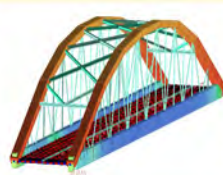
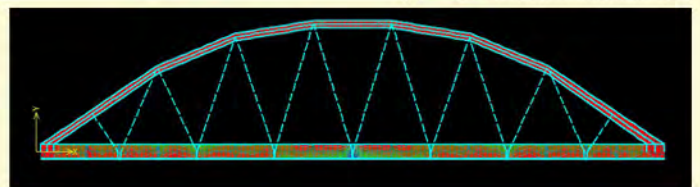




สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง

โครงการศึกษาจัดทำแนวทางบูรณะสะพานประวัติศาสตร์
ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปีพ.ศ. 2500



Final Report รายงานขั้นสุดท้าย

PART 2
(ตั้งแต่บทที่ 7)

ตุลาคม 2563

บริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด



รายละเอียดโครงการ

ผู้ว่าจ้าง	สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง
ผู้รับจ้าง	บริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด
เลขที่สัญญา	สจ.4/2563 ลงวันที่ 12 มีนาคม 2563
วันเริ่มโครงการ	วันที่ 13 มีนาคม 2563
วันสิ้นสุดโครงการ	วันที่ 8 ตุลาคม 2563
ระยะเวลาดำเนินงาน	210 วัน

คณะกรรมการ

1.	ดร.อรรถสิทธิ์	สวัสดิ์พานิช	ผู้อำนวยการสำนักวิจัยและพัฒนางานทาง
2.	นายเศกชัย	อนุเวชศิริเกียรติ	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ
3.	ดร.ธันวิน	สวัสดิศานต์	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ
4.	นายมนูญ	อักษรจันทร์	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ
5.	ดร.ภัทธิน	ศรุตพันธ์	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ
6.	ดร.สุกิจ	ยินดีสุข	วิศวกรโยธาชำนาญการพิเศษ
7.	ดร.ราชวัลลภ	กัมพูพงศ์	วิศวกรโยธาชำนาญการ
8.	นายวุฒิชัย	อมรประสิทธิ์ผล	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ

ที่ปรึกษา บริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด

1.	ดร.ยงยุทธ	แต่ศิริ	ผู้จัดการโครงการ
2.	นายครองสิน	เจริญพงษ์	ผู้เชี่ยวชาญด้านการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง
3.	รศ.ดร. ปิยะ	โชติกไกร	ผู้เชี่ยวชาญด้านการทดสอบโครงสร้าง
4.	นายศรศักดิ์	แสนสมบัติ	ผู้เชี่ยวชาญด้านการบำรุงรักษาสะพาน
5.	นายกิตินันท์	วันกอบกิจอุดม	ผู้เชี่ยวชาญด้านการสำรวจ

สารบัญ

บทสรุปสำหรับผู้บริหาร	V
EXECUTIVE SUMMARY	VIII
บทคัดย่อ	XI
ABSTRACT	XII
บทที่ 1 บทนำ	1-1
1.1 ที่มาและความสำคัญ	1-1
1.2 วัตถุประสงค์	1-3
1.3 ขั้นตอนการดำเนินงานโครงการ	1-3
บทที่ 2 การจัดทำค่าระดับและมิติสะพาน	2-1
2.1 การสำรวจค่าระดับหลังสะพาน	2-1
2.2 การสำรวจมิติสะพาน	2-6
บทที่ 3 การจัดทำรายละเอียดความเสียหายสะพาน	3-1
3.1 การตรวจสอบสะพาน	3-1
3.2 สรุปภาพรวมผลการตรวจสอบสะพาน	3-36
บทที่ 4 การสำรวจโครงสร้างใต้หน้า	4-1
4.1 การสำรวจโครงสร้างใต้หน้า	4-3
4.2 การติดตั้งอุปกรณ์ Sonar Scan	4-3
4.3 ผลการสำรวจลักษณะร่องน้ำ	4-9
4.4 ผลการสำรวจลักษณะการกัดเซาะ	4-13



บทที่ 5 การทดสอบคุณสมบัติวัสดุโครงสร้างสะพาน	5-1
5.1 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต	5-3
5.2 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต	5-11
5.3 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม	5-18
5.4 การทดสอบการเกิดคาร์บอนเนชั่น	5-24
5.5 สรุปผลทดสอบวัสดุสะพานเดชาติวงศ์	5-48
บทที่ 6 การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน	6-1
6.1 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ	6-1
6.2 การทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)	6-2
6.3 การทดสอบสะพานแบบพลวัต (Dynamic Load Test)	6-4
6.4 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด	6-10
6.5 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 1 (Span 1)	6-21
6.6 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 2 (Span 2)	6-50
6.7 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 3 (Span 3)	6-78
6.8 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 4 (Span 4)	6-107
6.9 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 5 (Span 5)	6-135
6.10 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 6 (Span 6)	6-164
6.11 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 7 (Span 7)	6-204
6.12 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 8 (Span 8)	6-244
6.13 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 9 (Span 9)	6-284
6.14 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 10 (Span 10)	6-324
6.15 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 11 (Span 11)	6-353
6.16 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานช่วงที่ 12 (Span 12)	6-381

6.17	อภิปรายผลการทดสอบพฤติกรรมสะพาน	6-409
6.18	สรุปผลการทดสอบพฤติกรรมสะพาน	6-418
บทที่ 7 การออกแบบบูรณะสะพาน		7-1
7.1	การวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างสะพาน	7-1
7.2	แบบจำลอง Finite Element ของสะพาน	7-19
7.3	การวิเคราะห์แบบจำลองโดยพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้าง	7-26
7.4	การออกแบบบูรณะสะพานเดชาติวงศ์	7-30
7.5	แบบรายละเอียดการบูรณะสะพาน	7-40
7.6	การวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างของสะพาน	7-41
7.7	การวิเคราะห์ขั้นตอนการเสริมกำลังของสะพาน	7-48
7.8	การประเมินค่าการสั่นไหวที่ตอบสนองกับการวิ่งของยานพาหนะ	7-75
บทที่ 8 การวิเคราะห์ความปลอดภัยของโครงสร้างสะพาน		8-1
8.1	แนวทางการวิเคราะห์ความปลอดภัยและดัชนีความปลอดภัย	8-1
8.2	ดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้าง Tied-arch	8-3
8.3	ดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้าง T-girder	8-7
8.4	ดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้างพื้นสะพาน	8-10
8.5	ดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้างตอม่อและฐานรากสะพาน	8-13
8.6	สรุปผล	8-14
8.7	เอกสารอ้างอิง	8-15

บทที่ 9 การประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน	9-1
9.1 รายละเอียดการประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน	9-3
บทที่ 10 การจัดทำแผนการตรวจสอบสะพานภายหลังการบูรณะ	10-1
10.1 ความเป็นมาของสะพานเดชาติวงศ์	10-1
10.2 องค์ประกอบของสะพานเดชาติวงศ์	10-5
10.3 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพาน	10-10
10.4 การตรวจสอบสะพาน	10-20
10.5 เอกสารอ้างอิง	10-30
บทที่ 11 บทสรุป	11-1

ภาคผนวก ก แบบแปลนและ Profile สะพานเดชาติวงศ์

ภาคผนวก ข แบบมิติสะพานเดชาติวงศ์

ภาคผนวก ค แบบแสดงความเสียหายสะพานเดชาติวงศ์

ภาคผนวก ง แบบแสดงผลทดสอบคุณสมบัติวัสดุโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์

ภาคผนวก จ แบบรายละเอียดการบูรณะสะพาน

บทที่ 7 การออกแบบบูรณะสะพาน

7.1 การวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างสะพาน

จากบทที่ผ่านมาที่ปรึกษาได้นำเสนอการทดสอบและการตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุก (Bridge Load Test) เป็นการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุกขนาดต่างๆ และเพื่อนำผลที่ได้ไปใช้ในการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์และประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพาน โดยแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ดังกล่าวจะนำเสนอในบทนี้ในรายละเอียดต่อไป

7.1.1. มาตรฐานและทฤษฎีในการวิเคราะห์

ในการสร้างแบบจำลองและออกแบบโครงสร้างสะพานโดยยึดตามมาตรฐาน AASHTO LRFD Bridge Design Specifications เป็นหลักยกเว้นในกรณีที่ต้องการขยายโครงสร้างเดิม โดยวิธีต่อเชื่อมโครงสร้าง ก็จะทำให้การออกแบบให้เป็นไปตามมาตรฐานและขนาดน้ำหนักตามโครงสร้างเดิม ส่วนการออกแบบอาคารจะใช้มาตรฐานการออกแบบของประเทศสหรัฐอเมริกาและไทย โดยมาตรฐานการออกแบบที่ใช้สำหรับโครงการมีดังต่อไปนี้

- มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างสะพาน

AASHTO 2010	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 5 th Edition
AASHTO 2003	Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, 2 nd Edition, with 2003 Interim Revisions
ASBI 2005	Construction Practices Handbook for Segmental Concrete Bridges

- **มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก**

AISC 316-89	Manual of Steel Construction: Allowable Stress Design, 9 th Edition
AISC 2003	Manual of Steel Construction: Load and Resistant Factor Design, 3rd Edition
AISC 1985	Allowable Stressed Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts
AWS D1.1-08	Structural Welding Code – Steel

- **มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างคอนกรีต**

ACI318M-08	Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Appendix C. adopted)
CEB-FIP 90	Model Code 1990, Design Code
ACI SP-66	ACI Detailing Manual 2004
PCI 2004	PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, 6th Edition

- **มาตรฐานการออกแบบสำหรับประเทศไทย**

วสท.	มาตรฐานต่างๆ ของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย
มยผ.1302-52	มาตรฐานการออกแบบอาคารต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย)
มยผ.1311-50	มาตรฐานการคำนวณแรงลมและการตอบสนองของอาคาร (กรมโยธาธิการและผังเมือง กระทรวงมหาดไทย)

ประกาศผู้อำนวยการทางหลวงพิเศษ ผู้อำนวยการทางหลวงแผ่นดินและผู้อำนวยการทางหลวงสัมปทาน เรื่องห้ามใช้ยานพาหนะที่มีน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุก หรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนดหรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหาย เกินบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน



7.1.2. แรงกระทำต่อโครงสร้าง

โครงสร้างสะพานในโครงการต้องสามารถรับแรงต่างๆ ที่มากระทำตามข้อกำหนดที่ระบุใน AASHTO LRFD Bridge Specifications โดยมีแรงกระทำต่างๆ ดังรายละเอียดดังต่อไปนี้

1) น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load)

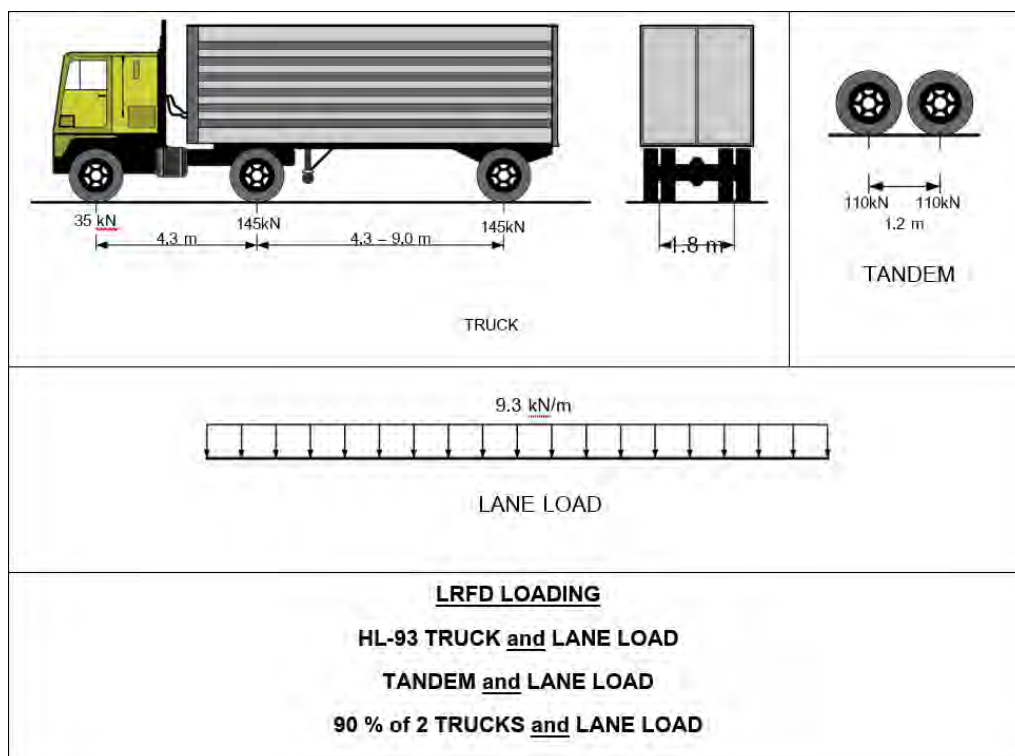
น้ำหนักบรรทุกคงที่ประกอบด้วย น้ำหนักทั้งหมดของโครงสร้าง รวมถึงน้ำหนักผิวจราจร ทางเท้า ท่อ หรือท่อร้อยสาย และสาธารณูปโภคอื่นๆ ที่เกาะติดกับโครงสร้างนั้น น้ำหนักต่อหน่วยกำหนดไว้ดังนี้

ชนิดน้ำหนัก	น้ำหนักต่อหน่วย (ตัน/ลบ.ม)
คอนกรีตเสริมเหล็ก	2.40
เหล็ก ยกเว้นเหล็กหล่อ	7.85
เหล็กหล่อ	7.20
ดิน ทราย และกรวด บดอัด	2.00
ดิน ทราย และกรวด หลวม	1.60

2) น้ำหนักบรรทุกจร (Live Load)

น้ำหนักบรรทุกจรได้แก่ น้ำหนักของยานพาหนะที่สัญจรบนสะพานหรือทางลอด ประกอบไปด้วย รถบรรทุก รถโดยสาร รถยนต์ส่วนบุคคล น้ำหนักสมทบและน้ำหนักอื่นๆ

- น้ำหนักสำหรับรถบรรทุกต่อช่องจราจรใช้น้ำหนัก HL-93 ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD แสดงในรูปที่ 7-1 ซึ่งเป็นการรวมน้ำหนักบรรทุกขนาด 325 kN และ Lane Load 9.3 kN/m เข้าด้วยกันนอกจากนี้ในกรณีช่วงสะพานสั้นๆ จะต้องพิจารณาผลเนื่องจากน้ำหนัก Tandem ซึ่งประกอบด้วยเพลาคู่ขนาด 110 kN ระยะห่าง 1.2 เมตร น้ำหนักบรรทุกและน้ำหนัก Tandem มีระยะห่างของล้อในแนวขวางเท่ากับ 1.8 เมตร ส่วน Lane Load นั้นมีความกว้างเท่ากับ 3.0 เมตร
- น้ำหนักจรสำหรับออกแบบทางเดินเท้าบนสะพานหรือสะพานลอยคนเดินข้ามใช้น้ำหนัก 0.5 ตัน/ตรม. ตามกฎกระทรวงของประเทศไทย แทนน้ำหนัก 0.415 ตัน/ตรม. ซึ่งกำหนดโดยมาตรฐาน AASHTO LRFD
- น้ำหนักสมทบ (Surcharge Load) ที่กระทำต่อฐานรากเนื่องจากรถบรรทุกหรือรถไฟจะต้องนำมาพิจารณาด้วย โดยแรงกระทำบนฐานรากเท่ากับ 1.0 และ 5.0 ตัน/ตรม. สำหรับรถบรรทุกและรถไฟตามลำดับ



รูปที่ 7-1 น้ำหนักบรรทุก HL-93 ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD

3) การเพิ่มและลดน้ำหนักบรรทุกจร (Multiple Presence of Live Load)

จากการวิ่งของรถยนต์โอกาสที่รถยนต์จะเต็มทุกช่องจราจร และรับน้ำหนักบรรทุกเต็มที่พร้อมๆ กันนั้นมีน้อยมาก จึงจะต้องมีค่าตัวลดน้ำหนักบรรทุกจร

จำนวนช่องจราจร	การเพิ่มลดค่าน้ำหนักบรรทุกจร (ร้อยละ)
หนึ่งช่องจราจร	120
สองช่องจราจร	100
สามช่องจราจร	85
มากกว่าสามช่องจราจร	65

4) แรงกระแทก (Dynamic Load Allowance)

แรงเค้นอันเกิดจากน้ำหนักบรรทุกจรคิดเฉพาะผลของรถบรรทุก Truck Load และ Fatigue Truck ไม่รวม Lane Load และน้ำหนักจรจากคนเดิน จะเพิ่มขึ้นเนื่องจากการกระแทก การสั่นสะเทือน และการเคลื่อนที่ตามโครงสร้าง สามารถคำนวณได้จาก $1 + IM/100$ สำหรับโครงสร้างเหนือพื้นดิน

Components	Impact Factor (IM)
Deck Joint (All Limit State)	75 %
All Other Component	
Fatigue	15 %
All Other Cases	33 %

โครงสร้างฐานรากที่อยู่ใต้ดินและกำแพงกันดินที่ไม่ได้รับน้ำหนัก โดยตรงจากพื้นสะพาน ไม่ต้องคิดเนื่องจากแรงกระแทก สำหรับส่วนของโครงสร้างใต้ดิน เช่น Box Culvert ตาม AASHTO LRFD นั้น จะต้องคิดแรงกระแทกเช่นเดียวกันโดยมีปัจจัยสำคัญในการใช้คำนวณได้แก่ความลึกส่วนโครงสร้างดังกล่าวสามารถคำนวณได้จาก

$$IM = 33 (1.0 - 4.1 \times 10^{-4} D_E) \geq 0\%$$

โดย D_E คือ ความสูงของดินถมที่อยู่เหนือโครงสร้างเป็นมิลลิเมตร

5) แรงเนื่องจากการเบรค (Breaking Force)

การออกแบบจะพิจารณาให้ โครงสร้างสามารถรับแรงตามทิศทางการเคลื่อนตัวของน้ำหนักบรรทุกจรโดยไม่รวมแรงกระแทก กระทำที่ความสูง 1.80 เมตร จากพื้นผิวจราจร และให้แรงดังกล่าวสามารถกระทำผ่านจากโครงสร้างส่วนบนไปยังโครงสร้างส่วนล่างคำนวณตามจำนวนช่องจราจรโดยคิดผลของการเพิ่มและลดของน้ำหนักบรรทุกจรด้วย สามารถคำนวณได้จาก

- ร้อยละ 25 ของน้ำหนักเฉพาะรถบรรทุกหรือ Tandem
- ร้อยละ 5 ของน้ำหนักบรรทุกทุกและ Lane Load
- ร้อยละ 5 ของ Tandem และ Lane Load

6) แรงหนีศูนย์กลาง (Centrifugal Force)

โครงสร้างที่อยู่ในทางโค้งจะมีแรงหนีศูนย์กลางเกิดขึ้น โดยจะพิจารณาในอัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกจรไม่ต้องพิจารณาแรงกระแทก กระทำในทุกช่องจราจร โดยมีปัจจัยสำคัญในการใช้คำนวณขนาดแรง ได้แก่ ความเร็วรถและรัศมีของความโค้งตามแนวราบถึงศูนย์กลางตัวสะพาน กับน้ำหนักบรรทุกจรของแต่ละช่องจราจรรวมกัน และมุ่งหน้าไปในทิศทางเดียวกัน ระยะศูนย์กลางของแรงที่กระทำให้อยู่ที่ระยะ 1.80 เมตร สูงจากระดับ ผิวจราจร โดยความเร็วของรถที่ใช้จะสอดคล้องกับการออกแบบทางด้านเรขาคณิต (Geometric Design) แรงหนีศูนย์กลางตามมาตรฐาน AASHTO LRFD จะคำนวณจากสัดส่วนของน้ำหนักบรรทุก โดยสัดส่วนของแรงหนีศูนย์กลางสามารถหาได้จากสมการ

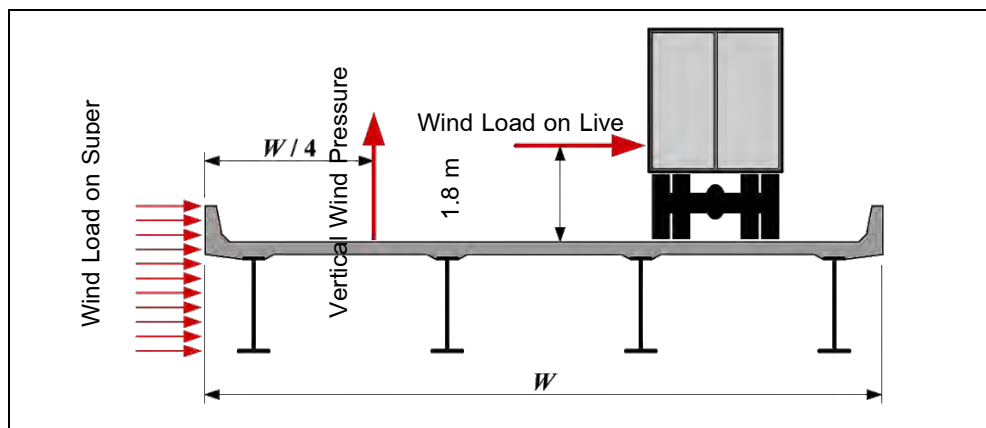
	C	=	$f v^2 / (g R)$
โดย	v	=	ความเร็วของรถตามที่ออกแบบเป็นเมตรต่อวินาที
	F	=	4/3 สำหรับการรวมแรงตามกลุ่มต่างๆ ยกเว้นการรวมแรงตามกลุ่ม Fatigue ซึ่งจะใช้ 1.0
	g	=	ความเร่งของโลก = 9.807 m/sec ²
	R	=	รัศมีของโค้งเป็นเมตร



7) แรงลมที่กระทำบนโครงสร้าง (Wind Load on Structure)

แรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างจะนำมาพิจารณาในการออกแบบ โดยใช้ความเร็วลมที่อยู่ที่ 160 กม./ชั่วโมง สำหรับโครงสร้างสะพานที่มีความสูงน้อยกว่า 10 เมตร (กรณีความสูงมากกว่า 10 เมตร ให้ใช้ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD) ซึ่งแรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างจะกระจายบนพื้นที่ตั้งฉากกับทิศทางลมดังแสดงในรูปที่ 7-2 แรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนบน (Wind Load on Superstructure) ใช้ค่าตามตารางที่แสดงดังต่อไปนี้

Skew Angle of Wind (องศา)	Transverse Load (กก./ตร.ม.)	Longitudinal Load (กก./ตร.ม.)
0	240	0
15	210	30
30	200	60
45	160	80
60	80	90



รูปที่ 7-2 แรงลมต่าง ๆ ที่กระทำต่อโครงสร้างและยานพาหนะ

- สำหรับโครงสร้างส่วนล่าง (Wind Load on Substructure) นั้นให้ใช้แรงลมขนาด 190 กก./ตร.ม. กระทำลงบนพื้นที่ตั้งฉากพร้อมกับแรงลมที่กระทำบนโครงสร้างส่วนบน
- ในกรณีแรงลมตั้งฉาก (Vertical Wind Pressure) ให้ใช้ขนาดแรงลม 96 กก./ตร.ม. คูณความกว้างของทั้งหมดของสะพานเป็นแรงลัพธ์ในทิศทางยกขึ้นกระทำที่ตำแหน่ง $\frac{1}{4}$ ของความกว้างสะพาน
- อนึ่งแรงลมที่กล่าวมานั้นมีค่ามากกว่าแรงลมตามกฎกระทรวง จึงสามารถนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างสะพานได้อย่างไม่มีปัญหา

8) แรงลมที่กระทำต่อยานพาหนะ (Wind Load on Live Load)

แรงลมที่กระทำต่อยานพาหนะนั้นสามารถถ่ายเทลงบนโครงสร้างสะพานได้ โดยใช้แรงลม 146 กก./เมตร กระทำตั้งฉากกับทิศทางของยานพาหนะที่ระยะ 1.80 เมตร สูงจากผิวจราจร ดังแสดงในรูปที่ 7-2 แรงลมดังกล่าวสามารถใช้ค่าตามตารางที่แสดงดังต่อไปนี้

Skew Angle of Wind (องศา)	Transverse Load (กก./เมตร)	Longitudinal Load (กก./เมตร)
0	146	0
15	128	18
30	120	35
45	96	47
60	50	55

9) แรงเนื่องจากอุณหภูมิ (Thermal Force)

แรงที่เกิดจากการขยายตัวและหดตัวของโครงสร้างสะพาน อันเนื่องมาจากความแตกต่างของอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลงแบบสม่ำเสมอสำหรับโครงสร้างสะพานคอนกรีตมีค่าสัมประสิทธิ์ที่เกี่ยวข้องดังนี้

- อุณหภูมิ สูงขึ้น 15 องศาเซลเซียส
- อุณหภูมิ ลดลง 20 องศาเซลเซียส
- สัมประสิทธิ์การขยายตัวและหดตัว 0.0000108 ต่อองศาเซลเซียส

นอกจากนั้นสำหรับสะพานคานกล่อง (Box Girder) จะต้องออกแบบให้รับแรงที่เกิดจากความผันแปรของอุณหภูมิที่แตกต่างของผิวบน ภายใน และ ผิวล่างของโครงสร้าง



10) แรงเนื่องจากกระแสน้ำ (Stream Current Force)

แรงเนื่องจากกระแสน้ำกระทำต่อฐานรากที่ตั้งขวางทางไหลของน้ำขึ้นอยู่กับปัจจัยทิศทางความเร็วของกระแสน้ำและรูปร่างของตอม่อ สำหรับโครงการนี้จะใช้ความเร็วกระแสน้ำเฉลี่ย 3 เมตร/วินาทีโดยคำนวณตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ด้วยสมการต่อไปนี้

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad (\text{For Longitudinal})$$

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (\text{For Lateral})$$

โดย p = แรงดันเนื่องจากกระแสน้ำมีหน่วยเป็นเมกะปาสคาล

C_D = สัมประสิทธิ์การลาก (Drag Coefficient) สำหรับตอม่อ ในตารางที่ 7-1

C_L = สัมประสิทธิ์การลากด้านข้าง (Lateral Drag Coefficient) ตารางที่ 7-2 และรูปที่ 7-3

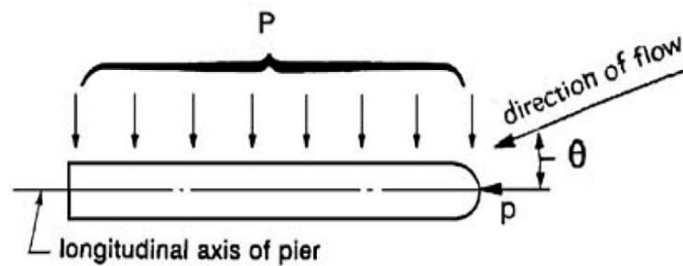
V = ความเร็วของกระแสน้ำมีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที

ตารางที่ 7-1 ค่าสัมประสิทธิ์การลาก

Type	C_D
semicircular-nosed pier	0.7
square-ended pier	1.4
debris lodged against the pier	1.4
wedged-nosed pier with nose angle 90 degree or less	0.8

ตารางที่ 7-2 ค่าสัมประสิทธิ์การลากด้านข้าง

Angle, between direction of flow and longitudinal axis of the pier	C_L
0 degree	0.0
5 degree	0.5
10 degree	0.7
20 degree	0.9
≥ 30 degree	1.0



รูปที่ 7-3 รูปแสดงมุมของกระแสน้ำที่กระทำต่อตอม่อ

11) แรงกระแทกเนื่องจากเรือสัญจรตามแม่น้ำ (Collision from Vessel)

สำหรับโครงสร้างฐานรากที่ตั้งขวางลำน้ำขนาดเล็กหรือปานกลาง จะออกแบบสำหรับแรงกระแทกเนื่องจากเรือที่สัญจรหรือท่อนซุงหรือเศษวัสดุที่ลอยมาตามแม่น้ำ โดยแรงชนิดนี้จะกระทำในทิศทางเดียวกับการไหลของกระแสน้ำโดยการคำนวณตามสูตรที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ดังนี้

$$F = WV / (2g\Delta t)$$

โดย F = แรงกระแทกเนื่องจากเรือสัญจรหรือท่อนซุงที่ลอยมาตามแม่น้ำมีหน่วยเป็นนิวตัน

W = น้ำหนักของสิ่งที่มากระแทก มีหน่วยเป็นนิวตัน

V = ความเร็วขณะกระแทก มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที

g = อัตราเร่งของโลก = 9.81 เมตรต่อวินาที²

Δt = ระยะเวลาตั้งแต่เริ่มชนจนกระทั่งสิ่งที่มากระแทกหยุด = 0.03 วินาที

สำหรับโครงการนี้ จะใช้น้ำหนัก 4.5 กิโลนิวตัน ซึ่งเปรียบได้กับท่อนซุงขนาดความยาว 9.1 เมตร มีเส้นผ่านศูนย์กลาง 0.3 เมตร โดยกำหนดให้ความเร็วขณะชนเท่ากับ 3 เมตร/วินาที

สำหรับโครงสร้างที่ตั้งอยู่ในแม่น้ำขนาดใหญ่และมีเรือบรรทุกสินค้าสัญจรในแม่น้ำ แรงกระแทกสำหรับตอม่อที่อยู่ในแม่น้ำจะออกแบบตามแรงกระแทกที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน AASHTO หัวข้อ 3.14 โดยกำหนดให้ความเร็วของเรือขณะชนเท่ากับ 3 เมตร/วินาทีกระทำที่ตอม่อในทิศทางเดียวกันกับการไหลของน้ำ การคำนวณหาแรงกระแทกชนิดนี้สามารถหาได้จากสูตรของ Woisin (1979) ดังนี้

$$P_s = 1.2 \times 10^5 V (DWT)^{0.5}$$

โดย P_s = แรงกระแทกเนื่องจากเรือบรรทุกสินค้าสัญจรตามแม่น้ำมีหน่วยเป็นนิวตัน

V = ความเร็วของเรือขณะชน มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที

DWT = Deadweight tonnage of vessel มีหน่วยเป็นตัน



12) แรงเนื่องจากการคืบและการหดตัวของคอนกรีต (Creep and Shrinkage)

ขึ้นกับปัจจัยหลายอย่างได้แก่ ความชื้นสัมพัทธ์ พื้นที่ผิวคอนกรีต อายุคอนกรีต และหน่วยแรงที่มากระทำเป็นต้น คำนวณตามมาตรฐาน CEB/FIP 90

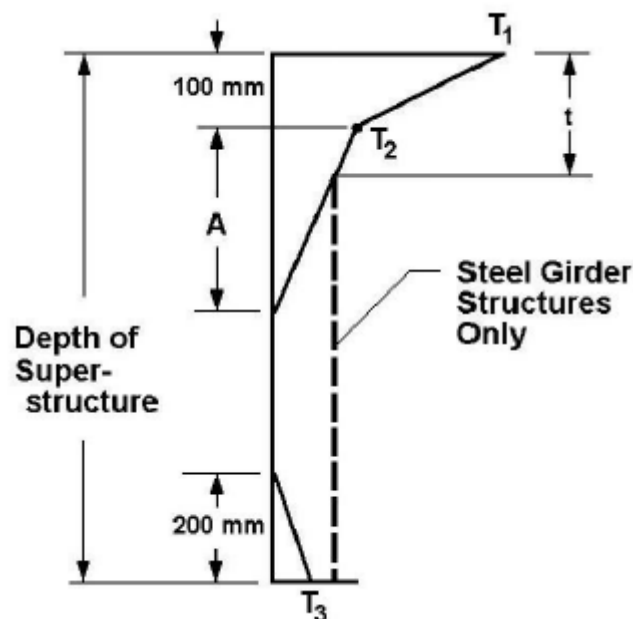
13) แรงจากแผ่นดินไหว (Earthquake Load)

ในการออกแบบโครงสร้างต่าง ๆ จะต้องคำนึงถึงการจัดรูปแบบแรงแผ่นดินไหวให้มีเสถียรภาพในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว การกำหนดรายละเอียดปลีกล้อยชิ้นส่วนโครงสร้าง รวมทั้งบริเวณรอยต่อระหว่างปลายชิ้นส่วนโครงสร้างต่าง ๆ และการจัดให้โครงสร้างทั้งระบบอย่างน้อยมีความเหนียวเพียงพอที่สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวได้ ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารเพื่อต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวของกรมโยธาธิการและผังเมือง มยพ. 1302-52 ในส่วนการประมาณหาความเร่งที่ผิวดินเนื่องจากแผ่นดินไหวที่ตำแหน่งที่ตั้งของสะพานและส่วนการออกแบบสะพานนั้นให้เป็นไปตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ฉบับล่าสุด

14) การทรุดตัวที่แตกต่างกัน (Differential Settlement)

การทรุดตัวที่แตกต่างกันระหว่างจุดรองรับในโครงสร้างสะพานต่อเนื่อง จะนำมาประกอบการพิจารณา ไม่ว่าจะใช้เสาเข็มหล่อสำเร็จ หรือเสาเข็มเจาะหล่อในที่ก็ตาม โดยใช้ข้อมูลจากการวิเคราะห์ทางปฐพีกลศาสตร์มาทำการคำนวณหาค่าการทรุดตัว โดยค่าการทรุดตัวที่ยอมให้ในการออกแบบโครงสร้างสะพานทางยกระดับจะไม่เกิน $1/1,000$ ของช่วงความยาวสะพาน หรือไม่เกิน 30 มม. ซึ่งค่าดังกล่าวเป็นค่าการทรุดตัวของจุดรองรับโครงสร้างในระยะยาว

15) แรงเนื่องจากอุณหภูมิที่เปลี่ยนแปลง (Temperature Gradient)



รูปที่ 7-4 Positive Vertical Temperature Gradient in Concrete and and Steel Superstructures.

แรงภายในที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิให้นำมารวมกับแรงภายในหรือความเค้นที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างเนื่องจากแรงกระทำอื่นๆ และนำผลรวมของแรงมาทำการประเมินหรือออกแบบสะพานต่อไป

16) ตัวคูณเพิ่มค่าและการรวมแรงกลุ่มต่างๆ (Load Factor & Load Combination)

สำหรับตัวคูณเพิ่มค่าและการรวมแรงกลุ่มต่างๆ ที่ปรึกษาจะใช้วิธีคำนวณตามมาตรฐานของ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications มีกลุ่มแรงหลักๆ ตามนี้

- **Strength Limit State I – V**

เป็นกลุ่มแรงที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง เนื่องจากแรงกระทำที่มีจากการคำนวณทางสถิติ ที่อาจเกิดขึ้นภายในอายุใช้งานของโครงสร้าง

- **Extreme Event I – II**

เป็นกลุ่มแรงที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง เนื่องจากแรงกระทำสุดขีด (Extreme Load) เช่น แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว หรือแรงกระทำเนื่องมาจากการชนของเรือ แรงกระทำเหล่านี้อาจมีคาบการเกิดยาวนานกว่าอายุการใช้งานของโครงสร้างอย่างมาก

- **Service Limit State I – IV**

เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้กลุ่มแรงกระทำที่เกิดมาจากการใช้งานปกติประจำวัน การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้กลุ่มแรงชนิดนี้จะเน้นที่ Stress, deformation และ crack width

- **Fatigue Limit State**

เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อตรวจสอบช่วงของความเครียด (Stress Range) เนื่องมาจากรถบรรทุกหนึ่งคันวิ่งอยู่บนโครงสร้าง โดยมีจำนวนรอบของการวิ่งตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน

1.2 วิธีการออกแบบโครงสร้างสะพาน

7.1.3. การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

ใช้วิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก (Load Resistance Factor Design) โดยส่วนประกอบของโครงสร้างออกแบบโดยตรวจสอบการรับกำลังใช้ Strength Limit State และตรวจสอบควบคุมรอยร้าวใช้ Service Limit State ทั้งนี้ โดยให้สอดคล้องกับข้อกำหนดที่ระบุในมาตรฐาน AASHTO LRFD ซึ่งนอกเหนือจาก ตัวคูณความต้านทาน (ϕ , Resistance Factor) และตัวคูณน้ำหนักบรรทุก (Load Factor) แล้ว จะต้องคำนึงถึงตัวคูณปรับค่าน้ำหนักบรรทุก (η , Load Modifier) ได้แก่ Ductility Factor, Redundancy Factor, และ Operational Factor โดยโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นจะต้องพิจารณาเพิ่มเติมในส่วนของ Fatigue Limit State



7.1.4. การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตอัดแรง

ใช้วิธีตัวคูณความต้านทานและน้ำหนักบรรทุก (Load Resistance Factor Design) ด้วยเช่นกัน โดยส่วนประกอบของโครงสร้างออกแบบโดยตรวจสอบการรับกำลังใช้ Strength Limit State และพิจารณาพฤติกรรมหน่วยแรงที่ยอมรับได้ของโครงสร้างในสภาวะการใช้งาน Service Limit State ทุกขั้นตอนของน้ำหนักวิกฤตตลอดอายุโครงสร้างตั้งแต่เริ่มการอัดแรง โดยให้สอดคล้องกับข้อกำหนดที่ระบุในมาตรฐาน AASHTO LRFD ซึ่งนอกเหนือจากตัวคูณความต้านทาน (ϕ , Resistance Factor) จะต้องคำนึงถึง ตัวคูณปรับค่าน้ำหนักบรรทุก (Load Modifier) ได้แก่ Ductility Factor, Redundancy Factor, และ Operational Factor โดยโครงสร้างคอนกรีตอัดแรงนั้นจะต้องพิจารณาเพิ่มเติมในส่วนของ Fatigue Limit State ด้วย

7.1.4.1. ค่าตัวคูณน้ำหนักบรรทุก

ตัวคูณน้ำหนักบรรทุก (Load Factor) ขึ้นอยู่กับความไม่แน่นอนของน้ำหนักบรรทุกแต่ละชนิด ความแม่นยำใน การกำหนดค่าน้ำหนักบรรทุก เป็นต้น ค่าของตัวคูณน้ำหนักบรรทุกจะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.0 ค่าตัวคูณ น้ำหนักบรรทุก γ ตามที่กำหนดในมาตรฐาน AASHTO LRFD เป็นดังแสดงในตารางที่ 7-3 และตารางที่ 7-4

ตารางที่ 7-3 ตัวคูณน้ำหนักบรรทุกและการรวมแรงมาตรฐาน AASHTO LRFD

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength II	γ_D	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_D	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
Fatigue I—LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue I II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

ตารางที่ 7-4 ตัวคูณน้ำหนักบรรทุกสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่มาตรฐาน AASHTO LRFD

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i>: Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Erection Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts		1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts		1.50	0.90
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

7.1.4.2. ตัวคูณความต้านทาน (ϕ , Resistance Factor)

ค่าตัวคูณความต้านทาน ตามที่กำหนดในมาตรฐาน AASHTO LRFD เป็นดังนี้

หน้าตัดรับแรงดึง (Tension-Controlled Section) ของคอนกรีตเสริมเหล็ก = 0.90

หน้าตัดรับแรงดึง (Tension-Controlled Section) ของคอนกรีตอัดแรง = 1.00

หน้าตัดรับแรงอัด (Compression-Controlled Section) = 0.75

แรงเฉือนและแรงบิด (Shear and Torsion) = 0.90

แรงกดบนคอนกรีต (Bearing) = 0.70

แรงอัดใน strut-and-tie models = 0.70

แรงอัดในพื้นที่สมอยึด (anchorage zones) = 0.80

แรงดึงในเหล็กในพื้นที่สมอยึด = 1.00

แรงต้านทานขณะตอกเสาเข็ม = 1.00



7.1.4.3. วัสดุก่อสร้างโครงสร้างสะพาน

วัสดุต่างๆ ที่ใช้ในการก่อสร้าง เช่น คอนกรีต เหล็กเสริม ลวดอัดแรง หรือวัสดุจำเป็นอย่างอื่น ๆ โดยจะใช้วัสดุภายในประเทศไทยซึ่งวัสดุที่ใช้จะเป็นไปตามมาตรฐานสำคัญๆ เช่น มาตรฐานอุตสาหกรรมไทย ASTM และ JIS เป็นต้น

1) คอนกรีต

กำลังอัดประลัยของแท่งคอนกรีตรูปทรงลูกบาศก์ ขนาด 15x15x15 ซม. ที่อายุ 28 วัน ในแต่ละส่วนของโครงสร้าง ดังนี้

ประเภทโครงสร้าง	f'_c , MPa	Class
โครงสร้างส่วนบนคานคอนกรีตรูปกล่องชนิดอัดแรง	40	-
โครงสร้างส่วนบนชนิดคอนกรีตอัดแรง	35	A พิเศษ
โครงสร้างส่วนบนชนิดคอนกรีตเสริมเหล็ก	25	A
เสาชนิดคอนกรีตเสริมเหล็ก	25	A
เสาเข็ม Spun คอนกรีตอัดแรงหล่อสำเร็จ	50	-
เสาเข็มคอนกรีตอัดแรงหล่อสำเร็จทั่วไป	35	A พิเศษ
เสาเข็มคอนกรีตหล่อในที่	30	-
อื่นๆ	ตามระบุในแบบก่อสร้าง	-

