



หลักสูตร การออกแบบโครงสร้างอาคารสูง

ศาสตราจารย์ ดร.ปณิธาน ลักคุณหาพระสิทธิ์

Post - Tensioned Flat Plate Design

โดย

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ร่วมกับ

ฝ่ายการศึกษาต่อเนื่อง จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

## แผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงชนิดดิ่งเหล็กที่หลัง

### 1. คำนำ

ระบบแผ่นพื้นไร้คานคอนกรีตอัดแรงชนิดดิ่งเหล็กสองทาง (Two-way Post-Tensioned Concrete Flat Slab) ได้รับการพัฒนามากกว่า 20 ปีแล้ว ได้มีการก่อสร้างแผ่นพื้นระบบนี้อย่างกว้างขวางในทวีปอเมริกาเหนือ ยุโรป ออสเตรเลีย และในประเทศใกล้เคียง เช่น สิงคโปร์ ฮ่องกง รวมถึงประเทศไทย ลักษณะการใช้มีทั้งในอาคารเตี้ยและอาคารสูง/ตัวอย่างได้แก่ Edmonton-House แคนาดา (อาคารสูง 45 ชั้น) International Tower, Long Beach, มลรัฐแคลิฟอร์เนีย สหรัฐฯ (อาคารสูง 34 ชั้น) อาคาร UIC. ที่สิงคโปร์ (อาคารสูง 40 ชั้น) สำหรับในบ้านเราได้ใช้ระบบพื้น ค.อ.ร. ไร้คานอย่างแพร่หลายใน 10 ปีที่ผ่านมา ตัวอย่างอาคารที่ใช้ระบบนี้ได้แก่ สาธารณฯ อัมรินทร์พลาซ่า อาคารศูนย์คอมพิวเตอร์ของเครือซีเมนต์ไทย อาคารเมืองไทย - ภัทรประกันภัย เป็นต้น

### 2. ข้อดีของระบบพื้นแผ่น ค.อ.ร. ที่หลังสองทาง

ก. ลดความสูงของอาคาร ความลึกของพื้นจะหนาเพียงประมาณ  $1/40 - 1/45$  ของช่วงเสา ซึ่งสามารถลดความสูงของชั้นแต่ละชั้นลงได้ราว 30-40 ซม. เทียบกับระบบพื้น - คานธรรมดา สำหรับอาคารสูง จึงลดความสูงลงได้มาก ซึ่งจะช่วยให้ประหยัดระบบรับแรงลม และค่าก่อสร้างเพราะค่าก่อสร้างที่ชั้นสูงๆ จะแพงมากขึ้น และยังประหยัดผนัง Service conduits และอื่นๆ

ข. ประหยัดแบบ และตั้งแบบง่าย และรวดเร็ว

ค. สามารถใช้ช่วงเสาได้กว้าง ทำให้มีเสาน้อย ใต้เนื้อที่ใช้สอยได้มาก อีกทั้งเกิดความคล่องตัวในการจัดการใช้สอยพื้นที่อาคาร

ง. ประหยัดเวลาก่อสร้าง หากก่อสร้างโดยทีมที่มีความชำนาญเพียงพอจะสามารถประหยัดเวลาได้ตั้งแต่การติดตั้งแบบ การวางเหล็ก การเทคอนกรีต และการถอดแบบ ที่อาคาร UIC. สิงคโปร์สามารถทำ Cycle time เฉลี่ยสำหรับชั้นหนึ่งๆ เพียง 8 วัน (อาคารขนาด  $30 \times 30$  ม.<sup>2</sup>)

และสามารถก่อสร้างเสร็จก่อนเวลาสร้างได้ 4 เดือน อาคาร Edmonton-Hosue ซึ่งสูง 45 ชั้นใช้เวลาก่อสร้าง ส่วนโครงสร้างเพียง 17 เดือน

- จ. มีพฤติกรรมทางโครงสร้างดี แผ่นพื้นแทบไม่มีการโก่งตัวภายใต้น้ำหนักบรรทุกปกติและไม่มีรอยร้าว

แต่ระบบแผ่นพื้นชนิดนี้ก็มีจุดควรระวัง กล่าวคือ [Unbonded]

- ก. การเจาะช่องในแผ่นพื้น แผ่นพื้นชนิดนี้ เมื่อก่อสร้างเสร็จแล้วจะไม่สามารถเจาะช่องเปิดได้ตามสะดวก (โดยเฉพาะช่องใหญ่) การเปลี่ยนแปลงลักษณะโครงสร้างในภายหลังจึงกระทำได้ยาก
- ข. เนื่องจากความอ่อน (flexibility) ของแผ่นพื้น ระบบพื้นไร้คานจึงมีความสามารถในการต้านแรงลมต่ำกว่าเมื่อเทียบกับระบบพื้น - คานธรรมดา จึงต้องอาศัยองค์อาคารต้านแรงลมอื่นๆ เป็นสำคัญ เช่น ผนัง ปล่อง ลิฟต์ เป็นต้น
- ค. ระดับฝีมือของช่างก่อสร้าง และการควบคุมคุณภาพการก่อสร้าง ต้องการสูงกว่างาน ค.ส.ล. การก่อสร้างต้องทำให้ถูกต้องขั้นตอน มิฉะนั้นจะเกิดปัญหาหรือแม้แต่เกิดอันตรายขึ้นได้ ซึ่งเคยมีตัวอย่างมาแล้วที่ผู้รับเหมาก่อสร้างแผงกันตก (ซึ่งหนาและยาวมาก) ก่อนทำการอัดแรงแผ่นพื้น ผลก็คือ เกิดการแตกร้าวขึ้นเมื่อทำการอัดแรง ปัจจุบันปัญหานี้ไม่เป็นอุปสรรคสำหรับผู้รับเหมาก่อสร้างที่ตีในเมืองไทย
- ง. การประสานงานก่อสร้างระหว่าง General Contractor และ Specialist Contractor ด้านระบบอัดแรง ต้องเข้าใจงานรับผิดชอบและประสานงานกันอย่างดี มิฉะนั้นจะทำให้เกิดการล่าช้าแทนที่จะช่วยประหยัดเวลาการก่อสร้างได้

### 3. ระบบพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คาน

3.1 แผ่นพื้นเรียบ (flat plate) เหมาะสำหรับช่วงเสา 7-9 เมตร

- 3.2 แผ่นพื้นไร้คานที่มีแป้นหัวเสา (flat slab with drop panel) มักใช้ในกรณีช่วงเสาค่อนข้างยาว (ถึงประมาณ 13 - 14 เมตร) หรือเมื่อมีแรงเฉือนมาก
- 3.3 ระบบแถบคาน (band beam) ใช้ในกรณีที่ช่วงเสาในทิศทางหนึ่ง มีระยะห่างมากกว่าอีกทิศทางหนึ่งมาก ระบบนี้นิยมใช้มากในออสเตรเลีย ในบ้านเรามีตัวอย่างคือพื้นที่ห้องประชุมของอาคารเมืองไทย - ภัทรประกันภัย ซึ่งมีช่วงเสาช่วงหนึ่งยาวถึง 16.8 เมตร
- 3.4 Two-way waffle slab เหมาะสำหรับช่วงค่อนข้างยาว (10-20 เมตร) และมีความยาวไม่ต่างกันมากในทั้งสองทิศทาง แต่มีข้อเสียทำแบบยาก และวางลวดลำบาก

