehausen y Fuchs (1988), la falla localizada del hormigón antes descrita no afecta negativamente la capacidad del acero de los anclajes (acero de resistencia normal) y no provocará el posterior arrancamiento del anclaje siempre que la profundidad embebida sea $l_d \geq 4D$.

3.2.6 Combinación de cargas de tracción y corte –

El comportamiento de los anclajes bajo una combinación de cargas de tracción y corte está entre el comportamiento bajo cargas de tracción y el comportamiento bajo cargas de corte y, para una profundidad embebida determinada, depende del ángulo de la carga (Figura 3.21).

Para calcular la carga de falla bajo cargas combinadas de tracción y de corte se utilizan tres enfoques diferentes: una función lineal, una función trilineal y una función elíptica.

Hay dos tipos de funciones lineales. La primera es un enfoque basado en la fricción por corte utilizado en el Apéndice B de ACI 349 y dado por la Ecuación (3.31):

$$T_a + V_u / \mu \leq T_{adm} \quad (3.31)$$

donde:

T_a = carga de tracción aplicada

$V_u = \phi F_u$

$\phi = 0,85$

F_u se calcula de acuerdo con la Ecuación (3.22)

μ = coeficiente de fricción

= 0,55 a 0,9 dependiendo de la ubicación de la placa de anclaje en relación con la superficie del hormigón

T_{adm} = carga de tracción admisible del anclaje

La Ecuación (3.32) es la ecuación de una segunda función lineal:

$$T_a / T_u + V_a / V_u \leq 1,0 \quad (3.32)$$

donde

T_a, V_a = cargas aplicadas de tracción y corte, respectivamente

T_u , V_u = cargas últimas de tracción y corte, respectivamente

Estos métodos lineales representan un enfoque conservador para los análisis bajo cargas combinadas.

Bode y Roik (1987) proponen para los pernos con cabeza una función trilineal:

$$T_a / T_u \leq 1 \quad (3.33a)$$

$$V_a / V_u \leq 1 \quad (3.33b)$$

$$T_a / T_u + V_a / V_u \leq 1,2 \quad (3.33c)$$

donde:

T_a , V_a , T_u y V_u son como se definió para la Ecuación (3.32).

De acuerdo con Meinheit y Heidbrink (1985), la Ecuación (3.33) también es válida para los anclajes de expansión (ver la Figura 3.22).

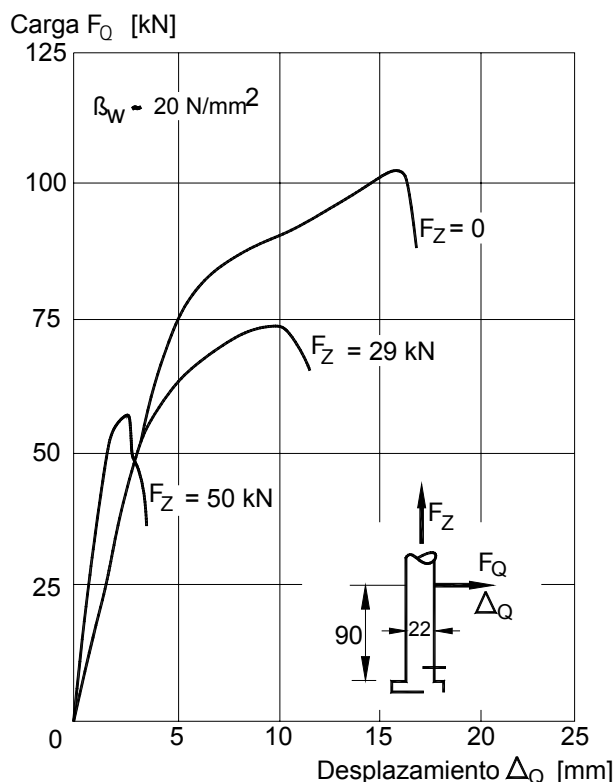


Figura 3.21 – Relación carga-desplazamiento bajo corte de pernos con cabeza con diferentes cargas de tracción (Bode y Hanenkamp, 1985)

Muchos investigadores han llegado a la conclusión de que el corte y la tracción se combinan en una función elíptica como la representada por la Ecuación (3.34):

$$(T_a / T_u)^x + (V_a / V_u)^y \leq 1,0 \quad (3.34)$$

para la cual los exponentes x e y se determinan a partir de ensayos y los demás términos son como se definió anteriormente para las ecuaciones de las rectas.

El Manual de Diseño PCI (1978) utiliza $x = y = 4/3$ para anclajes hormigonados in situ, mientras que el informe de la Teledyne Engineering Services (1979) indica que con $x = y = 5/3$ se obtiene una buena aproximación para el caso de los anclajes de expansión.

La Figura 3.22 muestra una comparación entre los resultados de ensayos realizados sobre anclajes de expansión y los diferentes enfoques anteriormente descriptos.

3.3 – Comportamiento de los anclajes en hormigón fisurado

3.3.1 Introducción – Cuando se instalan anclajes en la zona traccionada de un elemento de hormigón armado se debe asumir que se generarán fisuras en el hormigón, ya que la resistencia a la tracción del hormigón es relativamente baja. La resistencia a la tracción del hormigón puede ser total o parcialmente consumida por la restricción de las deformaciones inducidas por la contracción, la temperatura o la flexión, o del propio anclaje. Las fisuras se pueden extender en una sola dirección (fisuras individuales) o en dos direcciones (fisuras que se intersecan, caso de losas en dos direcciones).

La experiencia demuestra que si el hormigón se fisura existe una elevada probabilidad de que una fisura se propague atravesando la ubicación del anclaje (ver Cannon, 1981, y Eligehausen, Fuchs, Lotze y Reuter, 1989). Consideraciones teóricas también indican que las fisuras se propagarán a través de la ubicación del anclaje. Cuando un anclaje está cargado éste crea fuerzas de hendimiento (tracción) en el extremo embebido del anclaje. Estas tensiones de tracción en el hormigón se sumarían a las otras tensiones de tracción debidas a momentos flectores localmente elevados (por ejemplo, tensiones de flexión y tensiones debidas a la contracción restringida). Cuando se utilizan anclajes de expansión o rebajados, el orificio perforado también puede actuar como una muesca o generar una sección transversal en la cual el área de hormigón está reducida.

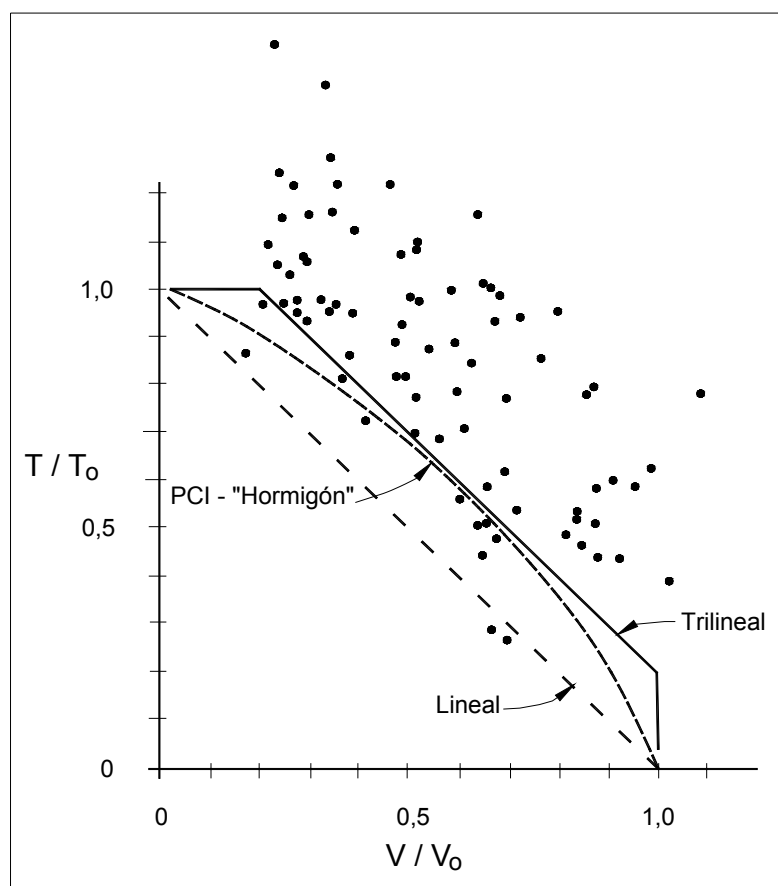


Figura 3.22 – Diagrama de interacción tracción-corte para anclajes de expansión (Meinheit y Heidbrink, 1985)

Las consideraciones teóricas discutidas en el párrafo precedente se confirmaron ensayando anclajes rebajados y anclajes de expansión de torque controlado M12 (12 mm) en una losa armada con malla de alambres soldados ($A_s/bd = 0,004$) (ver Eligehaysen, Fuchs, Lotze y Reuter, 1989). Los anclajes a ensayar se instalaron con $l_d = 80$ mm (3,2 in.) y en hormigón no fisurado. Los orificios para los anclajes se perforaron ya sea a 40 mm (1,6 in.) o a 80 mm (3,2 in.) de los alambres transversales [separación de 250 mm (10 in.) en la malla]. La flexión de la losa era solamente en una dirección. Todos los anclajes a ensayar fueron pretensados y cargados con su carga admisible antes de someter la losa a cargas de flexión.

Una vez que los anclajes fueron sometidos a la precarga, la losa de hormigón se cargó hasta su carga de servicio. Observaciones realizadas durante esta etapa del ensayo con frecuencia mostraron que la fisuración comenzaba en la sección con armadura transversal pero luego se desviaba de dicha sección hacia la sección que contenía la perforación para el anclaje. Las fisuras que se

propagaban a través del orificio del anclaje también llegaban hasta el fondo de la perforación (Figuras 3.23 y 3.24). Los ensayos mostraron que las características de desplazamiento de estos anclajes permanecían básicamente sin cambios hasta que la carga de la losa llegaba a alrededor del 40 por ciento de su carga de servicio. Más allá de este punto ocurrían desplazamientos significativamente más grandes (Figura 3.25). El mayor desplazamiento del anclaje en hormigón fisurado se debe a la propagación de las fisuras a través de la zona de transferencia de carga del anclaje (ver Cannon, 1981).

El ancho de las fisuras puede variar con la profundidad del elemento (fisuración por flexión) o bien puede ser constante (fisuras paralelas, por ejemplo fisuras provocadas por cargas de tracción). En el peor caso el anclaje puede estar ubicado en la intersección de dos fisuras cuyo ancho es constante en toda la profundidad del elemento. Si los anclajes están ubicados dentro de estas fisuras o al lado de las mismas su relación carga-desplazamiento y su resistencia pueden ser afectadas significativamente.

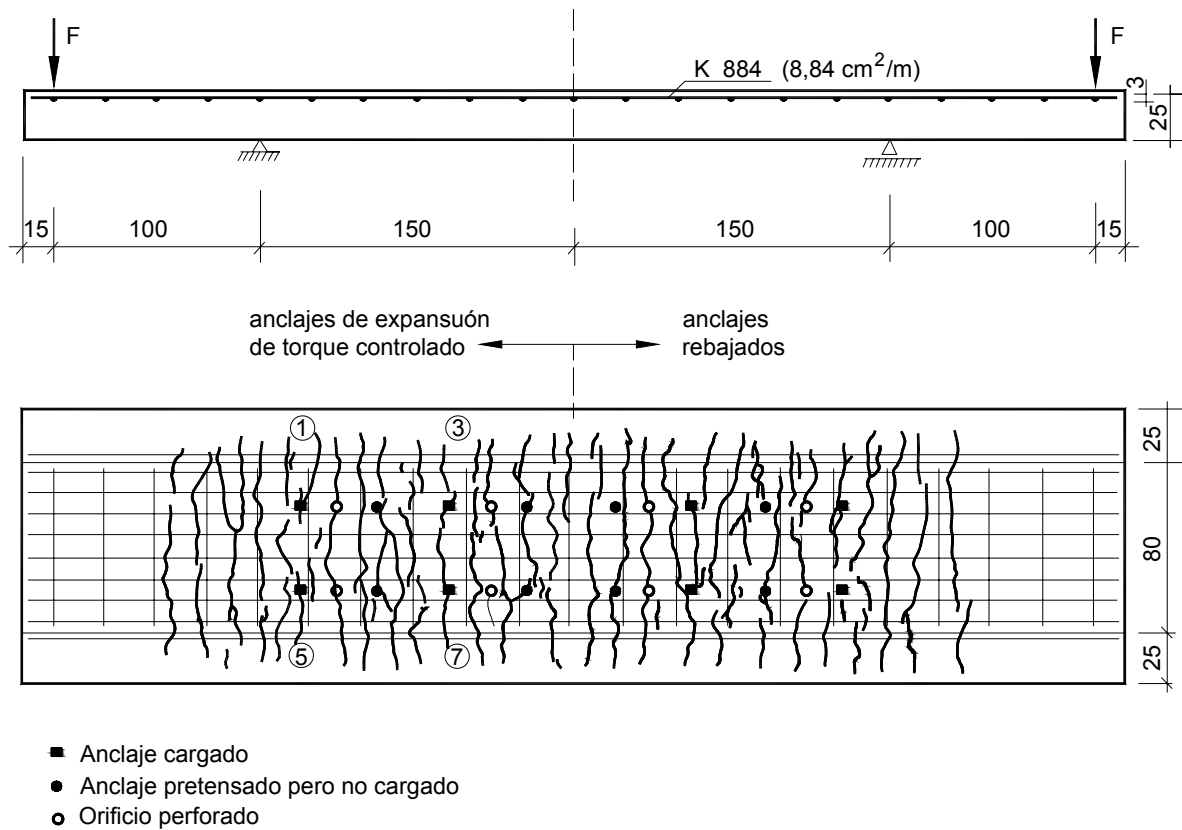
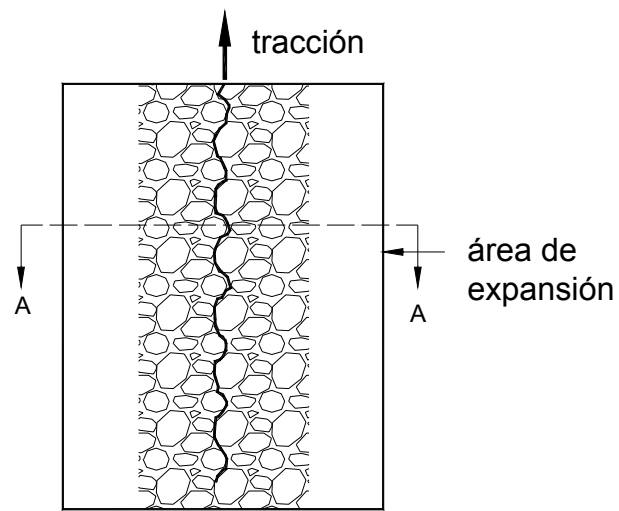


Figura 3.23 – Anclajes de expansión de torque controlado y anclajes rebajados en la zona traccionada fisurada de una losa de hormigón (Eligehausen, Fuchs, Lotzew y Reuter, 1989)



Corte A - A

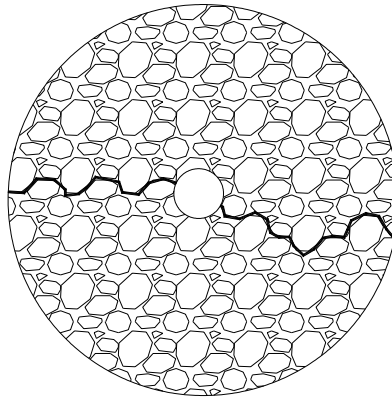


Figura 3.24 – Patrón de fisuración en una perforación con un anclaje de expansión (Eligehausen, Fuchs, Lotze y Reuter, 1989)

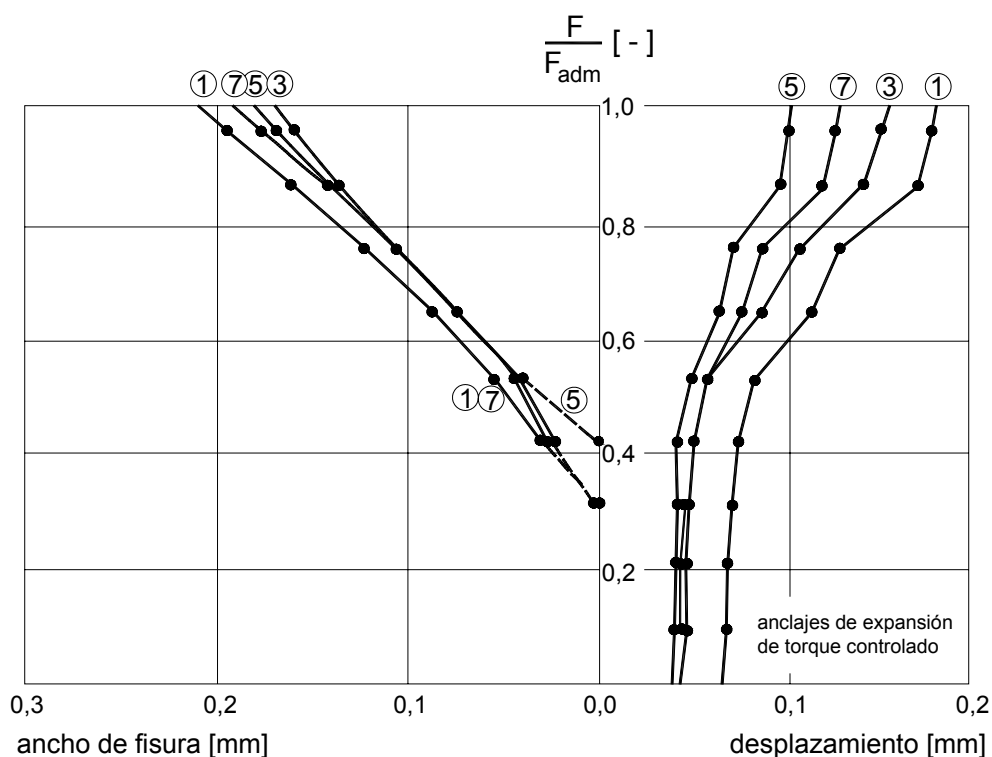


Figura 3.25 – Ancho de fisura y desplazamiento del anclaje en función de la relación entre la carga aplicada y la carga admisible de la losa (Eligehausen, Fuchs, Lotze y Reuter, 1989)

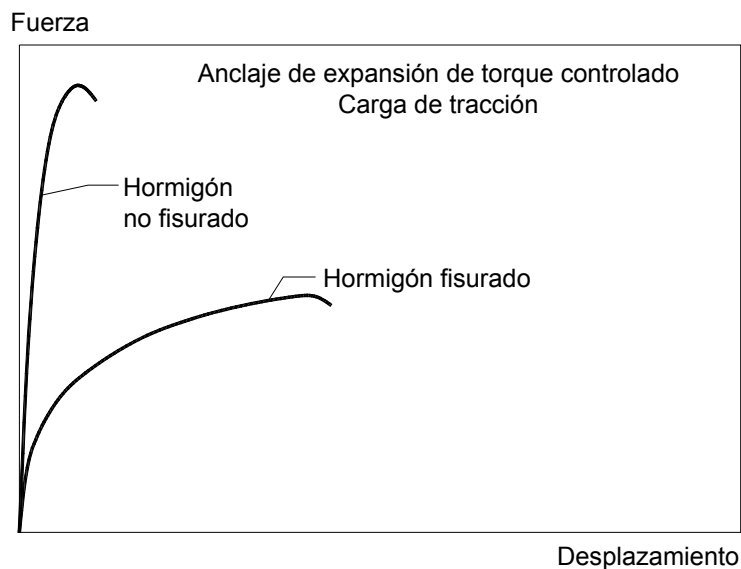


Figura 3.26 – Representación esquemática de la influencia de las fisuras sobre la relación carga-desplazamiento de los anclajes de expansión (Rehm y Lehmann, 1982)

3.3.2 Relación carga-desplazamiento y modos de falla en tracción – La Figura 3.26 muestra curvas carga-desplazamiento típicas para los anclajes de expansión de torque controlado instalados en hormigón no fisurado y en fisuras, y cargado estáticamente hasta la falla. Los

desplazamientos de los anclajes ubicados en las fisuras se comportan de manera similar a los anclajes en hormigón no fisurado hasta una carga crítica. Esta carga crítica depende del tipo de fisuración y del ancho de las fisuras. Cuando las cargas son mayores los desplazamientos de

los anclajes en las fisuras son mucho mayores que los valores anticipados en hormigón no fisurado y la capacidad de los anclajes se reduce significativamente.

La relación carga-desplazamiento de los anclajes con cabeza o rebajados se puede ver afectada por la fisuración del hormigón, pero los desplazamientos bajo carga máxima son menos afectados por las fisuras que en el caso de los anclajes de expansión (ver Fischer, 1984).

La Figura 27 muestra la típica relación carga-desplazamiento para anclajes de expansión de torque controlado instalados en la intersección de fisuras y sometidos hasta a 10^5 ciclos de carga antes de aplicar la carga de falla. A modo de comparación también se grafica la relación carga-desplazamiento para anclajes cargados estáticamente. Siempre que la carga superior aplicada cíclicamente sea menor que alrededor del 50 por ciento de la carga de falla estática, la aplicación de carga cíclica da por resultado un aumento prácticamente lineal del desplazamiento en función del logaritmo del número de ciclos. La curva carga-desplazamiento para cargas mayores que la carga superior aplicada cíclicamente es bastante pronunciada hasta llegar a la envolvente estática que sigue luego. La capacidad y el desplazamiento de los anclajes en el momento de la falla no son afectados significativamente por la aplicación cíclica de cargas si la carga superior es como se indicó anteriormente.

El comportamiento de los anclajes se ve más afectado por la apertura y cierre de las fisuras que se produce al cargar cíclicamente el hormigón armado mientras el anclaje está solicitado a una carga constante que por la aplicación de cargas cíclicas al anclaje manteniendo las fisuras abiertas (Rehm y Lehman, 1982).

En principio los modos de falla descritos en las Secciones 3.2.1 y 3.2.3.1 también son válidos para anclajes en hormigón fisurado. Sin embargo, los anclajes de expansión que en hormigón no fisurado producen una falla de un cono de hormigón también pueden sufrir fallas por resbalamiento y arrancamiento si están ubicados en una fisura. Este posible cambio del modo de falla se debe a la reducción de las fuerzas de expansión como resultado de las fisuras (ver a continuación).

3.3.3 Relajación – Los anclajes de expansión y rebajados instalados en una fisura exhibirán un desplazamiento inicial durante el ensanchamiento de la fisura. La magnitud de este desplazamiento depende del diseño del anclaje y del ancho de la fisura. Generalmente este desplazamiento inicial es suficientemente grande como para reducir la precarga a cero. Esto también es válido para los anclajes cementados.

Aún no se ha estudiado el mecanismo de la relajación de los anclajes con cabeza instalados en fisuras. Sin

embargo, se puede asumir que la precarga residual no es significativamente menor que para los anclajes con cabeza en hormigón no fisurado.

3.3.4 Resistencia última en tracción – La Figura 3.28 ilustra la influencia de las fisuras del hormigón sobre la resistencia de anclajes con cabeza y rebajados instalados en una fisura o próximos a una fisura. Se grafican las relaciones entre las cargas de falla de anclajes individuales medidas en hormigón fisurado y el correspondiente valor en hormigón no fisurado. Los anclajes fueron ensayados en probetas traccionadas con un ancho de fisura casi constante en toda la profundidad del elemento. Primero los anclajes se instalaron en hormigón no fisurado o en hormigón con microfisuras superficiales, luego se abrieron las fisuras cargando la probeta y finalmente los anclajes se cargaron estáticamente en tracción estando las fisuras abiertas. La falla ocurrió por arrancamiento de un cono de hormigón.

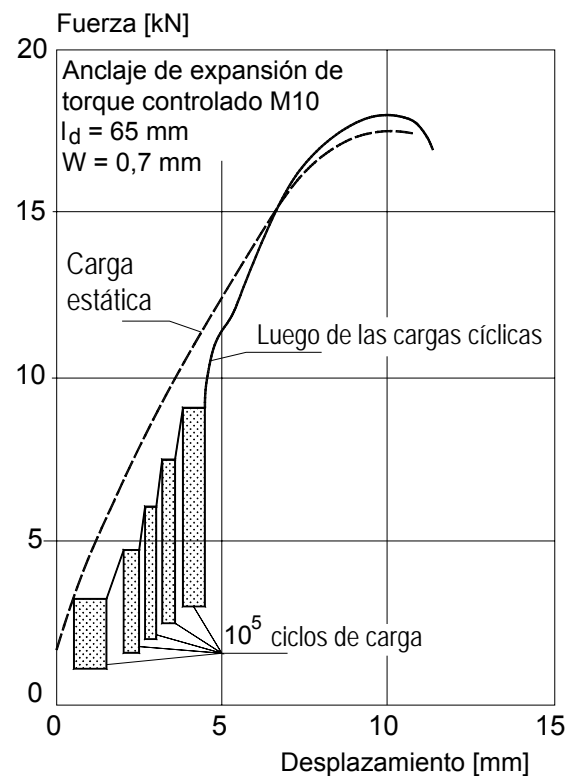


Figura 3.27 – Influencia de las cargas cíclicas sobre la relación carga-desplazamiento de los anclajes de expansión de torque controlado (Rehm y Lehmann, 1982)

La carga de falla disminuye rápidamente hasta un ancho de fisura aproximadamente igual a 0,4 mm (1/64 in.) y para fisuras de mayor ancho es prácticamente constante. La dispersión de los datos es relativamente grande. En promedio, la carga última de los anclajes

instalados en una fisura o próximos a una fisura con un ancho $> 0,4$ mm (1/64 in.) es igual a aproximadamente 60 por ciento del valor último en hormigón no fisurado. Se debe observar que, bajo cargas de servicio, en las estructuras de hormigón armado las fisuras cuyo ancho es menor o igual que 0,4 mm (1/64 in.) son admisibles. La influencia del tipo de anclaje (con cabeza o rebajado) sobre la reducción de la carga de falla es despreciable. También se observó una reducción de la resistencia similar cuando los anclajes estaban instalados a mayor profundidad dentro de la zona traccionada de vigas para diferentes relaciones profundidad del anclaje/altura de la viga (Rehm, Eligehausen y Mallee, (1988).