2) เหล็กเสริม

- เหล็กเสริมขนาด 28 มม. ขึ้นไป เป็นเหล็กข้ออ้อยชนิด Hot-rolled High Yield ระดับ SD-50 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 24 โดยมีกำลังที่จุดคาน 4,900 กก./ซม.²
- เหล็กเสริมขนาด 10-25 มม. เป็นเหล็กข้ออ้อยชนิด Hot-rolled High Yield ระดับ SD-40 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 24 โดยมีกำลังที่จุดคาน 3,900 กก./ซม.²
- เหล็กเสริม 9 มม. และเล็กกว่า เป็นเหล็กชนิด Hot-rolled Mild Steel ระดับ SR-24 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 20 โดยมีกำลังที่จุดคาน 2,350 กก./ซม.²

3) ลวดอัดแรง (Prestressing Strand)

ลวดอัดแรงเป็นลวดเหล็กกล้าตีเกลียว 7 เส้น (7-wire strand) ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 420 โดยมีความทนแรงดึง 1,860 นิวตัน/ตารางมิลลิเมตร (18.96 ตัน/ตร.ซม.) หรือเทียบเท่า หรือลวดอัดแรงเป็นลวด เหล็กกล้า (steel wire) ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 95 โดยมีความทนแรงดึงอย่างน้อย 1,570 นิวตัน/ ตารางมิลลิเมตร (16.04 ตัน/ตร.ซม.) หรือเทียบเท่า

4) เหล็กรูปพรรณ (Structural Steel)

- เหล็กรูปพรรณที่ใช้ในงานโครงสร้างทั่วไปเป็นชนิด Hot-rolled หรือ Cold-rolled Mild Steel ชั้น Fe 24 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 116 โดยมีกำลังที่จุดคาน 2,400 กก./ซม.²

- เหล็กโครงสร้างรูปดัดกลวงเป็นชนิด Hot-rolled หรือ Cold-rolled Mild Steel ชั้น HS 41 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 107 โดยมีกำลังที่จุดคาน 2,400 กก./ซม.²
- นอกจากนั้นในโครงการนี้ ได้อ้างอิงวัสดุตามแบบ As-Built ของโครงการสะพานข้ามแยกลาดพร้าวประกอบในการประเมิน

7.1.5. ข้อกำหนดการออกแบบสะพานประเภท Tie Arch Bridge

ในการออกแบบปรับปรุงสะพานประเภท Arch ที่พิจารณาในโครงการนี้ ที่ปรึกษาจะพิจารณาเพิ่มเติมจากข้อกำหนดตาม AASHTO LRFD ดังนี้

- การพิจารณาความถี่ธรรมชาติของสะพาน Tie Arch ต่อการสั่นของรถยนต์ (**Traffic Influenced Bridge Dynamics**)
- การพิจารณาความถี่ธรรมชาติของสะพาน Tied Arch ต่อแรงลมที่กระทำด้านข้างของสะพาน (**Wind Influenced Bridge Dynamic**)
- ความแข็งแรงของส่วนประกอบของสะพาน Tie Arch ต่อแรงกระทำ และผลเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรตามมาตรฐาน AASHTO LRFD หรือ HL-93
- การพิจารณาการปรับแรงใน Cable ที่เหมาะสมของสะพาน

จากข้อกำหนดตามมาตรฐาน AASHTO LRFD และ ข้อกำหนดพิเศษ ที่ที่ปรึกษาพิจารณา ในขั้นตอนต่อมาที่สำคัญได้แก่ การสร้างแบบจำลองเพื่อใช้ในการออกแบบปรับปรุงตามข้อกำหนดข้างต้น

7.1.6. ในการสร้างแบบจำลองของสะพาน Tie Arch

เนื่องจากสะพานประเภท Tie Arch มีพฤติกรรมที่ค่อนข้างซับซ้อน การวิเคราะห์พฤติกรรมของสะพานที่ปรึกษาเลือกใช้แบบจำลอง Finite Element Analysis (FEA) โดยระเบียบวิธี Finite Element Analysis เป็นวิธีสร้างแบบจำลองโดยใช้วิธี Numerical Method และเป็นวิธีเชิงการประมาณ (Approximate Method)

การวิเคราะห์โครงสร้างที่มีความซับซ้อนหรือมีขนาดใหญ่ จะต้องจำลองโครงสร้างในรูปของแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ ที่มีรูปร่างคุณลักษณะต่างๆ ใกล้เคียงกับโครงสร้างจริงมากที่สุด วิธีที่นิยมใช้กันในปัจจุบันคือ วิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Method & Analysis) ซึ่งเป็นวิธีที่สามารถใช้ในการวิเคราะห์หาค่าการตอบสนอง และพฤติกรรมของโครงสร้างสะพาน (Bridge Response) ดังนี้

- การแอ่นตัว (Deflection)
- การบิด (Torsion)
- ความเค้น (Stress)
- การเคลื่อนตัวตามยาวของสะพาน

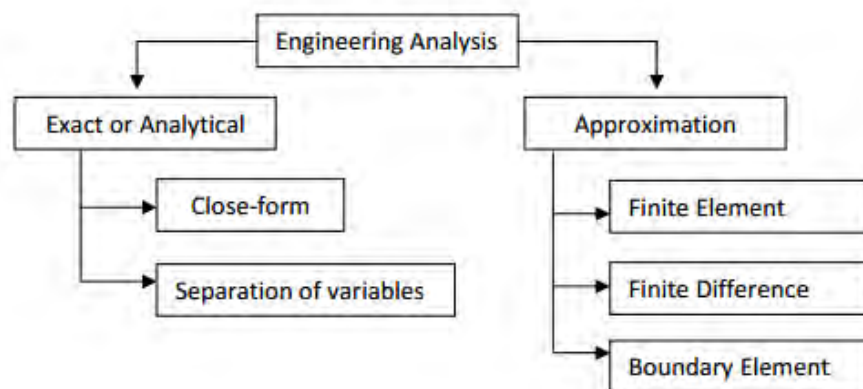


- ความเร่งที่เกิดจากการสั่นไหว
- ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) ของโครงสร้างสะพาน
- ลักษณะการสั่นไหวอิสระ

การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของสะพานซึ่งทำการศึกษาในครั้งนี้ เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบสากล อันได้แก่ มาตรฐานของ American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO, 2007) มาตรฐานการออกแบบของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (วสท.) และมาตรฐานสากลอื่นๆ อันเป็นที่ยอมรับ โดยกำหนดให้ Design Criteria เป็นไปตามมาตรฐานตามที่กล่าวถึงในข้างต้น

ในการศึกษานี้จะจำลองโครงสร้างสะพานแบบ 3 มิติ ซึ่งเป็นรูปแบบที่ได้รับการยอมรับว่ามีพฤติกรรมใกล้เคียงกับพฤติกรรมจริงของสะพานมากที่สุด โดยใช้โปรแกรม อาทิเช่น FEA หรือโปรแกรมอื่นที่มีความเหมาะสม มีความน่าเชื่อถือ และนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน

ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (finite element method, finite element analysis) หรือที่เรียกย่อๆ ว่า FEM คือเทคนิควิเคราะห์เชิงตัวเลขสำหรับการหาคำตอบโดยประมาณของสมการเชิงอนุพันธ์ย่อย พร้อมๆ กับสมการปริพันธ์ โดยนิยมใช้กับปัญหาที่มีความซับซ้อนทางด้านรูปร่าง (Geometry) และปัญหาของ Boundary



รูปที่ 7-5 ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์

การวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element) เป็นการจำลองโครงสร้างที่มีความซับซ้อนด้วยชิ้นส่วนย่อย (Element) ที่มีความซับซ้อนทางเรขาคณิตน้อยกว่าประกอบเข้าด้วยกันภายใต้เงื่อนไขความสมดุลทาง Dynamics และความต่อเนื่องของโครงสร้าง โดยแต่ละ Element จะประกอบไปด้วยโหนด (Nodes) ซึ่งเป็นตัวแปรหลักในการกำหนดพฤติกรรมของ Element นั้นๆ กล่าวคือการเคลื่อนที่ของจุดต่างๆ ใน Element รวมถึงหน่วยแรงที่เกิดขึ้นสามารถประมาณได้จากค่าการเคลื่อนที่ของ Nodes ดังนั้นการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธี Finite Element จึงเป็นการคำนวณหาการเคลื่อนที่ของ Nodes ของแต่ละ Elements

สมการความสมดุลทาง Dynamics ของ Nodes ต่างๆ เป็นสมการพีชคณิตซึ่งสามารถเขียนอยู่ในรูปเมทริกซ์ได้ดังนี้

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{P(t)\} \quad (1-1)$$

โดยที่ K = Stiffness Matrix

C = Damping Matrix

M = Mass Matrix

$P(t)$ = เวกเตอร์ของแรงกระทำภายนอกที่ขึ้นกับเวลา (Vector of Applied Loads)

U = เวกเตอร์ของการขจัดของ Node (Nodal Displacement) ตามเวลา (t)

$\dot{U}$ = เวกเตอร์ของการความเร็ว (Velocity) ตามเวลา (t)

$\ddot{U}$ = เวกเตอร์ของการความเร่ง (Acceleration) ตามเวลา (t)

ซึ่งการแก้สมการหาค่า U สามารถทำได้โดยสะดวกด้วยวิธีการทางเมทริกซ์

ในกรณีที่แรงกระทำ $P(t)$ ทำให้โครงสร้างเคลื่อนตัวอย่างช้าๆ ($\ddot{U}=0$ และ $\dot{U}=0$) สมการ (1-1) สามารถเขียนได้เป็น

$$[K]\{U\} = \{P(t)\} \quad (1-2)$$

ซึ่งเป็นการวิเคราะห์แบบ Statics

หลังจากที่ได้ U การเคลื่อนที่ของ Nodes แล้ว การเคลื่อนที่ของจุดต่างๆ ภายใน Element สามารถคำนวณได้จาก Shape Function ของ Element นั้นๆ ความเครียด (Strain) สามารถคำนวณได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับการเคลื่อนที่ (Strain-Displacement Relationship) และสุดท้ายคำนวณหาความเค้น (Stress) ได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดซึ่งแตกต่างกันไปตามประเภทของวัสดุในแต่ละ Element

การวิเคราะห์ Finite Element ในโครงการนี้ใช้โปรแกรม FEA ซึ่งสามารถใช้วิเคราะห์ Finite Element ได้ทั้งทางด้าน Statics และ Dynamics มี Element ให้เลือกใช้ได้หลายประเภท และได้รับความนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานขนาดใหญ่โดยสามารถพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างในการสร้างแบบจำลองได้อีกด้วย

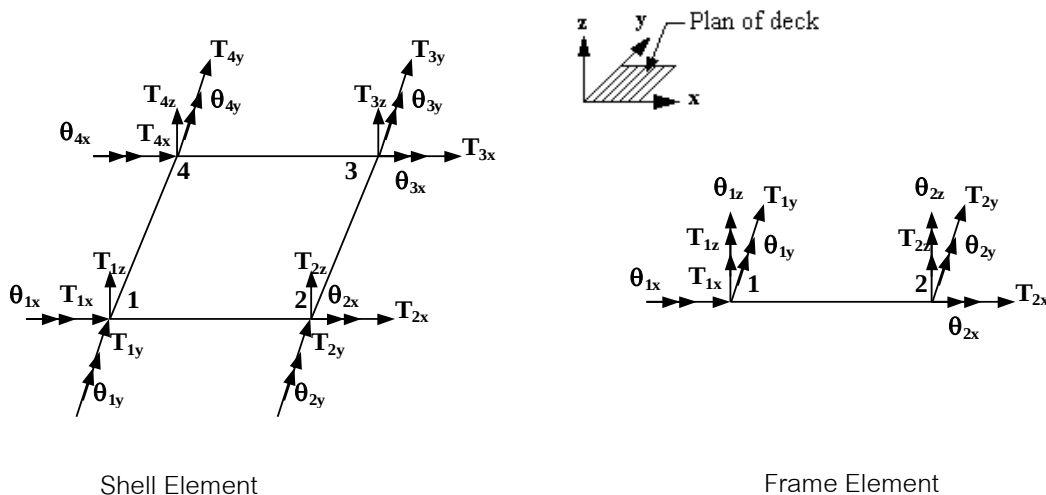


7.2 แบบจำลอง Finite Element ของสะพาน

แบบจำลองโครงสร้างเบื้องต้นของสะพาน ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยโปรแกรม FEA จะประกอบด้วยขั้นตอนต่างๆ ตามลำดับดังต่อไปนี้

7.2.1. การกำหนดชนิดของ Element ให้เหมาะสมกับสะพานที่ทำการวิเคราะห์

การเลือกชนิดของชิ้นส่วนนั้นอาจจะเลือกใช้ Element ในสองมิติ หรือสามมิติ และเลือกใช้ชนิดของชิ้นส่วนให้เหมาะสมกับลักษณะของโครงสร้างจริงที่จะทำการวิเคราะห์ โดยที่ชนิดของชิ้นส่วนจะต้องมีพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงมากที่สุด ตัวอย่างเช่น ใช้ Shell Element และ Frame Element สำหรับ Tie Girder หรือ Arch Rib ของสะพาน ใช้ Shell Element สำหรับพื้นสะพาน (Deck) หรือใช้ Frame Element สำหรับ Rigid Link / Bracing Beam ในการวิเคราะห์จะต้องคำนึงถึงการกระทำของน้ำหนักและการถ่ายเทของแรง ตามความละเอียดของ Element ที่ผู้วิเคราะห์เลือกโดยต้องพิจารณาเป็นแต่ละกรณีไป ซึ่งกลุ่มบริษัทที่ปรึกษา คาดว่าชนิดของ Element ที่จะทำการเลือกใช้คือ Truss Element, Beam Element และ Shell Element โดยจะใช้ Cable Element ในการจำลองสายเคเบิล และได้กำหนดให้ x เป็นแกนในแนวตามขวางของสะพาน y เป็นแกนในแนวตามยาวของสะพานและ z เป็นแกนตามความสูงของสะพาน (ความสูงของเสาสะพาน)



รูปที่ 7-6 ตัวอย่างชนิดของ Element

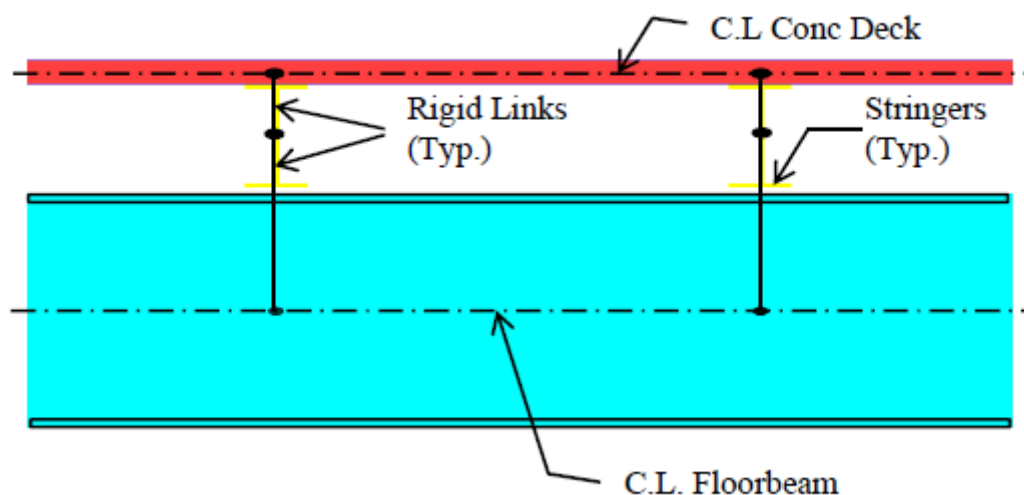
7.2.2. การแบ่งโครงสร้างสะพานเป็น Element ย่อย ๆ (Discretization)

การแบ่งส่วนประกอบของแบบจำลองโครงสร้างสะพานจริงออกให้เป็นชิ้นส่วนย่อยๆ หลายๆ ชิ้นส่วน โดยแต่ละชิ้นส่วนจะต้องต่อเนื่องกับชิ้นส่วนข้างเคียงตรงจุด (Node) หรือตามขอบของชิ้นส่วน (Element) ซึ่งเรียกว่าจุดต่อเนื่อง และจะต้องคำนึงถึงรูปร่างลักษณะของโครงสร้างเดิมให้มากที่สุด กล่าวคือแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์จะต้องเหมือนหรือสอดคล้องกับโครงสร้างเดิมมากที่สุด ตัวอย่างเช่น ในการจำลองส่วนที่รองรับน้ำหนักบรรทุกโดยตรง เช่น แผ่นพื้นต้องจำลองโดยพิจารณาอัตราส่วนความยาวต่อความกว้างของชิ้นส่วนที่เหมาะสม และจำลองขนาดชิ้นส่วน (Meshing) ขนาดเล็กเพียงพอที่จะให้ผลการวิเคราะห์นั้นถูกต้องแม่นยำ แต่ถ้าแบบจำลองมีจำนวนชิ้นส่วนมากเกินไปก็จะทำให้ค่าใช้จ่ายในการคำนวณสูง และอาจไม่สามารถทำงานได้ถ้าคอมพิวเตอร์มีข้อจำกัดในเรื่องหน่วยความจำ และการนำเสนอข้อมูล

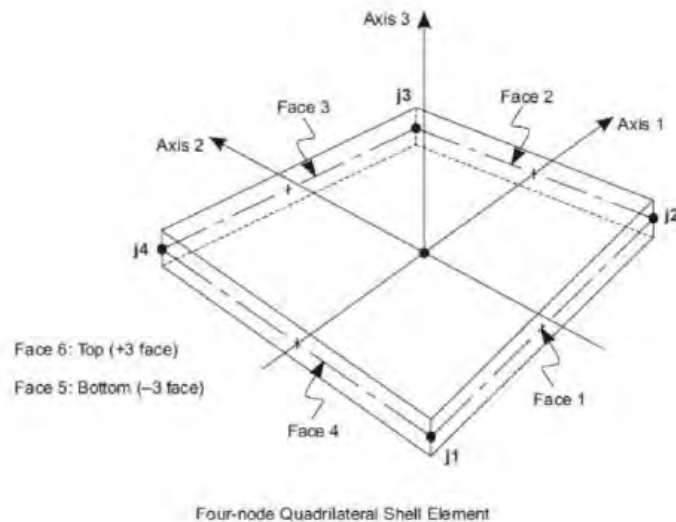
7.2.2.1. ตัวอย่างแบบจำลอง Finite Element ของสะพาน

แบบจำลอง Finite Element ของสะพาน ประกอบด้วย Element ประเภทต่างๆ ดังต่อไปนี้

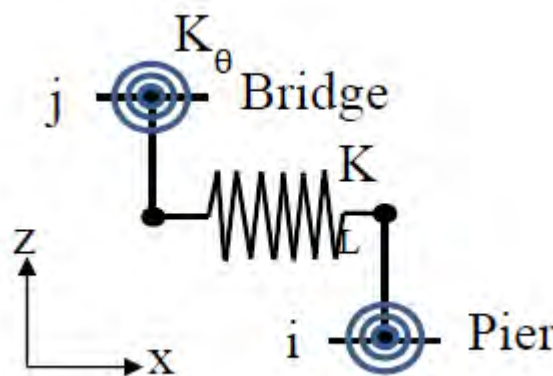
- 1) CABLE ELEMENT
- 2) Rigid Link ELEMENT สะพานสำหรับการวิเคราะห์ในระดับ Global Model



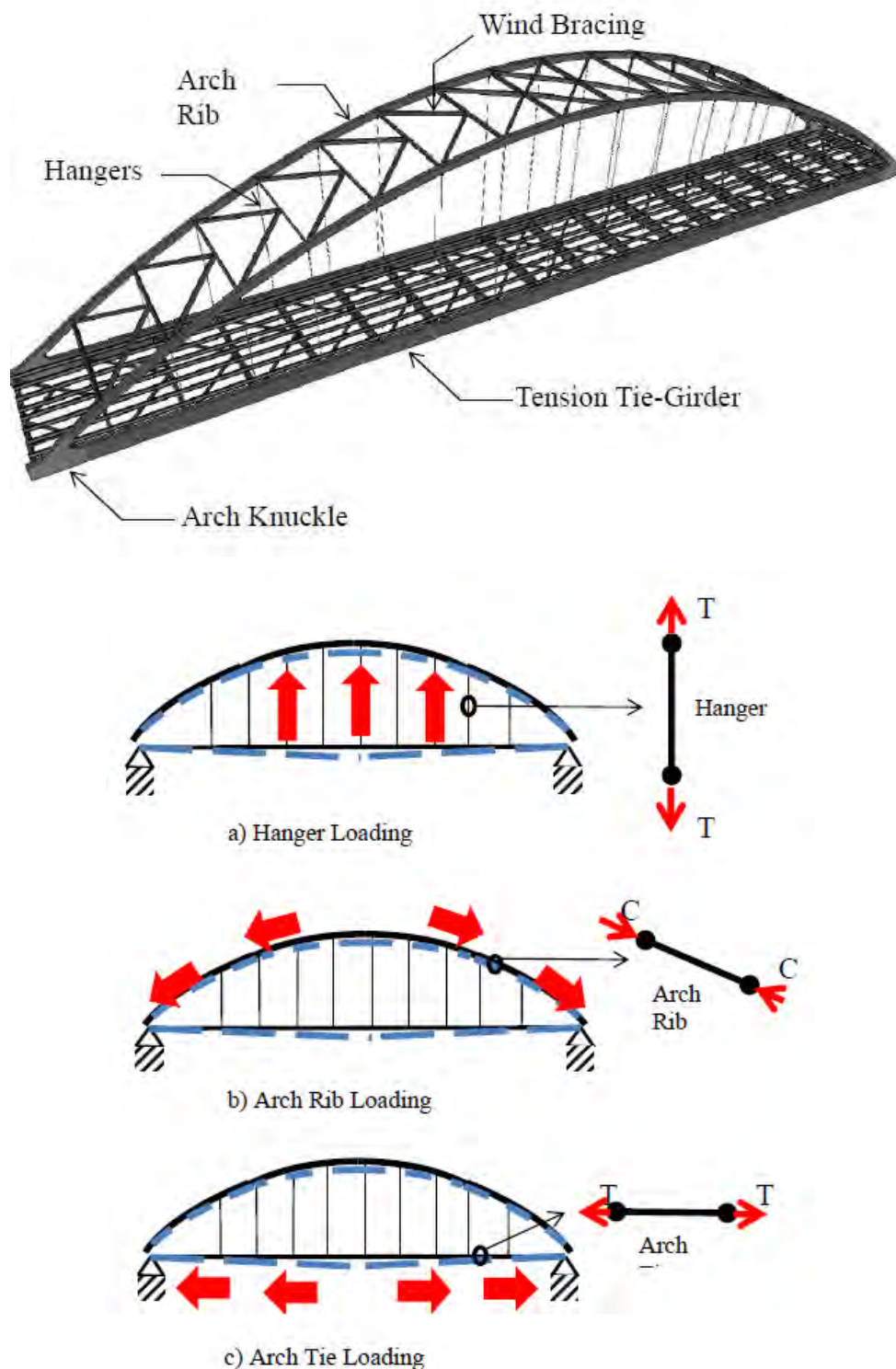
- 3) FRAME ELEMENT จำลอง Tie Girder ของช่วงความยาวหลัก จำลอง Arch Rib
- 4) Shell Element จำลองส่วนของพื้นของสะพาน



- 5) Spring เพื่อจำลองพฤติกรรมของ Bearing และ Expansion Joint



โดยในการสร้างแบบจำลองข้างต้น หลักการเลือกประเภทของ Element เพื่อจำลองพฤติกรรมของ Tie Arch Bridge ดังนี้

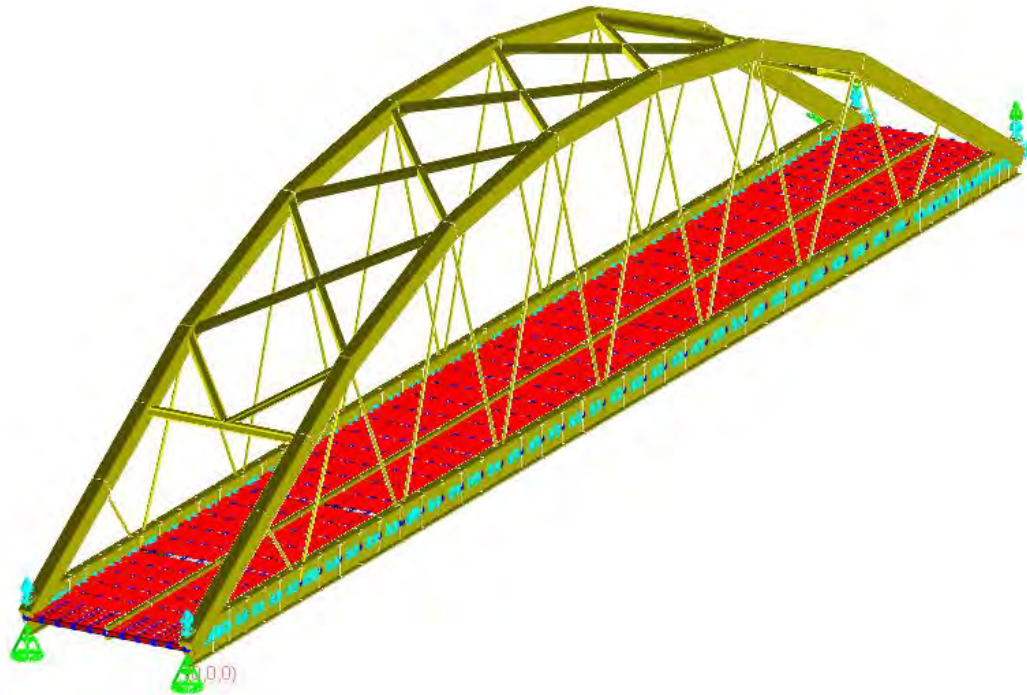


ในส่วนของ Hangers หรือ Cable ของ Tie Arch จะถูกจำลองให้สามารถรับแรงดึงที่เกิดจากน้ำหนักของพื้นสะพานและผลของแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกจรต่างๆ

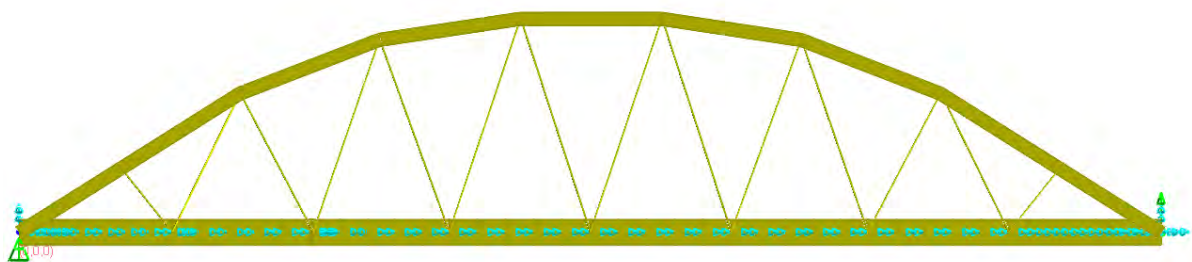
ส่วนของ Arch Rib จะถูกจำลองให้สามารถถ่ายแรงอัดที่เกิดจากการรองรับแรงดึงจาก Hanger ลงไปยังฐานรองรับ และ Arch Tie ที่เกิดแรงดึงเพื่อเกิดสมดุลแรงตามแนวราบ

7.2.3. ตัวอย่างของแบบจำลองของสะพาน

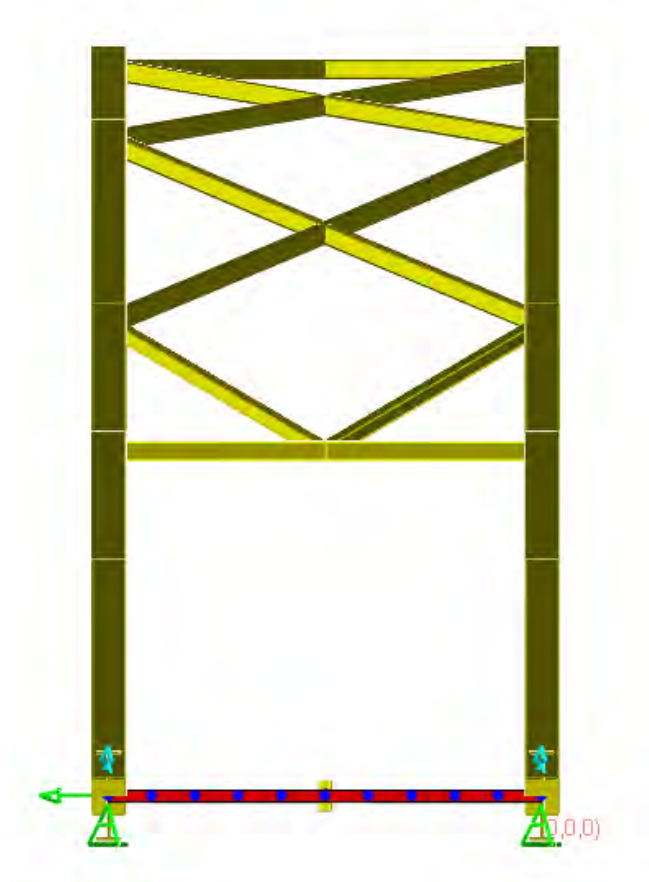
โดยตัวอย่างของแบบจำลองของสะพานแสดงดังนี้



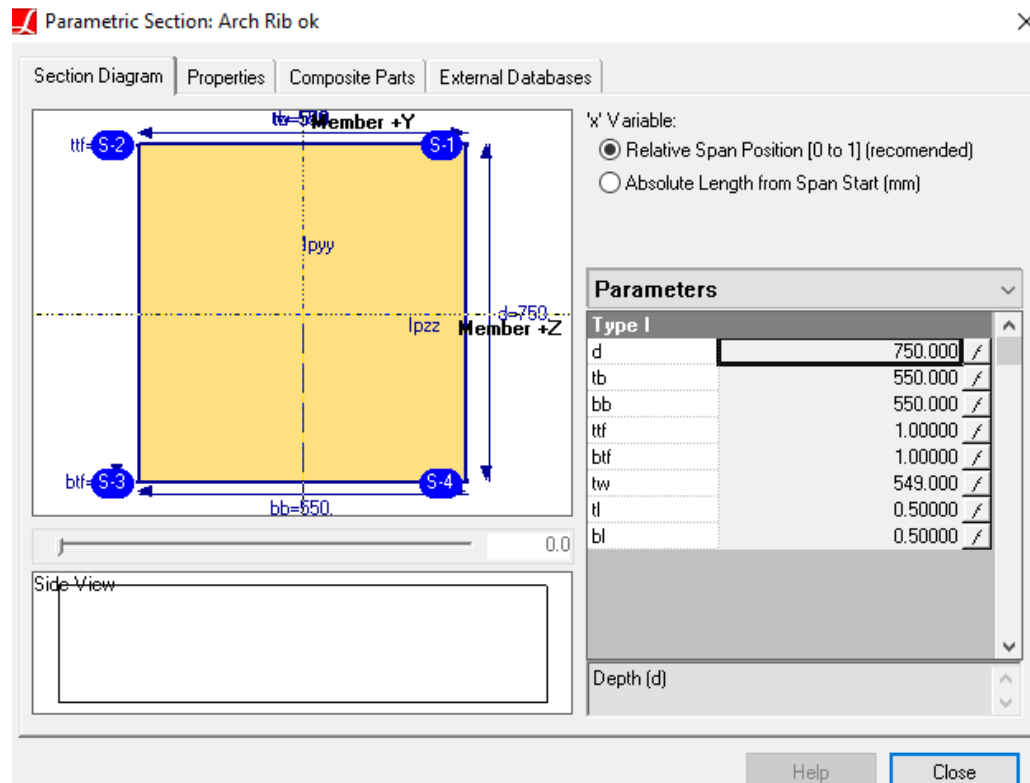
รูปที่ 7-7 แบบจำลองของ สะพานเดชาติวงศ์ (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Model) 3D View



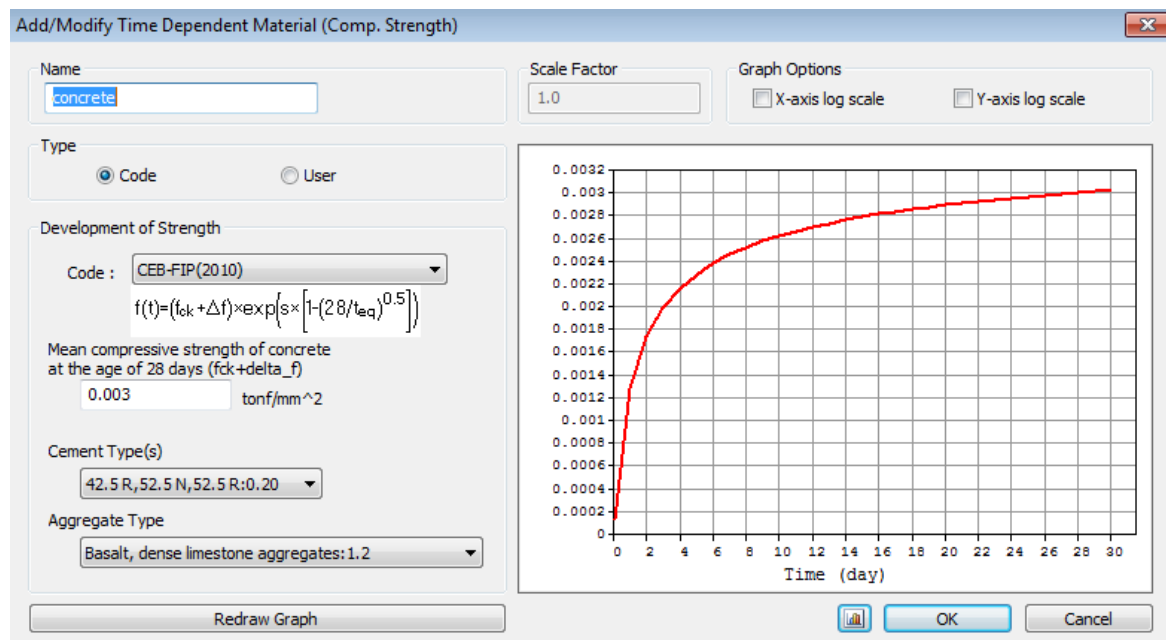
รูปที่ 7-8 แบบจำลองของ สะพานเดชาติวงศ์ (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Model) Elevation View



รูปที่ 7-9 แบบจำลองของ สะพานเดชาติวงศ์ (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์
(Finite Element Model) Front View



รูปที่ 7-10 แบบจำลองของ สะพานเดชาติวงศ์ (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Model) หน้าตัดของ Arch Rib Example



รูปที่ 7-11 แบบจำลองของสะพานในส่วนของวัสดุ Long Term Effect โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Model)

7.3 การวิเคราะห์แบบจำลองโดยพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้าง

ภายหลังจากการสร้างแบบจำลองโดยระเบียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์แล้ว ในขั้นตอนต่อไปที่ปรึกษาได้ดำเนินการวิเคราะห์แบบจำลองของสะพานดังกล่าวโดยพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างที่ได้ดำเนินการในภาคสนาม เพื่อให้ผลของอายุของคอนกรีต ขั้นตอนการติดตั้ง Cable Hanger รวมทั้งลำดับการติดตั้งส่วนของ Tie Girder และการหล่อพื้น RC Deck จนสมบูรณ์เป็นคานสะพาน ได้นำมารวมในแบบจำลองซึ่งจะทำให้ในขั้นตอนของการปรับค่าของแบบจำลองดำเนินการได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากขึ้น

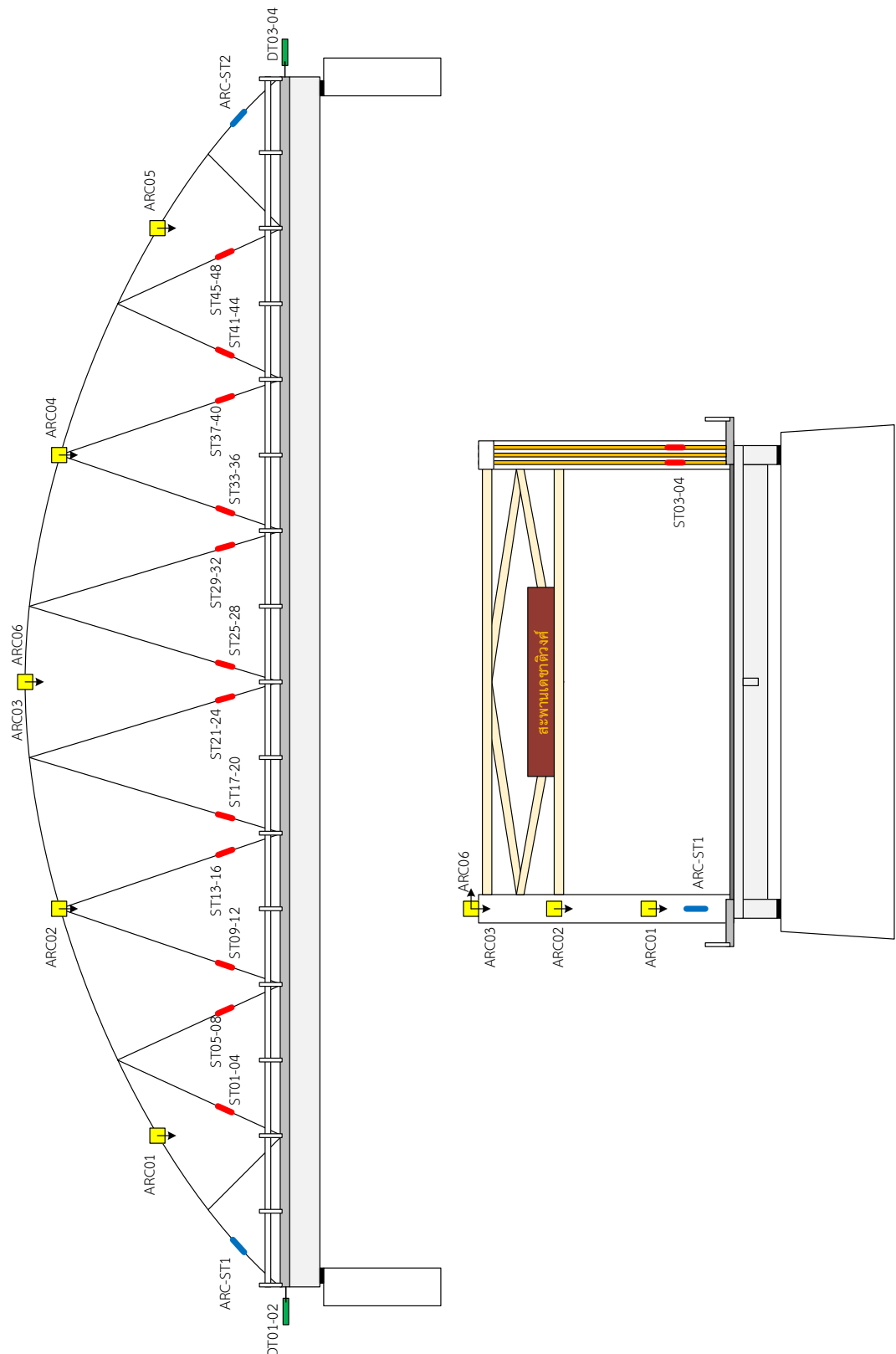
สำหรับวิธีการในการพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างในแบบจำลองนี้ ที่ปรึกษาเลือกใช้ Nonlinear Construction Stage Analysis ซึ่งลำดับการก่อสร้างที่ใช้ในแบบจำลองแสดงดังนี้

- ก่อสร้างโครงสร้างส่วนล่าง
- หล่อคาน Arch Rib
- ติดตั้งคาน Tie Arch และ คานรองรับพื้นสะพาน บน Temporary Falsework
- ทำการติดตั้ง Hanger
- ดำเนินการหล่อพื้นสะพาน
- ติดตั้ง Barrier และ Wearing
- วิเคราะห์สะพานภายหลังการก่อสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกที่ใช้ทดสอบในโครงการนี้

7.3.1. การปรับค่าแบบจำลองของสะพาน (FE Calibration with Test Results)

เพื่อให้การวิเคราะห์ผลเนื่องจากแบบจำลองของสะพานมีความถูกต้อง แบบจำลองตามยาวของสะพานโดยวิธี Finite Element ได้นำมาปรับค่าของ Natural Frequency ให้สอดคล้องกับค่าที่ตรวจวัดได้ในสะพาน โดยในการปรับค่าของแบบจำลองได้พิจารณา กำลังของวัสดุ ขั้นตอนการก่อสร้าง แบบจำลองของวัสดุเทียบกับเวลา เงื่อนไขของฐานรองรับของแบบจำลอง เป็นต้น ตัวอย่างของตำแหน่งของอุปกรณ์ตรวจวัดที่ใช้ในการปรับค่าของแบบจำลองแสดงดังรูปที่ 7-12