#### 4. ข้อพิจารณาในการออกแบบ

##### 4.1 กำลังของคอนกรีต

เนื่องจากในระบบแผ่นพื้นเรียบสองทาง จะเกิดหน่วยแรงสูงมากบริเวณหัวเสาและที่บริเวณสมอยึด (anchorage) กำลังของคอนกรีตจึงไม่ควรต่ำกว่า 280 กก./ซม. เมื่ออายุ 28 วัน (กำลังแท่งกระบอกคอนกรีต) ในเมืองไทย ค่าที่ใช้ทั่วๆ ไปอยู่ระหว่าง 300-320 กก./ตร.ซม. ในอดีตได้ใช้ค่ากำลังคอนกรีตสูงถึง 350 กก./ตร.ซม. ซึ่งทำให้ก่อสร้างยากขึ้นและยังควบคุมคุณภาพได้ลำบากอีกด้วย อย่างไรก็ตาม วิวัฒนาการของคอนกรีตเทคโนโลยี อาจทำให้แนวโน้มเปลี่ยนไปได้ในอนาคต โดยเฉพาะอย่างยิ่งในอาคารสูง

#### 4.2 อัตราส่วนช่วงเสา/ความหนาแผ่นพื้น

ตารางที่ 1 อัตราส่วนช่วงยาวต่อความหนาแผ่นพื้น สำหรับระบบดิ่งเหล็กที่หลัง

	ช่วงธรรมดา		ช่วงต่อเนื่อง	
	หลังคา	พื้น	หลังคา	พื้น
แผ่นพื้นตันทางเดียว	45	40	50	45
แผ่นพื้นตันสองทางวางบนเสา			45-48	40-45
แผ่นพื้นกระทางสองทาง (Two-way waffle slabs)	35	30	40	35



#### 4.3 ความหนาแผ่นพื้นและคอนกรีตหุ้มป้องกันไฟ

จากการวิจัยในต่างประเทศพบว่า แผ่นพื้นเรียบคอนกรีตอัดแรง สามารถไฟได้ดีพอๆ กับแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา ทั้งนี้จะต้องมีความหนาของแผ่นพื้นและคอนกรีตหุ้มไม่น้อยกว่าที่ให้ในตารางที่ 2 และ 3 ตามลำดับ

อย่างไรก็ตาม จากผลของไฟไหม้เป็นเวลานานถึง 4 - 5 ชั่วโมง ของอาคารหลังหนึ่งในเมืองไทย พบว่าคอนกรีตที่หุ้มป้องกันไฟได้หลุดร่อนออกเนื่องจากแทบไม่มีเหล็กเสริมธรรมดาชนิดยึดเกาะกับปูนที่ด้านล่างของพื้น (ซึ่งข้อกำหนด ACI ไม่ได้ระบุว่าต้องเสริมถ้าหากว่าหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นต่ำกว่าเกณฑ์ที่จะกล่าวต่อไป) ยังผลให้เกิดความเสียหายอย่างมากต่อลวดเกลียวอัดแรง และเกิดการวิบัติของแผ่นพื้นมาตรฐานคอนกรีตอัดแรง ซึ่งจะออกในเร็วๆ นี้ จึงแนะนำให้เสริมเหล็กเสริมธรรมดาชนิดยึดเกาะอย่างน้อย 0.1% ของพื้นที่หน้าตัดคอนกรีตและให้วางใกล้ผิวล่างของแผ่นพื้น

TABLE 2 Suggested concrete thickness requirements for various fire endurance

Aggregate type	Slab thickness (in.), for fire endurance indicated				
	1 hr	1 1/2 hr	2 hr	3 hr	4 hr
Carbonate	3 1/4	4 1/8	4 5/8	5 3/4	6 5/8
Siliceous	3 1/2	4 1/4	5	6 1/4	7
Lightweight	2	3 1/4	3 3/4	4 5/8	5 1/4

TABLE 3 Suggested concrete cover thickness for slabs prestressed with post-tensioned reinforcement

	Cover thickness, (in.), for fire fire endurance of				
	1 hr	1 1/2 hr	2 hr	3 hr	4 hr
Unrestrained carbonate	3/4	1 1/16	1 3/8	1 7/8	-
Unrestrained siliceous	3/4	1 1/4	1 1/2	2 1/8	-
Unrestrained lightweight	3/4	1 -	1 1/4	1 5/8	-
Restrained carbonate	3/4	3/4	3/4	1	1 1/4
Restrained siliceous	3/4	3/4	3/4	1	1 1/4
Restrained lightweight	3/4	3/4	3/4	3/4	1

Approx. ~ 2 hr.

4.4 การป้องกันการกัดกร่อนเหล็กเสริมอัดแรงและสมอยึด เป็นเรื่องสำคัญมาก โดยเฉพาะ สมอยึดของระบบอัดแรงไม่ยึดเหนี่ยว (Unbonded post - tensioning) เหล็กเสริมอัดแรงต้องมีคอนกรีตหุ้มไม่น้อยกว่า 25 มม. และสมอยึดควรมีไม่น้อยกว่า 40 มม. โดยที่เข้าหน้าสมอยึดต้องอุดด้วยวัสดุไม่หดตัวในเวลาไม่นานนักภายหลังจากการดึงเหล็กเรียบร้อยแล้ว

#### 4.5 หน่วยแรงอัดเฉลี่ย (Average prestress)

หน่วยแรงอัดเฉลี่ย เป็นค่าแรงอัดประสิทธิผล (Effective Prestress) (หลังจากหักหน่วยแรงเสื่อมลออกแล้ว) หารด้วยเนื้อที่หน้าตัดของแผ่นพื้น มักเรียกย่อๆ ว่า อัตราส่วน  $P/A$  ค่าหน่วยแรงอัดเฉลี่ยอยู่ระหว่าง 9-35 กก./ตร.ซม. หน่วยแรงอัดที่ต่ำเกินไปจะเกิดปัญหาการแตกร้าวเนื่องจากการหดตัว (shrinkage) และจากอิทธิพลอื่นๆ ได้ ส่วนหน่วยแรงอัดที่สูงเกินไปจะทำให้เกิดการหดตัวอีลาสติกและการคืบตัวมากเกินไปซึ่งจะมีผลต่อส่วนขององค์อาคารที่เชื่อมต่อได้มาก ค่าหน่วยแรงอัดที่พบทั่วไป ในทางปฏิบัติอยู่ระหว่าง 12-20 กก./ตร.ซม. ขึ้นอยู่กับช่วงเสาและน้ำหนักบรรทุกจร  $\rightarrow$  ค่าอัตราส่วน  $P/A$  คREEP lost ๓๓.

