การเลือกตัวคูณลดกำลังเพื่อใช้ในการออกแบบโมเมนต์ดัดในคานและพื้นคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยพิจารณาถึงการกระจายของมวลต่อความยาวของเหล็กเส้น สำหรับบ้านพักอาศัย ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล

ดร. ฉัตร สุจินดา[1]

[1]*อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธา, มหาวิทยาลัยศรีปทุม*

บทคัดย่อ : ปัจจุบันนี้เหล็กเส้นเสริมคอนกรีตในตลาดวัสดุก่อสร้างไทยมีให้เลือกหลายระดับราคา ซึ่งไม่ใช่เหล็กเส้นทุกชนิดในตลาดที่ผ่าน มอก 20-2543 (สำหรับเหล็กเสริมกลม) และ มอก 24-2536 (สำหรับเหล็กเสริมข้ออ้อย) การศึกษานี้เป็นการเก็บตัวอย่างเหล็กเส้นที่ใช้จริงจากสถานที่ก่อสร้างบ้านพักอาศัยจำนวน 100 หลัง ในเขตกรุงเทพมหานครและปริมณฑล โดยเลือกเก็บตัวอย่างเหล็กเส้นขนาด RB6 RB9 DB12 และ DB16 ซึ่งเป็นที่นิยมใช้กันในโครงสร้างบ้านพักอาศัยโดยทั่วไป เพื่อนำมาหาการกระจายของมวลต่อความยาว ซึ่งเป็นปัจจัยที่มีผลกระทบโดยตรงต่อระดับความปลอดภัยของโครงสร้าง จากตัวอย่างที่เก็บมาได้ พบว่ามีอัตราส่วนของจำนวนเหล็กเส้นที่ไม่ผ่านเกณฑ์เฉลี่ยของ มอก ต่อจำนวนตัวอย่างทั้งหมดในแต่ละขนาดร้อยละ 23.2 26.0 35.7 และ 35.1 สำหรับเหล็กเส้น RB6 RB9 DB12 และ DB16 ตามลำดับ ซึ่งข้อมูลดังกล่าวสามารถนำไปใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานส่วนหนึ่งสำหรับการเลือกค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ (strength reduction factor) ที่เหมาะสม ในการปรับปรุงมาตรฐานการออกแบบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับประเทศไทยต่อไปในอนาคต จากการทดลองวิเคราะห์ความเชื่อมั่นที่นำมาเสนอนี้ ซึ่งได้พิจารณาถึงแต่เฉพาะผลของการกระจายของมวลต่อความยาวของเหล็กเสริมตัวอย่างที่แตกต่างไปจากข้อมูลของการก่อสร้างในประเทศสหรัฐอเมริกา ได้ผลค่าตัวคูณลดกำลังสำหรับโมเมนต์ดัดที่จะรักษาระดับของความเชื่อมั่นไว้ให้เท่าเดิม $\phi = 0.75$ และ 0.70 สำหรับคานหล่อในที่เสริมด้วยเหล็ก DB12 และ DB16 ตามลำดับ และ $\phi = 0.75$ 0.65 และ 0.80 สำหรับพื้นหล่อในที่เสริมด้วยเหล็ก RB6 RB9 และ DB12 ตามลำดับ

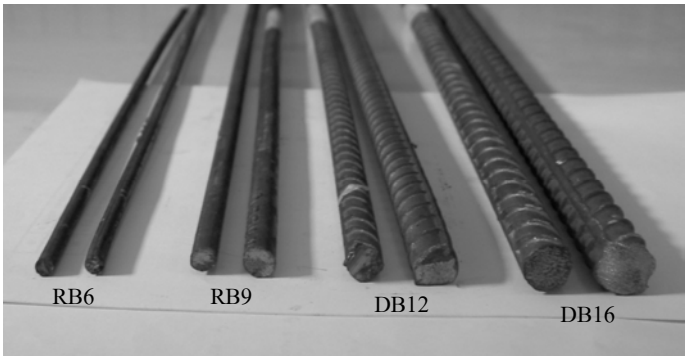
ABSTRACT: At present, there are many price levels of steel reinforcing bars available in Thai construction material market. Not all of these products pass TIS (Thai Industrial Standard) 20-2000 (for rounded bars) and TIS 24-1993 (for deformed bars). This study is collecting the samples of steel reinforcing bars from 100 house construction sites in Bangkok metro area. The selected sample sizes are RB6, RB9, DB12 and DB16 which are commonly used in normal residential structures. The purpose is to find the distribution of mass per length that directly affects the level of safety of the structures. From the samples collected, it was found that the ratios of the number of bars that fails the allowable average tolerance of TIS to the number of all samples are 23.2, 26.0, 35.7 and 35.1 percent for RB6, RB9, DB12 and DB16 bars respectively. This data could be used as a part of the basic information for selecting the appropriate strength reduction factor for the improvement of the reinforced concrete building standards for Thailand in the future. The trial reliability analysis presented in this paper considering only the effect of the mass per length distribution of the bar samples that are different from American construction statistical data. It was found that the strength reduction factors for bending moment maintaining the same level of reliability $\phi = 0.75$ and 0.70 for cast-in-place beams reinforced with DB12 and DB16 bars respectively and $\phi = 0.75$, 0.65 and 0.80 for cast-in-place slab reinforced with RB6, RB9 and DB12 bars respectively.