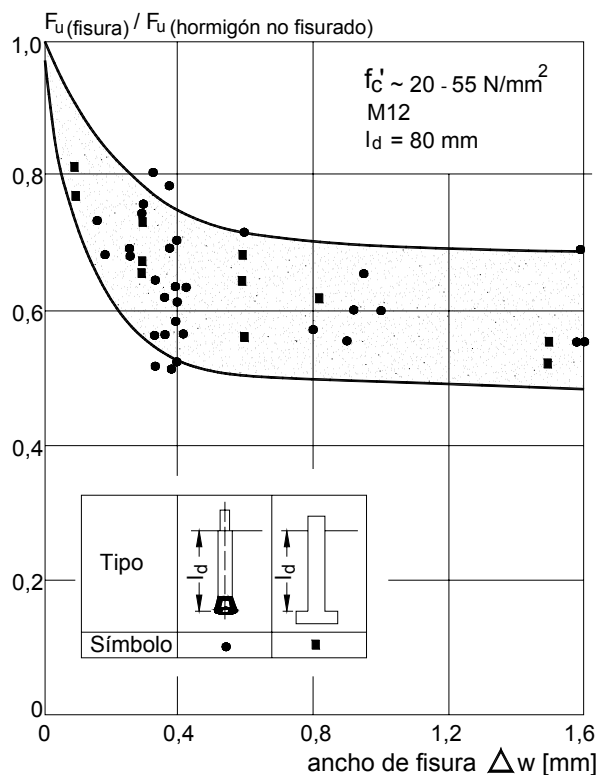


Figura 3.28 – Influencia de las fisuras sobre la carga última de anclajes rebajados y con cabeza (Eligehausen, 1984)

La reducción de la resistencia del anclaje se debe al cambio de la distribución de tensiones que provocan las fisuras en el hormigón (Eligehausen, 1984, y Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987 y 1988). En el caso del hormigón no fisurado las tensiones en el hormigón tienen simetría radial respecto del anclaje y se generan tensiones de tracción en forma de anillo provocadas por la transferencia de carga al hormigón [Figura 3.29(a)]. Si

el anclaje se instala en una fisura las tensiones de tracción no se pueden transferir a través de la fisura. Por lo tanto el área que se puede utilizar para transmitir la carga al hormigón es menor que en el hormigón no fisurado [Figura 3.29(b)].

Además, una parte del cono de hormigón puede ser cortado por las fisuras vecinas. La combinación de estos efectos provoca una reducción de la resistencia de aproximadamente 40% con respecto al hormigón no fisurado. Debido a la trabazón de los agregados, se pueden transmitir algunas tensiones de tracción a través de las fisuras si éstas son muy pequeñas (Eligehausen y Sawade, 1985). Esto explica porqué la resistencia de los anclajes aumenta cuando las fisuras tienen menos de 0,4 mm (1/64 in.) de ancho.

Además del efecto que acabamos de describir, en el caso de los anclajes de expansión también se debe tomar en cuenta la reducción de las fuerzas de expansión que provoca la abertura de las fisuras (Figura 3.30). Si el anclaje se encuentra en la intersección de dos fisuras, cuando la fisura se abra un ancho w , alrededor de la circunferencia del anclaje habrá una reducción del desplazamiento efectivo por expansión igual a $w/2$ [Figura 3.30(a)]. Suponiendo que el hormigón se comporta elásticamente, esta reducción del desplazamiento por expansión provoca una ligera reducción del esfuerzo de expansión de F_0 a F_1 [Figura 3.30(b)]. Si por el contrario se asume que durante la expansión el hormigón está sujeto exclusivamente a deformaciones plásticas, entonces teóricamente la circunferencia de la camisa de expansión se liberará de la pared del orificio y la fuerza de expansión se reducirá a cero [Figura 3.30(c)]. En realidad el hormigón sufre deformaciones elásticas y plásticas y, por lo tanto, la situación real está en un punto intermedio entre estos dos extremos. Sin embargo, debido a la fuerte pendiente de la curva de descarga, se debe anticipar que aún un aumento relativamente pequeño del ancho de la fisura provocará una reducción sustancial de la fuerza de expansión [Figura 3.30(d)]. En el caso de los anclajes ubicados en fisuras que se extienden en una sola dirección, la fuerza de expansión también sufrirá una reducción al abrirse la fisura, pero esta reducción será menos pronunciada que en el caso ilustrado en la Figura 3.30.

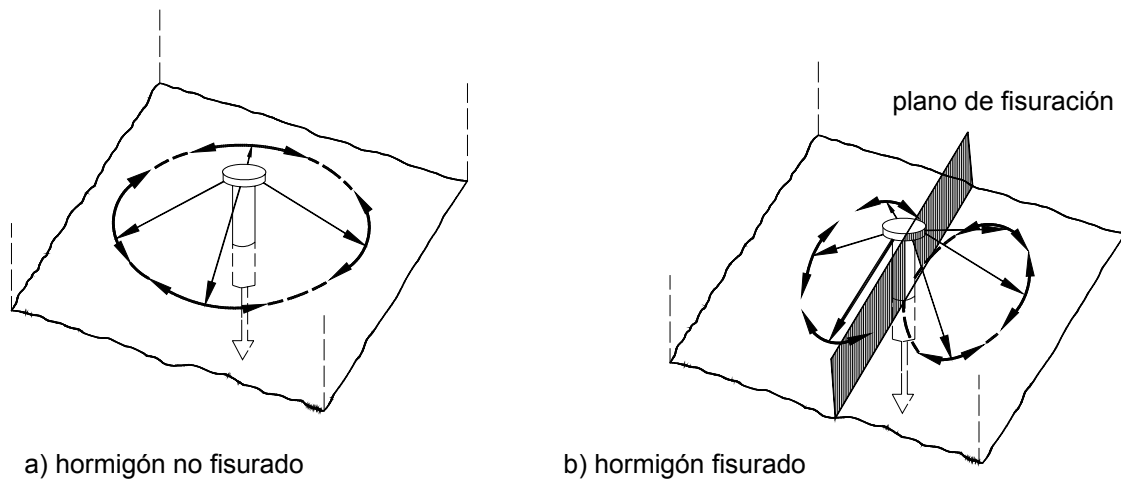


Figura 3.29 – Representación esquemática de la transferencia de carga al hormigón para a) hormigón no fisurado y b) hormigón fisurado (Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987, 1988)

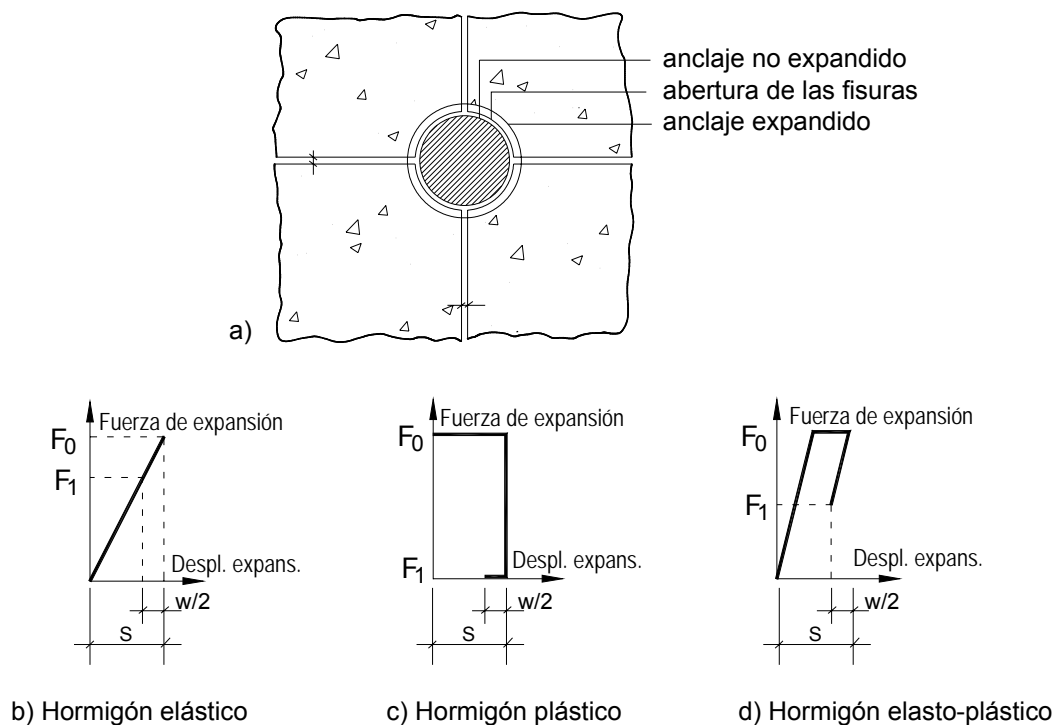


Figura 3.30 – Influencia de las fisuras sobre la fuerza de expansión (Eligehausen y Pusill-Wachsmuth, 1982)

Al ser cargados, los anclajes de torque controlado correctamente diseñados se expandirán hasta llegar a un límite superior. Esto provoca un aumento de la fuerza de expansión hasta llegar a la capacidad de sujeción. Si el ancho de la fisura es menor que aproximadamente 0,4 mm, la capacidad de sujeción de los anclajes para cargas pesadas de torque controlado con camisa muchas veces es suficiente para provocar la falla por arrancamiento de

un cono de hormigón. Por lo tanto, la reducción de la carga de falla es prácticamente igual que en el caso de los anclajes con cabeza (comparar la Figura 3.31 con la Figura 3.28). Para fisuras de mayor ancho los conos de expansión con frecuencia se arrancan a través de las camisas de expansión, ya que el máximo desplazamiento por expansión llega al límite superior y la capacidad de sujeción es menor que la carga de falla del cono de

hormigón. Esto da por resultado una disminución adicional de la carga de falla en comparación con los anclajes con cabeza o rebajados.

Si un anclaje de expansión de torque controlado no se puede continuar expandiendo adecuadamente o si el desplazamiento por expansión es demasiado pequeño, la influencia de las fisuras sobre la carga de falla será mucho más pronunciada que la ilustrada en la Figura 3.31.

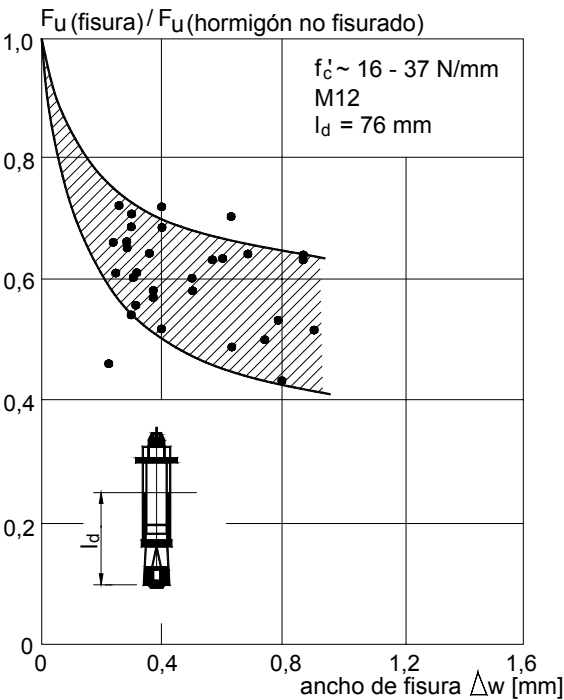


Figura 3.31 – Influencia de las fisuras sobre la carga última de los anclajes de expansión controlados por torque (Eligehausen, 1984)

Los anclajes tipo "drop-in" no pueden continuar expandiéndose una vez que han sido instalados correctamente. Debido a la reducción de las fuerzas de expansión provocada por las fisuras (Figura 3.30), estos anclajes frecuentemente fallan por arrancamiento sin daño significativo del hormigón, mientras que en hormigón no fisurado producen una falla de tipo cono de hormigón. Además, la reducción de la carga de falla provocada por las fisuras es mucho mayor que en el caso de los anclajes de expansión de torque controlado correctamente diseñados (comparar la Figura 3.32) con la Figura 3.31).

Para los anclajes autoperforantes la relación entre la carga de falla en hormigón fisurado y la carga de falla en hormigón no fisurado parece ser independiente del

diámetro del anclaje si el ancho de fisura es constante, hasta llegar a una relación máxima de desplazamiento por expansión (Figura 3.33). Como el máximo desplazamiento por expansión aumenta a medida que aumenta el diámetro del anclaje, para un ancho de fisura constante la reducción de la carga de falla es mayor para los anclajes pequeños que para los anclajes de mayor tamaño.

En el caso de los anclajes cementados (cementados con morteros a base de cemento o morteros químicos) las fisuras pueden perturbar la adherencia en la interfaz mortero-hormigón. Por lo tanto la carga de falla de los anclajes cementados ubicados en una fisura es significativamente menor que el valor medido en hormigón no fisurado (Figura 3.34). La mayor dispersión de los resultados se debe a la distribución aleatoria de las fisuras alrededor del orificio del anclaje y a lo largo de la longitud del anclaje. Si los anchos de las fisuras varían debido a la fluctuación de las cargas, muchas veces la carga de falla del anclaje se reduce aún más y hasta puede ocurrir el arrancamiento del anclaje (Cannon, 1981).

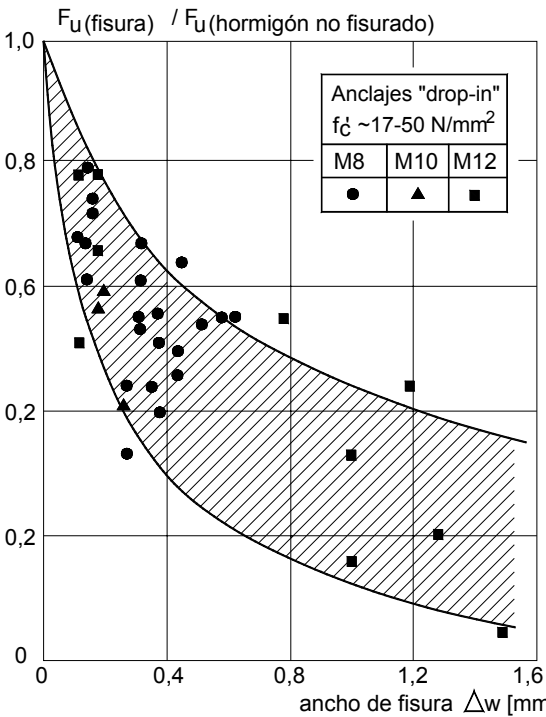


Figura 3.32 – Influencia de las fisuras sobre la carga última de los anclajes tipo "drop-in" (Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987 y 1988)

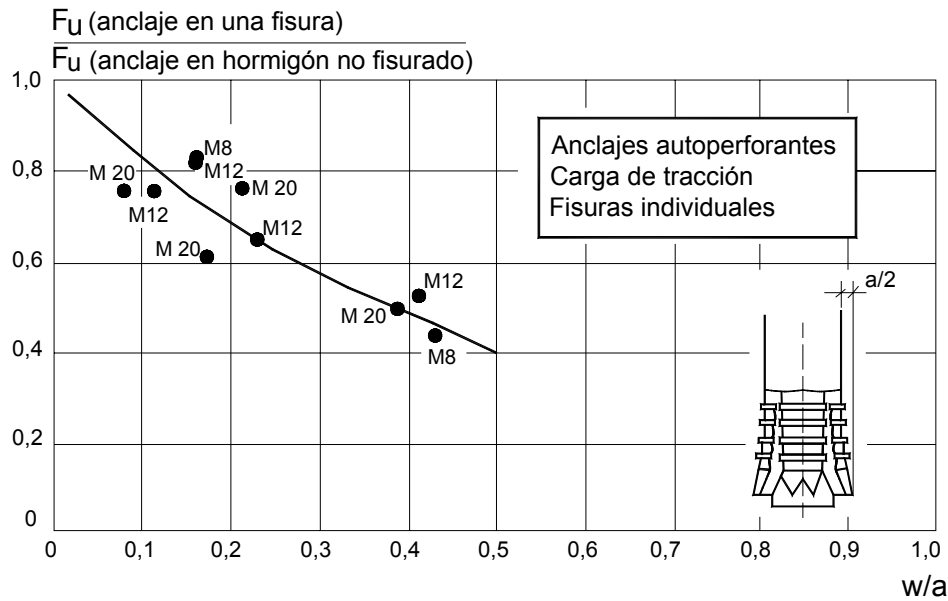


Figura 3.33 – Resistencia relativa de los anclajes auto perforantes en función de la relación entre el ancho de la fisura y el desplazamiento por expansión (Eligehausen, 1987)

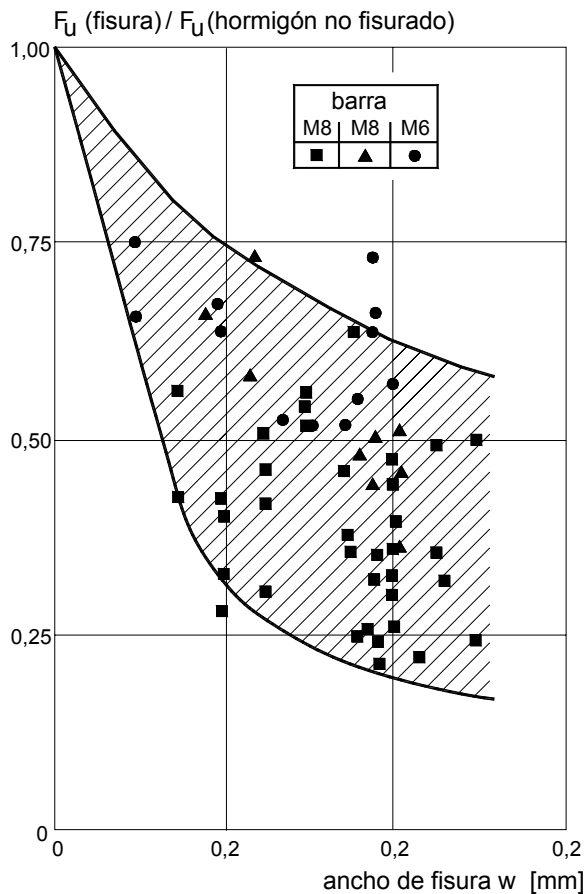


Figura 3.34 – Relación entre la carga de falla de anclajes químicos instalados en fisuras y la carga de falla en hormigón no fisurado en función del ancho de fisura (Eligehausen, Mallee y Rehm, 1984)

Bajo condiciones constantes, los anclajes instalados en la intersección de dos fisuras fallan bajo cargas aproximadamente 20 por ciento menores que los anclajes instalados en fisuras que se extienden en una sola dirección (Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987 y 1988). Esto se puede explicar en vista del hecho que los efectos anteriormente descritos ocurrirán en ambas direcciones en vez de una sola como en el caso de fisuras individuales.

Frecuentemente los anclajes se instalan en grupos en los cuales los anclajes individuales están conectados mediante un dispositivo de fijación. En este caso algunos anclajes pueden estar en hormigón fisurado mientras que otros se pueden encontrar en una fisura o en la intersección de dos fisuras. La resistencia promedio de los grupos de anclajes situados en hormigón fisurado fue aproximadamente un 30 por ciento menor que el valor aplicable a los grupos de anclajes instalados en hormigón no fisurado (Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987, 1988). Se midió aproximadamente la misma reducción de la resistencia para anclajes individuales instalados en fisuras. La falla de todos los sujetadores ocurrió por arrancamiento de un cono de hormigón.

La resistencia del grupo de anclajes en su conjunto es constante ya sea que uno o más de los anclajes estén ubicados en una fisura. La reducción es prácticamente igual ya sea que un anclaje o todos los anclajes estén ubicados en una fisura (Figura 3.35). En los ensayos la placa de ensayo se conectó al cilindro hidráulico de manera flexible (mediante articulaciones).

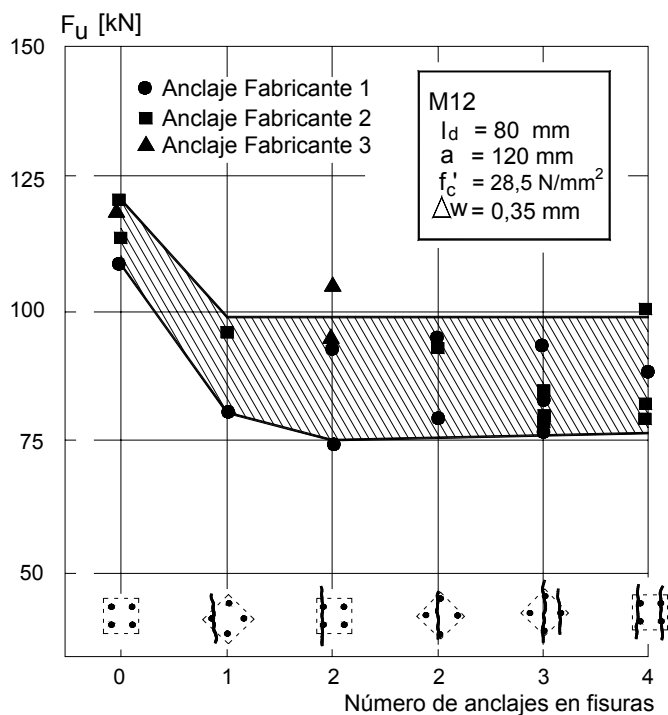


Figura 3.35 – Resistencia de sujetadores con cuatro anclajes en función del número de anclajes que se encuentran en fisuras (Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987 y 1988)

Estudios teóricos mostraron que los resultados arriba descriptos también son válidos para grupos formados por mayor número de anclajes y para aplicaciones en las cuales la placa de anclaje está unida rígidamente (Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987 y 1988).

En base a estos resultados se puede decir que la resistencia de los grupos de anclajes instalados en hormigón fisurado se puede tomar como n -veces el valor anticipado para un anclaje (siendo n el número de anclajes individuales que componen el grupo) si se consideran simultáneamente la influencia de las fisuras y la separación de los anclajes. Esto es válido para los anclajes que presentan una relación carga-desplazamiento que aumenta en forma sostenida, tanto en hormigón no fisurado como en hormigón fisurado.

La Figura 3.36 describe la influencia de la relación carga-desplazamiento de los anclajes de expansión instalados en una fisura sobre la carga de falla de los grupos de anclajes. Se asume que tres de los anclajes de un sujetador cuádruple (gran separación) están ubicados dentro de fisuras mientras que uno de los anclajes se encuentra en hormigón no fisurado. Si los anclajes muestran un relación carga-desplazamiento que aumenta en forma sostenida tanto en hormigón no fisurado como en hormigón fisurado (Líneas a_1 y a_2 de la Figura 3.36), la

carga de falla del grupo es aproximadamente igual a cuatro veces la carga de falla de un anclaje ubicado en una fisura. (Este resultado teórico concuerda con la Figura 3.35). Los anclajes de expansión ubicados en fisuras pueden resbalar dentro de la perforación y continuar expandiéndose tomando más carga (Línea b de la Figura 3.36) o pueden ser arrancados bajo cargas relativamente bajas (Línea c de la Figura 3.36). Aún cuando solamente uno de los anclajes muestre una relación carga-desplazamiento de acuerdo con las Líneas b o c, la carga de falla del grupo se puede reducir en más del 40 por ciento.

Los anclajes que se utilizan en áreas de posible fisuración, como por ejemplo en la zona traccionada de un elemento de hormigón, éstos deberán ser adecuados para este tipo de aplicaciones.

3.3.4.1 Influencia de las tensiones de tracción generadas por acción estructural sobre la resistencia de los anclajes – En los ensayos que se han resumido hasta el momento los anclajes se colocaron en la zona traccionada con tensión constante en la armadura y, por lo tanto, las tensiones de tracción en el hormigón eran inducidas fundamentalmente por los anclajes. Sin embargo, si los anclajes se instalan en la región de corte de una viga o losa y en la región de anclajes y empalmes por yuxtaposición de barras conformadas, ya se han inducido tensiones de tracción localmente elevadas en el hormigón debido a las cargas de la estructura. Si los anclajes se instalan en esta región, las tensiones de tracción que los anclajes inducen en el hormigón se combinan con las tensiones de tracción debidas a las cargas de la estructura. La Figura 3.37 ilustra un ejemplo de esta situación. El anclaje está instalado en la región final de un empalme por yuxtaposición realizado en barras de armadura de gran diámetro.