#### 4.6 การเหี่ยวรั้งจากผนังหรือเสา

เมื่อผนังหรือเสามีสติเฟเนสมากพอควรในทิศทางของการอัดแรง จะต้องพิจารณาผลของการหดตัว (ทั้งการหดตัวอีลาสติกและการหดตัวในระยะยาว) ของแผ่นพื้นซึ่งไปถึงเสาหรือผนังที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกัน ในขณะเดียวกัน เสาหรือผนังก็ยึดรั้งแผ่นพื้น ทำให้หน่วยแรงอัดในแผ่นพื้นลดลงบ้าง โดยเฉพาะเมื่อแผ่นพื้นยาวๆ (เช่น ยาวกว่า 45 เมตร) และ/หรือเมื่อการคืบและหดตัวของคอนกรีตมีมาก ในการออกแบบจึงต้องคำนึงถึงผลการเหี่ยวรั้งนี้ และถ้ามีมากควรใช้มาตรการที่เหมาะสม เพื่อลดผลดังกล่าว เช่น

ก. จัดให้อาคารที่รับแผ่นพื้นให้ส่วนที่สถิติมากที่สุด (เช่น ผนัง) อยู่ใกล้ศูนย์กลางของการเคลื่อนที่ แผ่นพื้นก็จะสามารถหดตัวเข้าสู่ศูนย์กลางได้โดยแทบไม่ถูกกระทบกระเทือนโดยการยึดรั้งของผนัง (ดูรูปที่ 1)

ข. ออกแบบให้เสามีสถิติในส้นน้อยที่สุดเท่าที่ทำได้ โดยไม่กระทบกระเทือนความสามารถในการต้านแรงลม และหันด้านแคบ (ในกรณีที่เป็นเสาสี่เหลี่ยมผืนผ้า) ขนานกับด้านยาวกว่าของอาคารถ้าทำได้

ค. ในกรณีที่แผ่นพื้นมีความยาวไม่มากเกินไป และเป็นส่วนของอาคารสูง (ยกเว้นชั้นบนๆ) หากแผ่นพื้นมีหน่วยแรงอัดเฉลี่ยอยู่ในเกณฑ์ปกติ โม่เมนต์เหนียวรั้งซึ่งเกิดในเสามักไม่เป็นปัญหาเพราะเสารับแรงแนวแกนมาก จึงมีเหล็กเสริมมากพอสำหรับรับโมเมนต์จากผลการเหนียวรั้งได้ นอกจากนี้โมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเสานี้จะลดลงตามเวลาเนื่องจากผลของคืบของเสาอีกประการหนึ่งที่สำคัญคือ ผลการหดตัวระยะยาวของแผ่นพื้นที่มีต่อองค์อาคารขึ้นอยู่กับช่วงเวลาต่างกันของการเทพื้น 2 ชั้นที่ตัดจากกัน โดยทั่วไประยะเวลาต่างกันประมาณ 10 วัน ดังนั้นในระยะยาว (เช่น 30 ปี) พื้นสองชั้นที่ตัดจากกันก็จะหดตัวใกล้เคียงกันมาก หน่วยแรงเพิ่มเติมจากการเหนียวรั้งก็แทบจะไม่เกิดขึ้นเลย

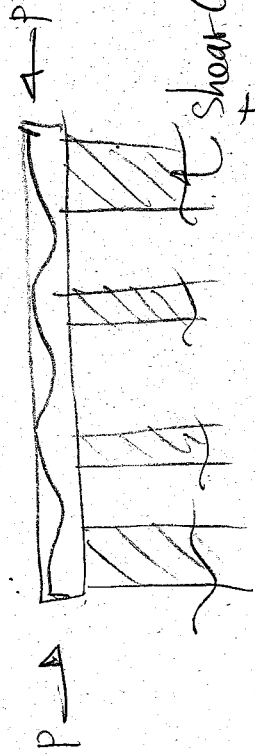
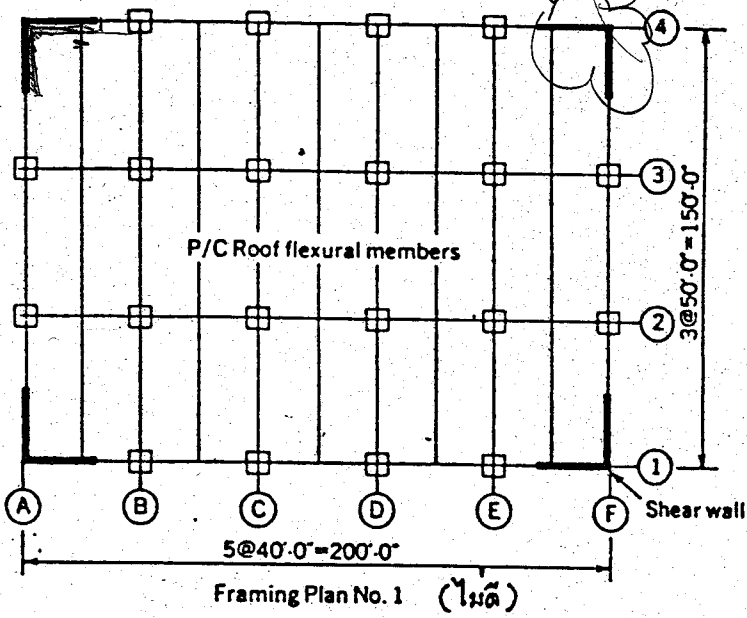
ง. ในกรณีที่เสามีขนาดใหญ่มากในทิศทางของการอัดแรง และอาคารเป็นโครงสร้างเตี้ย หรือแผ่นพื้นที่พิจารณาเป็นชั้นบนๆ ของอาคารสูง ผลการเหนียวรั้งอาจมีพอสมควร ในกรณีนี้ควรพิจารณาใช้มาตรการอันเหมาะสมเพื่อให้แผ่นพื้นหดตัวได้โดยอิสระ (หรือค่อนข้างอิสระ) ในระหว่างการอัดแรง เช่น อาจทำ column pocket, sliding column pocket หรือ column hinge เป็นต้น

## 5. การออกแบบสำหรับแรงอัด

### 5.1 สภาวะการใช้งาน

วิธีการออกแบบที่ง่ายคือ ใช้วิธี Load-balancing ประมาณปริมาณเหล็กเสริมอัดแรงที่ต้องการในกรณีที่น้ำหนักบรรทุกจรไม่สูงเกินไป เราอาจเริ่มต้นด้วยแรงอัดที่จะ balance น้ำหนักบรรทุกตายตัวได้พอดี จากนั้นก็ใช้ "Equivalent frame method" วิเคราะห์หาแรงภายในที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ น้ำหนักบรรทุกจร





ข้อต่อ Isolate Joint  
พื้น จะ มี slide to  
Foundation

ข้อต่อ Isolate Joint  
พื้น จะ มี slide to  
Foundation

ข้อต่อ Isolate Joint  
พื้น จะ มี slide to  
Foundation

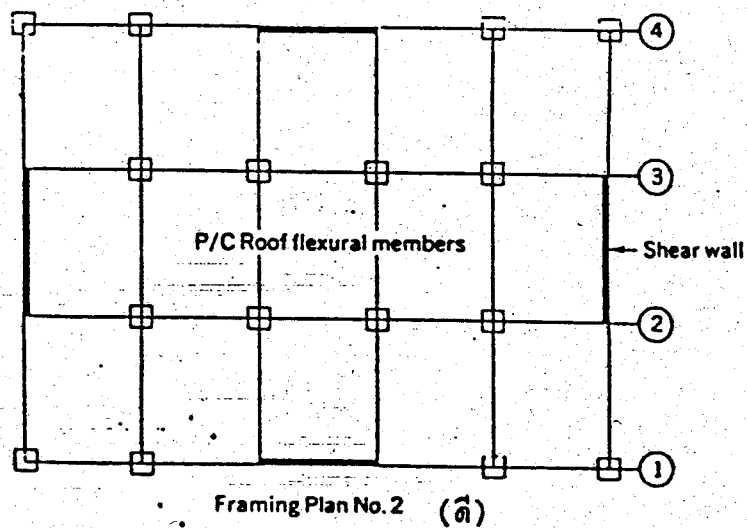


Fig. 7 Framing plans with different shear wall layouts.