คำหลัก: การกระจายของมวลต่อความยาว; เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต; บ้านพักอาศัย; ตัวคูณลดกำลัง; การวิเคราะห์ความเชื่อมั่น

1. ความนำ

ค่าของตัวคูณลดกำลัง (strength reduction factor) ที่อยู่ในมาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง (มาตรฐาน ว.ส.ท. 1008-38) [1] เป็นค่าที่คัดลอกมาจากมาตรฐานของประเทศสหรัฐอเมริกา (มาตรฐาน ACI318-89) [2] ค่านี้ได้มาจากการวิเคราะห์ทางสถิติ ซึ่งส่วนหนึ่งของข้อมูลที่ได้มาจากการกระจายของคุณภาพของวัสดุที่ใช้และมาตรฐานในการก่อสร้างของประเทศสหรัฐอเมริกา หากมีการศึกษาข้อมูลดังกล่าวสำหรับการก่อสร้างในประเทศไทย และได้นำมาใช้เป็นตัวกำหนดถึงค่าของตัวคูณลดกำลังสำหรับประเทศไทยเองโดยเฉพาะ ก็ย่อมจะมีความเหมาะสมมากกว่าการใช้ค่าที่คัดลอกมาจากต่างประเทศ

บทความนี้เป็นการนำเสนอส่วนหนึ่งของงานวิจัยซึ่งได้ศึกษาถึงการกระจายของมวลต่อความยาวและคุณสมบัติอื่น ๆ ที่สำคัญ ของเหล็กเส้นเสริมคอนกรีต ที่ใช้ในโครงสร้างบ้านพักอาศัยโดยทั่วไป รวมถึงทั้งเหล็กเส้นที่ได้มาตรฐานและไม่ได้มาตรฐานดังตัวอย่างแสดงในรูปที่ 1 อ้างอิงถึงมาตรฐาน มอก. 20-2536 [3] (สำหรับเหล็กเสริมกลม) และ มอก. 24-2536 [4] (สำหรับเหล็กเสริมข้ออ้อย) โดยเลือกเก็บตัวอย่างเฉพาะขนาดที่นิยมใช้กันคือ RB6 RB9 DB12 และ DB16 จากบริเวณบ้านพักอาศัยที่กำลังก่อสร้างอยู่ในเขต กทม. และปริมณฑลจำนวน 100 หลัง และเพื่อเป็นการบ่งบอกถึงระดับความปลอดภัย (อย่างเคร่า ๆ) ของโครงสร้างที่เสริมด้วยเหล็กเส้นที่มีการกระจายดังกล่าว ผู้เขียนจึงได้ทดลองคำนวณหาค่าตัวคูณลดกำลัง โดยพิจารณาถึงผลของการกระจายเหล็กเสริมตัวอย่างที่แตกต่างไปจากข้อมูลเดิม ซึ่งเป็นของประเทศสหรัฐอเมริกา



รูปที่ 1 เปรียบเทียบความแปรผันของเส้นผ่าศูนย์กลางสำหรับเหล็กเสริมขนาดต่าง ๆ ที่มีขายกันอยู่ในท้องตลาดวัสดุก่อสร้างไทย

2. เกณฑ์ตามมาตรฐาน

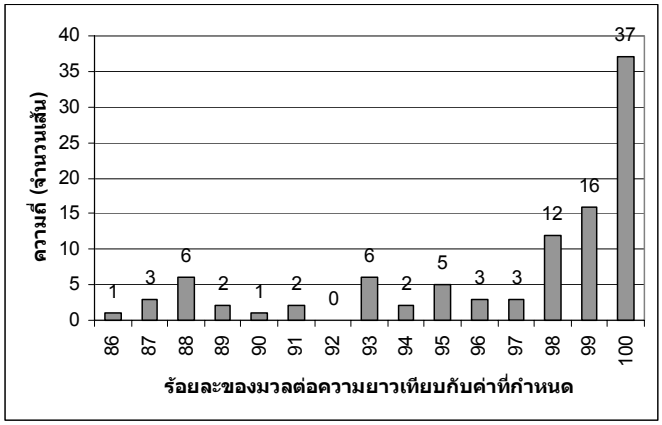
มอก. กำหนดให้ความคลาดเคลื่อนของมวลต่อความยาวของเหล็กเส้นที่ยอมให้ดังแสดงไว้ในตารางที่ 1

ตารางที่ 1 เกณฑ์ความคลาดเคลื่อนของมวลต่อความยาว [3,4]

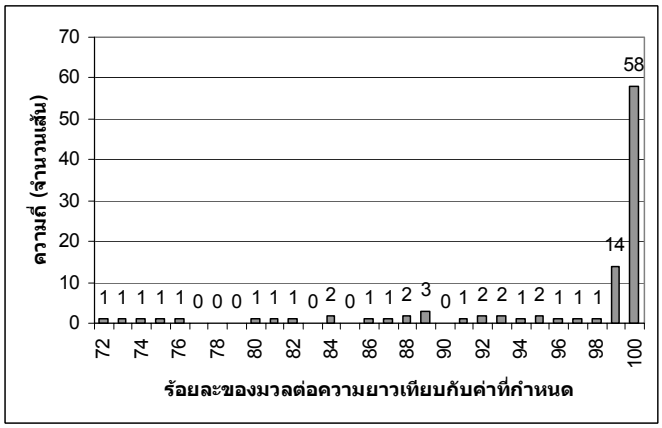
ชื่อขนาด	เกณฑ์ความคลาดเคลื่อน (ร้อยละ)	
	ต่อเส้น	เฉลี่ย
RB6	±10	±5
RB9	±6.0	±3.5
DB12	±6	±5
DB16	±6	±5

3. การกระจายของมวลต่อความยาว

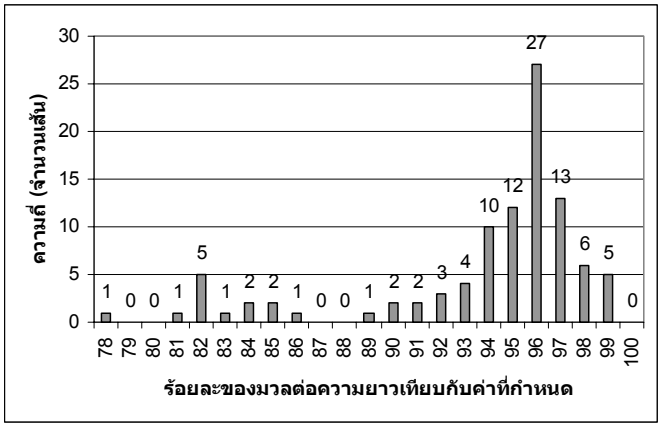
จากการชั่งหามวลต่อความยาวของเหล็กเส้นตัวอย่าง นำมาเขียนเป็นแผนภูมิแท่งความถี่ (histogram) ได้ดังในรูปที่ 2 ถึง 5



