

## การประมาณค่าคาบการสั่นไหวของโครงข้อแข็งร่วมกับผนังรับแรงเฉือน

ปณัศชัย เศษฐไชยศักดิ์<sup>1)</sup>

### บทคัดย่อ

บทความนี้นำเสนอการคำนวณค่าคาบการสั่นไหวของอาคารสูงประเภทโครงข้อแข็งร่วมกับผนังรับแรงเฉือน ด้วยวิธีประมาณ ซึ่งมีหลักการพื้นฐานคือ การจำลองให้โครงสร้างถูกแทนที่ด้วยคานยื่นที่มีสปริงรองรับที่ปลายอีกด้านหนึ่ง โดยสมมุติให้คุณสมบัติด้านทานแรงกระทำด้านข้างของผนังรับแรงเฉือนเทียบเท่ากับคุณสมบัติด้านทานการดัดของคานยื่น ในขณะที่คุณสมบัติด้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงข้อแข็ง รวมถึงความต้านทานการยึดหดตัวตามแนวแกนของเสานั้น เทียบเท่ากับค่าคงที่ของสปริง จากนั้นสร้างสมการสำหรับปัญหาการสั่นอิสระในระนาบ และหาคำตอบได้สูตรอย่างง่ายสำหรับการคำนวณค่าคาบเวลาการสั่นไหวของโครงสร้างอาคาร การทดสอบความถูกต้องของแบบจำลอง โดยนำผลลัพธ์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ และได้นำเสนอตัวอย่างการคำนวณสำหรับค่าคาบการสั่นไหวของอาคาร คอนกรีตเสริมเหล็ก 30 ชั้นรวมไว้ในบทความนี้

**คำสำคัญ:** การวิเคราะห์ด้วยวิธีประมาณ/ อาคารสูง/ คาบการสั่นไหว/ ผนังรับแรงเฉือน

---

<sup>1)</sup> อาจารย์ประจำสาขาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยภาคตะวันออกเฉียงเหนือ  
จังหวัดขอนแก่น 40000, E-mail: panatchai\_ch@yahoo.com.

## Estimation of the Natural Periods of Shear Wall-Frame Structures

Panatchai Chetchotisak<sup>\*1)</sup>

### Abstract

In this paper, an approximate solution of the natural periods of a wall-frame structure is presented. The wall-frame structure is modeled as an equivalent continuum structure consisting of a cantilever beam with spring supported at another end. To simplify the analysis, the lateral stiffness of shear wall is considered to be equivalent to bending stiffness of equivalent cantilever beam. Similarly, the lateral stiffness of frame and the axial stiffness of columns are equivalent to the spring constant. The lateral free vibration problem of the model was then solved. Simple formula is given to calculate the fundamental period of vibration of the building structure. The applicability and accuracy of the method was demonstrated by a numerical example, in which the approximate solution is compared to a 3-D finite element model of a 30-story wall-frame building.

**Keywords:** Approximate Analysis/ Tall building / Natural periods/ Shear wall

---

<sup>\* 1)</sup> Lecturer, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, North-Eastern University, Khon-Kaen 40000, E-mail: panatchai\_ch@yahoo.com.