และจากผลของการอัดแรง หน่วยแรงในแผ่นพื้นที่เกิดขึ้นจากกรณีเหล่านี้ต้องนำไปตรวจสอบกับหน่วยแรงคดที่ยอมรับให้ทั้งในสภาวะเริ่มแรก หลังถ่ายแรงอัดและในสภาวะใช้งาน ในตารางที่ 4

#### การวิเคราะห์ผลของการอัดแรง

โครงสร้างคอนกรีตอัดแรงแตกต่างกับโครงสร้างทั่วไปตรงที่มีแรงอัดใส่เข้าไปในองค์อาคาร ซึ่งแรงนี้จะทำให้เกิดหน่วยแรงภายในขึ้นที่ทุกหน้าตัดขึ้นส่วน นอกจากนี้ในโครงสร้างอินดีเทออร์มีเนตทางสถิตก็จะเกิด secondary moment ขึ้นด้วย

สำหรับตัวอย่างในรูปที่ 2 หากไม่มีฐาน B คานจะเป็นคานธรรมดา (simple beam) ที่ทุกหน้าตัดโมเมนต์ภายในจากแรงอัดจะเป็น

$$M_1(x) = F e_1(x)$$

โดยที่  $F$  เป็นแรงดึงในเหล็ก  $e_1$  เป็นระยะเยื้องศูนย์กลางของเหล็กเสริมจากแนวศูนย์กลางของหน้าตัดมีค่า + ถ้า  $e_1$  อยู่เหนือ cgc โมเมนต์  $M_1$  นี้เรียกว่า primary moment ภายใต้มเมนต์นี้ คานจะโค้งด้วยกลอยจากฐานจึงต้องการแรงปฏิกิริยาดึงคานลงมาให้อยู่ที่ฐาน แรงอันนี้ทำให้เกิดโมเมนต์ขึ้น เรียกว่า secondary moment ดังนั้น ในสภาวะสมดุลและมีความสอดคล้องเชิงเรขาคณิต (compatibility) โมเมนต์ลัพธ์  $M_2$  (resulting moment) ที่เกิดขึ้นเนื่องจากการอัดแรงเท่ากับผลบวกทางพีชคณิตของ primary และ secondary moment นั่นคือ

$$\text{Primary moment } (M_1) + \text{Secondary moment} = \text{Resulting moment}(M_2)$$

ตารางที่ 4 พิกัดหน่วยแรงในคอนกรีตภายใต้สถานะลีดส์สุดการใช้งาน (Stress Limitations)

หน่วยแรงชั่วคราวในคอนกรีตทันทีที่ถ่ายแรงมาจากเหล็กเสริมอัดแรงก่อนการเสื่อมลดของแรงดึงอันเนื่องมาจากการหดตัวของคอนกรีต การคืบของคอนกรีตและการคลายแรงดึงของเหล็กเสริมอัดแรง (steel relaxation) ต้องไม่เกินค่าดังต่อไปนี้

หน่วยแรงอัด

- (ก) สำหรับหน่วยแรงที่เกิดจากการอัดแรงเป็นรูปร่างสามเหลี่ยม (triangular distribution of prestress)  $0.6 f'_{ci}$   
เมื่อ  $f'_{ci}$  เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีตขณะถ่ายแรง โดยทดสอบจากแท่งทรงกระบอกมาตรฐาน
- (ข) สำหรับหน่วยแรงที่เกิดจากการอัดแรงเท่าๆ กันตลอดหน้าตัดขององค์อาคาร (uniform distribution of prestress)  $0.45 f'_{ci}$

หน่วยแรงดึง

- (ก) สำหรับองค์อาคารที่ไม่มีเหล็กเสริมธรรมดายึดเหนี่ยว (bonded reinforcement)  $0.80 \sqrt{f'_{ci}}$  กก./ตร.ซม.
- (ข) สำหรับองค์อาคารที่มีเหล็กเสริมธรรมดายึดเหนี่ยว ซึ่งจะต้องเสริมเหล็กยึดเหนี่ยวให้สามารถรับแรงดึงทั้งหมดในส่วนของคอนกรีตที่เกิดเกิดหน่วยแรงดึง (tensile zone) โดยที่แรงดึงคำนวณจากสมมติฐานของหน้าตัดไม้แตกร้าว  $1.6 \sqrt{f'_{ci}}$  กก./ตร.ซม.

หน่วยแรงในคอนกรีตที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกทุกการใช้งาน (หลังจากเสื่อมลดทั้งหมดของแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง) จะต้องไม่เกินค่าต่อไปนี้

ตารางที่ 4 (ต่อ)

หน่วยแรงอัด

(ก) กรณีโครงสร้างรับหน่วยแรงเนื่องจากแรงตัด  
ยกเว้นโครงสร้างแผ่นพื้นไร้คาน  
เมื่อ  $f'_c$  เป็นกำลังอัดประลัยของคอนกรีตเมื่ออายุ 28 วัน โดย  
ทดสอบจากแท่งคอนกรีตทรงกระบอกมาตรฐาน ตามมาตรฐาน ASTM  
C 39

$$0.45 f'_c$$

(ข) กรณีแผ่นพื้นไร้คานรับหน่วยแรงเนื่องจากแรงตัดในบริเวณที่เกิดโมเมนต์  
ลบ

$$0.33 f'_c$$

(ค) กรณีโครงสร้างรับหน่วยแรงอัดโดยตรง  
(direct compression)

$$0.30 f'_c$$

หน่วยแรงดึง

หน่วยแรงดึงในบริเวณคอนกรีตซึ่งถูกอัดแรงมาก่อน (precompressed  
tensile zone)

$$1.6\sqrt{f'_c} \text{ กก./ตร.ซม.}$$

พิกัดหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง

หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรง จะต้องมีค่าไม่เกินดังต่อไปนี้