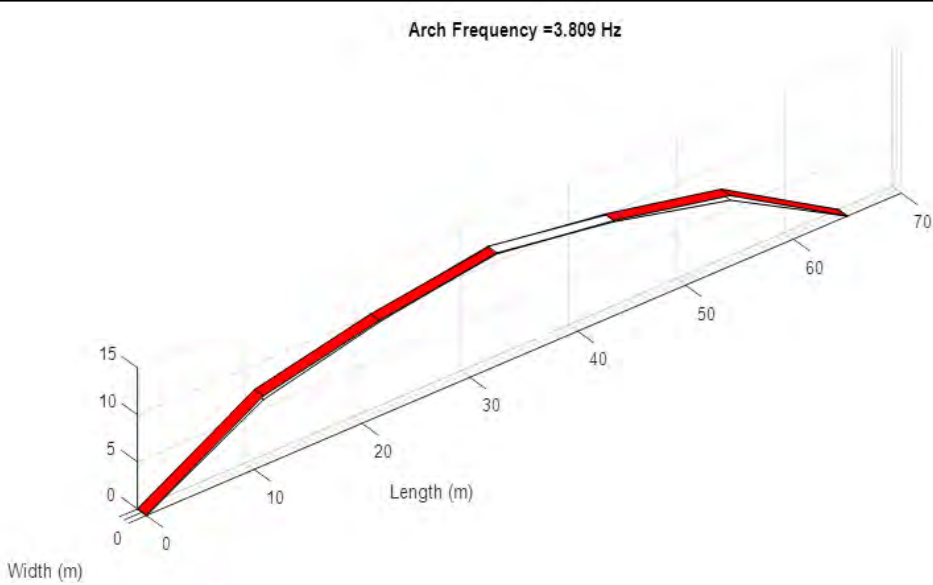
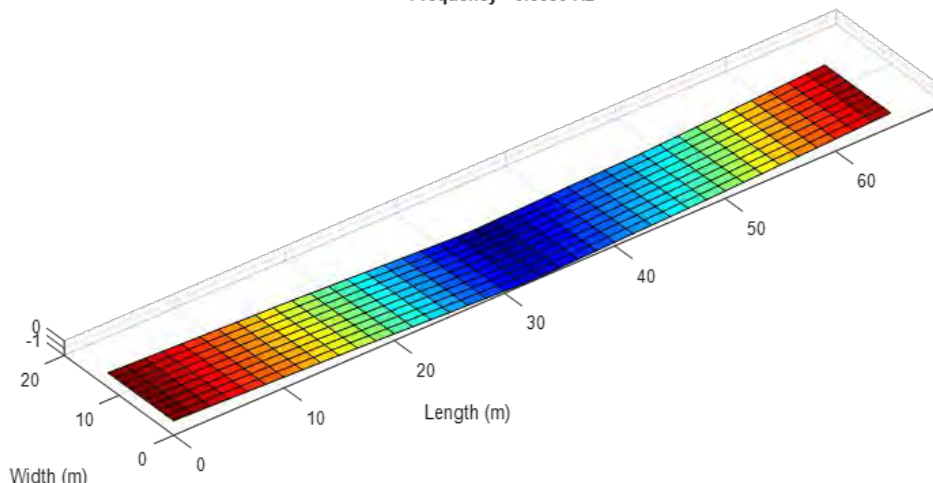


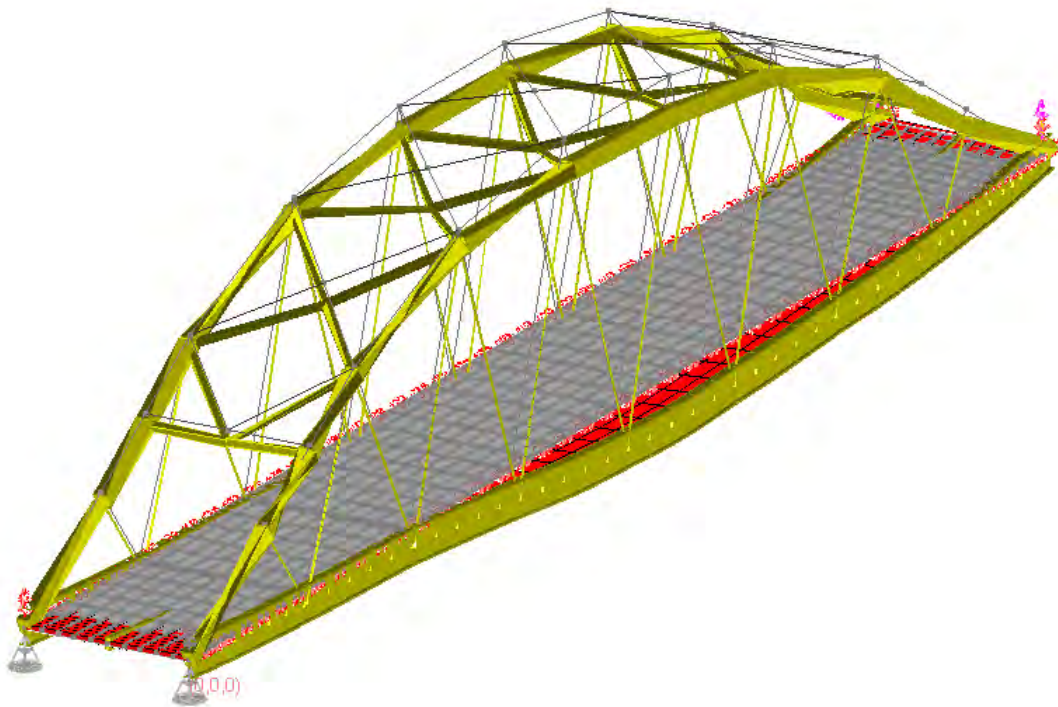
รูปที่ 7-12 ตัวอย่างตำแหน่งของอุปกรณ์ตรวจวัดพฤติกรรมของสะพานที่ใช้ในการปรับแก้แบบจำลอง

โดยตัวอย่างของแบบจำลองที่ได้ทำการสร้างและทำการวิเคราะห์ค่าของ Natural Frequency แสดงดังรูปต่างๆดังนี้

ซึ่งหลังจากการปรับค่าของแบบจำลองสะพาน นั้น แสดงค่าของ Natural Frequency อยู่ในช่วง 4.3-4.7 Hz โดยค่าของ Mode Shape เป็นการสั่นไหวในแนวดิ่ง (Vertical Translation in z direction) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ให้ค่าของ Natural Frequency เท่ากับ 4.63 Hz และมี Mode Shape เป็น Vertical Translation

ตารางที่ 1-5 ผลการทดสอบสะพานแบบ Dynamic 1

Mode & Frequency	Shape Mode
Bending 3.8 Hz (Arch Rib)	<p>Arch Frequency = 3.809 Hz</p> 
Bending 3.8 Hz (Deck)	<p>Frequency = 3.8086 Hz</p> 



รูปที่ 7-13 Mode Shape ของ แบบจำลองของ สะพานเดชาติวงศ์ (Tied Arch Bridge) โดยเปรียบเทียบวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์ (Finite Element Model) Natural Frequency = 4.00 Hz (3D View) (Bending Mode of Deck)

จากการปรับแก้แบบจำลองข้างต้นแบบจำลองของสะพานจะนำไปใช้ในการวิเคราะห์หาแรงภายในของสะพานของส่วนประกอบต่างๆภายใต้แรงกระทำที่ใช้ในการออกแบบตามมาตรฐาน AASHTO และข้อกำหนดพิเศษอื่นๆ เพื่อใช้ในการประเมินสมรรถภาพของสะพานก่อนดำเนินการออกแบบปรับปรุงต่อไป

7.4 การออกแบบบูรณะสะพานเดชาติวงศ์

ในหัวข้อนี้ที่ปรึกษานำเสนอ แนวทางการออกแบบบูรณะสะพานเดชาติวงศ์ โดย แนวทางการออกแบบบูรณะ ที่ปรึกษาได้ พิจารณาจากปัจจัยดังนี้

7.4.1. สะพานช่วง Main Span (Tied Arch Bridge)

- การปรับปรุงและเสริมกำลังส่วนประกอบของสะพาน Arch Bridge ให้รองรับ น้ำหนักบรรทุกจร ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD (2007) หรือในระดับ HL-93
- การปรับปรุงค่าการสั่นของโครงสร้างให้เหมาะสมกับการสั่นเนื่องจากยานพาหนะ
- การปรับปรุงค่าการสั่นของโครงสร้างให้เหมาะสมกับการสั่นไหวเนื่องจากแรงลมด้านข้าง

ในปัจจัยข้างต้น ที่ปรึกษา จะต้องปรับปรุงส่วนประกอบหลักที่สำคัญของสะพานให้มีความแข็งแรงมากขึ้น จากสภาพปัจจุบัน เช่น การเสริมกำลังส่วนของ Arch Rib ให้มีความสามารถในการรองรับแรงอัดที่สูงขึ้น มีความแข็งแรงที่เพิ่มขึ้นเพื่อปรับค่าการสั่นไหวของโครงสร้างในโหมดที่เกี่ยวข้อง การปรับปรุงและเปลี่ยน พื้นสะพานเดิมเพื่อเพิ่มความแข็งแรง และลดโอกาสการเกิด Fatigue Crack ในอนาคต การเสริมกำลัง Tie Girder ให้มีความสามารถในการรับแรงดัดและแรงดึงมากขึ้นและลดโอกาสการแตกร้าวในอนาคต การเปลี่ยน Hanger เพื่อให้สามารถรองรับแรงที่สูงขึ้นและลดค่าของความเค้นในระหว่างการใช้งานให้เป็นไปตามมาตรฐาน AASHTO และ PTI Guide Specification for Stay Cable Design, Testing, and Installation การเปลี่ยน ฐานรองรับของสะพาน

ตัวอย่างของสภาพของส่วนประกอบโครงสร้างข้างต้นที่มีความเสื่อมสภาพค่อนข้างมากแสดงดังนี้

- การเสื่อมสภาพของ Arch Rib
- การเสื่อมสภาพของพื้นสะพาน
- การเสื่อมสภาพของ Hanger



จากสภาพการเสื่อมสภาพและแนวความคิดที่ต้องการปรับปรุงสะพานข้างต้น ที่ปรึกษาขอ
นำเสนอแนวทางเลือกการออกแบบดังนี้

7.4.1.1. แนวทางเลือกการออกแบบเสริมกำลัง Arch Rib

ส่วนของ Arch Rib รองรับแรงอัด ที่ถ่ายมาจากพื้นสะพานไปยัง Hanger ดังนั้น การเสริมกำลัง
ส่วนประกอบนี้ทำได้ดังนี้

1) การทำ Steel Jacketing

ข้อดี

- ติดตั้งรวดเร็ว น้ำหนักเบา
- ทนแสง UV
- ราคาปานกลาง
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ

ข้อด้อย

- ไม่ทนไฟ
- ต้องมีระบบป้องกันสนิม
- กรณีที่ไม่ได้ใช้ Epoxy อาจต้องเจาะยึดกับโครงสร้างเดิม
- มีสภาพหลังการบูรณะต่างจากสะพานเดิม

2) การทำ CFRP Wrapping

ข้อดี

- ติดตั้งรวดเร็ว น้ำหนักเบา
- ติดตั้งโดยใช้ Epoxy จึงไม่กระทบกับโครงสร้างเดิม
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ

ข้อด้อย

- ไม่นทนไฟ
- ไม่นทนแสง UV ต้องมีการ Coating
- มีสภาพหลังการบูรณะต่างจากสะพานเดิม

3) การทำ Concrete Jacketing

ข้อดี

- ทนไฟ
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ
- มีสภาพหลังการบูรณะเหมือนกับสะพานเดิม

ข้อด้อย

- ก่อสร้างใช้ระยะเวลานาน น้ำหนักมาก
- ต้องเจาะยึดกับโครงสร้างเดิม

เนื่องจากความเสียหายบริเวณ Arch Rib เกิดขึ้นเพียงเล็กน้อย ประกอบด้วยลักษณะรับแรงของโครงสร้างที่มีโอกาสเกิดแรงดัดได้ การขยายหน้าตัดคานสามารถเพิ่มกำลังรับแรงดัดได้ดี อีกทั้งเพื่อให้โครงสร้างมีความสวยงามและมีลักษณะดังเดิม ที่ปรึกษาจึงเสนอ Concrete Jacketing สำหรับ Arch Rib



7.4.1.2. แนวทางเลือกการออกแบบเสริมกำลัง พื้นสะพาน

1) การทำ Steel Plate Strengthening

ข้อดี

- ติดตั้งรวดเร็ว น้ำหนักเบา
- ทนแสง UV
- ราคาปานกลาง
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ

ข้อด้อย

- ไม่ทนไฟ
- ต้องมีระบบป้องกันสนิม
- กรณีที่ไม่ได้ใช้ Epoxy อาจต้องเจาะยึดกับโครงสร้างเดิม
- มีสภาพหลังการบูรณะต่างจากสะพานเดิม

2) การทำ CFRP Wrapping และ Strip

ข้อดี

- ติดตั้งรวดเร็ว น้ำหนักเบา
- ติดตั้งโดยใช้ Epoxy จึงไม่กระทบกับโครงสร้างเดิม
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ

ข้อด้อย

- ไม่ทนไฟ

- ไม่ทนแสง UV ต้องมีการ Coating
- มีสภาพหลังการบูรณะต่างจากสะพานเดิม

3) การทำ Deck Replacement

ข้อดี

- ทนไฟ
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ
- มีสภาพหลังการบูรณะเหมือนกับสะพานเดิม
- สามารถเสริมเหล็กในพื้นที่ใหม่ทดแทนเหล็กเดิมที่เป็นสนิม

ข้อด้อย

- ก่อสร้างใช้ระยะเวลานาน น้ำหนักมาก

จากข้อดี และ ข้อด้อยข้างต้น ที่ปรึกษา เสนอ Deck Replacement สำหรับ พื้นสะพาน



7.4.1.3. แนวทางเลือกการออกแบบเสริมกำลัง Tie Girder

1) การทำ Steel Plate Strengthening

ข้อดี

- ติดตั้งรวดเร็ว น้ำหนักเบา
- ทนแสง UV
- ราคาปานกลาง
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ

ข้อด้อย

- ไม่ทนไฟ
- ต้องมีระบบป้องกันสนิม
- กรณีที่ไม่ได้ใช้ Epoxy อาจต้องเจาะยึดกับโครงสร้างเดิม
- มีสภาพหลังการบูรณะต่างจากสะพานเดิม

2) การทำ CFRP Wrapping และ Strip

ข้อดี

- ติดตั้งรวดเร็ว น้ำหนักเบา
- ติดตั้งโดยใช้ Epoxy จึงไม่กระทบกับโครงสร้างเดิม
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ

ข้อด้อย

- ไม่ทนไฟ

- ไม่ทนแสง UV ต้องมีการ Coating
- มีสภาพหลังการบูรณะต่างจากสะพานเดิม

3) การทำ Concrete Jacketing

ข้อดี

- ทนไฟ
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ
- มีสภาพหลังการบูรณะเหมือนกับสะพานเดิม

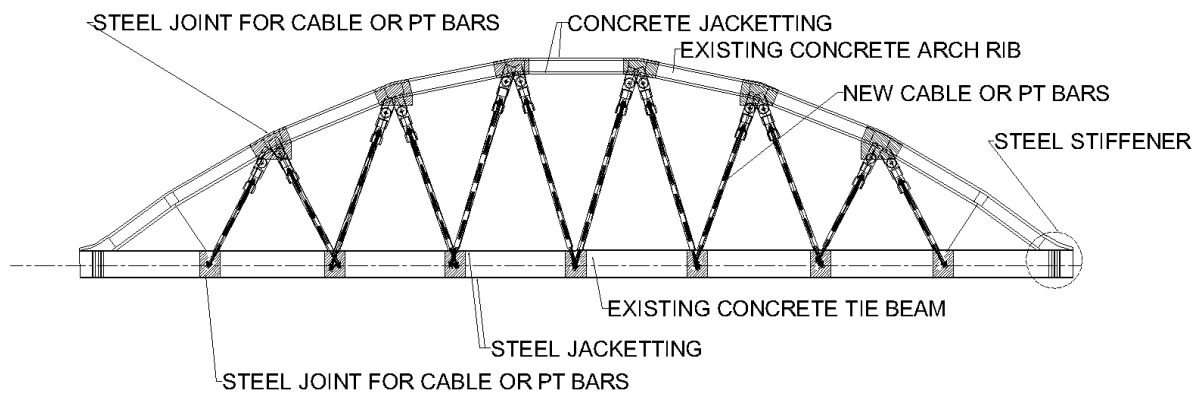
ข้อด้อย

- ก่อสร้างใช้ระยะเวลานาน น้ำหนักมาก

เนื่องจากโครงสร้างมีความเสียหายมาก ที่ปรึกษาจึงแนะนำให้เสริมกำลังด้วยระบบลวดอัดแรง ซึ่งใช้ร่วมกับ Concrete Jacking เพื่อลดโอกาสการเกิดการแตกร้าวของ Tie Girder ในอนาคต และยังลดการเกิดแรงแนวนอน (Horizontal Load) ที่ฐานรองรับ ที่ปรึกษาจึงเสนอ Concrete Jacking สำหรับ Tie Girder



จากข้อสรุปแนวทางการออกแบบส่วนหลักของสะพาน (Main Bridge) ที่ปรึกษานำเสนอตัวอย่าง
แบบการเสริมกำลังเบื้องต้นดังนี้



รูปที่ 7-14 ตัวอย่างการปรับปรุงเสริมกำลังของสะพาน

7.4.2. สะพานช่วง Approach Span

การปรับปรุงและเสริมกำลังส่วนประกอบของสะพาน ช่วง Approach Span ให้รองรับ น้ำหนัก
บรรทุกจรตามมาตรฐาน AASHTO LRFD (2007) หรือในระดับ HL-93

7.4.2.1. แนวทางเลือกการออกแบบเสริมกำลัง พื้นสะพานของช่วง Approach Span

1) การทำ Steel Plate Strengthening

ข้อดี

- ติดตั้งรวดเร็ว น้ำหนักเบา
- ทนแสง UV
- ราคาปานกลาง
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ

ข้อด้อย

- ไม่ทนไฟ
- ต้องมีระบบป้องกันสนิม

- กรณีที่ไม่ได้ใช้ Epoxy อาจต้องเจาะยึดกับโครงสร้างเดิม
- มีสภาพหลังการบูรณะต่างจากสะพานเดิม

2) การทำ CFRP Wrapping และ Strip

ข้อดี

- ติดตั้งรวดเร็ว น้ำหนักเบา
- ติดตั้งโดยใช้ Epoxy จึงไม่กระทบกับโครงสร้างเดิม
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ

ข้อด้อย

- ไม่ทนไฟ
- ไม่ทนแสง UV ต้องมีการ Coating
- มีสภาพหลังการบูรณะต่างจากสะพานเดิม

3) การทำ Deck Replacement

ข้อดี

- ทนไฟ
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ
- มีสภาพหลังการบูรณะเหมือนกับสะพานเดิม
- สามารถเสริมเหล็กในพื้นที่ใหม่ทดแทนเหล็กเดิมที่เป็นสนิม

ข้อด้อย

- ก่อสร้างใช้ระยะเวลานาน น้ำหนักมาก



จากข้อดี และ ข้อด้อยข้างต้น ที่ปรึกษา เสนอ *Deck Replacement* สำหรับ พื้นสะพาน

7.4.2.2. แนวทางเลือกการออกแบบเสริมกำลัง I-Girder ของช่วง Approach Span

1) การทำ Steel Plate Strengthening

ข้อดี

- ติดตั้งรวดเร็ว น้ำหนักเบา
- ทนแสง UV
- ราคาปานกลาง
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ

ข้อด้อย

- ไม่ทนไฟ
- ต้องมีระบบป้องกันสนิม
- กรณีที่ไม่ได้ใช้ Epoxy อาจต้องเจาะยึดกับโครงสร้างเดิม
- มีสภาพหลังการบูรณะต่างจากสะพานเดิม

2) การทำ CFRP Wrapping และ Strip

ข้อดี

- ติดตั้งรวดเร็ว น้ำหนักเบา
- ติดตั้งโดยใช้ Epoxy จึงไม่กระทบกับโครงสร้างเดิม
- ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษ

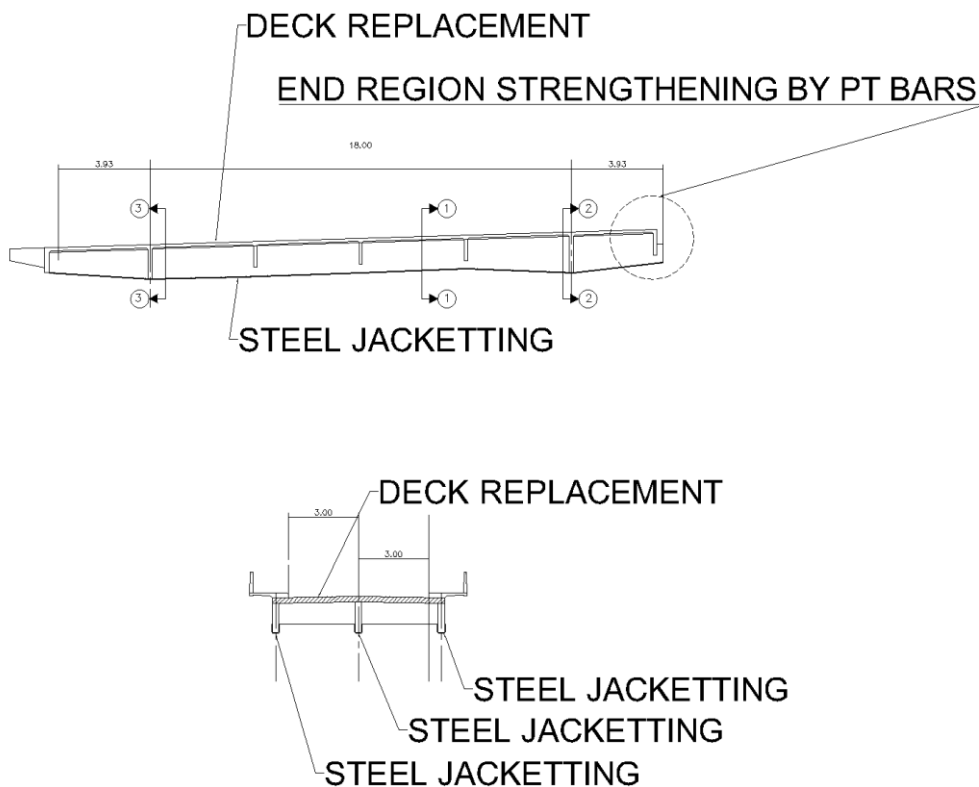
ข้อด้อย



- ไม่นทนไฟ
- ไม่นทนแสง UV ต้องมีการ Coating
- มีสภาพหลังการบูรณะต่างจากสะพานเดิม

จากข้อดี และ ข้อด้อยข้างต้น ที่ปรึกษา เสนอ Steel Plate Strengthening สำหรับ I-Girder ช่วง Approach Span

จากข้อสรุปแนวทางการออกแบบส่วนหลักของสะพาน (Approach Bridge) ที่ปรึกษานำเสนอ ตัวอย่างแบบการเสริมกำลังเบื้องต้นดังนี้

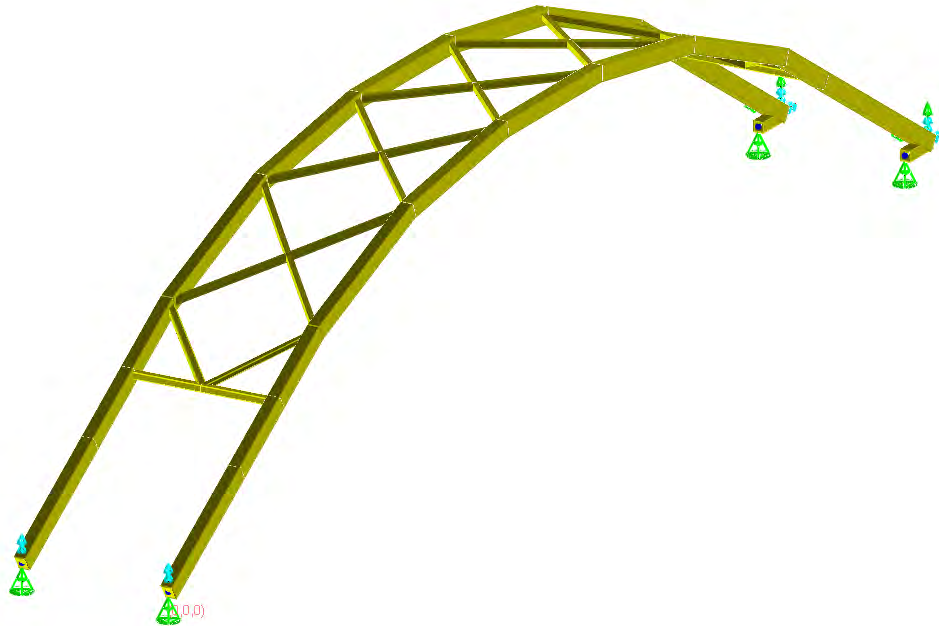


รูปที่ 7-15 ตัวอย่างการปรับปรุงเสริมกำลังของสะพาน

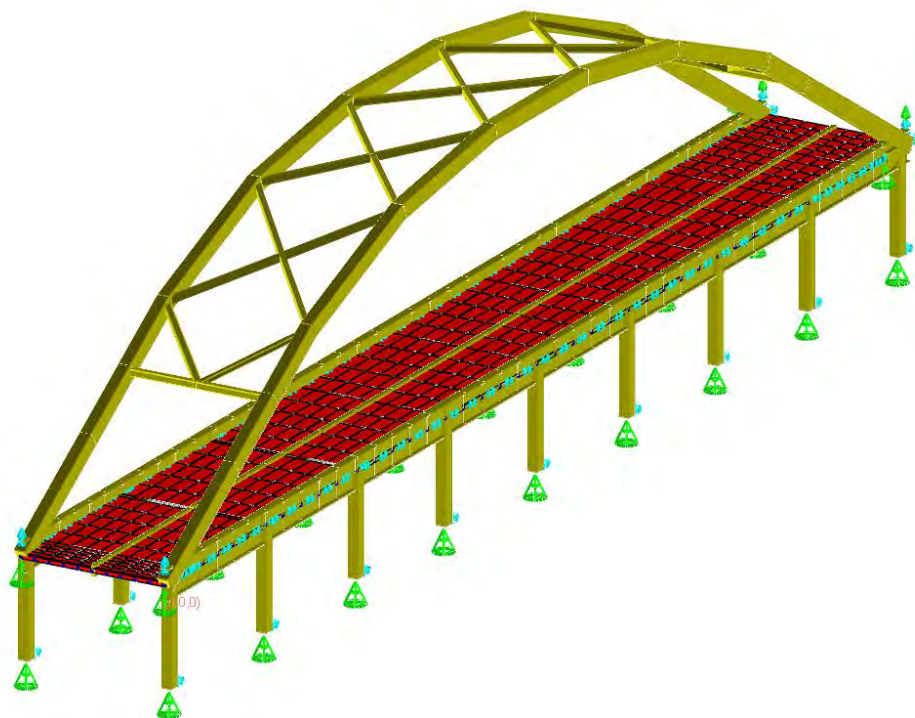
7.5 แบบรายละเอียดการบูรณะสะพาน

ที่ปรึกษาได้จัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะสะพานเดชาตวิวงศ์แสดงในภาคผนวก จ

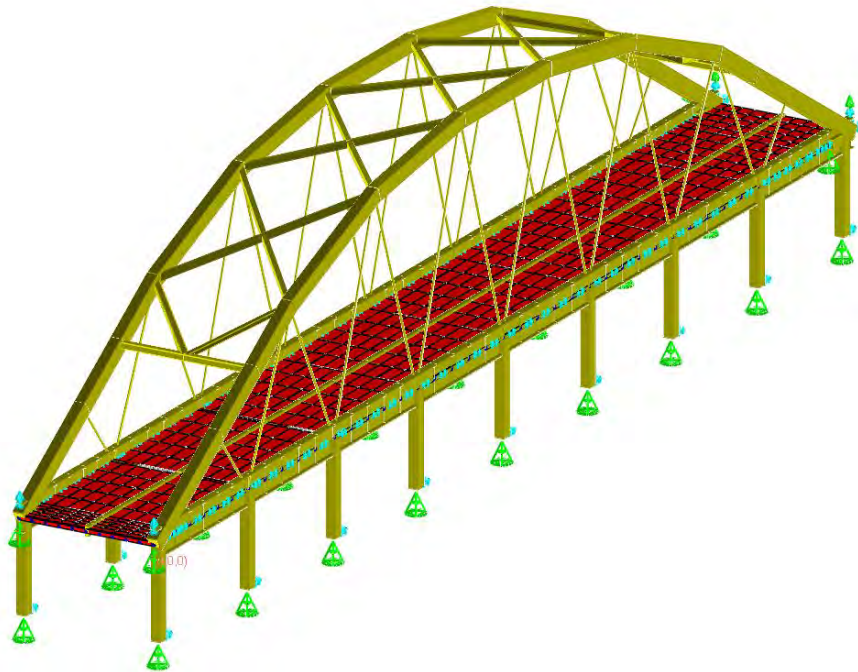
7.6 การวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างของสะพาน



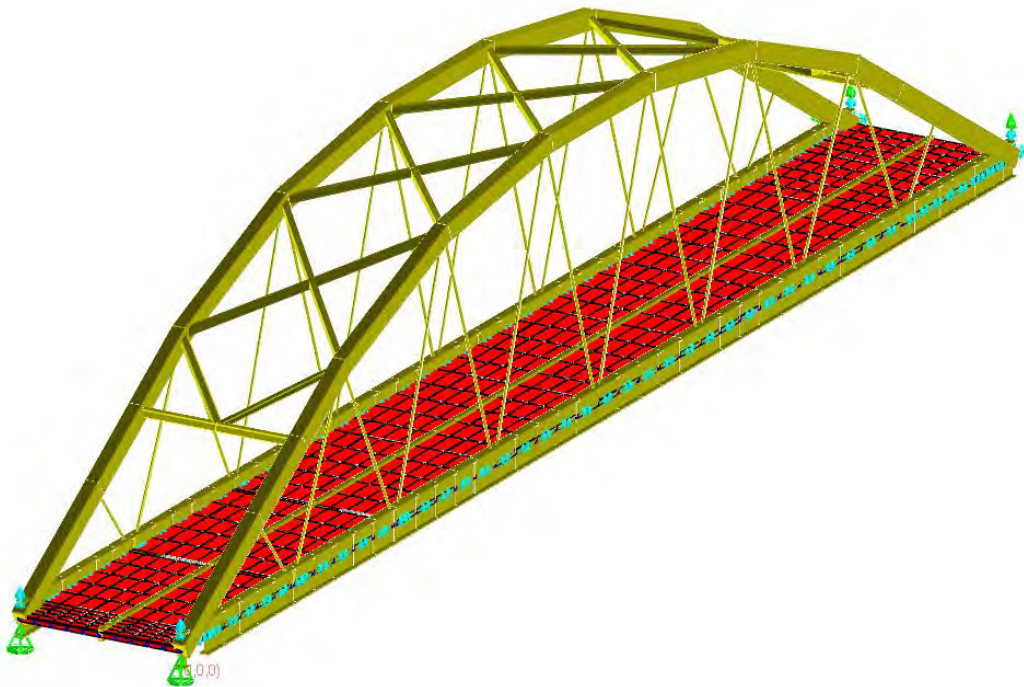
รูปที่ 7-16 ขั้นตอนติดตั้ง Arch Rib และ Bracing ด้านบน



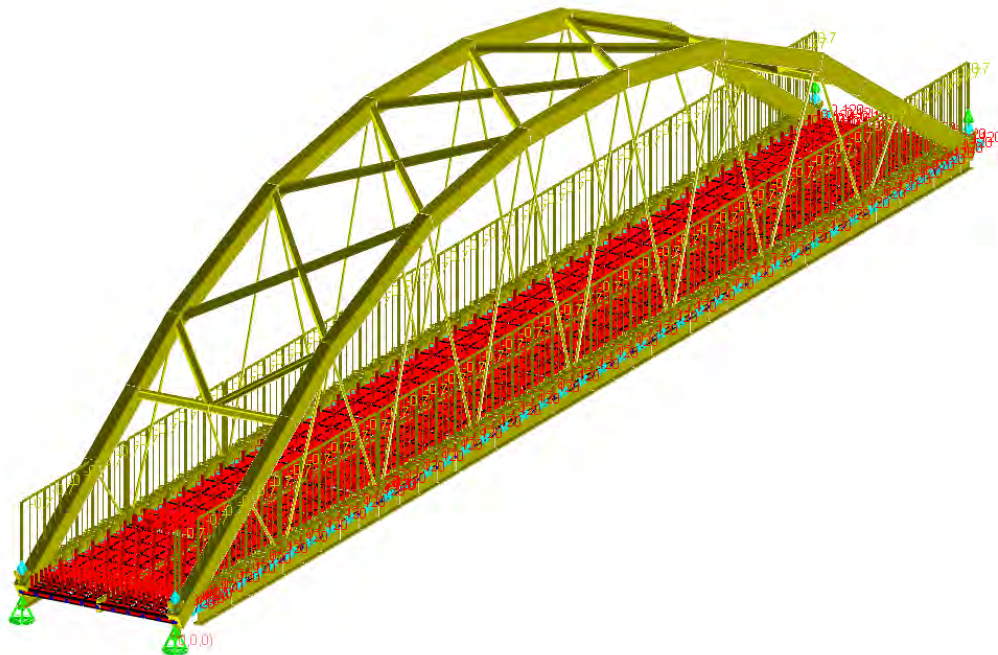
รูปที่ 7-17 ขั้นตอนติดตั้ง Tie Girder และ RC Deck บน Temporary Support



รูปที่ 7-18 ขั้นตอนติดตั้ง Hangers



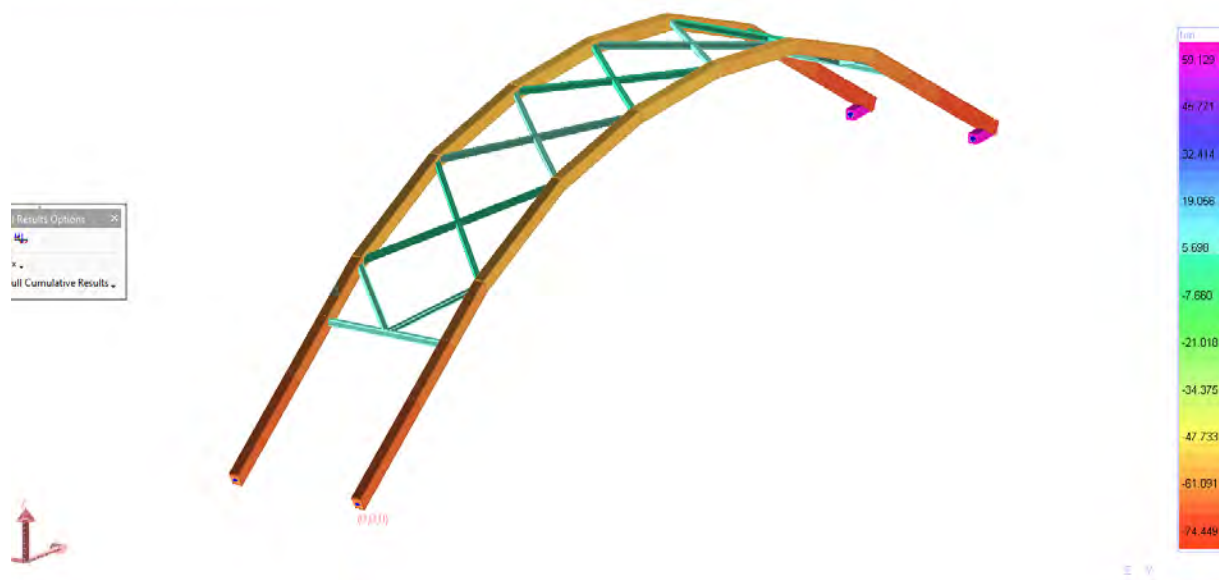
รูปที่ 7-19 ขั้นตอน Remove Temporary Support



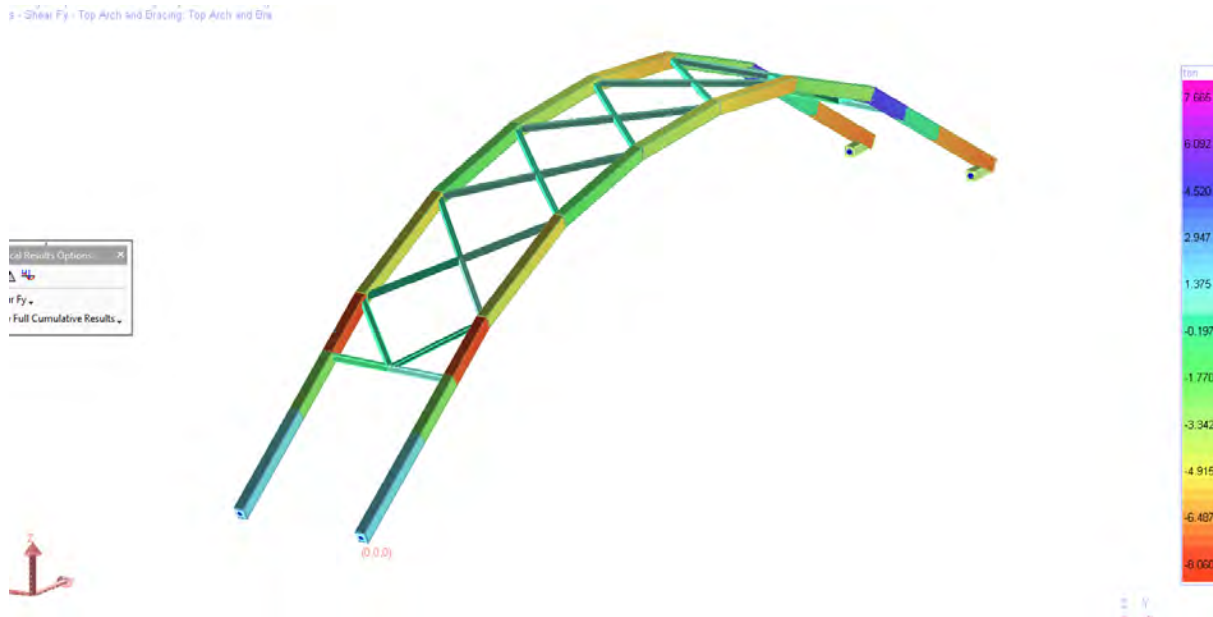
รูปที่ 7-20 ขั้นตอนปูผิว Wearing Surface บนพื้นสะพาน

7.6.1. ตัวอย่างผลการวิเคราะห์แรงภายในขั้นตอนการก่อสร้าง

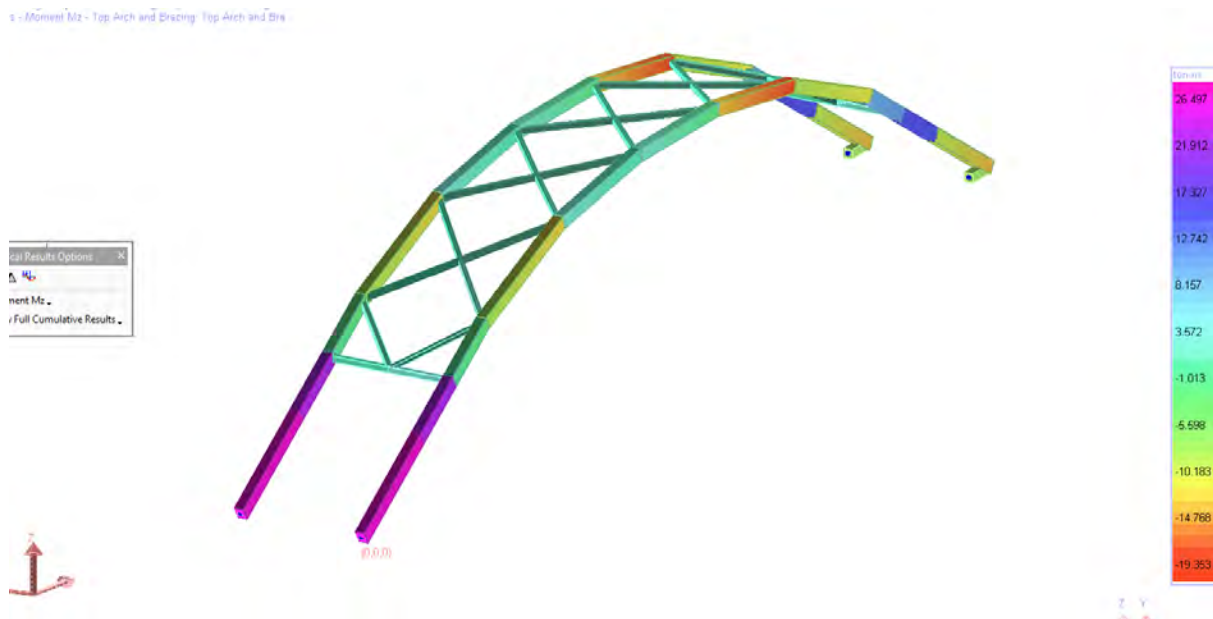
- Axial Force - Top Arch and Bracing, Top Arch and Bracing