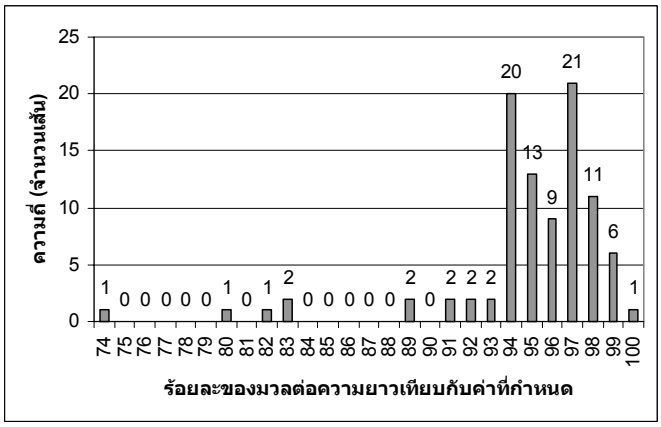
รูปที่ 2 แผนภูมิแท่งความถี่ของร้อยละของมวลต่อความยาวเทียบกับค่าที่กำหนดของตัวอย่างเหล็กเส้น RB6



รูปที่ 3 แผนภูมิแท่งความถี่ของร้อยละของมวลต่อความยาวเทียบกับค่าที่กำหนดของตัวอย่างเหล็กเส้น RB9



รูปที่ 4 แผนภูมิแท่งความถี่ของร้อยละของมวลต่อความยาวเทียบกับค่าที่กำหนดของตัวอย่างเหล็กเส้น DB12



รูปที่ 5 แผนภูมิแท่งความถี่ของร้อยละของมวลต่อความยาวเทียบกับค่าที่กำหนดของตัวอย่างเหล็กเส้น DB16

จำนวนของเหล็กเส้นตัวอย่างที่ไม่ผ่านเกณฑ์ มอก. ได้แสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 ร้อยละของจำนวนเหล็กเส้นที่ไม่ผ่านเกณฑ์ต่อเส้นและเกณฑ์เฉลี่ยของ มอก. ต่อจำนวนเหล็กเส้นตัวอย่างทั้งหมดในแต่ละขนาด

ชื่อขนาด	ร้อยละที่ไม่ผ่านเกณฑ์	
	ต่อเส้น	เฉลี่ย
RB6	12.1	23.2
RB9	22.0	26.0
DB12	25.5	35.7
DB16	13.8	35.1

ค่าเฉลี่ย $\mu_{samples} = \lambda_{samples}$ ความเบี่ยงเบนมาตรฐาน $\sigma_{samples}$ และสัมประสิทธิ์การแปรผัน (coefficient of variation) $v_{samples} = \dfrac{\sigma_{samples}}{\mu_{samples}}$ ของค่าอัตราส่วนของมวลต่อความยาวเมื่อเทียบกับค่า มอก. ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3

ตารางที่ 3 ค่าเฉลี่ย ความเบี่ยงเบนมาตรฐาน และสัมประสิทธิ์การแปรผันของอัตราส่วนของมวลต่อความยาวของเหล็กเส้นตัวอย่างเมื่อเทียบกับค่าที่กำหนด

ชื่อขนาด	ค่าเฉลี่ย $\mu_{samples}$	ความเบี่ยงเบนมาตรฐาน $\sigma_{samples}$	สัมประสิทธิ์การแปรผัน $v_{samples}$
RB6	0.932	0.0796	0.0854
RB9	0.926	0.1275	0.1377
DB12	0.987	0.0969	0.0982
DB16	0.894	0.0733	0.0820

4. สูตรที่ใช้ในการออกแบบ

ACI318-99 [5] (มาตรฐานการออกแบบของประเทศสหรัฐอเมริกาล่าสุดที่ใช้ load factor เหมือนกับ ว.ส.ท. 1008-38) กำหนดให้ออกแบบและตรวจสอบให้หน้าตัดใด ๆ ของชิ้นส่วนโครงสร้างจะต้องมีความสามารถในการรับแรง R ได้ตามการรวมของผลของน้ำหนักบรรทุกกรณีต่าง ๆ ดังนี้

$$1.4D + 1.7L \le \phi R \qquad (1)$$

$$0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W) \le \phi R$$

$$0.9D + 1.3W \le \phi R$$

$$0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E) \le \phi R$$

เมื่อ D คือผลของน้ำหนักบรรทุกตายตัว (Dead load)

L คือผลของน้ำหนักบรรทุกจร (Live load)

S คือผลของน้ำหนักหิมะ (Snow load)

W คือผลของแรงลม (Wind load)

E คือผลของแรงแผ่นดินไหว (Earthquake load)

5. การกระจายของน้ำหนักบรรทุก

น้ำหนักบรรทุกและแรงประเภทต่าง ๆ จากข้อมูลทางสถิติจะมีการกระจายของการเกิดไม่เท่ากัน ซึ่งค่าของแฟกเตอร์ความเอนเอียง (bias factor) λ_{load} และสัมประสิทธิ์การแปรผัน v_{load} ได้แสดงไว้ในตารางที่ 4

ตารางที่ 4 พารามิเตอร์ทางสถิติของน้ำหนักบรรทุกแต่ละประเภท [6]

ประเภทของน้ำหนักบรรทุก	ณ. เวลาใด ๆ		สูงสุดในรอบ 50 ปี	
	λ_{load}	ν_{load}	λ_{load}	ν_{load}
คงที่ D (หล่อในที่)	1.05	0.10	1.05	0.10
คงที่ D (หล่อจากโรงงาน)	1.03	0.08	1.03	0.08
จร L	0.24	0.65	1.00	0.18
หิมะ S	0.20	0.87	0.82	0.26
ลม W	0.00	0.00	0.78	0.37
แผ่นดินไหว E	0.00	0.00	0.66	0.56