## บทนำ

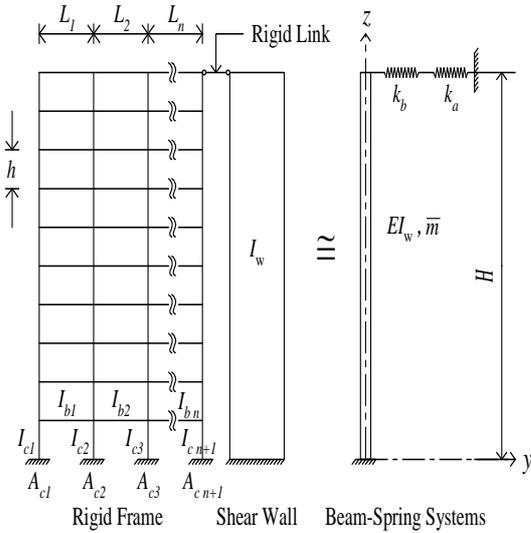
การคำนวณค่าคาบเวลาการสั่นไหวของอาคารเป็นพื้นฐานสำคัญในการวิเคราะห์หอคอกแบบอาคารต้านทานแผ่นดินไหว ซึ่งมีการคำนวณได้หลายวิธี เช่น การคำนวณตามข้อกำหนดในบทบัญญัติอาคารต่างๆ ซึ่งมีความง่ายและสะดวกรวดเร็ว แต่อาจมีความคลาดเคลื่อนสูงเนื่องจากมิได้นำผลของสติเฟนสของโครงสร้างมาพิจารณาโดยเฉพาะโครงสร้างอาคารที่มีความซับซ้อนอย่างโครงข้อแข็งร่วมกับผนังรับแรงเฉือน (Goel และ Chopra, 1998) สำหรับการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์โดยอาศัยเครื่องคอมพิวเตอร์ในการประมวลผลนั้นถือว่าให้ผลลัพธ์ที่แม่นยำที่สุด และมีค่าใช้จ่ายที่ยู่งยาก หรือมีค่าใช้จ่ายสูงมากเช่นในอดีต แต่สำหรับขั้นตอนเบื้องต้นของการออกแบบอาคาร วิศวกรผู้ออกแบบนั้น ยังไม่ทราบขนาดขององค์อาคาร การวิเคราะห์ด้วยคอมพิวเตอร์อาจมีใช้หนทางที่สะดวก ดังนั้น จึงต้องมีการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีประมาณทั้งทางสถิตยศาสตร์และพลศาสตร์ เพื่อหาขนาดขององค์อาคารต่างๆ ในเบื้องต้น และเลือกรูปแบบโครงสร้างที่เหมาะสมที่สุด แล้วจึงทำการวิเคราะห์หอคอกแบบขั้นรายละเอียดในขั้นตอนสุดท้ายด้วยคอมพิวเตอร์ อีกทั้งการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีประมาณนั้น สามารถใช้เป็นแนวทางตรวจสอบความสมเหตุสมผลของผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ ทำให้วิศวกรผู้ออกแบบมีความมั่นใจในผลลัพธ์มากขึ้น

การคำนวณค่าคาบเวลาการสั่นไหวโดยใช้แบบจำลองความต่อเนื่อง (continuum model) เป็นการวิเคราะห์ด้วยวิธีประมาณอีกวิธีหนึ่งที่ให้ผลลัพธ์ที่ดีและอยู่ในรูปแบบที่ง่าย ซึ่งมีหลักการพื้นฐานคือ การจำลองให้โครงสร้างอยู่ในรูปแบบของคานยื่น โดยสมมุติให้คุณสมบัติด้านทานแรงด้านข้างของผนังรับแรงเฉือน และโครงข้อแข็งนั้นเทียบเท่ากับคุณสมบัติด้านทานการดัดและการเฉือนของคานยื่นตามลำดับ ซึ่งสามารถพบได้ในบทความของ Stafford Smith และ Crowe (1985) Li และคณะ (1994) Zalka (2001) Potzta และ Kollar (2003) Tarjan และ Kollar (2004) Wang และ Wang

(2005) และบทความล่าสุดของ Dym และ Williams (2007)

บทความนี้นำเสนอทางเลือกใหม่สำหรับการคำนวณค่าคาบเวลาการสั่นไหวของโครงข้อแข็งร่วมกับผนังรับแรงเฉือน โดยใช้แบบจำลองความต่อเนื่องประเภทคาน-สปริงซึ่งพัฒนาจากแบบจำลองทางสถิตยศาสตร์ของ MacLeod (1990) ซึ่งมีสมมุติฐานแตกต่างจากบทความที่กล่าวมาในขั้นต้นคือ การจำลองให้โครงสร้างถูกแทนที่ด้วยคานยื่นที่มีสปริงรองรับที่ปลายอีกด้านหนึ่ง และสมมุติให้คุณสมบัติด้านทานแรงกระทำด้านข้างของผนังรับแรงเฉือนเทียบเท่ากับคุณสมบัติด้านทานการดัดของคานยื่น ในขณะที่คุณสมบัติด้านทานแรงกระทำด้านข้างของโครงข้อแข็งนั้นได้ถูกสมมุติให้เทียบเท่ากับค่าคงที่ของสปริง ทำให้แบบจำลองนั้นอยู่ในรูปแบบที่เรียบง่ายอย่างไรก็ตาม แบบจำลองคาน-สปริงของ MacLeod (1990) นี้อาจมีความคลาดเคลื่อนได้สูงถึงร้อยละ 30 เนื่องจากมิได้นำผลกระทบของการยึดหดตัวตามแนวแกนของเสามาพิจารณา ดังนั้นในบทความนี้ จึงได้เพิ่มเติมผลกระทบของการยึดหดตัวตามแนวแกนของเสาเพื่อให้ได้แบบจำลองที่มีความถูกต้องมากขึ้น และได้นำเสนอตัวอย่างการคำนวณ และการทดสอบความถูกต้องของแบบจำลองอาคารโครงข้อแข็งร่วมกับผนังรับแรงเฉือน 30 ชั้น โดยทำการศึกษาถึงผลกระทบของอัตราส่วนสติเฟนสของผนังรับแรงเฉือนต่อสติเฟนสของโครงข้อแข็ง ผลกระทบของอัตราส่วนสติเฟนสของเสาต่อสติเฟนสของคาน รวมถึงผลกระทบของการยึดหดตัวตามแนวแกนของเสา ที่มีต่อค่าความคลาดเคลื่อนของแบบจำลอง โดยนำผลลัพธ์ที่ได้มาจากแบบจำลองคาน-สปริงนี้มาเปรียบเทียบกับผลลัพธ์จากแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ

### การสร้างแบบจำลองคาน-สปริง



รูปที่ 1 โครงข้อแข็งร่วมกับผนังรับแรงเฉือนถูกจำลองด้วยระบบคานสปริง

โครงสร้างประเภทโครงข้อแข็งร่วมกับผนังรับแรงเฉือน 3 มิติ ที่มีลักษณะสมมาตรต่อการรับแรงด้านข้างสามารถลดขนาดของโครงสร้างลงให้อยู่ในรูปแบบของโครงสร้างในระนาบได้ดังรูปที่ 1 โดยสมมุติให้โครงข้อแข็งเชื่อมติดกับผนังรับแรงเฉือนที่ปลายบนของโครงสร้างด้วยข้อต่อแข็ง (MacLeod, 1990) ดังนั้นสามารถจำลองให้ระบบโครงสร้างทั้งหมดอยู่ในรูปแบบของคานยื่นที่มีคุณสมบัติสม่ำเสมอและคงที่ตลอดความสูง โดยมีสปริงรองรับที่ปลายบน ซึ่งในที่นี้สมมุติให้ความต้านทานการตัดของคานยื่น เทียบเท่ากับคุณสมบัติต้านทานแรงกระทำด้านข้างของผนังรับแรงเฉือน  $EI_w$  ในขณะที่ค่าคงที่ของสปริง  $k_b$  นั้นได้พิสูจน์จากความต้านทานการเคลื่อนที่ด้านข้างภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่ปลายบนของโครงข้อแข็งดังนี้

$$k_b = \frac{12E \sum_{i=1}^{n+1} I_{ci}}{h^2 H (1 + 2\alpha)} \quad (1)$$

$$\text{โดยที่ } \alpha = \frac{\sum_{i=1}^{n+1} (I_{ci}/h)}{\sum_{i=1}^n (I_{bi}/L_i)} \quad (2)$$

$i$  คือจำนวนช่วงคานซึ่ง มีค่า  $1, 2, \dots, n$  สำหรับ  $E$  คืออิลาสติกโมดูลัส  $I_{ci}$  และ  $I_{bi}$  คือโมเมนต์ความเฉื่อยของเสา และคานแต่ละช่วงตามลำดับ ส่วน  $L_i$  และ  $h$  คือความยาวช่วงคานแต่ละช่วง และระยะความสูงระหว่างชั้นตามลำดับ

ในบทความนี้ได้นิยามสปริงที่มีค่าคงที่  $k_a$  โดยพิสูจน์จากความต้านทานการยืดหดตัวตามแนวแกนของเสา หรือความต้านทานการพลิกคว่ำของโครงข้อแข็งภายใต้แรงกระทำแบบจุดที่ปลายบน ซึ่งสามารถแสดงได้ดังนี้

$$k_a = \frac{3E \sum_{i=1}^{n+1} A_{ci} d_i^2}{H^3} \quad (3)$$

โดยที่  $A_{ci}$  คือพื้นที่หน้าตัดของเสาและ  $d_i$  คือระยะในแนวราบระหว่างจุดศูนย์ถ่วงอาคารกับเสาแต่ละต้น เมื่อรวมค่าคงที่ของสปริง  $k_b$  และ  $k_a$  เข้าด้วยกันจะได้เป็นค่าคงที่  $k_f$  ดังนี้

$$\frac{1}{k_f} = \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_a} \quad (4)$$