รูปที่ 7-21 ผลการวิเคราะห์แรงภายในขั้นตอนติดตั้ง Arch Rib และ Bracing ด้านบน

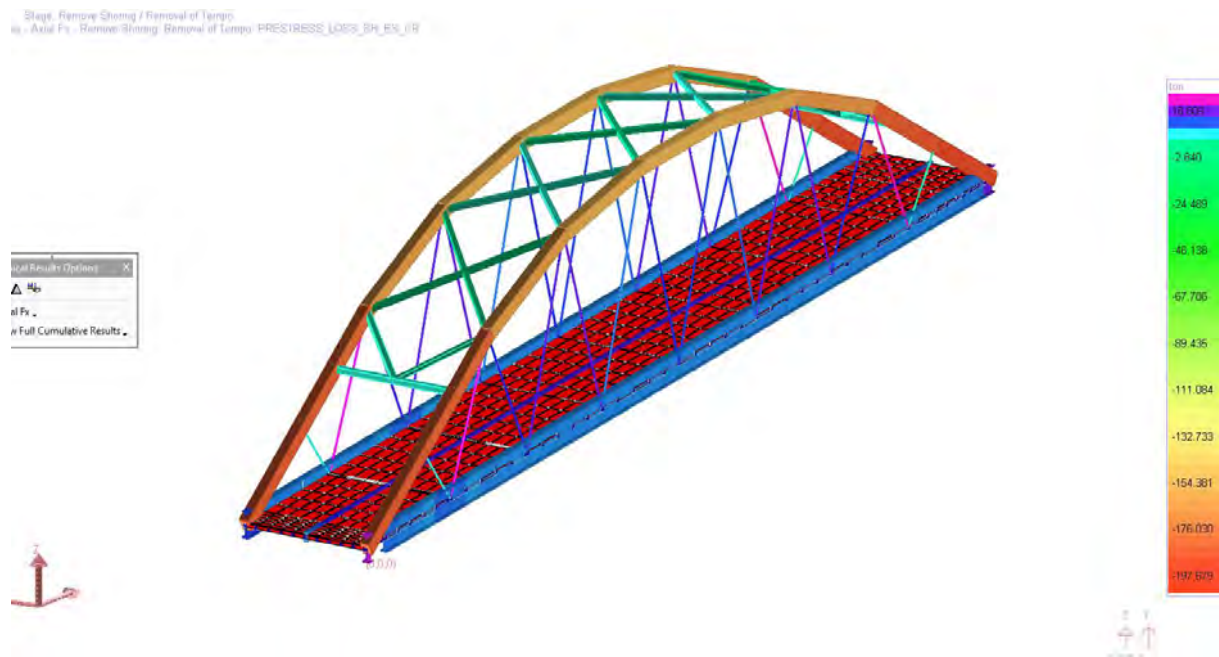


รูปที่ 7-22 ผลการวิเคราะห์แรงภายในขั้นตอนติดตั้ง Arch Rib และ Bracing ด้านบน (ต่อ)

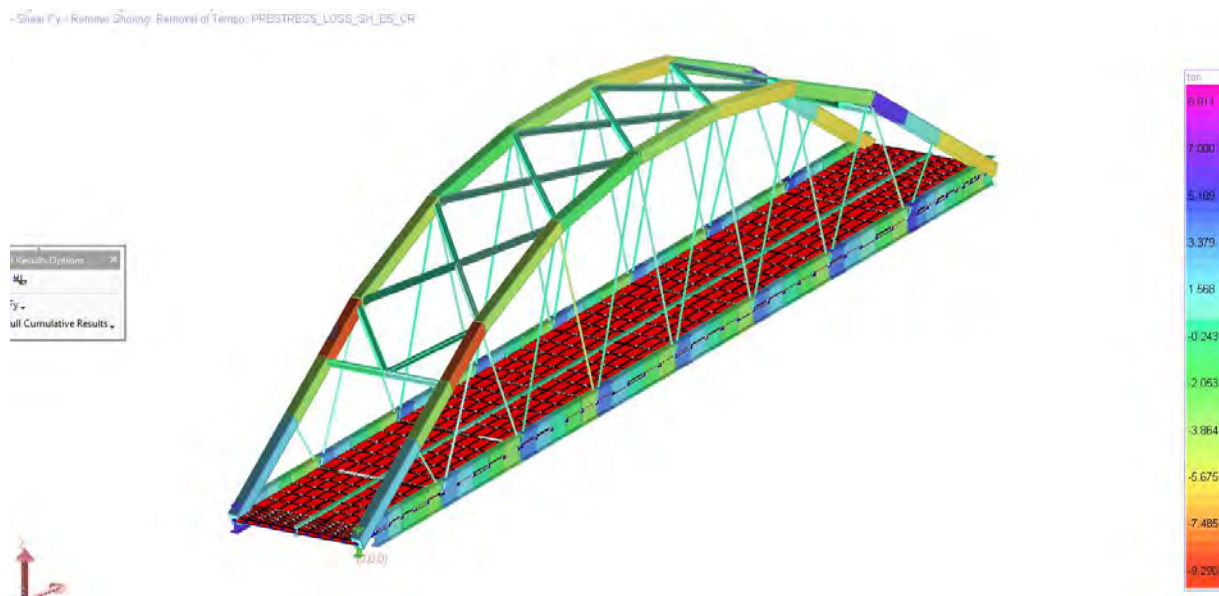


รูปที่ 7-23 ผลการวิเคราะห์แรงภายในขั้นตอนติดตั้ง Arch Rib และ Bracing ด้านบน (ต่อ)

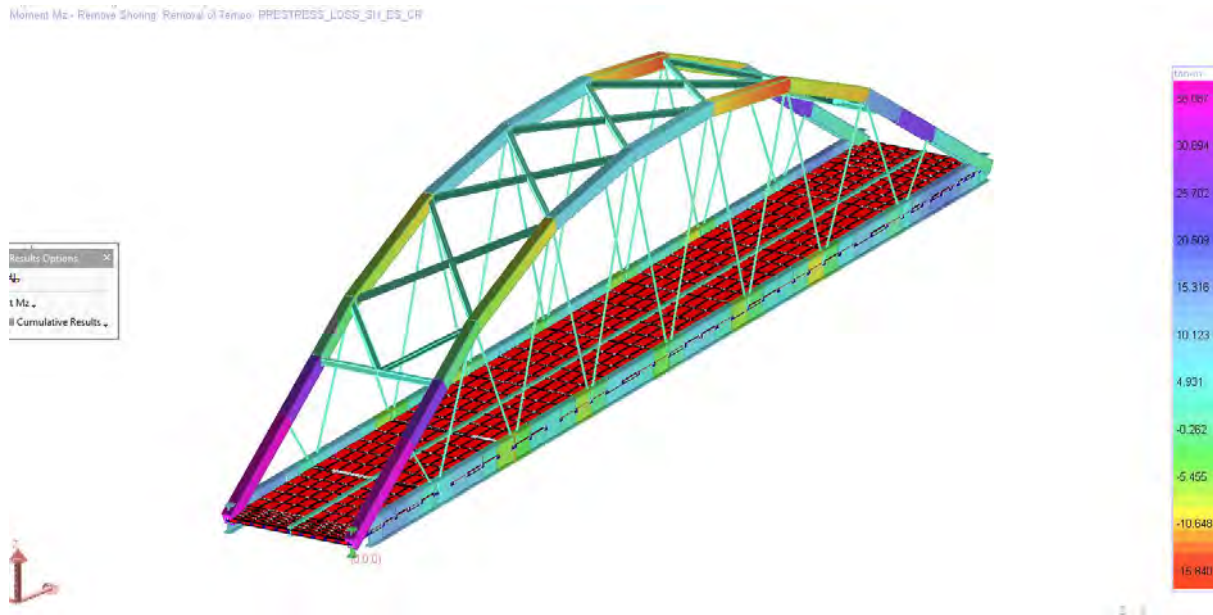




รูปที่ 7-24 ผลการวิเคราะห์แรงภายในขั้นตอน Remove Temporary Support

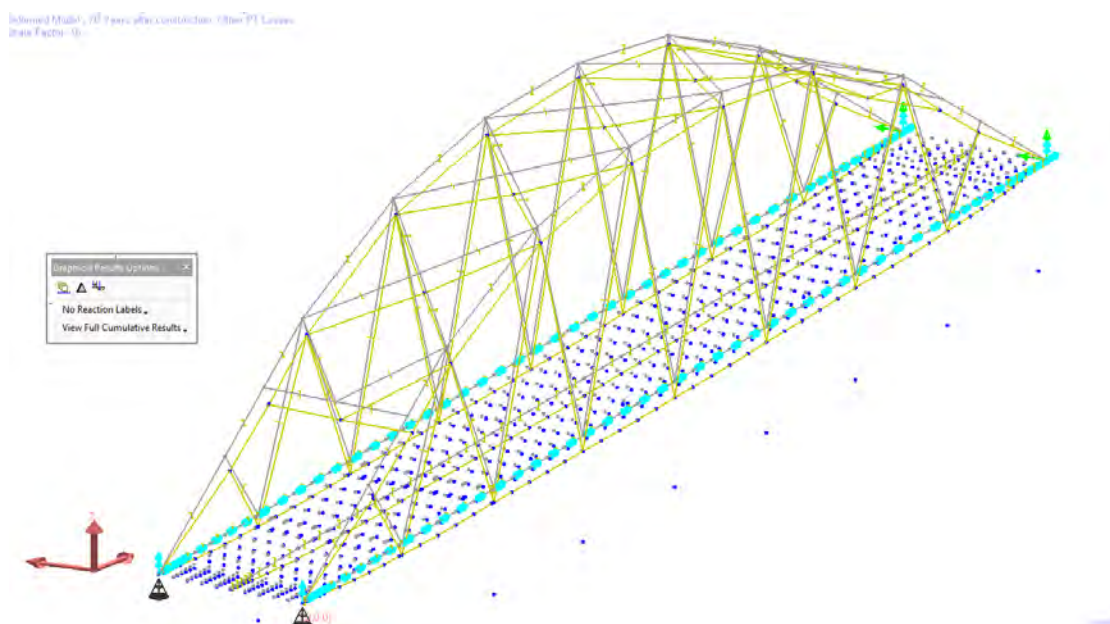


รูปที่ 7-25 ผลการวิเคราะห์แรงภายในขั้นตอน Remove Temporary Support (ต่อ)

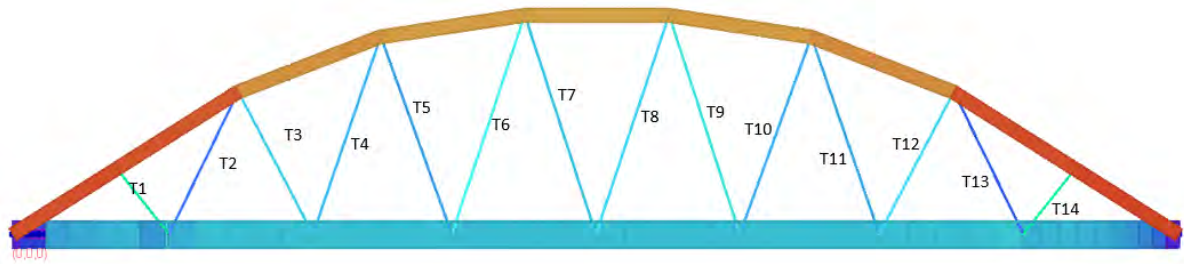


รูปที่ 7-26 ผลการวิเคราะห์แรงภายในขั้นตอน Remove Temporary Support (ต่อ)

7.6.2. ผลการประมาณค่าของ Camber และ Hanger Forces ภายหลังการเปิดใช้งาน ตั้งแต่ปี 2493



รูปที่ 7-27 ค่าของ Camber โดยรวมของสะพาน โดยมีค่า Camber สูงสุดเท่ากับ -47.7 mm (70 ปี หลังเปิดใช้งาน)

**Hanger Estimation Force**

No.	Name	Force (T) Left	Force (T) Right	Average (T)
1	T1	-1.846	-1.976	-1.911
2	T2	34.24	34.9	34.57
3	T3	15.99	15.57	15.78
4	T4	21.31	20.93	21.12
5	T5	23.31	23.56	23.435
6	T6	9.223	9.119	9.171
7	T7	16.47	16.57	16.52
8	T8	16.16	16.13	16.145
9	T9	9.971	10	9.9855
10	T10	22.64	22.65	22.645
11	T11	21.75	21.77	21.76
12	T12	15.46	15.48	15.47
13	T13	35.71	35.72	35.715
14	T14	-2.73	-2.728	-2.729

รูปที่ 7-28 ค่าของ Hanger Forces โดยรวมของสะพาน (70 ปี หลังเปิดใช้งาน)

7.7 การวิเคราะห์ขั้นตอนการเสริมกำลังของสะพาน

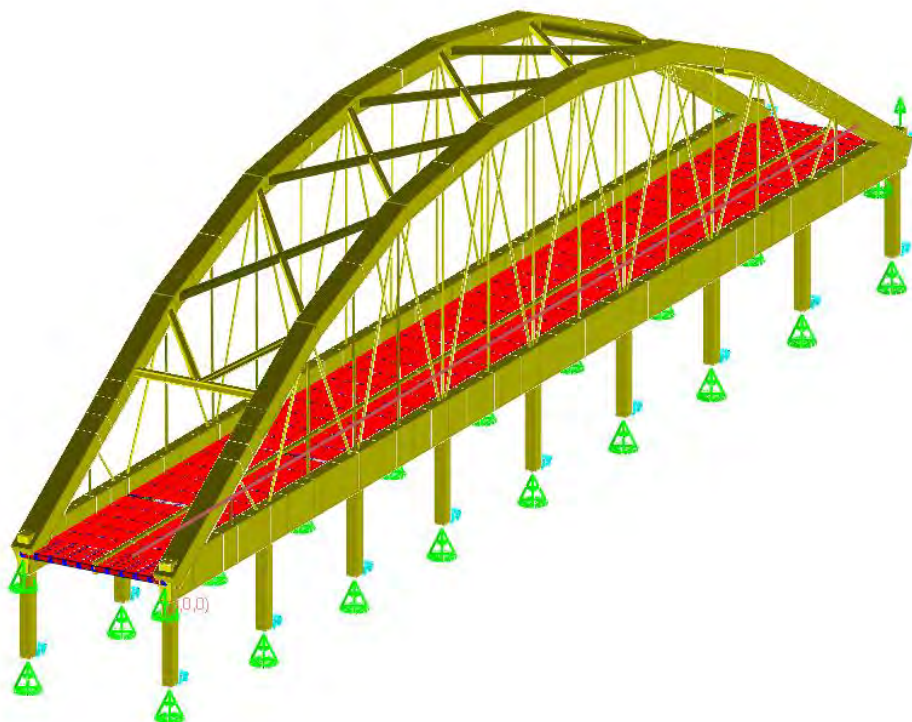
ในการเสริมกำลังของสะพานเดิม ใช้หลักการดังนี้

- 1) ไม่มีการตัดเปลี่ยน Hanger เดิมระหว่างการเสริมกำลัง
- 2) ดำเนินการ Concrete Jacketing บริเวณ Arch Rib และ Tie Girder
- 3) ดำเนินการติดตั้ง Hanger ใหม่ เพิ่มเติม เพื่อช่วยรับแรง
- 4) เปลี่ยน Bearings ของสะพานใหม่
- 5) ปฏิบัติการใหม่
- 6) เปลี่ยน Expansion Joint

โดยจากหลักการข้างต้น ที่ปรึกษาได้ดำเนินการ วิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างเพื่อเสริมกำลัง ดังนี้

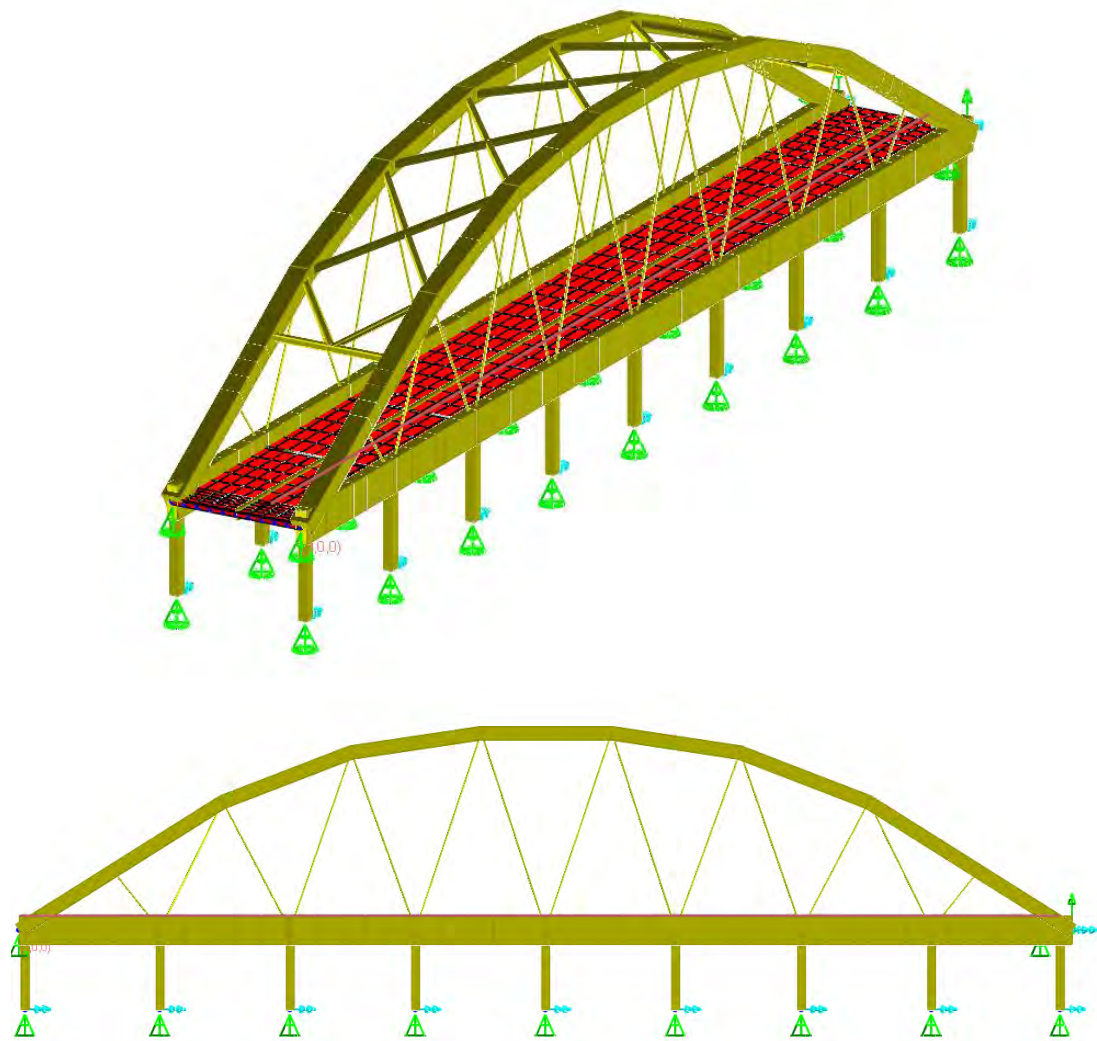
7.7.1. ขั้นตอนการวิเคราะห์แบบจำลองสะพานเพื่อการเสริมกำลัง

เนื่องจากการใช้น้ำหนักสะพานเดิมระหว่างการก่อสร้างดังนั้น ที่ปรึกษาจำลองดังรูปที่ 7-29

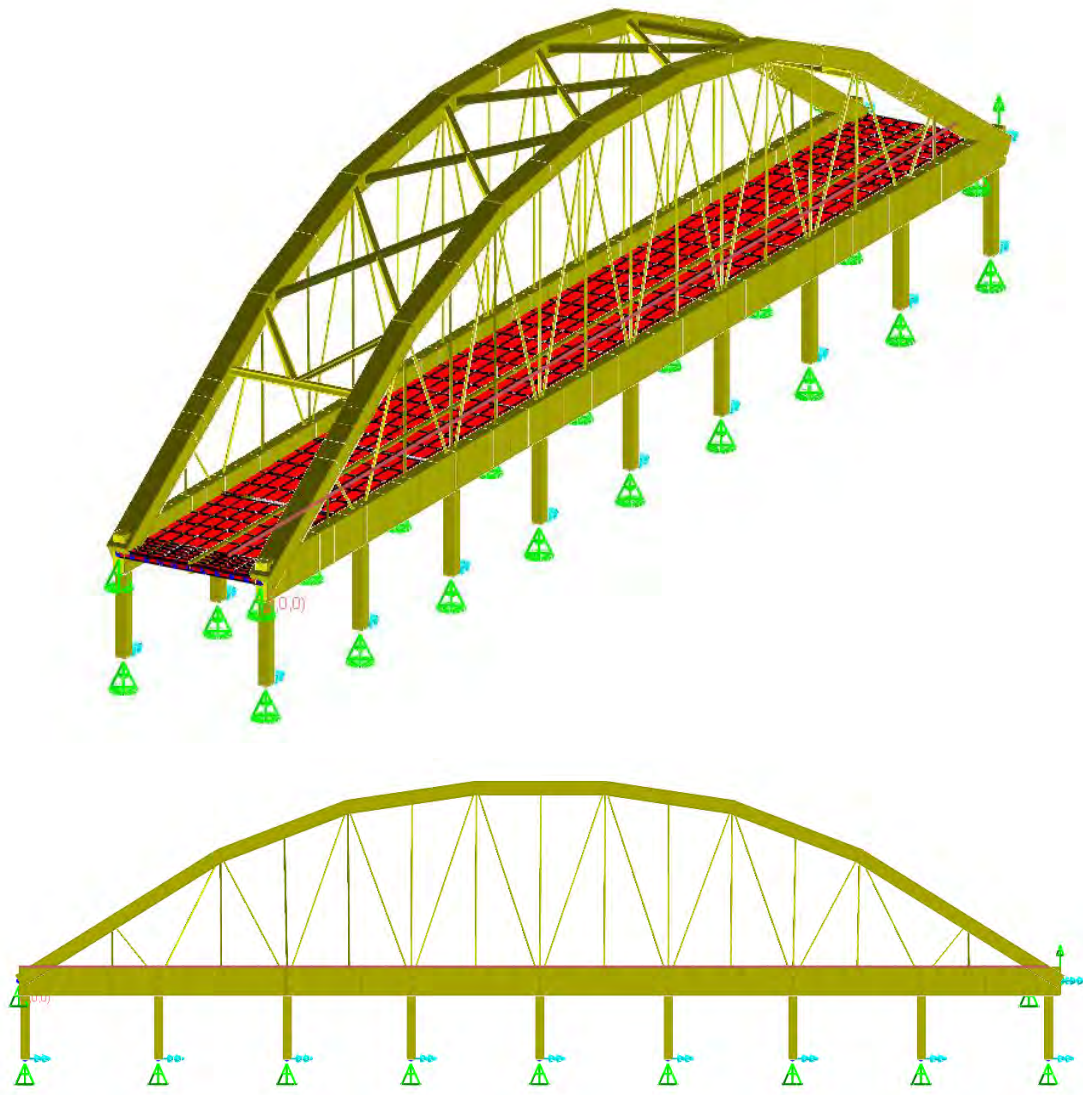


รูปที่ 7-29 การจำลองการใช้น้ำหนักสะพานเดิมระหว่างการก่อสร้าง

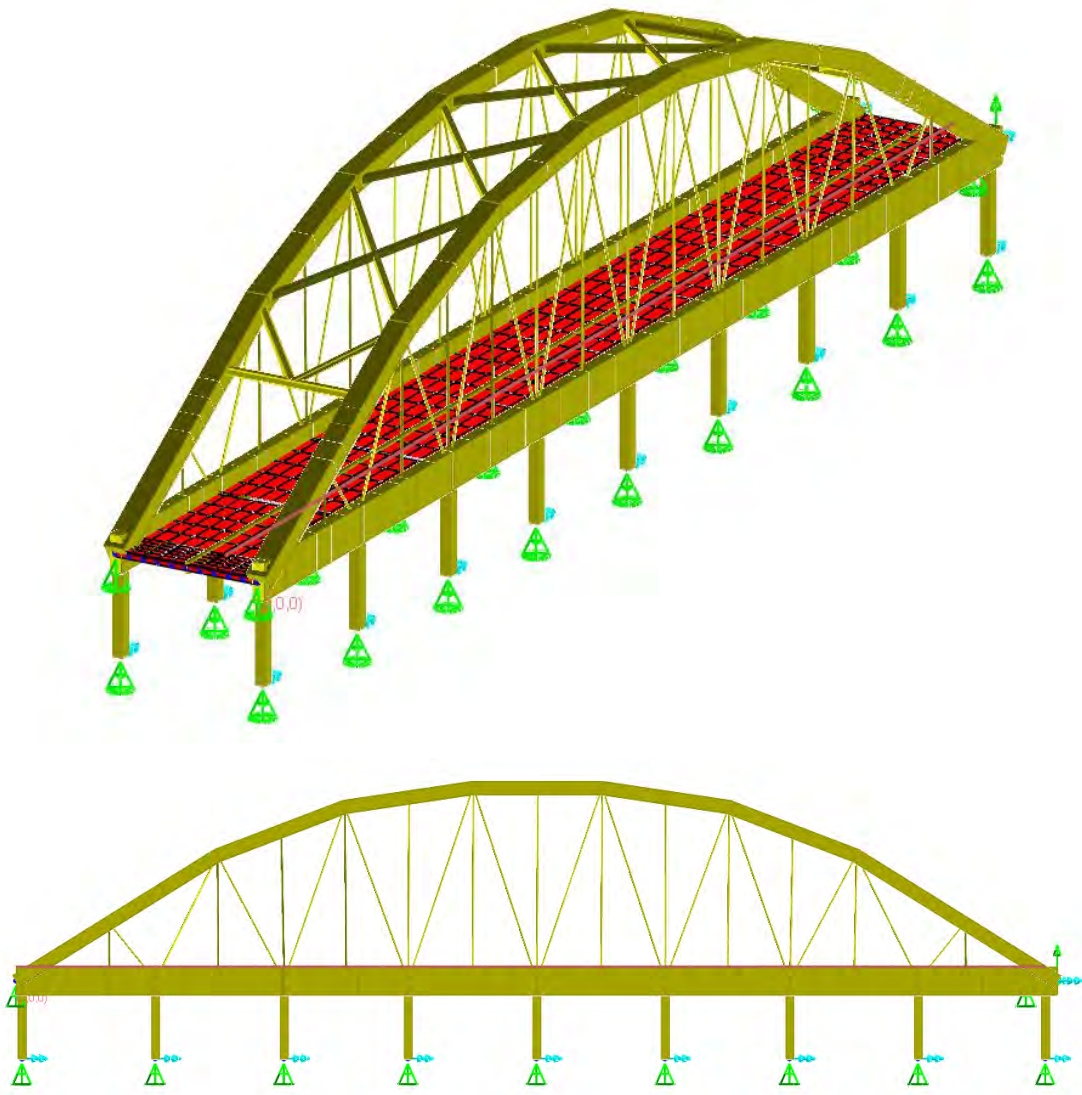




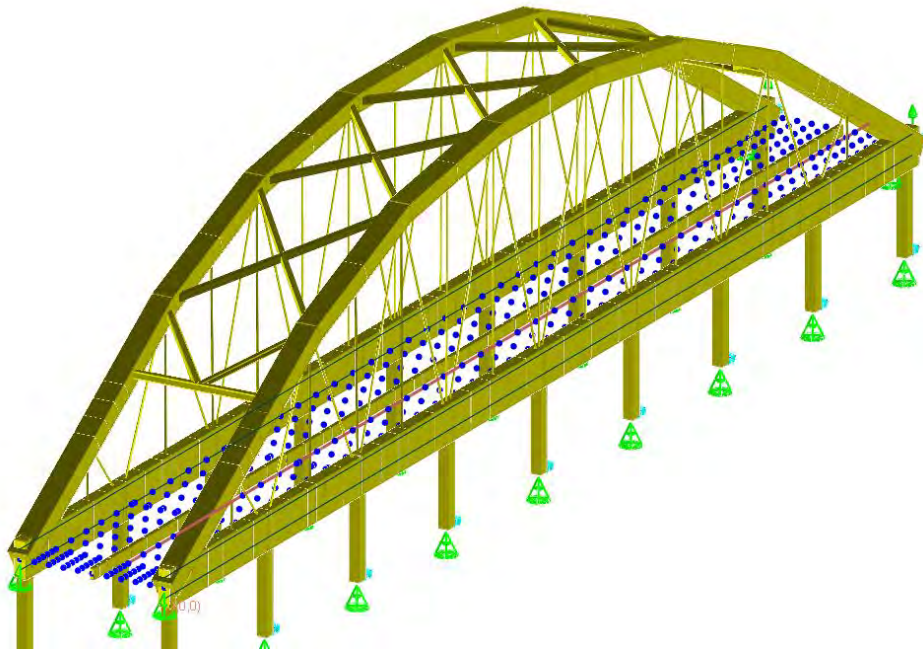
รูปที่ 7-30 ขั้นตอนก่อสร้างติดตั้ง Hanger (ในการก่อสร้างสะพานเดิม)



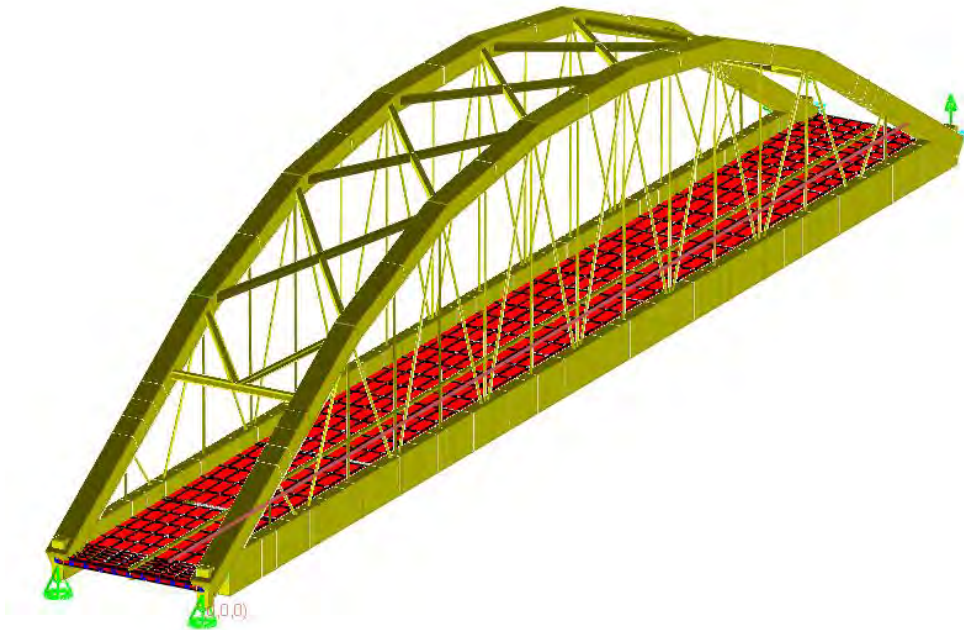
รูปที่ 7-31 ติดตั้งลวดอัดแรงในคาน Tie Girder ที่เสริมกำลัง



รูปที่ 7-32 ขั้นตอนติดตั้ง Hanger ใหม่ และการ Tune ค่าของ Initial Cable Force เพื่อควบคุม Camber

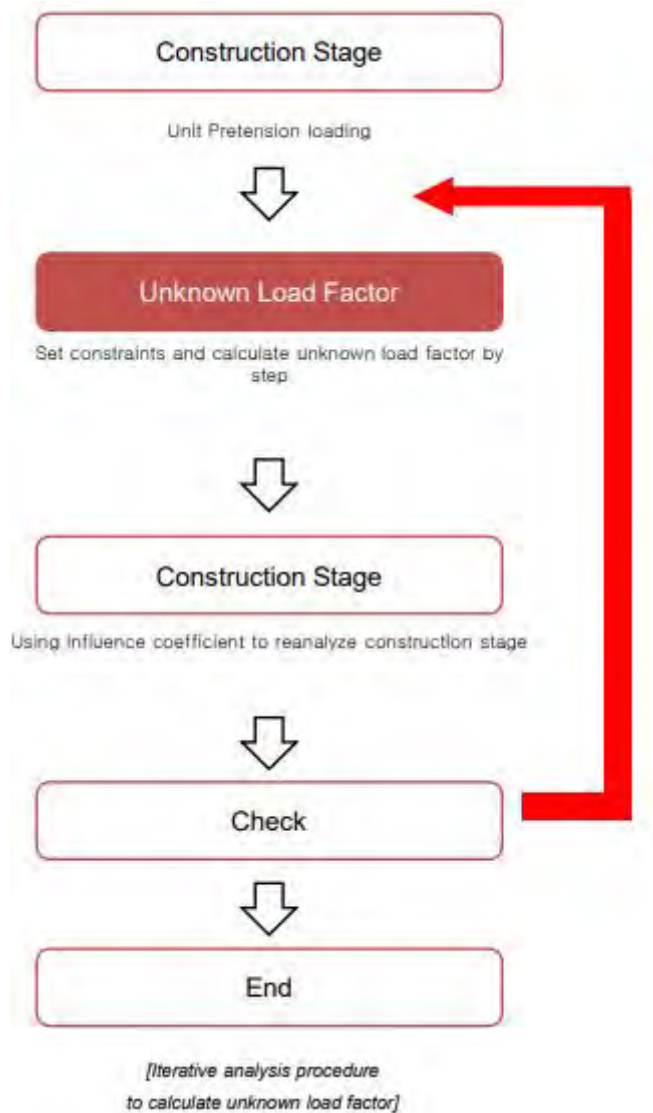


รูปที่ 7-33 ขั้นตอนติดตั้ง ดึงลวดอัดแรงในคาน Tie Girder



รูปที่ 7-34 ขั้นตอนการรื้อถอนนั่งร้านและถ่ายน้ำหนักลง Bearing ใหม่

สำหรับการประมาณหาค่า Initial Cable Force เพื่อใช้ในการควบคุมค่าของ Camber ของ สะพาน ที่ปรึกษาใช้วิธีการ Optimization เพื่อ Minimization of Errors ของค่าของ Target Camber ซึ่ง แสดงแนวทางดังนี้



รูปที่ 7-35 วิธีการ Optimization เพื่อ Minimization of Errors

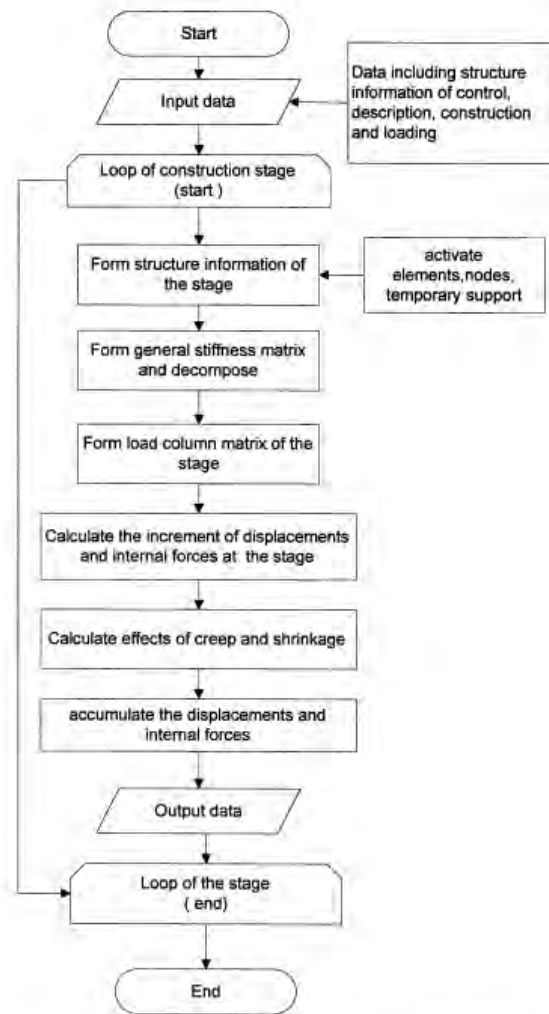
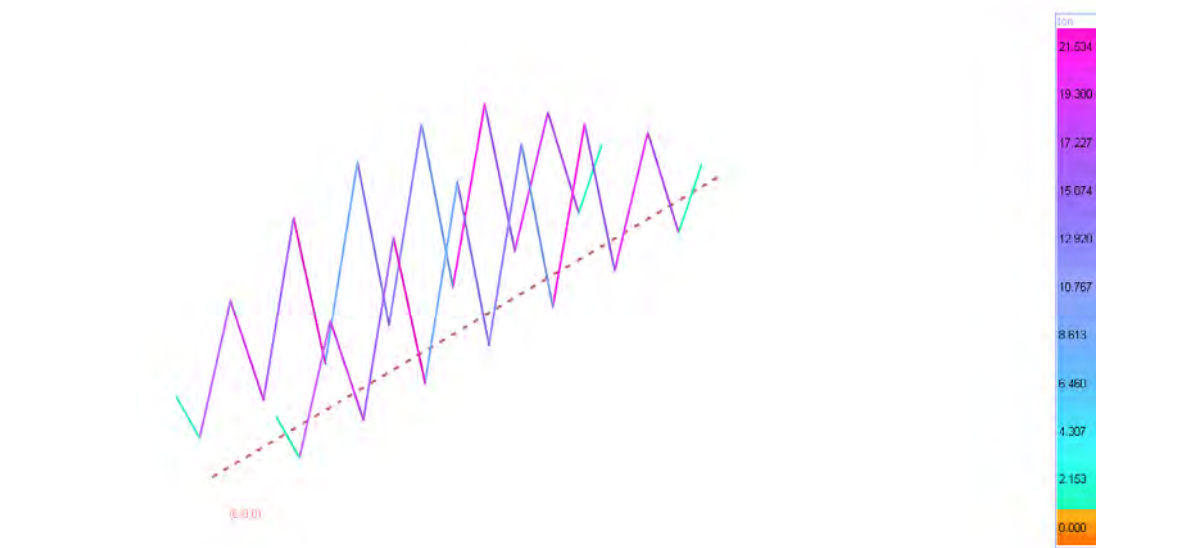


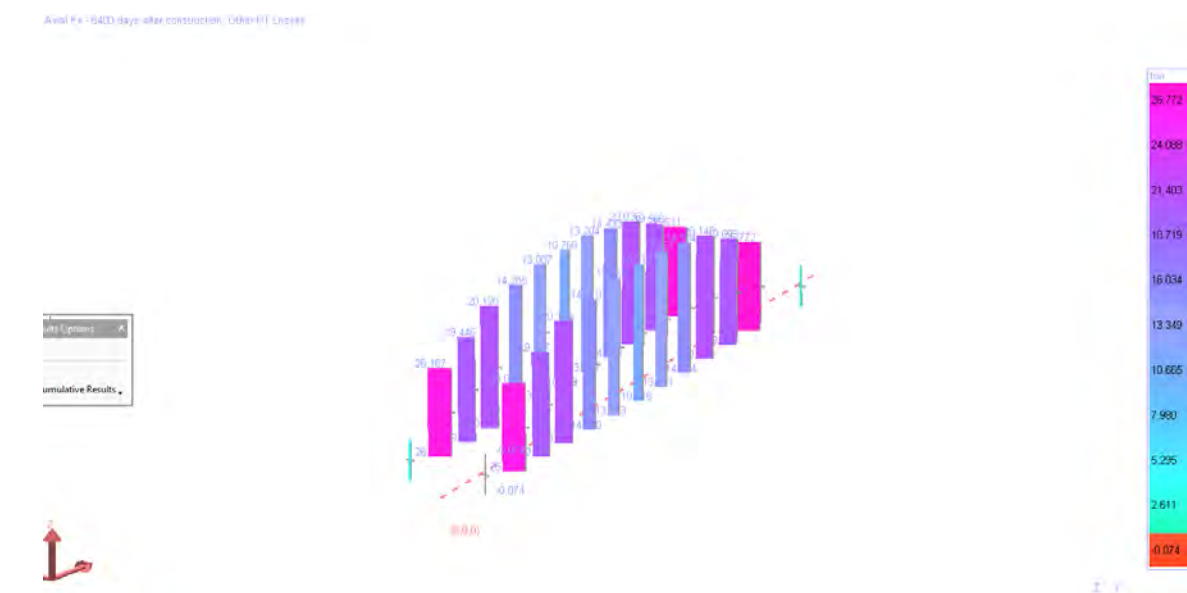
FIGURE 58.6 Flowchart of forward assemblage analysis.

