เกือบ 60 ปี ที่รอคอย! สมการใหม่ของ ACI318 สำหรับกำลังต้านการเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูด

ภาณุวัฒน์ จ้อยกลัด[1] และ สุนิติ สุภาพ[2*]
มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ ต.องครักษ์ อ.องครักษ์ จ.นครนายก 26120

** Corresponding Author: suniti@g.swu.ac.th*
[1] ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์
[2] รองศาสตราจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์

ข้อมูลบทความ

ประวัติบทความ :
รับเพื่อพิจารณา : 26 มิถุนายน 2563
แก้ไข : 28 มกราคม 2564
ตอบรับ : 5 กุมภาพันธ์ 2564

คำสำคัญ :
การเฉือน / คอนกรีตเสริมเหล็ก / เหล็กเสริมตามขวาง / วสท. / ACI

บทคัดย่อ

การคำนวณออกแบบองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อต้านการเฉือนถือเป็นภาระที่สำคัญของวิศวกรโครงสร้าง เนื่องจากการวิบัติโดยการเฉือนเป็นการวิบัติแบบเปราะ ซึ่งหากอ้างอิงตามแนวทางการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตของ ACI318 จะกำหนดให้กำลังเฉือนระบุ (V_n) เป็นผลรวมของ (ก) ส่วนที่มาจากคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมตามขวาง (V_c) และ (ข) ส่วนที่มาจากเหล็กเสริมตามขวางซึ่งสร้างพฤติกรรมร่วมกับคอนกรีตในรูปโครงข้อหมุน (V_s) ทั้งนี้ ACI318 ได้กำหนดแนวทางดังกล่าวอย่างชัดเจนตั้งแต่ ค.ศ. 1963 เป็นต้นมา อย่างไรก็ตาม ข้อกำหนดเกี่ยวกับกำลังต้านแรงเฉือน โดยเฉพาะ V_c นั้น มีหลายจุดที่ให้ค่าไม่อยู่ในเชิงอนุรักษ์โดยเฉพาะอย่างยิ่งในกรณีที่ (1) องค์อาคารมีขนาดใหญ่และไม่เสริมเหล็กตามขวาง และ (2) องค์อาคารที่เสริมเหล็กรับแรงดึงเนื่องจากการดัดในปริมาณต่ำ เป็นต้น ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้น บทความนี้จึงนำเสนอพัฒนาการที่เกี่ยวข้องกับการคำนวณออกแบบแรงเฉือนในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเฉพาะอย่างยิ่งกับคานที่ไม่เสริมเหล็กตามขวาง ซึ่งพบบ่อยในกรณีของคานขนาดใหญ่ แผ่นพื้นหรือฐาน นอกจากนี้ บทความยังนำเสนอข้อจำกัดของมาตรฐานที่มีอยู่เดิม และการเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นกับมาตรฐานฉบับปัจจุบัน นั่นคือ ACI318-19 ซึ่งล้วนส่งผลกระทบกับแนวทางการคำนวณออกแบบของประเทศไทยในปัจจุบัน

Nearly 60 Years of Waiting! New Equations of ACI318-19 for Evaluating Shear Strength of Slender Reinforced Concrete Members

Panuwat Joyklad[1] and Suniti Suparp[2*]
Srinakharinwirot University, Ongkharak, Nakhonnayok 26120

* *Corresponding Author: suniti@g.swu.ac.th*
[1] *Assistant Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering.*
[2] *Associate Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering.*

Article Info

Article History:
Received: June 26, 2020
Revised: January 28, 2021
Accepted: February 5, 2021

Keywords:
Shear / Reinforced Concrete / Transverse Reinforcements / EIT / ACI

Abstract

The design of reinforced concrete members for shear resistance is an important task of a structural engineer, with the aim to prevent the so-called brittle failure. According to ACI318 design guidelines, shear resistance (nominal shear strength, V_n) can be calculated as the sum of the concrete (V_c) and transverse shear reinforcements (V_s), which could develop truss behavior associate with the concrete. ACI318 has clearly defined such design guidelines since 1963. However, the code-specified shear resistance, especially V_c, has continually been investigated and it has been noted that V_c is non-conservative in the following cases: (1) large members without transverse reinforcement and (2) members with low level of longitudinal reinforcement. Based on the aforementioned arguments, this paper summarizes the development of shear strength design in reinforced concrete members, particularly in those without shear reinforcement, which are commonly used in large beams, slabs, or footings. Furthermore, the limitations of the existing design standard and the changes in the current standard (ACI318-19), which would affect the traditional design in Thailand, are also presented.

1. บทนำ

เกณฑ์กำหนดประมวลหลักอาคาร (building code requirements) สำหรับการคำนวณออกแบบ (design) อาคารคอนกรีตที่ได้รับการยอมรับมากที่สุดในสหรัฐอเมริกา ถูกเผยแพร่ครั้งแรกใน ค.ศ. 1910 หรือปลายสมัยของรัชกาลที่ 5) ภายใต้ชื่อ ข้อบังคับอาคารมาตรฐานสำหรับใช้ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete) โดย สมาคมผู้ใช้ซีเมนต์แห่งชาติ (National Association of Cement Users หรือ NACU) [1] ซึ่งภายหลังได้รับการเปลี่ยนชื่อเป็น สถาบันคอนกรีตอเมริกัน (American Concrete Institute, ACI) ทั้งนี้มาตรฐานดังกล่าวได้มีการพัฒนาเรื่อยมา [2] จนกระทั่งถึงฉบับปัจจุบัน นั่นคือฉบับ ค.ศ. 2019 หรือ ACI318-19 [3]

มาตรฐานฉบับใหม่นี้ มีเนื้อหาที่น่าสนใจหลายบท แต่หัวข้อหนึ่งซึ่งวิศวกรและนักวิจัยทั่วโลกให้ความสำคัญต่อการพัฒนามาโดยตลอดหัวข้อหนึ่ง ก็คือ พฤติกรรมการเฉือนโดยเฉพาะอย่างยิ่งแนวทางในการประมาณกำลังต้านการเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดที่ไม่เสริมเหล็กตามขวาง (slender reinforced concrete members without transverse reinforcements) ซึ่งใช้สัญลักษณ์ V_c หรือ v_c แล้วแต่มุมมองที่จะพิจารณาในรูปของแรงหรือหน่วยแรงตามลำดับ

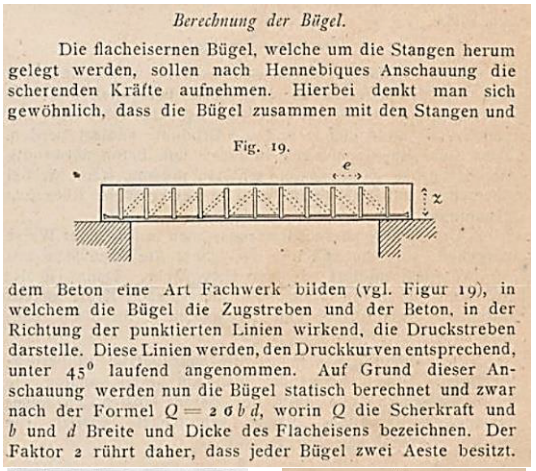
บทความนี้ได้เรียบเรียงลำดับการเปลี่ยนแปลง และพัฒนาการของแนวทางที่ใช้ประเมิน V_c ของ ACI318 ตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน โดยเน้นความสำคัญไปที่คาน (beams) ทั้งนี้ผลสัมฤทธิ์แห่งความเข้าใจที่จะเกิดขึ้น จะสัมพันธ์กับแนวทางการคำนวณออกแบบอาคารคอนกรีตในประเทศไทย เนื่องจากตั้งแต่อดีตจนถึงปัจจุบัน แนวทางข้างต้นโดยเฉพาะอย่างยิ่ง มาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย ในพระบรมราชูปถัมภ์ [4-5] ซึ่งสามารถกล่าวได้ว่าเป็นที่นิยมสูงสุดนั้น มีรากฐานการกำเนิดและพัฒนามาจากมาตรฐาน ACI318

โดยจุดประสงค์ของบทความต้องแสดงให้ผู้อ่านทราบถึงความวิริยอุตสาหะของวิศวกร/นักวิจัยทางด้านโครงสร้างคอนกรีตที่ต้องการเอาชนะความท้าทายในการทำนายพฤติกรรมของวัสดุที่มีสมบัติซึ่งไม่มีความแน่นอนอย่างคอนกรีต ในสภาพที่ต้องรับการเฉือน การดัด รวมถึงการกระทำของแรงตามแนวแกนร่วมกันของคานชะลูด ซึ่งทั้งหมดก็เพื่อทำให้การคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตมีความปลอดภัย ประหยัด รวมถึงวิศวกรทุกคนสามารถเข้าถึงแนวทางการคำนวณออกแบบดังกล่าวได้อย่างสะดวกและเท่าเทียม

2. การคำนวณออกแบบแรงเฉือนในช่วงต้นศตวรรษที่ 20

ภายหลังการประดิษฐ์คอนกรีตเสริมเหล็ก (แต่เดิม คือ เฟอร์โรคอนกรีต (ferroconcrete) หรือ เฟอร์โรซีเมนต์ (ferrocement) ในเวลาต่อมา) ของ Lambot ใน ค.ศ. 1848 รวมถึงการที่ Monier ได้เผยแพร่แนวทางก่อสร้างโครงสร้างด้วยวัสดุดังกล่าวไปทั่วยุโรป ตั้งแต่ช่วง ค.ศ. 1867 ทำให้หลังจากช่วงเวลาดังกล่าวถือเป็นยุคเริ่มต้นแห่งการพัฒนาทฤษฎีที่ใช้คำนวณออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กอย่างต่อเนื่อง โดยเฉพาะอย่างยิ่งทฤษฎีของการดัดและการเฉือน [6] อย่างไรก็ดีในบทความนี้จะขออภิปรายในส่วนที่เกี่ยวกับการเฉือนเป็นหลัก

ทั้งนี้เป็นที่เข้าใจอย่างชัดเจนแล้วว่า ช่วงแรกของการพัฒนาดังกล่าว จะเป็นไปตามแนวคิดของทฤษฎียืดหยุ่น (elastic theory) ซึ่งได้รับความนิยมอย่างแพร่หลายมากกว่าทฤษฎีพลาสติก (plastic theory) อย่างไรก็ดีที่กล่าวมาไม่ได้สื่อว่าการคำนวณออกแบบด้วยทฤษฎีพลาสติกนั้น เกิดขึ้นภายหลังหรือมีความบกพร่องแต่อย่างใด โดยรายละเอียดจะขอกล่าวเป็นลำดับดังนี้

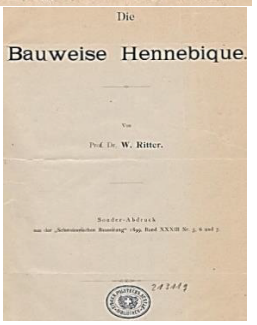


Berechnung der Bügel.

Die flacheisernen Bügel, welche um die Stangen herum gelegt werden, sollen nach Hennebiques Anschauung die scherenden Kräfte aufnehmen. Hierbei denkt man sich gewöhnlich, dass die Bügel zusammen mit den Stangen und

Fig. 19.

dem Beton eine Art Fachwerk bilden (vgl. Figur 19), in welchem die Bügel die Zugstreben und der Beton, in der Richtung der punktierten Linien wirkend, die Druckstreben darstelle. Diese Linien werden, den Druckkurven entsprechend, unter 45^0 laufend angenommen. Auf Grund dieser Anschauung werden nun die Bügel statisch berechnet und zwar nach der Formel $Q = 2\,\sigma\,b\,d$, worin Q die Scherkraft und b und d Breite und Dicke des Flacheisens bezeichnen. Der Faktor 2 rührt daher, dass jeder Bügel zwei Aeste besitzt.



Die

Bauweise Hennebique.

Von

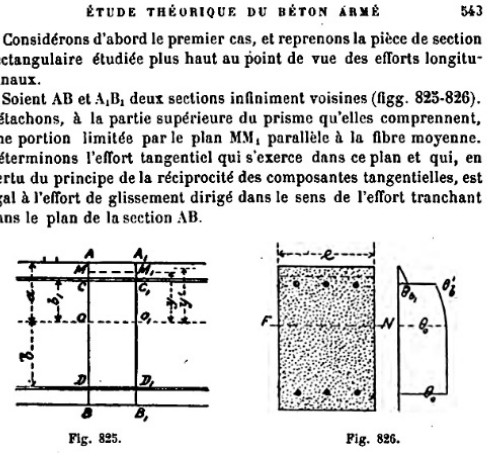
Prof. Dr. W. Ritter.

Sonder-Abdruck

Karl W. Ritter [7] (ค.ศ. 1847-1906)

รูปที่ 1 ทฤษฎีเทียบเคียงโครงข้อหมุนของ K. W. Ritter ใน ค.ศ. 1899 [8-10]

มีการบันทึกอย่างชัดเจนว่า ทฤษฎีการเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก เริ่มแรกเป็นของ Ritter [8-10] ภายใต้แนวคิดเทียบเคียงโครงข้อหมุน (truss analogy) ดังแสดงในรูปที่ 1 โดย Ritter กำหนดให้เหล็กเสริมตามขวาง ซึ่งในกรณีของคานจะเรียกว่าเหล็กลูกตั้ง (stirrups) ให้ทำหน้าที่รับแรงดึงในแนวดิ่งที่เกิดจากการดัด ในขณะที่แรงอัดทแยงที่เกิดขึ้นจะรับโดยคอนกรีตซึ่งขึ้นรูป (form) ในแบบของแขนค้ำยันเอียง (inclined strut) ที่ทำมุม องศา ซึ่งต่อมาแนวคิดนี้ได้กลายเป็นต้นกำเนิดของทฤษฎีสำคัญในการคำนวณออกแบบการเฉือนในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก



ÉTUDE THÉORIQUE DU BÉTON ARMÉ 543

Considérons d'abord le premier cas, et reprenons la pièce de section rectangulaire étudiée plus haut au point de vue des efforts longitudinaux.

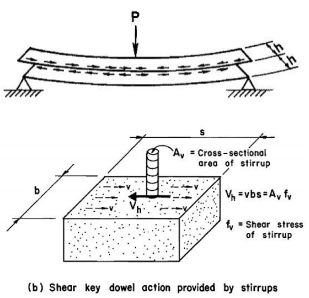
Soient AB et A_1B_1 deux sections infiniment voisines (figg. 825-826). Détachons, à la partie supérieure du prisme qu'elles comprennent, une portion limitée par le plan MM_1 parallèle à la fibre moyenne. Déterminons l'effort tangentiel qui s'exerce dans ce plan et qui, en vertu du principe de la réciprocité des composantes tangentielles, est égal à l'effort de glissement dirigé dans le sens de l'effort tranchant dans le plan de la section AB.

Fig. 825. Fig. 826.