เมื่อ λ_{Load} คือแฟกเตอร์ความเอนเอียง ซึ่งคำนวณได้จาก

$$\lambda_{load} = \frac{\mu_{load}}{DesignLoad} \tag{2}$$

μ_{Load} คือค่าเฉลี่ยของน้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้นกับโครงสร้าง

$$\nu_{load} = \frac{\sigma_{load}}{\mu_{load}} \tag{3}$$

$DesignLoad$ คือน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในมาตรฐานสำหรับออกแบบอาคาร (building code)

ν_{load} คือสัมประสิทธิ์การแปรผัน

σ_{load} คือค่าความเบี่ยงเบนมาตรฐาน (standard deviation) ของน้ำหนักบรรทุก

6. การกระจายของความสามารถในการรับแรง

ความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างสามารถคำนวณได้จากสมการที่ใช้ในการออกแบบ ซึ่งแน่นอนว่า หากพิจารณาความสามารถในการรับแรงที่เกิดขึ้นกับการก่อสร้างจริง จะขึ้นอยู่กับการกระจายของคุณสมบัติของวัสดุ (เช่นกำลังอัดประลัยของคอนกรีต $f_c^{'}$ กำลังครากของเหล็กเส้น f_y และขนาด พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเส้น A_s) และคุณภาพการก่อสร้าง (เช่นตำแหน่งของเหล็กเสริมซึ่งมีผลต่อความลึกประสิทธิผล d และ ความกว้าง b) และแม้กระทั่งความผิดเพี้ยนของสูตรที่ใช้ออกแบบเอง (จากการประมาณต่าง ๆ ที่ใช้ในการสร้างสูตร)

สำหรับค่าแฟกเตอร์ของความเอนเอียง λ_{orig} และค่าสัมประสิทธิ์การแปรผัน ν_{orig} ของความสามารถในการรับแรงซึ่งเป็นข้อมูลของการก่อสร้างในประเทศสหรัฐอเมริกา ได้แสดงไว้ในตารางที่ 5 (คัดลอกมาเฉพาะสำหรับโมเมนต์ดัด) ซึ่งจะสังเกตได้ว่าค่า λ_{orig} ของพื้นจะมีค่าน้อยกว่าค่า λ_{orig} ของคานอย่างเห็นได้ชัด อันเนื่องมาจากความลึกประสิทธิผลของพื้นโดยทั่วไปน้อยกว่าของคาน ทำให้ความคลาดเคลื่อนที่เกิดขึ้นจากการวางเหล็กเสริมในพื้น มีความไวต่อความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดสูงกว่าในคาน

ตารางที่ 5 พารามิเตอร์ทางสถิติของความสามารถในการรับแรงของโครงสร้างและขีดจำกัด (limit state) ประเภทต่าง ๆ [6,7]

ประเภทของโครงสร้าง และขีดจำกัด	λ_{orig}	ν_{orig}
คาน คสล. หล่อในที่ โมเมนต์ดัด	1.114	0.119
พื้น คสล. หล่อในที่ โมเมนต์ดัด	1.052	0.169

การกระจายของพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริม A_s ในประเทศสหรัฐอเมริกาเป็นดังนี้คือ $\lambda_{USA_steel} = 1.0$ และ $\nu_{USA_steel} = 0.015$ [7] ซึ่งแน่นอนว่าย่อมแต่ต่างไปจากในประเทศไทย การหาการกระจายสำหรับประเทศไทยนั้นจำเป็นต้องใช้ข้อมูลทางสถิติต่าง ๆ ดังที่ได้กล่าวมาแล้วข้างต้น เนื่องจากผู้เขียนมีแต่เฉพาะข้อมูลการกระจายของมวลต่อความยาว จึงเป็นที่น่าสนใจว่า หากปรับค่าของพารามิเตอร์ทางสถิติแต่เฉพาะกระจายของมวลต่อความยาวที่เก็บมาได้ จะมีผลอย่างไรต่อความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วนโครงสร้าง

การแปลงค่าพารามิเตอร์ทางสถิติของความสามารถในการรับแรง กระทำได้โดยการหาผลกระทบของการแปรผันมวลต่อความยาวที่มีต่อความสามารถในการรับโมเมนต์ดัด จากสมการที่ใช้ในการออกแบบ [8]

$$M_n = f_c^{'} b d^2 \rho (1 - 0.59\rho) \tag{4}$$

ซึ่งจะเห็นได้ว่า M_n แปรผันโดยตรงกับ $\rho(1-0.59\rho)$ เมื่อ

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \tag{5}$$

ถ้าพิจารณาคอนกรีต $f_c^{'} = 210 \frac{kg}{cm^2}$ และช่วงของค่า ρ ซึ่งถูกกำหนดโดยมาตรฐานการออกแบบ

$$\rho_{\min} \le \rho \le \rho_{\max} \tag{6}$$

เมื่อ

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \tag{7}$$

และ

$$\rho_{\max} = 0.75\frac{0.85\beta_1 f_c^{'}}{f_y}\left(\frac{6120}{6120+f_y}\right) \quad (8)$$

หากสมมุติว่า M_n แปรผันโดยตรงกับ ρ จะมีค่าความคลาดเคลื่อน 1.52%

ดังนั้นหากสมมุติได้ว่าค่าของ M_n จะแปรผันโดยตรงกับ A_s หรือมวลต่อความยาว จะทำให้สามารถนำค่าเฉลี่ย $\mu_{samples}$ และความเบี่ยงเบนมาตรฐาน $\sigma_{samples}$ ของการกระจายมวลต่อความยาวที่เก็บมาได้ มาใช้ปรับค่าของ λ_{orig} และ ν_{orig} ของความสามารถในการรับโมเมนต์ดัด (จากตารางที่ 5) ได้ดังนี้

$$\lambda_{\text{mod}} = \lambda_{orig} \times \frac{\lambda_{samples}}{\lambda_{USA_steel}} \quad (9)$$

$$\nu_{\text{mod}} = \left(\nu_{orig}^2 - \nu_{USA_steel}^2 + \nu_{samples}^2\right)^{1/2} \quad (10)$$