รูปที่ 7-36 วิธีการ Optimization เพื่อ Minimization of Errors (ต่อ)

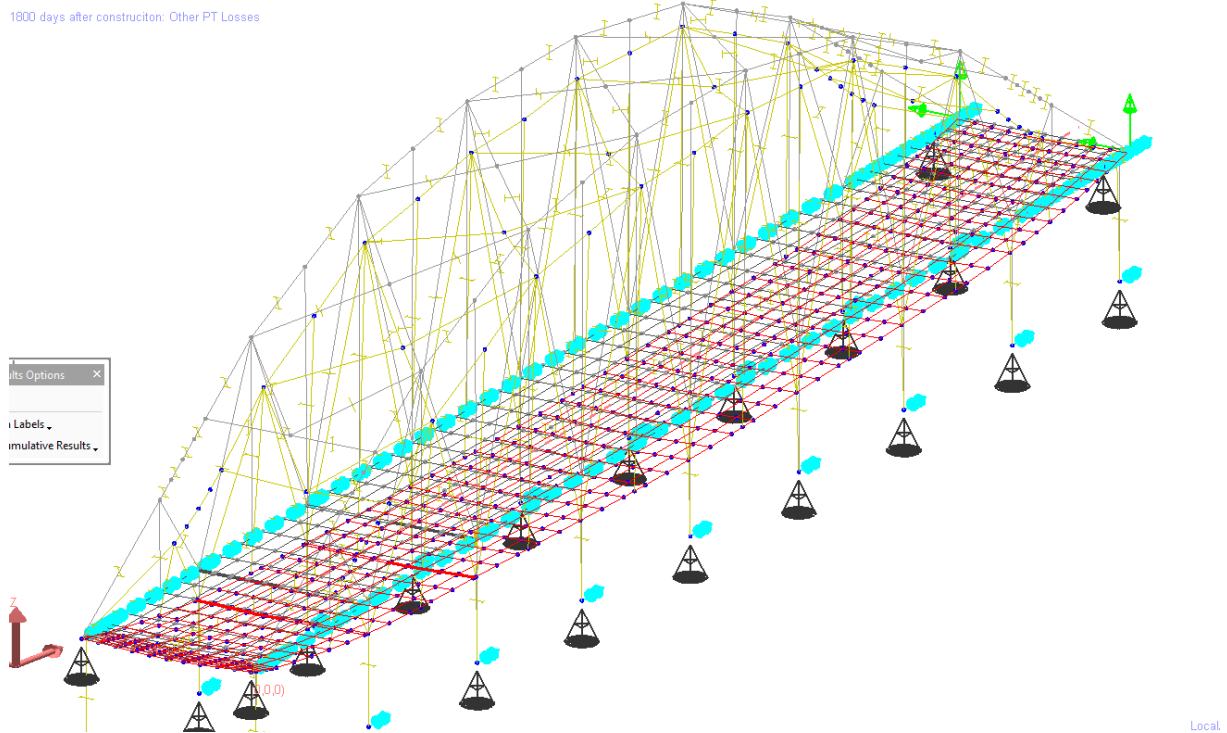




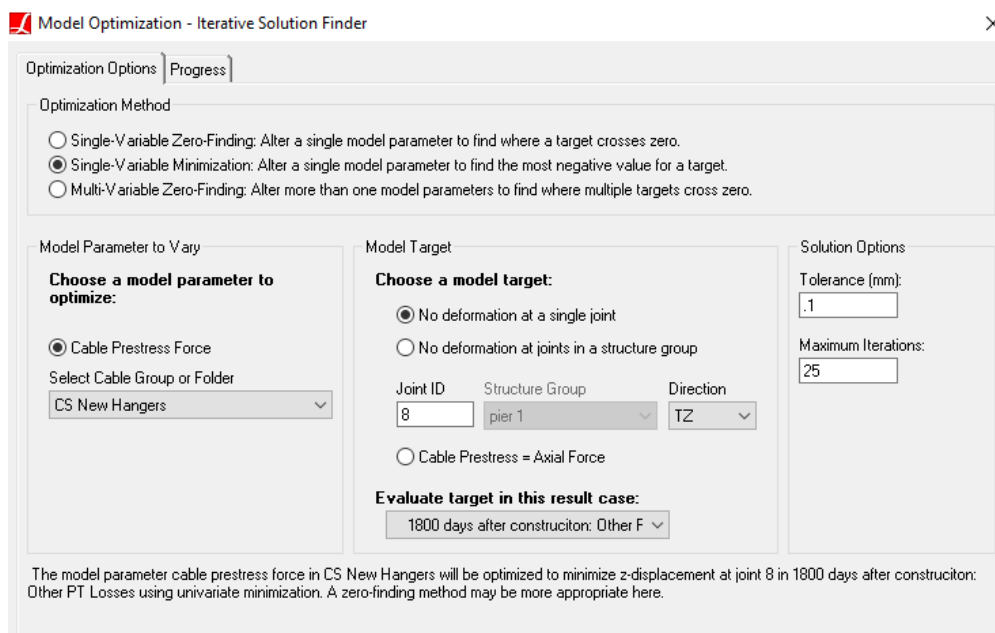
รูปที่ 7-37 ค่าของ Hanger Forces เดิม (ก่อนการ Tune ค่า)



รูปที่ 7-38 ค่าของ Hanger Forces ใหม่ (ก่อนการ Tune ค่า)

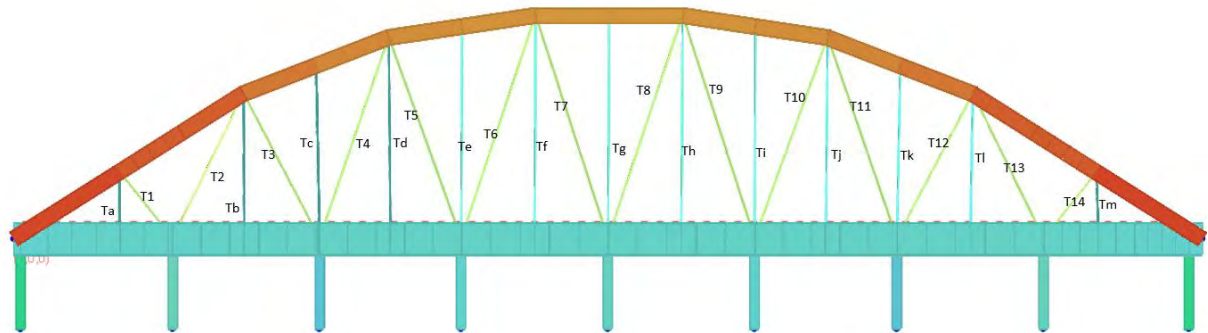


รูปที่ 7-39 ค่าของ Camber (ก่อนการ Tune ค่า) = -29.7 mm ที่ระยะเวลา 5 ปี หลังเสริมกำลัง



รูปที่ 7-40 พารามิเตอร์ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ Optimization เพื่อ Tune ค่าของ Cable Forces



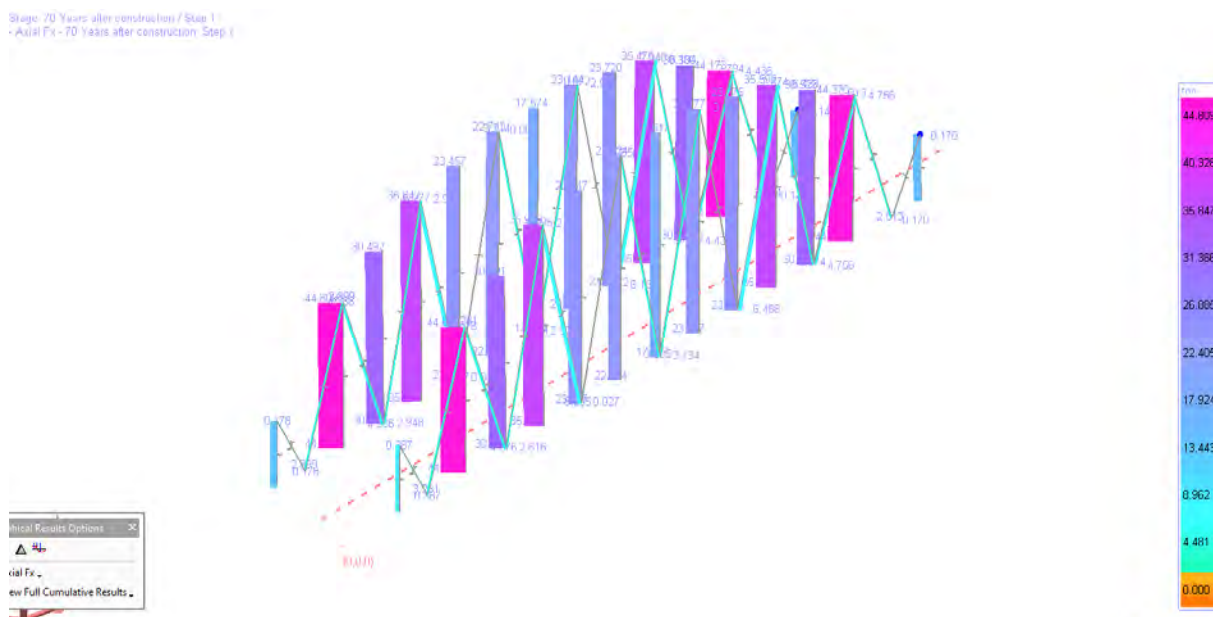


Scheme No.1 (Initial Cable Force only The New Hangers)

Hanger Estimation Force (Initial Cable Forces)

No.	Name	Force (T) Left	Force (T) Right	Average (T)
1	Ta	145	145	145
2	Tb	145	145	145
3	Tc	145	145	145
4	Td	145	145	145
5	Te	145	145	145
6	Tf	145	145	145
7	Tg	145	145	145
8	Th	145	145	145
9	Ti	145	145	145
10	Tj	145	145	145
11	Tk	145	145	145
12	Tl	145	145	145
13	Tm	145	145	145
14	T14	145	145	145

รูปที่ 7-41 พารามิเตอร์ Initial Cable Forces ที่ปรับเฉพาะ Hanger ใหม่ (Scheme1)



รูปที่ 7-42 ค่าของ Cable Forces ที่ปรับเฉพาะ Hanger ใหม่ (Scheme1) ภายหลังสะพานอายุ 75ปี

7.7.2. การวิเคราะห์ Nonlinear Construction Stage ของสะพานที่เสริมกำลัง

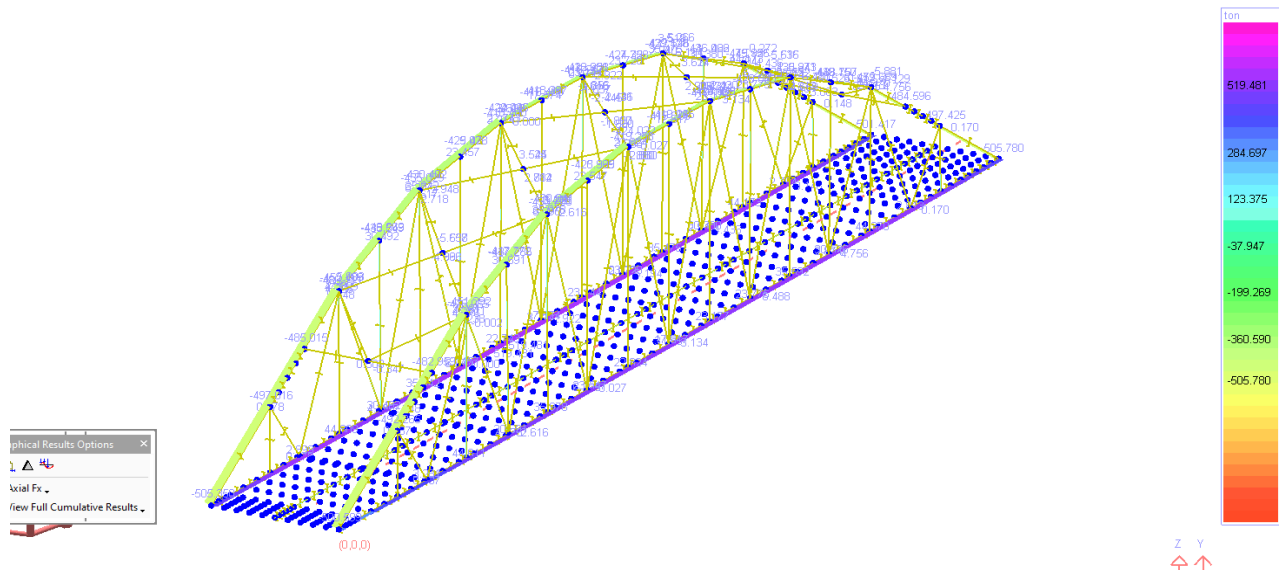
จากนั้นดำเนินการวิเคราะห์ Nonlinear Construction Stage ของสะพานที่เสริมกำลังได้ผลการวิเคราะห์ดังนี้

	Joint	Result Case	Force X (ton)	Force Y (ton)	Force Z (ton)	Moment X (ton-m)	Moment Y (ton-m)	Moment Z (ton-m)
1	1	70 Years after construction: Step 1	64.7491	-55.1957	308.6660	23.0662	0.0000	0.0000
2	2	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-7.9251	0.0000	0.0000
3	3	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-7.5476	0.0000	0.0000
4	4	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	24.0982	0.0000	0.0000
5	5	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	11.2789	0.0000	0.0000
6	6	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	9.6342	0.0000	0.0000
7	7	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	8.9902	0.0000	0.0000
8	8	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	7.7409	0.0000	0.0000
9	9	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	8.6741	0.0000	0.0000
10	10	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	10.1671	0.0000	0.0000
11	11	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	5.8755	0.0000	0.0000
12	12	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	2.9718	0.0000	0.0000
13	13	70 Years after construction: Step 1	0.0000	-7.6178	320.4272	9.6974	0.0000	0.0000
14	22	70 Years after construction: Step 1	-64.7588	62.4133	324.0935	-9.0468	0.0000	0.0000
15	23	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-6.6615	0.0000	0.0000
16	24	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-6.5164	0.0000	0.0000
17	25	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-1.7750	0.0000	0.0000
18	26	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-6.5510	0.0000	0.0000
19	27	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-10.0296	0.0000	0.0000
20	28	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-8.2609	0.0000	0.0000
21	29	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-7.5894	0.0000	0.0000
22	30	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-8.5143	0.0000	0.0000
23	31	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-9.8842	0.0000	0.0000
24	32	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-5.7193	0.0000	0.0000
25	33	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	-2.9250	0.0000	0.0000
26	34	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.4001	318.1049	-11.0543	0.0000	0.0000
27	67	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	6.4810	0.0000	0.0000
28	68	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	4.8063	0.0000	0.0000
29	69	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	3.0753	0.0000	0.0000
30	70	70 Years after construction: Step 1	0.0000	0.0000	0.0000	2.8013	0.0000	0.0000

รูปที่ 7-43 ค่าของ Reaction ของสะพาน (DL+SDL = 325 T/Bearing)

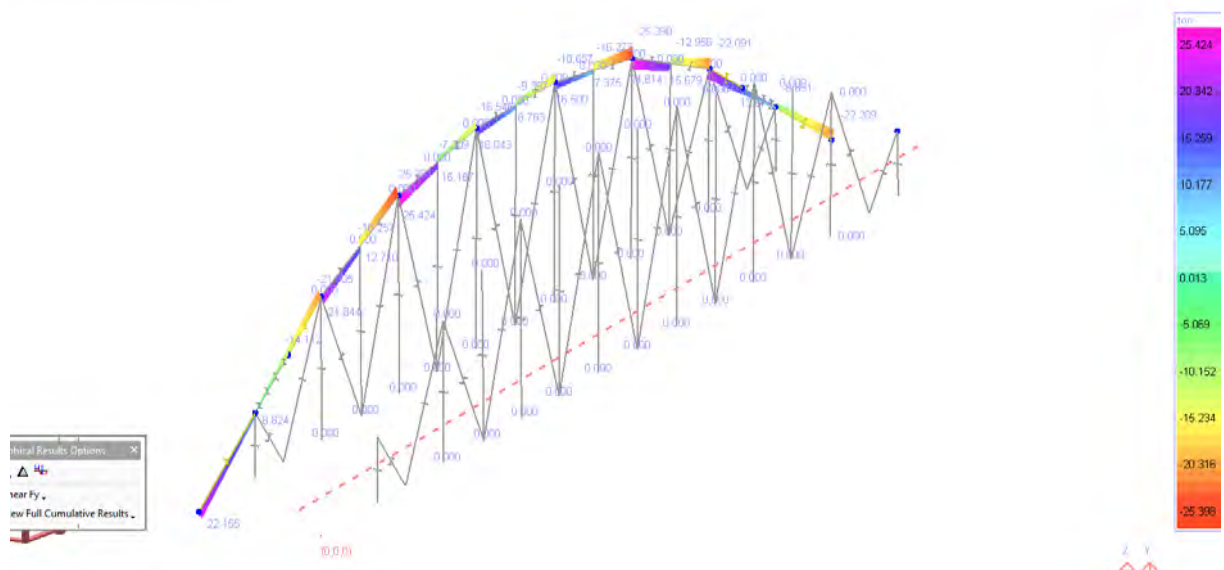


:- Axial Fx - 70 Years after construction: Step 1

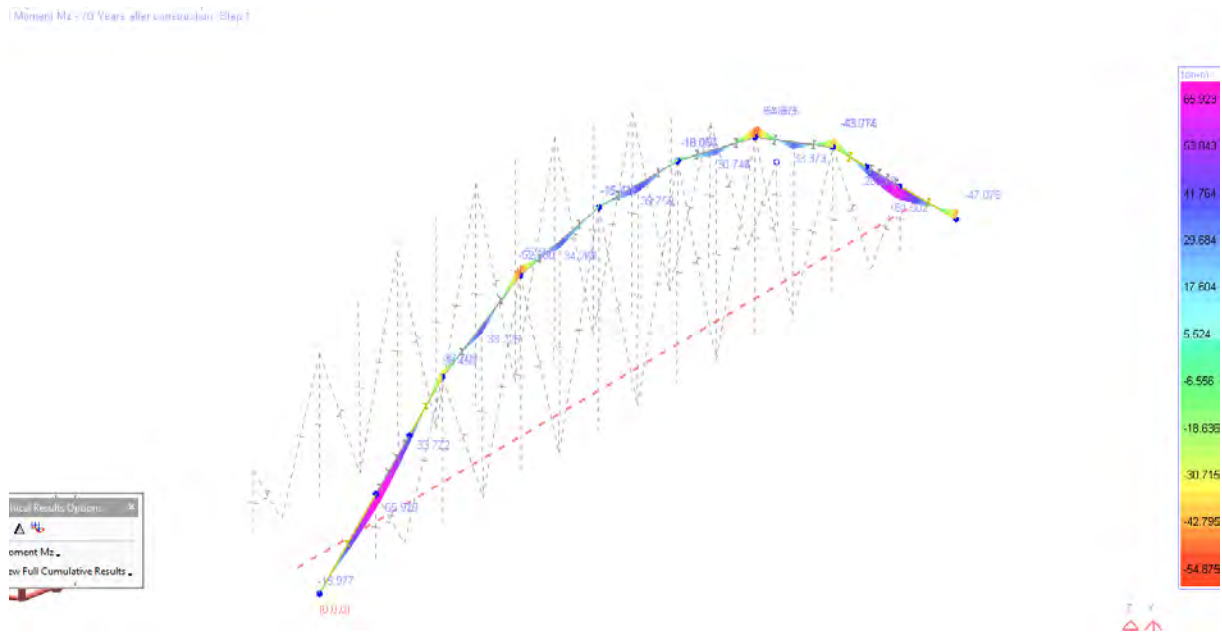


รูปที่ 7-44 ค่าของ Fx ของสะพาน DL+SDL (in Arch Rib)

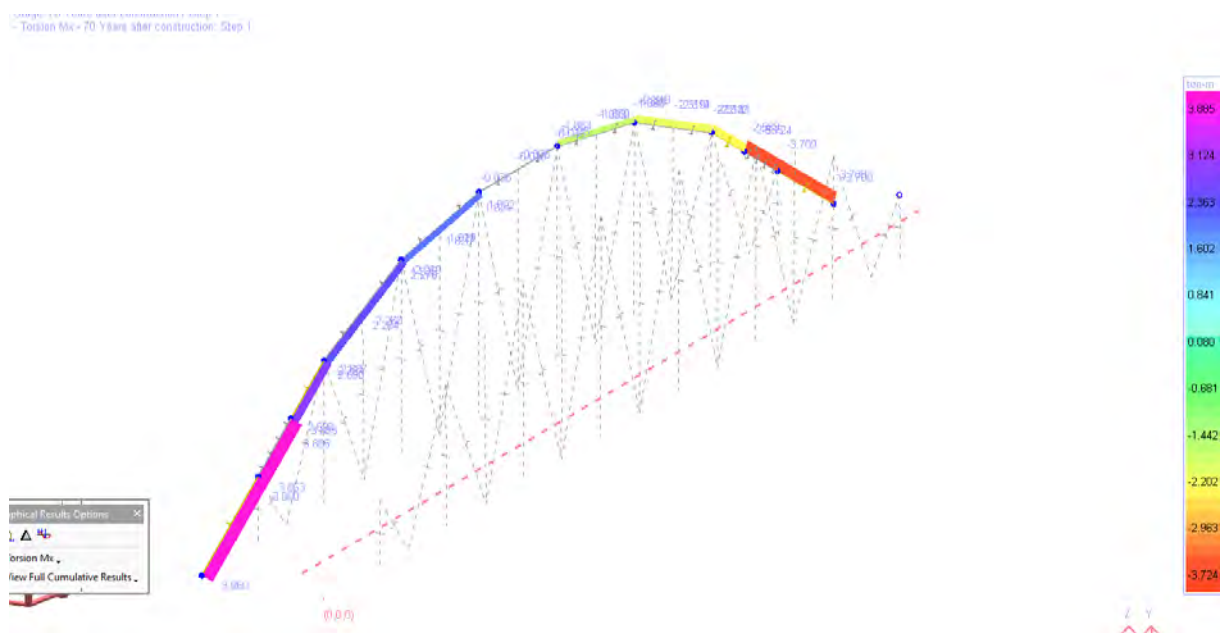
:- Shear Fy - 70 Years after construction: Step 1



รูปที่ 7-45 ค่าของ Fy ของสะพาน DL+SDL (in Arch Rib)



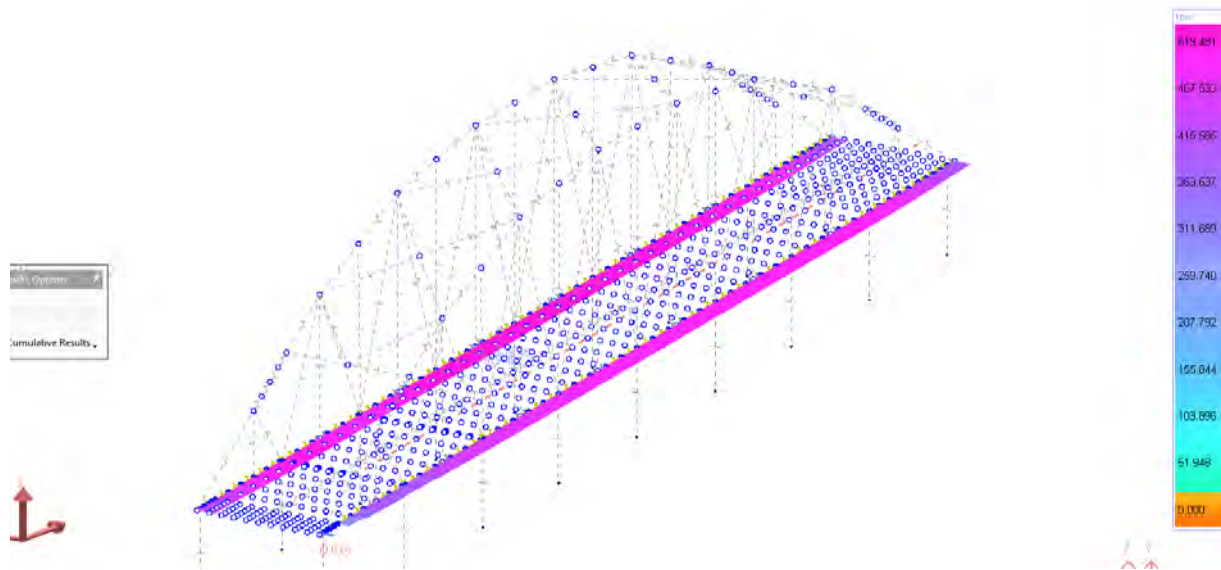
รูปที่ 7-46 ค่าของ M_z ของสะพาน DL+SDL (in Arch Rib)



รูปที่ 7-47 ค่าของ M_x ของสะพาน DL+SDL (in Arch Rib)

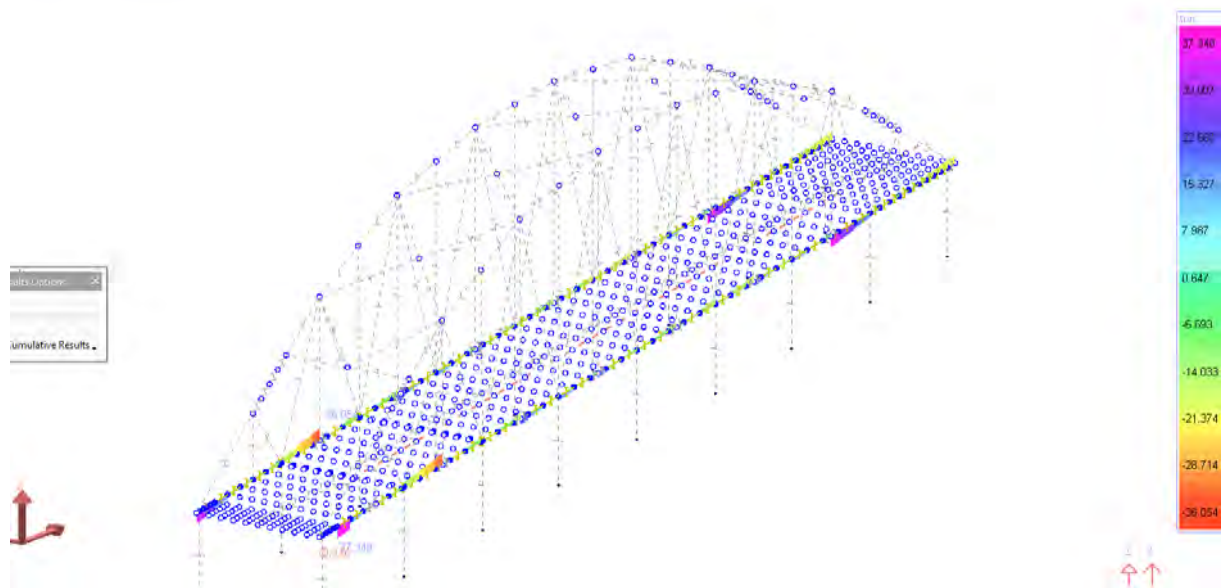


ANSYS V14.5/Workbench/Static Structural/Static

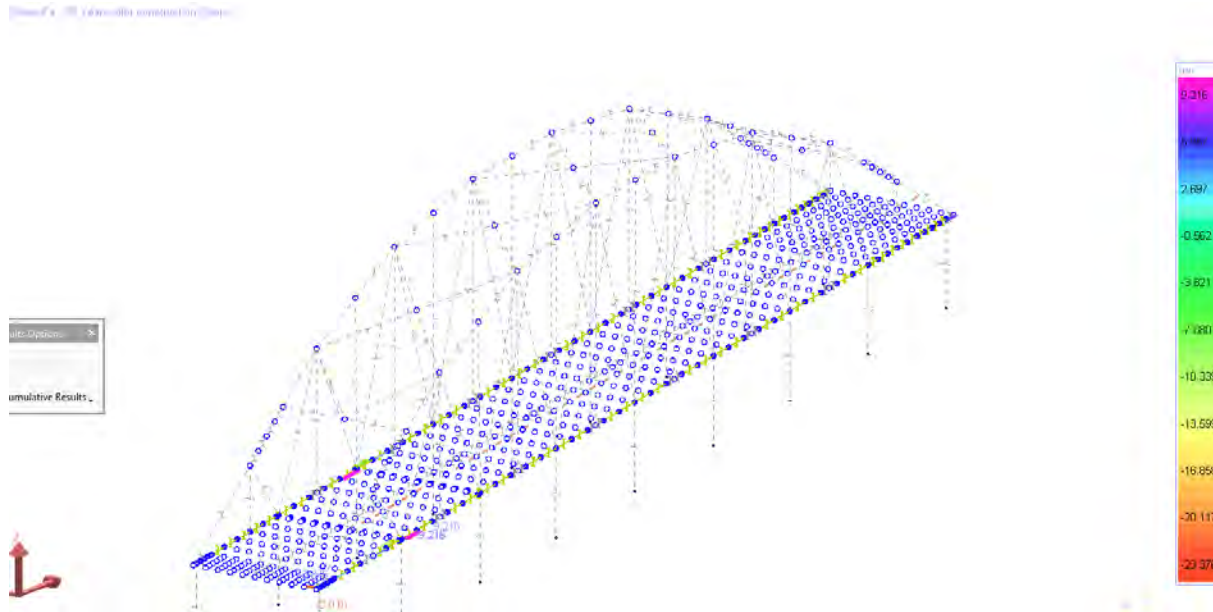


รูปที่ 7-48 ค่าของ F_x ของสะพาน DL+SDL(in Tie Girder)

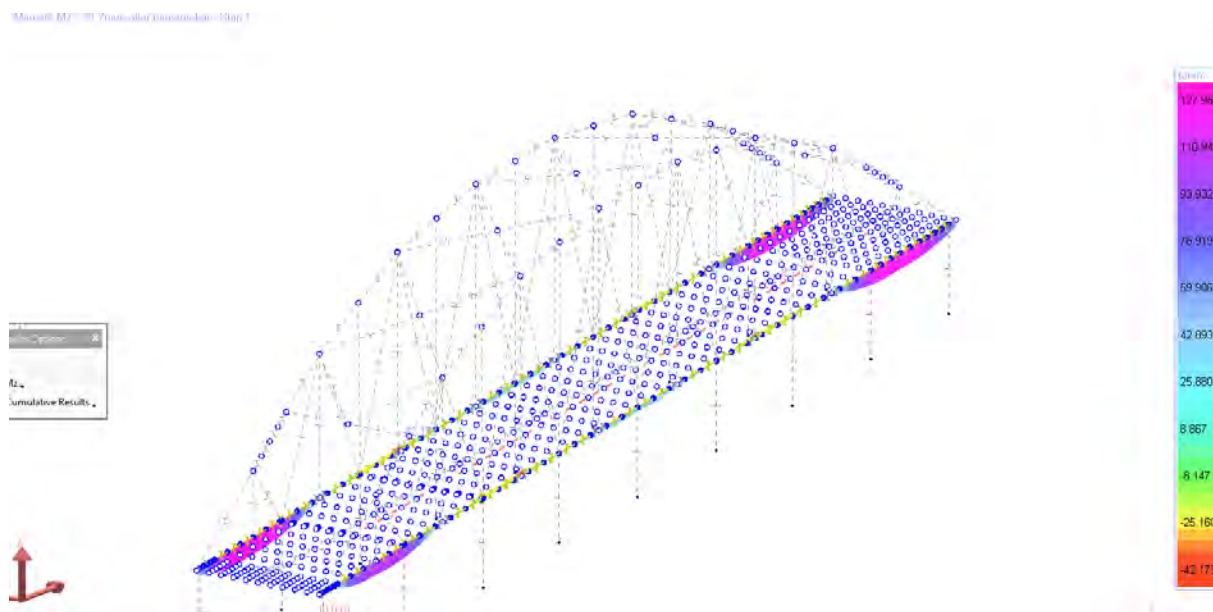
ANSYS V14.5/Workbench/Static Structural/Static



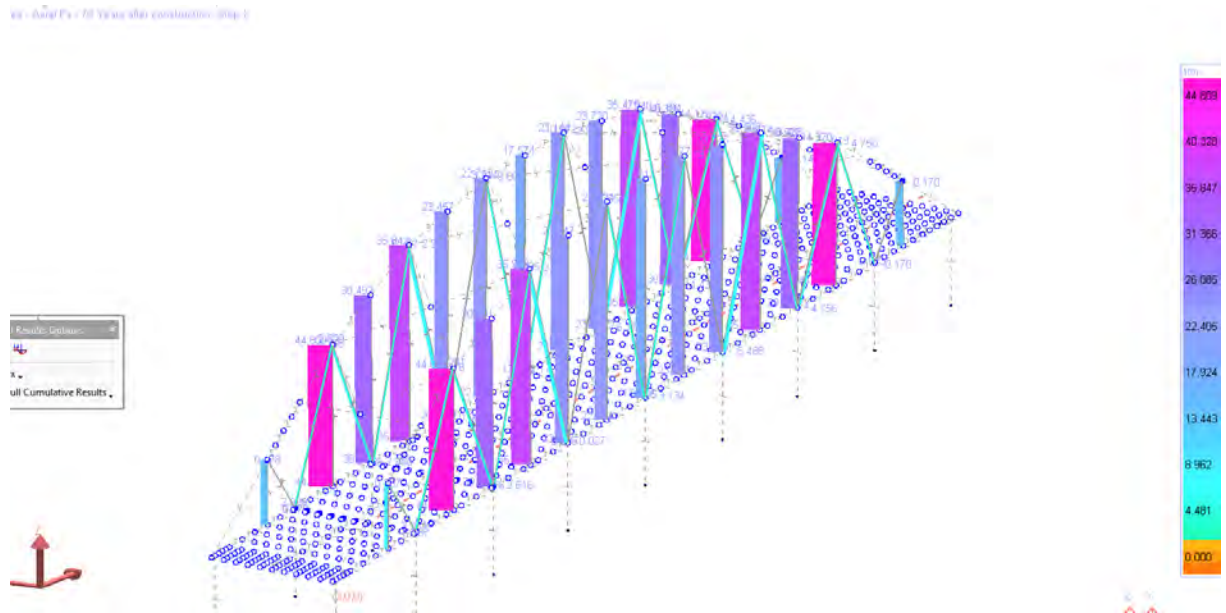
รูปที่ 7-49 ค่าของ F_y ของสะพาน DL+SDL(in Tie Girder)



รูปที่ 7-50 ค่าของ F_z ของสะพาน DL+SDL (in Tie Girder)



รูปที่ 7-51 ค่าของ M_z ของสะพาน DL+SDL (in Tie Girder)



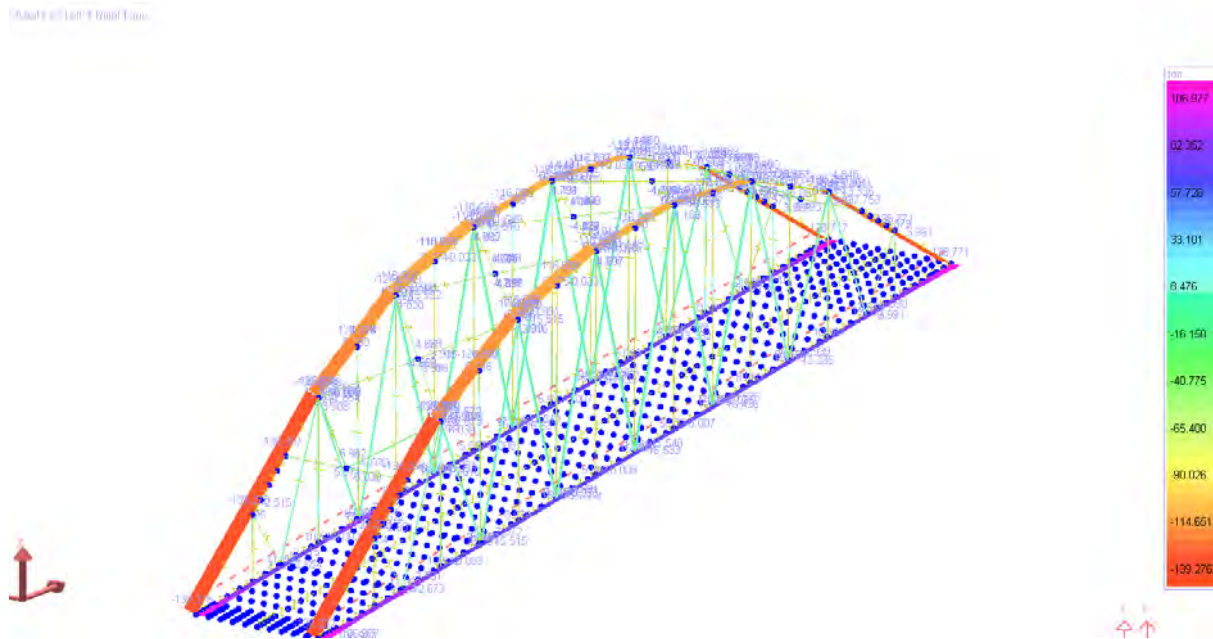
รูปที่ 7-52 ค่าของ Fx ของสะพาน DL+SDL (in Hangers)

7.7.3. การวิเคราะห์ Moving Load ของสะพานที่เสริมกำลัง เนื่องจากผลของ HL-93

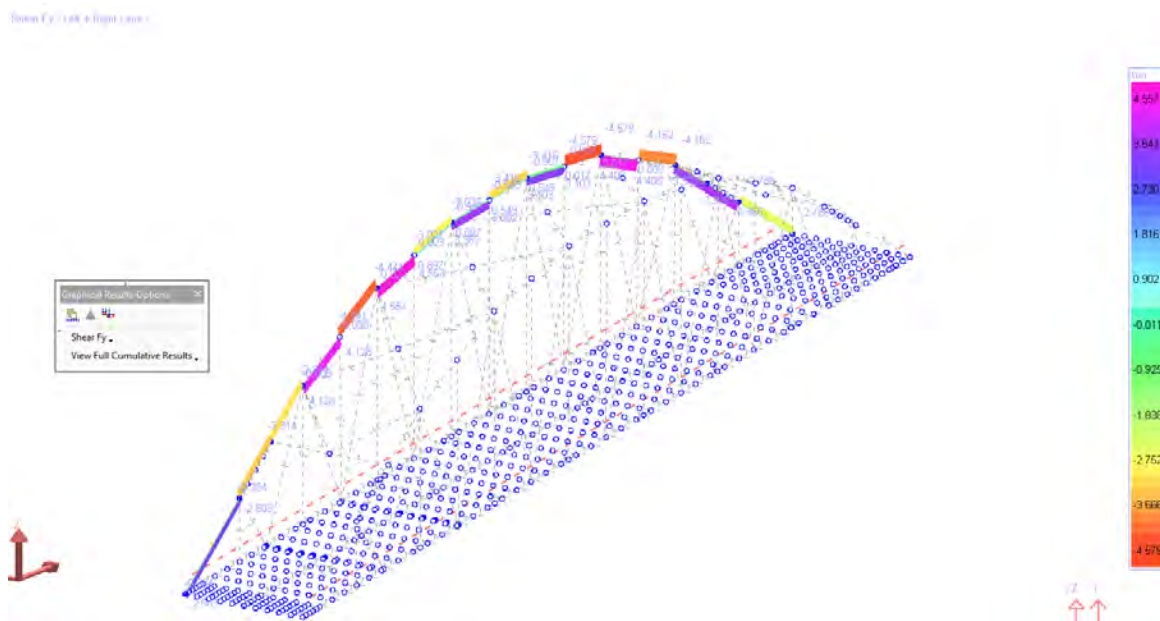
จากนั้นดำเนินการวิเคราะห์ Moving Load ของสะพานที่เสริมกำลัง เนื่องจากผลของ HL-93 ได้ผลการวิเคราะห์ดังนี้

Joint Reactions [Envelope]								
☒ Envelope Selected Result Cases Min/Max for Force -- Z -- (ton) Min/Max ☐ ABS			☐ Incremental Results ☐ Report In Local UCS View Full Cumulative Results					
	Joint	Result Case	Force X (ton)	Force Y (ton)	Force Z (ton)	Moment X (ton-m)	Moment Y (ton-m)	Moment Z (ton-m)
1	1	Dist: 66.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	1	Left + Right Lane	-6.0949	-9.6675	97.9881	-1.6030	0.0000	0.0000
3	2	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0044	0.0000	0.0000
4	2	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0044	0.0000	0.0000
5	3	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.1381	0.0000	0.0000
6	3	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.1381	0.0000	0.0000
7	4	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0793	0.0000	0.0000
8	4	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0793	0.0000	0.0000
9	5	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.1004	0.0000	0.0000
10	5	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.1004	0.0000	0.0000
11	6	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.4113	0.0000	0.0000
12	6	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.4113	0.0000	0.0000
13	7	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.1639	0.0000	0.0000
14	7	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.1639	0.0000	0.0000
15	8	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0297	0.0000	0.0000
16	8	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0297	0.0000	0.0000
17	9	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0708	0.0000	0.0000
18	9	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0708	0.0000	0.0000
19	10	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0869	0.0000	0.0000
20	10	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0869	0.0000	0.0000
21	11	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0260	0.0000	0.0000
22	11	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0260	0.0000	0.0000
23	12	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0020	0.0000	0.0000
24	12	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0020	0.0000	0.0000
25	13	Dist: 0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
26	13	Left + Right Lane	0.0000	-10.4493	97.1756	-1.0890	0.0000	0.0000
27	22	Dist: 66.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
28	22	Left + Right Lane	-6.2740	9.4634	98.0039	1.6331	0.0000	0.0000
29	23	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0055	0.0000	0.0000
30	23	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0055	0.0000	0.0000
31	24	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0636	0.0000	0.0000
32	24	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0636	0.0000	0.0000
33	25	Dist: 33.50, 29.50, 25.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0264	0.0000	0.0000