รูปที่ 2 ทฤษฎีการเฉือนของ Christophe ใน ค.ศ. 1902 [11]

ในขณะนั้นยังมีบางทฤษฎีที่เชื่อว่า เหล็กลูกตั้งทำหน้าที่เสมือนเหล็กเดือย (dowel bars) ที่ยึดชิ้นคอนกรีตที่ถูกจำลองให้เสมือนเป็นแผ่นบางๆ ในแนวนอนที่วางเรียงกันเป็นชั้นๆ ไม่ให้หลุดออกจากกัน [11,12] โดยรูปที่ 2 แสดงหน่วยแรงวิบัติซึ่งเกิดจากหน่วยแรงเฉือนแนวนอน (horizontal shear stress) หรือ $v = VQ / Ib$ ในขณะที่รูปที่ 3 ได้ขยายภาพความเข้าใจเกี่ยวกับการใช้หน่วยแรงเฉือนแนวนอนในการคำนวณออกแบบเหล็กลูกตั้ง ตามแนวคิดของ Christophe [12,13]

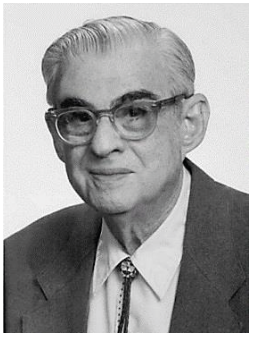
Paul Christophe [13]
(ค.ศ. 1870 - 1957)



รูปที่ 3 หน่วยแรงแนวนอนและแนวคิดของเหล็กเดือยที่ทำหน้าที่เป็นแกนรับแรงเฉือน (shear key) ซึ่งเป็นทฤษฎีทางเลือกในขณะนั้น [14]

พัฒนาการเกี่ยวกับการเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นเกิดขึ้นอย่างต่อเนื่อง โดยใน ค.ศ. 1902 Mörsch [15] ดูรูปที่ 4 [16] ทำการทดสอบคานภายใต้การเฉือนอย่างจริงจังเป็นครั้งแรก ซึ่งในงานวิจัยนั้น Mörsch ได้ค้นพบว่าการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูด กรณีไม่มีเหล็กลูกตั้ง จะถูกควบคุมโดยแรงดึงทแยง (diagonal tension) ซึ่งในครั้งนั้น Mörsch ได้สนับสนุนแนวคิดของ Ritter โดยมีการทำการทดสอบเพิ่มเติมและอธิบายแนวคิดของ Ritter ให้เกิดความชัดเจนยิ่งขึ้น จนภายหลังจาก ค.ศ. 1910 ทฤษฎีเทียบเคียงโครงข้อหมุนของ Ritter จึงได้รับการยอมรับจากนักวิจัยทั่วโลก

Emil Mörsch [16]
(ค.ศ. 1872-1950)



Chester P. Siess [24]
(ค.ศ. 1916–2004)

รูปที่ 4 ผู้พัฒนางานวิจัยเกี่ยวกับการเฉือนในยุคเริ่มต้น

แม้ว่าต่อมาทฤษฎีการเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้โอนเอียงไปตามแนวทางของ Ritter แต่ก็ยังมีนักวิจัยบางกลุ่ม เช่น Faber และ Bowie [17] ได้เสนอทฤษฎีแรงอัดเอียง (inclined compression theory) ซึ่งอธิบายกลไกในการรับการเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กลูกตั้งหรือเหล็กคอม้า บนพื้นฐานการทดสอบที่ไม่มากนัก

นอกจากนี้ยังมีผลงานวิจัยเกี่ยวกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดภายใต้การเฉือนอย่างมากมายและต่อเนื่อง อาทิเช่น Evans [18-20], Ferguson และ Thompson [21] รวมถึงการทบทวนวรรณกรรม (literature reviews) อย่างเข้มข้นในช่วงระหว่างช่วง ค.ศ. 1897 ถึง ค.ศ. 1951 โดย Hognestad [22] รวมถึง Laupa และคณะ [23] (ดูรูปที่ 4 [24])

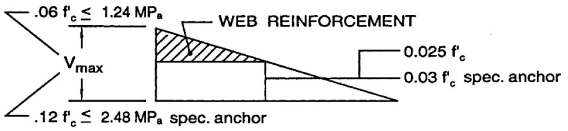
ผลงานที่กล่าวมาแม้ว่าจะเป็นงานวิจัยที่มีคุณภาพ แต่พัฒนาการของการคำนวณออกแบบที่เกี่ยวกับการเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดก็ยังไม่ได้รับความสนใจมากนัก และยังคงเป็นวิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working Stress Method, WSM) ซึ่งอยู่บนพื้นฐานของทฤษฎียืดหยุ่นเป็นหลัก ที่ยังเป็นที่นิยมอยู่ ดังที่พิจารณาได้จากเนื้อหาที่แสดงไว้ในมาตรฐาน ACI318 ตั้งแต่ ค.ศ. 1920 – 1956 [25-31] ที่กำหนดให้หน่วยแรงเฉือนใช้งาน หรือ service shear stress (ในขณะนั้นคำนวณจาก $v = V / b_w jd$ ซึ่งเป็นหน่วยแรงแนวดิ่งเฉลี่ย ที่เกิดขึ้นระหว่างรอยร้าว)

ทั้งนี้สำหรับคานที่ไม่ได้เสริมเหล็กลูกตั้ง ACI318 ในขณะนั้นกำหนดไว้ว่า v ต้องไม่เกินไปกว่า

(A) ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง $0.025 f_c'$ กับ 0.41 เมกะพาสคัล สำหรับกรณีที่เหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากการดัด ซึ่งไม่ได้มีการยึดเชิงกล (mechanical anchorage) หรือ

(B) ค่าที่น้อยกว่าระหว่าง $0.03 f_c'$ และ 0.62 เมกะพาสคัล สำหรับกรณีที่เหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากการดัด มีการยึดเชิงกล (เช่น มีการทำของอที่ปลายเท่ากับ 180 องศา หรือมีการยึดไว้กับแผ่นเหล็กอย่างแน่นหนา)

ทั้งนี้แรงส่วนเกินที่คอนกรีตเสริมเหล็กรับไม่ได้จะถูกกำหนดให้ถ่ายไปให้เหล็กลูกตั้ง (หรือ web reinforcements) อย่างไรก็ดีหน่วยแรงเฉือนใช้งานที่กระทำต่อหน้าตัดต้องมีค่าไม่เกินค่าที่น้อยกว่าระหว่าง $0.06 f_c'$ กับ 1.24 เมกะพาสคัล สำหรับกรณี (A) หรือ $0.12 f_c'$ และ 2.46 เมกะพาสคัล สำหรับกรณี (B) ตามลำดับ โดยทั้งหมดแสดงให้เห็นเป็นตัวอย่างเบื้องต้นดังแสดงในรูปที่ 5



รูปที่ 5 ข้อกำหนดเกี่ยวกับแรงเฉือนในมาตรฐานอเมริกันในช่วง ค.ศ. 1920 – 1951 [32]

ข้อกำหนดดังกล่าวถูกใช้เรื่อยมา จนกระทั่งเกิดการวิบัติโดยการเฉือนของคานหลังคาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่ที่ Wilkin Air Force Depot Warehouse ในประเทศสหรัฐฯ ใน ค.ศ. 1955 ซึ่งรูปแบบความเสียหายแสดงให้เห็นถึงธรรมชาติแห่งการวิบัติที่ฉับพลัน (ดูรูปที่ 6) โดยในครั้งนั้น

ยังพบความผิดปรกติหลายประการ เช่น การวิบัติเกิดขึ้นเนื่องจากน้ำหนักคงที่ของโครงสร้างเท่านั้น ไม่เพียงเท่านั้น จากการตรวจสอบพบว่าหน่วยแรงที่ทำให้คานเกิดการวิบัติมีค่าน้อยกว่า 0.50 เมกะพาสคัล ในขณะที่มาตรฐาน ACI318 ขณะนั้นยอมให้เกิดหน่วยแรงได้ไม่เกิน 0.62 เมกะพาสคัล [33]

รูปที่ 6 การวิบัติของคานที่ U.S. Warehouse ซึ่งพบว่าเหล็กลูกตั้งมีปริมาณน้อย และได้ถูกทำให้แตกหัก (fractured) อย่างสิ้นเชิง [34]

โดยทีมวิจัยในขณะนั้น [35] ได้ให้ข้อแนะนำทันทีต่อแนวทางการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังนี้ (1) คานต้องมีการเสริมเหล็กลูกตั้งขั้นต่ำ (2) เหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากการดัด ต้องเสริมเลยออกจากจุดดัดกลับ (inflection point) ออกไปอย่างเพียงพอ และ (3) แรงดึงตามแนวแกนที่เกิดขึ้นในองค์อาคารเนื่องจากการยึดรั้งต้องถูกนำมาพิจารณาในการคำนวณออกแบบการเฉือน

หลังจากเหตุการณ์ดังกล่าว ทำให้งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับคำนวณออกแบบแรงเฉือนได้กลับมารับความสนใจอย่างต่อเนื่องอีกครั้ง โดยนักวิจัยชั้นนำในขณะนั้น อาทิเช่น Ferguson [36] ดูรูปที่ 8 [37] Morrow และ Viest [38] Whitney [39] และ Subbiah และ Smith [40]

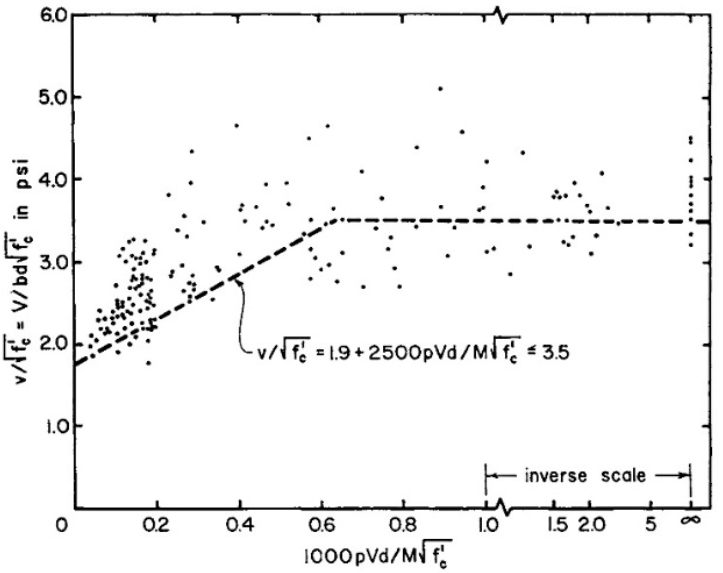
3. การคำนวณออกแบบแรงเฉือนภายหลังมาตรฐาน ACI318-63

จนกระทั่ง ค.ศ. 1962 ได้มีการตั้งกรรมการร่วมระหว่าง ACI และสมาคมวิศวกรโยธาอเมริกัน (American Society of Civil Engineers, ASCE) ในชื่อชุด 326 ขึ้น โดยมี Hognestad เป็นประธาน [41-43] คณะกรรมการดังกล่าวได้ทำการทบทวนวรรณกรรมที่เกี่ยวข้องกับการทดสอบคานคอนกรีตในช่วง 20 ปีก่อนหน้า โดยอ้างอิงจากแหล่งข้อมูลมากกว่า 54 ฉบับ รวมถึงผลการทดสอบคานมากกว่า 924 ตัว ซึ่งในท้ายที่สุดได้เสนอสมการเพื่อประมาณ V_c ที่สถานะประลัย (ultimate state) ซึ่งสัมพันธ์กับทั้ง (ก) กำลังดึงของคอนกรีต (ตามแนวคิดของมาตรฐานอเมริกันจะอยู่ในรูป $\sqrt{f'_c}$) (ข) ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากการดัด (ρ_w) และ (ค) ปฏิสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนในองค์อาคาร ซึ่งมีรูปแบบตามสมการ (1) หรือรูปที่ 7 โดยสมการดังกล่าวเป็นต้นแบบที่ ACI318-63 [44] เสนอให้ใช้ในเวลาต่อมา

โดย ACI-ASCE Joint Committee 326 [41-43] ได้ตั้งสมมติฐานในการคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กในการรับการเฉือน ดังต่อไปนี้

1. สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดที่ไม่เสริมเหล็กลูกตั้ง แรงเฉือนที่ทำให้เกิดรอยร้าวทแยงรอยแรก (1st diagonal crack) จะถือให้เป็นวิสัยสามารถการเฉือน (shear capacity, V_c) ทั้งนี้สำหรับคานประเภทเดียวกันซึ่งเสริมเหล็กลูกตั้ง จะถือให้คอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงเฉือนประลัยออกแบบ (design ultimate shear , V_u/ϕ) ที่เกิดขึ้นก่อน หลังจากนั้นแรงเฉือนส่วนเกิน $V_u/\phi - V_c$ จึงถ่ายไปยังเหล็กลูกตั้งในรูปของ V_s

2. ปริมาณของแรงเฉือนที่ต้องรับโดยเหล็กลูกตั้ง (V_s) ให้คำนวณบนพื้นฐานของทฤษฎีเทียบเคียงโครงข้อหมุน ซึ่งมีความเอียงขององค์อาคารทแยงเท่ากับ 45 องศา



รูปที่ 7 การสร้างสมการ (1) ของ ACI-ASCE Joint Committee 326 [42]

โดย V_c ซึ่งถูกสังเคราะห์เพื่อตอบสนองต่อแนวทางของการคำนวณออกแบบกำลังประลัย (Ultimate Strength Design, USD) ที่แนะนำโดย ACI-ASCE Joint Committee 326 [42] ในรูปของหน่วย U.S. Customary แสดงได้ดังต่อไปนี้

$$v_c = \frac{V_c}{b_w d} = 1.9\sqrt{f_c'} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \qquad (1)$$

ทั้งนี้ค่า V_c ในสมการข้างต้น ต้องมีค่าไม่เกิน $3.5\sqrt{f_c'}$ เมื่อ f_c' คือ กำลังอัดของชิ้นตัวอย่างคอนกรีตทรงกระบอกตามมาตรฐาน ACI318-63 [44] ที่ 28 วัน และ ρ_w คือ คำนวณจาก $A_s/(b_w d)$ ในขณะที่ M_u และ V_u คือ โมเมนต์ดัดประลัยและแรงเฉือนประลัย ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุก ณ ตำแหน่งหน้าตัดที่พิจารณาการเฉือน โดย $V_u d / M_u$ ต้องมีค่าไม่เกิน

ภายหลัง ACI-ASCE Joint Committee 326 [41-43] ได้เสนอข้อแนะนำไว้มากมาย ต่อมา ACI318-63 [44] ได้กำหนดให้สมการ (1) เป็นสมการหลัก และมีรายละเอียดปลีกย่อยอีกหลายประการ ดังนี้

1. กำลังเฉือนระบุ V_n ซึ่งเกิดจากผลรวมของ $V_c + V_s$ ต้องมีค่ามากกว่า V_u / ϕ เมื่อ ϕ คือ แฟกเตอร์ลดกำลัง (strength reduction factor) ซึ่ง ACI318-63 [44] กำหนดให้ใช้เท่ากับ 0.85 (ในขณะที่การรวมน้ำหนักบรรทุก กำหนดให้ใช้เท่ากับ $U = 1.5DL + 1.8LL$) หรือเป็นไปตามสมการ (2) ดังนี้

$$V_u = \phi(V_c + V_s) \qquad (2)$$

2. กำลังเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กลูกตั้ง หรือองค์อาคารในลักษณะคล้ายกัน ต้องมีค่าไม่เกินสมการ (3) นอกจากจะใช้สมการ (1) ในการคำนวณ

$$V_c = 2.0\sqrt{f_c'} b_w d \qquad (3)$$

3. เมื่อองค์อาคารต้องรับแรงตามแนวแกน N_u (มีค่าเป็นบวก สำหรับแรงอัด และลบสำหรับแรงดึง) ให้คำนวณ V_c ตามสมการ (1) โดยเปลี่ยน M_u เป็น M_u' ดังนี้

$$M_u' = M_u - N_u\left(\frac{4h - d}{8}\right) \qquad (4)$$

ทั้งนี้ค่า V_c ในกรณีนี้ ต้องมีค่าไม่เกิน $3.5\eta_d\sqrt{f_c'}b_w d$ เมื่อ η_d คือ แฟกเตอร์ปรับค่า (adjustment factor) สำหรับขีดจำกัดบนของสมการ (1) ซึ่งคำนวณได้จาก

$$\eta_d = \sqrt{1+0.002\frac{N_u}{A_g}} \quad (5)$$

เมื่อ h, b_w และ d คือ ความลึก ความกว้างส่วนเอว และความลึกประสิทธิผลของหน้าตัด ตามลำดับ ในขณะที่ A_g คือ พื้นที่หน้าตัดของคานที่กำลังพิจารณา

4. กำลังต้านการเฉือนที่มาจากเหล็กลูกตั้ง (V_s) ให้พิจารณาจากพื้นฐานของการเทียบเคียงโครงข้อหมุน 45 องศา ซึ่งคำนวณได้จาก

$$V_s = \frac{A_v f_{vy} d}{s} \quad (6)$$

เมื่อ f_{vy} คือ กำลังครากของเหล็กลูกตั้ง และ A_v คือ เนื้อที่ของเหล็กลูกตั้งที่ใช้รับแรงดึงเนื่องจากการเฉือน และ s คือ ระยะเรียงของเหล็กลูกตั้งตามแนวแกนคาน

5. ทั้งนี้ระยะเรียง s ต้องมีค่าไม่เกิน $d/2$ เว้นแต่ $V_u \geq 6\phi\sqrt{f_c'}b_w d$ จึงใช้ s ได้ไม่เกิน $d/4$ อย่างไรก็ดี หาก $V_u \geq 10\phi\sqrt{f_c'}b_w d$ ให้ทำการขยายหน้าตัดใหม่