สมการที่ (9) เป็นการปรับปรุงค่า λ_{orig} ซึ่งเป็นค่าแฟกเตอร์ความเอนเอียงดั้งเดิม (ที่ใช้สถิติการกระจายของ A_s ของเหล็กเส้นที่ใช้ในประเทศสหรัฐอเมริกา) มาเป็นแฟกเตอร์ของความเอนเอียงที่ถูกปรับปรุง λ_{mod} โดยการแยกเอาผลของแฟกเตอร์ความเอนเอียงของเหล็กเส้น ที่ใช้ในประเทศสหรัฐอเมริกา λ_{USA_steel} ออก แล้วเพิ่มแฟกเตอร์ของความเอนเอียงของเหล็กเส้นที่เก็บข้อมูลมาได้ $\lambda_{samples}$ เข้าไปแทน

ในทำนองเดียวกัน สมการที่ (10) เป็นการปรับปรุงค่าสัมประสิทธิ์การแปรผันดั้งเดิม ν_{orig} มาเป็นสัมประสิทธิ์การแปรผันที่ถูกปรับปรุง ν_{mod} ซึ่งก็สามารถทำได้โดยการใช้ค่าของสัมประสิทธิ์ของการแปรผันของเหล็กเส้นที่ใช้ในประเทศสหรัฐอเมริกา ν_{USA_steel} และสัมประสิทธิ์การแปรผันของเหล็กเส้นที่เก็บข้อมูลมาได้ $\nu_{samples}$

ค่าของ λ_{mod} และ ν_{mod} ได้ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 6

ตารางที่ 6 พารามิเตอร์ทางสถิติที่ถูกปรับปรุงของความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างและขีดจำกัด (limit state) ที่เสริมด้วยเหล็กเส้นขนาดต่าง ๆ

ประเภทของชิ้นส่วนโครงสร้างและขีดจำกัด	ชื่อขนาดเหล็กเส้นที่ใช้	λ_{mod}	ν_{mod}
คาน คสล. หล่อในที่ โมเมนต์ดัด	DB12	1.100	0.1527
	DB16	0.996	0.1390
พื้น คสล. หล่อในที่ โมเมนต์ดัด	RB6	0.981	0.1862
	RB9	0.974	0.2112
	DB12	1.039	0.1942

7. การวิเคราะห์ความเชื่อมั่น

ผลของน้ำหนักบรรทุก Q และความสามารถในการรับแรงของชิ้นส่วนโครงสร้าง R เป็นตัวแปรสุ่ม (random variable) ดังนั้น จึงสามารถคำนวณค่าความเชื่อมั่นของโครงสร้างในรูปแบบของดัชนีความเชื่อมั่น β [9] ซึ่งเริ่มต้นจากการตั้งสมการของขีดจำกัดในการออกแบบ ว่าหน้าตัดของชิ้นส่วนโครงสร้างอันใดอันหนึ่ง จะต้องมีโอกาสเพียงเล็กน้อยที่ความสามารถในการรับแรง R มีค่าน้อยกว่าผลของน้ำหนักบรรทุก Q หรือ

$$g = R - Q \le 0 \quad (11)$$

ซึ่งดัชนีความเชื่อมั่น จะสามารถคำนวณได้จากฟังก์ชันผกผันของโอกาสของฟังก์ชันการแจกแจงปรกติ Φ ของความน่าจะเป็นที่ชิ้นส่วนโครงสร้างจะพัง P_F หรือ

$$\beta = -\Phi^{-1}\left(P_F\right) \quad (12)$$

นั่นหมายความว่าถ้าโอกาสที่ $R < Q$ น้อย (โอกาสที่โครงสร้างจะพังน้อย) ค่าความเชื่อมั่นจะมาก (โครงสร้างมีความเชื่อมั่นสูง)

เนื่องจากผลของน้ำหนักบรรทุกเป็นผลที่เกิดขึ้นจริง ดังนั้นการคำนวณหาค่า Q จึงพิจารณาถึงการรวมของน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ ดังนี้ (ไม่ต้องคูณ load factor)

$$D \quad (13)$$

$$D + L$$

$$D + L + W$$

$$D + L + E$$

$$D + L + S + W$$

$$D + L + S + E$$

เนื่องจาก R และ Q เป็นฟังก์ชั่นของตัวแปร ที่มีความไม่แน่นอน ดังนั้นการหาค่า β อาจใช้การจำลองมอนตีคาร์โล (Monte Carlo simulation) [10] โดยการสุ่มค่าของน้ำหนักบรรทุกแต่ละประเภทอิสระจากกัน โดยให้การสุ่มค่าที่มีการแจกแจงปรกติ (normal distribution) ซึ่งกำหนดให้ค่าที่สุ่มมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ λ_{load} และมีค่าความเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ ν_{load} ของน้ำหนักบรรทุกแต่ละประเภทตามตารางที่ 4 (พิจารณาเฉพาะกรณีที่เลวร้ายที่สุดเพื่อตัดขั้นตอน ซึ่งเลือกใช้กรณีสูงสุดในรอบ 50 ปี) โดยกำหนดอัตราส่วน $D/(D+L)$ ให้อยู่ในช่วงที่เป็นไปได้ในทางปฏิบัติ สำหรับคานค่า $D/(D+L)$ ในทางปฏิบัติจะอยู่ระหว่าง 0.3 ถึง 0.7 ส่วนสำหรับพื้นค่า $D/(D+L)$ จะอยู่ระหว่าง 0.3 ถึง 0.6 [6] จะสามารถคำนวณพารามิเตอร์ทางสถิติ μ_Q