Se grafican las tensiones en el hormigón debidas al empalme realizado en la barra y a las cargas del anclaje. Las tensiones de tracción a lo largo de la superficie de falla en forma de cono se superponen. Por lo tanto se debe anticipar una reducción de la carga de arrancamiento con respecto a los anclajes instalados en hormigón que no está sujeto a otras cargas. De acuerdo con ensayos realizados, esta reducción puede ser hasta del 25 por ciento en el caso supuesto (Eligehausen, 1984). Para reducir la influencia de estas tensiones que se intersecan se puede reducir el tamaño de las barras de armadura, aumentar la profundidad embebida del anclaje, o ambas cosas. En resumen, la influencia de estas tensiones que se intersecan sobre la carga de falla es menor que la influencia de las fisuras.

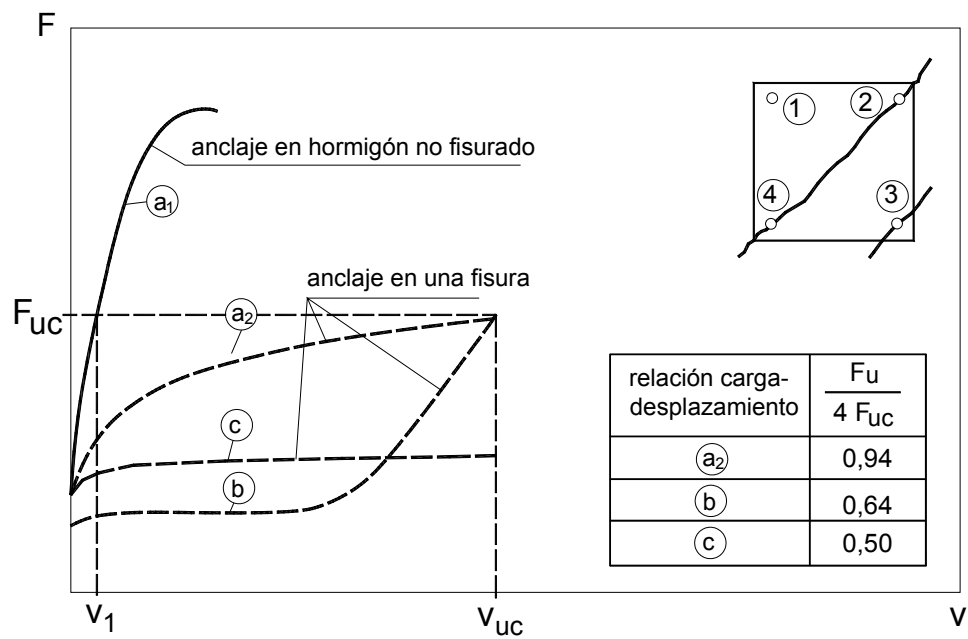


Figura 3.36 – Influencia de las relaciones carga-desplazamiento de los anclajes de expansión sobre la carga última de un grupo de anclajes (Mayer y Eligehausen, 1984)

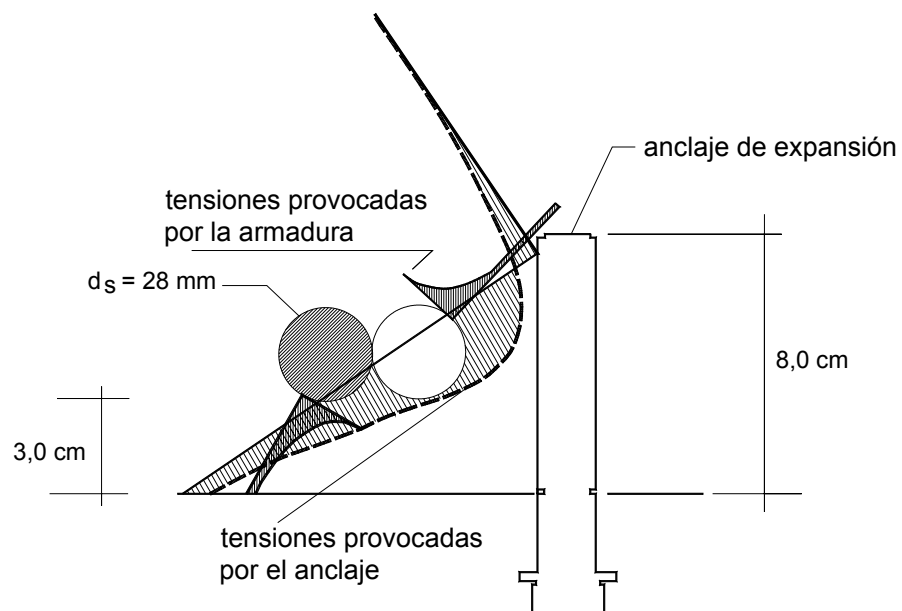


Figura 3.37 – Anclaje en la región de un empalme por yuxtaposición (corte transversal). Superposición de las tensiones provocadas por las barras y por el anclaje (Eligehausen, 1984)

En los ensayos resumidos en las Figuras 3.28 y 3.31 a 3.35, se usaron anclajes que se extendían más allá de la armadura de tracción. Si se utilizan anclajes cortos éstos estarán anclados en el recubrimiento de hormigón o entre las barras. En este caso se inducen elevadas tensiones de tracción en el recubrimiento de hormigón debido a la acción de adherencia de las barras de armadura. Estas tensiones intersecan las tensiones de tracción inducidas en el hormigón por el anclaje. La resistencia del hormigón en el recubrimiento y en la región de las barras puede ser menor que en el núcleo de la probeta debido a una pobre compactación, especialmente en las secciones con armadura poco separada. Además, esta armadura reduce el área de hormigón disponible para transmitir esfuerzos de tracción. Debido a estas condiciones se debe anticipar una reducción significativa de la carga de falla cualquiera sea el tipo de anclaje utilizado. Esto se confirmó mediante ensayos realizados sobre anclajes de expansión y rebajados instalados en el recubrimiento de una viga fuertemente armada (Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987 y 1988) (Figura 3.38). Luego de cargar las vigas hasta la carga de servicio (ancho de fisura $w \approx 0,3$ a $0,4$ mm) los anclajes se cargaron hasta la falla. El anclaje falló cuando se arrancó el recubrimiento de hormigón entre dos fisuras adyacentes (Figura 3.39). En promedio la relación entre la carga de falla en hormigón fisurado y el valor para hormigón no fisurado fue alrededor de 30 por ciento menor que lo ilustrado en las Figuras 3.28 y 3.3.1.

3.3.4.2 Influencia de la transferencia de carga hacia la zona traccionada sobre el comportamiento del elemento estructural – La superposición de las tensiones de tracción provocadas en el hormigón por las cargas de la estructura y las tensiones inducidas localmente por el anclaje cargado afecta la resistencia del anclaje y puede reducir la resistencia del elemento en el cual se ha instalado el anclaje (Rehm y Eligehausen, 1986). La transferencia de elevados esfuerzos de tracción hacia el hormigón en regiones donde hay anclajes por yuxtaposición y en regopmes donde se anclan las barras de armadura puede resultar crítica, especialmente si la armadura empalmada no está encerrada por estribos (Rehm y Eligehausen, 1986). Otra aplicación crítica es la transferencia de esfuerzos hacia la zona traccionada en la región de corte de losas sin armadura de corte. Eligehausen y Reuter (1986) y Lieberum, Reinhardt y Walvaren (1987) describen investigaciones sobre este caso.

Eligehausen y Reuter ensayaron losas de 300 mm de espesor sin armadura de corte. La relación a/h de las losas ensayadas estaba comprendida entre 3 y 4,5. Una fracción de la carga total era transmitida por los anclajes hacia la zona traccionada y el resto era transmitido por las placas de carga a la zona comprimida. Los anclajes estudiados eran de expansión, rebajados y pernos con cabeza. Se variaron la profundidad embebida (40 a 130 mm) y la relación entre la carga sobre los anclaje y la carga total (0 a 100 por ciento). En todos los casos las losas fallaron por una fisura de corte inclinada.

La Figura 3.40 muestra el patrón de fisuración de una probeta correspondiente a aproximadamente 95 por ciento de la carga de falla del elemento. Las cargas de los anclajes se deben transmitir a los apoyos a través de la punta de la fisura inclinada. Esto provoca elevadas tensiones de tracción en la punta de la fisura. Por lo tanto, la fisura de falla (graficada en línea de trazos) ocurrirá bajo un esfuerzo de corte total menor que si la losa estuviera cargada solamente en la zona comprimida. En los ensayos se halló que la capacidad de corte de las losas se reducía hasta un 15-20 por ciento cuando todas las cargas se transmitían a la zona traccionada y no a la zona comprimida. La reducción de la resistencia fue menor cuando solamente una fracción de la carga total se transmitió a la zona traccionada. Bajo condiciones de ensayo similares Lieberum, Reinhardt y Walvaren (1987) hallaron una reducción de la resistencia similar. Si los anclajes se instalan próximos al apoyo la reducción de la resistencia será mucho más significativa.

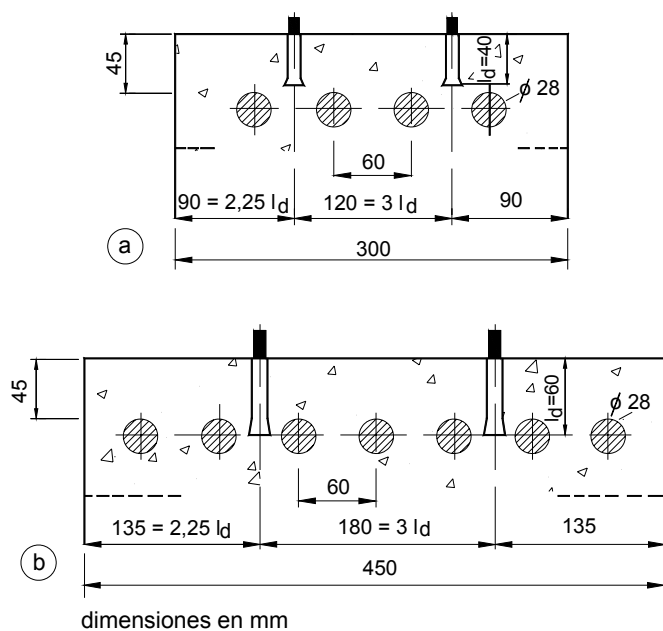


Figura 3.38 – Probetas de ensayo (Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987 y 1988)

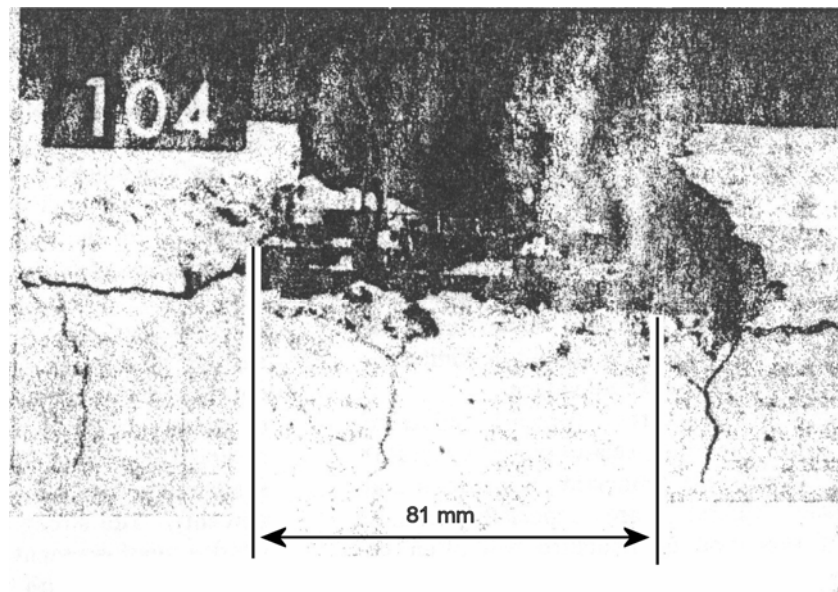


Figura 3.39 – Falla del hormigón en un grupo de anclajes (Eligehausen, Fuchs y Mayer, 1987 y 1988)

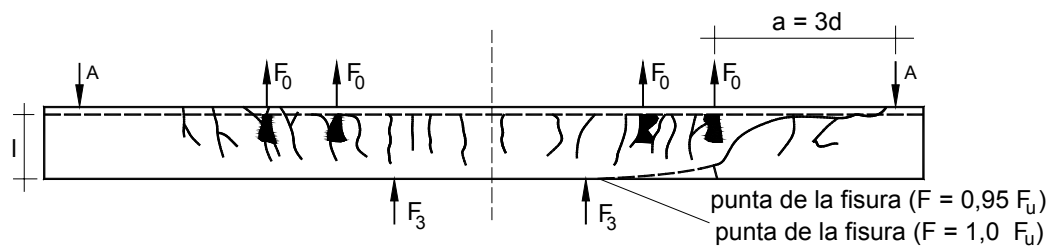
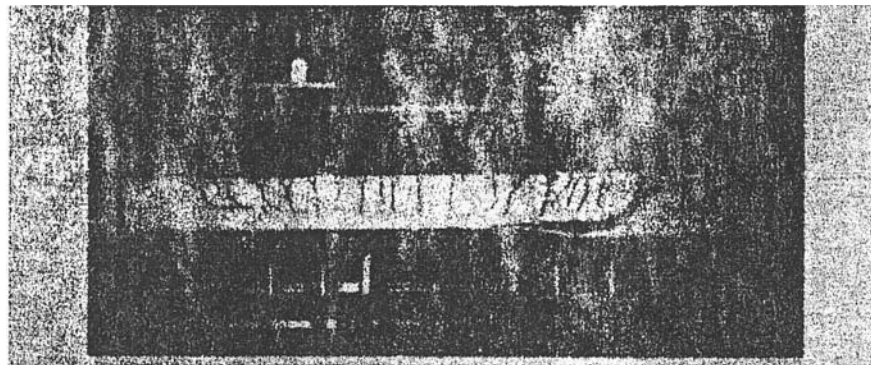


Figura 3.40 – Patrón de fisuración de una losa sin armadura de corte (Eligehausen y Reuter, 1986)

Dependiendo del diseño de la losa, esta reducción de la capacidad de corte puede modificar sustancialmente el tipo de falla, con lo cual podría ocurrir una falla frágil por corte en lugar de una falla dúctil por flexión (Eligehausen y Reuter, 1986). Para evitar este problema se recomienda limitar los esfuerzos de corte transmitidos directamente hacia la zona traccionada a aproximadamente 40 por ciento del esfuerzo de corte total, o alternativamente limitar la tensión de corte a aproximadamente 80 por ciento de los valores admisibles.

Las estructuras compuestas (elementos de hormigón prefabricado con hormigón colocado en obra) que no tienen armadura para conectar el hormigón prefabricado con el hormigón colocado en obra son particularmente críticas. A menudo la falla de este tipo de estructuras es provocada por una fisura en el área de contacto entre el hormigón prefabricado y el hormigón colocado en obra. Si la carga se transmite hacia el elemento de hormigón prefabricado, en el área de contacto se generan elevadas tensiones de tracción. Por lo tanto, la tensión de corte correspondiente a la falla es significativamente menor que cuando la probeta se carga de la manera habitual, es decir en la parte superior (Figura 3.41).

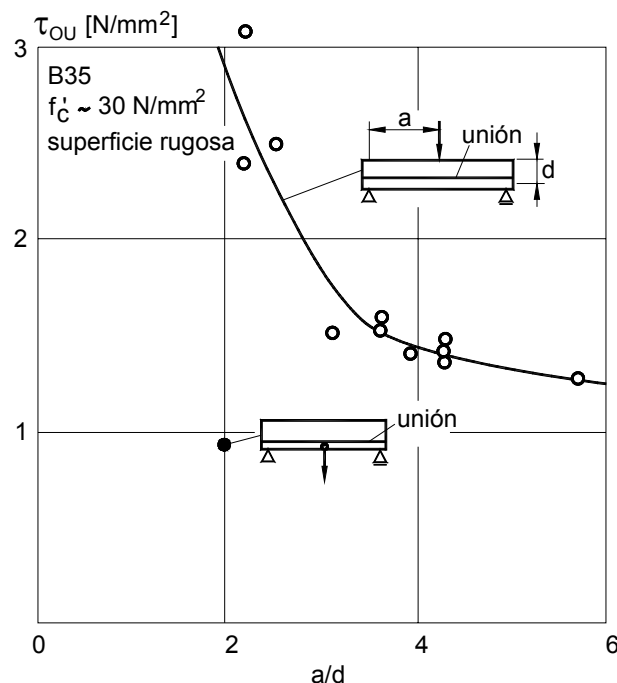


Figura 3.41 – Falla por tensión de corte en una losa compuesta sin armadura de conexión entre el hormigón prefabricado y el hormigón colocado en obra (Rehm y Eligehausen, 1986)

3.3.5 Cargas de corte – Pocas son las investigaciones realizadas sobre la influencia de las fisuras sobre el

comportamiento de los anclajes cargados en corte. A continuación se resumen los escasos resultados de ensayo disponibles.

En los anclajes instalados en hormigón fisurado y cargados en corte puede fallar el hormigón (pequeñas distancias a los bordes) o el bulón (grandes distancias a los bordes), o bien se puede producir una combinación de los dos tipos de fallas mencionados. Debido a que las fisuras perturban la distribución de las tensiones en el hormigón, a igualdad de las demás condiciones, la carga de falla de los anclajes en los cuales las distancias a los bordes son pequeñas y que están cargados hacia el borde será menor en hormigón fisurado que en hormigón no fisurado. Se puede asumir que la reducción de la resistencia es prácticamente igual que para las cargas de tracción (reducción de alrededor del 40 por ciento). La reducción de la resistencia será menor si hay armadura de borde. Las fisuras no afectan significativamente la carga última de los anclajes con grandes distancias a los bordes (falla del acero). La distancia al borde requerida para asegurar una que falle el acero del anclaje es aproximadamente 30-40 por ciento más grande en el hormigón fisurado que en el hormigón no fisurado.

3.4 – Comportamiento de los bulones de anclaje hormigonados in situ en pilares de hormigón no fisurados

3.4.1 Introducción – Los bulones de anclaje se utilizan habitualmente en las estructuras viales y puentes para conectar soportes y postes para letreros y señales viales. También se utilizan en las estructuras industriales para conectar las columnas de acero a los elementos estructurales de hormigón. El tipo de instalación de los bulones de anclaje que se discute en esta sección es uno de los sistemas de anclajes hormigonados in situ de uso más difundido. Típicamente los bulones de anclaje que se utilizan tienen grandes longitudes embebidas y pequeñas distancias a los bordes. Este tipo de instalación se debe diferenciar de la instalación de bulones con pequeñas longitudes embebidas en hormigón masivo con muy elevadas distancias a los bordes. Los apoyos de hormigón asociados con el tipo de instalación descrito son generalmente pilotes, pozos de fundación u otros elementos de cimentación cuyas dimensiones en planta son limitadas; sin embargo, el hormigón generalmente está bien confinado mediante armadura.

El comportamiento estructural de los bulones de anclaje hormigonados in situ con grandes longitudes embebidas instalados en elementos de apoyo de dimensiones limitadas es diferente al descrito en las secciones precedentes. Esta sección resume algunos

resultados significativos que se obtuvieron como resultado de una gran cantidad de investigaciones realizadas en la Universidad de Austin, Texas, sobre este tipo de aplicación de los bulones de anclaje (ver Breen, 1964; Lee y Breen, 1966; Lee y Breen, 1979; Hasselwander, Jirsa y Breen, 1974; Hasselwander, Jirsa, Breen y Lo, 1977; y Breen, 1984). Los resultados de los ensayos y las recomendaciones para el diseño son válidos para anclajes en hormigón bien confinado.

Los estudios mencionados analizaron numerosos factores significativos que afectan el comportamiento de los bulones de anclaje, incluyendo el recubrimiento de hormigón, la longitud embebida, el diámetro de los bulones, el área de contacto, el tipo de dispositivo de anclaje, la resistencia del hormigón, la tensión de fluencia del acero, la forma de los pilares y la configuración de los grupos de bulones. Además, se realizaron una serie de estudios exploratorios y suplementarios para determinar la influencia de las cargas cíclicas, las cargas laterales, la

armadura transversal y el método de aplicación de las cargas sobre el comportamiento de los bulones. Se estudiaron bulones con diámetros comprendidos entre 1 y 3 in. Las tensiones de fluencia del acero estaban comprendidas entre 33 ksi (A7) y 105 ksi (A139). Las longitudes embebidas estaban comprendidas entre 10 y 20 diámetros de los bulones. En la Figura 3.42 se ilustra la geometría típica de las probetas ensayadas.

3.4.2 Comportamiento general bajo carga – Un bulón de anclaje individual transfiere carga de tracción al elemento de hormigón en tres etapas sucesivas: (1) adherencia acero-hormigón, (2) apoyo contra la arandela del dispositivo de anclaje, y (3) acción de cuña del cono del hormigón aplastado y compactado que se forma delante del dispositivo de anclaje. Estas tres etapas no están claramente diferenciadas; la naturaleza exacta de la transición entre una etapa y la siguiente es altamente indeterminada y sólo se puede discutir de modo general.

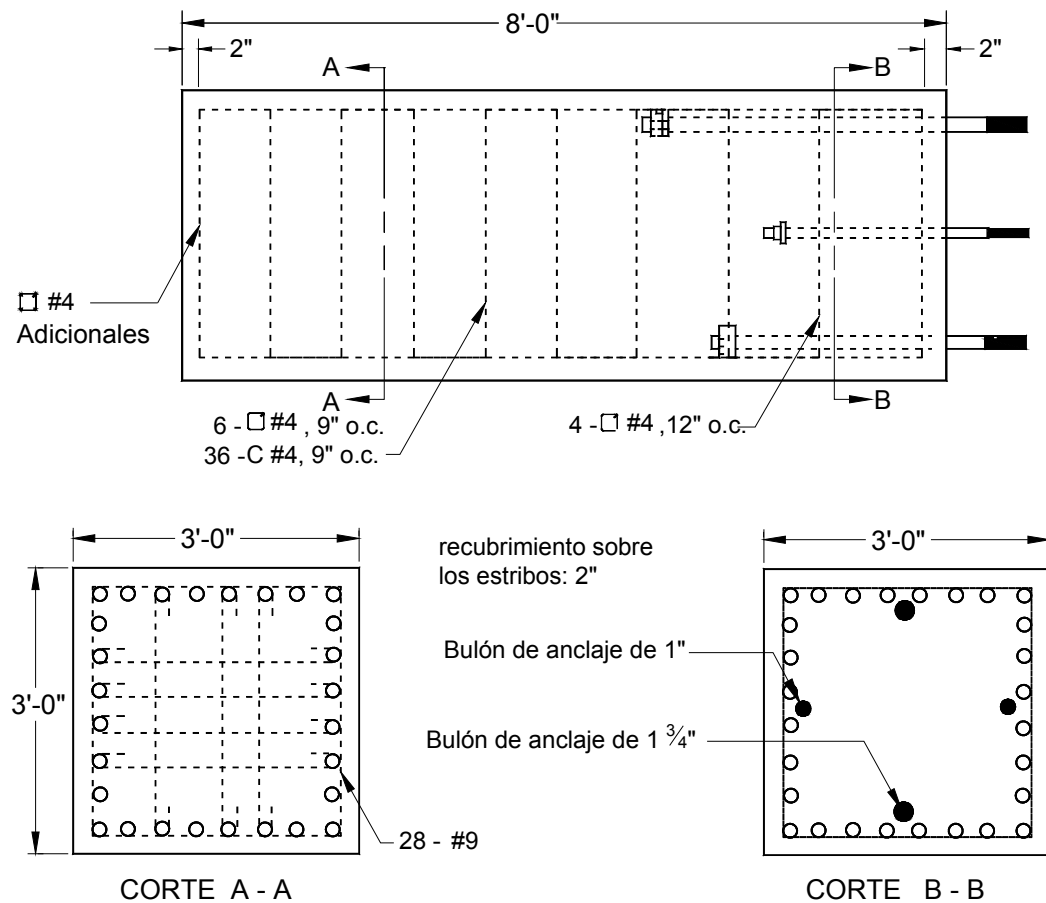


Figura 3.42 – Geometría típica de las probetas ensayadas

En la Figura 3.43 se grafica la tensión de cola en función de la tensión de avance para tres bulones de anclaje de 1-3/4 in. con recubrimientos de hormigón de 3-1/2 in. y tres longitudes embebidas diferentes: 10, 15 y 20 diámetros del bulón. La adherencia entre el bulón y el hormigón es el mecanismo predominante de transferencia de carga durante las etapas de carga tempranas; se observa poco aumento de la tensión de cola al aumentar la tensión de avance. Cuando más largo es el bulón, mayor es la carga que el bulón puede soportar por el mecanismo de adherencia. A medida que la carga aumenta, disminuye la resistencia por adherencia a lo largo de la longitud del bulón y comienza a aumentar la tensión de cola. En la Figura 3.43 la transición entre adherencia y aplastamiento se ve más claramente para el bulón con una longitud embebida igual a 20D. Para un incremento de carga determinado, la tensión de cola aumenta más que la tensión de avance a medida que la carga soportada por adherencia se descarga por apoyo sobre el dispositivo de anclaje. La transición entre adherencia y apoyo depende de la longitud embebida del bulón: cuanto más corto sea el bulón, más corta y menos definida será la transición. Después de la transición entre adherencia y apoyo la tensión de cola aumenta uniformemente con el aumento de la tensión de avance a

medida que la carga es transferida por apoyo o por acción de cuña.