### สมการ การเคลื่อนที่และการแก้ปัญหาการสั่นอิสระ

สมการ การเคลื่อนที่ของระบบคาน-สปริงสามารถเขียนได้ในลักษณะเช่นเดียวปัญหาการสั่นอิสระของคานทั่วไปดังนี้

$$\frac{d^4 y}{dz^4} - \lambda^4 y = 0 \quad (5)$$

$$\text{โดยที่ } \lambda^4 = \frac{\bar{m} \omega^2}{EI_w} \quad (6)$$

เมื่อ  $\bar{m}$  และ  $\omega$  คือมวลเฉลี่ยต่อความสูง และค่าความถี่ธรรมชาติของอาคารตามลำดับ สำหรับคำตอบในรูปแบบทั่วไปของสมการที่ 5 สามารถเขียนได้ดังนี้

$$y(z) = C_1 \sinh \lambda z + C_2 \cosh \lambda z + C_3 \sin \lambda z + C_4 \cos \lambda z \quad (7)$$

เมื่อ  $C_1$  ถึง  $C_4$  คือ ค่าคงที่ ส่วนสภาวะขอบเขตที่สอดคล้องของโครงสร้างคือ ระยะเวลาเคลื่อนที่ และความลาดชันที่ปลายล่างมีค่าเป็นศูนย์ ในขณะที่โมเมนต์ตัด

และแรงเฉือนที่ปลายบนมีค่าเป็นศูนย์ ซึ่งสามารถแสดงได้ดังนี้

$$y(z)|_{z=0} = 0, \frac{dy(z)}{dz}|_{z=0} = 0,$$

$$EI_w \frac{d^2 y(z)}{dz^2}|_{z=H} = 0 \text{ และ}$$

$$k_f y(z)|_{z=H} - EI_w \frac{d^3 y(z)}{dz^3}|_{z=H} = 0 \quad (8)$$

แทนสมการที่ 7 ลงในสมการที่ 8 จะได้  $C_3 = -C_1$ ,  $C_4 = -C_2$  และระบบสมการ homogenous ดังนี้

$$\begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} \\ D_{21} & D_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (9)$$

เมื่อ

$$D_{11} = \sinh \lambda H + \sin \lambda H$$

$$D_{12} = \cosh \lambda H + \cos \lambda H$$

$$D_{21} = \sinh \lambda H - \sin \lambda H$$

$$- \frac{\beta}{3} (\lambda H)^3 (\cosh \lambda H + \cos \lambda H)$$

$$D_{22} = \cosh \lambda H - \cos \lambda H$$

$$- \frac{\beta}{3} (\lambda H)^3 (\sinh \lambda H - \sin \lambda H) \quad (10)$$

โดยที่

$$\beta = \frac{3EI_w}{k_f H^3} \quad (11)$$

สมการที่ 7 และระบบสมการที่ 9 นี้จะมีคำตอบได้เมื่อ  $|D| = 0$  ซึ่งจะได้สมการลักษณะจำเพาะ (characteristic equation) ดังนี้

$$\frac{\beta}{3} (\lambda H)^3 [\cos \lambda H \cosh \lambda H + 1] + \sin \lambda H \cosh \lambda H - \cos \lambda H \sinh \lambda H = 0 \quad (12)$$

สมการที่ 12 นี้ไม่สามารถหาคำตอบ  $\lambda H$  ในรูปแบบที่แน่นอนได้ จึงต้องใช้วิธีการคำนวณเชิงตัวเลขหาคำตอบ อย่างไรก็ตามคำตอบของ  $\lambda H$  นี้มีได้ไม่จำกัดค่า แต่ในที่นี้จะพิจารณาเฉพาะค่าต่ำที่สุดซึ่งนำไปสู่การคำนวณค่าความถี่ธรรมชาติ  $\omega$  และค่าคาบการสั่นไหวพื้นฐาน  $T$  ดังนี้