6. นอกจากต้องเสริมเหล็กลูกตั้งตามสมการ (6) แล้ว หาก $V_u/\phi \geq V_c$ ยังต้องมีการเสริมเหล็กขั้นต่ำ เท่ากับ $A_{v,\min} = 0.0015bs$

7. เมื่อใช้คอนกรีตน้ำหนักเบา (light-weight concrete) ค่าของ V_c ดังกล่าวต้องไม่เกินไปกว่า $0.3F_{sp}\sqrt{f_c'}b_w d$ (เปรียบเทียบกับสมการ (3)) เว้นแต่จะคำนวณอย่างละเอียดตามสมการ (7) ดังนี้

$$V_c = \left(0.28F_{sp}\sqrt{f_c'} + 2500\rho_w\frac{V_u d}{M_u}\right)b_w d \quad (7)$$

ค่า F_{sp} คือ อัตราส่วนระหว่าง กำลังดึงแยก (splitting tensile strength, f_{sp}') กับ $\sqrt{f_c'}$ ทั้งนี้เว้นแต่จะมีการคำนวณหากำลังดึงแยกได้โดยตรง Hanson [45, 46] และนำให้ใช้ค่า F_{sp} ประมาณ 4.0

เนื่องจาก ACI318-63 [44] ได้เสนอแนวทางการคำนวณออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กไว้ทั้ง 2 วิธี คือ (a) WSM และ (b) USD แต่หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของ WSM เกิดจากการนำผลที่ได้จากการทดสอบของ USD มาลดทอนด้วยอัตราส่วนความปลอดภัยประมาณ

สำหรับ WSM ดังแสดงใน ACI318-63 [44] มีการกำหนดให้หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น (กรณีนี้คำนวณจาก $v = V/b_w d$) ต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงที่ยอมให้จากสมการ (8) เว้นแต่มีการคำนวณอย่างละเอียดตามสมการ (9) ซึ่งเทียบเคียงได้กับสมการ (3) และสมการ (1) ตามลำดับ

$$v_c = 1.1\sqrt{f_c'} \quad (8)$$

$$v_c = \sqrt{f_c'} + 1300\rho_w\frac{Vd}{M} \leq 1.75\sqrt{f_c'} \quad (9)$$

เช่นเดียวกับข้อ (ค) สำหรับ WSM ให้แทนโมเมนต์ดัดในสมการ (4) ด้วยโมเมนต์ดัดใช้งาน ในขณะที่หน่วยแรงที่ยอมให้ในกรณีนี้ คำนวณจาก

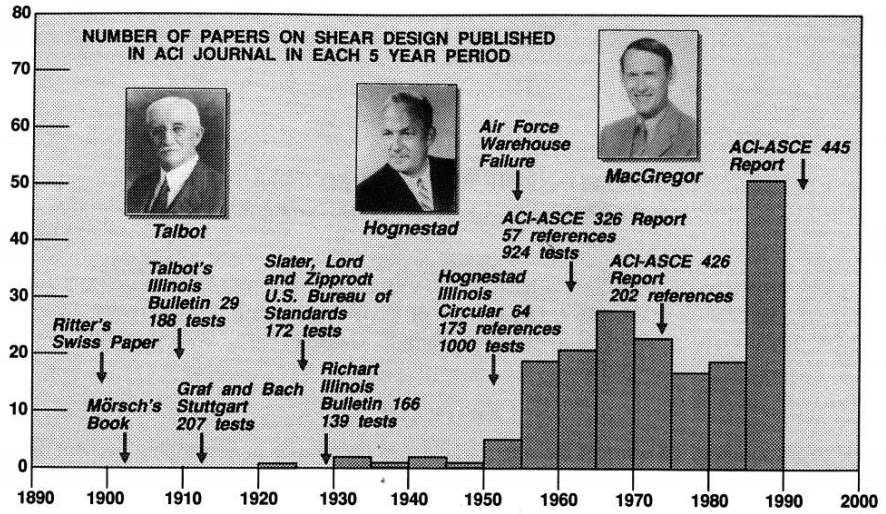
$$v_c = 1.75\sqrt{f_c'\left(1+0.004\frac{N}{A_g}\right)} \quad (10)$$

เมื่อ $v \geq v_c$ ซึ่งจำเป็นต้องเสริมเหล็กลูกตั้ง ในกรณี WSM ตาม ACI318-63 [44] กำหนดให้ใช้แนวทางเดียวกันกับสมการ (6) โดยกำหนดให้หน่วยแรงดึงในเหล็กลูกตั้งต้องมีค่าไม่เกินกว่า 20,000 ปอนด์/นิ้ว^2 ในขณะที่หน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากการรวมน้ำหนักบรรทุกใช้งานต้องมีค่าไม่เกิน $5\sqrt{f_c'}$

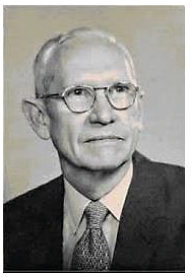
สำหรับการนำคอนกรีตน้ำหนักเบามาใช้ใน WSM ได้มีการกำหนดหน่วยแรงที่ยอมให้มีค่าเท่ากับ $0.17F_{sp}\sqrt{f_c'}$ เว้นแต่จะทำการคำนวณอย่างละเอียด ดังนี้

$$v_c = 0.15F_{sp}\sqrt{f_c'} + 1300\rho_w\frac{Vd}{M} \quad (11)$$

ข้อแนะนำเกี่ยวกับการคำนวณออกแบบแรงเฉือนโดย ACI318-63 [44] ถือเป็นการเปลี่ยนแปลงครั้งยิ่งใหญ่ โดยเฉพาะในเรื่องที่เกี่ยวกับ V_c หรือ v_c ของมาตรฐานอเมริกัน ซึ่งแม้เวลาจะดำเนินต่อมายาวนานเพียงใด แนวคิดดังกล่าวก็มิได้ถูกปรับเปลี่ยนจนมีนัยสำคัญแต่อย่างใด



รูปที่ 8 พัฒนาการของงานวิจัยเกี่ยวกับแรงเฉือนที่ตีพิมพ์ผ่าน ACI [58]



Phil M. Ferguson [37]
(ค.ศ. 1899-1986)

Fritz Leonhardt [52]
(ค.ศ. 1909-1999)

4. ยุคแห่งการพัฒนางานวิจัยและการปรับปรุงมาตรฐานการคำนวณออกแบบเกี่ยวกับการเฉือน

เมื่อเริ่มมีการเผยแพร่ ACI318-63 [44] ก็ถือเป็นการจุดไฟแห่งความสนใจแก่นักวิจัยทางด้านโครงสร้างคอนกรีต ทำให้เกิดการศึกษาข้อดี-ข้อบกพร่องของแนวทางการคำนวณออกแบบที่ถูกเสนอขึ้นนี้ เรื่อยมาจนถึงปัจจุบัน โดยในรูปที่ 8 แสดงปริมาณบทความที่นำเสนอใน ACI Journal ในช่วงปลายศตวรรษที่ 19 จนถึงต้นศตวรรษที่ 21

งานวิจัยในช่วงเวลาดังกล่าวมีแกนนำหลายท่าน โดยมีการพิจารณาพารามิเตอร์สำหรับการคำนวณออกแบบที่สำคัญหลายตัว เช่น ผลจากขนาด (size effect) ที่กระทบต่อ V_c โดย Kani [47-50] การอธิบายถึงกลไกการวิบัติและกลไกการถ่ายแรงเฉือน (shear failure mechanism) ในองค์อาคารชะลูดรับการดัด ของ Leonhardt [51] ดูรูปที่ 8 [52], MacGregor และ Walters [53], MacGregor และ Hanson [54], Fenwick และ Paulay [55] รวมถึงผลของแรงตามแนวแกนต่อกำลังเฉือนโดย Mattock [56] และ Haddadin และคณะ [57] เป็นต้น

อาศัยงานวิจัยในช่วงก่อน ค.ศ. 1971 ACI318 จึงได้ออกมาตรฐานฉบับใหม่ นั่นคือ ACI318-71 [59] ซึ่งมีพื้นฐานไปในแนวทางวิธีกำลังประลัยเกือบทั้งหมด โดยเปลี่ยนชื่อวิธีการคำนวณออกแบบจาก USD เป็นวิธีการคำนวณออกแบบกำลัง (Strength Design Method, SDM) และมีการปรับการรวมน้ำหนักบรรทุกเป็น $U = 1.4DL + 1.7LL$ โดยการคำนวณออกแบบการเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กยังคงใช้สมการจาก ACI318-63 [44] เป็นตัวอ้างอิง อย่างไรก็ดีการปรับปรุงที่เกี่ยวข้องกับการเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูด ที่เกิดขึ้นในขณะนั้น พอสรุปเป็นสังเขป ได้ดังนี้

1. มีการกำหนดปริมาณเหล็กลูกตั้งขั้นต่ำ (ตามสมการ (12)) สำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็ก แทนที่ (ฉ) เพื่อให้สอดคล้องกับแนวทางของคานคอนกรีตอัดแรง ซึ่งแสดงไว้ใน ACI318-63 [44] อยู่แต่เดิม ทั้งนี้แนวคิดในการปรับปรุงก็เนื่องมาจากข้อมูลที่ว่า การมีอยู่ของเหล็กลูกตั้งจะช่วยยับยั้งการเพิ่มขึ้นของรอยร้าวทแยงได้ เป็นผลในคานมีพฤติกรรมเหนียวมากขึ้น ทำให้เกิดการส่งสัญญาณล่วงหน้าก่อนคานจะวิบัติ โดยแนวคิดนี้ได้ถูกตั้งสมมติฐานว่าหน่วยแรงเฉือนที่รับโดยเหล็กลูกตั้งจะต้องมีค่าขั้นต่ำเท่ากับ 50 ปอนด์/นิ้ว^2 นั่นคือ

$$A_{v,\min} = 50\frac{b_w s}{f_{vy}} \qquad (12)$$

สำหรับองค์อาคารรับแรงเฉือนทั่วไปค่า $A_{v,\min}$ จะจำเป็นก็ต่อเมื่อ $V_u/\phi \geq 0.5V_c$ โดย ACI318-71 [59] กำหนดประเภทขององค์อาคารที่ไม่จำเป็นต้องพิจารณาเหล็กลูกตั้งขั้นต่ำ ดังนี้ (ช.1) แผ่นพื้นและฐาน (ช.2) พื้นคอนกรีตระบบตง (concrete joist floor) และ (ช.3) คานซึ่งมีความลึกไม่เกินค่าที่มากกว่าระหว่าง 10 นิ้ว, 2.5 เท่าของความหนาปีกคานหรือ 0.5 ของความหนาเอวคาน โดยมีการจำกัดกำลังครากของเหล็กลูกตั้งมิให้เกินไปกว่า $60,000$ ปอนด์/นิ้ว^2 เนื่องจากต้องการควบคุมมิให้รอยร้าวเนื่องจากแรงดึงทแยงมีขนาดใหญ่เกินไป

1. มีการปรับปรุงแนวทางในการกำหนดขีดจำกัดของแรงเฉือนที่ถ่ายให้กับคาน (ดูข้อ (จ)) นั่นคือ ระยะเรียง s ของเหล็กลูกตั้ง ต้องไม่เกินไปกว่า $d/2$ เว้นแต่ $V_s \geq 4\sqrt{f'_c}b_w d$ ก็ให้เรียงเหล็กลูกตั้งดังกล่าวได้ไม่เกิน $d/4$ ทั้งนี้ให้ปรับหน้าตัดใหม่หาก $V_s \geq 8\sqrt{f'_c}b_w d$

2. จากงานวิจัยอย่างต่อเนื่องของ Mattock [56], Haddadin และคณะ [57] รวมถึง MacGregor และ Walters [53] และ MacGregor และ Hanson [54] มีการเสนอแนวทางเพิ่มเติมจากข้อ (ค) โดยแนะนำสมการ (13) ให้เป็นตัวเลือกจากสมการ (1) และสมการ (4) สำหรับคานที่รับทั้งแรงเฉือน แรงดัด และแรงอัดตามแนวแกน โดย V_c ยังคงถูกควบคุมโดย $3.5\cdot\eta_d\sqrt{f'_c}b_w d$ เช่นเดิม

$$V_c = 2\left(1+\frac{N_u}{2000A_g}\right)\sqrt{f'_c}b_w d \qquad (13)$$

ในแนวทางเดียวกัน เมื่อคานต้องรับแรงดึงตามแนวแกน (โดยค่า N_u ในสมการ (14) มีค่าเป็นลบ) จากผลวิจัยของ Ivey และ Buth [60] บนพื้นฐานงานวิจัยในอดีตของ Hanson [45, 46] ทำให้ ACI318-71 [59] เสนอสมการทางเลือก ดังต่อไปนี้

$$V_c = 2\left(1+\frac{N_u}{500A_g}\right)\sqrt{f'_c}b_w d \qquad (14)$$

3. ทั้งนี้ ACI318-71 [59] มีการปรับรูปแบบการคำนวณ V_c สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบา (ดูข้อ (ช)) ดังนี้

(ฎ.1) ให้ใช้ $f'_{sp}/6.7$ แทนค่าสำหรับ $\sqrt{f'_c}$ เมื่อต้องคำนวณ V_c ทั้งนี้ $f'_{sp}/6.7$ ที่ใช้ต้องมีค่าไม่เกิน

(ฎ.2) เมื่อ f'_{sp} ไม่ได้ถูกกำหนด ค่า $\sqrt{f'_c}$ ซึ่งกระทบต่อการคำนวณ V_c ก็ให้คูณด้วยแฟกเตอร์ λ ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.75 และ 0.85 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักเบาทุกชนิด (all-lightweight) และคอนกรีตน้ำหนักเบาจากทราย (sand lightweight) ตามลำดับ

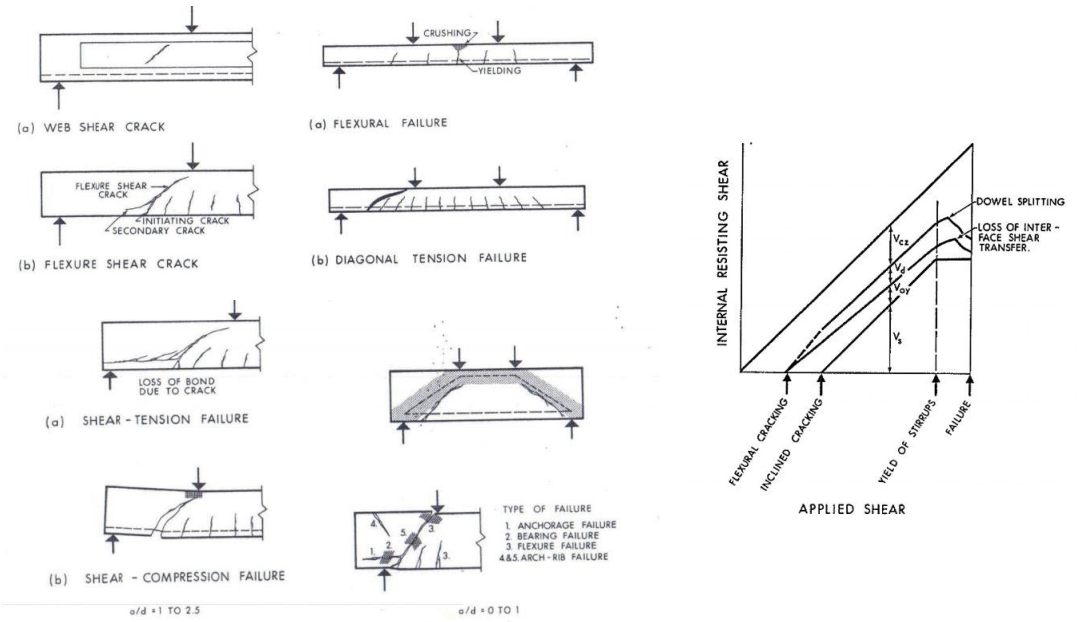
สำหรับ ACI318-71 [59] พบว่ารูปแบบของพารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณออกแบบตามสมการข้างต้นจะอยู่ในรูปแบบหน่วยแรง (stress) แทนที่จะอยู่ในรูปของแรง (force)