3.4.3 Modos de falla – Las fallas observadas durante los ensayos se pueden clasificar de la siguiente manera: (1) falla del bulón, (2) falla del recubrimiento de hormigón por descantillado, y (3) falla del recubrimiento de hormigón por hendimiento en forma de cuñas. Aunque estas tres categorías representan modos de falla diferentes, en muchos casos se observaron fallas combinadas.

En muchos bulones la falla del bulón ocurrió por estrechamiento en la porción roscada del mismo. En el momento de fallar el bulón se observaron pocos daños en el recubrimiento de hormigón sobre el bulón. Las fallas de los bulones con poco recubrimiento de hormigón [Figura 3.44(a)] se caracterizaron por un descantillado relativamente brusco del recubrimiento de hormigón sobre el dispositivo de anclaje bajo cargas no elevadas. Cuando el recubrimiento de hormigón era mayor, las fallas se caracterizaron por el hendimiento y descantillado del recubrimiento del hormigón en bloques bien diferenciados debido a la acción de cuña de un cono de hormigón aplastado y compactado que se formó delante del dispositivo de anclaje [Figura 3.44(b)].

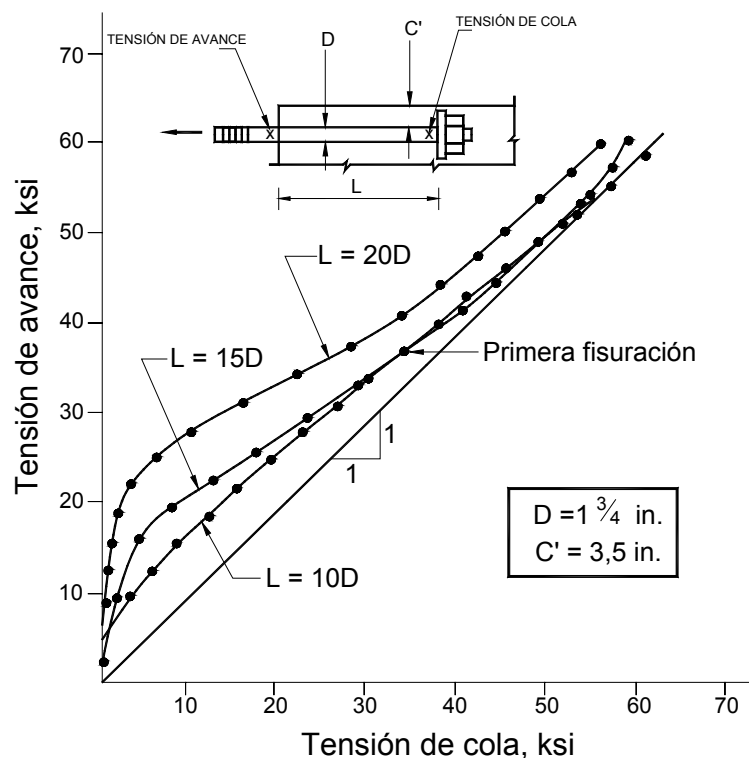


Figura 3.43 – Relación entre la tensión de cola y la tensión de avance para diferentes longitudes embebidas

La característica distintiva de las fallas por hendimiento en forma de cuñas fue la formación de fisuras diagonales [indicadas en la Figura 3.44(b) con la letra B] que comenzaron justo delante de la arandela sobre el eje del bulón y se extendieron hacia el frente y ambos lados de la probeta. Estas fisuras diagonales muchas veces estaban acompañadas por una fisura longitudinal a lo largo del eje del bulón [C, Figura 3.44(b)], una fisura transversal paralela y próxima a la arandela del dispositivo de anclaje [A, Figura 3.44(b)], o ambas. La fisuración generalmente comenzaba cerca del dispositivo de anclaje y al incrementar la carga se propagaba hacia el frente de la probeta, hacia los lados de la probeta, o ambos.

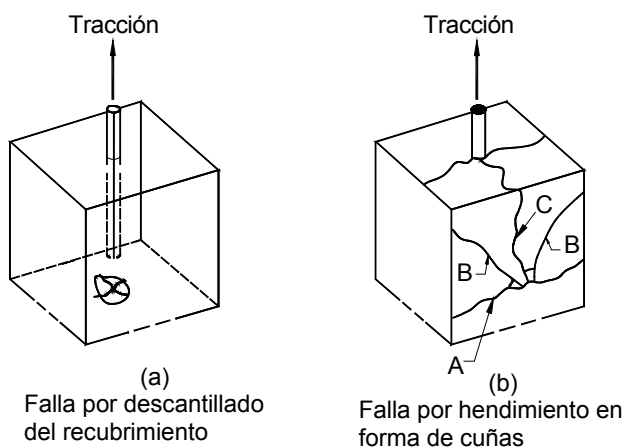


Figura 3.44 – Fallas del recubrimiento de hormigón

3.4.4 Resbalamiento (efecto del recubrimiento de hormigón y la longitud embebida) – En las Figuras 3.45 y 3.46 se grafican curvas que representan la tracción en el bulón en función del resbalamiento para diferentes recubrimientos de hormigón y longitudes embebidas. El resbalamiento de los bulones se midió con respecto a la cara frontal de las probetas (resbalamiento frontal). La Figura 3.45 ilustra el efecto del recubrimiento libre. Como el efecto de la resistencia del hormigón variaba aproximadamente con $\sqrt{f'_c}$, en la Figura 3.45 la tensión de avance calculada en base al área de tracción del bulón de anclaje se normalizó con respecto $\sqrt{f'_c}$ y se graficó en función del resbalamiento. Los resultados graficados corresponden a cuatro bulones de 1-3/4 in., cada uno de ellos con una longitud embebida igual a 15 diámetros del bulón (15D) y un dispositivo de anclaje compuesto por una tuerca y una arandela de 4 in. de diámetro y 1/2 in. de espesor. Como se puede ver en la Figura 3.45, las pendientes de las curvas son básicamente iguales hasta que cada bulón se aproxima a su capacidad última. Se evidencia una clara tendencia de aumento de la

resistencia última cuando aumenta el recubrimiento de hormigón.

La Figura 3.46 ilustra la influencia de la longitud embebida sobre las relaciones tensión-resbalamiento de tres bulones de anclaje de 1-3/4 in., cada uno de ellos con un recubrimiento de 3-1/2 in. y un dispositivo de anclaje compuesto por una tuerca y una arandela de 4 in. de diámetro y 1/2 in. de espesor. Las porciones iniciales de las curvas son básicamente iguales y no hay ninguna diferencia apreciable entre las resistencias últimas del bulón embebido 15D y el bulón embebido 20D; sin embargo, la resistencia última del bulón embebido 10D se reduce notablemente.

La falla del bulón embebido una longitud igual a 10D inicialmente se desarrolló como una típica falla por hendimiento en forma de cuñas hasta que la fisuración se propagó a los lados y a la cara frontal de la probeta. El resultado fue la pérdida total de un bloque rectangular de recubrimiento de hormigón que se extendía hasta el dispositivo de anclaje en todo el ancho de la probeta, y no el grupo de cuñas rectangulares habituales con un vértice común en el dispositivo de anclaje. Esta falla indica que el mecanismo de hendimiento en forma de cuñas no se desarrolló totalmente y por lo tanto se redujo la resistencia última de la instalación del bulón de anclaje.

El principal efecto de la longitud embebida sobre la resistencia última de la instalación de un bulón de anclaje se relaciona con la capacidad del recubrimiento de hormigón para resistir la acción de hendimiento en forma de cuñas del cono de hormigón aplastado y compactado delante del dispositivo de anclaje. Para desarrollar esta resistencia se requiere una cierta longitud embebida mínima. Como se ilustra en la Figura 3.46, aumentar la longitud embebida más allá de esta longitud mínima no aporta una mejoría significativa, pero disminuir la longitud embebida ocasiona una reducción significativa de la resistencia última. Una longitud embebida igual a 15D se puede considerar una longitud embebida mínima satisfactoria.

3.4.5 Resistencia última – La resistencia última de un bulón que forma parte de un grupo obviamente es diferente a la de un bulón aislado de igual geometría.

3.4.5.1 Resistencia de un bulón individual – Hasselwander, Jirsa, Breen y Lo (1977) concluyeron que el recubrimiento de hormigón y el área de contacto son las principales variables que determinan la resistencia de los bulones de anclaje individuales. Estas variables se incorporaron en una expresión que permite predecir la resistencia de bulones de anclaje aislados solicitados a tracción simple y que fallan por hendimiento en forma de cuñas:

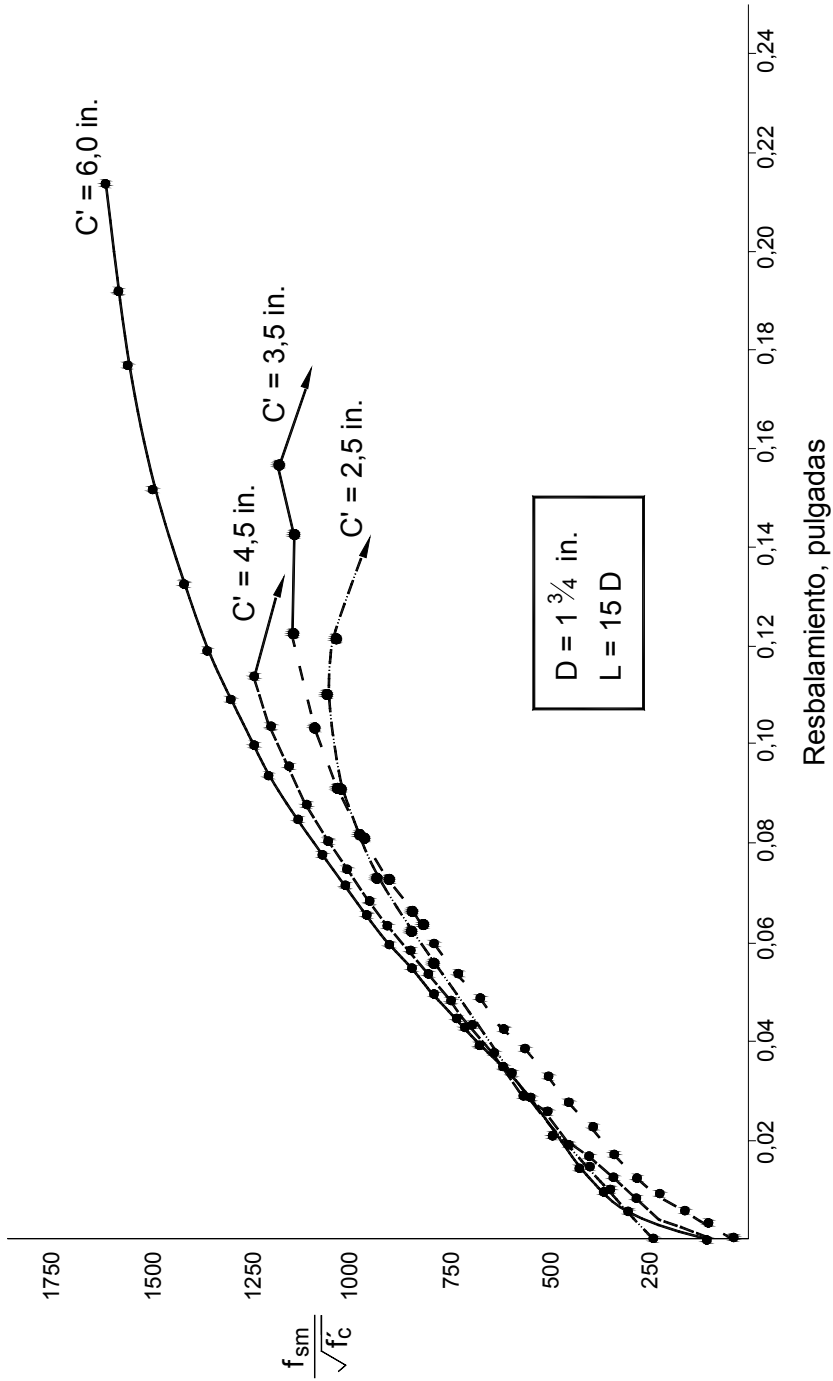


Figura 3.46 – Influencia del recubrimiento libre

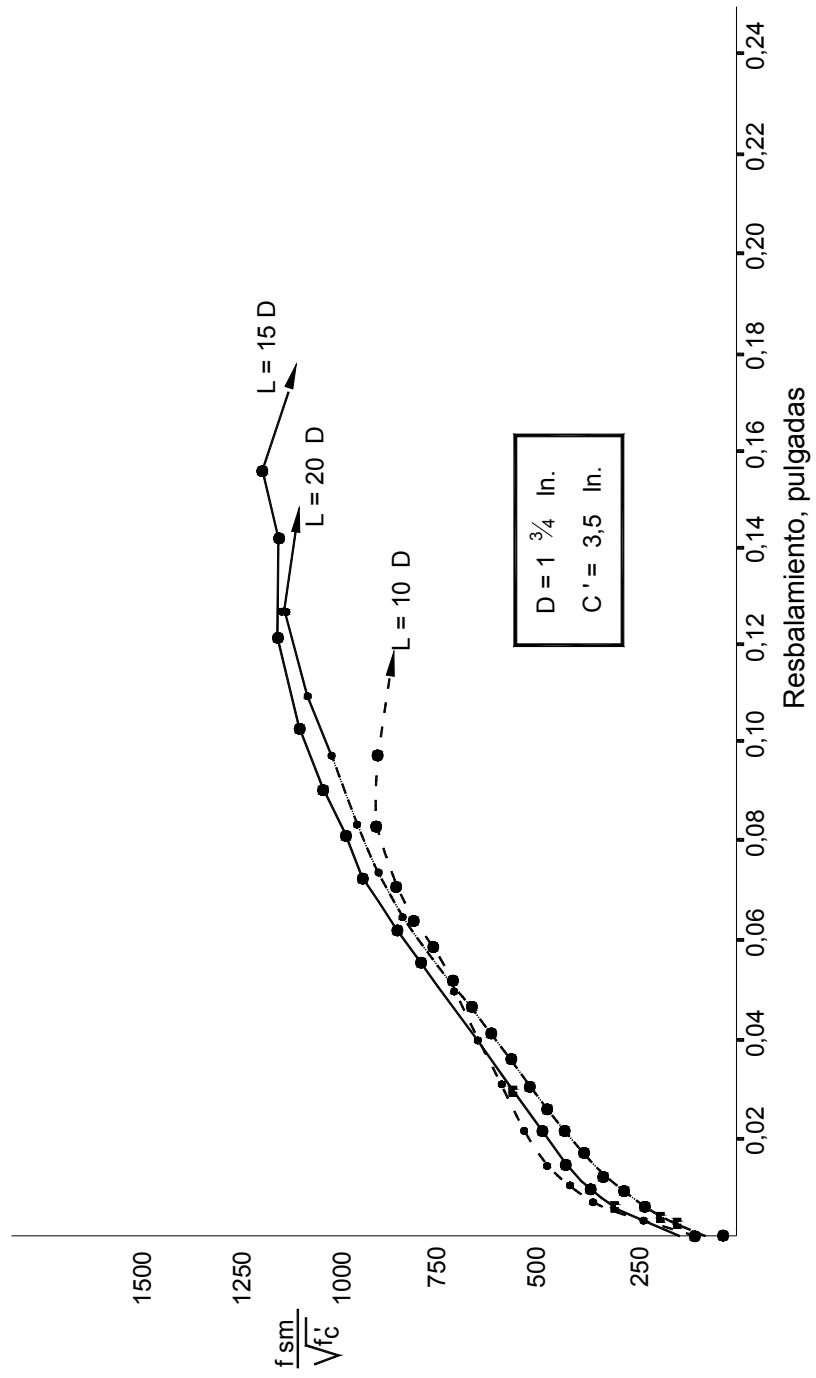


Figura 3.46 – Influencia de la longitud embebida

$$T_n = 140 A_b \sqrt{f'_c} \left[0,7 + \ln \left[2C' / (D_w - D) \right] \right] \quad (3.35)$$

donde:

T_n = capacidad última contra el hendimiento en forma de cuñas de un bulón individual, lb, con una longitud embebida mayor o igual que 12 ($D_w - D$)

A_b = área de apoyo neta, in.², $(\pi/4)(D_w^2 - D^2)$, pero no mayor que $4D^2$

D = diámetro del bulón, in.

D_w = diámetro del dispositivo de anclaje (arandela), in., con un espesor mínimo de $D_w/8$

C' = recubrimiento libre de hormigón sobre el bulón, in.

La resistencia a la tracción de diseño, T_u , se determinó de la siguiente manera:

$$T_u \leq \phi T_n \quad \text{pero} \quad \leq A_s f_y, \text{ lb} \quad (3.36)$$

donde:

ϕ = factor de reducción de la capacidad igual a 0,75

A_s = área de tracción del bulón de anclaje, según lo definido en la Ecuación (3.1), in.²

f_y = tensión de fluencia del material del bulón, psi

La ecuación de diseño se desarrolló a partir de un análisis de regresión de los resultados de ensayos en bulones que fallaron exclusivamente por hendimiento en forma de cuñas. Para permitir que ocurra el mecanismo de falla por hendimiento en forma de cuñas se sugirió una longitud embebida mínima igual a $12(D_w - D)$. Se impuso una restricción para tomar en cuenta la reducción de la eficiencia del área de apoyo que se observó en las arandelas grandes, y esta restricción limitó el área de contacto neta a $4D^2$. Para evitar la flexibilidad de las arandelas se sugirió utilizar arandelas con un espesor mínimo de $D_w/8$.

Para ilustrar la precisión de la ecuación, la Figura 3.47 muestra una gráfica de la expresión sugerida para calcular la resistencia última junto con los datos obtenidos en los ensayos. Esta ecuación permite obtener una estimación razonable de la resistencia y además es fácil de utilizar y refleja los parámetros críticos observados en el programa de ensayos.

3.4.5.2 Resistencia de un grupo de bulones – Jirsa et al. (1984) evaluaron la interacción en los grupos de bulones y la reducción de la resistencia comparando la capacidad media obtenida mediante ensayos con la capacidad pronosticada para un bulón aislado de

geometría similar. Se observó que a medida que disminuía la separación entre los bulones aumentaba significativamente la reducción de la resistencia. Mediante un análisis por mínimos cuadrados de los datos disponibles se desarrolló la siguiente modificación de la Ecuación (3.45) para determinar la capacidad de tracción nominal de un bulón de anclaje que forma parte de un grupo de bulones en base a una falla del hormigón.

$$T_n = 140 A_b \sqrt{f'_c} \left\{ 0,7 + \ln \left[2C' / (D_w - D) \right] \right\} \\ (0,02S + 0,4), \text{ in.} \quad (3.37)$$

donde:

S = separación de los bulones, in.
 $= (0,02S + 0,4) \leq 1,0$

y los demás factores son como en la Ecuación (3.35).

La Ecuación (3.37) permite estimar la resistencia de los bulones de anclaje poco separados con el recubrimiento de hormigón típico utilizado en las estructuras viales. La capacidad de tracción de diseño, T_u , se puede determinar de acuerdo con la Ecuación (3.36).

3.5 – REFERENCIAS

ACI Committee 349, 1990, "Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures," (ACI 349-90) Appendix B, American Concrete Institute, Detroit.

American Institute of Steel Construction, 1978, *Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel Buildings, with Commentary*, New York, pp. 235.

Best, J. Floyd y McDonald, James E, 1999, "Evaluation of Polyester Resin, Epoxy, and Cement Grouts for Embedding Reinforcing Steel Bars in Hardened Concrete," Technical Report REMR-CS-23, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

Bode, H. y Roik, K., 1987, "Headed Studs Embedded in Concrete and Loaded in Tension," en ACI SP 103 *Anchorage to Concrete*, G. Hasselwander ed., Detroit.

Bode, H. y Hanenkamp, W., 1985, "Zur Tragfähigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspruchung," (Para Determinar la Capacidad de Carga de Anclajes con Cabeza bajo Cargas de Arrancamiento), Bauingenieur pp. 361-367.

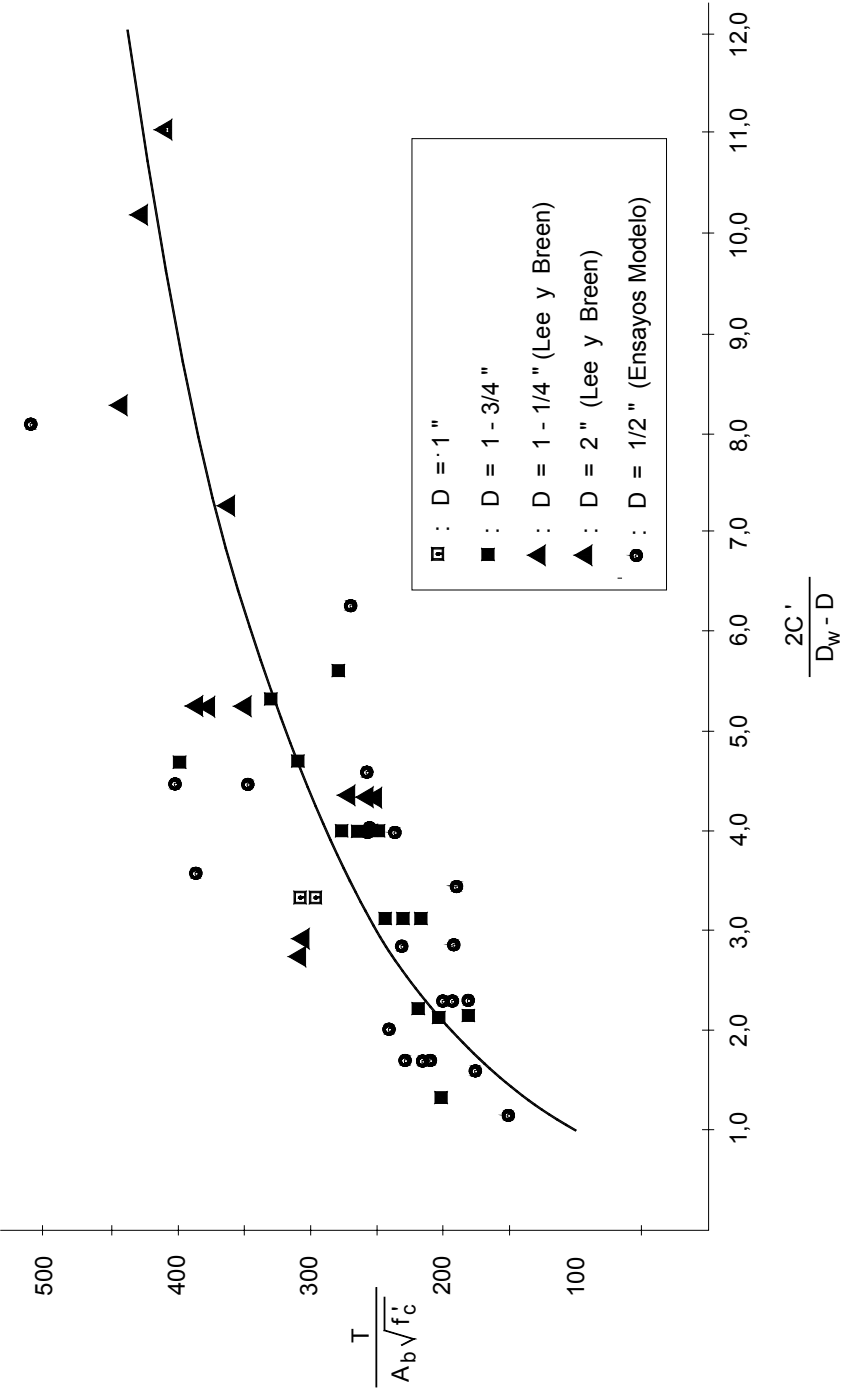


Figura 3.47 – Comparación entre los valores anticipados y los valores observados en los ensayos

Braestrup, M.W., Nielson, M.P., Jense, B.C. y Bach, F., 1976, "Axisymmetric Punching of Plain and Reinforced Concrete," Copenhagen, Technical University of Denmark, Structural Research Laboratory, Report R 75.

Breen, J.E., 1964, "Development Length for Anchor Bolts," *Research Report SS-IF*, Center for Highway Research, University of Texas at Austin.