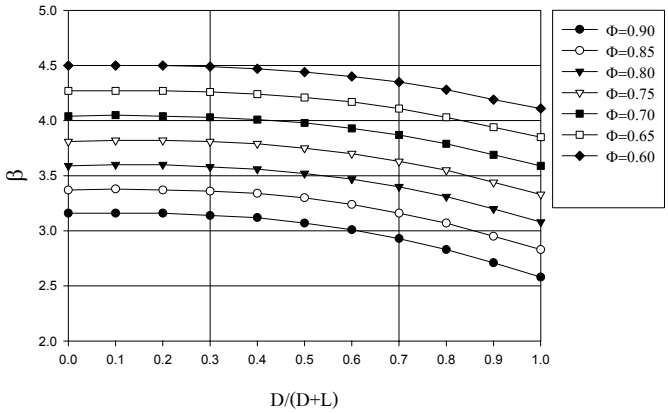
และ σ_Q ของผลของการรวมน้ำหนักตามสมการที่ (13) ในแต่ละกรณีออกมาได้

เพื่อเป็นการจำลองถึงขั้นตอนในการออกแบบโครงสร้าง จึงต้องกำหนดให้คำนวณ μ_R ซึ่งเป็นค่าเฉลี่ยของความสามารถในการรับแรง R จากสมการที่ (1) แต่เนื่องจากค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ เป็นตัวแปรที่ต้องการจะหาค่า ดังนั้นจึงต้องทดลองค่าของ ϕ ต่าง ๆ กันให้อยู่ในช่วงที่น่าจะเป็นไปได้ ซึ่งในกรณีศึกษานี้ได้ทดลองค่า ϕ เริ่มตั้งแต่ 0.60 จนถึง 0.90 โดยเพิ่มค่าทีละ 0.05 ไป จากนั้นทำการสุ่มตัวค่าของ R แบบการแจกแจงปรกติให้มีค่าเฉลี่ย $\mu_R = \lambda_{\text{mod}}$ และค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน $\sigma_R = \nu_{\text{mod}} \times \mu_R$ ซึ่งค่า λ_{mod} และ ν_{mod} ได้มาจากตารางที่ 6

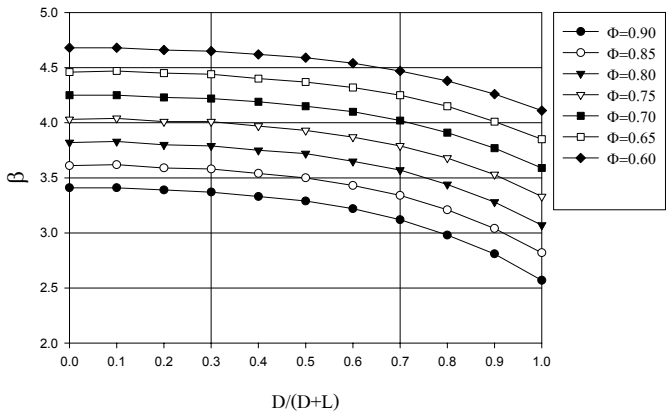
ทำการคำนวณค่าดัชนีความเชื่อมั่นของชิ้นส่วนโครงสร้างจากสมการ

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \tag{14}$$

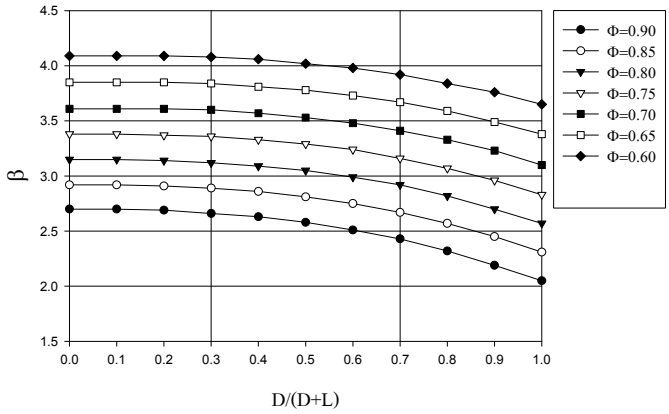
จากผลของการจำลองมอนติคาร์โล ได้กราฟระหว่างดัชนีความเชื่อมั่น β ของคานหล่อในที่กับอัตราส่วน $D/(D+L)$ ในช่วง $0.3 \le D/(D+L) \le 0.7$ (ค่าในทางปฏิบัติ) กรณีผลของน้ำหนักบรรทุก $D+L$ แสดงไว้ในรูปที่ 6 (เสริมเหล็ก DB12) และรูปที่ 7 (เสริมเหล็ก DB12) ตัวอย่างกรณีผลของน้ำหนักบรรทุก $D+L+W$ แสดงไว้ในรูปที่ 8 (เสริมเหล็ก DB16) ซึ่งจะเห็นได้ว่ากรณี $D+L$ เป็นกรณีควบคุม



รูปที่ 6 กราฟดัชนีความเชื่อมั่น β รับโมเมนต์ดัดของคานหล่อในที่เสริมเหล็ก DB12 กับค่าอัตราส่วน *D/(D+L)* กรณีผลของ *D+L*

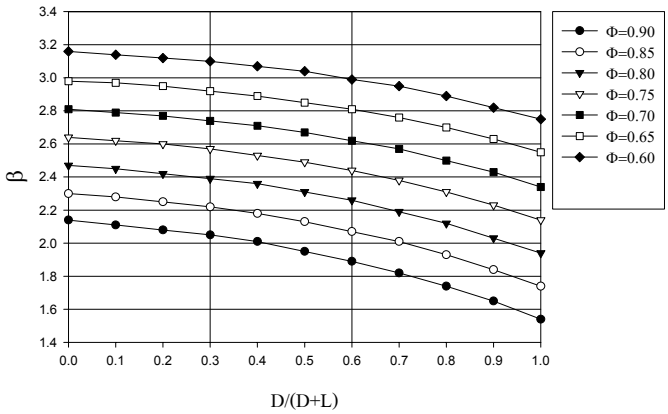


รูปที่ 7 กราฟดัชนีความเชื่อมั่น β รับโมเมนต์ดัดของคานหล่อในที่เสริมเหล็ก DB12 กับค่าอัตราส่วน *D/(D+L)* กรณีผลของ *D+L+W*