อีกทั้งความสำคัญของ WSM ถูกจำกัดให้เป็นเพียงวิธีออกแบบทางเลือก (Alternate Design Method, ADM) ซึ่งอยู่ในหัวข้อหนึ่งในบทที่ 8 ของมาตรฐานเท่านั้น

นอกจากนี้ ACI318-71 [59] ยังกำหนดให้ใช้หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้เท่ากับร้อยละ 55 และ 50 ของกำลังเฉือนประลัย ซึ่งกำหนดไว้ตาม SDM สำหรับ (ช.1) คาน ตง กำแพง และแผ่นพื้นทางเดียว และสำหรับ (ช.2) แผ่นพื้นสองทาง รวมถึงฐาน ซึ่งได้ปรับแก้จากฉบับก่อนหน้า ตามลำดับ

การปรับหน่วยแรงที่ยอมให้ลงร้อยละ 55 จากสมการ (3) และสมการ (1) ทำให้สมการ (3) ยังคงมีค่าเท่ากับสมการ (8 แต่สมการ (9) ถูกปรับให้เป็น $v_c = 1.05\sqrt{f'_c} + 1375\rho_w \frac{Vd}{M}$ $\leq 1.93\sqrt{f'_c}$ ซึ่งต่างไปจาก ACI318-63 [44] เล็กน้อย เนื่องจาก ACI318 ต้องการปรับอัตราส่วน U/ϕ (เป็นอีกแนวทางที่พิจารณาอัตราส่วนความปลอดภัย) ของวิธีกำลังประลัยให้เท่ากับวิธีหน่วยแรงใช้งาน นั่นคือหากพิจารณาค่าเฉลี่ยของแฟกเตอร์น้ำหนักบรรทุกซึ่งเท่ากับ $\frac{1}{2}(1.4+1.7) = 1.55$ เมื่อ $\phi = 0.85$ จะได้ $U/\phi = 1.82$ ซึ่งมีค่าเท่ากับ $1/0.55 = 1.82$ นั่นเอง

ต่อมาใน ค.ศ. 1973 มีการตั้ง ACI- ASCE Joint Committee 426 [61] ขึ้น โดยในครั้งนี้มี MacGregor เป็นประธาน ซึ่งรายงานที่เกิดขึ้นได้รวบรวมผลงานวิจัยเกี่ยวกับการเฉือนที่เกิดขึ้นก่อนหน้า และแสดงอิทธิพลของพารามิเตอร์ต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับการคำนวณออกแบบการเฉือนไว้อย่างน่าสนใจ โดยเฉพาะอย่างยิ่ง มีการสรุปรูปแบบการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กและสัดส่วนขององค์ประกอบต่างๆ ในการถ่ายแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีและไม่มีเหล็กลูกตั้งไว้อย่างชัดเจน (ดังแสดงตัวอย่างไว้ในรูปที่ 9)



รูปที่ 9 สรุปรูปแบบการวิบัติของคานชะลูด คานสั้นและคานลึก รวมถึงแรงที่ถ่ายในองค์อาคารรับการเฉือน [61]

ผลการศึกษาในยุคหลัง ค.ศ. 1970 ยังคงพบข้อบกพร่องในการคำนวณออกแบบแรงเฉือนอยู่มาก ถึงขนาดมีการเสนอให้ระงับการใช้สมการ (1) เนื่องจากมีงานวิจัยชี้ชัดถึงความไม่ปลอดภัยในบางกรณี โดยมีการเสนอสมการขึ้นมาทดแทน [62-64] อย่างไรก็ดี ACI318 ก็ยังไม่ได้สร้างการเปลี่ยนแปลงหลักใดๆ ต่อข้อเสนอแนะดังกล่าว

โดยสาระของเกี่ยวกับการเฉือนของ ACI318-77 [65] ที่เกิดขึ้น นอกจากมีการปรับรูปแบบการวิเคราะห์กำลังเฉือนจากรูปแบบของหน่วยแรง มาเป็นรูปแบบของแรงแล้ว ยังมีการเพิ่มเกณฑ์เพื่อควบคุมระยะเรียงของเหล็กลูกตั้งตามข้อ (ฌ) โดยเพิ่มพิกัด 24 นิ้ว และ 12 นิ้ว ให้ใช้เปรียบเทียบกับระยะ $d/2$ และ $d/4$ ซึ่งถูกกำหนดไว้แต่เดิม ตามลำดับ

นอกจากนี้ยังปรับ ADM ให้ไปอยู่ในภาคผนวก ทำให้ความสำคัญของการคำนวณออกแบบด้วย WSM นั้น ถูกลดทอนลงและอาจถือเป็นจุดสิ้นสุดแห่งยุคการคำนวณออกแบบบนพื้นฐานทฤษฎียืดหยุ่นของมาตรฐานอเมริกัน และในอีกหลายๆ ประเทศซึ่งใช้แนวคิดของสหรัฐอเมริกาเป็นฐาน ยกเว้นหนึ่งในนั้นคือประเทศไทย

ในเวลาต่อมา แม้มีการเผยแพร่ ACI318-83 [66] รวมถึง ACI318-83 (Revised 1986) [67] แต่ก็มิได้มีการเปลี่ยนแปลงแนวทางสำคัญอันใดเมื่อเทียบกับ ACI318-77 [65] จนมาถึงการเกิดขึ้นของ ACI318-89 [68] ซึ่งถือว่ามีความสำคัญฉบับหนึ่ง เนื่องจากเป็นฉบับที่มาตรฐาน ว.ส.ท.1008-38 [5] ใช้เป็นต้นร่างในการปรับปรุง และยังคงใช้ในประเทศไทยมาจนถึงปัจจุบัน (พ.ศ. 2563) การปรับปรุงที่เกี่ยวข้องกับการคำนวณออกแบบเฉือนใน ACI318-89 [68] คือ การจำกัดการใช้ค่า $\sqrt{f_c'}$ มิให้เกินกว่า 100 ปอนด์/นิ้ว^2 (เทียบเท่า $f_c' = 10,000$ ปอนด์/นิ้ว^2) เว้นแต่จะมีการเพิ่มข้อระวังเกี่ยวกับการใช้คอนกรีตกำลังสูง เนื่องจากผลทดสอบคานซึ่งนำมาสร้างเป็นสมการที่ใช้ในการคำนวณออกแบบของ ACI318 ที่ผ่านมา มีค่า f_c' ที่อยู่ในช่วง $2,000$ ถึง $6,000$ ปอนด์/นิ้ว^2 เท่านั้น ในขณะที่อุตสาหกรรมการก่อสร้างในช่วงเวลาดังกล่าว (ตั้งแต่ ค.ศ. 1963) มีการใช้ f_c' ในระดับสูง ซึ่งบางครั้งมีค่ามากกว่า $10,000$ ปอนด์/นิ้ว^2 [69,70]

ทั้งนี้ ACI318-89 [68] อนุญาตให้ใช้ $\sqrt{f_c'} \geq 100$ ปอนด์/นิ้ว^2 ได้ ในกรณีที่มีการเสริมเหล็กลูกตั้งในปริมาณที่ไม่ต่ำกว่า

$f'_c/5000$ หรือ 3 เท่า ของปริมาณเหล็กลูกตั้งขั้นต่ำ (ดูสมการ (12)) เนื่องจากพบว่าในกรณีคอนกรีตกำลังอัดสูง คานจะมีพฤติกรรมการวิบัติโดยการเฉือนที่เปราะขึ้น ดังนั้นการเพิ่มปริมาณเหล็กลูกตั้งขั้นต่ำจึงเป็นแนวทางหนึ่งที่ป้องกันมิให้คานเกิดการวิบัติโดยฉับพลันได้ทางหนึ่ง

ใน ค.ศ. 1999 มีการตั้ง ACI-ASCE Joint Committee 445 [32] เพื่อพิจารณาวิธีล่าสุดในการคำนวณออกแบบแรงเฉือน โดยมี Collins เป็นประธาน (ดูรูปที่ 15 [71]) และในรายงานฉบับดังกล่าวได้แนะนำวิธีทฤษฎีการคำนวณออกแบบที่ผสมผสานระหว่างผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ (ซึ่งสร้างเป็นสมการจากการทดลอง) และสมการทางคณิตศาสตร์ ที่เรียกว่าทฤษฎีสนามแรงอัดปรับแก้ (Modified Compression Field Theory, MCFT) ไว้ด้วย วิธีที่กล่าวจัดว่าเป็นพัฒนาการที่ทำให้การคำนวณออกแบบการเฉือนเกิดความแม่นยำและมีรูปแบบเป็นหนึ่งเดียวมากขึ้น โดยนักวิจัยสำคัญที่พัฒนางานที่เกี่ยวข้องกับการเฉือนของคานคอนกรีตในช่วงท้ายของศตวรรษที่ 20 มีหลายท่าน อาทิเช่น Ramirez และ Breen [72] Walraven [73] Walraven และ Lehwalter [74] Reineck [75,76] และ Hsu และคณะ [77] ดูรูปที่ 15 [78-80]

อย่างไรก็ดีแนวทางการคำนวณออกแบบเกี่ยวกับการเฉือนเฉพาะในส่วนคานชะลูดของ ACI318-95 [81] และ ACI318-99 [82] ยังมิได้มีการเปลี่ยนแปลงใดๆ จนกระทั่งใน ค.ศ. 2002 ซึ่ง ACI318-02 [83] ได้ปรับการรวมน้ำหนักบรรทุก (load combinations) ให้สอดคล้องกับมาตรฐาน ASCE ในขณะนั้น นั่นคือ $U=1.2DL+1.6LL$ ทำให้ ACI318-02 [83] ต้องปรับลด ϕ เหลือ 0.75 เพื่อคงค่า U/ϕ ให้เทียบเท่ามาตรฐาน ACI318 ที่มีมาก่อนหน้า

สำหรับ ACI318-02 [83] ได้นำผลการศึกษาของ Roller และ Russell [84] ซึ่งพิจารณาปริมาณของเหล็กลูกตั้งขั้นต่ำเมื่อ f'_c มีค่ามากขึ้น ทำให้ในครั้งนั้นมีการเพิ่มสมการเพื่อใช้ในการคำนวณออกแบบเหล็กลูกตั้งขั้นต่ำ ในกรณีที่ต้องพิจารณาผลของ f'_c ซึ่งต้องไม่น้อยกว่าสมการ (12) ดังนี้

$$A_{v,\min}=0.75\frac{\sqrt{f'_c}}{f_{vy}}b_w d \qquad (15)$$

เงื่อนไขที่แสดงข้างต้น เป็นจุดหนึ่งที่ทำให้แนวทางในการคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดของ ACI318 มีความแตกต่างจาก ว.ส.ท.1008-38 [5] มากขึ้น

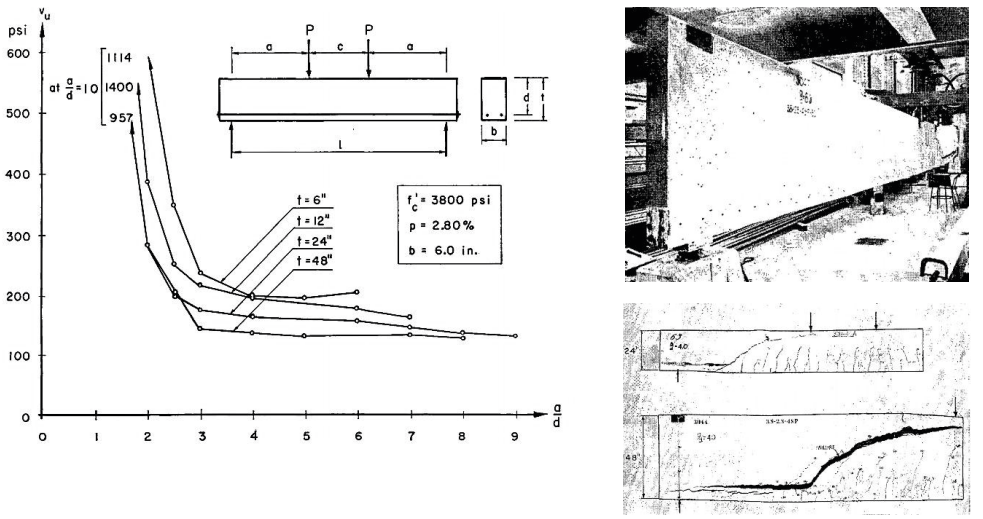
ทั้งนี้ไม่พบการเปลี่ยนแปลงอย่างมีนัยสำคัญอันใดที่เกี่ยวกับองค์อาคารข้างต้นใน ACI318-05 [85] และ ACI318-08 [86] เว้นแต่ว่า ACI318-08 [86] ได้ขยายข้อกำหนดเกี่ยวกับองค์อาคารที่ยกเว้นการเสริมเหล็กตามขวางขั้นต่ำ ดังแสดงไปแล้วใน (ซ.3) ซึ่งปรับใหม่ คือ (ซ.3) คานซึ่งมีความลึกไม่เกิน 10 นิ้ว โดยเพิ่ม (ซ.4) คานที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับพื้น โดยความลึกไม่เกิน 24 นิ้ว หรือ 2.5 เท่าของความหนาปีกหรือ 0.5 ของความหนาเอว

เมื่อเปรียบเทียบ ACI318-11 [87] และ ACI318-14 [88] ยกเว้นรูปแบบในการนำเสนอที่เปลี่ยนจากการใช้พฤติกรรมเป็นฐาน (behavior base) มาเป็นการใช้รูปแบบขององค์อาคารเป็นฐาน (member base) นั้น ก็ยังไม่พบการแก้ไขในส่วนของการคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดรับการเฉือนที่เป็นประเด็นหลักสำคัญอันใด

ถึงจุดนี้ เกือบ 60 ปี นับตั้งแต่ ACI318-63 [44] จนกระทั่งก่อนที่ ACI318-19 [3] จะเผยแพร่ พบว่าการพัฒนารูปแบบการคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดรับการเฉือน (แบบทางเดียว) ของ ACI318 เป็นไปอย่างช้าๆ แม้ว่า (ดังจะได้อธิบายในหัวข้อต่อไป) ปัญหาของสมการที่เสนอโดย ACI-ASCE 326 [42] ในครั้งนั้นยังมีอยู่อย่างต่อเนื่อง จนกระทั่งการเกิดขึ้นของ ACI318-19 [3] ปัญหาที่สะสมดังกล่าวจึงค่อยผ่อนคลายเบาบางลง

5. ข้อสงสัยที่แฝงไว้กับ ACI318-63

นับตั้งแต่ ACI318-63 [44] ได้สร้างมาตรฐานเกี่ยวกับการคำนวณออกแบบคานเพื่อรับการเฉือนที่ชัดเจนกว่าที่ผ่านมา ก็ได้สร้างปรากฏการณ์ที่นักวิจัยและวิศวกรทั่วโลก เริ่มออกมาให้ข้อเสนอแนะและวิจารณ์อย่างกว้างขวาง โดยข้อหัวข้อที่ถือเป็นกุญแจสำคัญที่ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของ ACI318 ในอีกเกือบ 60 ปีต่อมา พอสรุปได้ดังนี้



รูปที่ 10 ผลเนื่องจากขนาดของคานต่อหน่วยแรงเฉือนประลัยและรูปแบบการวิบัติที่บันทึกได้ [45]