Burdette, E.G., Perry, T.C y Funk, R.R., 1987, "Load Relaxation Tests," ACI SP-103 *Anchorage to Concrete*, G. Hasselwander ed., Detroit, pp. 297-311.

Cannon, R.W., 1981, "Expansion Anchor Performance in Cracked Concrete," ACI-Journal, Noviembre-Diciembre, pp. 471-479.

Elfgren, L., Anneling, R., Eriksson, A. y Graniund, S., 19SS, "Adhesive Anchors, Tests with Cyclic and Long-Time Loads," Swedish National Testing Institute Report 1987:39, Borås.

Eligehausen, R., 1987, "Anchorage to Concrete by Metallic Expansion Anchors," ACI SP 103 *Anchorage to Concrete*, G. Hasselwander ed., Detroit, pp. 181-201.

Eligehausen, R., 1984, "Wechselbeziehungen zwischen Befestigungstechnik und Stahlbetonbauweise", (Interacción de los Sujetadores y las Construcciones de Hormigón Armado), en "Fortschritte in Konstruktiven Ingenieurbau", Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Eligehausen, R. y Fuchs, W., 1988, "Tragverhalten van Dübelbefestigungen hei Querzug-, Schrägzug- und Biegebean-spruchung," (Relación Carga-Aplastamiento de Anclajes bajo Cargas de Corte, Combinaciones de Tracción y Corte o Flexión), Betonwerk + Fertigteil-Technik, No. 2, en Alemán e Inglés.

Eligehausen, R., Fuchs, W., Lotze, D. y Reuter, M., 1989, "Befestigungen in der Betonzugzone," (Anclaje en Zonas de Hormigón Traccionado), Beton-und Stahlbetonbau 84, No. 2 y 3.

Eligehausen, R., Fuchs, W. y Mayer, B., 1987, 1988, "Tragverhalten van Dübelbefestigungen bei Zugbean-spruchung," (Relación Carga-Aplastamiento de los Anclajes Traccionados), Betonwerk + Fertigteil-Technik, No. 12/1987 y No. 1/1988, en Alemán e Inglés.

Eligehausen, R., Mallee, R. y Rehm, G., 1984, "Befestigungen mit Verbundankern," (Conexiones Formadas con Anclajes Químicos), Betonwerk + Fertigteil-Technik, No. 10, pp. 686-692, No. 11, pp. 781-785, No. 12, pp. 825-829.

Eligehausen, R. and Pusill-Wachtsmuth, P., 19S2, "Stand der Befestigungstechnik im Stahlbetonbau," (Tecnología de Anclaje en Construcciones de Hormigón Armado), IVBH Sunny S-19/S2, IVBH- Periodica 1/1982, February.

Eligehausen, R. y Reuler, M., 1986, "Tragverhalten van Flatten ohne Schubbewehrung bei Einleitung von Leten in die Belonzugzone", (Características de Carga de Placas sin Armadura de Corte por Introducción de Cargas en la Zona de Hormigón Traccionado), Informe No. 1/17-86/3 del Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universidad de Stuttgart.

Eligehausen, R. y Sawade, G., 1985, "Verhalten van Beton auf Zug," (Comportamiento del Hormigón Traccionado), Betonwerk + Fertigteil-Technik, No. 5 y 6, Mayo/Junio.

Fischer, A., 1984, "Befestigen mit Hinterschniltankern," (Conexiones con Anclajes Rebajados), en "Fortschritte im Kon-struktiven Ingenieurbau", Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Hanks, Abbot A., 1973, "Kwik Bolt Testing Program, Abbo Hanks Testing Laboratories of San Francisco, Archivo H2189-S1, Informe No. 8783.

Hasselwander, G.D., Jirsa, J.O., Breen, J.E. y Lo, K., 1977, "Strength and Behavior of Anchor Bolts Embedded Near Edges of Concrete Piers," *Research Report 29-2F*, Center for Highway Research, University of Texas at Austin, Mayo.

Hasselwander, G.B., Jirsa, J.O. y Breen, J.E., 1974, "A Guide to the Selection of High-Strength Anchor Bolt Materials", *Research Report 29-1*, Center for Highway Research, University of Texas at Austin, Octubre.

Jirsa, J.O., Cichy, N.T., Calzadilla, M.R., Smart, W.H., Pavlucik, M.P. y Breen, J.E., 1984, "Strength and Behavior of Bolt Installations Anchored in Concrete Piers," *Research Report 30S-1F*, Center for Highway Research, University of Texas at Austin, Noviembre.

Klingner, R.E y Mendonca, J.A., 1982a, "Tensile Capacity of Short Anchor Bolts and Welded Studs: A Literature Review, ACI-Journal, Julio/Agosto, pp. 270-279.

Klingner, R.E y Mendonca, J.A., 1982b, "Shear Capacity of Short Anchor Bolts and Welded Studs," A Literature Review, ACI Journal, Setiembre/Octubre.

Klingner, R.E., Mendonca, J.A. y Malik, J.B., 1982, "Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts Under Reversed Cyclic Loading," ACI Journal, Enero/Febrero.

Lee, D.W. Breen, J.E., 1966, "Factors Affecting Anchor Development," *Research Report 881F*, Center for Highway Research, University of Texas at Austin, AGosto.

Lee, D.W. y Breen J.K., 1970, "Model Study of Anchor Bolt Development Factors," *Models for Concrete Structures*, SP-29, American Concrete Institute.

Lieberum, K.H., Reinhardt, H.W. y Walraven, J.C., 1987, "Lastenleitung über Dubel in der Schubzone von Beton-Plattenstreifen," (Conexión de Anclajes en la Zona de Corte de Losas de Hormigón), Betonwerk + Fertigteil-Technik, No. 10, en Alemán e Inglés.

Mayer, B. y Eligehausen, R., 1984, "Ankergruppen mit Dubeln in der Betonzugzone," (Grupos de Anclajes con Anclajes en la Zona de Hormigón Traccionado), Werkstoffe und Konstruktion Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart and Forschungs-und Material-prüfungsanstalt, Baden-Württemberg (Eigenverlag), Octubre, pp. 167-180.

Meinheit, D. y Heidbrink, F.D., 1985, "Behavior of Drilled-In Expansion Anchors," Concrete International, Abril, pp. 62-66.

PCI Design Handbook – Precast and Prestressed Concrete, 1978, Prestressed Concrete Institute, Chicago, 380 pp.

Pusill-Wachtsmuth, P., 1982, "Tragverhalten van Metallspreizdübeln unter zentrischer Zugbelastung bei den Versagensarten Betonausbruch und Spalten des Betons," (Comportamiento de los Anclajes de Expansión Metálicos, Cargados en Tracción, para los Modos de Falla de Rotura y Hendidamiento del Hormigón), Tesis Doctoral, University of Stuttgart.

Rehm, G. y Eligehausen, R., 1986, "Auswirkungen der modernen Befestigungstechnik auf die konstruktive Gestaltung im Stahlbetonbau," (Efectos de la Tecnología de Conexión sobre el Diseño Estructural de las Construcciones de Hormigón Armado), Betonwerk + Fertigteil-Technik, No. 6, en Alemán e Inglés.

Rehm, G., Eligehausen, R. y Mallee, R., 1988, "Befestigungstechnik; (Técnicas de Conexión), en "Betonkalender 1988", Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Rehm, G. y Lehmann, R., 1982, "Untersuchungen mit Metallspreizdübeln in der gerissenen Zugzone von Stahlbeton-bauteilen," (Investigaciones sobre Anclajes de Expansión Metálicos en la Zona de Tracción Fisurada de Elementos de Hormigón Armado), Informe del Otto-Graf- Institut, Stuttgart, Julio, trabajo no publicado.

Riemann, H., 1985, "Das erweiterte χ -Verfahren für Befestigungsmittel: Bemessung an Beispielen von Kopfbolzen-verankerungen," (El Método χ Extendido para el Diseño de Dispositivos de Sujeción, Ejemplificado mediante Pernos de Anclaje con Cabeza), Betonwerk + Fertigteil-Technik, No. 12, pp. 806-815, en Alemán e Inglés.

Seghezzi, H.D. y Vollmer, H., 1982, "Modern Anchoring Systems for Concrete," ACI SP-103, *Anchorage to Concrete*, Atlanta, Enero.

Sell, R., 1973, "Festigkeit und Verformung von mit Reaktionsharzmörtel-Patronen versetzten Ankern," (Resistencia y Desplazamiento de Anclajes Instalados con Cartuchos de Mortero y Resina Reactiva), Verbindungstechnik 5, Vol. E, Agosto, en Alemán.

Shaikh, A.F. y Yi, W., 1985, "In-Place Strength of Welded Headed Studs," Journal of the Prestressed Concrete Institute, Marzo/Abril, pp. 56-81.

Teledyne Engineering Services, 1979, Informe Técnico 3501-1, 1ª Revisión, Agosto 30.

Wagner-Grey, V., 1976, "Experimentelle und Theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Spreizdübeln in Beton," (Investigaciones Experimentales y Teóricas sobre el Comportamiento de los Anclajes de Expansión en Hormigón), Tesis Doctoral, Technical University of Munich.

Wiewel, Harry, 1989, "Results of Long-Term Tension Tests on ITW Ramset/Red Head EPCON System® Anchors Installed in Hardrock Concrete," Techmar Inc, Long Beach, CA, Junio.

CAPÍTULO 4 – CONSIDERACIONES DE DISEÑO

4.1 – Introducción

El objetivo de la presente sección es discutir los diferentes factores que afectan la habilidad de los anclajes en hormigón de realizar el propósito para el cual se los utiliza. Estos factores se deberían considerar en el diseño de los anclajes. Se recomienda abandonar la tendencia de diseñar los anclajes exclusivamente en base a su carga de tracción o de corte, ya que en realidad muchas veces los anclajes también involucran cargas de flexión, acción de palanca y redistribución de las cargas.

4.2 – Requisitos Funcionales

4.2.1 Condiciones de carga – Las principales consideraciones a tener en cuenta al determinar los requisitos para los anclajes en hormigón incluyen el tipo de cargas que experimentará el anclaje y el potencial de fisuración del hormigón en la proximidad de los anclajes. Cuando hay anclajes ubicados en la zona traccionada de un elemento de hormigón la probabilidad de fisuración es elevada. Como se describió en el Capítulo 3, la capacidad de los anclajes sometidos a carga sostenida en la zona traccionada del hormigón es apenas del 60 al 75 por ciento de la capacidad de carga estática de los anclajes en hormigón no tensionado. En hormigón fisurado la capacidad de los anclajes es fuertemente afectada por el tipo de anclaje y por el ancho de las fisuras en la región del anclaje. En las regiones en las cuales las tensiones son de tracción, debido a que el ancho de las fisuras por flexión es máximo en la superficie del hormigón y disminuye en función de la distancia a la superficie, el diseñador debería utilizar anclajes profundos (anclados en la zona de compresión del elemento) o anclajes diseñados especialmente para ser instalados en hormigón fisurado. Los anclajes que funcionan satisfactoriamente en hormigón no fisurado para un nivel de carga dado pueden fallar completamente si se utilizan en hormigón fisurado bajo cargas de la misma magnitud. Los criterios utilizados para diseñar y seleccionar los anclajes debería tomar en cuenta estos factores.

Es posible que debido a consideraciones económicas o de otra índole se decida diseñar para un modo de falla determinado. Las instalaciones tales como las barandas de los puentes y las señales viales potencialmente podrían

estar sujetas a cargas accidentales que no constituyen cargas de diseño razonables. En estos casos puede ser prudente diseñar para la falla del segmento de la estructura más fácilmente reemplazable, ya sea el bulón de anclaje o una parte independiente de la estructura. Se debe tener cuidado al diseñar para un modo de falla determinado para poder mantener la integridad del sistema estructural primario.

4.2.1.1 Bases para columnas – Generalmente la compresión que actúa sobre las bases para columnas simplemente conectadas es de una magnitud tal que el corte de las columnas se transfiere mediante fricción y el anclaje se utiliza simplemente para propósitos de montaje. Una práctica habitual que se ha utilizado durante muchos años consiste en utilizar como bulones de montaje bulones en forma L y J que no tienen una longitud embebida suficiente para desarrollar la resistencia del acero de los anclajes. Los anclajes con cabeza del mismo tamaño y longitud que los bulones en L y J tienen capacidades muy superiores. Sin embargo, este aumento de capacidad muchas veces no es necesario en las conexiones simples entre una columna y su placa base. Las bases para columnas que se diseñan como conexiones de momento deberían requerir una conexión rígida a la base y para ellas se deberían seleccionar anclajes que puedan mantener una precarga residual suficiente para desarrollar los momentos aplicados. Estas condiciones son necesarias para lograr la fijación de las bases para columnas.

4.2.1.2 Fundaciones para maquinarias – Los bulones de anclaje que se han de utilizar para las fundaciones de maquinarias generalmente son especificados por el fabricante de las maquinarias que los ha dimensionado en base a su experiencia. Su propósito general es fijar el chasis rígido de la maquinaria al hormigón para poder así soportar las vibraciones. En general se instalan para niveles de tensión relativamente bajos y su longitud embebida puede no ser suficiente para desarrollar la capacidad del acero de los anclajes. La acción de cargas cíclicas sobre los anclajes utilizados en las fundaciones para maquinarias puede ser crítica y debe ser considerada.

4.2.1.3 Conexiones estructurales solicitadas a tracción y corte – El anclaje de las conexiones estructurales primarias exige la cuidadosa consideración de todas las combinaciones de cargas posibles. La falla de las conexiones puede ser catastrófica, particularmente si el sistema no es redundante. Se recomienda que todas las conexiones estructurales sean dúctiles.

La ductilidad se define como la relación entre el desplazamiento plástico de una estructura y su máximo desplazamiento elástico (fluencia). La habilidad de una

estructura para exhibir elevados valores de ductilidad (diez o más) es una característica altamente deseable, ya que puede permitir que exista una condición de carga excesiva sin que se produzca una falla catastrófica. Permite lograr estructuras altamente redundantes (es decir, estructuras que permiten recorridos alternativos para las tensiones) que pueden redistribuir las cargas internamente.

Al diseñar el anclaje de una estructura de acero a un elemento de hormigón se debería considerar la ductilidad de la estructura, incluyendo la ductilidad de la conexión. El comportamiento dúctil deseado puede ocurrir en uno de los siguientes componentes o en todos ellos: el elemento de acero estructural conectado, la placa base unida al elemento de acero, los anclajes de acero, o el hormigón. El acero es más dúctil que el hormigón y es mejor dimensionar un anclaje de modo que la mayor parte del desplazamiento dúctil ocurra en los elementos de acero del anclaje o en el elemento estructural conectado. En aquellos casos en los cuales esto no sea posible se deberían extremar los cuidados al seleccionar los tipos de anclajes, su geometría y los factores de seguridad.

Al determinar los detalles de una conexión también se deberían considerar las variaciones de temperatura y la contracción de los elementos estructurales, ya que las cargas de tracción afectan significativamente las tensiones en los anclajes y el modo en que el corte es transferido al hormigón. En las conexiones estructurales también se deberían investigar las cargas cíclicas, las cargas vibratorias debidas al viento o a diferentes tipos de maquinaria y las cargas sísmicas.

4.2.1.4 Apoyos para tuberías – En la mayoría de las estructuras los apoyos para tuberías consisten en suspensores o ménsulas de apoyo. Los apoyos para tuberías generalmente se detallan de manera de permitir la libre expansión y contracción del sistema de tuberías bajo los efectos de los cambios de temperatura. La experiencia ha demostrado que este tipo de sistemas funcionan muy bien bajo condiciones sísmicas sin que sea necesario tomar en cuenta consideraciones de diseño especiales. Los problemas de vibración ocurren normalmente bajo condiciones de operación y se corrigen agregando o reubicando los apoyos para así alterar la frecuencia de respuesta del sistema. Habitualmente las cargas de diseño para estos apoyos son bajas y la experiencia indica que al dimensionar los anclajes se obtienen factores de seguridad elevados.

Por el contrario, los apoyos para tuberías utilizados en aplicaciones nucleares a menudo se diseñan de manera de impedir que las frecuencias del sistema de tuberías coincidan con las frecuencias estructurales anticipadas

generadas por un sismo de una magnitud determinada. En consecuencia, las especificaciones establecen valores límite bajos para los desplazamientos de los apoyos, aún para combinaciones de cargas conservadoras. La mayoría de los sistemas de anclaje no pueden satisfacer las limitaciones impuestas a los desplazamientos sin utilizar bases rígidas y anclajes sobredimensionados.

Si una tubería tiene múltiples apoyos y está cargada a lo largo de toda su longitud se debería evaluar la rigidez de cada apoyo con respecto a la rigidez longitudinal de la totalidad del sistema de apoyo entre juntas de expansión o codos para asegurar que ningún apoyo particular esté sobrecargado hasta la falla, ya que esto podría iniciar un mecanismo de falla progresivo.

4.2.2 Ambiente donde se encuentran los anclajes – Considerar el ambiente de servicio es fundamental para lograr una prolongada vida útil, especialmente en aquellas regiones en las cuales los anclajes pudieran estar en contacto con salpicaduras de agua marina o sales anticongelantes. El acero no protegido es particularmente vulnerable a la corrosión cuando permanece expuesto a las condiciones atmosféricas. En el caso de los anclajes de expansión, existe vulnerabilidad a la corrosión en la región del mecanismo de expansión donde hay espacio disponible para permitir la acumulación de humedad. La corrosión reducirá la habilidad de los anclajes de funcionar satisfactoriamente, especialmente en el caso de los anclajes de expansión de torque controlado.

Cuando el acero está sometido a una elevada tensión sostenida o de larga duración existe un mayor potencial de falla por corrosión bajo tensión. Si la tensión de fluencia del acero de los anclajes es menor que 120.000 psi es menos probable que la corrosión bajo tensión represente un problema. Sin embargo, se debe tener precaución cuando en la zona del anclaje se utilizan cloruros ya sea en forma externa o como parte de la mezcla de hormigón. En los ambientes corrosivos se debería considerar el uso de sistemas con recubrimientos protectores o el empleo de materiales resistentes a la corrosión. El uso de delgados revestimientos de cinc no proporcionará protección permanente contra la corrosión bajo condiciones de exposición exteriores normales. Un correcto detallado asegurará que el agua que escurre no pueda llegar a los anclajes en las áreas en las cuales hay presencia de nieve o sales anticongelantes. Se sabe que la alternancia de períodos de humedecimiento y secado ha producido corrosión incluso en ausencia de cloruros.

Con frecuencia los bulones de anclaje se colocan en camisas para permitir un pequeño ajuste del bulón para poder unirlo a la base de fundación. Si la fundación está expuesta a temperaturas de congelamiento las camisas se deberían llenar con mortero o bien se debería

implementar otra forma de protección contra el ingreso de agua. Si una fundación estará expuesta a un ambiente agresivo se deberían sellar las luces entre las placas base de acero y la superficie de hormigón. De manera similar, los morteros de arena-cemento colocados en seco que están expuestos a condiciones de congelamiento y deshielo se deberían cubrir con un sellador para impedir la absorción de agua.

En las áreas sujetas a temperaturas elevadas o que potencialmente estarán expuestas al fuego no se deben utilizar adhesivos químicos, calafateado con plomo ni otros materiales que bajo temperaturas elevadas tienen una alta tasa de fluencia lenta. También puede ser necesario realizar investigaciones especiales para determinar los posibles efectos de los productos químicos utilizados en los procesos de las plantas industriales. La exposición intermitente puede ser una condición de servicio más severa que la exposición permanente.

4.2.3 Comportamiento – El comportamiento de los anclajes hormigonados in situ y los anclajes instalados en hormigón endurecido ya fue descrito en el Capítulo 3. Los anclajes hormigonados in situ bien diseñados se comportan mejor que los anclajes instalados en hormigón endurecido o tan bien como los mismos, aunque más no sea porque normalmente se extienden dentro del hormigón hasta una profundidad mayor y porque bajo condiciones de carga última la falla se produce en el bulón antes que en el hormigón. Las especificaciones que permiten fabricaciones alternativas para los equipos a anclar (y en consecuencia también permiten dimensiones y ubicaciones alternativas para los anclajes) con frecuencia hacen que resulten más prácticos los anclajes instalados en hormigón endurecido. Sin embargo, el diseñador debería considerar el uso de anclajes hormigonados in situ cuando conozca las dimensiones y la ubicación de los anclajes antes de colar el hormigón.

La capacidad de un anclaje puede estar limitada por la resistencia del hormigón, por la resistencia del acero del anclaje, o por el resbalamiento del anclaje. El modo de falla es una importante consideración que se debe tener en cuenta en el diseño.

La falla del hormigón puede ocurrir antes o durante el resbalamiento del anclaje. En general las propiedades del acero están bien definidas y la falla del acero es predecible y controlable. En contraste con la ductilidad controlada del mecanismo de falla del acero, el hormigón es un material frágil cuyas propiedades no son tan bien definidas. Una falla por resbalamiento puede ser frágil o dúctil, dependiendo de la habilidad del mecanismo de anclaje para soportar carga durante el resbalamiento.

4.3 – MATERIALES

4.3.1 Hormigón – Cuando la capacidad del anclaje es controlada por la resistencia del hormigón, son generalmente las propiedades del hormigón las que controlan las fallas en forma de cono y la resistencia al aplastamiento la que controla las fallas por resbalamiento. Las características de tracción del hormigón varían más que las características de compresión. Las propiedades de tracción del hormigón también afectan la adherencia y afectan aquellos tipos de anclajes que dependen de la adherencia para desarrollar su capacidad.

La relación entre la resistencia a la tracción y la resistencia a la compresión se puede complicar debido a la influencia del tamaño de grano y el tipo y la distribución de las partículas de los agregados. Por este motivo las prácticas constructivas que permiten la segregación de los agregados aumentan la variabilidad de la resistencia a la tracción más que la variabilidad de la resistencia a la compresión. La segregación de los agregados es afectada por el asentamiento del hormigón, la altura desde la cual se vierte el hormigón y el grado de vibrado durante la colocación. Es por esto que la capacidad de los anclajes puede variar dependiendo de su ubicación en un muro o si se encuentra en la parte superior o inferior de una losa.

4.3.2 Acero – El tipo de acero utilizado para los anclajes depende en gran medida del método de anclaje, pero también puede ser influenciado por el método utilizado para asegurar la placa base o dispositivo de fijación a los anclajes. Debido a la naturaleza frágil de los aceros de resistencia más elevada, es recomendable limitar la tensión de fluencia de los anclajes con cabeza a la correspondiente a un material ASTM A 325 u otro de resistencia inferior. Los recubrimientos de cinc provocan fragilidad adicional y reduce la resistencia a la fatiga de los bulones de acero de mayor resistencia. Se ha determinado que los aceros con tensiones de fluencia superiores a 120.000 psi son altamente susceptibles a la corrosión bajo tensión en la mayoría de los ambientes en los cuales habitualmente se utilizan anclajes.

4.4 – Principios de Diseño

El factor de seguridad para cualquier elemento de un sistema de anclaje debe ser consistente con los factores de seguridad de los demás elementos que componen el sistema. Para establecer una tensión admisible o un factor de carga se debe considerar el comportamiento del anclaje. El diseño de los anclajes en hormigón

generalmente está controlado por códigos que gobiernan tanto el hormigón como el acero estructural.

4.4.1 Tipos de anclajes

4.4.1.1 Anclajes con cabeza – Los anclajes con cabeza pueden consistir en pernos soldados o materiales para abulonar con cabezas de anclaje fabricadas de acuerdo con normas establecidas. Los anclajes con cabeza también se pueden fabricar soldando una placa rígida al extremo embebido del anclaje o creando rosca en una barra y usando una tuerca estándar. Una vez que la carga aumenta lo suficiente para superar la adherencia en el vástago, la carga adicional es resistida por apoyo de la cabeza del anclaje. Los anclajes con cabeza son más eficientes cuando el vástago del anclaje es liso. Esto minimiza la adherencia y transfiere la totalidad de la carga del anclaje por apoyo en la cabeza.

4.4.1.2 Anclajes cementados – Cuando la carga del anclaje se transfiere del acero al hormigón mediante desarrollo de adherencia, la máxima transferencia de tensión ocurre cerca de la superficie y disminuye con la profundidad. La longitud embebida, requerida para desarrollar plenamente la resistencia del acero en tracción, es función de la rugosidad del bulón o barra de anclaje (tamaño y distribución de las deformaciones). Bajo carga sostenida la adherencia es afectada por la fluencia lenta del hormigón en la zona altamente tensionada próxima a la superficie. Típicamente los anclajes cementados se fabricaban a partir de barras lisas, barras de armadura conformadas y bulones totalmente roscados. Las longitudes básicas de anclaje indicadas en el Código de Construcción ACI se basan en el recubrimiento y separación mínimos de un número ilimitado de barras. La longitud básica de anclaje de las barras conformadas con un gancho o codo a 90° en su extremo es aproximadamente igual al 50 por ciento de la longitud de anclaje de las barras rectas. En 1971 se excluyó el uso de barras lisas como armaduras (Comité ACI-ASCE 326, 1962). La longitud de anclaje de las barras lisas en general se considera igual a dos veces la correspondiente a las barras conformadas.