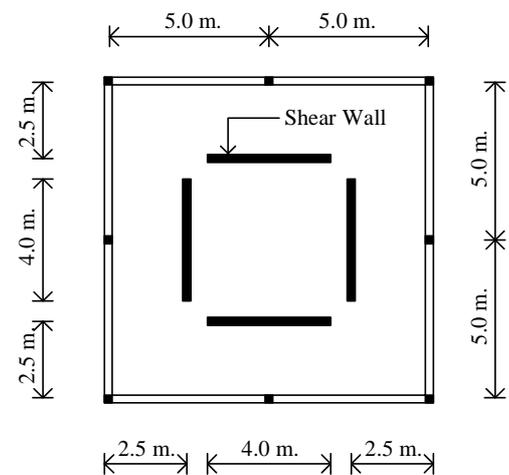
$$\omega = \frac{(\lambda H)^2}{H^2} \sqrt{\frac{EI_w}{m}} \text{ และ } T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (13)$$

สำหรับคำตอบของ  $\lambda H$  นี้ได้แสดงไว้ในภาคผนวก

### ตัวอย่างและการทดสอบความถูกต้องของแบบจำลอง

โครงสร้างอาคารตัวอย่างที่นำมาทดสอบนี้เป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 30 ชั้นประเภทโครงสร้างร่วมกับผนังรับแรงเฉือนจากบทความของ Zalka (2001) แสดงในรูปที่ 2 ส่วนคุณสมบัติของโครงสร้างแสดงดังตารางที่ 1 ซึ่งในที่นี้โครงสร้างตัวอย่างมีลักษณะเหมือนกันทั้งสองทิศทาง ดังนั้นสามารถพิจารณาโครงสร้างได้ในทิศทางเดียว จะได้  $EI_w = 9.352 \times 10^7$  kN-m<sup>2</sup>. และค่านวนค่า  $k_b = 1.496 \times 10^3$  kN/m.  $k_a = 1.890 \times 10^3$  kN/m. จากสมการที่ 1 และ 3 ตามลำดับ และจากสมการที่ 4 ค่านวนค่า  $k_f = 8.351 \times 10^2$  kN/m. และได้  $\beta = 0.46$  แทนค่าในสมการที่ 12 ได้  $\lambda H = 2.463$  ดังนั้นจะได้ค่าคาบการสั่นไหว  $T$  เท่ากับ 4.384 วินาที จากสมการที่ 13

สำหรับตารางที่ 2 แสดงผลการคำนวณค่าคาบการสั่นไหวพื้นฐานจากบทความนี้ ซึ่งนำมาเปรียบเทียบกับ Zalka (2001) และ แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ โดยใช้โปรแกรมสำเร็จรูป ETABS Version 8 พบว่าผลการคำนวณทั้งหมดมีค่าใกล้เคียงกัน



รูปที่ 2 ผังโครงสร้างอาคารตัวอย่าง

ตารางที่ 1 คุณสมบัติของอาคารที่ใช้ทดสอบแบบจำลอง

รายการ	สัญลักษณ์	ปริมาณ	หน่วย
ความสูงของอาคาร	$H$	90	m.
ความสูงระหว่างชั้น	$h$	3	m.
ความยาวช่วงคาน	$L$	5	m.
ขนาดเสา	-	0.35 x 0.35	m. x m.
ขนาดคาน	-	0.35 x 0.50	m. x m.
ขนาดผนังรับแรงเฉือน	-	0.35 x 4.00	m. x m.
มวลต่อความสูงอาคาร	$\bar{m}$	25.48	kN-s <sup>2</sup> /m./m.
อีลาสติกโมดูลัส	$E$	25	GPa

ตารางที่ 2 ผลลัพธ์จากแบบจำลองคาน-สปริงเปรียบเทียบกับแบบจำลองอื่น

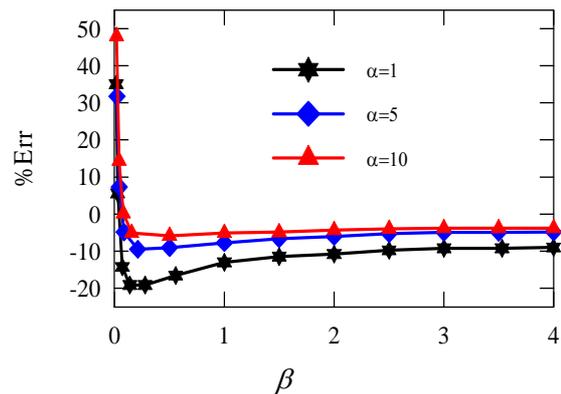
บทความเปรียบเทียบ	คาบการสั่นไหวพื้นฐาน (วินาที)	ค่าความคลาดเคลื่อน
ETABS	4.537	-
บทความนี้	4.384	-3%
Zalka (2001)	4.484	-1%