รูปที่ 7-53 ค่าของ Reaction ของสะพาน (LL+IM = 100 T/Bearing)

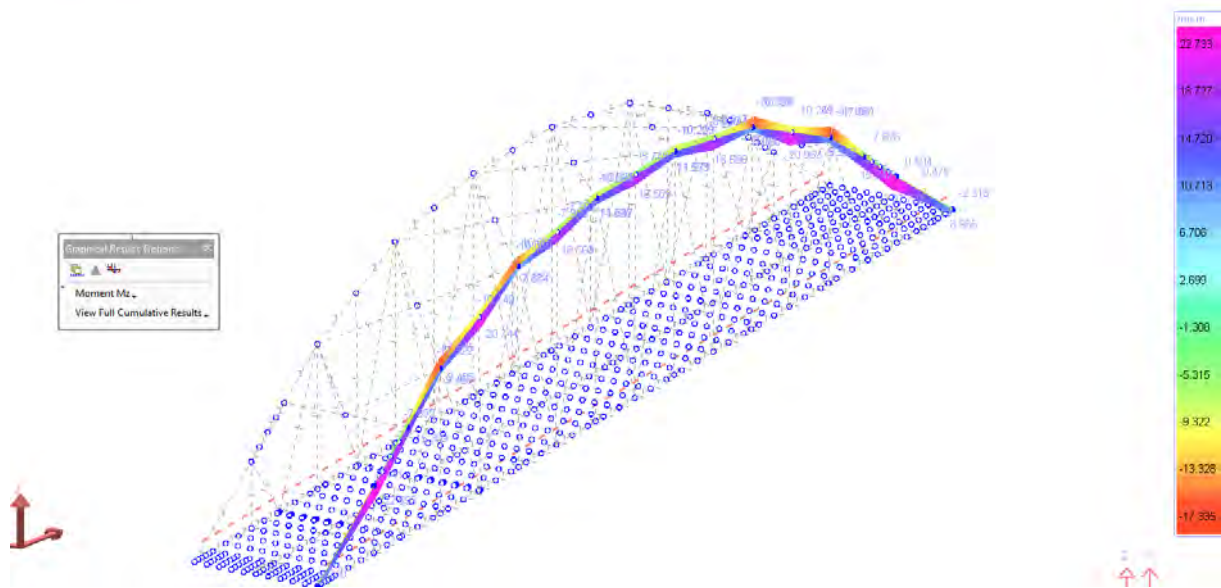


รูปที่ 7-54 ค่าของ F_x ของสะพาน (LL+IM) (in Arch Rib)



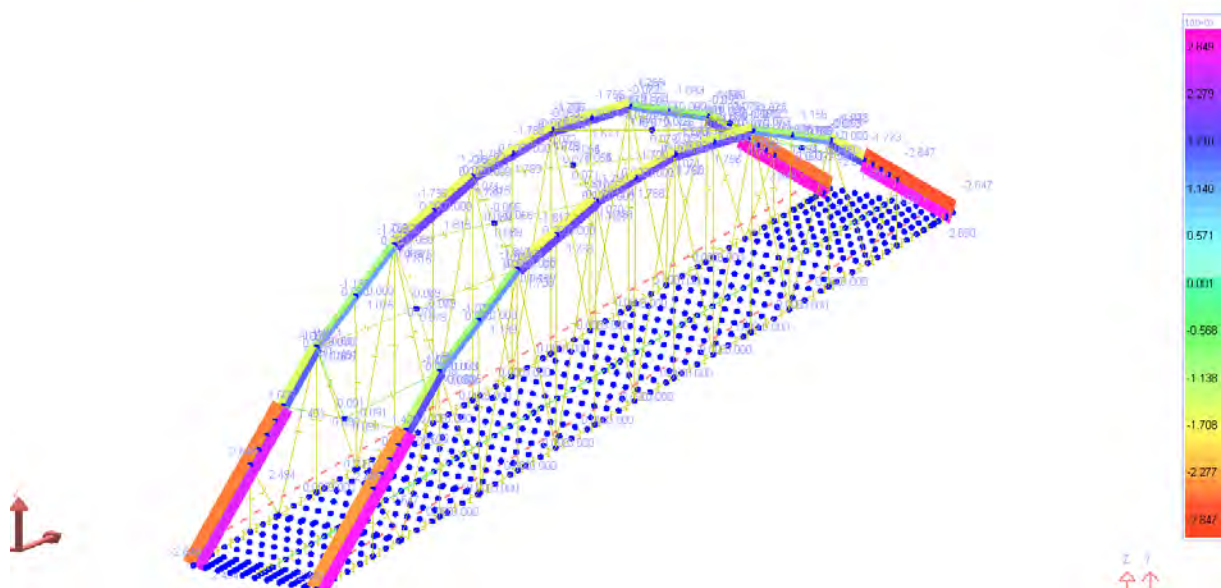
รูปที่ 7-55 ค่าของ F_y ของสะพาน (LL+IM) (in Arch Rib)

Download PDF Link to Right Lane

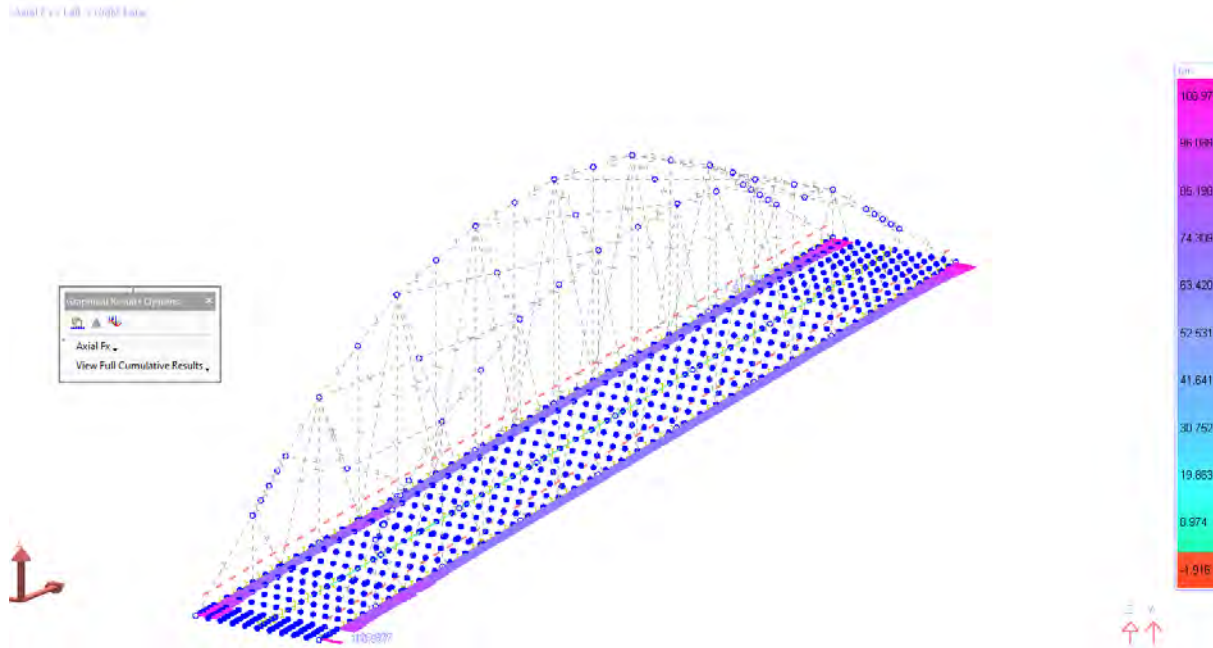


รูปที่ 7-56 ค่าของ M_z ของสะพาน (LL+IM) (in Arch Rib)

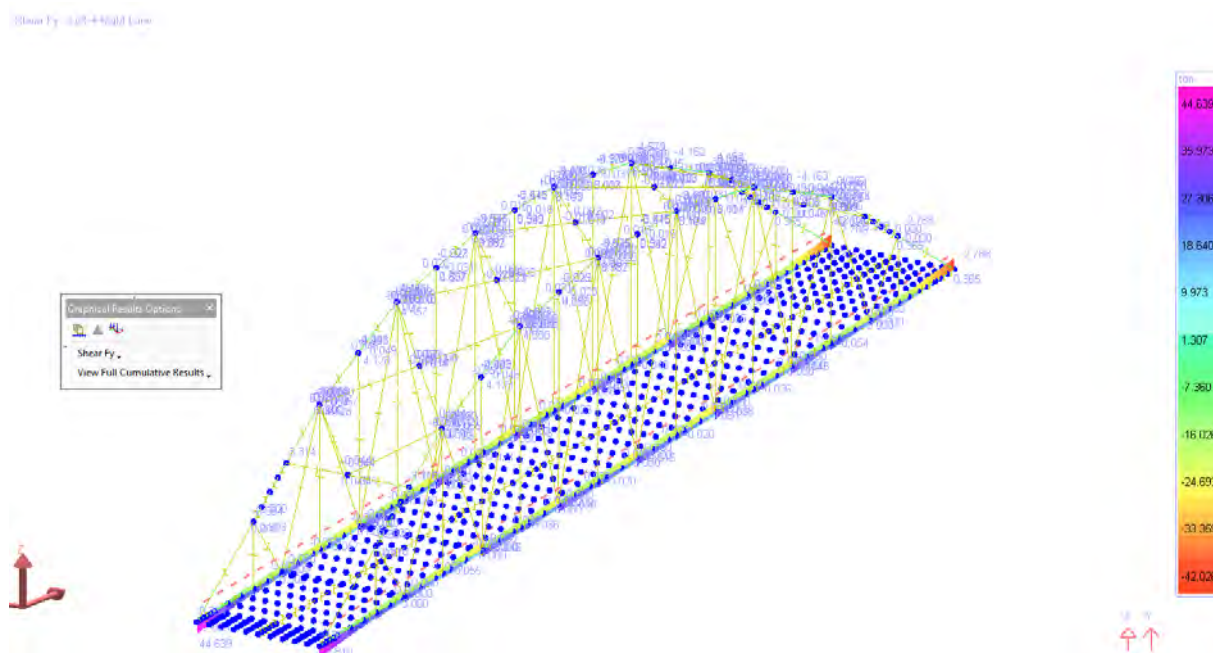
Torques in Left + Right Lane



รูปที่ 7-57 ค่าของ M_x ของสะพาน (LL+IM) (in Arch Rib)



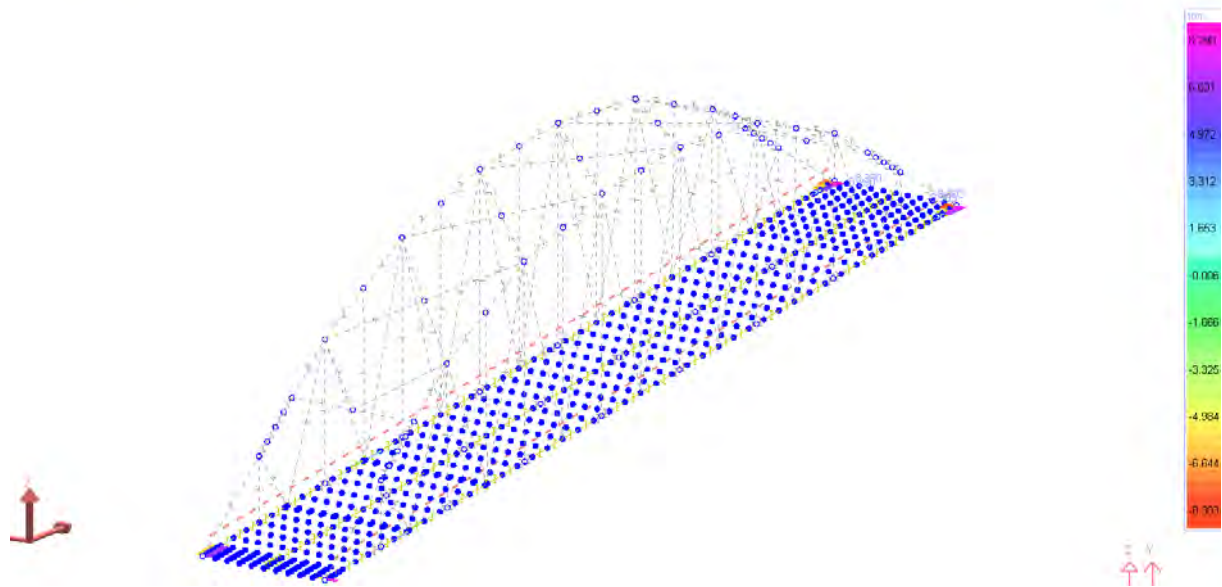
รูปที่ 7-58 ค่าของ F_x ของสะพาน HL-93 (in Tie Girder)



รูปที่ 7-59 ค่าของ F_y ของสะพาน (LL+IM) (in Tie Girder)

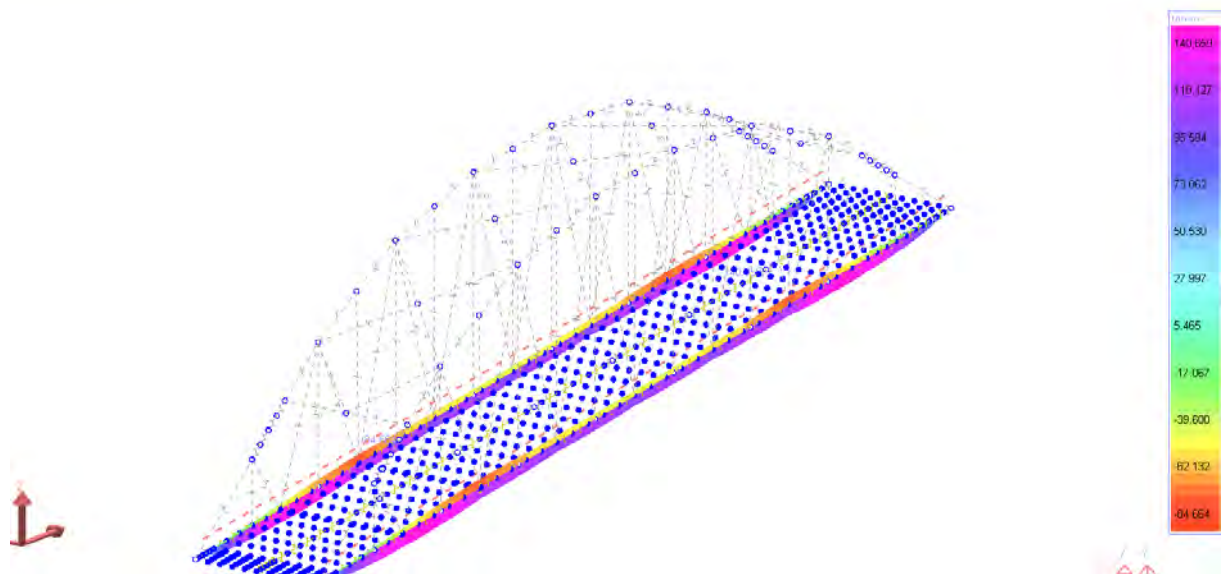


Figure 7-60: Fz (kN/m)

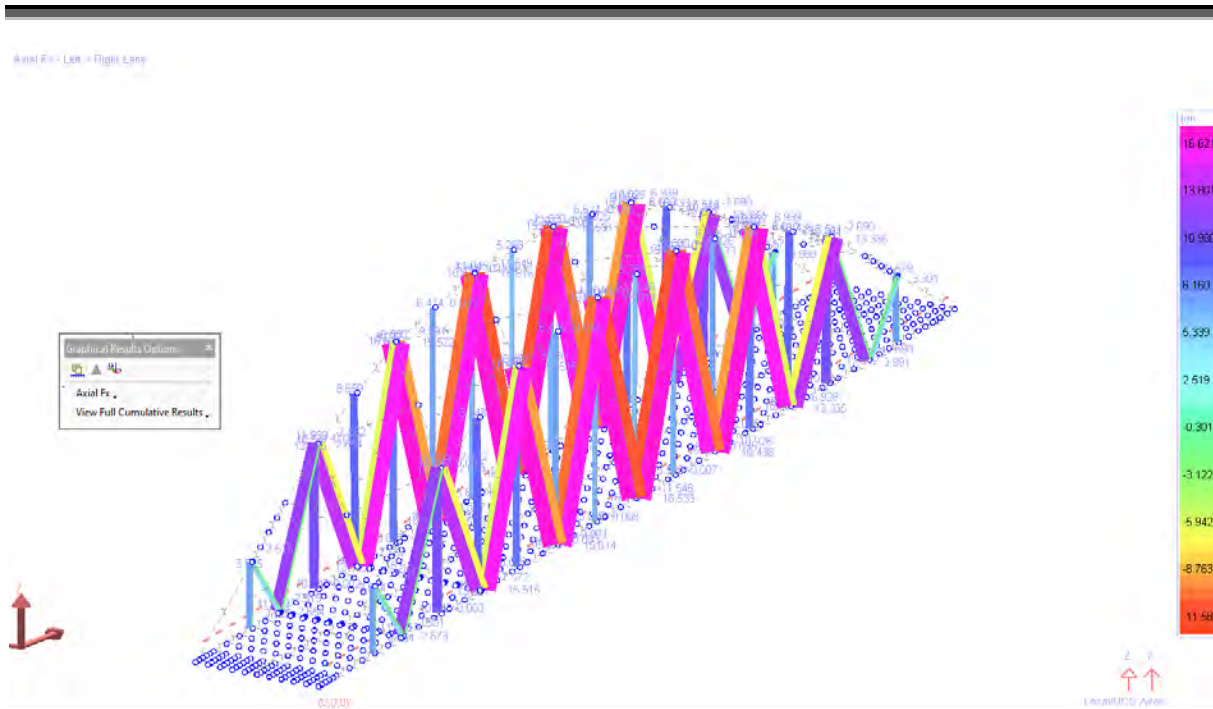


รูปที่ 7-60 ค่าของ F_z ของสะพาน (LL+IM) (in Tie Girder)

Figure 7-61: Mz (kN-m)



รูปที่ 7-61 ค่าของ M_z ของสะพาน (LL+IM) (in Tie Girder)



รูปที่ 7-62 ค่าของ F_x ของสะพาน (LL+IM) (in Hangers)

จากผลการวิเคราะห์แรงต่างๆ ของสะพาน ที่ปรีกษารูปค่าของ Load Combination ดังนี้

For Strengthening Bridge

(With Camber Adjustment)

(HL-93)

Arch Rib Left&Right

Case	F_x (T)	F_y (T)	F_z (T)	M_x (T-m)	M_y (T-m)	M_z (T-m)
DL	-500	25		20		65
SDL	-84	2				10
LL+IM	-75	4		2		16
CR	-8	37		8		22
PS						
Relax						
SER	-667	68	0	30	0	113
STR1	-886.25	59.75	0	32.5	0	135.25

Tie Girder

Case	F_x (T)	F_y (T)	F_z (T)	M_x (T-m)	M_y (T-m)	M_z (T-m)
DL	520	40	10		10	127
SDL	21	5				10
LL+IM	100	44	10	53	12	140
CR	10	5				12
PS						
Relax						
SER	651	94	20	53	22	289
STR1	861.5	137	30	92.75	33.5	424.75

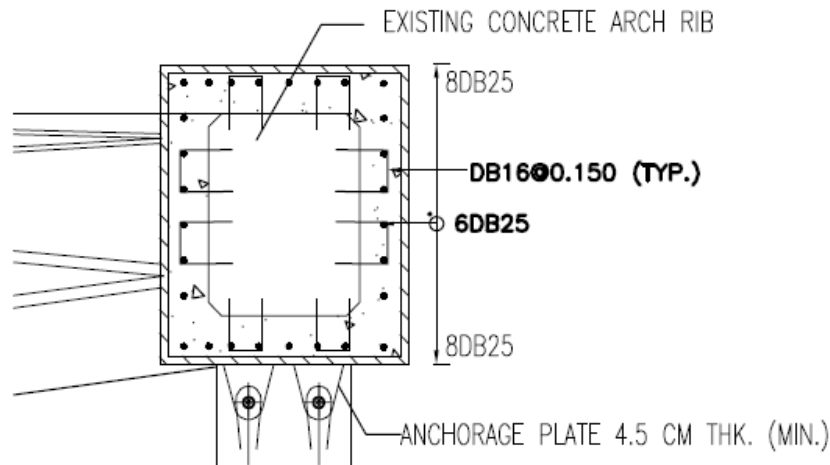
Hanger

Case	F_x (T)	F_y (T)	F_z (T)	M_x (T-m)	M_y (T-m)	M_z (T-m)
DL	45					
SDL	12					
LL+IM	20					2.5
CR	9					
PS						
Relax						
SER	86	0	0	0	0	2.5
STR1	113.75	0	0	0	0	4.375

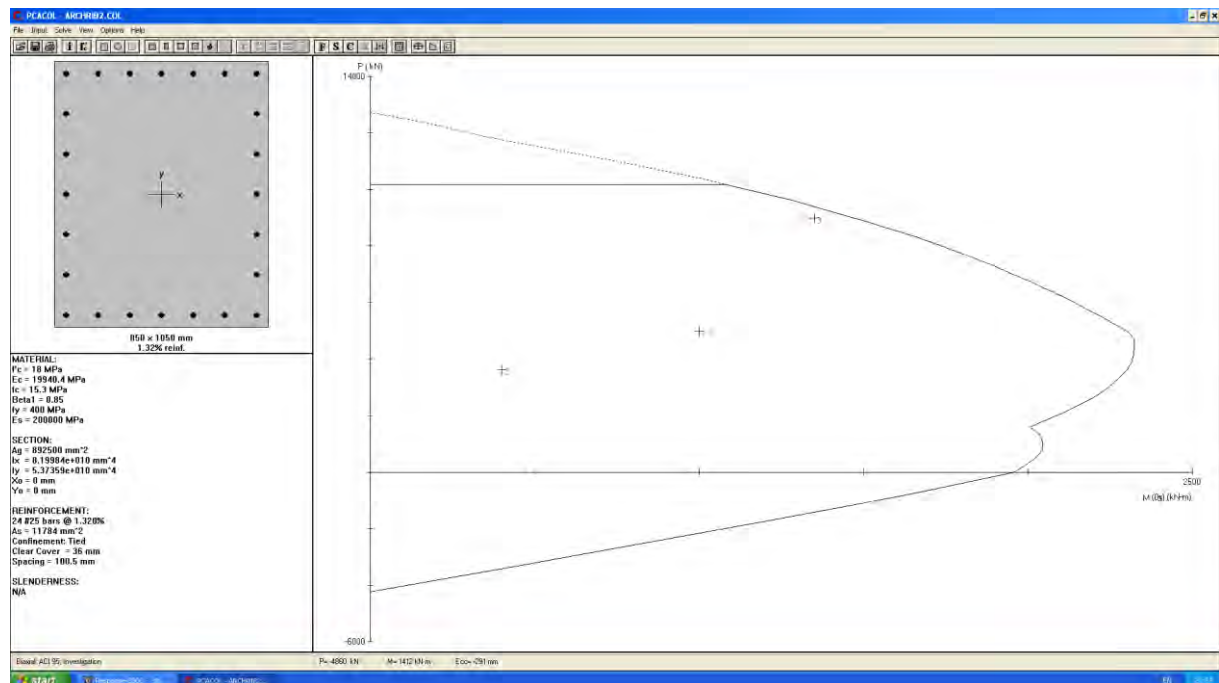


โดยค่าของแรงรวมตาม Load Combination สามารถนำไปออกแบบส่วนประกอบต่างๆ ของสะพานได้ต่อไป โดยตัวอย่างของ การออกแบบชิ้นส่วนของโครงสร้างแสดงดังนี้

7.7.4. Arch Rib Member

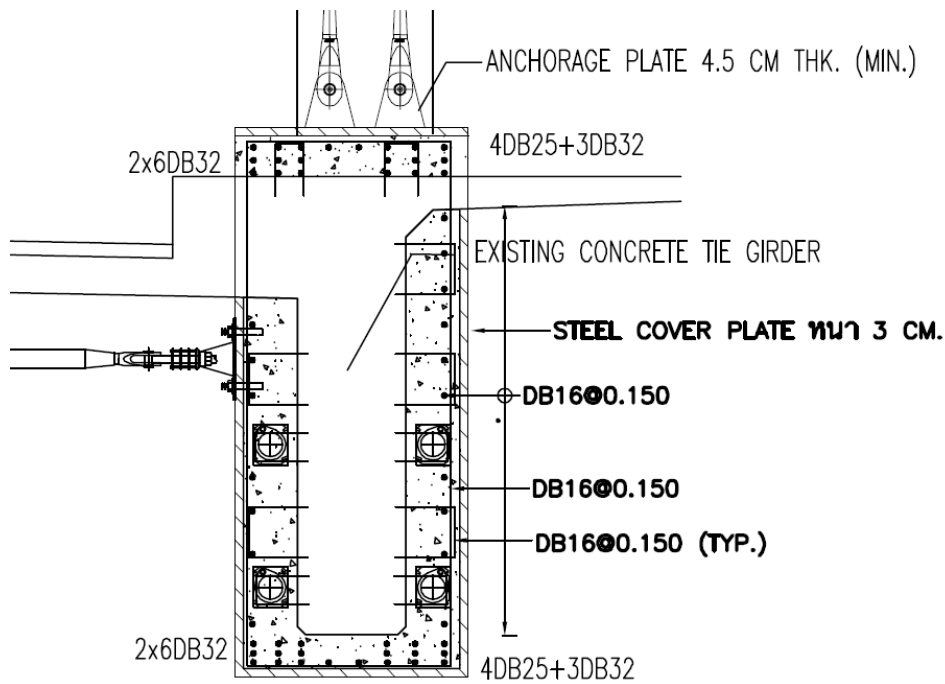


รูปที่ 7-63 Arch Rib ที่ทำการเสริมกำลัง



รูปที่ 7-64 ค่าของ Interaction Diagram ของ Arch Rib ที่ทำการเสริมกำลัง

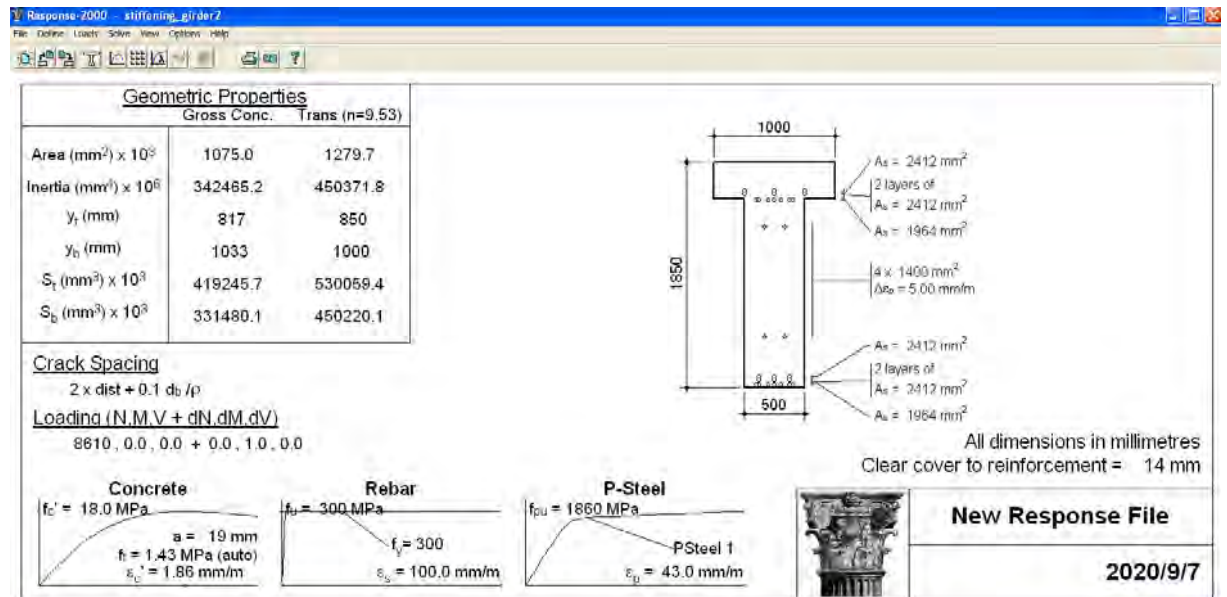
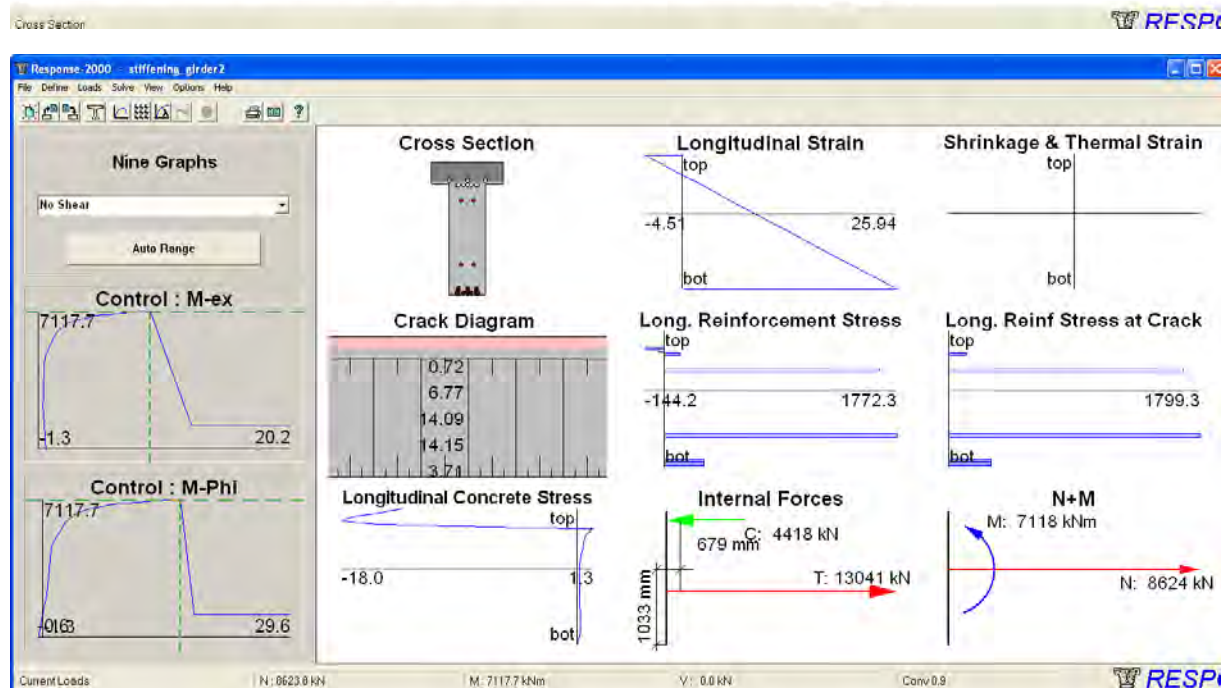
7.7.5. Tie Girder Member



รูปตัด 2 - 2
มาตราส่วน 1:25

รูปที่ 7-65 Stiffening Girder ที่ทำการเสริมกำลัง





รูปที่ 7-66 ค่าของ Response ของ Tie Girder ที่ทำการเสริมกำลัง

7.7.6. Hangers

สำหรับ Hangers ที่ปรึกษา พิจารณาแนวทางการคำนวณค่า Allowable Stress และ กำลัง PTI Guidelines ดังนี้

3.12 ALLOWABLE TENSILE STRESS FOR STAY CABLES:

- 3.12.1 $0.45 F_u$ FOR AASHTO GROUP I LOADING UPON COMPLETION OF CONSTRUCTION. (NOTE: F_u = MINIMUM SPECIFIED ULTIMATE TENSILE STRENGTH OF THE STRANDS).
- 3.12.2 $0.50 F_u$ FOR ALL OTHER AASHTO GROUP LOADINGS. (TO BE USED IN LIEU OF AASHTO ALLOWABLE OVER-STRESS FACTORS.)
- 3.12.3 $0.56 F_u$ DURING CONSTRUCTION AND STAY CABLE REPLACEMENT.
- 3.12.4 $0.60 F_u$ FOR CABLE LOSS.

รูปแสดง ค่าของ Allowable Stress ของ Hangers

5.4 Cable Replacement	C.5.4 Cable Replacement
The design of cable-stayed structures shall provide for the replacement of any individual cable with a reduction of the live load in the area of the cable under exchange.	The designer should consider the implications of cable exchange and provide general recommendations on the plans for any precautions or changes in traffic flow required by the exchange.
	The suggested load factors and combinations for the cables are as follows:
	Cable Exchange:
	$1.2DC + 1.4DW + 1.5 (LL^* + IM) + \text{Cable Exchange Forces}$
	*At least one lane of live load shifted away from the cable under exchange.
	The definitions of the symbols are given in Section 3.3.2 of the AASHTO LRFD. A resistance factor $\phi = 0.8$ is suggested for this strength limit state event.
5.5 Loss of Cable	C.5.5 Loss of Cable
Design of all cable-stayed bridges shall also be capable of withstanding the loss of any one cable without the occurrence of structural instability.	For the extreme event of loss of one cable, the following load factors and combination are suggested for the remaining structure:
The impact dynamic force resulting from the sudden fracture of a cable is of a magnitude twice that of the static force in the cable and acts at both the top and bottom anchorage.	Loss of One Cable:
	$1.2DC + 1.4DW + 0.75 (LL^{**} + IM) + \text{Cable Loss Dynamic Forces}$
	** Full live load placed in their actual striped lanes.
	The resistance factor $\phi = 0.90$ is suggested for this extreme limit state event.

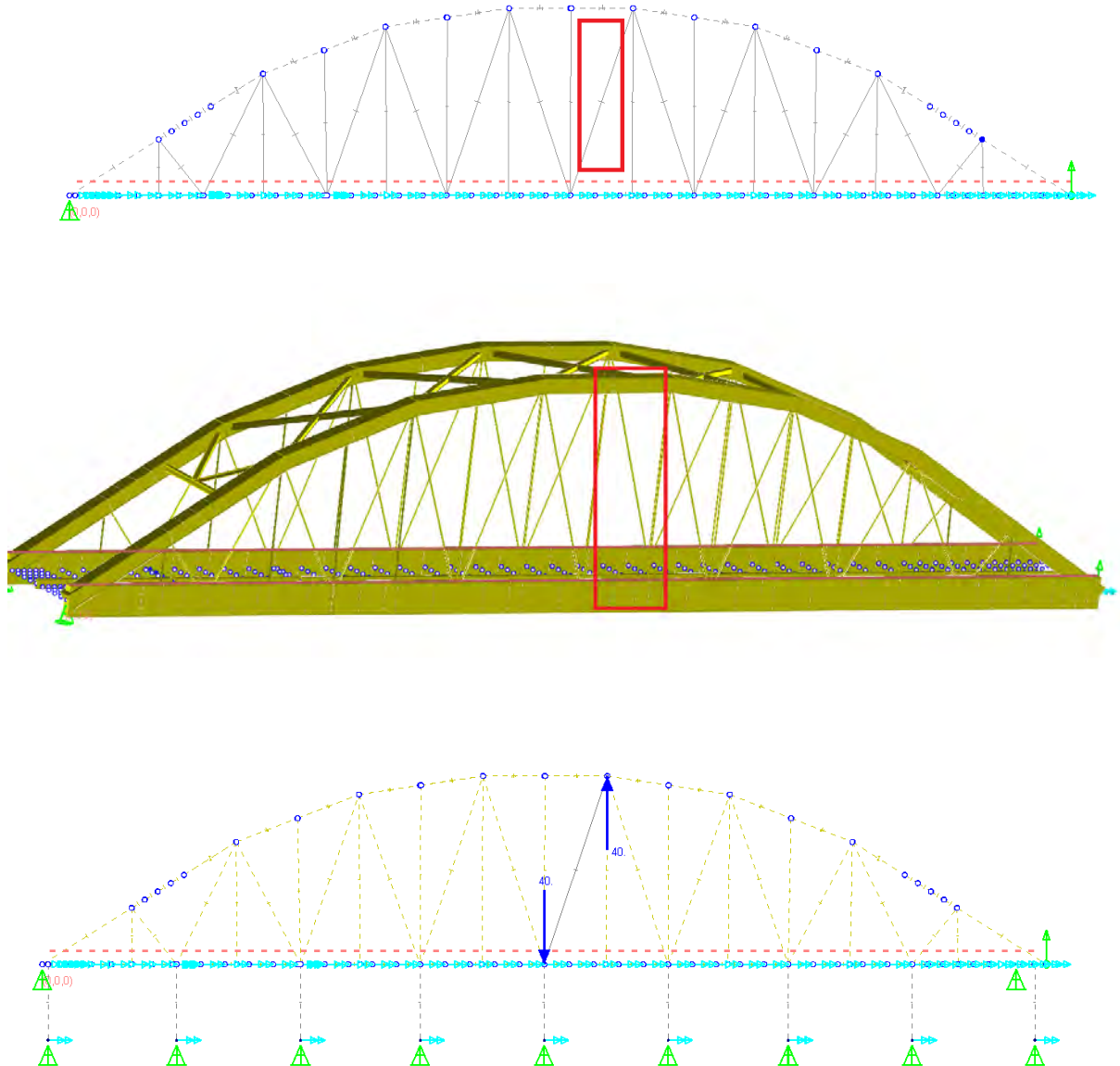
รูปที่ 7-67 ค่าของ Limit States ของ Hangers

โดย ใน Load Combination ตามตารางที่แสดงข้างต้น ที่ปรึกษา ใช้ค่าของ $0.45F_u$ ในการควบคุมระดับของค่าความเค้นที่เกิดขึ้นของ Hanger โดยเลือกใช้ PT Bars ขนาด Diameter 50 mm จำนวน 2 เส้น ต่อ แห่งในการเสริมกำลังของ Hanger เพิ่มเติมในแนวดิ่ง โดย PT Bars มีค่าของ F_u ไม่น้อยกว่า 120 T/ เส้น

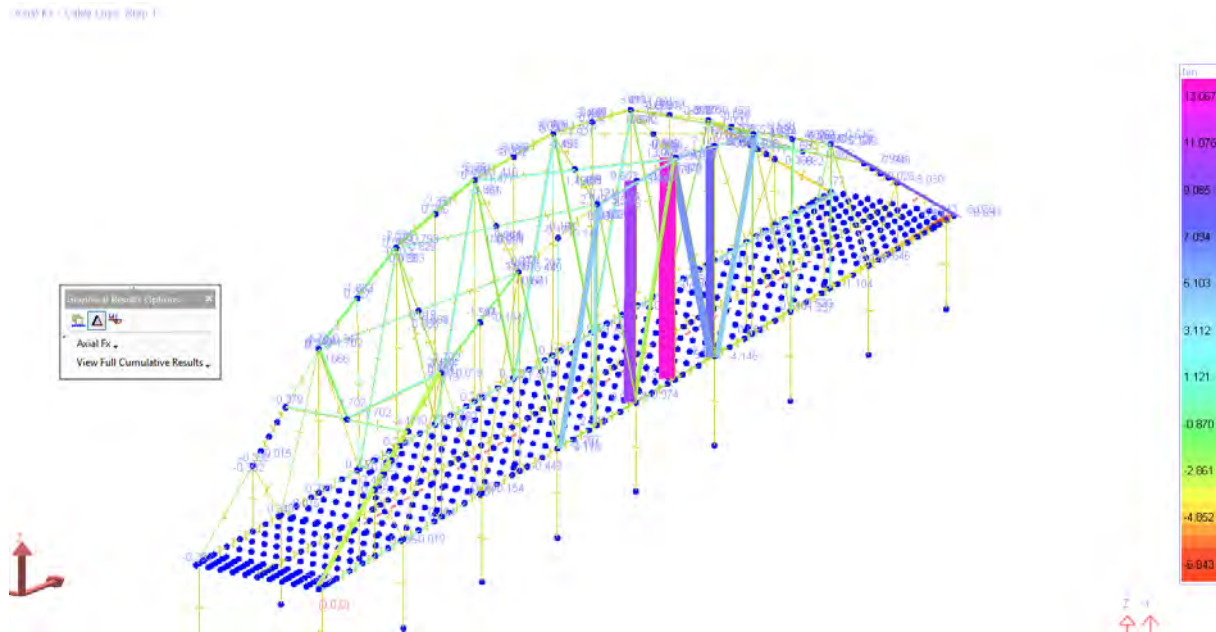
นอกจากกรณีการใช้งานปกติแล้ว ที่ปรึกษาได้พิจารณา กรณีพิเศษที่ระบุใน Code เช่น กรณีที่ Hanger ขาด (Hanger Loss) ซึ่งแสดงดังนี้



7.7.6.1. กรณี Hanger Loss เกิดขึ้นที่ Hanger ตามแนวเอียงที่ตำแหน่งกลาง Span



รูปที่ 7-68 แรงเนื่องจาก Hanger ขาด หรือ Loss



รูปที่ 7-69 แรงใน Hanger ที่เหลือ เนื่องจาก Hanger ขาด หรือ Loss

จากผลการวิเคราะห์แรงต่างๆ ของสะพาน ที่ปรีक्षाสรุปค่าของ Load Combination ของ Hangers ในกรณีมีการขาดดังนี้

Hanger	(With Cable Loss)		(Report in 2 Bars per Hanger)			
Case	Fx (T)	Fy (T)	Fz (T)	Mx (T-m)	My (T-m)	Mz (T-m)
DL	45					
SDL	12					
LL+IM	20					2.5
CR	9					
Cable Loss	14					
Relax						
SER	100	0	0	0	0	2.5
STR1	127.75	0	0	0	0	4.375
EXTREME Cable	56.15	0	0	0	0	3.75

ซึ่งค่าในตารางน้อยกว่าค่าที่ยอมให้ ดังนั้นสะพานที่เสริมกำลังปลอดภัย

นอกจากการเสริมกำลังของสะพานเพื่อเพิ่มความสามารถในการรับน้ำหนักของส่วนประกอบ สะพานเพื่อรองรับ HL-93 ที่ปรีक्षाได้ทำการวิเคราะห์ค่าของ Natural Frequency ของสะพานภายหลัง การปรับปรุง เพื่อตรวจสอบกับ กรณี การสั่นไหวเนื่องจากยานพาหนะ และแรงลม ดังนี้



7.8 การประเมินค่าการสั่นไหวที่ตอบสนองกับการวิ่งของยานพาหนะ (ภายหลังการบูรณะ)

การประเมินค่าการสั่นไหวที่ตอบสนองกับการวิ่งของยานพาหนะ ที่ปรึกษาเลือกใช้หลักการเปรียบเทียบการสั่นของสะพานกับการวิ่งของยานพาหนะจาก ข้อเสนอแนะของ AASHTO สำหรับสะพานประเภท Tie Arch โดย ประเมินค่าของ Excitation Frequency หรือความถี่ของการสั่นไหวของสะพานที่เกิดจากการวิ่งของยานพาหนะ จากความเร็วของยานพาหนะและระยะของ Floor Beam Spacing ของพื้นของสะพาน Arch ดังแสดงดังนี้

7.5. TRAFFIC INFLUENCED BRIDGE DYNAMICS

Vehicles passing over bridges induce vibrations in a range of bridge members and can play a role in metal fatigue depending on the details, level of traffic and, of course, the potential for resonance of the passing frequency with the structural element natural frequency. In lieu of a rigorous vehicle-structure interaction model to assess vibration, the excitation frequency is determined from a vehicle passing over the series of floorbeams located at each panel point. Thus the excitation frequency can be determined from the equation:

$$\Omega(t) = \frac{V_v}{S} \quad \text{Equation 7.5}$$

Where $\Omega(t)$ is the excitation frequency caused by the passing vehicle

V_v = velocity of the vehicle in feet per second.