Las longitudes de anclaje especificadas en ACI 318 aseguran que la capacidad del hormigón será mayor que la fuerza de fluencia de las barras. Al evaluar la capacidad del hormigón solamente se tomaron en cuenta los modos de falla por hendimiento del hormigón y cizallamiento del hormigón entre nervios. No se consideró el modo de falla en forma de un cono de hormigón, ya que típicamente este modo no ocurre al desarrollar barras de armadura. Sin embargo, el modo de falla en forma de un cono de hormigón es bastante común

en el caso de los anclajes poco profundos (ver Capítulo 3).

Excluyendo las condiciones de borde y separación, la tensión de fluencia de una barra de armadura individual se puede desarrollar en hormigón de 3000 psi en una longitud aproximadamente igual a 15 diámetros de la barra (barra recta) o aproximadamente igual a 10 diámetros de la barra (barra con gancho). Para evitar la falla de un cono de hormigón se puede aumentar la longitud de anclaje aplicando un factor de hasta 4 para tomar en cuenta los efectos del recubrimiento, el número y la separación de las barras. La longitud de anclaje se debe incrementar adicionalmente aplicando un factor igual a 1,5-2,0 si los anclajes están ubicados en la zona traccionada de un elemento de hormigón armado. La mayoría de las situaciones de anclaje no involucran valores mínimos de recubrimiento y separación. Los requisitos del código serán muy conservadores si se trata de barras individuales ancladas en hormigón no fisurado y bien alejadas de los bordes. Sin embargo, los requisitos del código pueden no ser conservadores si se trata de un grupo de barras, próximas o no a los bordes, instaladas en hormigón no fisurado o en la zona traccionada (fisurada) de un elemento de hormigón armado.

4.4.1.3 Anclajes de expansión – Existen numerosos dispositivos de expansión patentados que se utilizan para sujetar mecánicamente los anclajes instalados en hormigón endurecido. La mayoría de los anclajes de expansión originalmente fueron desarrollados para longitudes embebidas pequeñas buscando un anclaje que provocara la falla del hormigón o una falla por resbalamiento. Como en esta situación no había ninguna posibilidad de que ocurriera una falla dúctil del acero, no se aplicaban restricciones a la resistencia del acero utilizado para fabricar estos anclajes. Los anclajes de expansión que se han desarrollado más recientemente cuentan con mecanismos de expansión que pueden desarrollar plenamente la resistencia del acero de un anclaje. Si se desea un modo de falla dúctil se debería especificar que los anclajes se fabriquen de aceros dúctiles.

4.4.2 Falla por tracción del hormigón – La determinación de la resistencia al arrancamiento del hormigón (falla de un cono de hormigón) de los anclajes individuales y grupos de anclajes se discutió en la Sección 3.2.2. Se producirá la falla de un cono de hormigón si la capacidad del bulón de anclaje es mayor que la resistencia al arrancamiento del hormigón. Todos los anclajes de expansión tipo casquillo están diseñados para que falle el hormigón si el bulón está embebido hasta la profundidad del casquillo. También puede haber

una falla del hormigón en el caso de bulones de cuñas que tienen poca profundidad embebida.

El hormigón también puede fallar por hendimiento si el confinamiento lateral del anclaje no es adecuado. Esto sucede con todos los tipos de anclajes de expansión que tienen pequeñas distancias a los bordes. Debido a las importantes fuerzas de expansión que se generan durante la instalación de este tipo de anclajes, los anclajes de expansión de deformación controlada (anclajes tipo "drop-in," anclajes autoperforantes y pernos de anclaje) son particularmente sensibles al efecto de la distancia a los bordes. Cuando las distancias a los bordes son pequeñas también se puede producir hendimiento cuando el mecanismo de los anclajes se expande al aplicar carga.

En Estados Unidos la mayoría de los fabricantes de anclajes de expansión recomiendan limitar las cargas de servicio normales al 25 por ciento de la carga de falla promedio obtenida por el fabricante mediante ensayos. Investigaciones realizadas por la *United States Nuclear Regulatory Commission* (1979) indicaron que los problemas de instalación asociados con los anclajes de expansión de tipo casquillo partido hacen que para este tipo de anclajes sea necesario utilizar factores de seguridad mayores que los que se utilizan para los anclajes de expansión tipo torque. Para los anclajes de casquillo partido y para otros anclajes que provocan la falla del hormigón se recomendó aplicar a los valores medios de ensayo un factor de seguridad mínimo igual a cinco.

Los resultados de ensayos realizados con anclajes de expansión difieren entre obra y obra y según el tipo, tamaño y modificaciones del diseño del anclaje. Suponiendo un coeficiente de variación de 25 por ciento, será apropiado aplicar un factor de seguridad igual a cinco a la resistencia media de los anclajes obtenida mediante ensayos.

Las capacidades de los anclajes son afectadas por la longitud embebida, la distancia a los bordes y la separación. El acero utilizado como armadura del hormigón se puede usar para mejorar la resistencia de los anclajes hormigonados in situ. Si la distancia a los bordes es pequeña se pueden utilizar espirales poco separadas de alambre o malla de alambres de pequeño diámetro para resistir las fuerzas de estallido. No obstante, es necesario realizar más investigaciones en esta área. Hay otras soluciones que pueden ser más efectivas. Estas soluciones consisten en:

(1) Disponer mayores longitudes embebidas para evitar que ocurra el modo de falla de un cono de hormigón por tracción.

(2) Utilizar un mayor número de anclajes más pequeños con menores separaciones para evitar el descantillado cuando las distancias a los bordes son muy pequeñas.

(3) Precargar el anclaje de manera que el corte se transfiera por fricción en la interfaz entre la placa de base y el hormigón antes que por corte en el anclaje.

4.4.3 Resbalamiento de los anclajes – Los anclajes que fallan por resbalamiento, sin provocar que el hormigón falle por tracción, tienen relaciones carga-desplazamiento similares al comportamiento post-fluencia del acero. Típicamente, los bulones de cuñas y los anclajes con camisa cuyas longitudes embebidas son mayores que siete veces el diámetro del bulón fallarán por resbalamiento. Sin embargo, estos anclajes no se pueden considerar dúctiles debido a que la variación relativamente importante de la pendiente de las curvas de deflexión y las cargas últimas distribuyen las cargas a los anclajes de forma no uniforme. Para estos tipos de anclajes la mayoría de los fabricantes de anclajes de expansión para instalar en hormigón endurecido recomiendan limitar las cargas de servicio normales a 25 por ciento de la carga de falla promedio publicada.

4.4.4 Resistencia a la tracción del acero – Cuando la resistencia a la falla por arrancamiento de un cono de hormigón es mayor que la resistencia a la tracción del acero el diseño es controlado por la resistencia del acero. Para los dispositivos de fijación estructurales, salvo los suspensores simples, la distribución de la carga a los dispositivos de fijación depende de la rigidez del dispositivo y de su grado de fijación. En el caso de las conexiones a bases rígidas la tensión en los anclajes se puede determinar asumiendo que las secciones planas permanecen planas. Sin embargo, si la carga se transfiere del dispositivo de fijación a los anclajes a través de una placa flexible, la determinación de la tensión de los anclajes se complica por la rigidez de la placa, la acción de palanca y la relación carga-desplazamiento (incluyendo la precarga) del acero de los anclajes.

AISC impone un factor de seguridad mínimo igual a dos, contra las cargas últimas, para las cargas de servicio en el caso de materiales de elevada tensión de fluencia. Considerando la mayor pérdida de precarga que ocurre en los anclajes en hormigón (aproximadamente tres veces la que ocurre en las conexiones entre elementos de acero), utilizando para los bulones de anclaje un factor de seguridad mínimo igual a tres se obtendrían valores admisibles para las cargas de servicio residuales que se aproximarían a 85 a 90 por ciento de la precarga residual para bulones inicialmente precargados con una carga

próxima a la carga de fluencia. Esto parecería ser un límite razonable considerando todas las demás variables del hormigón y los anclajes. La carga de prueba para los anclajes en hormigón debería ser aproximadamente igual a 110 por ciento de la carga de servicio.

Para el diseño en base a cargas mayoradas, el Comité ACI 349 (1990) limita la tensión máxima a 0,9 de la tensión de fluencia para todos los tipos de conexiones, y con las tensiones basadas en el área neta de tracción en el caso de las uniones abulonadas. Suponiendo un factor de carga promedio igual a 1,6 las tensiones bajo carga de servicio se aproximarían a 0,55 de la tensión de fluencia en el caso de los anclajes que no son bulones. Para el acero ASTM A 36 esto también corresponde aproximadamente a un factor de seguridad de 3 contra la resistencia a la tracción.

La capacidad de los pernos de anclaje soldados pareciera ser afectada por el espesor del dispositivo de fijación (Tennessee Valley Authority, 1979). Aparentemente, la acción de palanca, debida a la flexibilidad de la placa, induce tensiones muy elevadas y fisuración en el borde interior de la zona de la soldadura afectada por el calor aún bajo cargas relativamente bajas. En consecuencia, los ensayos indican claramente que la pérdida de capacidad aumenta a medida que aumenta la flexibilidad de la placa.

4.4.5 Corte – El corte puede ser transferido de la placa base al hormigón ya sea por fricción o por apoyo.

4.4.5.1 Transferencia de corte por fricción – Si se ha de transferir corte por fricción no podrá ocurrir ninguna traslación lateral (resbalamiento) de la placa base. La fuerza normal necesaria para desarrollar resistencia friccional puede ser provocada por la aplicación de carga directa, por la reacción de compresión del momento aplicado, por la precarga residual remanente en los anclajes o por cualquier combinación de estos tres mecanismos. Si la conexión ha de transferir corte por fricción, la combinación de cargas determinante deberá ser aquella que produce la menor reacción de compresión en conjunción con el máximo corte.

Si la conexión se sujeta a hormigón endurecido, el coeficiente de fricción utilizado para determinar la resistencia al corte debe ser menor o igual que 0,6. Si la superficie de la placa base está en contacto íntimo con hormigón o mortero, la resistencia al corte aumentará debido a la cohesión entre ambas superficies y por este motivo, en este caso el coeficiente de fricción se puede tomar igual a 1,7.

Todas las fuerzas que contribuyen a la resistencia friccional se deben determinar conservadoramente al

diseñar ya sea para resistencia al corte total o parcialmente por fricción. Observar lo siguiente:

(a) Las cargas directas perpendiculares al plano de corte deben ser las mínimas asociadas con la condición de carga. En el caso de cargas cíclicas, esto sería la máxima carga directa incluyendo los factores de impacto asociados.

(b) La componente de compresión de la reacción de momento depende de la ubicación del centro de gravedad de la reacción de compresión. Por lo tanto, para determinar esta ubicación se deben utilizar hipótesis conservadoras. Si el procedimiento analítico no se verifica mediante ensayos, la ubicación se supondrá a una distancia menor o igual que el espesor de la placa a partir del borde de compresión del dispositivo de fijación.

(c) La precarga residual, si la hubiera, se debe basar en hipótesis conservadoras acerca de la pérdida de pretensado. Se puede anticipar que los anclajes poco profundos que tienen la capacidad de hacer fallar el hormigón por tracción experimentarán una pérdida de total de la precarga. Si el procedimiento de instalación requiere que la precarga sea determinada mediante medios positivos, la precarga residual no se debe adoptar mayor que 50 por ciento de la precarga inicial a menos que se realicen ensayos sobre prototipos. Si la carga de instalación se determina usando una llave de torsión calibrada u otros medios menos positivos, se debe asumir que la pérdida de pretensado será mayor. La precarga perdida se puede recuperar aplicando torque nuevamente o bien ajustando nuevamente los anclajes. No parece que se obtengan mayores ventajas aplicando torque nuevamente más de dos veces. Antes de volver a aplicar torque se debería dejar transcurrir el tiempo suficiente para que ocurra la mayor parte de la pérdida, pero bajo ninguna circunstancia este período de tiempo debe ser menor que alrededor de una semana. No se deberá asumir ninguna precarga efectiva si en el procedimiento de instalación no se indican requisitos de verificación.

4.4.5.2 Transferencia de corte por apoyo – Si la resistencia friccional no es suficiente para resistir el resbalamiento lateral es necesario transferir corte por apoyo de la placa sobre los anclajes o sobre el hormigón en el extremo de una placa totalmente embebida. En las conexiones con transferencia de corte por apoyo el corte se distribuye proporcionalmente a las rigideces de los elementos que resisten corte. Cuando fallan los elementos más rígidos aumenta la traslación lateral. Los elementos más rígidos luego transfieren su carga a los demás elementos.

4.4.6 Precarga – La falla por fatiga es una consideración fundamental para establecer las tensiones

de servicio. Esto es particularmente válido en el caso de los anclajes de expansión. Si el elemento está sujeto a frecuentes fluctuaciones de tensión, la magnitud del rango de variación de la tensión se debe limitar para evitar la eventual falla por fatiga (ver la discusión del comportamiento bajo cargas cíclicas en el Capítulo 3). La mejor manera de controlar esto consiste en limitar el nivel máximo de la tensión de diseño. En general se acepta que si el sistema de anclajes se puede pretensar con una carga suficiente para que luego de todas las pérdidas la carga remanente sea mayor que la carga que produce la tensión no es probable que ocurra fatiga. Bajo estas condiciones la tensión bajo cargas de servicio se podría limitar a un nivel que refleje la pretensión residual. Si no se puede garantizar una pretensión sostenida (residual), la tensión bajo cargas de servicio, bajo cargas que fluctúan, se debería limitar a un nivel suficientemente bajo que garantice que no ocurrirá fatiga.

Resulta más difícil asegurar un nivel de pretensión en los anclaje en hormigón que en las conexiones entre elementos de acero. Las pérdidas de la precarga se deben a la fluencia lenta del hormigón en las regiones altamente tensionadas donde se transfiere carga del acero al hormigón. En la mayoría de las aplicaciones la principal pérdida de precarga ocurre dentro de un período de pocos días después de su aplicación. Porcentualmente la pérdida disminuye cada vez que se aplica torque nuevamente al anclaje, de modo tal que es posible minimizar las pérdidas aplicando nuevo torque a intervalos de aproximadamente una semana. La pretensión no debe superar la tensión de fluencia del acero. La pérdida de la precarga es función de la relajación por deformación (fluencia lenta) con respecto a la deformación unitaria total del anclaje. Debido a que la mayor parte de la relajación de la carga ocurre en la zona donde la carga se transfiere al hormigón, la pérdida de precarga, en porcentaje, se puede reducir aumentando el alargamiento total del anclaje, con lo cual aumenta la longitud de deformación del anclaje. Si la longitud embebida del anclaje es la mínima requerida para desarrollar su resistencia a la tracción, el anclaje perderá entre 40 y 50 por ciento de la precarga aplicada a menos que se aplique torque nuevamente (Burdette, Perry y Funk, 1987). La pérdida puede ser más pronunciada si el anclaje está ubicado en hormigón fisurado. La pérdida de la precarga puede llegar al 100 por ciento en el caso de anclajes con longitudes embebidas pequeñas capaces de hacer fallar el hormigón. Esto es particularmente cierto para los anclajes ubicados en hormigón fisurado. Para lograr una precarga residual efectiva es necesario tener mucho cuidado para evitar la adherencia del anclaje al mortero u hormigón en la superficie. Cuando se produce adherencia en la

superficie, el confinamiento del hormigón o mortero superficial, debido a la compresión de la placa base sobre la superficie, muchas veces es suficiente para transferir localmente la totalidad de la carga durante un período de tiempo limitado. Cuando esto ocurre el estiramiento del bulón puede quedar limitado al espesor de la placa de apoyo o dispositivo de fijación. Para lograr una precarga efectiva se debe evitar la adherencia entre las roscas y el hormigón o mortero. El mortero tiene propiedades de adherencia significativamente mayores que el hormigón y, por lo tanto, se debe recubrir la totalidad de la longitud del bulón por encima de la cabeza del anclaje para evitar su adherencia en los sistemas cementados con mortero.

La aplicación de una pretensión efectiva requiere el contacto íntimo entre la placa base y el hormigón o mortero en todas las ubicaciones donde hay anclajes. Si la placa base se abulona directamente al hormigón endurecido sin utilizar mortero, se puede lograr una pretensión efectiva colocando planchas de relleno o arandelas donde se instalarán los bulones. En la mayoría de las conexiones solicitadas a momento el corte se transfiere al hormigón totalmente por fricción y los bulones solamente transmiten tracción. Si el efecto combinado de la precarga del anclaje y la reacción de compresión del momento aplicado no es suficiente para que el corte se transfiera por fricción, entonces los anclajes deben transferir corte. En este caso, si se utilizan planchas de relleno o arandelas, la tensión combinada en el anclaje será mayor debido a la mayor tensión de flexión en los bulones al transmitir corte a través del espacio adicional de las arandelas. Si no se puede lograr el contacto íntimo el riesgo de acumulación de tensiones elevadas se puede evitar aplicando inicialmente un torque hasta el valor máximo y luego aflojando los bulones hasta un valor de torque mínimo una vez que el hormigón haya tenido tiempo suficiente para consolidarse en la región de la cabeza del anclaje. Esto eliminará el desplazamiento no lineal del anclaje bajo carga y limitará la acumulación de tensiones pico al nivel de las tensiones de diseño.

4.4.7 Flexibilidad de la placa base – La flexibilidad de la placa base que conecta el dispositivo de fijación al acero de los anclajes es un factor fundamental para determinar la magnitud de la tensión en el sistema de anclajes y la distribución de tensiones a cada uno de los anclajes. Si la distancia entre los anclajes exteriores y el dispositivo de fijación es mayor que dos veces el espesor de la placa se puede considerar que la placa es flexible; caso contrario la placa se deberá considerar rígida. Si la placa es rígida las tensiones en los anclajes debidas al momento son proporcionales a sus distancias al eje

neutro y para determinarlas se puede utilizar la tradicional sumatoria de fuerzas y momentos. Si la placa es flexible las tensiones en los anclajes dependen tanto de la rigidez de la placa como de la distancia de los anclajes al eje neutro. También pueden ser afectadas por el efecto de otros anclajes cargados que forman parte mismo grupo que pudieran provocar flexión en la placa y por cualquier fuerza de palanca originada por la flexión de la placa, ya que esta fuerza podría sumarse directamente a la carga en los anclajes. El grado de error de las cargas de los anclajes que se determinan mediante análisis convencionales puede ser significativo si la placa es flexible.

4.4.7.1 Acción de palanca – Cuando la carga se transfiere del dispositivo de fijación al anclaje a través de una placa base que está plenamente en contacto con el hormigón o mortero, la rotación de la placa en el anclaje inducirá una fuerza de palanca más allá del anclaje donde la placa apoya sobre el hormigón. La fuerza de palanca aumenta la carga sobre el anclaje. La fuerza de palanca aumenta con la flexibilidad de la placa y afecta la magnitud del potencial desplazamiento descendente del borde de la placa más allá del anclaje. La fuerza de palanca disminuye a medida que aumenta el desplazamiento del anclaje. La precarga reduce las características de desplazamiento del anclaje bajo cargas aplicadas y aumenta la contrarrotación de la placa más allá del anclaje. Por este motivo la tensión en el anclaje aumentará con las cargas aplicadas, independientemente de la precarga. Sin embargo, la tasa de incremento de la tensión disminuye a medida que aumenta la precarga.

Si la placa no está en contacto con el hormigón más allá del anclaje, no habrá acción de palanca hasta que el desplazamiento hacia abajo del borde de la placa cierre la luz entre la placa y el hormigón. Si el anclaje no está precargado, el desplazamiento del anclaje tensionado aumentará la luz que se debe cerrar para desarrollar acción de palanca. Si el anclaje se precarga para cerrar esta luz, la fuerza de precarga se sumará a la tensión en el anclaje que resiste las cargas aplicadas.

4.5 – Prácticas Constructivas

El diseño de los métodos de instalación para los anclajes debe tomar en cuenta las practicas constructivas locales y las condiciones que se anticipan en la obra. Los detalles se deben diseñar de manera de minimizar la probabilidad de formación de "nidos de abeja" en el hormigón en los sitios de ubicación de los anclajes. Las tolerancias para la colocación pueden o no ser críticas y deben ser determinadas según la aplicación. El Capítulo 5 contiene más información sobre este tema.

4.6 – REFERENCIAS

Abbot A. Hanks, "Summary Report - Kwik-Bolt Testing Program", File No. H2189-\$1, Report No. B783, Abbot A. Hanks Testing Laboratories, San Francisco, CA.

ACI Committee 349, 1990, "Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-90), "Appendix B", American Concrete Institute, Detroit.

ACI-ASCE Committee 326, 1962, "Shear and Diagonal Tension", ACI Journal, Proceedings V 59, No. 2, Feb., pp. 277-333.

Burdette, E.G., Perry, T., Funk, R.R., 1987, "Load Relaxation Tests", ACI SP-103 Anchorage to Concrete, Detroit, pp. 297-311.

Cannon, Robert W., 19S1, "Expansion Anchor Performance in Cracked Concrete", ACI Journal Proceedings V. 78, Noviembre-Diciembre, pp. 471-479.

Eligehausen, Rolf, 19S7, "Anchorage to Concrete by Metallic Expansion Anchors", Anchorage to Concrete, American Concrete Institute Special Publication SP-103, pp. 181-201.

Orangun, C.O., Jirsa, J.O. y Breen, J.E., 1977, "A Re-evaluation of Test Data on Development Length and Splices," ACI Journal, Vol. 74, No. 3, pp. 114-122.

Raphael, Jerome M., 1984, "Tensile Strength of Concrete", ACI Journal No. Marzo - Abril, pp. 158-165.

Tennessee Valley Authority, 1979, "Welded Stud Anchors, Effect of Plate Flexibility on Stud Capacity", CEB Report No. 79-1S, TVA, Knoxville, TN.

United States Nuclear Regulator Commission, 1979, "Pipe Support Base Plate Designs Using Concrete Expansion Anchor Bolts", IE Bulletin No. 79-02, Office of Inspection and Enforcement, Washington, D.C.

CAPÍTULO 5 – CONSIDERACIONES CONSTRUCTIVAS

5.1 Introducción

Para los anclajes en hormigón el control de la calidad es la principal consideración constructiva. En la construcción, los ingenieros tienden a ser bastante meticulosos con respecto a las tolerancias en la fabricación de elementos de acero estructural, pero algo menos meticulosos en el caso de los elementos de mampostería, madera estructural y hormigón armado.

Satisfacer las tolerancias es costoso y, por lo tanto, las tolerancias requeridas se limitan a aquello que resulta práctico y lo que "puede ser cubierto por las otras industrias" y aún así permitir la obtención de un producto aceptable.

Otro concepto que se aplica a la hora de establecer tolerancias es el de sopesar las consecuencias de construir con una precisión menor a la especificada. La experiencia demuestra que los costos secundarios que implicaría compensar la falta de escuadra o verticalidad del esqueleto de una estructura justifican el tomar gran cuidado en la fabricación inicial. Esto también es válido para los anclajes en hormigón. Hay pocos detalles de una estructura en los cuales sea más importante desde el punto de vista económico ser cuidadosos durante la instalación, ni en los cuales un descuido pueda resultar más costoso. Algunas veces las medidas correctivas pueden ser tan costosas que simplemente no se implementan y el resultado final es una estructura muy por debajo de lo pretendido por el ingeniero.

Los anclajes permiten la conexión entre diferentes sistemas estructurales. Típicamente la carga axial, momento y corte requeridos para la conexión están bien definidos y deben ser acomodados porque generalmente no hay recorridos alternativos para las cargas. La unión tiene un mínimo de redundancia para compensar errores de diseño o constructivos. En consecuencia, es importante que el ingeniero de obra comprenda la intención del diseño para garantizar que los anclajes se construyan tal como fueron especificados. Esto se refiere a utilizar los dispositivos adecuados, de los tamaños y materiales especificados y correctamente instalados.

5.2 Planos de taller/Documentación

El primer paso del control de la calidad es verificar que los planos y especificaciones técnicas indiquen claramente lo que se pretende. El siguiente paso es requerir planos de taller y documentación para todos los anclajes.

5.2.1 Sistemas hormigonados in situ – Para los sistemas hormigonados in situ la documentación consiste en el plano de taller y cualquier otra certificación requerida por las especificaciones constructivas. Con respecto a cada anclaje, los planos de taller deben indicar el material del dispositivo de anclaje, su recubrimiento, longitud, diámetro, longitud de la porción roscada, diámetro y espesor de las arandelas, número de tuercas (tuerca única, tuerca doble, tuerca única o doble más nivelado, etc.) y requisitos de aplicación de torque, si corresponde.

El plano de taller también debería indicar la ubicación del anclaje dentro de la estructura, la ubicación de los bulones (o dispositivos) que forman parte de un grupo y su proyección y longitud embebida con respecto al nivel del hormigón acabado. Si se especifica que una vez que el anclaje está terminado se debe colocar mortero o mortero seco, también se deberían indicar los detalles dimensionales del mortero o mortero seco.

Cuando el anclaje consiste en barras de armadura embebidas dejadas en espera, los planos de taller para el anclaje se incluyen en los planos de taller de las armaduras. Estos planos deben indicar el tipo de acero, los detalles de doblado, ubicación (barras o grupos de barras), longitud embebida y proyección.