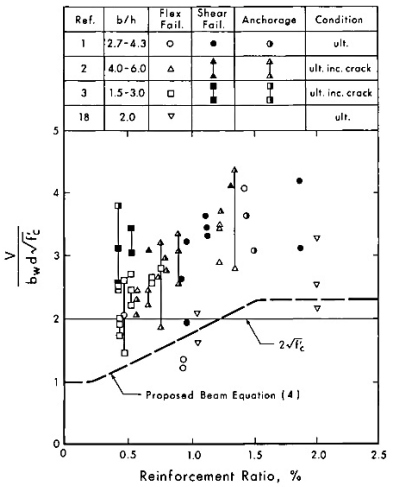
5.1 ผลจากขนาดขององค์อาคาร

ในปี ค.ศ. 1961 Leonhardt และ Walther สังเกตได้ว่าหน่วยแรงเฉือนประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กลูกตั้ง จะมีค่าลดลง เมื่อขนาดของคานใหญ่ขึ้น [51] ต่อมาใน ค.ศ. 1967 Kani [49] แห่ง University of Toronto ได้ศึกษาถึงพฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่อย่างจริงจัง อีกทั้งเป็นผู้จุดประกายและชี้ให้เห็นถึงข้อบกพร่องของแนวทางการคำนวณออกแบบของ ACI318 ในขณะนั้น ซึ่งต่อมาเข้าใจว่าพฤติกรรมดังกล่าวว่าเป็นผลจากขนาดขององค์อาคาร โดยในช่วงแรกข้อสงสัยดังกล่าวถูกอธิบายว่า กรณีของคานขนาดใหญ่ ขนาดของมวลรวมหยาบ เมื่อเทียบกับขนาดของรอยร้าวทแยงที่เกิดขึ้นจะมีค่าน้อย ซึ่งส่งผลต่อกำลังต้านการเฉือนจากการขบกันของมวลรวม (aggregate interlocking, V_{ay}) ระหว่างรอยร้าวทแยงมีค่าลดลงเมื่อเทียบกับคานขนาดเล็กที่มีขนาดของมวลรวมเท่ากัน โดยในรูปที่ 10 แสดงรูปแบบการวิบัติโดยแรงเฉือนของคานขนาดใหญ่เมื่อเปรียบเทียบกับขนาดเล็ก และหน่วยแรงเฉือนประลัย ($v_u = V_u / bd$) ที่ลดลงเมื่อขนาดของคานมากขึ้น (กรณีนี้ กำหนดให้ความกว้างคาน b_w มีค่าเท่ากัน)

ต่อมาการทดสอบโดย Taylor [89] ได้อธิบายว่าแนวคิดเกี่ยวกับขนาดของมวลรวมต่อผลจากขนาดอาจไม่มีความสำคัญอย่างมีนัยสำคัญ ทำให้เกิดการขยายความและสร้างงานวิจัยต่อยอดกันอย่างกว้างขวาง ทั้งนี้ Taylor ค้นพบว่าเมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กลูกตั้ง ซึ่งความลึกประสิทธิผลมากกว่าความกว้างคานเกินสี่เท่า กำลังเฉือนประลัยจะมีค่าลดลงถึงร้อยละ 40

งานวิจัยที่สั่นสะเทือนวงการวิศวกรรมโครงสร้างคอนกรีตเกิดขึ้นที่ประเทศญี่ปุ่นโดย Shioya และคณะ [90] เมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่เกินกว่าหนึ่งเมตรถูกทดสอบขึ้นจริง (คานใหญ่สุดที่ใช้ทดสอบคือ 3 ม. และความยาวช่วงคานมีค่าเท่ากับ $12d$) โดยพบว่าเมื่อเทียบกับคานขนาดเล็กสุดคือ 12 ซม. หน่วยแรงเฉือนประลัยที่ตรวจวัดได้สำหรับคานขนาดใหญ่มีค่าน้อยกว่าถึงหนึ่งในสาม ซึ่งถือเป็นการยืนยันผลกระทบอันร้ายแรงของผลจากขนาดที่กระทบต่อการคำนวณออกแบบแรงเฉือนในคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดที่ไม่เสริมเหล็กลูกตั้ง

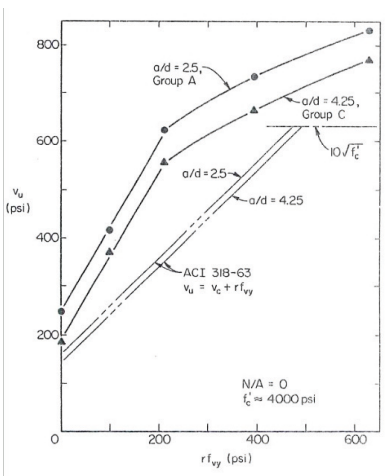
อย่างไรก็แม้พบว่าผลเนื่องจากขนาดจะส่งผลอย่างร้ายแรงต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดที่ไม่เสริมเหล็กลูกตั้ง แต่มีการยืนยันโดย Kennedy [91] ว่าผลดังกล่าวจะไม่เกิดขึ้นอย่างมีนัยสำคัญกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดที่มีการเสริมเหล็กลูกตั้ง



รูปที่ 11 กำลังเฉือนของแผ่นพื้นแบบคาน [62]

ที่ผ่านมาได้มีความเข้าใจร่วมกัน [32] แล้วว่า ผลจากขนาดที่เกิดในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กลูกตั้ง เกิดจากขนาดและระยะเรียงของรอยร้าวจากการเฉือน ซึ่งในคานขนาดใหญ่จะมีมากกว่าคานขนาดเล็ก และและที่เกิดขึ้นนี้มีแนวโน้มที่จะลดกำลังสูงสุดของ V_{ay} ซึ่งเป็นกลไกสำคัญที่หน่วยแรงเฉือนจะถ่ายผ่านรอยร้าวเฉือน

ทั้งนี้คำถามจึงมีอยู่ว่า วิศวกรจะดำเนินการอย่างไรต่อการคำนวณออกแบบองค์อาคารในลักษณะนี้ เพื่อให้โครงสร้างยังคงความปลอดภัยและการดำเนินการยังมีความสะดวกต่อผู้ใช้งาน ซึ่งคำตอบของคำถามเหล่านี้ได้ถูกเฉลยไว้ใน ACI318-19 [3] ซึ่งจะอธิบายต่อไป



รูปที่ 12 ปริมาณเหล็กลูกตั้งต่อกำลังเฉือน [57]

5.2 ผลจากปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากดัด

งานวิจัยโดย Kani [48] Rajagopalan และ Ferguson [92] Mattock [56] รวมถึง Placas และ Regan [93] แสดงให้เห็นว่า V_c มีค่าลดลงเมื่อปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากการดัดมีค่าต่ำกว่าร้อยละ 1.2 ซึ่งจากรูปที่ 11 จะพบเห็นว่าเมื่อ ρ_w มีปริมาณน้อย สมการ (3) จะไม่ให้ค่าในเชิงอนุรักษ์อีกต่อไป ซึ่งในขณะนั้นแม้จะมีการเสนอให้ใช้สมการ $v_c = (0.8+100\rho_w)\sqrt{f'_c}$ ร่วมกับสมการอย่างง่ายของ ACI318 แล้วก็ตาม แต่ก็ยังไม่เกิดการตอบสนองใดๆ จาก ACI318

ทั้งนี้เหตุที่ V_c ลดลงอย่างมาก อาจเนื่องมาจากเมื่อ ρ_w มีค่าน้อย ความกว้างของรอยร้าว (ดัด) จะมีค่ามากขึ้น และเมื่อขยายเข้าสู่พื้นที่รับแรงอัดของหน้าตัด ทำให้ V_c ในส่วนที่รับโดยเหล็กเดือย (dowel action, V_d), วิสัยสามารถในบริเวณพื้นที่รับแรงอัด (shear capacity in compression zone, V_{cz}) รวมถึง V_{ay} มีค่าลดลง นั่นเอง

5.3 ผลของปริมาณเหล็กลูกตั้ง

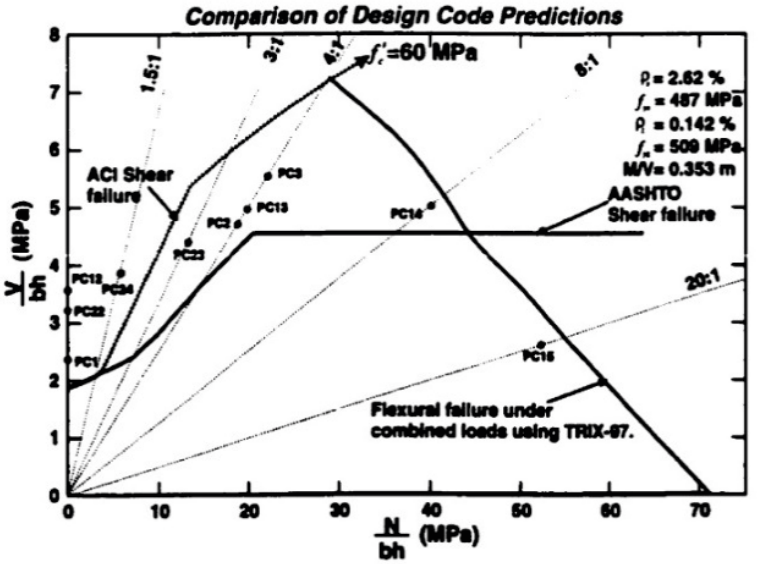
ตามแนวคิดของมาตรฐานอเมริกัน ซึ่งสมมติว่ากำลังรับแรงเฉือนของคานที่เสริมเฉพาะเหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากการดัดจะไม่มีความสามารถรับแรงเฉือนได้ภายหลังเกิดรอยร้าวเฉือนรอยแรก ทำให้แรงเฉือนส่วนต่าง ($V_u/\phi - V_c$) ทั้งหมดถูกถ่ายไปยังเหล็กเสริมลูกตั้ง (V_s) ซึ่งขึ้นรูปในลักษณะเทียบเคียงโครงข้อหมุนที่มีมุมของแขนค้ำยันภายในเท่ากับ 45 องศา

อย่างไรก็ดีจากการศึกษาของ Bresler และ Scordelis [94] และ Haddadin และคณะ [57] พบว่า ปริมาณเพียงเล็กน้อยของเหล็กลูกตั้งในคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดก็ส่งผลต่อหน่วยแรงเฉือนประลัยอย่างมีนัยสำคัญ ดังแสดงในรูปที่ 12 ซึ่งพบว่าสมการของ ACI318 ในขณะนั้น ไม่สามารถทำนายพฤติกรรมการเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดได้อย่างแม่นยำ (แต่ยังให้ค่าอยู่ในเชิงอนุรักษ์) เนื่องจากในมาตรฐานการคำนวณออกแบบพิจารณาเพียงกำลังคราก โดยไม่พิจารณาการแข็งตัวของความเครียด (strain hardening) ของเหล็กลูกตั้ง ยิ่งไปกว่านั้นการกำหนดมุมของแขนค้ำยันให้มีค่าคงที่ตลอดการคำนวณออกแบบ (กรณีของ ACI318 ใช้ 45 องศา, มาตรฐานของประเทศแคนนาดาใช้ 35.10 องศา และมาตรฐานของกลุ่มประเทศยุโรปใช้ 21.80 องศา) ซึ่งในความเป็นจริงมุมดังกล่าวมีความแปรผันและต้องพิจารณาจากพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้อง

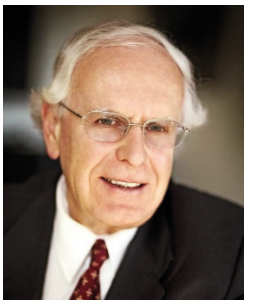
ต่อการวิบัติโดยการเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กอย่างครบถ้วน

5.4 ผลจากแรงตามแนวแกน

เป็นที่ทราบกันว่า แรงดึงตามแนวแกน จะทำให้ V_c ลดลงและในทางตรงกันข้าม แรงอัดตามแนวแกน (รวมถึงแรงจากการอัดแรง) จะเพิ่ม V_c ให้มากขึ้น ทั้งนี้เนื่องจากแรงอัดจะช่วยบีบให้รอยร้าวดัดและเฉือน มีขนาดเล็กและแนบเข้าด้วยกัน ทำให้การพัฒนา V_{cz} และ V_{ay} เกิดขึ้นได้อย่างสมบูรณ์ [95]



รูปที่ 13 ผลของแรงอัดต่อกำลังเฉือนของคานคอนกรีตที่ไม่เสริมลูกตั้ง [96]



Zdeněk P. Bažant [110]

Hajime Okamura [99]

รูปที่ 14 ผู้พัฒนางานวิจัยเกี่ยวกับการเฉือนในยุคปลาย

อย่างไรก็ดี Gupta [96] ได้รายงานว่าหากปริมาณของหน่วยแรงอัดข้างต้นมีค่ามากเกินไป อาจส่งผลให้คานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดที่ไม่เสริมเหล็กลูกตั้ง เกิดการวิบัติแบบเฉือนเปราะอย่างฉับพลัน (ภายหลังเกิดรอยร้าวทแยงรอยแรกไม่นาน)

6. การพัฒนาการคำนวณออกแบบการเฉือนทางเดียวตาม ACI318-19

ดังที่ได้อธิบายไปแล้วข้างต้น จึงมีความพยายามมากมายของเหล่านักวิจัย/วิศวกร ที่เสนอให้ ACI318 ปรับปรุงแนวทางการคำนวณออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดภายใต้การเฉือน เช่น Zsutty [64] Rangan [97] Okamura และ Higai [98] ดูรูปที่ 14 [99] และ Elzanaty และคณะ [70] เป็นต้น อย่างไรก็ดี ACI318 ก็ยังรักษาแนวทางการคำนวณออกแบบของตนเองไว้เรื่อยมา

Michael P. Collins [71]

Joost C. Walraven [78]

Reineck K. Heinz [79]

Thomas T. C. Hsu [80]

Abdeldjelil Belarbi [100]

Antonio Marí Bernat [107]

รูปที่ 15 ผู้พัฒนางานวิจัยเกี่ยวกับการเฉือนในยุคปัจจุบัน

แม้ว่ามาตรฐานที่ได้รับการยอมรับต่างๆ ได้มีการปรับเปลี่ยนรูปแบบการคำนวณออกแบบให้สอดคล้องกับงานวิจัยที่ทันสมัย เช่น CSA และ AASHTO-LRFD ใน ค.ศ. 1994, fib Model Code ใน ค.ศ. 2010 แล้วก็ตาม

จนภายหลัง ค.ศ. 2014 ที่ ACI318 มีความตั้งใจที่จะเผยแพร่ ACI318-19 [3] และจากการคำปรึกษาของ ACI-ASCE Committee 445 (reapproved 2015) ซึ่งมี Belarbi เป็นประธาน ดูรูปที่ 15 [100] และ ACI Subcommittee 318-E ซึ่งมี Sanders เป็นประธาน ทำให้ ACI318 เกิดแนวคิดที่จะปรับปรุงแนวทางการคำนวณออกแบบการเฉือนในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดชนิดที่มีและไม่มีเหล็กเสริมตามขวางขึ้น

ณ ตอนเริ่มต้นได้มีการศึกษางานวิจัยเด่น 10 โครงการ ซึ่งต่อมากรรมการได้คัดกรองแนวทางที่ไม่ซ้ำซ้อนกัน จนเหลือเพียง 6 โครงการ [101-102] ซึ่งทั้งหมดถูกตีพิมพ์แบบสรุปใน Concrete International ฉบับที่ 39 เล่มที่ 9 เดือนกันยายน ค.ศ. 2019 และมีรายละเอียด ดังต่อไปนี้

1. Bentz และ Collins [103] ซึ่งมี MCFT เป็นรากฐานอันสำคัญ ทฤษฎีดังกล่าวถูกเผยแพร่มาตั้งแต่ ค.ศ. 1986 โดย Vecchio และ Collins [104] และเป็นต้นแบบของการพัฒนามาตรฐานออกแบบของประเทศแคนนาดา (CSA) และมาตรฐานการคำนวณออกแบบสะพานของสหรัฐอเมริกาในยุคปัจจุบัน (AASHTO-LRFD) โดยรูปแบบการคำนวณมีแนวทาง *การคำนวณออกแบบรวมเป็นหนึ่งเดียว (unified design)* หรือสามารถใช้ได้กับทั้งในคอนกรีตเสริมเหล็กและคอนกรีตอัดแรง

2. Cladera และคณะ [105] Cladera และคณะ [106] ซึ่งเสนอ แบบจำลองแรงเฉือนชนิดกระทำหลากหลาย (Multi-Action Shear Model, MASM) ซึ่งเป็นรูปแบบที่ง่ายขึ้น (simplified) กว่าทฤษฎีการคำนวณออกแบบตามที่ใช้ในทวีปยุโรปภายใต้ชื่อแบบจำลองวิสัยสามารถของคอร์ดอัด (Compression Chord Capacity Model, CCCM) ซึ่งทั้งหมดเป็นการพัฒนาต่อยอดโดย Marí ดูรูปที่ 15 [107]