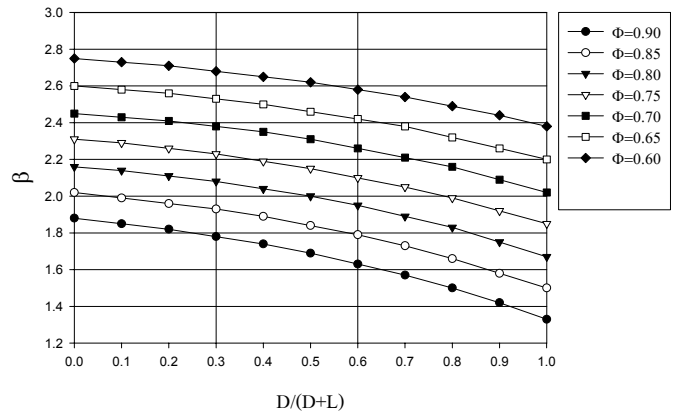


รูปที่ 8 กราฟดัชนีความเชื่อมั่น β รับโมเมนต์ดัดของคานหล่อในที่เสริมเหล็ก DB16 กับค่าอัตราส่วน *D/(D+L)* กรณีผลของ *D+L*

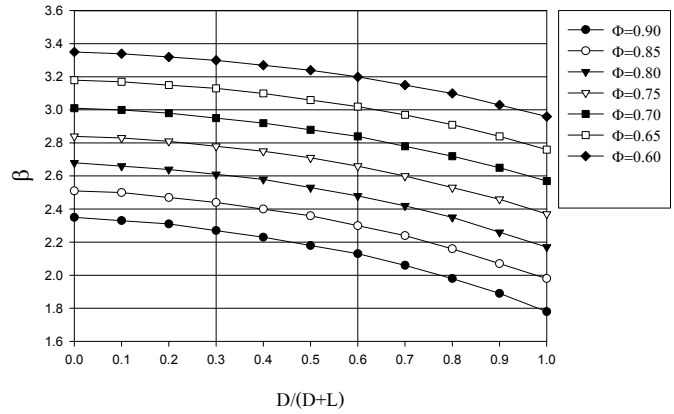
ส่วนกราฟระหว่างดัชนีความเชื่อมั่นของพื้นหล่อในที่ ซึ่งมีอัตราส่วน $D/(D+L)$ ในช่วง $0.3 \le D/(D+L) \le 0.6$ (ค่าในทางปฏิบัติ) กรณีผลของน้ำหนักบรรทุก $D+L$ แสดงไว้ในรูปที่ 9 (เสริมเหล็ก RB6) รูปที่ 10 (เสริมเหล็ก RB9) และ รูปที่ 11 (เสริมเหล็ก DB12)



รูปที่ 9 กราฟดัชนีความเชื่อมั่น β รับโมเมนต์ดัดของพื้นหล่อในที่เสริมเหล็ก RB6 กับค่าอัตราส่วน *D/(D+L)* กรณีผลของ *D+L*



รูปที่ 10 กราฟดัชนีความเชื่อมั่น β รับโมเมนต์ดัดของพื้นหล่อในที่เสริมเหล็ก RB9 กับค่าอัตราส่วน *D/(D+L)* กรณีผลของ *D+L*



รูปที่ 11 กราฟดัชนีความเชื่อมั่น β รับโมเมนต์ดัดของพื้นหล่อในที่เสริมเหล็ก DB12 กับค่าอัตราส่วน *D/(D+L)* กรณีผลของ *D+L*

หากต้องการให้ชิ้นส่วนโครงสร้างมีระดับความเชื่อมั่นเท่ากับของมาตรฐานการออกแบบ ACI318-99 จะต้องเลือกค่า ϕ ที่ทำให้ดัชนีความเชื่อมั่น β เท่ากับค่าดั้งเดิม β_{orig} (ซึ่งเป็นระดับของความเชื่อมันที่ใช้อยู่และเป็นที่ยอมรับกันโดยทั่วไป) สำหรับคาน คสล. หล่อในที่รับโมเมนต์ดัด $\beta_{orig} = 3.54$ ส่วนสำหรับพื้น คสล. หล่อในที่รับโมเมนต์ดัด $\beta_{orig} = 2.45$ [6]

ตารางที่ 6 และ 7 แสดงค่าของดัชนีความเชื่อ β มั่นในแต่ละค่าของตัวคุณลดกำลัง ϕ สำหรับคานและพื้น คสล. หล่อในที่ตามลำดับ ค่า ϕ ที่ทำให้ชิ้นส่วนโครงสร้างมีดัชนีความเชื่อมั่น β ใกล้เคียงกับ β_{orig} ได้ถูกขีดเส้นใต้เอาไว้

ตารางที่ 6 ดัชนีความเชื่อมั่น β ของคาน คสล. หล่อในที่ สำหรับตัวคูณลดกำลัง ϕ ค่าต่าง ๆ กรณีน้ำหนักบรรทุก *D+L*

ชิ้นของชิ้นส่วนโครงสร้าง	ขนาดของเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัด	β_{orig} (ACI318)	ϕ "กรณีที่ 2"	ϕ	β
คานหล่อในที่	DB12	3.54	0.75	0.75	3.63
	DB16			<u>0.70</u>	3.41
พื้นหล่อในที่	RB6	2.45		0.75	2.44
	RB9			<u>0.65</u>	2.42
	DB12			0.80	2.48

ตารางที่ 7 ค่าความเชื่อมั่น β ของพื้น คสล. หล่อในที่ สำหรับตัวคูณลดกำลัง ϕ ค่าต่าง ๆ กรณีน้ำหนักบรรทุก D+L

ขนาดของเหล็กเสริมรับโมเมนต์ดัด	β_{orig} [6]	ϕ	β
RB6	2.45	0.90	1.89
		0.85	2.07
		0.80	2.26
		<u>0.75</u>	<u>2.44</u>
		0.70	2.62
		0.65	2.81
RB9	2.45	0.90	1.63
		0.85	1.79
		0.80	1.95
		0.75	2.10
		0.70	2.26
		<u>0.65</u>	<u>2.42</u>
DB12	2.45	0.90	2.13
		0.85	2.30
		<u>0.80</u>	<u>2.48</u>
		0.75	2.66
		0.70	2.84
		0.65	3.02