Con frecuencia un anclaje incluye perfiles estructurales embebidos, ya sea actuando como el anclaje propiamente dicho o como plantilla inferior. Los planos de taller para estos perfiles deberían indicar el tipo de acero; el recubrimiento; la geometría de la sección transversal (denominación estándar); dimensiones y detalles del elemento o grupo de elementos que forman el anclaje (ubicación, tipo, tamaño y longitud de las soldaduras); tamaño y ubicación de los agujeros y profundidad embebida.

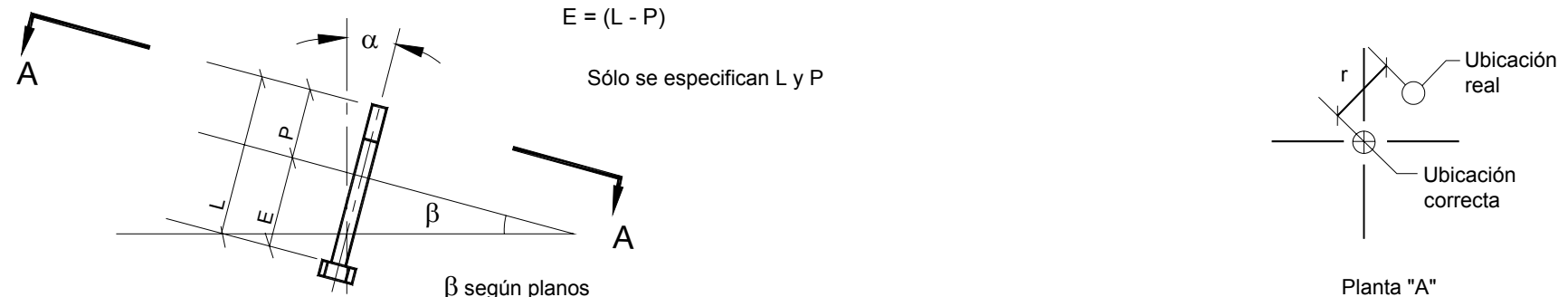
5.2.2 Sistemas instalados en hormigón endurecido –

Para los sistemas instalados en hormigón endurecido la documentación debería incluir los planos de taller con información similar a la requerida para los sistemas hormigonados in situ, además de literatura del fabricante que describa adecuadamente el dispositivo y sus capacidades y que contenga instrucciones para su correcta instalación.

5.3 Tolerancias

La variación aceptable respecto de la posición especificada se denomina tolerancia. Las tolerancias deberían ser especificadas por el ingeniero y ser apropiadas para la aplicación de que se trate. La Tabla 5.1 indica tolerancias sugeridas para la ubicación de los anclajes y puede ser utilizada como guía para determinar la aceptabilidad. El lector también puede consultar otras fuentes disponibles, tales como los documentos del AISC (American Institute of Steel Construction) y el PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute). Estos requisitos son rigurosos, pero satisfacerlos se considera más económico que las consecuencias de no hacerlo. La instalación o anclaje de ciertos equipos especiales puede requerir tolerancias aún más estrictas.

Tabla 5.1 – Tolerancias sugeridas para la instalación de anclajes en hormigón

<div><p>$E = (L - P)$</p><p>Sólo se especifican L y P</p><p>β según planos</p><p>Planta "A"</p></div>			
Tipo de anclaje	Tolerancias sugeridas		Alineación Vertical α , deg.
	Proyección P, in.	Posición r, in.	
A. Hormigonados in situ			
1. Bulones comunes, bulones en J o en L, barras con rosca continua	$\pm 1/4$	1/16	3,0
2. Acero para armaduras	Según las recomendaciones del Comité 117		
3. Perfiles estructurales embebidos	$\pm 1/4$	1/8	3,0
4. Placas de soldar	A ras con el hormigón	1/8	N/A
5. Receptáculos para anclajes regulables	A ras con el hormigón	1/4	N/A
6. Insertos embebidos temporarios	A ras con el hormigón	1/2	3,0
B. Instalados en hormigón endurecido			
1. Perforados y cementados – todos los tipos	$\pm 1/4$	1/16	3,0
2. De expansión	$\pm 1/8$	1/16	3,0

5.4 Instalación de anclajes

5.4.1 *Sistemas hormigonados in situ*

5.4.1.1 *Anclajes embebidos, no regulables* – Los anclajes comprendidos en esta categoría (ver Tabla 2.1) se pueden agrupar de la siguiente manera:

- Bulones instalados en hormigón plástico
- Bulones en receptáculos removibles o perdidos
- Bulones, con o sin camisa, posicionados sin plantillas
- Bulones, elementos embebidos, placas de soldar o insertos fijados a los encofrados
- Bulones o grupos de bulones, con o sin camisa, posicionados usando plantillas superiores o inferiores, o
- Perfiles estructurales embebidos

5.4.1.2 *Bulones instalados en hormigón plástico* – Frecuentemente en las construcciones con marco de madera los bulones que conectan un larguero de madera con la fundación o una placa de madera con la parte superior de un muro se instalan tan pronto como se completa la colocación del hormigón. Esta no es una práctica recomendable debido a que es posible que no se logre una buena adherencia.

5.4.1.3 *Bulones en receptáculos removibles o perdidos* – Este sistema se puede utilizar en aplicaciones hormigonadas in situ o en hormigón endurecido. Muchas veces en las fundaciones de maquinarias o en situaciones en las cuales no se desea que haya bulones de anclaje que sobresalgan de una losa o que penetren a través de un muro se coloca un receptáculo u otro elemento removible o perdido en la ubicación aproximada donde irá el futuro bulón. Estos elementos pueden ser de madera, metal o plástico; pueden ser cilíndricos o prismáticos; pueden proveer una llave de corte perpendicular al piso o muro; o pueden estar inclinados para lograr un efecto de espiga.

En el caso de vigas y losas, los receptáculos o elementos removibles o perdidos se pueden posicionar usando guías o plantillas de madera cuyo intradós esté a una cota igual a la cota superior de hormigón y que estén asegurados a los encofrados; o bien se pueden atar con alambres a la armadura o los encofrados. Si se trata de una superficie vertical, se pueden sujetar al encofrado del muro en sus posiciones predeterminadas. En ambos casos estos elementos se deben atar con alambres a la armadura de manera que las vibraciones que se producen durante la colocación del hormigón no los desplacen de sus posiciones.

Luego de colocar el hormigón los elementos de madera se retiran. Las unidades de metal o plástico

generalmente no se retiran y se dejan perdidas. Se limpia la cavidad para retirar los escombros, se posiciona el bulón de anclaje y se llena la cavidad.

5.4.1.4 *Anclajes con o sin camisa, posicionados sin plantillas* – En general esta práctica no es recomendable, aunque puede resultar exitosa si se toman los cuidados necesarios. Los criterios de tolerancia se deben cumplir y mantener durante las operaciones de colocación del hormigón. El inserto o camisa del bulón se debe atar rígidamente con alambres a la armadura superior e inferior. Algunas veces la camisa, la cabeza del bulón, la arandela inferior o el inserto se sueldan por puntos, conforme a procedimientos aprobados, a barras transversales que a su vez se atan con alambres o se sueldan por puntos a la armadura existente.

5.4.1.5 *Bulones, elementos embebidos, placas de soldar o insertos fijados a los encofrados* – Este trabajo generalmente se relaciona con encofrados de plafones y muros. El paso más importante consiste en trazar la ubicación correctamente en el interior del encofrado para asegurar la correcta ubicación de la unidad de anclaje. Luego la unidad de anclaje se debe clavar o abulonar al encofrado o atar con alambres a las armaduras, o ambas cosas, de modo que las vibraciones tanto internas como externas no puedan perturbar ni mover la unidad de anclaje desplazándola de su posición.

5.4.1.6 *Bulones o grupos de bulones, con o sin camisa posicionados usando plantillas* – Este tipo de instalación generalmente se utiliza en vigas y losas, siendo los bulones verticales. El uso de plantillas es el mejor método para garantizar la correcta ubicación de los anclajes.

Las plantillas superiores generalmente son de madera, aunque en las construcciones "con placa base suelta" (en las cuales la superestructura posteriormente se suelda o conecta de algún otro modo a una placa base de acero) la propia placa base puede ser utilizada como plantilla. La plantilla superior para un bulón individual o para un grupo de bulones generalmente tiene su intradós a la misma altura que la parte superior del hormigón acabado o a una altura superior. Algunas veces las plantillas superiores son de madera terciada con orificios perforados precisamente igual que los orificios de la placa base o bien se perforan usando los orificios de la placa base como guía. Si solamente se utiliza una plantilla superior se deberían colocar tuercas por encima y por debajo de la plantilla para mantener los bulones en posición vertical.

Las plantillas inferiores consisten en un conjunto de elementos de acero: perfiles, canales o barras planas.

Los bulones de acero de bajo contenido de carbono se pueden posicionar con presión y soldar directamente a una plantilla de acero, o bien se pueden ubicar en orificios de la plantilla cuya posición se ha determinado con precisión y luego soldar por puntos. Si se utiliza una plantilla inferior juntamente con una plantilla superior, tanto la proyección de los bulones como la posición lateral del grupo de bulones son controladas por la plantilla superior. Si no hay plantilla superior, la plantilla inferior debe proveer estos controles y debe estar atada con alambres o soldada (de acuerdo con procedimientos aprobados) a la estructura de manera que permanezca en la posición correcta durante la colocación del hormigón. Antes de realizar soldaduras en bulones de alta resistencia o barras de armadura se debería solicitar la aprobación del Ingeniero, ya que los cambios de las propiedades del material podrían comprometer las capacidades anticipadas del acero.

Las plantillas inferiores son elementos costosos y generalmente sólo se utilizan para la instalación de bulones de gran diámetro. Estas plantillas también afectan la capacidad de los anclajes, y por lo tanto sólo se deben utilizar cuando sean detalladas o aprobadas por el Ingeniero.

5.4.1.7 Perfiles estructurales embebidos – Este sistema se utiliza principalmente para las torres de transmisión, aunque también se ha utilizado en otras aplicaciones. La superestructura se puede armar, verticalizar y nivelar en orificios barrenados en el terreno. Luego se hormigona alrededor del perfil estructural. Alternativamente, los elementos de anclaje (que generalmente consisten en perfiles angulares) se hormigonan en las zapatas y luego la torre o superestructura se conecta mediante bulones. La instalación de los anclajes es simple, pero es necesario tener cuidado utilizando plantillas y guías para mantener la correcta ubicación en planta y el correcto plano de inclinación.

5.4.1.8 Anclajes regulables – Este tipo de anclajes son dispositivos patentados que se utilizan fundamentalmente en vigas y losas. A menudo se utilizan para instalar maquinarias y están diseñados para compensar las tolerancias habituales relativas a la posición de los bulones de anclaje. Ofrecen la ventaja adicional de que no hay bulones que se proyecten por encima del piso antes de instalar la maquinaria. La maquinaria se puede mover hasta su sitio trasladándola sobre su base; sólo después se colocan los bulones. Uno de estos dispositivos consiste en un inserto a ras con la superficie del hormigón anclada al hormigón inferior mediante pernos. Otro tiene bolsillos

embebidos a gran profundidad, que albergan una arandela de placa con rosca macho y con una camisa que se extiende hasta la superficie del hormigón. Durante la colocación del hormigón estos dispositivos se posicionan y mantienen en su sitio de manera similar a la descrita para las camisas. El principal cuidado consiste en mantener el inserto nivelado. Normalmente se coloca mortero alrededor del bulón en el mismo momento en que se coloca mortero para la placa base del equipo.

5.4.1.9 Bulones comunes pretensados – La instalación de estos bulones se describe más detalladamente en la Sección 5.5.1. Antes de colocar el hormigón el vástago del bulón se debería recubrir con un interruptor de la adherencia. Luego de hormigonar, se llena con mortero el espacio anular alrededor de los bulones con camisa. Una vez que el hormigón y el mortero (y el hormigón colocado como mezcla seca debajo de la placa base) se han curado durante el número de días especificado, se enrosca la tuerca y se aplica la carga de pretensado con una llave de torsión. Inicialmente se debería aplicar un torque aproximadamente igual a 50 por ciento del torque deseado, luego 90 por ciento, pasando de un bulón al bulón diagonalmente opuesto y así progresando hasta terminar con todo el grupo. El 10 por ciento de torque final se debería aplicar a todos los bulones secuencialmente. Después de una semana se debe verificar que la pretensión permanezca, o bien se debe aplicar torque nuevamente hasta llegar al torque especificado si fuera necesario.

5.4.2 Sistemas instalados en hormigón endurecido

5.4.2.1 Anclajes de tipo general – Los anclajes de este grupo incluyen:

- Bulones comunes, barras de armadura y barras con rosca continua
- Anclajes cementados con mortero o anclajes químicos
- Bulones para roca
- Anclajes de expansión

5.4.2.2 Bulones comunes, barras de armadura y barras con rosca continua – La Sección 5.5.2 se aplica a la ubicación y perforación de los orificios; la Sección 5.6 al llenado con mortero.

5.4.2.3 Anclajes químicos – Estos anclajes son similares a los anclajes cementados con mortero, salvo que en lugar de mortero utilizan un adhesivo como por ejemplo una resina epoxi, poliéster o viniléster. La Sección 5.5.2 se aplica a la ubicación y perforación de los orificios para los anclajes. Los adhesivos son

materiales patentados y su instalación se debería realizar siguiendo las instrucciones del fabricante.

En los sistemas de anclaje que utilizan poliéster y viniléster los diámetros de los orificios pueden ser entre 1,0 y 2,0 mm mayores que el diámetro nominal del acero sin afectar la capacidad de carga. Estos materiales se deben almacenar de acuerdo con las recomendaciones del fabricante para evitar que el calor y/o la luz ultravioleta afecten la vida útil del producto que aún no ha sido utilizado. Los sistemas de anclaje que utilizan epoxis no son sensibles a estos requisitos de almacenamiento.

5.4.2.4 Bulones para roca – Algunas veces se utilizan bulones para roca en aplicaciones de anclaje en hormigón. Existen muchos tipos de bulones para roca. La Sección 5.5.2 se aplica a la ubicación y perforación del orificio guía. En el caso de los bulones de tipo "extremo partido" primero se aplica un interruptor de la adherencia a parte del vástago y luego se inserta el bulón en el orificio con la cuña ligeramente dentro del extremo partido del bulón. La tuerca está en el bulón, a ras con su extremo. A continuación el bulón se apisona sobre la cuña hasta que está bien instalado en el orificio. Luego se regula su alineación vertical y se rellena con mortero de acuerdo con la Sección 5.6.

5.4.2.5 Anclajes de expansión – Estos sistemas abarcan una enorme variedad de dispositivos. Pueden ser autoperforantes o para instalar en orificios preperforados. La acción de cuña entre el dispositivo y las paredes de la perforación se genera aplicando tracción al bulón, girando el bulón, o martillando el bulón sobre un dispositivo de expansión (cono o cuña) ubicado al fondo de la perforación, o bien martillando un dispositivo de expansión en la parte inferior de la parte del anclaje que se expande. Al instalar los bulones de expansión se deben seguir meticulosamente las instrucciones del fabricante. Esto se aplica particularmente al diámetro y la profundidad de las perforaciones. Algunos sistemas ofrecen la posibilidad de utilizar la placa base o elemento que se está conectando como plantilla para perforar los orificios donde se instalarán los anclajes. Otros requieren un orificio de mayor tamaño para acomodar una camisa que apoya contra el fondo de la placa base conectada.

A menos que estén pretensados hasta un nivel tal que el bulón siempre esté traccionado cualquiera sean las condiciones de carga, los anclajes de expansión pueden perder su precarga debido a las elevadas fuerzas de expansión que provocan las cargas cíclicas elevadas o la fluencia lenta del hormigón. En general, para desarrollar la carga de pretensado, la cuña o dispositivo de expansión primero se debe "presionar"

contra la pared de la perforación. En ciertos tipos de anclajes puede haber un resbalamiento inicial, y éste debe ser anticipado y considerado en el diseño. Si el resbalamiento es excesivo se deben seguir las recomendaciones de la Sección 5.7.2.

5.5 Inspección

5.5.1 Sistemas hormigonados in situ – Es responsabilidad del inspector verificar que las dimensiones y ubicación de los anclajes estén de acuerdo con los planos y especificaciones técnicas de la obra antes de colocar el hormigón. Los anclajes deben estar correctamente ubicados en planta, tener la proyección adecuada y estar sostenidos rígidamente en su sitio de modo que no sean perturbados durante la colocación y el acabado del hormigón. Los métodos para asegurar los anclajes incluyen:

- Clavarlos a los encofrados (en caso de ser posible)
- Clavar la plantilla superior a los encofrados
- Atar con alambres los bulones individuales, o su plantilla inferior, a los encofrados o a las armaduras y
- Soldarlos por puntos a las armaduras, con la autorización del Ingeniero. (Los bulones de alta resistencia no se deberían soldar.)

Las soldaduras se deben realizar en la arandela inferior o la plantilla inferior de la cabeza del bulón y no en el vástago.

En el caso de los bulones que posteriormente serán tensionados, el inspector debe verificar que los bulones sin camisa, o los bulones con camisa que se han de rodear de mortero antes de aplicar la tensión, tengan sus vástagos recubiertos con un interruptor de la adherencia (grasa u oro agente) para evitar que los bulones se adhieran al hormigón o al mortero.

5.5.2 Sistemas instalados en hormigón endurecido – Los sistemas instalados en hormigón endurecido implican colocar los anclajes en receptáculos u orificios perforados. El inspector debe verificar que la ubicación de los receptáculos u orificios sea correcta. En el caso de los orificios perforados debe verificar que la broca utilizada sea del diámetro adecuado, que el orificio sea perpendicular respecto de la superficie (para trabajos críticos se deberían utilizar guía-brocas), que el diámetro y la profundidad del orificio terminado sean correctos y que los equipos de perforación utilizados sean apropiados. Esto exige equipos giratorios (brocas con punta de carburo o diamante) o brocas en estrella martilladas manualmente. No se debería permitir el uso de martillos perforadores debido

al daño que estos equipos provocan en el hormigón inmediatamente alrededor del orificio.

Una vez que el orificio está perforado y se lo ha limpiado con chorro de aire, el anclaje se debe instalar, pretensar y ensayar (si así se requiere) de acuerdo con la Sección 5.5, o bien se debe proteger el orificio colocando un tapón de trapo u otro material adecuado hasta el momento de instalar el anclaje.

La Sección 5.6 contiene lineamientos sobre la inspección de los anclajes cementados con mortero.

5.6 Cementado con mortero

El Comité ACI 351, Fundaciones para Equipos y Maquinarias, ha trabajado exhaustivamente en el desarrollo de información sobre el cementado con mortero. Por este motivo haremos referencia a las publicaciones de dicho comité. Las secciones siguientes pretenden ser un breve resumen de las prácticas de cementado con mortero en cuanto a lo que se refiere a las consideraciones constructivas de los anclajes en hormigón.

5.6.1 Materiales – De acuerdo con sus características funcionales, los morteros utilizados se dividen en dos categorías: morteros estándares y morteros de precisión, "sin retracción."

5.6.1.1 Morteros estándares – Los morteros estándares incluyen las mezclas de cemento y agua, con o sin la inclusión de arena o aditivos. El uso de productos "mezclados en obra" o prefabricados que no han sido diseñados como morteros de precisión tiene sus limitaciones. La limitación más significativa es la falta de un mecanismo para contrarrestar la retracción por secado que ocurre a medida que el mortero pierde la humedad libre.

Durante muchos años se ha utilizado mortero colocado en seco, es decir una mezcla de cemento, arena y apenas agua suficiente para obtener una mezcla rígida pero cohesiva. Este es un excelente método, pero requiere de mucho trabajo y en muchas aplicaciones no resulta práctico.

También durante muchos años se han utilizado morteros epoxi. Estos materiales permiten obtener altas resistencias tempranas y proporcionan una excelente adherencia y protección del acero en ambientes corrosivos. Sin embargo, el uso de estos materiales tiene ciertas limitaciones. Las superficies de hormigón y acero que estarán en contacto con el epoxi deben estar limpias y, para la mayoría de los epoxis, también secas. Además, el coeficiente de expansión térmica de los epoxis es varias veces superior a los del hormigón o el acero, y este hecho debe ser tomado en cuenta.

Cuando el anclaje está sometido a carga sostenida los epoxis pueden experimentar fluencia lenta, y algunos morteros epoxi pierden resistencia cuando se exponen a temperaturas superiores a 120°C.

5.6.1.2 Mortero de precisión, "sin retracción" – Estos productos a base de cemento pórtland son productos propietarios y sofisticados en términos de su composición química. Estos morteros satisfacen los requisitos de las especificaciones del U.S. Army Corps of Engineers para morteros sin retracción, CRD-C-621.

Los morteros de precisión se dosifican de manera de reducir los efectos de la retracción plástica y por secado en estado plástico y endurecido. En consecuencia, estos materiales son excelentes para situaciones complejas, como por ejemplo las bases para maquinarias.

5.6.2 Aplicaciones – La utilización de mortero en las ubicaciones de los anclajes en hormigón está comprendida en una de las tres categorías diferentes:

- Colocación de mortero en las perforaciones para los bulones de anclaje y las camisas antes de instalar la placa base
- Colocación de mortero o mortero seco en las placas base y bases para maquinarias
- Colocación de mortero en el una perforación luego de pretensar el bulón de anclaje

5.6.3 Procedimientos constructivos

5.6.3.1 Preparación – Las perforaciones para los bulones de anclaje y sus camisas deben estar limpias y libres de aceite, grasa, suciedad u otros residuos. Preferentemente las perforaciones para los bulones deben tener sus superficies texturadas y se las debe humedecer bien antes de colocar el mortero, pero siempre evitando que en la perforación haya humedad libre.

5.6.3.2 Mezclado y colocación – Los morteros se pueden mezclar en mezcladoras o en pequeños recipientes, según resulte adecuado para cada obra en particular. Cuando se utilizan productos propietarios el mezclado se debe realizar siguiendo las instrucciones del fabricante. El "tiempo de vida" de la mezcla, es decir el tiempo durante el cual la mezcla es utilizable, es una consideración muy importante.

Es importante que la colocación del mortero sea correcta. Ya sea que se coloque en seco o se vierta con consistencia fluida, el material se debe colocar o verter de manera de evitar que quede aire atrapado, ya que esto produciría vacíos en el mortero endurecido.

5.6.3.3 Curado – El curado es importante para lograr resultados satisfactorios en cualquier aplicación en la cual se utilice mortero. Normalmente el curado se realiza colocando trapos saturados de agua sobre todas las superficies de mortero expuestas tan pronto como sea posible una vez colocado el mortero. Estos trapos se deben mantener húmedos durante al menos 24 horas, luego de lo cual, si no se ha de realizar una aplicación de mortero secundaria, las superficies de mortero expuestas se cubren con un compuesto de curado. Si se ha de realizar una aplicación de mortero secundaria, el curado debe continuar durante 7 días o hasta la colocación del segundo mortero. Los morteros propietarios se deben curar de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

5.7 – Problemas en obra

5.7.1 Sistemas hormigonados in situ – El problema más habitual que se presenta en la etapa previa al hormigonado es la interferencia con la armadura existente. En este caso se debe tomar una decisión respecto de si se ha de mover el anclaje o la armadura. Luego de considerar las consecuencias de ambas opciones el Ingeniero de Obra es quien debe establecer cuál es prioritaria, tal vez luego de consultar con el Ingeniero Proyectista.

Otro problema común es descubrir, una vez que el hormigón ha endurecido, que el anclaje se ha movido al colocar el hormigón y que, en consecuencia, la placa base no se puede colocar como corresponde, o que la rosca que sobresale es insuficiente para acoplar completamente la tuerca. Estos problemas se pueden y deben evitar realizando una inspección adecuada o bien utilizando anclajes regulables o anclajes con camisa. Las especificaciones deberían tratar estas posibilidades y establecer que es responsabilidad del contratista tomar las precauciones y medidas correctivas necesarias. Cualquier acción que se tome al detectar errores en obra debe ser aprobada por el Ingeniero Proyectista.

No se recomienda doblar los bulones que sobresalen, ya que la tensión de flexión que resulta de la excentricidad de la carga de servicio, al sumarse a las tensiones axiales y de corte de diseño, con frecuencia pueden superar la tensión de fluencia del bulón. Si se realizan soldaduras para compensar la falta de rosca suficiente para colocar la tuerca, se debe cuidar que la soldadura actuando sola pueda desarrollar la resistencia del bulón, ya que la capacidad de las soldaduras y la rosca no son aditivas. Si algún anclaje embebido no se instala dentro de las tolerancias

admisibles el Ingeniero Proyectista debe verificar que la instalación sea estructuralmente adecuada y, si resulta necesario, modificar el diseño para que lo sea.

La mejor práctica individual que se puede aplicar para evitar el problema de que los bulones de anclaje hormigonados in situ no calcen en las placas base consiste en sobredimensionar los orificios de las placas base para columnas y maquinarias y luego llenar el espacio anular con mortero una vez que la placa base está colocada, o bien utilizar arandelas diseñadas específicamente para este propósito.