S = Panel spacing, feet.

All of the bridges are located on state highways or interstates and as a result have credible speed limits of 55-70 mph. Table 7.2 list the excitation for those two speeds for each bridge.

Table 7.2. Vehicle Excitation Frequency

Bridge	Panel Spacing (ft)	$V_v = 55$ mph	$V_v = 70$ mph
Jefferson Barracks	50.5	1.7 Hz	2.0 Hz

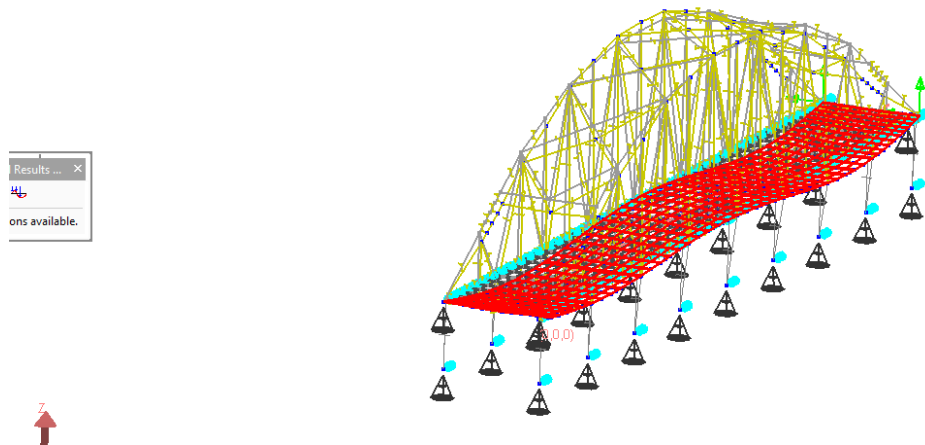
รูปที่ 7-70 การหาค่า Excitation Frequency ของสะพานเนื่องจากยานพาหนะ

จากแบบก่อสร้างของสะพานเดชาติวงศ์ ค่าของ Floor Beam Spacing หรือ Panel Spacing มีค่าประมาณ 3.74 เมตร ดังนั้น สามารถหาค่าของ Excitation Frequency ดังนี้

- 1) กรณียานพาหนะวิ่งความเร็ว 50 km/hr ค่าของ Excitation Frequency เท่ากับ 2.55 Hz
- 2) กรณียานพาหนะวิ่งความเร็ว 80 km/hr ค่าของ Excitation Frequency เท่ากับ 4.07 Hz

ดังนั้นเมื่อเปรียบเทียบกับค่าของ Vertical Deck Translation ของสะพานภายหลังการบูรณะ ที่ปรับค่าแบบจำลองแล้วแสดงดังนี้

Stage: EigenValueCheck / Step 1
M6: f = 4.79, t = 0.2088
8.



รูปที่ 7-71 Vertical Deck Translation ภายหลังการบูรณะสะพาน

พบว่าค่าของ Vertical Deck ของสะพานเท่ากับ 4.80 Hz ซึ่งสูงกว่า 4.00 Hz ดังนั้นสามารถป้องกันการสั่นไหวที่พ้องกัน กรณี รถวิ่งด้วยความเร็ว 80 km/hr ได้

7.8.1. การเปรียบเทียบค่าความเร็วลมวิกฤติกับค่าการสั่นของสะพาน (ภายหลังการบูรณะ)

สำหรับการเปรียบเทียบค่าความเร็วลมวิกฤติที่อาจส่งผลต่อการสั่นไหวของสะพานใน Mode การสั่นไหวด้านข้างและการสั่นไหวของสะพานในโหมด Torsion ที่ปรึกษาได้ ทำการประมาณค่าของความเร็วลมวิกฤติ (Critical Wind Speed) จากข้อแนะนำของ AASHTO แสดงดังนี้

Rearranging the equation to solve for the wind speed for a specific set of structural frequencies:

$$V_{cr} = \frac{fD}{s} \quad \text{Equation 7.4}$$

Generally, the lowest flexural and torsional frequencies will be of interest and by the direct relationship above will produce the lowest velocities expected to cause resonance. The variable, D, is taken as the depth of the superstructure and the Strouhal number can be determined from Brockenbrough and Merritt (1994) or Knisely (1990). For a rectangular cross section, the Strouhal value is provided for various aspect ratios (width to depth), b/d. Table 7.1 presents the results of the critical wind speed for each of the bridges, using the lower bound stiffness models.

รูปที่ 7-72 ค่าของ การหาค่า Critical Wind Speed ของสะพาน

โดยจากสมการข้างต้น ค่าของ Critical Wind Speed หาได้จาก ค่าของ Depth (D) ของโครงสร้างส่วนบนหรือ Deck ของสะพาน และค่าของ Strouhal number (s) ซึ่งเป็นค่าที่เกี่ยวข้องกับคุณสมบัติ Aerodynamic ของสะพาน รวมทั้งค่าของ Natural Frequency ของสะพานในโหมดที่เกี่ยวข้องกับทิศทางลมด้านข้างของสะพานเช่น First Translation Mode และ First Torsional Mode ของสะพานจากสมการข้างต้น ที่ปรึกษาได้ดำเนินการประมาณหาค่าของ Critical Wind Speed ดังนี้

ค่าของ Critical Wind Speed ของสะพานเดชาติวงศ์ (ภายหลังการบูรณะ) พารามิเตอร์ที่ใช้ในการคำนวณ

- 1) ค่าของ Depth ของสะพาน ประมาณ 2.00 เมตร รวม Stiffening Girder (หลังการบูรณะ)
 - 2) ค่าของความกว้างสะพาน 8 เมตร
 - 3) ค่าของ Strouhal number เท่ากับ 0.10
 - 4) ค่าของ Natural Frequency สำหรับ First Lateral Bending Mode เท่ากับ 1.18 Hz (ก่อนการบูรณะ)
 - 5) ค่าของ Natural Frequency สำหรับ First Lateral Bending Mode เท่ากับ 1.59 Hz (หลังการบูรณะ)
 - 6) ค่าของ Natural Frequency สำหรับ First Torsional Mode เท่ากับ 2.99 Hz (ก่อนการบูรณะ)
 - 7) ค่าของ Natural Frequency สำหรับ First Torsional Mode เท่ากับ 3.06 Hz (หลังการบูรณะ)
- ดังนั้นค่าของ Critical Wind Speed เท่ากับ 81 km/hr (ก่อนการบูรณะ)

และ ค่าของ Critical Wind Speed เท่ากับ 97.92 km/hr (หลังการบูรณะ)

จากนั้น ที่ปรึกษาคำนวณค่าของความเร็วลมที่ใช้ออกแบบในประเทศไทย ตาม มยพ 1301 มาเปรียบเทียบ ดังนี้

V_{50} = reference wind speed that is based on one-hour average wind speed at 10 m. in open terrain in 50-years return period. V_{50} and typhoon factor (T_F) are shown in Table 1 and Figure 3.

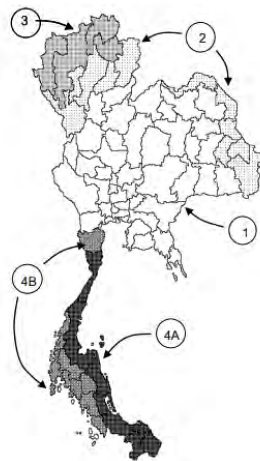


Figure 3. Reference wind speed zone for Thailand.

Table 1. Reference wind speeds and typhoon factor

Zone	Area	V_{50}	T_F
Zone 1	Central region	25	1.0
Zone 2	Lower part of Northern region and East west border region	27	1.0
Zone 3	Upper part of Northern region	29	1.0
Zone 4 A	East coast of Southern peninsula	25	1.2
Zone 4 B	Petchaburi and West coast of Southern peninsula	25	1.08

รูปที่ 7-73 ค่าของ Reference Wind Speed ของสะพาน ในประเทศไทย

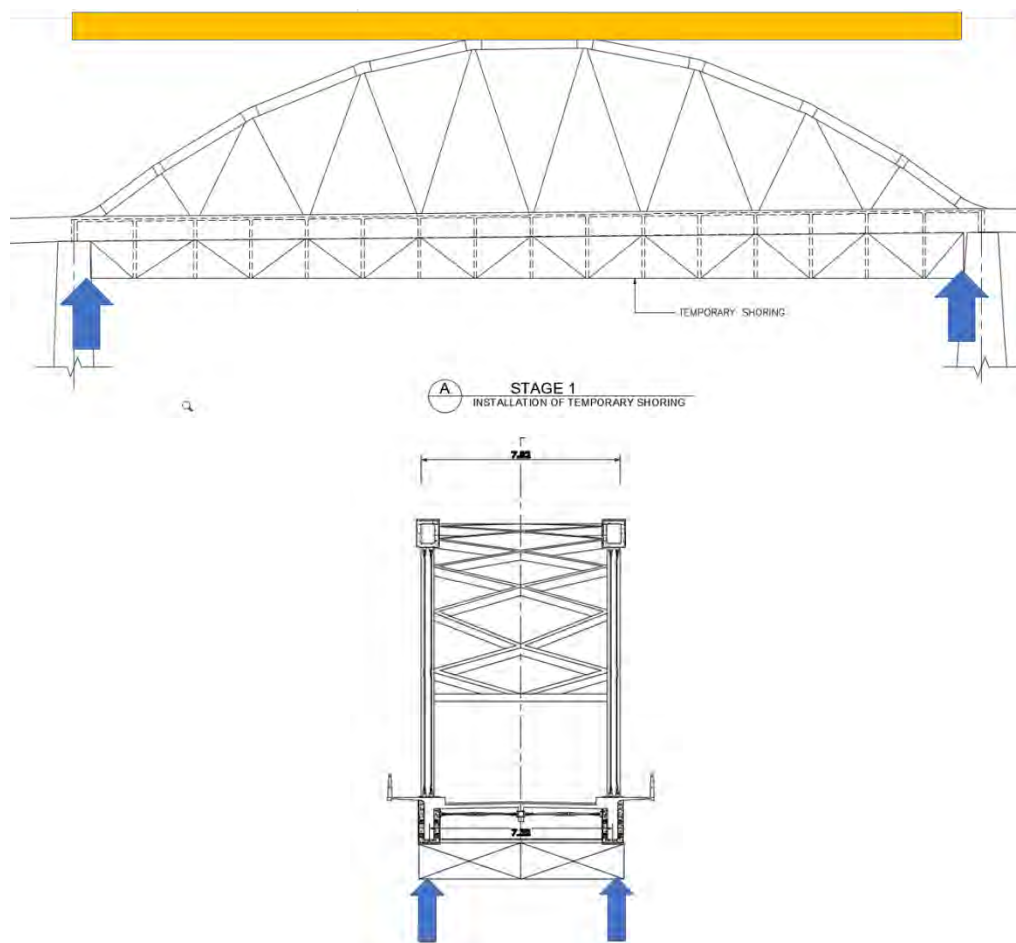


โดยจากค่าของ Design Wind Speed ที่ใช้เป็นค่าของ V_{50} หรือ Reference Wind Speed ที่ความสูง 10 เมตร และมีค่า Return Period ประมาณ 50 ปี มีค่าเท่ากับ 25 เมตรต่อวินาที หรือ 90 km/hr ดังนั้น ค่าของความเร็วลมที่ใช้ในการออกแบบ มีค่าน้อยกว่าค่า Critical Wind Speed ภายหลังการบูรณะ เนื่องจาก ภายหลังการเสริมกำลัง ค่าของ Natural Frequency จะสูงขึ้นทำให้เกิดความความปลอดภัยเพิ่มมากขึ้น

จากการออกแบบ บูรณะสะพานในส่วนหนึ่งของโครงสร้างรวมของสะพาน (Global Structure) ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบในส่วนของ Local Member และ การถ่ายแรงแหว่างการบูรณะเช่น การใช้ Truss ในการรองรับน้ำหนักสะพานระหว่างการเปลี่ยน Bearing ดังแสดงในหัวข้อต่อไปนี้

7.8.2. การออกแบบส่วนประกอบของสะพานในจุด Critical (Local Structural) และ การถ่ายแรงแหว่างบูรณะ

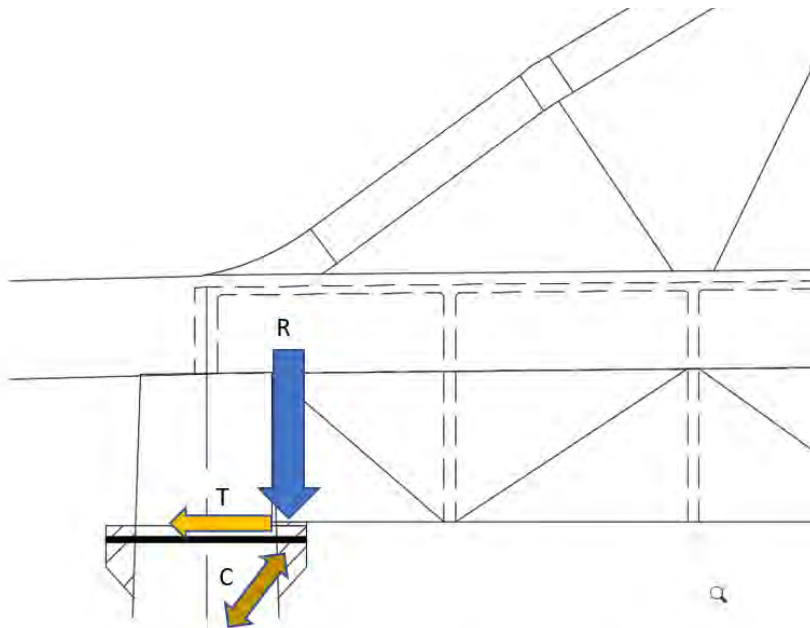
1. ส่วนของน้ำหนักที่ออกแบบของ Gantry และ ระบบ Bracket



รูปที่ 7-74 การถ่ายแรงแจาก Arch ไปสู่ Temporary Gantry ระหว่างการยกสะพาน

ในขั้นตอนการยกสะพานเพื่อเปลี่ยน Bearing หรือเพื่อเปลี่ยน Hanger ที่ปรึกษาเสนอให้ติดตั้งโครงเหล็ก หรือ Gantry ด้านล่างของสะพานเดิม โดยจากการประมาณค่าของ น้ำหนักบรรทุกของสะพานเดิมและน้ำหนักของอุปกรณ์ระหว่างการทำงานบูรณะ ที่ปรึกษาเสนอ ให้ Gantry ต้องรองรับน้ำหนัก ไม่น้อยกว่า 2.85 ตันต่อ ตร.ม

ดังนั้นน้ำหนักที่ ถ่ายจาก Gantry สู่ Bracket ที่บริเวณ ตอม่อเดิม ระหว่างการยกเท่ากับ 678 ตันต่อจุด ดังแสดงในรูปที่ 7-75



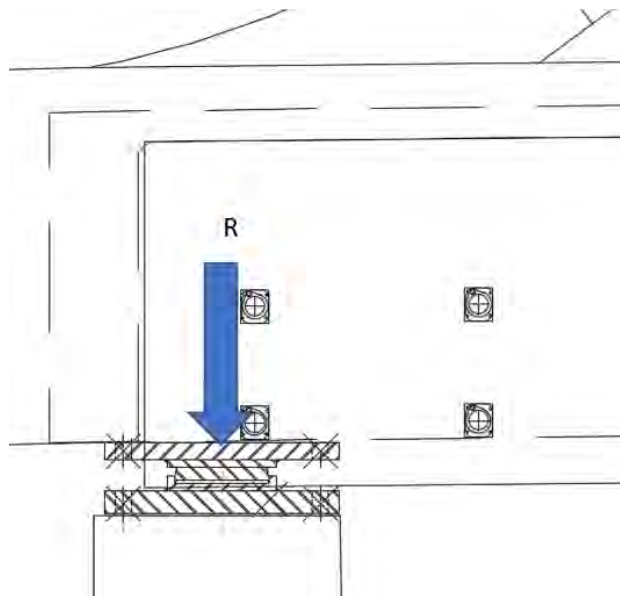
รูปที่ 7-75 การถ่ายแรงจาก Arch ไปสู่ ตอม่อสะพานโดยใช้ Bracket ระหว่างการยกสะพาน

ในการประมาณค่าของ PT Bars เพื่อใช้ในการยึดระบบ Bracket บริเวณตอม่อสะพาน ที่ปรึกษาได้เลือกใช้ Strut and Tie Model ตามข้อกำหนดของ AASHTO LRFD โดยจากแบบจำลองโครงข้อหมุนสามารถหาค่าของแรงดึง (T) ที่เกิดขึ้นใน Bracket ได้เท่ากับ 489 T ดังนั้นต้องติดตั้ง PT Bar ขนาด 50 mm จำนวน 4 เส้นต่อ Support



7.8.3. การคำนวณขนาดของ Bearing Plint รองรับ Mechanical Bearing ของสะพานหลังการบูรณะ

ภายหลังการบูรณะสะพาน ที่ปรึกษาเสนอให้ทำการเปลี่ยน ฐานรองรับของสะพาน (Bearing) โดยส่วนน้ำหนักของสะพานภายหลังการบูรณะและแรงเนื่องจากยานพาหนะจะถ่ายน้ำหนักสู่ Bearing นี้ โดยเพื่อให้เกิดความปลอดภัยและใช้ในการปรับระดับบริเวณฐานรองรับเพื่อรองรับการติดตั้ง Bearing ใหม่ ที่ปรึกษาได้ทำการวิเคราะห์การถ่ายแรงลงสู่ Bearing (Load Transfer) และ ออกแบบขนาดของ Bearing Plinth เพื่อใช้ในการติดตั้ง Bearing ดังนี้



รูปที่ 7-76 การถ่ายแรงจาก Arch ไปสู่ Bearing และตำแหน่งของ Bearing Plinth

จากรูปข้างต้น สามารถคำนวณหาค่าของ Reaction มายังฐานรองรับสะพาน ดังนี้

$$\text{The Reaction (R)} = 678 \text{ T per bearing.}$$

หรือค่าของ Reaction กรณี Load Combination ของ AASHTO LRFD (STR1) เท่ากับ

$$R_u = 1050 \text{ T}$$

การกำหนดขนาดของ Bearing Plint (A1) พิจารณาจาก กำลังแบกของคอนกรีต (Bearing Strength) ตาม AASHTO ดังนี้

5.7.5 Bearing

C5.7.5

In the absence of confinement reinforcement in the concrete supporting the bearing device, the factored bearing resistance shall be taken as:

$$P_r = \phi P_n \quad (5.7.5-1)$$

in which:

$$P_n = 0.85 f'_c A_1 m \quad (5.7.5-2)$$

where:

P_n = nominal bearing resistance (N)

A_1 = area under bearing device (mm^2)

m = modification factor

A_2 = a notional area defined herein (mm^2)

The modification factor may be determined as follows:

- Where the supporting surface is wider on all sides than the loaded area:

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2.0 \quad (5.7.5-3)$$

- Where the loaded area is subjected to nonuniformly distributed bearing stresses:

$$m = 0.75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.50 \quad (5.7.5-4)$$

Where the supporting surface is sloped or stepped, A_2 may be taken as the area of the lower base of the largest frustum of a right pyramid, cone, or tapered wedge contained wholly within the support and having for its upper base the loaded area, as well as side slopes of 1.0 vertical to 2.0 horizontal.

Where the factored applied load exceeds the factored resistance, as specified herein, provisions shall be made to resist the bursting and spalling forces in accordance with Article 5.10.9.

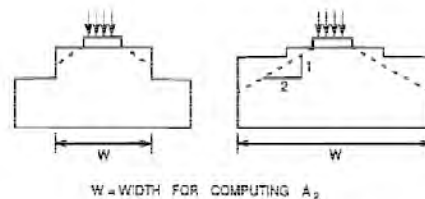


Figure C5.7.5-1 Determination of A_2 for a Stepped Support.

รูปที่ 7-77 กำลังแบกของคอนกรีต (Bearing Strength) ตาม AASHTO

โดย เสนอใช้ขนาดของ Bearing Plinth (A_1) เท่ากับ 0.65x0.65 m

และกำหนดให้ค่าของ Nonshrink Concrete สำหรับ Base Material ของ Bearing Plinth ไม่น้อยกว่า 400 ksc.

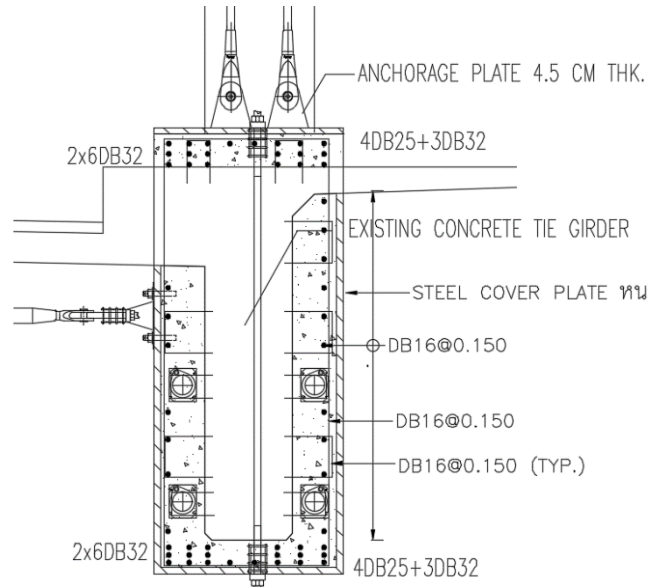
ดังนั้น $\phi P_n = 1130 \text{ T} > R_u \text{ (OK)}$

ดังนั้นใช้ขนาดของ Bearing Plinth เท่ากับ 0.65x0.65 เมตร



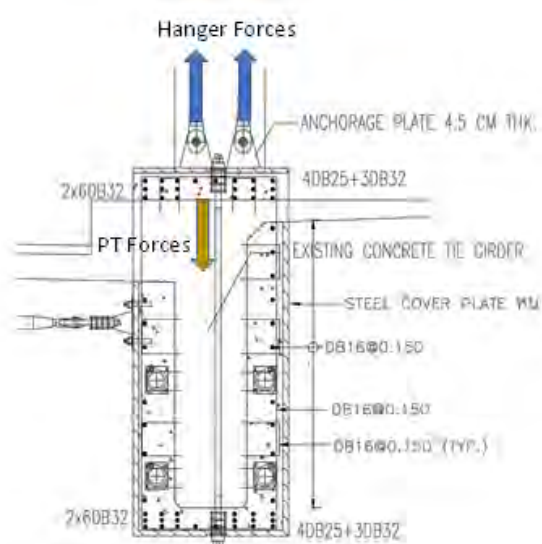
7.8.4. การคำนวณหาจำนวนและขนาดของ PT Bars ที่รอยต่อของ Hanger กับ คานของ สะพาน

เพื่อให้สามารถถ่ายแรงจาก Hanger มายัง Stiffening Girder ได้ ที่ปรึกษาทำการออกแบบ Local Load Transfer บริเวณ รอยต่อ Hanger กับ คานสะพานดังนี้



รูปที่ 7-78 รอยต่อบริเวณ Hanger และ Stiffening Girder

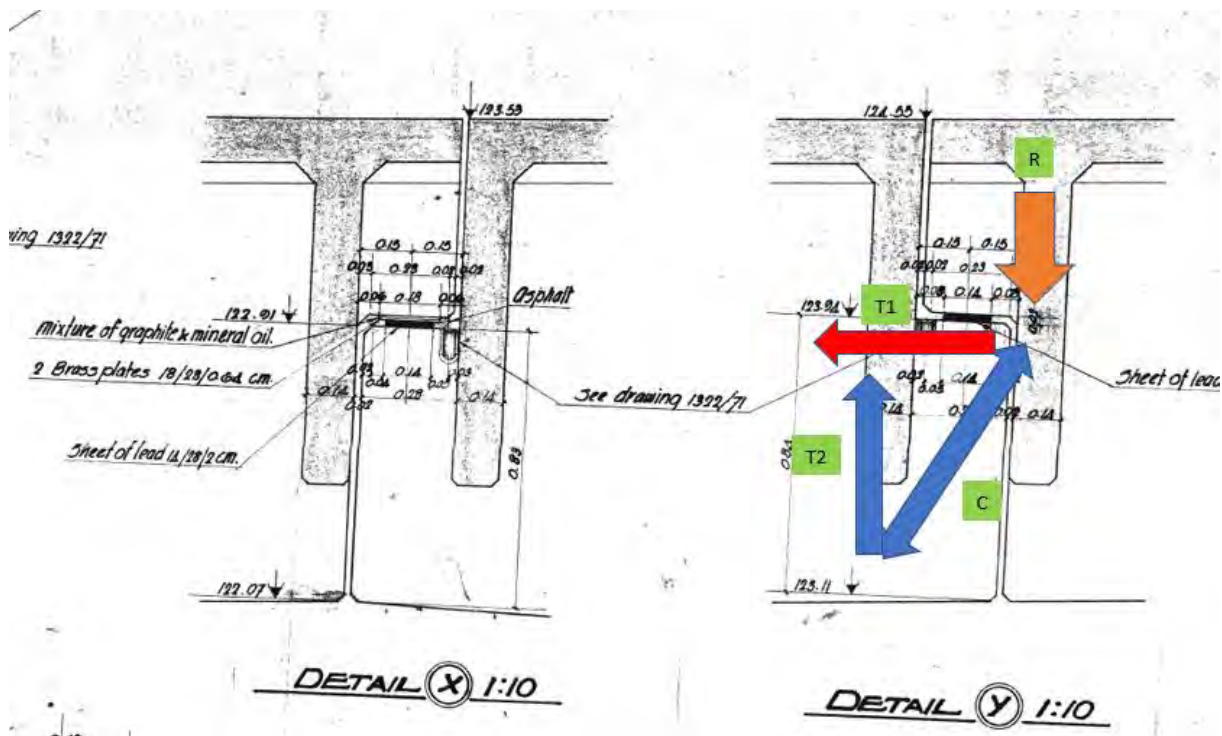
จากแบบจำลองของ Strut and Tie Model บริเวณรอยต่อ ที่ปรึกษาสามารถหาแรงเพื่อถ่ายแรง ไปยัง Stiffening Girder ผ่าน PT Bars ดังนี้



รูปที่ 7-79 Load Transfer บริเวณ รอยต่อบริเวณ Hanger และ Stiffening Girder

จากแบบจำลองของ Strut and Tie Model ค่าของ แรงสูงสุดที่ถ่ายจาก Hanger มายัง Stiffening Girder เท่ากับ 392 T ต่อ Hanger 1 คู่ จากกำลังของ PT Bar ขนาด Diameter 50mm และ ดึงด้วยแรง ขนาด 0.70Fpu จะมีกำลังเท่ากับ 185 T ต่อ เส้น ($F_y = 0.9F_{pu}$) ดังนั้น ใช้ PT Bars ขนาด 50 mm ในการถ่ายแรงที่รอยต่อของ Hanger กับ Stiffening Girder จำนวน 3 เส้น

7.8.5. การเสริมกำลังบริเวณ Dapped End ของ Approach Span



รูปที่ 7-80 การเสริมกำลังบริเวณ Dapped End ของ ช่วง Approach Span

การเสริมกำลังบริเวณ Dapped End ของ ช่วง Approach Span พิจารณาแรงกระทำเนื่องจาก แผ่นยางของสะพาน Service Load = 58 T ต่อ Bearing

ดังนั้นแรง ที่สภาวะ (Strength Limit State) = 90 T ต่อ Bearing

จาก Strut and Tie Model

แรง $T1_u = 187$ T และ $T2_u = 90$ T

กำลังของ PT Bar หลังการคูณค่าลดทอนกำลัง เท่ากับ 185 T ต่อ เส้น

ดังนั้น ใช้ PT Bar ขนาด 50 mm (Diameter) ในแนวราบและแนวตั้ง อย่างละ 2 เส้น ต่อ Bearing

Tension tie reinforcement shall be anchored to the nodal zones by specified embedment lengths, hooks, or mechanical anchorages. The tension force shall be developed at the inner face of the nodal zone.

The nominal resistance of a tension tie in N shall be taken as:

$$P_n = f_y A_{st} + A_{ps} [f_{pe} + f_y] \quad (5.6.3.4.1-1)$$

where:

A_{st} = total area of longitudinal mild steel reinforcement in the tie (mm²)

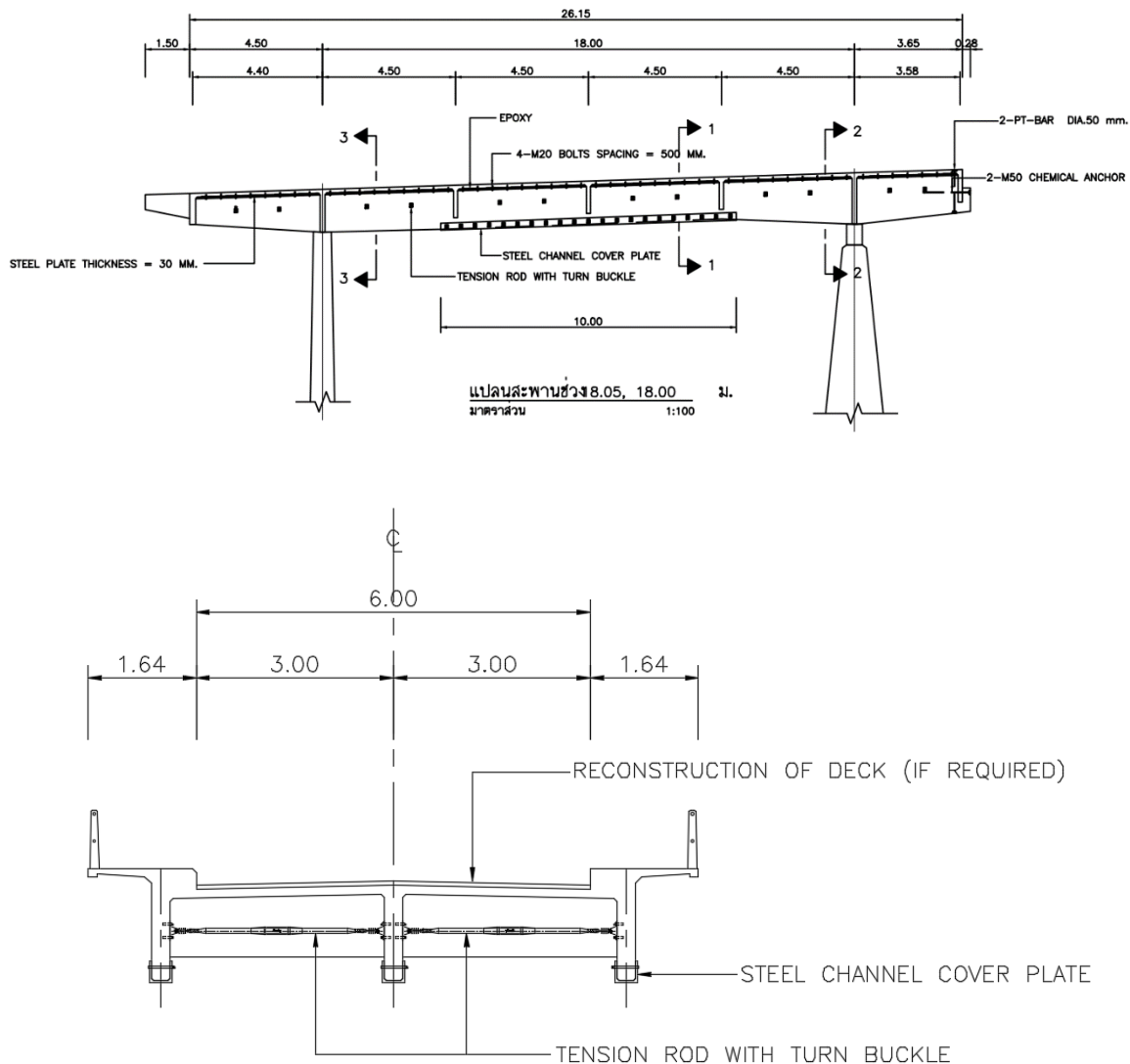
A_{ps} = area of prestressing steel (mm²)

f_y = yield strength of mild steel longitudinal reinforcement (MPa)

f_{pe} = stress in prestressing steel due to prestress after losses (MPa)

รูปที่ 7-81 การคำนวณแรง PT Bar

7.8.6. การเสริมกำลังบริเวณ Approach Span



รูปที่ 7-82 การเสริมกำลังบริเวณ Approach Span

ในการออกแบบการเสริมกำลังบริเวณ Approach Span ที่ปรึกษาได้ดำเนินการเสริมเหล็ก Steel Channel Plate เพื่อเสริมกำลังรับโมเมนต์ดัด เพื่อให้รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกจร HL-93 ดังนี้

พิจารณาคานกลางรับผลเนื่องจาก HL-93 จำนวน 1 design lane

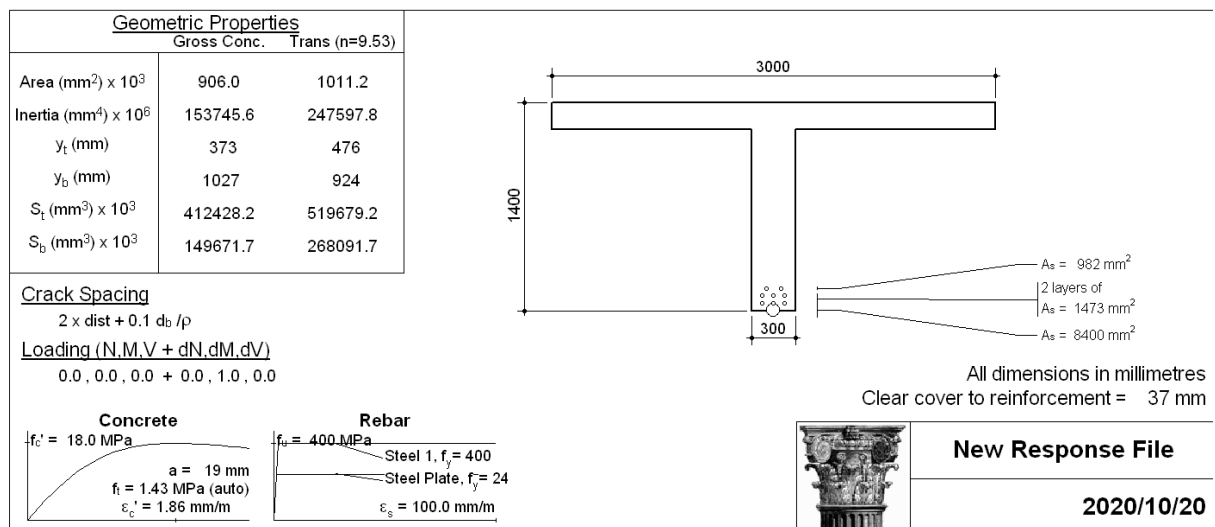
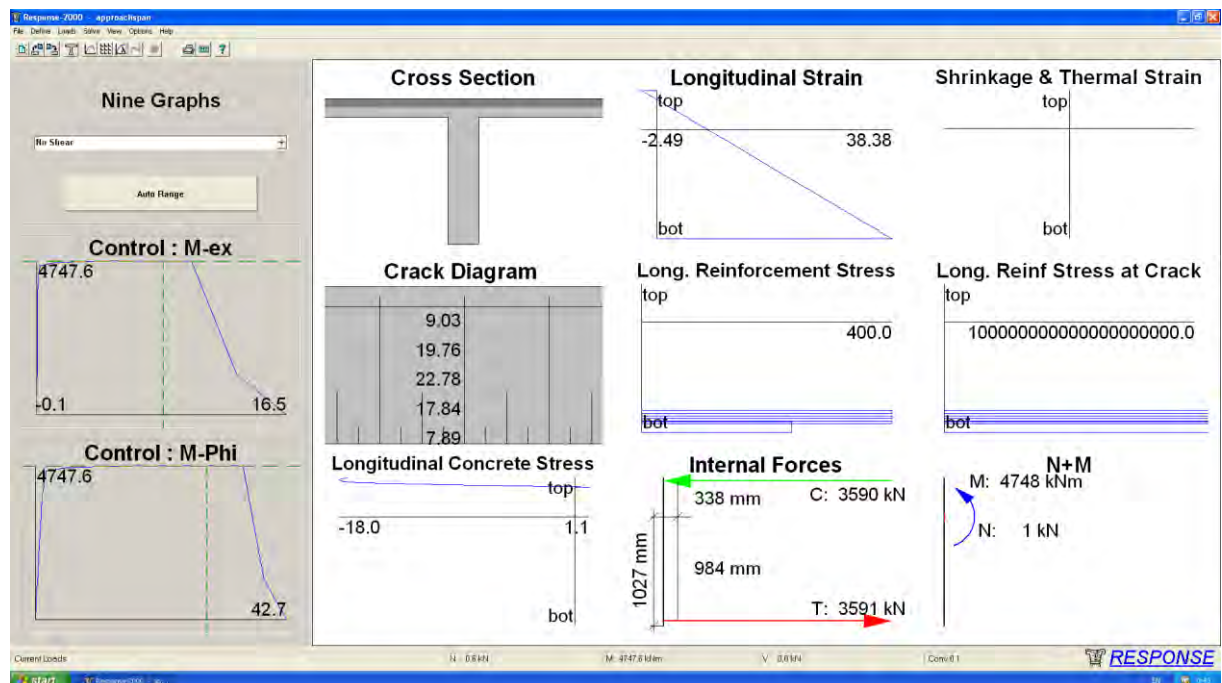
$$M_{DL} = 60 \text{ T-m/Girder}$$

$$M_{Deck} = 18 \text{ T-m/Girder}$$

$$M_{LL+IM} = 183 \text{ T-m/Girder}$$

$$M_u = 417 \text{ T-m/Girder}$$

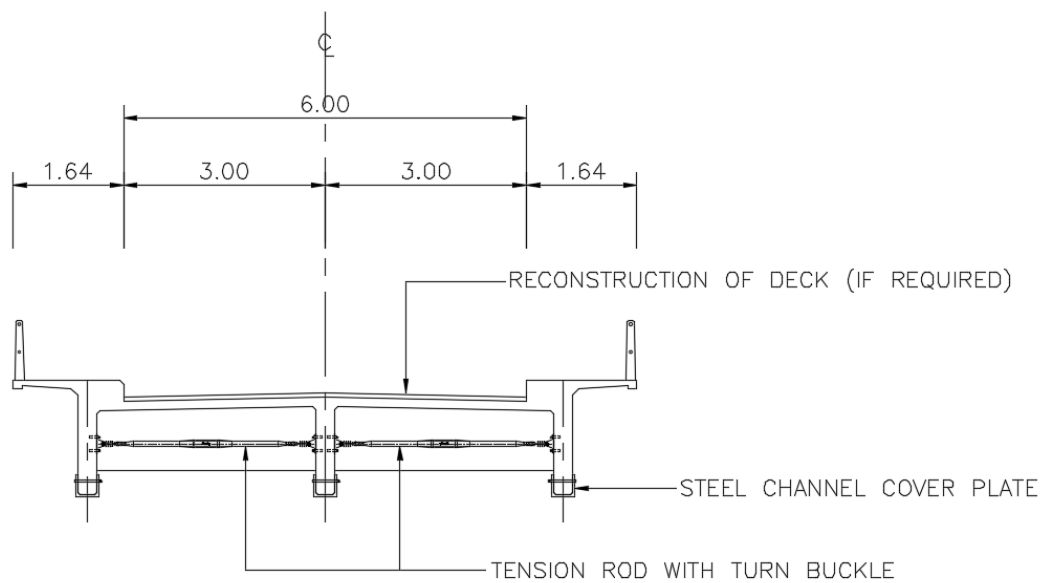




รูปที่ 7-83 การวิเคราะห์การเสริมกำลังบริเวณ Approach Span ด้วย Response-2000

$$0.9M_n = 0.9 \times 474 = 426 \text{ T-m} > M_u \text{ OK}$$

Adopt Steel Plate Size 30 mm for Moment Strengthening.