ขณะดึงด้วยเครื่องดึงลวด

$$0.94 f_{py}$$

แต่ไม่เกิน  $0.80 f_{pu}$  หรือค่าสูงสุดที่แนะนำโดยผู้ผลิตเหล็กอัดแรงหรือสมอยึด

ทันทีที่ถ่ายแรงเข้าสู่องค์อาคาร

$$0.70 f_{pu}$$

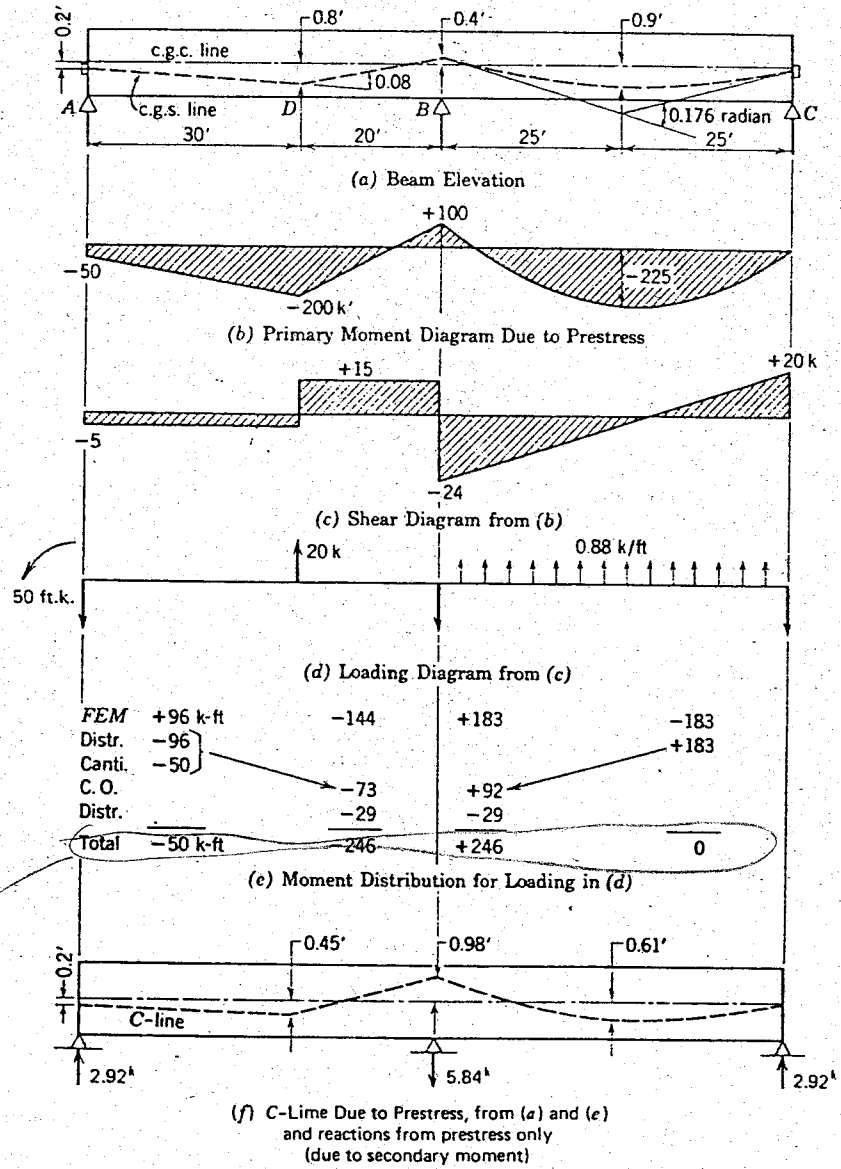
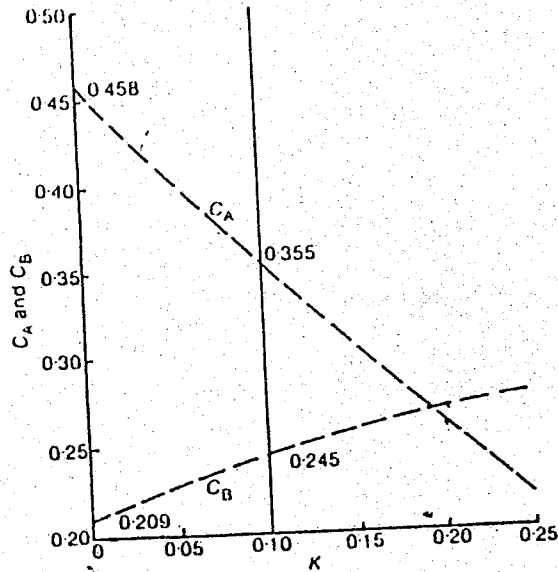


Fig. 2 Example 1:

*effective eccentricity*  
 ३१११ २

$$M_2 = P * e_2$$

ในทางปฏิบัติสามารถคำนวณโมเมนต์ลัพท์จากผลการอัดแรงได้โดยวิธีการกระจายโมเมนต์ หรือวิธีสตีเฟนส ในการนี้จำเป็นต้องหาค่าโมเมนต์ยึดแน่นปลาย (fixed end moments) ซึ่งเกิดจากผลของการอัดแรง รูปที่ 3 แสดงกราฟซึ่งสามารถใช้หาค่าโมเมนต์ยึดแน่นปลาย



FEM  $M_A = C_{AA} Pa_1 + C_{BA} Pa_2$

FEM  $M_B = C_{BB} Pa_1 + C_{AB} Pa_2$

$C_{AA}$  = factor  $C_A$  from chart using value of  $K$  at support A

$C_{BB}$  = factor  $C_B$  from chart using value of  $K$  at support B

$K_1, K_2$  = points of reversal of tendon profile

$a$  = total drupe of tendon

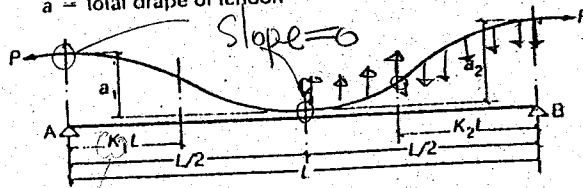
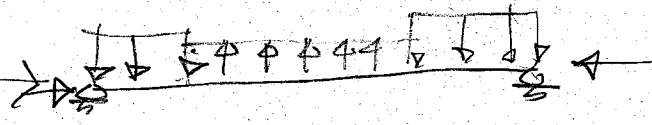


Fig. 3. Factors for determining unequal fixed end moments due to the tendon profile (from ref. 17)

$K_1, K_2 \approx 0.10 - 0.15$   
รูปที่ 3

OR use FEM.



จากตัวอย่างข้างต้นเห็นว่า เนื่องจากความต่อเนื่องขององค์อาคาร โมเมนต์ภายในที่หน้าตัดใดๆ จะไม่เป็น  $M_1$  แต่จะเป็น  $M_2$  ดังนั้นที่หน้าตัดใดๆ จึงเป็นเสมือนหนึ่งว่ามีแรงอัดลัพท์กระทำที่ระยะเยื้องศูนย์

$$e_2 = M_2/F$$

ค่า  $e_2$  นี้เป็นค่า "effective eccentricity" หน่วยแรงในคอนกรีต  $f_c$  เนื่องจากผลของแรงอัด  $F$  จะเป็น

$$f_{c,t} = -F/A - Fe_2/Z_t$$

$$f_{c,b} = -F/A + Fe_2/Z_b$$

โดยที่  $f_{c,t}$  และ  $f_{c,b}$  เป็นหน่วยแรงในคอนกรีตที่ผิวบนและล่างตามลำดับ (เครื่องหมายบวก หมายถึง หน่วยแรงดึง)  $A$  เป็นเนื้อที่หน้าตัดของแผ่นพื้น  $Z_t$  และ  $Z_b$  เป็น section modulus สำหรับผิวบนและผิวล่างตามลำดับ

## 5.2 สภาวะประลัย

แผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงต้องมีกำลังประลัยเพียงพอที่จะรับน้ำหนักบรรทุกเกินอัตรา (overload) ที่อาจเกิดขึ้นได้โดยมีส่วนความปลอดภัย (safety factor) เพียงพอ ดังนั้น ที่หน้าตัดใดๆ กำลังต้านโมเมนต์ประลัย (ultimate moment capacity) ต้องไม่ต่ำกว่าค่า factored moment (= โมเมนต์ต่อนใช้งานคูณด้วย load factor) โดยที่ต้องรวมผลของ secondary moment ด้วย กล่าวคือ

$$\text{Ultimate moment capacity} > \text{Factored design moment} + \text{secondary moment}$$

(รวมกันตามพีชคณิต)

โดยที่ factored design moment คำนวณจาก

$$\rho_D MD + \rho_L ML$$

ในเมื่อ  $\rho_D$  และ  $\rho_L$  เป็น dead load factor และ live load factor ตามลำดับ  $M_D$  เป็นโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ และ  $M_L$  เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจรกระทำ ในการคำนวณกำลังต้านโมเมนต์ประลัยของหน้าตัด อาจประมาณค่าหน่วยแรงดึง  $f_{ps}$  ในเหล็กเสริมอัดแรงในสภาวะวิบัติจากสูตรของ ACI (318 - 83) ดังนี้