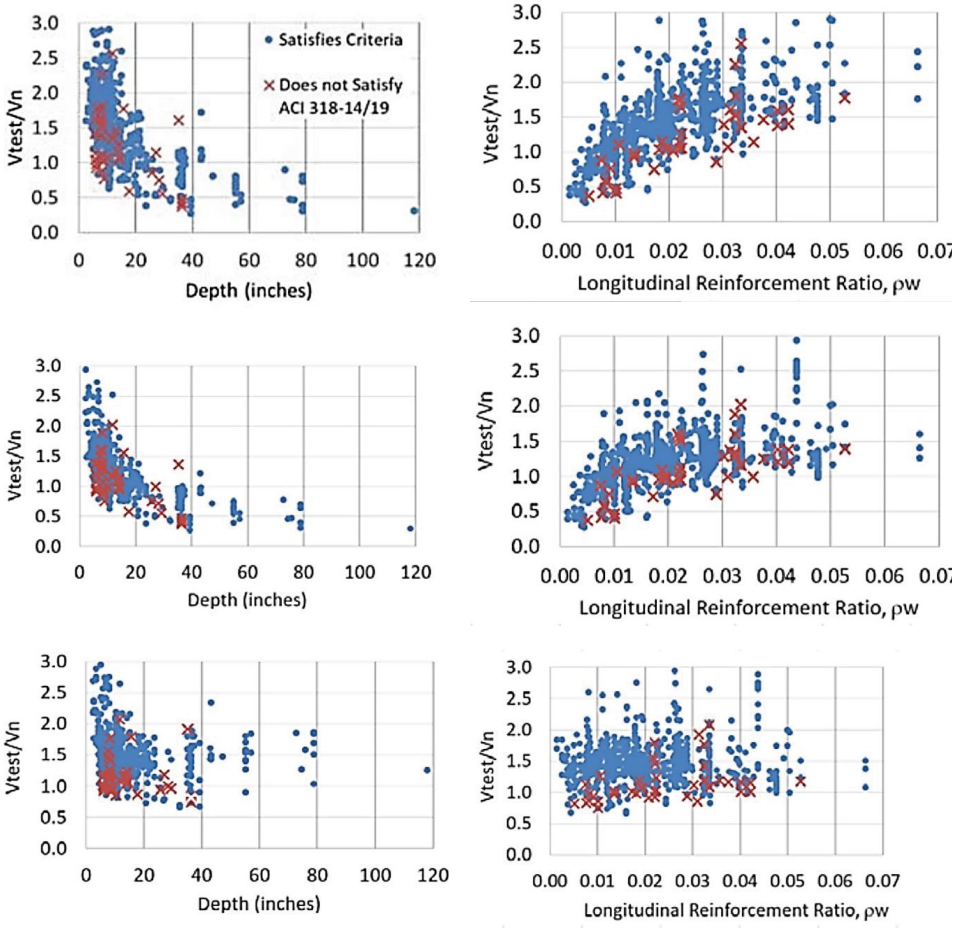
3. Frosch และคณะ [108] ซึ่งมีแนวคิดไปทางกลศาสตร์

แตกหัก (fracture mechanics) ที่ที่อ้างอิงงานวิจัยจาก Bazant และคณะ [109] ดูรูปที่ 14 [110] โดยลักษณะของสมการเป็นแบบรวมเป็นหนึ่งเดียว ซึ่งสามารถประยุกต์ใช้ได้กับองค์อาคารหลายประเภท รวมถึงพิจารณากำลังเฉือนบนพื้นฐานของความลึกของกล่องแรงอัด (c) แทนที่จะเป็นความลึกประสิทธิผล (d) เหมือนเช่นสมการที่คุ้นเคยทั่วไป

4. Li และคณะ [111] ได้ใช้แนวทางวิจัยที่ยาวนานของ Lasker และคณะ [112] และ Kuo และคณะ [113] ซึ่งเสนอสมการแบบรวมเป็นหนึ่งเดียว ที่ใช้วิเคราะห์ได้ทั้งสมการคอนกรีตเสริมเหล็กและคอนกรีตอัดแรง โดยรวมผลของ V_{cz} และแนวคิดแนวแรงโค้ง (arch action concept) และผลเนื่องจากขนาดตามแนวคิดของ Frosch และคณะ [108]

5. Park และ Choi [114] ได้พัฒนาแนวทางการทำนาย V_c โดยอาศัยกลไกวิบัติบนพื้นที่รับแรงอัดของคอนกรีต (Concrete Compression Zone Failure Mechanism) และเช่นกัน สมการที่เสนอนี้เป็นแบบรวมเป็นหนึ่งเดียว [115, 116]

6. Reineck [117] เสนอสมการคำนวณออกแบบบนพื้นฐานของกำลังเฉือนประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เหล็กลูกตั้ง (V_{ci}) ซึ่งแตกต่างไปจากวิธีของ ACI318 ที่กำหนดให้กำลังเฉือนมีค่าเท่ากับแรงเฉือนที่สร้างรอยร้าวเฉือนรอยแรก (V_c) โดยสมการของ Reineck อาศัยแบบจำลองกลไก (mechanical model) ในการพัฒนา [76]



รูปที่ 16 การเปรียบเทียบ SR สำหรับผลจากขนาด (ด้านซ้าย) ในขณะที่ด้านขวาแสดงผลของปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากการดัด ทั้งนี้รูปด้านบนและกลางคำนวณจากสมการอย่างง่ายและอย่างละเอียดของ ACI318-14 ตามลำดับ ในขณะที่รูปด้านล่างคำนวณจากสมการใหม่ของ ACI318-19 [102]

ภายหลังการตรวจสอบงานวิจัยข้างต้นร่วมกับมาตรฐานการคำนวณออกแบบของชาติอื่นๆ รวมถึงความพยายามในการเปรียบเทียบอัตราส่วนกำลัง (Strength Ratio, SR) ซึ่งคำนวณได้จาก V_{test}/V_n โดย ACI318-19 [3] พบว่าสมการใหม่ที่ต้องการนำเสนอนี้ มีค่า SR เข้าใกล้หนึ่งมากขึ้น หรือมีความถูกต้องแม่นยำในทุกย่านของพารามิเตอร์การคำนวณออกแบบ เช่น ความลึกคาน อัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึกประสิทธิผล (a/d) ปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงที่เกิดจากการดัด กำลังอัดของคอนกรีต แรงตามแนวแกน รวมถึงผลของเหล็กเสริมตามขวาง

จากการสังเกตผลการศึกษาพบว่า มีจำนวนน้อยที่ $V_{test}/V_n < 1.0$ และมีเพียงบางค่าเท่านั้นที่ $V_{test}/V_n < 0.75$ ซึ่งนั่นก็ยังอยู่ภายใต้การควบคุมของแฟกเตอร์ลดกำลัง (ϕ) ซึ่งในกรณีนี้มีค่าเท่ากับ 0.75 นั่นเอง โดยรูปที่ 16 แสดงค่า SR ซึ่งเปรียบเทียบกับผลการทดสอบที่ใช้ชิ้นตัวอย่างในแต่ละพารามิเตอร์ที่น่าสนใจ เริ่มตั้งแต่ 110 จนถึง 780 ชิ้น ซึ่งสรุปได้ว่าสมการใหม่ของ ACI318-19 [3] สามารถทำนาย V_n ได้ใกล้เคียงผลการทดสอบอย่างมาก

เจตนาหลักของการปรับสมการที่ใช้คำนวณ V_c ในครั้งนี้ คือ ต้องการ (1) พิจารณาผลกระทบจากขนาด (2) พิจารณาผลของปริมาณเหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากการดัด รวมถึง (3) ลดจำนวนสมการที่ใช้ในการคำนวณออกแบบลงหรือต้องการปรับให้สมการมีความเป็นหนึ่งเดียวมากขึ้น โดยรายละเอียดของ ACI318-19 [3] ที่ปรับปรุงแนวทางการคำนวณออกแบบสำหรับองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดรับการเฉือนแบบทางเดียว สามารถสรุปได้พอสังเขป ดังนี้

(1) มีการเพิ่มเงื่อนไขเพื่อระบุว่าองค์อาคารประเภทใดต้องการเสริม $A_{v,\min}$ โดย ACI318-14 [88] กำหนดให้ต้องทำการเสริม $A_{v,\min}$ เมื่อ $V_u > 0.5\phi V_c$ ในขณะที่ ACI318-19 [3] ให้ใช้เกณฑ์ $V_u > \phi\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$ ซึ่งทั้งคู่มีความหมายเดียวกัน แต่ ACI318-19 [3] มีความรัดกุมยิ่งขึ้น เนื่องจาก V_c ในกรณีนี้ถูกคำนวณบนฐานของสมการ (3)

(2) ACI318-19 [3] ได้ยกเลิกสมการ (1), สมการ (3) ถึงสมการ (5) รวมถึงสมการ (13) และสมการ (14) และกำหนดแนวทางการคำนวณ V_c สำหรับองค์อาคารรับการเฉือนที่รับและไม่รับหน่วยแรงตามแนวแกน ซึ่งแบ่งเป็น 2 กรณี ดังนี้ ซึ่งไม่ว่ากรณีใดๆ ค่า V_c ต้องไม่เกินไปกว่า $5\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$ กรณีที่ 1 เมื่อ $A_{v,\min}$ มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางที่ต้องการจริงเพื่อรับแรงเฉือนออกแบบ (A_v) โดยในกรณีนี้ ให้เลือกคำนวณ V_c จากสมการใดสมการหนึ่ง ต่อไปนี้

$$V_c = \left[2\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right] b_w d \tag{16}$$

$$V_c = \left[8\lambda\rho_w^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right] b_w d \tag{17}$$

กรณีที่ 2 เมื่อ $A_{v,\min} > A_v$ ให้คำนวณ V_c จากสมการต่อไปนี้

$$V_c = \left[8\lambda_s\lambda\rho_w^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right] b_w d \tag{18}$$

โดยกำหนดให้หน่วยแรงตามแนวแกน $N_u/6A_g$ มีค่า (1) เป็นบวกสำหรับแรงอัด ซึ่งต้องมีค่าไม่เกินกว่า $0.05f'_c$ และ (2) เป็นลบสำหรับแรงดึง ซึ่งในกรณีหลังนี้ ค่า V_c ต้องไม่น้อยกว่าศูนย์

ทั้งนี้ขอให้ผู้อ่านสังเกตให้ดีว่าสมการ (16) ถึงสมการ (18) นั้น มีแนวทางในการพิจารณาผลของแรงตามแนวแกน (N_u) ที่แตกต่างไปจากสมการ (13) ถึงสมการ (14) โดยเฉพาะอย่างยิ่งการนำผลของ $\sqrt{f'_c}$ ไปคูณเข้ากับ N_u/A_g โดยตรง

ทั้งนี้แฟกเตอร์ปรับแก้ผลเนื่องจากขนาด (size effect modification factor, λ_s) ถูกกำหนดให้คำนวณจากสมการต่อไปนี้

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{d}{10}}} \le 1 \tag{19}$$

7. สรุปการเปลี่ยนแปลงของ ACI318-19

เนื่องจากความจำเป็นในการแข่งขันของอุตสาหกรรมการก่อสร้าง ที่นับวันจะเติบโตอย่างรวดเร็ว ทำให้รูปแบบขององค์อาคารและวัสดุที่ถูกเลือกใช้มีความแตกต่างไปจากแนวทางที่เคยใช้ดั้งเดิมเป็นอย่างมาก

ซึ่งเป็นที่ประจักษ์ว่า แนวทางการคำนวณออกแบบที่เคยทันสมัยของ ACI318-63 [44] นั้น จำเป็นต้องได้รับการปรับปรุงอย่างเร่งด่วน ซึ่งตามที่ได้อธิบายมาตั้งแต่เริ่มต้น จึงขอสรุปประเด็นของการคำนวณออกแบบองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดรับแรงเฉือนทางเดียว (one-way shear design) ของ ACI318-19 [3] ซึ่งต่างไปจาก ACI318-14 [88] ซึ่งมีฐานมาจาก ACI318-63 [44] ดังนี้

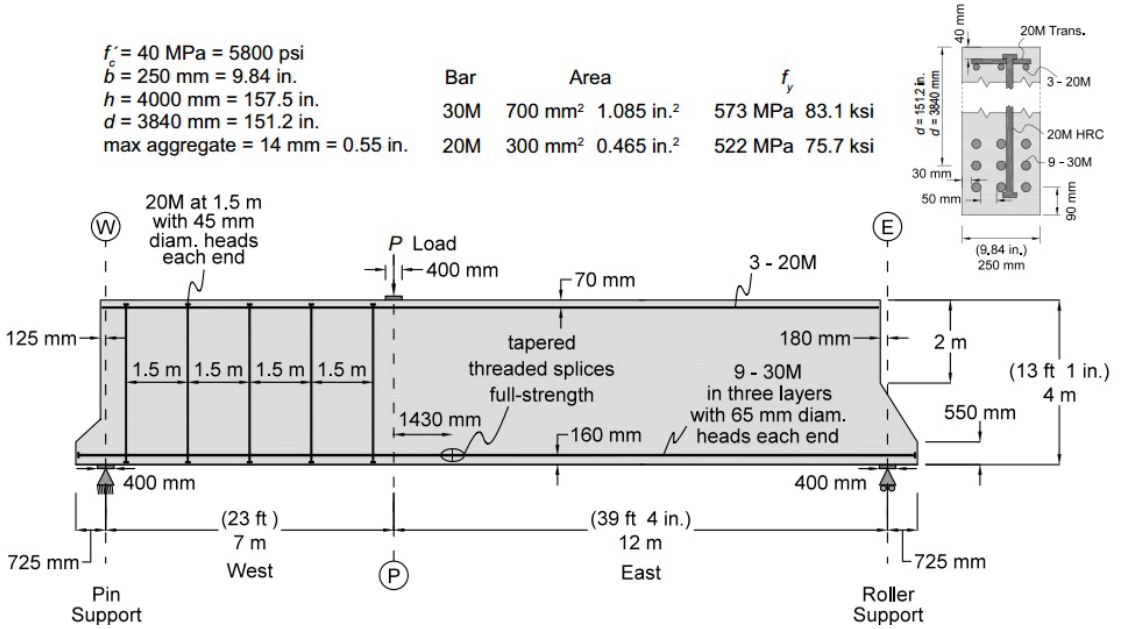
(1) มาตรฐานเดิมไม่ได้พิจารณาผลจากขนาด ซึ่งมีผลกระทบต่อองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดขนาดใหญ่ที่โดยปรกติไม่นิยมเสริมเหล็กตามขวาง เช่น แผ่นพื้น กำแพง หรือฐาน เนื่องจากสมการคำนวณออกแบบของมาตรฐานเดิมสร้างจากพื้นฐานของสมการเชิงประจักษ์ (empirical equation) ซึ่งความถูกต้องจะขึ้นอยู่กับจำนวน และความครอบคลุมของข้อมูลที่นำมาใช้ ซึ่งพื้นฐานของสมการเดิม ขึ้นอยู่กับข้อจำกัดของจำนวนข้อมูล และขนาดของชิ้นทดสอบที่สามารถดำเนินการได้ในห้องปฏิบัติการในขณะนั้น ดังนั้นจึงไม่แปลกใจที่ สมการในลักษณะนี้จึงพบความบกพร่อง และไม่สามารถประยุกต์เข้ากับองค์อาคารจริงของโครงสร้างที่มีความพิเศษ (ขนาดใหญ่) ได้อย่างครอบคลุม

(2) มาตรฐานเดิมไม่ได้คำนึงถึงผลของ V_c ที่ลดลงเนื่องจากกรณีที่หน้าตัดมีการเสริมเหล็กรับแรงดึงเนื่องจากการดัดในปริมาณน้อย ซึ่งพบเห็นได้บ่อยในกรณีการใช้คอนกรีตกำลังสูง กรณีโครงสร้างมีขนาดใหญ่เกินกว่าขนาดเท่าไป หรือกรณีที่ต้องการให้โครงสร้างมีความเหนียว (ductile structures) มากเป็นพิเศษ

(3) มาตรฐานเดิม กำหนดให้ใช้สมการในการคำนวณ V_c ซึ่งพิจารณาผลของแรงตามแนวแกนอย่างหลากหลาย โดยมาตรฐานใหม่ปรับให้เกิดการรวมเป็นหนึ่งเดียว เพื่อขจัดความสับสนในการคำนวณออกแบบ และผลลัพธ์ที่มีความแปรผัน

(4) แสดงความชัดเจนเกี่ยวกับข้อกำหนดเรื่อง การจำกัดกำลังครากของเหล็กเสริมตามขวางในองค์อาคารพิเศษ เพื่อรับแผ่นดินไหว ซึ่งในกรณีดังกล่าว สามารถใช้เหล็กที่มีกำลังคราก ในช่วง $80,000$ ถึง $100,000$ ปอนด์/นิ้ว^2 ได้