8. สรุป

กราฟของการกระจายมวลต่อความยาวและพารามิเตอร์ทางสถิติของเหล็กเส้นเสริมคอนกรีตตัวอย่าง ได้ถูกนำเสนอไว้ในบทความนี้

เพื่อเปรียบเทียบ ถึงระดับของความปลอดภัยโดยพิจารณาเฉพาะแต่ผลของการใช้เหล็กเสริม ซึ่งมีลักษณะการกระจายทางสถิติเหมือนกับเหล็กเส้นตัวอย่างดังกล่าว กับระดับความปลอดภัยที่ใช้สำหรับมาตรฐานของประเทศสหรัฐอเมริกา ผู้เขียนจึงได้ทำการวิเคราะห์ความเชื่อมั่น เพื่อหาค่าของตัวคูณลดกำลัง (strength reduction factor) สำหรับการออกแบบคานและพื้น คสล. หล่อในที่รับโมเมนต์ดัด ค่าของตัวคูณลดกำลังที่ให้ระดับความเชื่อมั่น เท่ากับมาตรฐานการก่อสร้างในประเทศสหรัฐอเมริกา ได้ถูกสรุปไว้ในตารางที่ 8

ตารางที่ 8 ค่าตัวคูณลดกำลัง ϕ ที่ทำให้ระดับความปลอดภัยเท่ากับมาตรฐานการออกแบบ ACI318-99 สำหรับคานและพื้น คสล. หล่อในที่ โดยที่ใช้เหล็กเสริมที่มีการกระจายทางสถิติเหมือนเหล็กเสริมตัวอย่าง

ขีดจำกัด (limit state)	ϕ_{orig} [5]	ϕ "กรณีที่ 2" [11]	ประเภทของชิ้นส่วนโครงสร้าง	ชื่อขนาดเหล็กเสริมรับโมเมนต์	ϕ
โมเมนต์ดัด	0.90	0.75	คาน คสล. หล่อในที่	DB12	0.75
				DB16	0.70
			พื้น คสล. หล่อในที่	RB6	0.75
				RB9	0.65
				DB12	0.80

จากตารางที่ 8 เมื่อเปรียบเทียบค่าของ ϕ สำหรับ "กรณีที่ 2" [11] กับค่า ϕ ที่ได้จากการวิเคราะห์ความเชื่อมั่นที่เสนอในบทความนี้ อาจสรุปได้ว่าหากใช้ค่า ϕ "กรณีที่ 2" ในการออกแบบโมเมนต์ดัด จะได้โครงสร้างคานหล่อในที่เสริมด้วยเหล็ก DB16 และพื้นหล่อในที่เสริมด้วยเหล็ก RB9 ที่มีระดับความเชื่อมั่นที่ต่ำกว่าของมาตรฐาน ACI318-99 (ทั้งนี้ยังไม่ได้พิจารณาปรับเปลี่ยนผลของการกระจายของตัวแปรอื่น ๆ)

9. ข้อเสนอแนะ

จากข้อสรุปที่ได้กล่าวไปข้างต้น จะเห็นได้ว่าหากผู้ออกแบบใช้ ϕ "กรณีที่ 2" อาจไม่ปลอดภัยเพียงพอ ซึ่งถ้าต้องการคำตอบที่แน่นอนกว่านี้ จำเป็นต้องมีการศึกษาข้อมูลทางสถิติของตัวแปรอื่น ๆ ที่เกี่ยวข้องเพิ่มเติม เพื่อนำมาวิเคราะห์และเลือกค่าของตัวคูณลดกำลังสำหรับการออกแบบ เฉพาะสำหรับการก่อสร้างในประเทศไทยที่แท้จริงต่อไปในอนาคต

9. เอกสารอ้างอิง

[1] คณะกรรมการวิชาการสาขาวิศวกรรมโยธา ประจำปี 2537-2538. **มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง ว.ส.ท. 1008-38.** กทม: วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2538.

[2] ACI Committee 318. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-89) and Commentary (ACI318R-89).** Farmington Hill, Michigan: American Concrete Institute, 1989.

[3] สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. **มาตรฐานอุตสาหกรรม มอก. 20-2543 เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต: เหล็กเส้นกลม**. กทม: สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, 2543.

[4] สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม. **มาตรฐานอุตสาหกรรม มอก. 24-2536 เหล็กเส้นเสริมคอนกรีต: เหล็กข้ออ้อย**. กทม: สำนักงานมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม, 2536.

[5] ACI Committee 318. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-99) and Commentary (ACI318R-99).** Farmington Hill, Michigan: American Concrete Institute, 1999.

[6] Szerszen, M. M. and Nowak, A. S. "Calibration of Design Code for Building (ACI318): Part 2 – Reliability Analysis and Resistance Factor," **ACI Structural Journal.** V. 100(3): pp 383-391; May-June, 2003.

[7] Nowak, A. S. and Szerszen, M. M. "Calibration of Design Code for Building (ACI318): Part 1 – Statistical Models for Resistance," **ACI Structural Journal.** V. 100(3): pp 377-382; May-June, 2003.

[8] MacGregor, J. G. **Reinforced Concrete – Mechanics and Design.** 2nd ed. Englewood Cliffs: New Jersey: Prentice-Hall, 1992.

[9] Nowak, A. S. and Collins, K. R. **Reliability of Structures.** New York: McGraw-Hill, 2000.

[10] Vose, D. **Risk Analysis – A Quantitative Guide.** West Sussex, England: John Wiley and Sons, 2000.

[11] คณะอนุกรรมการแก้ไขกฎกระทรวงด้านวิศวกรรมโครงสร้างและปฐพี. **เอกสารประกอบการสัมมนาในหัวข้อ "ระดมความคิดเห็นการแก้ไขกฎกระทรวงด้านวิศวกรรมโครงสร้างและปฐพี".** โรงแรมรามาการ์เด้น, กทม, 12 พค. 2548.

ต้องการข้อมูลเพิ่มเติมโปรดติดต่อ: ดร. ฉัตร สุจินดา

chatr@spu.ac.th