### 5.2 ก. แผ่นพื้นไร้คานชนิดไม่ยึดเหนี่ยว

เมื่ออัตราส่วนความยาวช่วงต่อความหนาแผ่นพื้นไม่มากกว่า 35

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100 \rho_p} \quad \text{กก./ตร.ซม.}$$

ในเมื่อ  $f_{se}$  เป็นหน่วยแรงดึงประสิทธิผลในเหล็ก และ  $\rho_p$  เป็นอัตราส่วนปริมาตรเหล็กเสริมอัดแรงต่อเนื้อที่คอนกรีต ค่า  $f_{se}$  จะต้องไม่มากกว่า  $f_{py}$  หรือ  $f_{se} + 4200$  กก./ตร.ซม. โดยที่  $f_{py}$  เป็นกำลังดึงคลาดของเหล็กเสริมแรงดึงสูง

เมื่ออัตราส่วนความยาวช่วงต่อความหนาแผ่นพื้นมากกว่า 35 หน่วยแรงดึง  $f_{ps}$  ควรเป็น

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300 \rho_p} \quad \text{กก./ตร.ซม.}$$

แต่ต้องใช้อย่างน้อยไม่ต่ำกว่า  $f_{py}$  หรือ  $f_{se} + 2100$  กก./ตร.ซม.



5.2 ข. สำหรับแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงชนิดยึดเหนี่ยว

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right)$$

- โดยที่  $f_{ps}$  = หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมอัดแรงที่สภาวะวิบัติ (กก./ตร.ซม.)
- $\gamma_p$  = ตัวคูณที่คำนึงถึงระดับกำลังคลากของเหล็กเสริมอัดแรง มีค่าดังนี้  
 0.40 เมื่อ  $f_{py} / f_{pu}$  มีค่าไม่น้อยกว่า 0.85  
 0.28 เมื่อ  $f_{py} / f_{pu}$  มีค่าไม่น้อยกว่า 0.90
- $A_{ps}$  = ปริมาณของเหล็กเสริมอัดแรงในบริเวณที่เกิดแรงดึง (ตร.ซม.)
- $A'_s$  = ปริมาณของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด (ตร.ซม.)
- $d$  = ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงดึง (ซม.)
- $d_p$  = ระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุดถึงจุดศูนย์กลางถ่วงของเหล็กเสริมอัดแรง (ซม.)
- $\omega$  =  $\rho f_y / f'_c$
- $\omega'$  =  $\rho' f_y / f_c$
- $\rho_p$  = อัตราส่วนของเหล็กเสริมอัดแรง  
 =  $A_{ps} / b d_p$
- $\rho'$  = อัตราส่วนของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด  
 =  $A'_s / b d$
- $\rho$  = อัตราส่วนของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงดึง  
 =  $A_s / b d$

ถ้าพิจารณาเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด ในการคำนวณ  $f_{ps}$  ตามสมการข้างต้น ค่าของพจน์

$$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$$

จะต้องไม่น้อยกว่า 0.17 และระยะจากผิวที่เกิดหน่วยแรงอัดมากที่สุด ถึงจุดศูนย์กลางของเหล็กเสริมธรรมดาที่รับแรงอัด  $d'$  จะต้องไม่มากกว่า 0.15  $d_p$

### 5.3 การเสริมเหล็กธรรมดาชนิดยึดเหนี่ยว (Bonded reinforcement)

เพื่อให้แผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงไร้คานชนิดไม่ยึดเหนี่ยวมีพฤติกรรมด้านการคืบคานทั้งด้านการใช้งาน (เพื่อจำกัดรอยร้าวให้เล็กและกระจาย) และด้านกำลังประลัยรวมทั้งมีความเหนียวพอ มาตรฐาน ACI กำหนดปริมาณของเหล็กเสริมธรรมดาชนิดยึดเหนี่ยวที่ต้องเสริมอย่างน้อยที่สุดในแผ่นพื้นเป็นดังนี้

ก. ในบริเวณโมเมนต์บวก ซึ่งหน่วยแรงดึงในคอนกรีตตอนใช้งานเกิน  $0.53 f'_c$  (กก./ตร.ซม.) แรงดึงทั้งหมดที่เกิดขึ้นในคอนกรีตต้องออกแบบให้เหล็กเสริมรับแทน นั่นคือปริมาณเหล็กเสริม  $A_s$  เท่ากับ

$$A_s = N_o / 0.5 f_y$$

โดยที่  $N_o$  เป็นแรงดึงในคอนกรีต เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกตายตัวและน้ำหนักบรรทุกจรตอนใช้งาน และ  $f_y$  เป็นกำลังดึงประลัยของเหล็กเสริมธรรมดา

ข. ในบริเวณโมเมนต์ลบเหนือเสารองรับ จะต้องเสริมเหล็กยึดเหนี่ยวในแต่ละทิศทางไม่น้อยกว่า

$$A_s = 0.00075 h_1$$

ในเมื่อ  $h$  เป็นความหนาของแผ่นพื้น และ  $l$  เป็นความยาวช่วงในทิศทาง เหล็กเสริมนี้ต้องจัดเรียงให้ใกล้เสาที่สุดโดยห่างไม่เกิน  $1.5h$  จากผิวหน้าของเสาในแต่ละทิศทาง และระยะห่างของเหล็กเสริมต้องไม่เกิน 30 ซม. นอกจากนี้ต้องมีเหล็กเสริมอย่างน้อยสี่เส้นในแต่ละทิศทาง และเหล็กเสริมต้องยื่นจากผิวหน้าเสาไม่น้อยกว่า  $1/6$  ของ clear span

สำหรับบริเวณเสาเข็ม ปริมาณเหล็กเสริมยึดเหนี่ยวต่ำสุดในทิศทางขนานกับขอบแผ่นพื้นต้องไม่น้อยกว่า

$$A_s = 0.00075 A'_c$$

โดยที่  $A'_c$  เป็นเนื้อที่หน้าตัดของแผ่นพื้นซึ่งอยู่ระหว่างขอบแผ่นพื้นกับแนวกึ่งกลางช่วงริม

6. แรงเฉือน และการถ่ายโมเมนต์ (Shear and Moment Transfer) กำลังรับแรงเฉือน (Shear strength)  $V_{cw}$  ของแผ่นพื้นคอนกรีตอัดแรงที่มีหน่วยแรงอัดประสิทธิภาพไม่น้อยกว่า 9 กก./ตร.ซม. อาจประมาณได้จาก

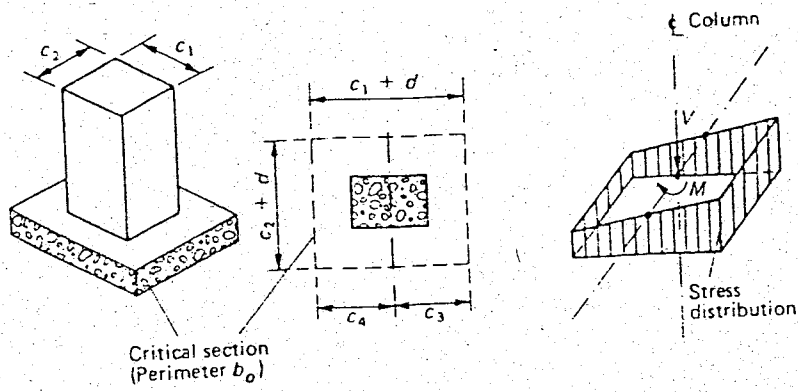
$$V_{cw} = (0.93 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) \phi$$

โดยที่  $f_{pc}$  เป็นค่าหน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคอนกรีตเนื่องจากผลของแรงอัดประสิทธิภาพเท่านั้น  $b_o d$  เป็นเนื้อที่คอนกรีตที่จะเจาะทะลุ เมื่อวิบัติ (punching area) และ  $\phi$  เป็นแฟคเตอร์ลดกำลัง ซึ่งเท่ากับ 0.85 สำหรับกำลังรับแรงเฉือน ค่าที่ใช้จากสูตรข้างต้นไม่ควรมากกว่า 35 กก./ตร.ซม. และไม่ต้องต่ำกว่า 9 กก./ตร.ซม.