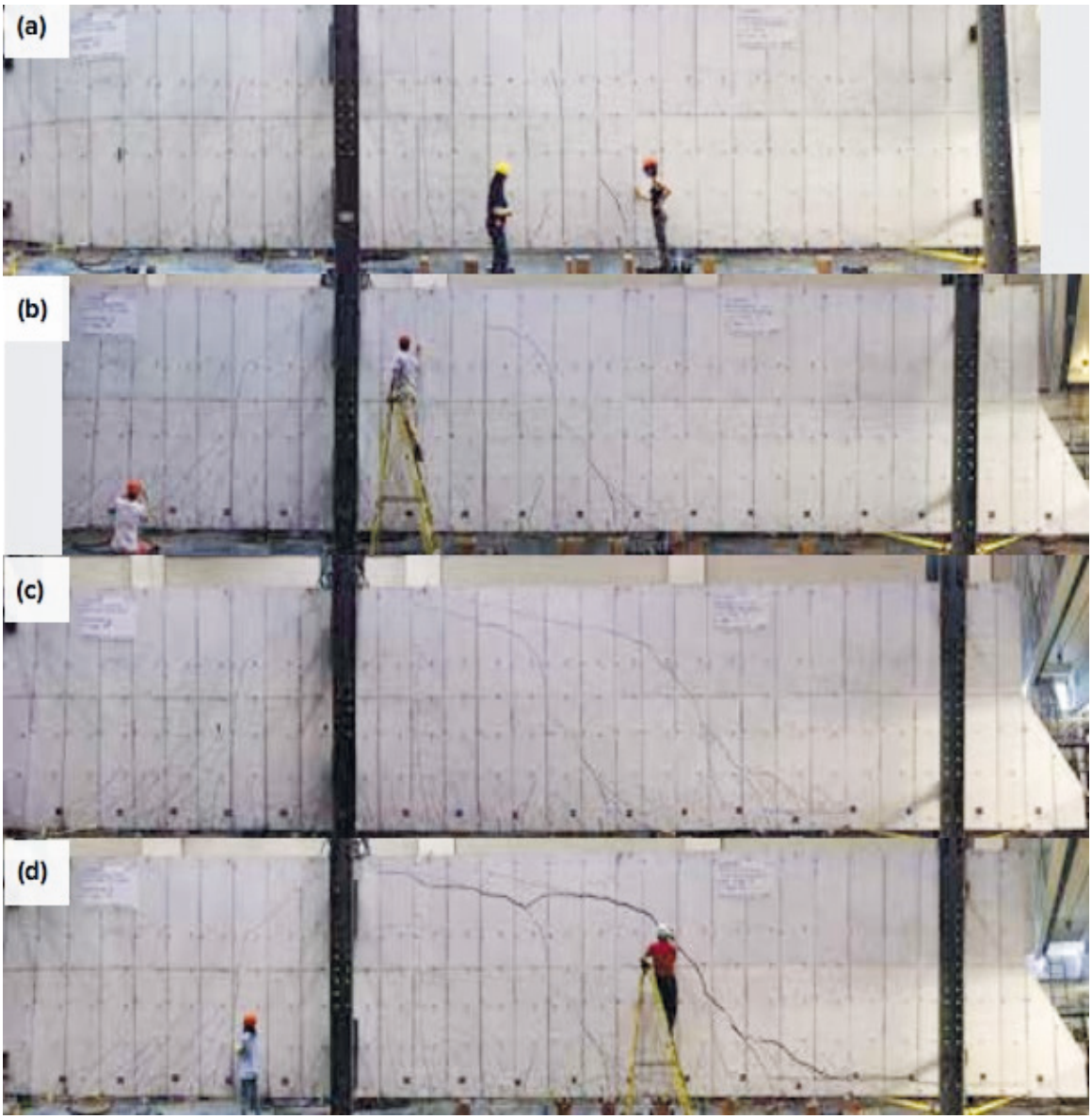
(5) เมื่อพิจารณาจากแนมโน้มแล้ว มาตรฐาน ACI318 ฉบับต่อไป คงได้มีการปรับ/เปลี่ยนแปลงแนวทางการคำนวณออกแบบในรูปแบบอื่นๆ เช่น การเฉือนสองทาง การเฉือนโดยแรงเสียดทาน รวมถึงอาจมีการตัดสมการที่ซ้ำซ้อนหรือเพิ่มเติมเพื่อความเหมาะสมต่อไป



รูปที่ 17 มิติของคานตัวอย่าง การเสริมเหล็ก และรูปแบบการทดสอบ [118]

8. ตัวอย่างการคำนวณและการเปรียบเทียบผลการทดสอบ

เพื่อให้เกิดความเข้าใจยิ่งขึ้น ผู้เขียนขอยกตัวอย่างการคำนวณกำลังเฉือนขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กชะลูดเมื่อเปรียบเทียบกันระหว่างมาตรฐาน ACI318-89 [68] และ ACI318-19 [3] โดยผลที่ได้จะนำไปเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ซึ่งในบทความนี้ได้เลือกใช้ผลงานวิจัยของ Collin และคณะ [118] ในปี ค.ศ.2015 ทั้งนี้งานวิจัยดังกล่าวยังได้ถูกนำมาอธิบายต่อยอดอย่างละเอียดอีกครั้งในเวลาต่อมา [119]



รูปที่ 18 การเกิดขึ้นของรอยร้าว และรูปแบบการวิบัติของคานตัวอย่างที่ได้จากห้องปฏิบัติการ [118]

คานตัวอย่างเป็นตัวแทนของแผ่นพื้นของฐานแพ (mat footing) ขนาดใหญ่ ซึ่งถูกควบคุมให้เกิดการวิบัติโดยปราศจากเหล็กลูกตั้ง (ดูด้านขวาของรูปที่ 17) และจากพฤติกรรมการดัดทางเดียวขององค์อาคารต้นแบบ แผ่นพื้นตัวอย่างจึงถูกตัดมาพิจารณาด้วยความกว้าง 250 มม. ในขณะที่ความลึกทั้งหมดเท่ากับ 4.00 ม. ทั้งนี้มิติต่างๆ รวมถึงการเสริมเหล็กและรูปแบบการทดสอบได้แสดงไว้ในรูปที่17 โดยค่าที่บันทึกได้จากการทดสอบขณะเกิดการวิบัติ ณ ตำแหน่งหน้าตัดวิกฤติ $x = 4.04$ ม. เมื่อวัดจากฐานรองรับ (support) ด้านขวา ด้วยหน่วยแรงเฉือนประลัย (v_{ult}) ซึ่งหักลบผลของน้ำหนักของชิ้นทดสอบเองแล้วมีค่าเท่ากับ 0.328 เมกะพาสคัล (ณ สถานะและตำแหน่งดังกล่าว แรงเฉือน (V) และโมเมนต์ดัด (M) ที่เกิดขึ้น มีค่าเท่ากับ 315.26 กิโลนิวตัน และ 1351.92 กิโลนิวตัน-ม. ตามลำดับ) ทั้งนี้รูปแบบการวิบัติที่ได้จากการทดสอบ แสดงไว้ในรูปที่ 18

การคำนวณต่อไปนี้เลือกที่จะแสดงในหน่วย SI ทั้งนี้ก็เพื่อให้ผู้อ่านรู้สึกถึงการเปลี่ยนแปลง เนื่องจากหน่วยที่กล่าวมีความคล้ายคลึงกับหน่วย Metric ซึ่งใช้กันอย่างแพร่หลายในประเทศไทย ทั้งนี้แต่ละสมการที่อ้างอิงจะสอดคล้องกับสมการภายในบทความ ซึ่งแสดงอยู่ในรูปหน่วย U.S. Customary เนื่องจากเป็นหน่วยหลักที่ผู้ประดิษฐ์สมการได้แสดงไว้เป็นต้นแบบ

เมื่อหน้าตัดกว้าง (b_w) เท่ากับ 250 มม. และมีความลึกประสิทธิผล (d) เท่ากับ 3840 มม. สำหรับ $f'_c = 40$ เมกะพาสคัล และปริมาณเหล็กเสริม (ρ_w) เท่ากับร้อยละ 0.656 โดยภายหลังการตรวจสอบเงื่อนไขดั้งเดิมของมาตรฐาน ACI318 นั่นคือ $\sqrt{40} = 6.32 < 8.30$ ซึ่งถือว่าผ่านข้อกำหนด รวมถึง $V \cdot d / M = 315.26 \cdot 3.84 / 1351.92 \approx 0.90$ ซึ่งน้อยกว่าหนึ่ง ดังนั้นจึงสามารถใช้สมการ (1) ได้อย่างถูกต้อง ดังนี้

$$v_c = 0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w\left(\frac{Vd}{M}\right) \qquad (20)$$

เมื่อแทนค่าจะได้ $v_c = 1.11$ เมกะพาสคัล (คอนกรีตน้ำหนักปรกติ มีค่า $\lambda = 1.0$) ทั้งนี้ค่าดังกล่าวต้องไม่เกิน $v_c = 0.29\lambda\sqrt{f'_c} = 1.83$ เมกะพาสคัล นั่นคือด้วยวิธีละเอียดของ ACI318-89 [68] ได้ให้ค่ากำลังเฉือนของคอนกรีตที่ไม่เสริมเหล็กลูกตั้งเท่ากับ 1.11 เมกะพาสคัล ในขณะที่หากใช้สมการอย่างง่าย หรือสมการ (3) ซึ่งมีค่าในหน่วย SI เท่ากับ

$$v_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} \qquad (21)$$

เมื่อแทนค่าจะได้ $v_c = 0.17 \cdot 1.0 \cdot 6.32 = 1.07$ เมกะพาสคัล ซึ่งแม้ว่าจะน้อยกว่าค่าที่ได้จากสมการอย่างละเอียด แต่ก็ยังคงมากกว่าค่าที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติ ($v_{ult} = 0.328$) อยู่ถึงร้อยละ 226.22 ซึ่งไม่เกิดความปลอดภัยอย่างมากหากใช้ในการคำนวณออกแบบจริง

ต่อมา หากคำนวณตามขั้นตอนของ ACI318-19 [3] สำหรับกรณี $A_v < A_{v,\min}$ (เนื่องจากไม่มีการเสริมเหล็กลูกตั้ง) หรือจากสมการ (18) นั่นคือ

$$v_c = 0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{1/3}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \qquad (22)$$

สำหรับแฟกเตอร์ปรับแก้ผลเนื่องจากขนาด ซึ่งคำนวณตามสมการ (19) ที่มีค่าเท่ากับ

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} \le 1.0 \qquad (23)$$

แทนค่าจะได้ $\lambda_s = 0.35$ ซึ่งน้อยกว่าหนึ่ง ดังนั้นจึงใช้ $\lambda_s = 0.35$ และเมื่อแทนค่าในข้อนี้ตามสมการ (22) จะได้ $v_c = 0.273$ เมกะพาสคัล ทั้งนี้สำหรับ ACI318-19 [3] ซึ่งระบุไว้ว่า ค่าที่ได้จากสมการ (22) ต้องไม่เกิน $v_c = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}$ นั่นคือ $0.42 \cdot 1.0\sqrt{40} = 2.65$ เมกะพาสคัล ซึ่งพบว่าค่า $v_c = 0.273$ เมกะพาสคัล ไม่เกิน 2.65 เมกะพาสคัล จึงถือว่าใช้ได้!

นั่นคือกรณีที่ใช้แนวทางของ ACI318-19 [3] จะให้ค่า $v_c = 0.273$ เมกะพาสคัล ซึ่งมีค่าต่ำค่าที่บันทึกได้จากการทดสอบเพียงร้อยละ 16.77 หรือให้ค่าความปลอดภัยและประหยัดอย่างเพียงพอ

9. ผลกระทบต่อแนวทางการคำนวณออกแบบการเฉือนทางเดียวในประเทศไทย

สำหรับผลกระทบต่อแนวทางการคำนวณออกแบบในประเทศไทยนั้น ต้องยอมรับว่ามีอย่างมาก เนื่องจากประเทศไทยยึดแนวทางการคำนวณออกแบบอาคารคอนกรีต (SDM) จากมาตรฐาน ACI318-89 [68] ซึ่งมีความแตกต่างจากมาตรฐานในฉบับปัจจุบัน (ACI318-19 [3]) อย่างชัดเจน ไม่ว่าจะเป็น (1) การคำนวณปริมาณเหล็กเสริมตามขวางขั้นต่ำ ซึ่งมีความสำคัญสำหรับกรณีที่มีการใช้คอนกรีตกำลังสูง (2) การนิยามองค์อาคารที่ไม่จำเป็นต้องเสริมเหล็กตามขวาง และแนวทางการปฏิบัติเกี่ยวกับการเฉือนในองค์อาคารประเภทดังกล่าว

ดังนั้นจึงมีความจำเป็นที่วิศวกรไทยต้องปรับตามความรู้และการเปลี่ยนแปลงดังกล่าว เพื่อให้ผลลัพธ์จากการคำนวณออกแบบเกิดความปลอดภัยและประหยัดตามสภาวะการณ์แห่งการเปลี่ยนแปลงของโลกอย่างทันท่วงที

10. กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณคุณอนุชิต เจริญศุภกุล ที่ให้ความกรุณาในการอ่านทวนต้นฉบับ และให้คำแนะนำเกี่ยวกับศัพท์เฉพาะรวมถึงศัพท์บัญญัติ ซึ่งเป็นข้อมูลล่าสุดจากสำนักงานราชบัณฑิตยสภา และขอขอบคุณคุณปกรณ์ภัทร บุดชา ที่ช่วยเตรียมต้นฉบับและแก้ไขรูปแบบของรูปเล่มในบทความนี้

11. เอกสารอ้างอิง

1. NACU Standard No.4, 1910, “Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete,” *Proceedings, National Association of Cement Users*, 6, pp. 349-361.

2. Joyklad, P. and Suparp, S., 2012, “Book Review: Design of Concrete Structures 14th Edition,” *Kasem Bundit Engineering Journal*, 2 (2), pp. 108-117. (in Thai).

3. ACI Committee 318, 2019, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318-19), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

4. Subcommittee on Civil Engineering, 2019, Standards for reinforced concrete buildings by Working Stress Design Methods (EIT. 011007-19), The Engineering Institute of Thailand Under H.M. The King’s Patronage, Bangkok. (In Thai)

5. Subcommittee on Civil Engineering, 2000, Standards for reinforced concrete buildings by Strength Design Methods (EIT. 1008-38), The Engineering Institute of Thailand Under H.M. The King’s Patronage, Bangkok. (In Thai).

6. Joyklad, P. and Suparp, S., 2014, “Reinforced Concrete: From origin to Siam,” *Thailand Engineering Journal*, 67 (1), pp. 17-25. (In Thai)

7. Wikimedia Foundation, 2020, Karl Wilhelm Ritter [Online], Available: https://en.wikipedia.org/wiki/Karl_Wilhelm_Ritter [24 June 2020]

8. Ritter, K.W., 1899, “Die Bauweise Hennebique,” *Schweiz. Bauzeitung*, 33 (5), pp. 41 – 43.

9. Ritter, K.W., 1899, “Die Bauweise Hennebique,” *Schweiz. Bauzeitung*, 33 (6), pp. 49 – 52.

10. Ritter, K.W., 1899, “Die Bauweise Hennebique,” *Schweiz. Bauzeitung*, 33 (7), pp. 59 – 61.

11. Christophe, P., 1902, Le béton armé et ses applications (Reinforced Concrete and Its Applications), Paris/Liège: C. Béranger.

12. Withey, M.O., 1907, “Tests on Plain and Reinforced Concrete,” Series of 1906. Bulletin of the University of Wisconsin, *Engineering Series*, 4 (1), pp. 1-66.

13. Hellebois, A. and Espion, B., 2013, "The Role of the Belgian Engineer Paul Christophe on the Development of Reinforced Concrete at the Turn of the 20th Century," *Beton-und Stahlbetonbau*, 108 (12), pp. 888-897.

14. Ramirez, J.A. and Breen, J.E., 1983, "Review of Design Procedures for Shear and Torsion in Reinforced and Prestressed Concrete," Research Report 248-2, Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, Austin, Texas.