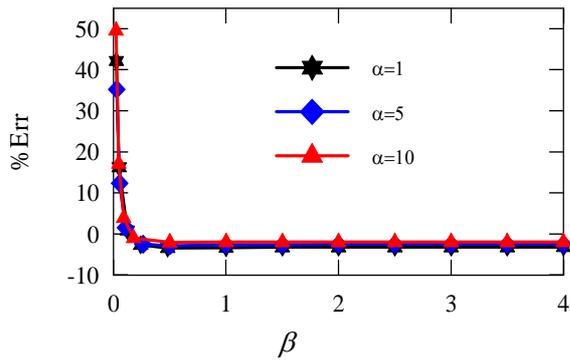
สำหรับการทดสอบความถูกต้องของแบบจำลองในบทความนี้ได้ใช้ข้อมูลโครงสร้างตัวอย่างเดิมทำการศึกษาถึงผลกระทบของอัตราส่วนของสติฟเนสของผนังรับแรงเฉือน ต่อสติฟเนสของโครงข้อแข็ง  $\beta$  (แปรผันค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของผนังรับแรงเฉือน  $I_w$ ) ผลกระทบของอัตราส่วนของสติฟเนสของเสา ต่อสติฟเนสของคาน  $\alpha$  (แปรผันค่าโมเมนต์ความเฉื่อยของคาน  $I_b$  ส่วน โมเมนต์ความเฉื่อยของเสา  $I_c$  นั้นกำหนดให้คงที่) และผลกระทบของการยึดหดตัวตาม

แนวแกนของเสา ที่มีต่อค่าความคลาดเคลื่อนของแบบจำลอง  $\%Err$  ซึ่งในที่นี้กำหนดให้

$$\%Err = \frac{T - T_{FEM}}{T_{FEM}} \times 100\% \quad (14)$$

โดยที่  $T_{FEM}$  คือค่าคาบเวลาการสั่นไหว ซึ่งคำนวณด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ สำหรับผลการศึกษาในกรณีที่มีได้นำผลของการยึดหดตัวตามแนวแกนของเสามาพิจารณา ( $k_a = \infty$ ) แสดงในรูปที่ 3 พบว่าเมื่ออัตราส่วน  $\beta$  มีค่าต่ำจนเข้าใกล้ศูนย์ แบบจำลองมีความคลาดเคลื่อนสูง แต่เมื่ออัตราส่วน  $\beta$  มีค่าเพิ่มสูงขึ้นค่าความคลาดเคลื่อนจะมีค่าลดต่ำลงจนมีแนวโน้มคงที่สำหรับผลกระทบของอัตราส่วน  $\alpha$  พบว่าเมื่อ  $\alpha$  มีค่าเพิ่มขึ้น ค่าความคลาดเคลื่อนจะมีค่าลดต่ำลงเช่นกันซึ่งให้ผลที่สอดคล้องกับแบบจำลองคาน-สปริงทางสถิติศาสตร์ของ MacLeod (1990) และสำหรับในรูปที่ 4 แสดงผลการศึกษาในกรณีที่น่าผลของการยึดหดตัวในแนวแกนของเสามาพิจารณา ( $k_a \neq \infty$ ) พบว่าค่าความคลาดเคลื่อนของแบบจำลองจะมีค่าลดต่ำลงจากกรณีแรก และยังพบว่า เมื่ออัตราส่วน  $\beta$  มีค่ามากกว่า 0.1 ขึ้นไป ความคลาดเคลื่อนจะมีค่าคงที่ไม่เกินร้อยละ 3 สำหรับทุกๆ ค่าของอัตราส่วน  $\alpha$

รูปที่ 3 ผลกระทบของอัตราส่วน  $\alpha$  และ  $\beta$  ที่มีต่อค่าความคลาดเคลื่อนของแบบจำลองคาน-สปริงในกรณีที่ไม่พิจารณาผลของการยึดหดตัวตามแนวแกนของเสา



รูปที่ 4 ผลกระทบของอัตราส่วน  $\alpha$  และ  $\beta$  ที่มีต่อค่าความคลาดเคลื่อนของแบบจำลองคาน-สปริงในกรณีที่พิจารณาผลของการยึดหดตัวตามแนวแกนของเสา