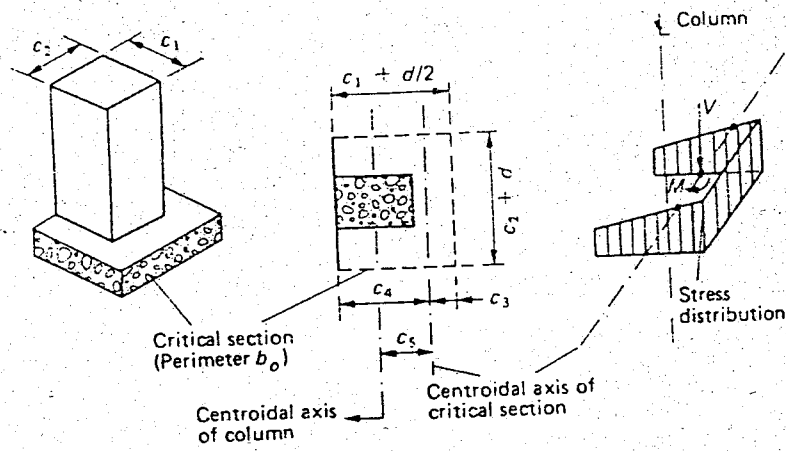
สำหรับหน่วยแรงเฉือนเพิ่มส่วนออกแบบ  $V_u$  (Design factored shear stress) นั้นต้องพิจารณาทั้งผลของแรงเฉือนแนวตั้งโดยตรง และผลของการถ่ายโมเมนต์ไม่สมดุล (Unbalanced moment) เข้าเสาโดยอาศัยแรงเฉือนของพื้นบริเวณหัวเสาบางส่วน นั่นคือ

$$v_u = V_u / b_o d + \alpha M_t c / J_c$$

ในเมื่อ  $V_u$  เป็นแรงเฉือนเพิ่มส่วน (factored shear force) ที่หน้าตัด  $\alpha$  เป็นสัดส่วนของโมเมนต์ไม่สมดุลซึ่งถ่ายโดยแรงเฉือนที่รอยต่อของเสาและแผ่นพื้น  $M_t$  เป็นโมเมนต์สุทธิที่จะต้องถ่ายเข้าเสา  $c$  เป็นระยะจากจุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวิกฤติรับแรงเฉือน (critical shear section) ไปยังขอบไกลสุดในทิศทางที่ถ่ายโมเมนต์  $J_c$  เป็น polar moment of inertia ของหน้าตัดวิกฤติ ค่า  $\alpha$  และ  $J_c$  แสดงไว้ในรูปที่ 4



(a) Interior column



(b) Exterior edge column

Figure 4 Typical shear stress distribution. (a) Around an interior column. (b) Around an exterior column.

สำหรับเสากลาง

$$\alpha = 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}\right)}$$

$$A_o = 2(c_1 + c_2 + 2d)d$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

$$c_3 = c_4 = (c_1 + d)/2$$

สำหรับเสาริม

$$\alpha = 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d/2}{c_2 + d}}\right)}$$

$$A_o = (2c_1 + c_2 + 2d)d$$

$$c_3 = \frac{d(c_1 + \frac{1}{2}d)^2}{A_c}$$

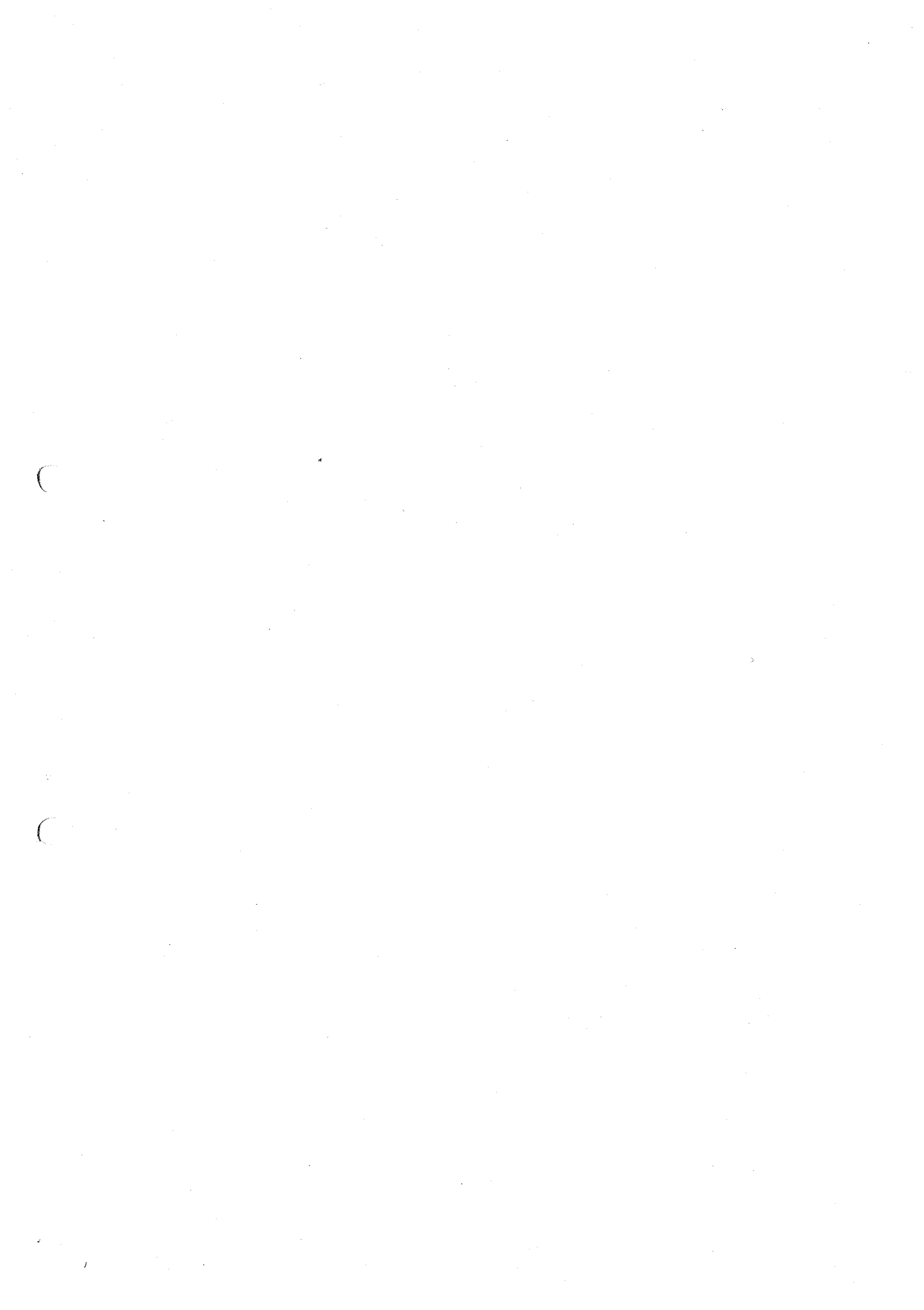
$$c_4 = (c_1 + \frac{1}{2}d) - c_3$$

$$c_5 = c_4 - \frac{c_1}{2}$$

$$J_c = \frac{(c_1 + d/2)d^3}{6} + \frac{2d(c_3^3 + c_4^3)}{3} + d(c_2 + d)c_3^2$$