15. Mörsch, E., 1902, "Die Schubfestigkeit des Betons (The Shear Strength of the Concrete)," *Beton und Eisen*, 1 (5), pp. 11-12.

16. Wikimedia Foundation, 2020, Emil Mörsch [Online], Available: https://fr.wikipedia.org/wiki/Emil_M%C3%B6rsch [8 June 2020]

17. Faber, O. and Bowie, P.G., 1912, Reinforced Concrete Design, Edward Arnold, London.

18. Evans, R.H., 1935, "Stresses in the Steel Reinforcement of Reinforced Concrete Structures," *The Structural Engineer*, 13 (9), pp. 354-369.

19. Evans, R.H., 1936, "Experiments on Stress Distribution in Reinforced Concrete Beams," *The Structural Engineer*, 14 (10), pp. 118-130.

20. Evans, R.H., 1941, "Influence of Shear Cracks on the Bond Slip in Reinforced Concrete Beams," *The Structural Engineer*, 19 (7), pp. 119-125.

21. Ferguson, P.M. and Thompson, J.N., 1953, "Diagonal Tension in T-Beams Without Stirrups," *ACI Journal Proceedings*, 49 (3), pp. 665-675.

22. Hognestad, E., 1952, What Do We Know About Diagonal Tension and Web Reinforcement in Concrete? A Historical Study, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois.

23. Laupa, A., Siess, C.P. and Newmark, N.M., 1953, The Shear Strength of Simple-Span Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement, University of Illinois at Urbana-Champaign, Illinois.

24. Sozen, M.A., 2007, "Chester P. Siess (1916-2004)," pp. 274-279, in *Memorial Tributes: National Academy of Engineering*, Vol. 11, The National Academies Press.

25. ACI Standard Specifications No. 23, 1920, "Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete," *ACI Journal Proceedings*, 16 (2), pp. 283-302.

26. ACI Committee E-1, 1927, "Reinforced Concrete Building Design and Specifications," *ACI Journal Proceedings*, 23 (2), pp. 644-677.

27. ACI Committee 501, 1936, "Building Regulations for Reinforced Concrete," *ACI Journal Proceedings*, 32 (3), pp. 407-444.

28. ACI Committee 318, 1941, Building Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-41), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

29. ACI Committee 318, 1947, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-47), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

30. ACI Committee 318, 1951, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-51), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

31. ACI Committee 318, 1956, Building Code

Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-56), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

32. ACI-ASCE Joint Committee 445, 1999, "Recent Approaches to the Shear Design of Structural Concrete (ACI445R-99)," *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI.

33. Collins, M.P. and Mitchell, D., 1997, Prestressed Concrete Structures, Response Publications.

34. MacGregor, J.G. and Wight, J.K., 2011, Reinforced Concrete: Mechanics and Design, Singapore, Prentice Hall.

35. Elstner, R.C. and Hognestad, E., 1957, "Laboratory Investigation of Rigid Frame Failure," *ACI Journal Proceedings*, 53 (1), pp. 637-668.

36. Ferguson, P.M., 1956, "Some Implications of Recent Diagonal Tension Tests," *ACI Journal Proceedings*, 53 (8), pp. 157-172.

37. Gloyana, E.F. and Breen, J.E. 1989, "Phil Moss Ferguson (1899–1986)," pp. 164-169, in *Memorial Tributes: National Academy of Engineering*, Vol. 3, The National Academies Press.

38. Morrow, J. and Viest, I.M., 1957, "Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members Without Web Reinforcement," *ACI Journal Proceedings*, 53 (3), pp. 833-869.

39. Whitney, C.S., 1957, "Ultimate Shear Strength of Reinforced Concrete Flat Slabs, Footings, Beams, and Frame Members Without Shear Reinforcement," *ACI Journal Proceedings*, 54 (10), pp. 265-298.

40. Subbiah, K. and Smith, R.B.L., 1958, "The Influence of Shear on the Moment of Resistance of Reinforced Concrete Beams," *The Structural Engineer*, 36 (11).

41. ACI-ASCE Joint Committee 326, 1962, "Shear and Diagonal Tension," *ACI Journal Proceedings*, 59 (1), pp. 1-30.

42. ACI-ASCE Joint Committee 326, 1962, "Shear and Diagonal Tension," *ACI Journal Proceedings*, 59 (2), pp. 277-334.

43. ACI-ASCE Joint Committee 326, 1962, "Shear and Diagonal Tension," *ACI Journal Proceedings*, 59 (3), pp. 353-356.

44. ACI Committee 318, 1963, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-63)," *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan.

45. Hanson, J.A., 1958, "Shear Strength of Lightweight Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, 55 (8), pp. 387-403.

46. Hanson, J.A., 1961, "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete," *ACI Journal Proceedings*, 58 (7), pp. 1-39.

47. Kani, G.N.J., 1964, "The Riddle of Shear Failure and its Solution," *ACI Journal Proceedings*, 61 (4), pp. 441-468.

48. Kani, G.N.J., 1966, "Basic Facts Concerning Shear Failure," *ACI Journal Proceedings*, 63 (6), pp. 675-692.

49. Kani, G.N.J., 1967, "How Safe are Our Large Reinforced Concrete Beams?," *ACI Journal Proceedings*, 64 (3), pp. 128-141.

50. Kani, G.N.J., 1969, "A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement," *ACI Journal Pro-*

ceedings, 66 (3), pp. 185-197.

51. Leondardt, F., 1965, "Reducing the Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams and Slabs," *Magazine of Concrete Research*, 17 (53), pp. 187-198.

52. Gerwick, B. 2001, "Fritz Leonhardt (1909–1999)," pp. 198-201, in *Memorial Tributes: National Academy of Engineering*, Vol. 9, The National Academies Press.

53. MacGregor, J.G. and Walters, J.R.V., 1967, "Analysis of Inclined Cracking Shear in Slender Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, 64 (10), pp. 644-653.

54. MacGregor, J.G. and Hanson, J.M., 1969, "Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, 66 (4), pp. 276-288.

55. Fenwick, R.C. and Paulay, T., 1968, "Mechanism of Shear Resistance of Concrete Beams. Journal of the Structural Division," *Proceedings of the ASCE*, 94 (10), pp. 2325-2350.

56. Mattock, A.H., 1969, "Diagonal Tension Cracking in Concrete Beams with Axial Force," *Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE*, 95 (9), pp. 1887-1900.

57. Haddadin, M.J., Hong, S. and Mattock, A.H., 1971, "Stirrup Effectiveness in Reinforced Concrete Beams with Axial Forces," *Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE*, 97 (9), pp. 2277-2297.

58. Collins, M.P., 1992, "The Response of Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear," pp. 13-23, in T.T.C. Hsu and S.T. Mau (Eds.) *Concrete Structure in Earthquake*, London: Elsevier Science.

59. ACI Committee 318, 1971, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-71), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

60. Ivey, D.L. and Buth, E., 1967, "Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, 64 (10), pp. 643-634.

61. ASCE-ACI Joint Committee 426, 1973, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. Journal of the Structural Division," *Proceedings of the ASCE*, 99 (6), pp. 1091-1187.

62. MacGregor, J.G. and Gergely, P., 1977, "Suggested Revisions to ACI Building Code Clauses Dealing with Shear in Beams," *ACI Journal Proceedings*, 74 (10), pp. 493-500.

63. Zsutty, T., 1968, "Beam Shear Strength Pre diction by Analysis of Existing Data," *ACI Journal Proceedings*, 65 (11), pp. 943-951.

64. Zsutty, T., 1971, "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests," *ACI Journal Proceedings*, 68 (2), pp. 138-143.

65. ACI Committee 318, 1977, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-77), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

66. ACI Committee 318, 1983, Building Code Re-quirements for Reinforced Concrete (ACI318-83), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

67. ACI Committee 318, 1986, Building Code Re-quirements for Reinforced Concrete (ACI318-86) (Revised 1986), American Concrete Institute, Detroit,

Michigan.

68. ACI Committee 318, 1989, Building Code Re-quirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI318-89), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

69. Mphonde, A.G. and Frantz, G.C., 1984, "Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups," *ACI Journal Proceedings*, 81 (4), pp. 350-357.

70. Elzanaty, A.H., Nilson, A.H. and Slate, F.O., 1986, "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete," *ACI Journal Proceedings*, 83 (2), pp. 290-296.

71. American Concrete Institute, 2012, 2012 Ho-norary Members: Michael P. Collins [Online], Available: https://www.concrete.org/aboutaci/honorsandawards/honorarymembers/2012.aspx. [24 June 2020]

72. Ramirez, J.A. and Breen, J.E., 1991, "Evaluation of a Modified Truss-Model Approach for Beams in Shear," *ACI Structural Journal*, 88 (5), pp. 562-571.

73. Walraven, J.C., 1980, Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis, Doctor of Philosophy Thesis, Delft University, The Netherlands.

74. Walraven, J.C. and Lehwalter, N., 1994, "Size Effects in Short Beams Loaded in Shear," *ACI Struc-tural Journal*, 91 (5), pp. 585-593.

75. Reineck, K.-H., 1982, Models for the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Members, CEB-Bull.146, pp. 43-96.

76. Reineck, K.-H., 1991, "Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a Mechanical Model," *ACI Structural Journal*, 88 (5), pp. 592-602.

77. Hsu, T.T.C., Mau, S.T. and Chen, B., 1987, "Theory on Shear Transfer Strength of Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, 84 (2), pp. 149-160.

78. International Federation for Structural Concrete, 2017, "Joost Walraven-70th Birthday," *Structural Concrete*, 18 (1), pp.241-242.

79. Schlaich, J., 2006, "Karl-Heinz Reineck zum 65.Geburtstag," *Bautechnik*, 83 (8), pp. 574-575.

80. American Concrete Institute, 2012, 2012 Honorary Members: T.T.C. Hsu [Online], Available: https://www.concrete.org/aboutaci/honorsandawards/honorarymembers/2012.aspx. [24 June 2020]

81. ACI Committee 318, 1995, Building Code Re-quirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318-95), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

82. ACI Committee 318, 1999, Building Code Re-quirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318-99), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

83. ACI Committee 318, 2002, Building Code Re-quirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318-02), American Concrete Institute, Detroit, Michigan.

84. Roller, J.J. and Russell, H.G., 1990, "Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement," *ACI Structural Journal*, 87 (2), pp. 191-198.

85. ACI Committee 318, 2005, "Building Code Re-quirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318-05)," *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan.

86. ACI Committee 318, 2008, "Building Code Re-quirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318-08)," *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan.

87. ACI Committee 318, 2011, "Building Code Re-quirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318-11)," *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan.

88. ACI Committee 318, 2014, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318-14)," *American Concrete Institute*, Detroit, Michigan.

89. Taylor, H.P.J., 1972, "Shear Strength of Large Beams. Journal of the Structural Division," *Proceedings of the ASCE*, 98 (11), pp. 2473-2490.

90. Shioya, T., Iguro, M., Nojiri, Y., Akiyama, H. and Okada, T., 1989, "Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams," pp. 259-280, in C.L. Victor and Z.P. Bazant (Eds.) *Fracture Mechanics: Application to Concrete (ACI-SP-118),* American Concrete Institute, Detroit.

91. Kennedy, R.P.,1967, A Statistical Analysis of the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Stanford University, Stanford, California.

92. Rajagopalan, K.S. and Ferguson, P.M., 1968, "Exploratory Shear Tests Emphasizing Percentage of Longitudinal Steel," *ACI Journal Proceedings*, 65 (8), pp. 634-638.

93. Placas, A. and Regan, P.E., 1971, "Shear Failure of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, 68 (10), pp. 763-773.

94. Bresler, B. and Scordelis, A.C., 1963, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, 60 (1), pp. 51-74.

95. Selby, R.G., Vecchio, F.J. and Collins, M. P., 1996, "Analysis of Reinforced Concrete Members Subject to Shear and Axial Compression," *ACI Structural Journal*, 93 (3), pp. 306-315.

96. Gupta, P.R., 1998, Shear Design of Reinforced Concrete Members under Axial Compression, University of Toronto, Toronto, Canada.

97. Rangan, B.V., 1974, "A Comparison of Code Requirements for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," *ACI Special Publication*, 42, pp. 285-304.

98. Okamura, H. and Higai, T., 1980, "Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement," *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, 1980 (300), pp. 131-141.

99. American Concrete Institute, 2005, 2005 Honorary Members: Hajime Okamura [Online], Available: https://www.concrete.org/aboutaci/honorsandawards/honorarymembers/2005.aspx. [24 June 2020]

100. University of Houston, 2020, Dr. Abdeldjelil "DJ" Belarbi, Ph.D., P.E. [Online], Available: http://www.cive.uh.edu/faculty/belarbi. [24 June 2020]

101. Belarbi, A., Kuchma, D.A. and Sanders, D.H., 2017, "Proposals for New One-Way Shear Equations for the 318 Building Code," *Concrete International*, 39 (9), pp. 29-32.

102. Kuchma, D.A., Wei, S., Sanders, D.H., Belarbi, A. and Novak, L.C., 2019, "Development of the One-Way Shear Design Provisions of ACI 318-19 for Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, 116 (4), pp. 285-295.

103. Bentz, E.C. and Collins, M.P., 2017, "Updating the ACI Shear Design Provisions," *Concrete International*, 39 (9), pp. 33-38.

104. Vecchio, F.J. and Collin, M. P., 1986, "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements subjected to Shear," *ACI Journal Proceedings*, 33 (2), pp. 219-231.

105. Cladera, A., Marí, A., Bairán, J.M., Ribas, C., Oller, E. and Duarte, N., 2016, "The Compression Chord Capacity Model for the Shear Design and Assessment of Reinforced and Prestressed Concrete Beams," *Journal of Structural Control*, 17 (6), pp. 1017-1032.

106. Cladera, A., Marí, A., Bairán, J.M., Ribas, C. and Oller, E., 2017, "One Way Shear Design Method Based on Multi-Action Model: A Compromise between Simplicity and Accuracy," *Concrete International*, 39 (9), pp. 40-46.

107. Polytechnic University of Catalonia, 2018, The Team [Online], Available: https://www.atem.upc.edu/the-team/. [24 June 2019]

108. Frosch, R.J., Yu, Q., Cusatis, G. and Bažant, Z.P., 2017, "A Unified Approach to Shear Design," *Concrete International*, 39 (9), pp. 47-52.

109. Bažant, Z.P. and Pang, S.-D., 2007, "Activation Energy Based Extreme Value Statistics and Size Effect in Brittle and Quasibrittle Fracture," *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 55, pp. 91-134.

110. National Czech & Slovak Museum & Library, "Zdeněk Bažant," [Online], Available: https://ncsml.omeka.net/items/show/4242. [24 June 2020]

111. Li, Y.-A., Hsu, T.T.C. and Hwang, S.-J., 2017, "Shear Strength of Prestressed and Nonprestressed Concrete Beams," *Concrete International*, 39 (9), pp. 53-57.

112. Laskar, A., Hsu, T.T.C. and Mo, Y.L., 2010, "Shear Strengths of Prestressed Concrete Beams Part 1: Experiments and Shear Design Equations," *ACI Structural Journal*, 107 (3), pp. 330-339.

113. Kuo, W.W., Hsu, T.T.C. and Hwang, S.J., 2014, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, 111 (4), pp. 809-818.

114. Choi, K.K. and Park, H.G., 2017, "Unified Shear Design Method of Concrete Beams based on Com-pression Zone Failure Mechanism," *Concrete Inter-national*, 39 (9), pp. 59-63.

115. Choi, K.K., Park, H.G. and Wight, J.K., 2007a, "Unified Shear Strength Model for Reinforced Con-crete Beams—Part I: Development," *ACI Structural Journal*, 104 (2), pp. 142-152.

116. Choi, K.K. and Park, H.G., 2007b, "Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams—Part II: Verification and Simplified Method," *ACI Structural Journal*, 104 (2), pp. 153-161.

117. Reineck, K.-H., 2017, "Proposal for ACI 318

Shear Design," *Concrete International*, 39 (9), pp. 65-70.

118. Collins, M.P., Bentz, E.C., Quach, P.T. and Proestos, G.T., 2015, "The Challenge of Predicting the Shear Strength of Very Thick Slabs," *Concrete International*, 37 (11), pp. 29-37.

119. Collins, M.P., Quach, P.T. and Bentz, E.C., 2020, "Shear Behavior of Thick Slabs," *ACI Structural Journal*, 117 (4), pp. 115-125.