#### อภิปรายผลการทดสอบแบบจำลอง

กรณีที่อัตราส่วน  $\beta$  มีค่าสูงนั้น เป็นสภาวะที่สปริงมีความอ่อนเมื่อเทียบกับ  $EI_w$  ทำให้พฤติกรรมการเสียรูปของระบบ เป็นไปในลักษณะใกล้เคียงกับคานยื่น (bending mode) ซึ่งเป็นลักษณะการเสียรูปของผนังรับแรงเฉือนเช่นกัน และยังพบว่า เมื่อ  $\beta$  มีค่าสูง  $\lambda H$  จะมีค่าเข้าใกล้ 1.875 (ดูรูปที่ 5) ซึ่งเป็นค่าตอบของ  $\lambda H$  ของคานยื่น (Clough และ Penzien, 1993) ในทางกลับกัน หาก  $\beta$  มีค่าต่ำ สปริงจะมีความแกร่งสูงเมื่อเทียบกับ  $EI_w$  ทำให้พฤติกรรมของระบบ คล้ายกับคานประเภท Propped Cantilever ซึ่งเป็นรูปแบบที่ต่างไปจากพฤติกรรมของโครงสร้างร่วมกับผนังรับแรงเฉือน สภาพนี้แบบจำลองจึงมีค่าความคลาดเคลื่อนสูง

สำหรับกรณีที่อัตราส่วน  $\alpha$  มีค่าสูง หมายถึง สติฟเนสของเสานั้นมีค่ามากกว่าคาน ทำให้ที่ปลายเสาแต่ละชั้นปราศจากการยึดรั้งจากคาน โครงสร้างจะมีลักษณะคล้ายเสารับแรงด้านข้าง ซึ่งสอดคล้องกับรูปแบบการเสียรูปของผนังรับแรงเฉือน ในทางกลับกัน หาก  $\alpha$  มีค่าต่ำ สติฟเนสของคานนั้นมีค่ามากกว่าเสา ซึ่งสภาพนี้ เสาแต่ละชั้นจะถูกยึดรั้งที่ปลายด้วยคาน ทำให้เกิดจุดดัดกึ่งกลางเสาและคาน โครงสร้างจะมีลักษณะเป็น Shear mode (Chopra, 1995) ซึ่งไม่สอดคล้องกับรูปแบบการเสียรูปของผนังรับแรงเฉือน สภาพนี้แบบจำลองจึงมีค่าความคลาดเคลื่อนสูง สำหรับการนำผลของการยึดหดตัวตามแนวแกนของเสามาพิจารณาในรูปแบบ  $k_a$  นั้น ทำให้การทำนายพฤติกรรมของโครง

สร้างมีความสมบูรณ์ขึ้น ส่งผลให้  $k_f$  มีความถูกต้องมากขึ้น ซึ่งจากรูปที่ 4 จะพบว่าในกรณีนี้  $\alpha$  แทบจะไม่มีผลต่อค่าความคลาดเคลื่อน

การใช้แบบจำลองคาน-สปริงในสภาวะที่อัตราส่วน  $\alpha$  และ  $\beta$  มีค่าสูงนี้ นอกจากจะมีความคลาดเคลื่อนต่ำแล้ว ยังสอดคล้องกับข้อกำหนดโดยทั่วไปของการออกแบบโครงสร้างอาคารสูงประเภทโครงสร้างร่วมกับผนังรับแรงเฉือนต้านทานแรงลมและแผ่นดินไหวที่มักกำหนดให้ค่าสติฟเนสของผนังรับแรงเฉือนสูงกว่าค่าสติฟเนสของโครงสร้าง (Ghosh และ Domel, 1992) และกำหนดให้ สติฟเนสของเสาสูงกว่าสติฟเนสของคาน (strong column - weak beam) ตาม ACI-02 (ACI Committee 318)