- Bulones con diámetro menor que 1 in.: dimensionar los orificios 5/16 in. en exceso.

- Bulones con diámetros comprendidos entre 1 y 2 in.: dimensionar los orificios 1 in. en exceso.

5.7.2 Sistemas instalados en hormigón endurecido

– Un problema habitual en los sistemas instalados una vez que el hormigón ha endurecido es la interferencia con la armadura existente. La ubicación de la armadura se puede determinar por medios magnéticos o radiográficos. Algunas veces este problema se detecta simplemente cuando, al intentar realizar una perforación, la broca choca contra el acero. Si un anclaje interfiere con alguna armadura existente, el Ingeniero Proyectista debe decidir el remedio inmediatamente. Siempre que sea posible, el propio anclaje se debe trasladar a una nueva ubicación en la cual no haya interferencias. Nunca se debe soldar ni cortar la armadura de momento. Tomando en cuenta las consideraciones adecuadas se puede llegar a cortar la armadura de temperatura.

Un segundo problema es el resbalamiento excesivo que puede ocurrir al pretensar el bulón. Esto puede ser señal de una perforación sobredimensionada o de un dispositivo de anclaje defectuoso. Si ocurre resbalamiento excesivo el conjunto se debe instalar nuevamente en la perforación y se debe aplicar un pretensado tal que el resbalamiento no supere el límite admisible (es decir, que la longitud embebida resultante sea adecuada). Algunas veces será necesario reemplazar todo el anclaje, o posiblemente perforar el orificio nuevamente hasta obtener una perforación de mayor tamaño y luego instalar un anclaje del tamaño siguiente disponible.

CAPÍTULO 6 – REQUISITOS EN CÓDIGOS Y ESPECIFICACIONES EXISTENTES

6.1 – Introducción

En este capítulo se presentan las fuentes de información existentes referidas a códigos y especificaciones sobre anclajes en hormigón. Las fuentes se listan en orden alfabético según su denominación en su idioma original. Este resumen incluye tanto documentos estadounidenses como documentos internacionales.

6.2 – Códigos y especificaciones existentes

6.2.1 AASHTO (*American Association of State Highway Transportation Officials*)

6.2.1.1 *Standard Specification for Highway Bridges (Especificación Normalizada para Puentes Carreteros)* – Para el diseño de tableros de puente compuestos AASHTO utiliza la capacidad última de los conectores de corte tipo perno y un factor de reducción ϕ igual a 0,85. Requiere verificaciones de diseño para el corte horizontal bajo cargas de trabajo. Compara las cargas de trabajo con las cargas admisibles, incluyendo una reducción para tomar en cuenta la fatiga.

El Artículo 1.7.56 de la especificación AASHTO determina el número, longitud embebida requerida y tamaño del bulón de anclaje en base a la longitud del puente, y requiere que el bulón de anclaje sea estampado o roscado para asegurar un agarre satisfactorio en un material tal como el mortero. La especificación AASHTO requiere que los bulones de anclaje sujetos a tracción se diseñen para abarcar una masa de hormigón que proporcione una resistencia igual a 1,5 veces el levantamiento calculado.

6.2.2 ACI (*American Concrete Institute*)

6.2.2.1 *ACI 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (Código de Construcción para Estructuras de Hormigón Armado)* – El Código ACI 318-63 contenía valores de adherencia admisibles para las barras lisas. Muchos ingenieros han utilizado estos valores para determinar los requisitos de longitud embebida para los bulones de anclaje hormigonados in situ. La edición actual del ACI 318 no contiene valores admisibles para la adherencia ni para barras lisas ni para barras conformadas. El Artículo 12.6.1 dice "Se puede utilizar como anclaje cualquier dispositivo mecánico capaz de desarrollar la resistencia de la armadura sin dañar el hormigón." El Artículo 15.8.3.3 de ACI 318 establece que "Los bulones de anclaje y conectores mecánicos se deberán diseñar de manera que alcancen su resistencia de diseño antes de la falla del anclaje o de la falla del hormigón que los rodea."

6.2.2.2 *ACI 349, Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (Código de Requisitos para Estructuras de Hormigón Relacionadas con la Seguridad Nuclear)* – El Apéndice B de ACI 349 contiene procedimientos exhaustivos para el diseño de los anclajes e insertos de acero que se utilizan para transmitir cargas desde un dispositivo de fijación a una estructura de hormigón armado cubierta por el campo de aplicación de ACI 349. La filosofía básica de los requisitos de anclaje de ACI 349 es consistente con la filosofía de diseño en base a resistencia última para el hormigón armado. El mecanismo de falla se controla exigiendo que el acero entre en fluencia antes que se produzca una falla frágil del hormigón.

Este método de diseño considera no sólo los parámetros de diseño tradicionales (es decir la resistencia del acero, la resistencia del hormigón y el tamaño del bulón) sino que además considera otras variables tales como el tipo o forma del anclaje, la separación, las distancias a los bordes, la naturaleza del bulón de anclaje, el espesor del elemento de hormigón y la tensión del hormigón en la zona del anclaje. La resistencia del hormigón es crítica para asegurar que la estructura de hormigón armado exhiba una falla dúctil, requisito que también está incluido en ACI 318. Sin embargo, se debe observar que muchos de los sistemas instalados en hormigón endurecido sufren fallas frágiles en forma de conos de hormigón.

El comentario del Apéndice B de ACI 349 proporciona una excelente fuente de información sobre los tipos de dispositivos de anclaje, requisitos de diseño, modos de falla y ensayos.

6.2.3 AISC (*American Institute of Steel Construction*)

6.2.3.1 *Manual of Steel Construction (Manual para las Construcciones de Acero)* – Las "Especificaciones para el Diseño, Fabricación y Armado de Acero Estructural para Edificios" de AISC establece tensiones admisibles para los bulones en sus Artículos 1.5.2 y 1.6.3. Estos valores se aplican a ciertos bulones de anclaje hormigonados in situ y cementados con mortero y son válidos para las tensiones admisibles del acero, pero no indica valores relacionados con la transferencia de estas tensiones al hormigón que rodea los anclajes.

En su Tabla 1.11-4 las especificaciones AISC dan valores de corte admisible para los conectores de corte tipo perno utilizados para realizar diseños compuestos. Los valores tabulados no se pueden utilizar para bulones de anclaje aunque sean del mismo tamaño. Los

valores indicados en la Tabla 1.11-4 se basan en ecuaciones desarrolladas a partir de un programa de ensayos y la resistencia última del elemento compuesto, utilizando un factor de seguridad igual a 2,0.

El comentario del código AISC contiene la siguiente advertencia:

"No se deben confundir los valores de q indicados en la Tabla 1.11-4 con los valores para conexiones de corte adecuados para utilizar cuando el número requerido se mide a través del parámetro VQ/I , siendo V el corte total en cualquier sección transversal dada. Tal confusión podría llevar a proveer menos de la mitad del número requerido por las Fórmulas 1.11-3, 1.11-4 o 1.11-5."

Las especificaciones AISC también indican tolerancias para la instalación de los bulones utilizados para anclar elementos estructurales. Sin embargo, estas tolerancias no son adecuadas para los anclajes para maquinarias.

6.2.4 *ASTM (American Society for Testing and Materials)*

6.2.4.1 *Annual Book of Standards (Anuario de Normas)* – El Volumen 04.07 contiene la norma ASTM E 488, "Métodos de Ensayo Normalizados para Determinar la Resistencia de Anclajes en Elementos de Hormigón y Mampostería." Esta norma describe procedimientos para determinar las resistencias estática, dinámica y a la tracción por fatiga de los anclajes hormigonados in situ, químicos, cementados con mortero y de expansión.

El Volumen 04.08 contiene diferentes especificaciones ASTM aplicables al acero utilizado para bulones, entre ellas la A 193, la A 307, la A 325, la A 449 y la A 490.

6.2.5 *CIRA (Construction Industry Research and Information Association, Gran Bretaña)*

6.2.5.1 *Selección y Empleo de Dispositivos de Fijación en Hormigón y Mampostería* (Guía 4) – La Guía 4 de CIRA es una guía exhaustiva para la selección y empleo de anclajes instalados en hormigón. Su campo de aplicación abarca tres categorías principales de anclajes. Estas incluyen los anclajes hormigonados in situ, los anclajes de expansión y los anclajes cementados. La guía también discute el comportamiento de los sujetadores bajo carga, consideraciones de diseño, limitaciones, durabilidad, ensayos y consideraciones prácticas.

6.2.6 *IfBT (Institute für Bautechnik, Alemania Occidental)*

6.2.6.1 *Ensayos para Evaluar la Resistencia de Bulones de Expansión Metálicos para Anclaje en Hormigón con f'_c mayor o igual que 20 MPa (2500 psi)*

– Las aprobaciones se basan en los resultados de ensayos realizados por universidades que tienen licencia para llevarlos a cabo.

Se realizan ensayos para verificar el correcto funcionamiento de los anclajes bajo condiciones extremas y también para evaluar las cargas admisibles para el diseño.

Para evaluar las condiciones de uso admisibles (por ejemplo, cargas admisibles, distancias a los bordes y separación requeridas) es necesario realizar un número de ensayos suficiente para calcular un nivel de confianza estadísticamente confiable para las cargas de falla [cuantil 5 (o percentil 95) de las cargas de falla]. Al cuantil 5 por ciento determinado para las cargas de falla se aplica un factor de seguridad igual a 3 para tomar en cuenta las variaciones de la resistencia a la tracción del hormigón y de la calidad de la instalación del hormigón en obra. Por motivos de simplicidad se indica un valor de tensión admisible por cada tamaño de bulón, la cual es válida para todas las condiciones de carga (tracción, corte, combinación de tracción y corte). Se indican desplazamientos que se anticipa experimentarán los anclajes bajo las cargas admisibles, y estos desplazamientos se deben tomar en cuenta en el diseño del elemento de unión (cuando corresponda).

6.2.7 *ICBO (International Conference of Building Officials)*

6.2.7.1 *UBC - Uniform Building Code (Código de Construcción Uniforme, Edición 1985)* – La Tabla 26-G del Código UBC indica cargas de tracción y corte admisibles para bulones hormigonados in situ como mínimo de calidad ASTM A 307 o superior.

La Tabla supone que la separación entre los anclajes es igual a 12 veces el diámetro de los mismos. La separación se puede reducir a 6 veces el diámetro de los anclajes si los valores de carga admisible se reducen un 50 por ciento. Se requiere una distancia mínima a los bordes igual a 6 veces el diámetro del anclaje. La distancia a los bordes también se puede reducir hasta un 50 por ciento, siempre que los valores especificados en la tabla se reduzcan en la misma proporción. Los valores de tracción tabulados se pueden incrementar un 100 por ciento si se especifica la realización de una "inspección especial." La Sección 2719 del UBC, bulones de anclaje para bases de columnas de acero, no proporciona valores de diseño

para los bulones de anclaje sino que simplemente establece que "Los bulones de anclaje se deberán diseñar para proporcionar resistencia para todas las condiciones de tracción y corte en las bases de las columnas." La sección sobre anclaje de columnas de acero no hace referencia a la Tabla No. 26-G. La aplicación de esta tabla al anclaje de columnas de acero afectaría de forma muy importante las prácticas de diseño actuales, ya que la Tabla No. 26-G establece una separación mínima igual a 6 veces el diámetro de los anclajes.

6.2.8 PCI (Precast/Prestressed Concrete Institute)

6.2.8.1 PCI Design Handbook (Manual de Diseño PCI) – Este manual contiene expresiones para calcular las cargas de corte y tracción admisibles para bulones de corte tipo perno con cabeza. También se ocupa del caso de cargas combinadas, además de las distancias a los bordes y separaciones requeridas para grupos de anclajes.

En base a la revisión de los métodos de diseño utilizados en el pasado y la realización de ensayos y modelos, el Comité PCI sobre Detalles para las Conexiones recomienda utilizar un modelo de cono proyectado para definir la tensión real del bulón para la cual se producirá la falla del hormigón. La ecuación de la superficie del cono indicada en el Manual PCI es la siguiente:

$$P_{nc} = 2.8 \lambda \sqrt{f'_c} \left[\sqrt{2} \pi l_d (l_d + d_h) \right] \quad (6.1)$$

donde:

- λ = 1,0 para hormigón de peso normal
- λ = 0,85 para hormigón de arena y agregados livianos
- λ = 0,75 para hormigón de agregados livianos
- l_d = longitud embebida, in.
- d_h = diámetro de la cabeza del anclaje o perno
- f'_c = resistencia a la compresión especificada del hormigón a los 28 días, psi
- P_{nc} = capacidad de tracción nominal del anclaje determinada por la falla del hormigón

En el diseño de bulones de anclaje en los cuales no se produce una falla del hormigón, el bulón de anclaje falla por una combinación de tracción y corte. La ecuación del Manual PCI para la resistencia combinada a tracción y corte es la siguiente:

$$\frac{1}{\phi} \left[\left(\frac{P_u}{P_{nc}} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{V_{nc}} \right)^2 \right] \leq 1,0 \quad (6.2)$$

donde:

- ϕ = factor de reducción de la resistencia
- P_u = carga de tracción aplicada mayorada
- P_{nc} = resistencia nominal a la tracción del anclaje
- V_u = carga de corte aplicada mayorada
- V_{nc} = resistencia nominal al corte del anclaje determinada por la falla del acero

Para una discusión detallada de estas expresiones el lector puede consultar Klinger y Mendonca (1982) y Shaikh y Yi (1985).

6.2.9 The Agrément Board (Gran Bretaña)

6.2.9.1 The Assessment of Torque-Expanded Anchor Bolts When Used in Dense Aggregate Concrete (M.O.A.T. No. 19:1981) (Evaluación de Bulones de Anclaje Expandidos por Torque Utilizados en Hormigón de Agregados Densos) – Este documento presenta los procedimientos para obtener información para el diseño y clasifica diez tipos de anclajes de expansión diferentes de acuerdo con el mecanismo que utilizan para lograr la expansión. Considera los efectos de los diferentes tipos de condiciones de carga y típicamente requiere un mínimo de 277 ensayos (para anclajes de seis diámetros diferentes) para calcular las cargas de trabajo seguras como el menor entre los siguientes valores:

- a. El valor que excluye al 5 por ciento (o percentil 95, calculado mediante análisis de regresión u otras técnicas estadísticas), dividido luego por tres, o
- b. El promedio de las cargas determinadas para un desplazamiento de 0,1 mm (0,004 in.) bajo tracción directa, o
- c. El promedio de las cargas determinadas para un desplazamiento de 1,0 mm (0,039 in.) bajo corte directo.

6.2.10 UEAtc (Union European of Agrément)

La publicación "Directivas de la UEAtc para la Evaluación de Bulones de Anclaje" (Diciembre, 1986) es un código europeo para la evaluación y aprobación de bulones de anclaje. El documento ha sido adoptado por Alemania, el Reino Unido, Francia, Austria, Italia, España, Irlanda, Holanda, Portugal, Dinamarca y Bélgica.

6.2.11 NRC (Nuclear Regulatory Commission) - Boletines 79-02 y 79-14

Se realizó una revisión de los métodos de diseño de bulones en base a los Boletines No. 79-02 y 79-04 de la Oficina de Inspección y Control de Aplicación de la NRC, Estados Unidos. Estos Boletines sólo afectaron a las tuberías Clase I (tuberías utilizadas para sacar de servicio de forma segura una planta de energía nuclear). La NRC requiere que para el diseño de los bulones de anclaje se consideren los siguientes factores: la flexibilidad de la placa base (es decir, la acción de palanca que aumenta la carga sobre los bulones de anclaje), el comportamiento de los bulones en muros de mampostería, el efecto que producen sobre los muros de mampostería las cargas que actúan en los soportes para tuberías, y la máxima carga de apoyo considerada para el diseño de los bulones de anclaje. Para los anclaje de expansión utilizados en hormigón el factor de seguridad mínimo entre la carga de diseño del bulón y la capacidad última del bulón determinada mediante ensayos de carga estáticos (por ejemplo, los datos publicados por el fabricante de los bulones de anclaje) realizados simulando las condiciones de instalación (es decir el tipo de hormigón y sus propiedades de resistencia) debe ser el siguiente: (1) un factor de seguridad mínimo de 4:1 para los bulones de anclaje tipo cuña y con camisa, (2) un factor de seguridad mínimo de 5:1 para los bulones de anclaje tipo casquillo.

La capacidad última del bulón debe considerar los efectos de la interacción corte-tracción, la distancia mínima a los bordes y la correcta separación de los bulones.

El documento "Anchor Bolt Study Data Survey and Dynamic Testing," publicado por el Hanford Engineering Development Laboratory, contiene un resumen de los criterios de la NRC.

6.2.12 Draft 1 Regulatory Guide MS 129-4: "Anchoring Component and Structural Supports in Concrete" (1º Borrador para la Guía Regulatoria MS 129-4: "Anclaje de Componentes y Apoyos Estructurales en Hormigón")

Esta guía de la NRC contiene criterios para la aceptación, calificación, diseño, instalación e inspección de los anclajes en hormigón. También presenta información sobre la aceptabilidad para acceder a una licencia de la NRC de acuerdo con el Apéndice B de ACI 349-80.

6.3 – Aplicación y desarrollo de códigos

La ASTM E 488 es la única norma estadounidense existente exclusiva y específicamente dedicada a los ensayos para determinar el comportamiento de todos los tipos de anclajes en hormigón. No es su intención describir los procedimientos de diseño para las conexiones ancladas, ni tampoco identificar las características que afectan su comportamiento en condiciones diferentes a las utilizadas en los ensayos. La ICBO también ha publicado una norma limitada que trata exclusivamente los ensayos para anclajes de expansión.

El Apéndice B de la norma ACI 349 especifica el diseño de los anclajes y aplica la filosofía de diseño por resistencia última a todos los tipos de anclajes. Otros códigos estadounidenses limitan su campo de aplicación a los anclajes hormigonados in situ o cementados con mortero. El Código de Construcción Uniforme (UBC) permite dispositivos alternativos como se especifica en el código, generalmente aplicando las mismas condiciones especificadas para los anclajes hormigonados in situ.

Los códigos de diseño estadounidenses en general basan los procedimientos de diseño recomendados en datos sobre resistencia última. Los códigos europeos recomiendan el criterio de desplazamiento (resbalamiento) para los anclajes instalados luego del hormigonado, apoyado por análisis de regresión u otras técnicas estadísticamente confiables.

Los códigos no pueden tratar todas las condiciones aplicables a un determinado diseño o evitarle al diseñador la responsabilidad de verificar la relevancia de los datos presentados en un código con respecto a un diseño dado. Es inevitable que luego de las fechas de publicación de las versiones actualizadas de los códigos aparezca información nueva y técnicamente confiable. Se recomienda al diseñador mantenerse familiarizado con las investigaciones en curso y otros desarrollos, y también suplementar los requisitos de los códigos aplicables con esta información a medida que se encuentra disponible.

6.4 – Referencias

ACI Committee 318, 1989, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary - ACI 318R-89, American Concrete Institute, Detroit, MI, Noviembre.

ACI Committee 349, 1990, *"Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-90) and Commentary - ACI 349R-90"*, American Concrete Institute, Detroit, MI, Marzo.

Fasteners. 1988 Annual Book of Standards, Volumen 15.08, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, Enero, 1988.

Klingner, R.E. y Mendonca, J.A., (19S2a) "Tensile Capacity of Short Anchor Bolts and Welded Studs: A Literature Review," ACI Journal, Proceedings, V. 79, No. 1, Julio-Agosto.

Manual of Steel Construction. Octava Edición, American Institute of Steel Construction, Inc., Nueva York, NY, 1980.

Paterson, W.S., "Selection and Use of Fixings in Concrete and Masonry", CIRA Guide 4, Construction Industry Research and Information Association, Londres, Inglaterra, Octubre, 1977.

PCI Design Handbook, Tercera Edición, Prestressed Concrete Institute, Chicago, II 1980.

"Prüfungen zur Beurteilung der Tragfähigkeit von zwangsweise spreizenden Dilbeln aus Metall nach der Verankerung in Normalbeton \leq Bn 250" (Ensayos para Evaluar la Capacidad de Carga de Anclajes de Expansión Metálicos para Anclar en Hormigón

Normal, \geq Bn250), Institute for Construction (IfBT), Berlin, Alemania Occidental, Enero 1974.

Shaikh, A.P., Yi, W., "In-Place Strength of Welded Headed Studs," PCI Journal, Vol. 30, No. 2, Marzo-Abril, 1985.

"Standard Specification for Highway Bridges", Doceava Edición, American Association of State Highway Transportation Officials, 1977.

"Standard Test Methods for Strength of Anchors in Concrete and Masonry Elements", (ASTM E488-88), 1988 Annual Book of ASTM Standards, Volumen 04.07, American Society for Testing and Materials, Filadelfia, PA, Octubre, 1988.

"The Assessment of Torque-Expanded Anchor Bolts when used in Dense Aggregate Concrete", M.O.A.T. No. 19:1981, Agrément Board, Watford, Herts., Inglaterra, Enero, 1981.

"UEAtc Directives for the Assessment of Anchor Bolts", M.O.A.T. No. 42:19S6, European Union of Agrément; Diciembre, 1986.

Uniform Building Code. International Conference of Building Officials, Whittier, CA. 1985.

USNRC "Anchor Bolt Study Data Survey and Dynamic Testing", Hanford Engineering Development Laboratory, NUREG/CR-2999, Diciembre, 1982.

APÉNDICE A – FACTORES DE CONVERSIÓN

Sistema Pulgada-Libra a Sistema Internacional

	Multiplicar	por	para obtener
Longitud	ft	$3,048 \times 10^{-1}$	m
Área	ft ²	$9,290 \times 10^{-2}$	m ²
Volumen	ft ³	$2,832 \times 10^{-2}$	m ³
Velocidad	ft/s	$3,048 \times 10^{-1}$	m/s
Aceleración	ft/s ²	$3,048 \times 10^{-1}$	m/s ²
Masa	lb _m	$4,536 \times 10^{-1}$	kg
Fuerza y Peso	lb _f	4,448	N
Presión y Tensión	lb _f /ft ²	$4,788 \times 10^1$	Pa ó N/m ²
	psi	$6,895 \times 10^3$	Pa ó N/m ²
	psi	$6,895 \times 10^{-3}$	N/mm ²
Trabajo y Energía	ft-lb _f	1,365	J
Densidad	lb _m /ft ³	$1,602 \times 10$	Kg/m ³
Peso Específico	lb _f /ft ³	$1,571 \times 10^2$	N/m ³

APÉNDICE B – SIMBOLOGÍA

a	= distancia entre los centros de los anclajes
A	= sumatoria de las áreas proyectadas de los conos de tensión individuales, in. ²
A _b	= superficie de apoyo neta de la cabeza de un anclaje embebido, in. ²
A _s	= área bajo tensión de tracción, in. ²
C'	= recubrimiento libre de hormigón hasta el bulón, in.
d _h	= diámetro de la cabeza de un perno o bulón con cabeza
D	= diámetro del anclaje
D _w	= diámetro de un dispositivo de anclaje tal como una arandela embebida, in.
E _c	= módulo de elasticidad del hormigón, psi
f' _c	= resistencia a la compresión del hormigón medida usando probetas cilíndricas, psi o

	N/mm ²
f' _{cc}	= resistencia a la compresión del hormigón medida usando probetas en forma de cubo, psi o N/mm ²
f _y	= tensión de fluencia del anclaje o bulón, psi
F _u	= resistencia última o capacidad, lb o N
F _{ut}	= tensión de tracción última del acero, psi
h	= espesor del elemento
l _d	= profundidad embebida del anclaje
m	= distancia desde el centro del anclaje hasta el borde libre
n	= número de anclajes
N	= factor que toma en cuenta la resistencia al corte del acero, generalmente comprendido entre 0,6 y 0,7
P _{nc}	= carga de tracción en el bulón para la cual ocurrirá la falla del hormigón
P _u	= carga de tracción aplicada mayorada
S	= fuerza de expansión, como por ejemplo de las camisas de expansión de un anclaje de expansión; también separación de los anclajes
T _a	= carga de tracción aplicada
T _{adm}	= carga de tracción admisible del bulón
T _n	= capacidad última contra el hendimiento en forma de cuñas de un bulón individual
T _u	= carga de tracción última; también carga de tracción de diseño
V _a	= carga de corte aplicada
V _{nc}	= resistencia nominal al corte del anclaje determinada por la falla del acero
V _u	= resistencia al corte, carga de corte última o carga de corte mayorada aplicada
w	= ancho de las fisuras, generalmente medido en la superficie del hormigón
α	= ángulo del cono de falla de hormigón medido entre el eje del anclaje y la superficie del cono de falla
μ	= coeficiente de fricción
φ	= factor de reducción de la resistencia

χ = factor que representa un factor de influencia parcial, tal como una reducción de la capacidad de carga en base a la interacción debida a la separación de los anclajes (χ_a), influencia de la distancia a los bordes (χ_{am}), et.

*

* Este informe fue sometido a votación y aprobado de acuerdo con los procedimientos del Instituto.