เอกสารอ้างอิง

1. ACI - ASEC Committee 423, Recommendation for Concrete Members Prestressed With Unbonded Tendons, Concrete International, July, 1983.
2. T.Y.Lin and N.H. Burns, Design of Prestressed Concrete Structures 3 rd ed., John Wiley & Sons, New York, 1981.
3. A.E. Naaman, Prestressed Concrete Analysis and Design, McGraw-Hill, New York, 1982.
4. ปณิธาน ลักคุณะประสิทธิ์ "ความก้าวหน้าของเทคโนโลยีคอนกรีตอัดแรงชนิดตั้งเหล็กที่หลังในประเทศไทย" เอกสารการประชุมใหญ่ทางวิชาการ เรื่อง เทคโนโลยีใหม่ในงานวิศวกรรม วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย 26 - 28 ตุลาคม 2532.





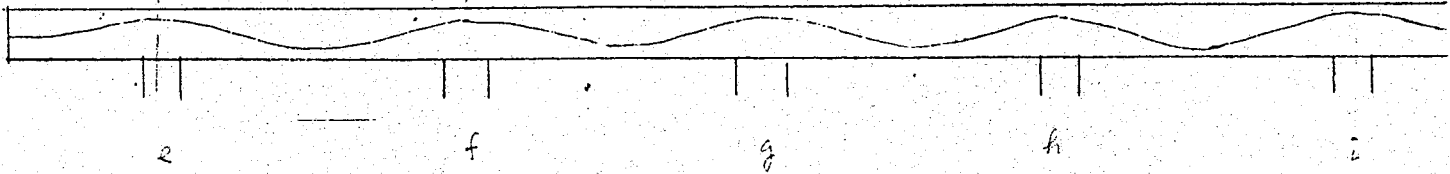


Effect of prestress only (for unit prestress)

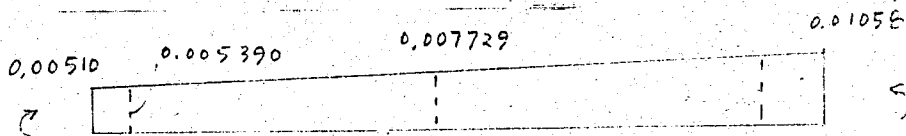
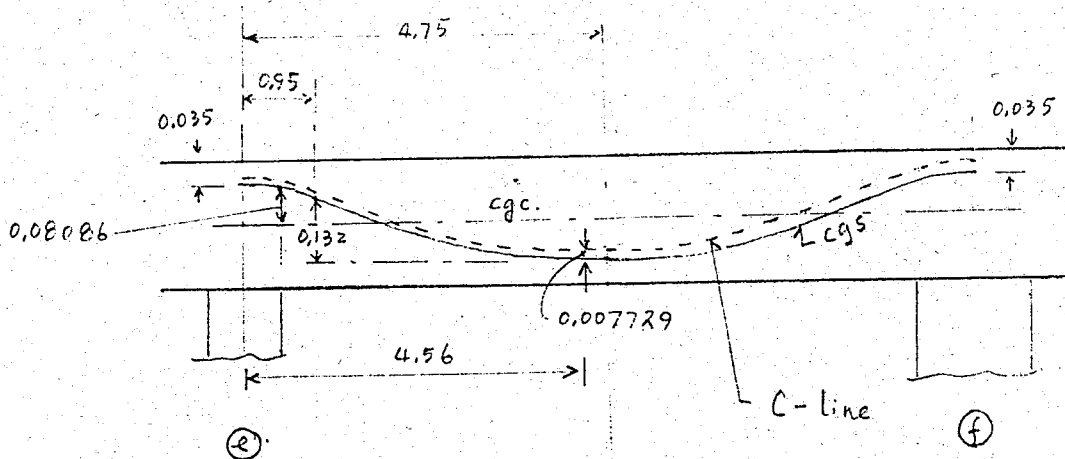
↔ +

FEM: -0.090 | 0.099 | -0.099 | 0.099 | -0.099

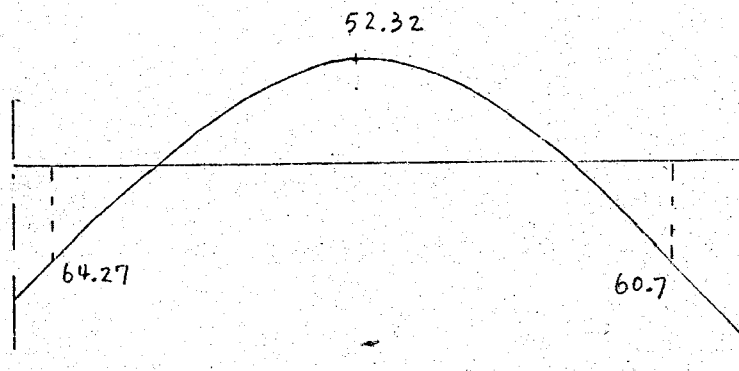
Final: -0.090 | 0.09510 | -0.1006 | 0.09953 | -0.09874 | sym.



Span e-f



(1/12) (1/1000) secondary  
mm, t-n  
(unit: prest.)



M<sub>0+L</sub>  
t-m

## Working state

At face of e

$$f_{c,t} = -\frac{37.33}{0.25} + \frac{37.33(0.08086 + 0.00539)}{\frac{1}{6} \times 0.25^2} + \frac{64.27/11.25}{\frac{1}{6} \times 0.25^2}$$

$$= \begin{cases} 90.0 \\ -389 \end{cases} \text{ t/m}^2 = \begin{cases} 9.0 \\ -38.9 \end{cases} \text{ kg/cm}^2 < 0.45f_c'$$

At  $x = 4.56$  m

$$f_{c,t} = -\frac{37.33}{0.25} + \frac{37.33(0.125 - 0.05 - 0.007729)}{0.01047} + \frac{52.32/11.25}{0.01047}$$

$$= \begin{cases} -355 \\ 56 \end{cases} \text{ t/m}^2$$

## Ultimate state

Factored design moment

At face of e

$$M_u = 1.5 (52.83) + 1.8 (11.44) - 1.0 (0.00539) 37.33 \times 11.25$$

$$= 97.6 \text{ t-m}$$

Secondary Moment

At  $x = 4.56$  m

( )

$$M_u = 1.5 (40.6) + 1.8 (11.7) + 1.0 (0.007729) 37.33 \times 11.25$$

$$= 85.2 \text{ t-m}$$