#### สรุป

บทความนี้นำเสนอการคำนวณค่าคาบเวลาการสั่นไหวของโครงสร้างอาคารสูงประเภทโครงสร้างร่วมกับผนังรับแรงเฉือนด้วยวิธีประมาณ โดยใช้แบบจำลองคาน-สปริง การทดสอบความถูกต้องของแบบจำลองซึ่งใช้ตัวอย่างอาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก 30 ชั้น โดยนำมาผลลัพธ์มาเปรียบเทียบกับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ 3 มิติ พบว่า แบบจำลองมีความคลาดเคลื่อนต่ำและมีแนวโน้มคงที่ เมื่ออัตราส่วนของสติฟเนสของผนังรับแรงเฉือนต่อสติฟเนสของของโครงสร้าง และอัตราส่วนของสติฟเนสของเสา ต่อ สติฟเนส ของของคานมีค่าสูง และยังพบว่า การนำผลของการยึดหดตัวตามแนวแกนของเสามาพิจารณา ทำให้แบบจำลองมีความคลาดเคลื่อนลดลง

#### เอกสารอ้างอิง

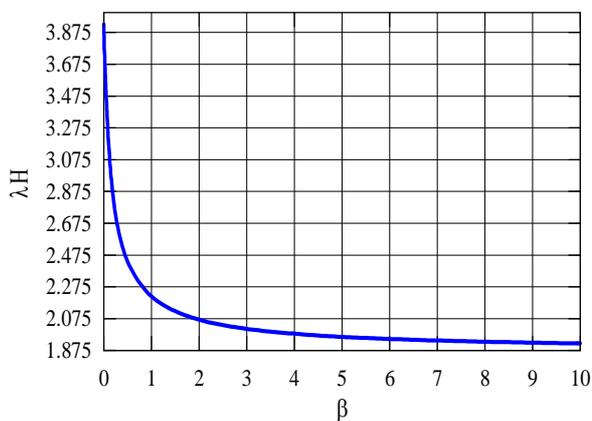
- ACI Committee 318. 2002. *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-02) and Commentary (ACI318R-02)*. Detroit: American Concrete Institute.
- Chopra, A.K. 1995. *Dynamics of Structures: Theory an Application to Earthquake Engineering*. Englewood Cliffs New Jersey: Prentice-Hall.

- Clough, R.W. and Penzien, J. 1993. **Dynamic of Structures**. Singapore: McGraw-Hill, Inc.
- Computers and Structures Inc. 2002. **ETABS Version 8-User Interface Reference Manual**. Berkeley California.
- Dym, C.L. and Williams, H. E. 2007. Estimating Fundamental Frequencies of Tall Buildings. **Journal of Structural Engineering, ASCE**. 133, 10: 1479-1483.
- Ghosh, S.K. and Domel, A.W. 1992. **Design of Concrete Building for Earthquake and Wind Force**. Illinois: Portland Cement Association.
- Goel, R.K. and Chopra, A.K. 1998. Period Formulas for Concrete Shear Wall Buildings. **Journal of Structural Engineering, ASCE**. 124, 4: 426-433.
- Li, Q.S., Hong, Cao, H., Li, G., 1994. Analysis of Free Vibrations of Tall Buildings. **Journal of Engineering Mechanics, ASCE**, 120, 9:1861-1876.
- MacLeod, I.A. 1990. **Analytical Modeling of Structural Systems**. New York: Ellis Horwood Ltd.
- Potzta, G., Kollar, L.P. 2003. Analysis of building structures by replacement sandwich beams. **International Journal of Solids and Structures**. 40:535-553.
- Stafford Smith, B., Crowe, E., 1985. Estimating Periods of Vibration of Tall Building. **Journal of Structural Engineering, ASCE**. 112, 5: 1005-1019.
- Tarjan, G., Kollar, L.P., 2004. Approximate analysis of Building Structures with Identical Stories Subjected to Earthquakes. **International Journal of Solids and Structures**. 41:1411-1433.
- Wang, Q. and Wang, L. Y. 2005. Estimating Periods of Vibration of Buildings with Coupled Shear Walls. **Journal of Structural Engineering, ASCE**. 131, 12: 1931-1935.
- Zalka, K.A. 2001. A Simplified Methods for Calculation of the Natural Frequencies of Wall-Frame Buildings. **Engineering Structures**. 23:1544-1555.

#### ภาคผนวก : การวิเคราะห์ค่า $\lambda H$ จากกราฟ

##### แผนภาพ

จากสมการที่ 12 สามารถหาค่าตอบ  $\lambda H$  ด้วยการคำนวณเชิงตัวเลข ซึ่งแสดงดังรูปที่ 5



รูปที่ 5 ค่าตอบเชิงตัวเลขของ  $\lambda H$