To temporary lateral bracing of girder during erection, the tension rod with turn buckle of tension force not greater than 2 T per bar.

The camber and distress of the deck shall be checked by the contractor and submit for approval before erection.



บทที่ 8 การวิเคราะห์ความปลอดภัย ของโครงสร้างสะพาน

เนื้อหาในบทนี้นำเสนอการวิเคราะห์ความปลอดภัยในการใช้งานของโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ ได้แก่ โครงสร้าง Tied-arch ของช่วงกลางสะพาน โครงสร้าง T-girder ของสะพานช่วงริม โครงสร้างพื้นสะพานและโครงสร้างฐานรากและตอม่อสะพาน ทั้งก่อนและหลังการเสริมกำลัง โดยใช้แบบจำลอง Finite Element (FE Analysis) ร่วมกับผลการทดสอบวัสดุและการทดสอบพฤติกรรม โครงสร้างสะพาน ทั้งนี้ ความปลอดภัยของโครงสร้างแสดงอยู่ในรูปของดัชนีความปลอดภัย (Safety Index)

8.1 แนวทางการวิเคราะห์ความปลอดภัยและดัชนีความปลอดภัย

ความปลอดภัยของโครงสร้างสะพานจากการใช้งาน คือ ความน่าจะเป็นหรือโอกาสที่โครงสร้างสะพานจะเกิดความเสียหายหรือวิบัติ ณ น้ำหนักบรรทุกทุกที่พิจารณา มีค่าน้อยกว่าเกณฑ์ที่กำหนด ซึ่งในที่นี้พิจารณา 2 สภาวะ คือ

1) สภาวะยืดหยุ่นใช้งาน (Serviceability Limit State)

โครงสร้างสะพานจะถือว่าปลอดภัยในขอบเขตสภาวะยืดหยุ่นใช้งาน เมื่อความน่าจะเป็นที่โครงสร้างจะเกิดความเสียหายเกินกว่าขีดจำกัดยืดหยุ่นใช้งาน มีค่าน้อยกว่า 0.5 ในช่วงเวลา 1 ปี (Vrouwenvelder and Waarts, 1993)

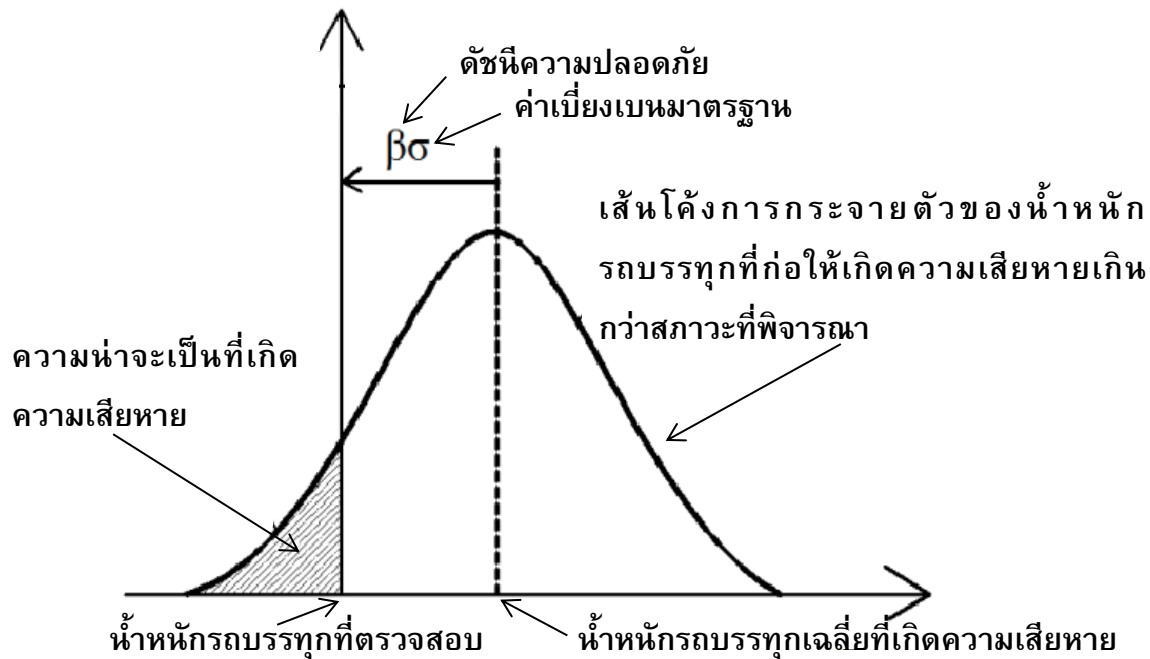
การตรวจสอบความปลอดภัยในสภาวะยืดหยุ่นใช้งานเป็นการตรวจสอบเพื่อให้มั่นใจว่าสะพานยังคงมีพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบเชิงเส้น ไม่เกิดการเสียรูปจนส่งผลกระทบต่อการใช้งาน

2) สภาวะประลัย (Ultimate Limit State)

โครงสร้างสะพานจะถือว่าปลอดภัยในขอบเขตสภาวะประลัย เมื่อความน่าจะเป็นที่โครงสร้างจะวิบัติ มีค่าน้อยกว่า 0.0001 หรือ 10^{-4} ในช่วงเวลา 100 ปี (Vrouwenvelder and Waarts, 1993)

การตรวจสอบความปลอดภัยในสภาวะประลัยเป็นการตรวจสอบเพื่อให้มั่นใจว่าสะพานถึงแม้จะเกิดการเสียรูปนอกขอบเขตสภาวะยืดหยุ่นใช้งาน แต่จะไม่เกิดการวิบัติ

โดยทั่วไปความปลอดภัยนิยามกล่าวในรูปของดัชนีความปลอดภัย (Safety Index, β) หรือเท่ากับจำนวนเท่าของค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานจากค่าเฉลี่ยของน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้โครงสร้างเสียหายเกินสภาวะที่พิจารณา มายังน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ตรวจสอบ รูปที่ 8-1 แสดงผังภาพของดัชนีความปลอดภัย (Thoft-Christensen and Baker, 1982)



รูปที่ 8-1 ผังภาพแสดงดัชนีความปลอดภัย

สมมติว่าการกระจายตัวของน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้โครงสร้างเสียหายเกินสภาวะที่พิจารณาเป็นเส้นโค้งปกติ (Normal Distribution) ดังนั้น

1) สภาวะยืดหยุ่นใช้งาน (Serviceability Limit State)

เกณฑ์ความปลอดภัยที่ความน่าจะเป็นน้อยกว่า 0.5 จากการเปิดตารางเส้นโค้งปกติมาตรฐาน (Standard Normal Distribution Table) จะได้ค่าเกณฑ์ดัชนีความปลอดภัย (Target Safety Index) เท่ากับ 0 นั่นคือ โครงสร้างสะพานจะถือว่าปลอดภัยในขอบเขตสภาวะยืดหยุ่นใช้งาน หากดัชนีความปลอดภัยที่คำนวณได้มีค่ามากกว่า 0 ขึ้นไป

2) สภาวะประลัย (Ultimate Limit State)

เกณฑ์ความปลอดภัยที่ความน่าจะเป็นน้อยกว่า 0.0001 จากการเปิดตารางเส้นโค้งปกติมาตรฐาน (Standard Normal Distribution Table) จะได้ค่าเกณฑ์ดัชนีความปลอดภัย



(Target Safety Index) เท่ากับ 3.6 นั่นคือ โครงสร้างสะพานจะถือว่าปลอดภัยในขอบเขตสถานะประลัย หากดัชนีความปลอดภัยที่คำนวณได้มีค่ามากกว่า 3.6 ขึ้นไป

การสร้างเส้นโค้งการกระจายตัวของน้ำหนักบรรทุกทุกที่ก่อให้เกิดความเสียหายเกินกว่าสถานะยืดหยุ่นใช้งานและสถานะประลัย

- 1) โครงสร้างแต่ละรูปแบบสร้างชุดข้อมูล 20 ชุด ตามการผันแปรของกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต 4 ค่า และกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม 5 ค่า (ข้อมูลทางสถิติของการทดสอบกำลังวัสดุจากภาคสนาม)
- 2) ทำการวิเคราะห์โครงสร้างแต่ละชุดโดยวิธี Finite Element Analysis (ATENA 2-D Nonlinear Reinforced Concrete) เพื่อหาค่าน้ำหนักที่จุดคราก (P_y) และน้ำหนักประลัย (P_u)
- 3) แปลงน้ำหนักที่จุดคราก (P_y) และน้ำหนักประลัย (P_u) ให้เป็นน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คานคราก (GW_y) และน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คานประลัย (GW_u) โดยหาร P_y และ P_u ด้วย Load Distribution Factor ที่ได้จากการทดสอบสะพานในภาคสนาม
- 4) ลดทอนค่าน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คานคราก (GW_y) และน้ำหนักบรรทุกที่ทำให้คานประลัย (GW_u) เนื่องจากแรงกระแทกขณะรถวิ่งผ่านสะพาน โดยหาร GW_y และ GW_u ด้วย Impact Factor ที่ได้จากการทดสอบในภาคสนาม
- 5) คำนวณค่าทางสถิติ (ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน) ของ GW_y และ GW_u เพื่อสร้างเส้นโค้งการกระจายตัวของน้ำหนักบรรทุกทุกที่ก่อให้เกิดความเสียหายเกินกว่าสถานะยืดหยุ่นใช้งานและสถานะประลัย ตามลำดับ

การคำนวณดัชนีความปลอดภัยของคานสะพานในขอบเขตสถานะยืดหยุ่นใช้งานและสถานะประลัย

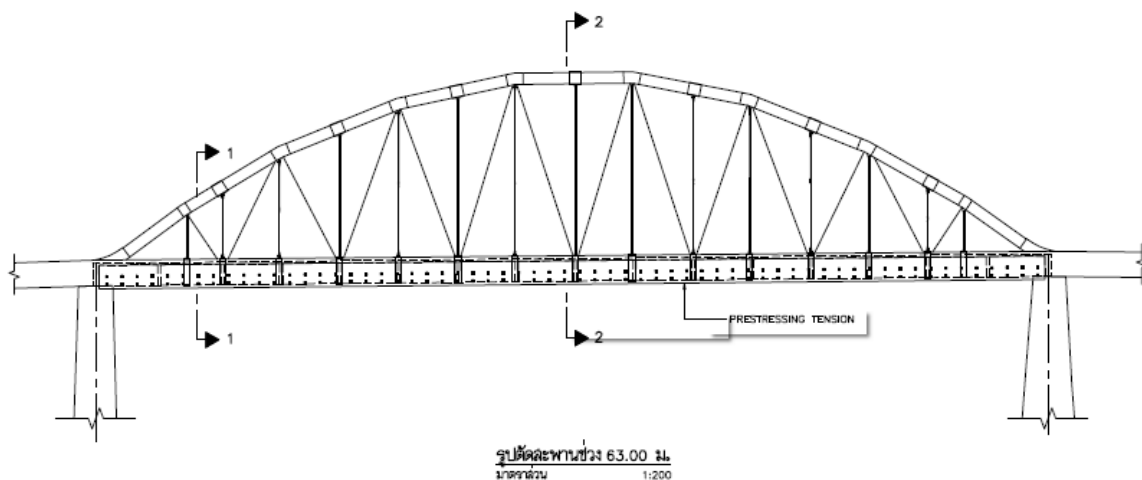
- 1) กำหนดน้ำหนักบรรทุกทุกที่ตรวจสอบ
- 2) คำนวณดัชนีความปลอดภัย β ที่แต่ละสถานะตามผังภาพรูปที่ 8-1
- 3) เปรียบเทียบ β ที่คำนวณได้กับเกณฑ์กำหนด Target β (Target $\beta = 0$ สำหรับสถานะยืดหยุ่นใช้งาน และ Target $\beta = 3.6$ สำหรับสถานะประลัย) หาก β ที่คำนวณได้มีค่ามากกว่า Target β คานสะพานจะถือว่าผ่านเกณฑ์ปลอดภัยในขอบเขตสถานะนั้นๆ

8.2 ดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้าง Tied-arch

โครงสร้าง Tied-arch ก่อนและหลังการเสริมกำลังแสดงในรูปที่ 8-2 และรูปที่ 8-3 ตามลำดับรายละเอียดดูในบทที่ 7



รูปที่ 8-2 โครงสร้าง Tied-arch ก่อนการเสริมกำลัง



รูปที่ 8-3 โครงสร้าง Tied-arch ภายหลังเสริมกำลัง

โดยอาศัยแนวทางการวิเคราะห์ความปลอดภัยในหัวข้อที่ 8.1 ตารางที่ 8-1 แสดงการคำนวณค่าทางสถิติ (ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน) ของ GW_y และ GW_u เพื่อสร้างเส้นโค้งการกระจายตัวของน้ำหนักบรรทุกที่ก่อให้เกิดความเสียหายเกินกว่าสภาวะยืดหยุ่นใช้งานและสภาวะประลัย และ ตารางที่ 8-2 แสดงค่าดัชนีความปลอดภัย β ของโครงสร้างก่อนการเสริมกำลัง ส่วนตารางที่ 8-3 และ ตารางที่ 8-4 แสดงค่าทางสถิติของ GW_y และ GW_u และค่าดัชนีความปลอดภัย β ของโครงสร้างภายหลังการเสริมกำลัง ตามลำดับ



ตารางที่ 8-1 ตารางคำนวณค่าทางสถิติของ GW_y และ GW_u โครงสร้าง Tied-arch ก่อนการเสริมกำลัง

CASE	Concrete		Steel		Pfc'	Pfy	Pfc''*Pfy	MIN. LOAD		Distribution Factor	Impact Factor	Equi. Gross Weight		Statistics of GW_y (tons)				Statistics of GW_u (tons)			
	fc' (MPa)	fy (MPa)	fy (MPa)	Pfc'				Py (kN)	Pu (kN)			GW_y (tons)	GW_u (tons)	Pfc''*Pfy* GW_y	Pfc''*Pfy* GW_u	Mean	Std.	Pfc''*Pfy* GW_y	Pfc''*Pfy* GW_u	Mean	Std.
1	10.1	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	1017.0	1166.0	0.835	1.20	41.2	58.6	1.06	43.60	73.2833	16.2839	1.51	88.28	101.032	21.2421		
2	10.1	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	553.8	772.1	0.835	1.20	56.4	78.6	3.61	203.29			5.03	395.15				
3	10.1	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	707.0	941.5	0.835	1.20	71.9	95.8	6.24	448.74			8.31	795.79				
4	10.1	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	845.0	1098.0	0.835	1.20	86.0	111.7	5.50	473.29			7.15	799.14				
5	10.1	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	845.6	967.7	0.835	1.20	86.1	98.5	2.22	190.65			2.54	249.68				
6	14.5	178.6	0.3605	0.0967	0.0349	424.4	603.1	0.835	1.20	43.2	61.4	1.51	65.04			2.14	131.35				
7	14.5	253.9	0.3605	0.2404	0.0867	564.1	815.5	0.835	1.20	57.4	83.0	4.98	285.67			7.19	597.04				
8	14.5	329.3	0.3605	0.3257	0.1174	715.6	1001.0	0.835	1.20	72.8	101.9	8.55	622.65			11.96	1218.34				
9	14.5	404.7	0.3605	0.2404	0.0867	873.4	1188.0	0.835	1.20	88.9	120.9	7.71	684.83			10.48	1267.04				
10	14.5	480.0	0.3605	0.0967	0.0349	1017.0	1350.0	0.835	1.20	103.5	137.4	3.61	373.50			4.79	658.14				
11	18.9	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	456.3	619.2	0.835	1.20	46.4	63.0	1.20	55.52			1.62	102.23				
12	18.9	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	602.2	850.1	0.835	1.20	61.3	86.5	3.92	240.38			5.54	479.02				
13	18.9	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	725.2	1062.0	0.835	1.20	73.8	108.1	6.40	472.14			9.37	1012.53				
14	18.9	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	877.3	1247.0	0.835	1.20	89.3	126.9	5.71	510.17			8.12	1030.74				
15	18.9	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	1037.0	1371.0	0.835	1.20	105.5	139.5	2.72	286.73			3.59	501.17				
16	23.3	178.6	0.1071	0.0967	0.0104	512.5	633.7	0.835	1.20	52.2	64.5	0.54	28.17			0.67	43.07				
17	23.3	253.9	0.1071	0.2404	0.0257	622.8	863.1	0.835	1.20	63.4	87.8	1.63	103.42			2.26	198.62				
18	23.3	329.3	0.1071	0.3257	0.0349	769.7	1102.0	0.835	1.20	78.3	112.1	2.73	213.94			3.41	438.55				
19	23.3	404.7	0.1071	0.2404	0.0257	899.7	1302.0	0.835	1.20	91.6	132.5	2.36	215.83			3.41	451.99				
20	23.3	480.0	0.1071	0.0967	0.0104	1049.0	1368.0	0.835	1.20	106.8	139.2	1.11	118.02			1.44	200.71				

ตารางที่ 8-2 ค่าดัชนีความปลอดภัย β โครงสร้าง Tied-arch ก่อนการเสริมกำลัง

Serviceability limit state (SLS)					Ultimate limit state (ULS)				
Gross weight (tons)	prob. of failure	safety index	target index		Gross weight (tons)	prob. of failure	safety index	target index	
73	0.4931	0.017	0	safe	25	0.0002	3.579	3.6	not safe
25	0.0015	2.965	0	safe	21	0.0001	3.768	3.6	safe
21	0.0007	3.211	0	safe	18	0.0000	3.909	3.6	safe
18	0.0003	3.395	0	safe	15	0.0000	4.050	3.6	safe
15	0.0002	3.579	0	safe	12	0.0000	4.191	3.6	safe
12	0.0001	3.76	0	safe					

ตารางที่ 8-3 ตารางคำนวณค่าทางสถิติของ GW_y และ GW_u โครงสร้าง Tied-arch ภายหลังการเสริมกำลัง

CASE	Concrete		Steel		Pfc'	Pfy	Pfc''*Pfy	MIN. LOAD		Distribution Factor	Impact Factor	Equi. Gross Weight		Statistics of GW_y (tons)				Statistics of GW_u (tons)			
	fc' (MPa)	fy (MPa)	fy (MPa)	Pfc'				Py (kN)	Pu (kN)			GW_y (tons)	GW_u (tons)	Pfc''*Pfy* GW_y	Pfc''*Pfy* GW_u	Mean	Std.	Pfc''*Pfy* GW_y	Pfc''*Pfy* GW_u	Mean	Std.
1	10.1	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	1017.0	1166.0	0.835	1.20	103.5	118.7	2.66	275.77	167.2	34.9	3.06	362.50	190.4	37.0		
2	10.1	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	1199.0	1502.0	0.835	1.20	122.0	152.9	7.81	952.92			9.78	1495.40				
3	10.1	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	1365.0	1639.0	0.835	1.20	138.9	166.8	12.04	1672.72			14.46	2411.66				
4	10.1	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	1390.0	1708.0	0.835	1.20	141.5	173.8	9.05	1280.70			11.13	1933.71				
5	10.1	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	1390.0	1750.0	0.835	1.20	141.5	178.1	3.64	515.16			4.59	818.56				
6	14.5	178.6	0.3605	0.0967	0.0349	1113.0	1208.0	0.835	1.20	113.3	122.9	3.95	447.35			4.29	526.97				
7	14.5	253.9	0.3605	0.2404	0.0867	1477.0	1646.0	0.835	1.20	150.3	167.5	13.03	1958.48			14.52	2432.31				
8	14.5	329.3	0.3605	0.3257	0.1174	1769.0	1981.0	0.835	1.20	180.0	201.6	21.14	3805.03			23.67	4771.67				
9	14.5	404.7	0.3605	0.2404	0.0867	1900.0	2116.0	0.835	1.20	193.4	215.3	16.76	3240.90			18.67	4019.67				
10	14.5	480.0	0.3605	0.0967	0.0349	1858.0	2239.0	0.835	1.20	189.1	227.9	6.59	1246.65			7.95	1810.35				
11	18.9	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	1104.0	1242.0	0.835	1.20	112.3	126.4	2.89	324.97			3.25	411.30				
12	18.9	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	1544.0	1691.0	0.835	1.20	157.1	172.1	10.06	1580.20			11.01	1895.41				
13	18.9	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	1942.0	2128.0	0.835	1.20	197.6	216.6	17.13	3385.77			18.77	4065.39				
14	18.9	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	2149.0	2403.0	0.835	1.20	218.7	244.5	14.00	3061.18			15.65	3827.58				
15	18.9	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	2129.0	2428.0	0.835	1.20	216.7	247.1	5.58	1208.54			6.36	1571.84				
16	23.3	178.6	0.1071	0.0967	0.0104	1134.0	1274.0	0.835	1.20	115.4	129.6	1.20	137.92			1.34	174.08				
17	23.3	253.9	0.1071	0.2404	0.0257	1571.0	1730.0	0.835	1.20	159.9	176.1	4.12	659.06			4.53	798.00				
18	23.3	329.3	0.1071	0.3257	0.0349	1976.0	2175.0	0.835	1.20	201.1	221.3	7.01	1410.03			7.72	1708.33				
19	23.3	404.7	0.1071	0.2404	0.0257	2289.0	2594.0	0.835	1.20	232.9	264.0	6.00	1397.02			6.80	1794.12				
20	23.3	480.0	0.1071	0.0967	0.0104	2381.0	2753.0	0.835	1.20	242.3	280.2	2.51	608.03			2.90	812.86				

ตารางที่ 8-4 ค่าดัชนีความปลอดภัย β โครงสร้าง Tied-arch ภายหลังการเสริมกำลัง

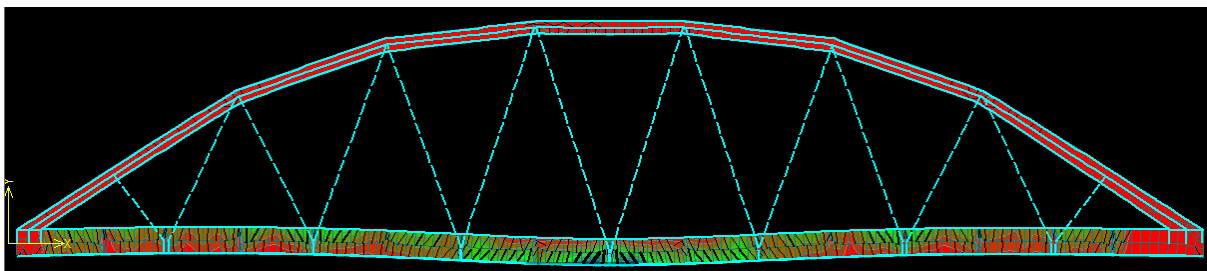
Serviceability limit state (SLS)					Ultimate limit state (ULS)				
Gross weight (tons)	prob. of failure	safety index	target index		Gross weight (tons)	prob. of failure	safety index	target index	
167	0.4980	0.005	0	safe	57	0.0002	3.605	3.6	safe
25	0.0000	4.068	0	safe	25	0.0000	4.469	3.6	safe
21	0.0000	4.183	0	safe	21	0.0000	4.577	3.6	safe
18	0.0000	4.268	0	safe	18	0.0000	4.658	3.6	safe
15	0.0000	4.354	0	safe	15	0.0000	4.739	3.6	safe
12	0.0000	4.440	0	safe	12	0.0000	4.820	3.6	safe

One-car	Q (tons)	β	Two-car	Q (tons)	β
Single Unit	25.00	4.50	Single Unit	25.00	4.11
	59.47	3.60		37.09	3.60
Semi-trailer	50.50	3.96	Semi-trailer	50.50	3.33
	65.46	3.60		42.82	3.60
Full-trailer	50.50	3.94	Full-trailer	50.50	3.38
	64.50	3.60		44.00	3.60

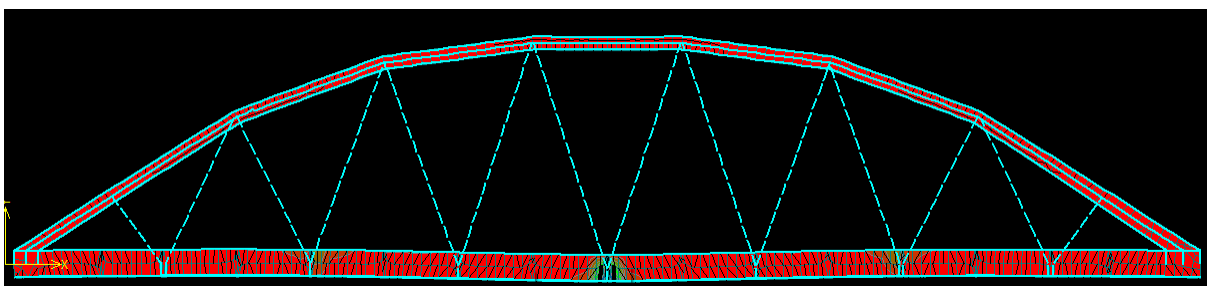
Three-car	Q (tons)	β	Four-car	Q (tons)	β
Single Unit	25.00	3.70	Single Unit	25.00	3.59
	26.70	3.60		24.77	3.60
Semi-trailer	50.50	2.92			
	34.94	3.60			
Full-trailer	50.50	2.99			
	36.08	3.60			

เมื่อพิจารณาค่าดัชนีความปลอดภัย β จากตารางที่ 5.2-4 จะพบว่าโครงสร้าง Tied-arch มีความเสี่ยงที่จะเกิดความเสียหายจากการรับน้ำหนักบรรทุกทุกชนิดรพ่วงหรือรถกึ่งพ่วงมากกว่า 1 คัน จึงควรมีมาตรการในการป้องกันการวิ่งตามกันของรถบรรทุกขนาดใหญ่

รูปที่ 8-4 และรูปที่ 8-5 แสดงแบบจำลอง FE ของโครงสร้างในสภาวะยึดหยุนใช้งาน และที่สภาวะประลัย ก่อนการเสริมกำลัง และรูปที่ 8-6 และ รูปที่ 8-7 แสดงแบบจำลอง FE ของโครงสร้างในสภาวะยึดหยุนใช้งาน และที่สภาวะประลัย ภายหลังการเสริมกำลัง

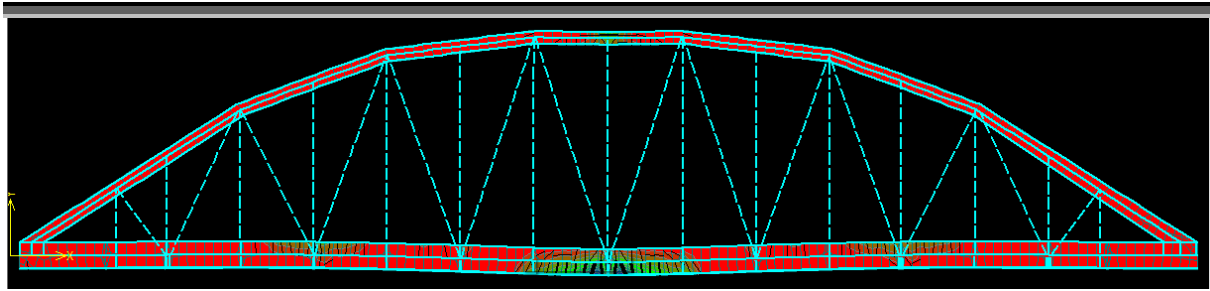


รูปที่ 8-4 แบบจำลอง FE โครงสร้าง Tied-arch ในสภาวะยึดหยุนใช้งานก่อนการเสริมกำลัง

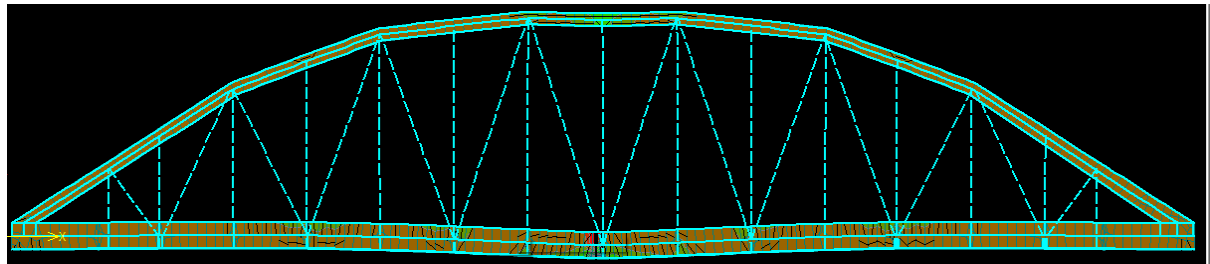


รูปที่ 8-5 แบบจำลอง FE โครงสร้าง Tied-arch ที่สภาวะประลัยก่อนการเสริมกำลัง





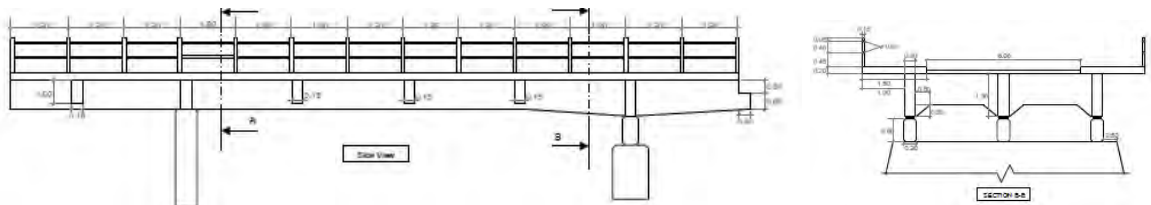
รูปที่ 8-6 แบบจำลอง FE โครงสร้าง Tied-arch ในสภาวะยืดหยุ่นใช้งานภายหลังการเสริมกำลัง



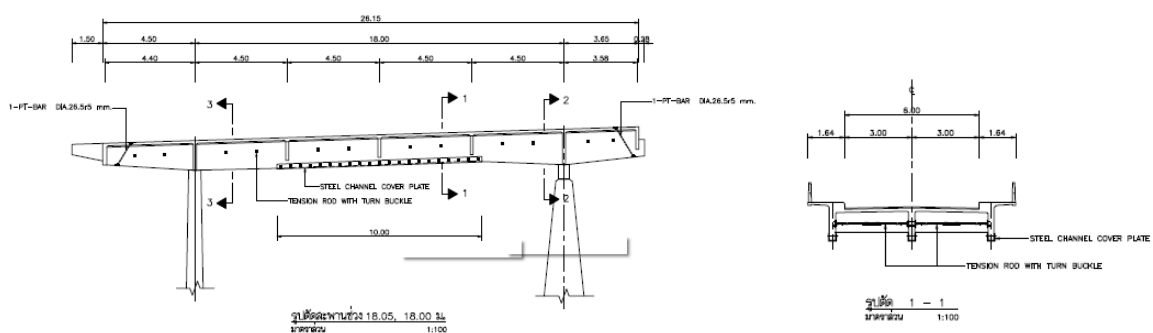
รูปที่ 8-7 แบบจำลอง FE โครงสร้าง Tied-arch ที่สภาวะประลัยภายหลังการเสริมกำลัง

8.3 ดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้าง T-girder

โครงสร้าง T-girder ก่อนและหลังการเสริมกำลังแสดงในรูปที่ 8-8 และรูปที่ 8-9 ตามลำดับ รายละเอียดดูในบทที่ 7



รูปที่ 8-8 โครงสร้าง T-girder ก่อนการเสริมกำลัง



รูปที่ 8-9 โครงสร้าง T-girder ภายหลังการเสริมกำลัง

โดยอาศัยแนวทางการวิเคราะห์ความปลอดภัยในหัวข้อที่ 8.1 ตารางที่ 8-5 แสดงการคำนวณค่าทางสถิติ (ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน) ของ GW_y และ GW_u เพื่อสร้างเส้นโค้งการกระจายตัวของน้ำหนักบรรทุกที่ก่อให้เกิดความเสียหายเกินกว่าสภาวะยืดหยุ่นใช้งานและสภาวะประลัย และตารางที่ 8-6 แสดงค่าดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้างก่อนการเสริมกำลัง ส่วนตารางที่ 8-7 และตารางที่ 8-8 แสดงค่าทางสถิติของ GW_y และ GW_u และค่าดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้างภายหลังการเสริมกำลัง ตามลำดับ

ตารางที่ 8-5 ตารางคำนวณค่าทางสถิติของ GW_y และ GW_u โครงสร้าง T-girder ก่อนการเสริมกำลัง

CASE	Concrete		Steel		Pfc'	Pfy	Pfc''Pfy	MIN. LOAD		Distribution Factor	Impact Factor	Equi. Gross Weight		Statistics of GW_y (tons)				Statistics of GW_u (tons)			
	fc' (MPa)	fy (MPa)	Pfc'	Pfy				Py (kN)	Pu (kN)			GW_y (tons)	GW_u (tons)	Pfc''Pfy* GW_y	Pfc''Pfy* GW_u	Mean	Std.	Pfc''Pfy* GW_y	Pfc''Pfy* GW_u	Mean	Std.
1	10.1	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	136.8	208.3	0.878	1.20	13.2	20.2	0.34	4.51	27.8	9.3	0.52	10.46	35.9	11.3		
2	10.1	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	140.5	197.0	0.878	1.20	13.6	19.1	0.87	11.83			1.22	23.27				
3	10.1	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	138.5	198.8	0.878	1.20	13.4	19.2	1.16	15.58			1.67	32.09				
4	10.1	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	152.8	196.5	0.878	1.20	14.8	19.0	0.95	14.00			1.22	23.15				
5	10.1	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	149.1	196.9	0.878	1.20	14.4	19.1	0.37	5.36			0.49	9.35				
6	14.5	178.6	0.3605	0.0967	0.0349	265.8	362.4	0.878	1.20	25.7	35.1	0.90	23.08			1.22	42.90				
7	14.5	253.9	0.3605	0.2404	0.0867	295.0	379.1	0.878	1.20	28.6	36.7	2.48	70.66			3.18	116.69				
8	14.5	329.3	0.3605	0.3257	0.1174	297.2	379.8	0.878	1.20	28.8	36.8	3.38	97.14			4.32	158.63				
9	14.5	404.7	0.3605	0.2404	0.0867	298.4	381.9	0.878	1.20	28.9	37.0	2.50	72.30			3.20	118.42				
10	14.5	480.0	0.3605	0.0967	0.0349	282.4	377.9	0.878	1.20	27.3	36.6	0.95	26.05			1.28	46.64				
11	18.9	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	369.9	387.0	0.878	1.20	35.8	37.5	0.92	33.00			0.96	36.12				
12	18.9	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	379.0	463.4	0.878	1.20	36.7	44.8	2.35	86.11			2.87	128.74				
13	18.9	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	364.4	483.6	0.878	1.20	35.3	46.8	3.06	107.82			4.06	189.90				
14	18.9	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	383.9	489.5	0.878	1.20	37.2	47.4	2.38	88.36			3.03	143.65				
15	18.9	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	369.0	477.1	0.878	1.20	35.7	46.2	0.92	32.84			1.19	54.89				
16	23.3	178.6	0.1071	0.0967	0.0104	361.6	397.8	0.878	1.20	35.0	38.5	0.36	12.68			0.40	15.35				
17	23.3	253.9	0.1071	0.2404	0.0257	423.7	547.4	0.878	1.20	41.0	53.0	1.06	43.29			1.36	72.26				
18	23.3	329.3	0.1071	0.3257	0.0349	392.4	538.3	0.878	1.20	38.0	52.1	1.32	50.29			1.82	94.64				
19	23.3	404.7	0.1071	0.2404	0.0257	443.7	550.5	0.878	1.20	42.9	53.3	1.11	47.48			1.37	73.08				
20	23.3	480.0	0.1071	0.0967	0.0104	411.3	552.8	0.878	1.20	39.8	53.5	0.41	16.41			0.55	29.64				

ตารางที่ 8-6 ค่าดัชนีความปลอดภัย β โครงสร้าง T-girder ก่อนการเสริมกำลัง

Serviceability limit state (SLS)					Ultimate limit state (ULS)				
Gross weight (tons)	prob. of failure	safety index	target index		Gross weight (tons)	prob. of failure	safety index	target index	
27	0.4666	0.084	0	safe	25	0.1677	0.963	3.6	not safe
25	0.3827	0.298	0	safe	21	0.0941	1.316	3.6	not safe
21	0.2335	0.727	0	safe	18	0.0570	1.580	3.6	not safe
18	0.1471	1.049	0	safe	15	0.0325	1.845	3.6	not safe
15	0.0852	1.371	0	safe	12	0.0175	2.109	3.6	not safe
12	0.0453	1.692	0	safe					

ตารางที่ 8-7 ตารางคำนวณค่าทางสถิติของ GW_y และ GW_u โครงสร้าง T-girder ภายหลังการเสริมกำลัง

CASE	Concrete		Steel		Pfc'	Pfy	Pfc''Pfy	MIN. LOAD		Distribution Factor	Impact Factor	Equi. Gross Weight		Statistics of GW_y (tons)				Statistics of GW_u (tons)			
	fc' (MPa)	fy (MPa)	Pfc'	Pfy				Py (kN)	Pu (kN)			GW_y (tons)	GW_u (tons)	Pfc''Pfy* GW_y	Pfc''Pfy* GW_u	Mean	Std.	Pfc''Pfy* GW_y	Pfc''Pfy* GW_u	Mean	Std.
1	10.1	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	637.7	856.9	0.878	1.20	61.7	82.9	1.59	98.07	75.2	5.2	2.14	177.07	100.5	6.1		
2	10.1	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	678.8	932.9	0.878	1.20	65.7	90.3	4.20	276.24			5.78	521.76				
3	10.1	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	717.7	998.6	0.878	1.20	69.5	96.6	6.02	418.24			8.38	809.70				
4	10.1	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	756.4	1047.0	0.878	1.20	73.2	101.3	4.69	343.01			6.49	657.19				
5	10.1	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	794.2	1071.0	0.878	1.20	76.9	103.7	1.98	152.11			2.67	276.61				
6	14.5	178.6	0.3605	0.0967	0.0349	738.1	1001.0	0.878	1.20	71.4	96.9	2.49	177.94			3.38	327.27				
7	14.5	253.9	0.3605	0.2404	0.0867	771.8	1031.0	0.878	1.20	74.7	99.8	6.48	483.67			8.65	863.10				
8	14.5	329.3	0.3605	0.3257	0.1174	771.8	1008.0	0.878	1.20	74.7	97.6	8.77	655.08			11.45	1117.40				
9	14.5	404.7	0.3605	0.2404	0.0867	771.8	1030.0	0.878	1.20	74.7	99.7	6.48	483.67			8.64	861.42				
10	14.5	480.0	0.3605	0.0967	0.0349	771.9	1043.0	0.878	1.20	74.7	100.9	2.61	194.61			3.52	355.31				
11	18.9	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	805.7	1068.0	0.878	1.20	78.0	103.4	2.01	156.55			2.66	275.07				
12	18.9	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	808.1	1048.0	0.878	1.20	78.2	101.4	5.01	391.50			6.49	658.45				
13	18.9	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	808.1	1125.0	0.878	1.20	78.2	108.9	6.78	530.24			9.44	1027.66				
14	18.9	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	808.1	1091.0	0.878	1.20	78.2	105.6	5.01	391.50			6.76	713.59				
15	18.9	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	808.2	1017.0	0.878	1.20	78.2	98.4	2.01	157.52			2.53	249.42				
16	23.3	178.6	0.1071	0.0967	0.0104	832.8	999.2	0.878	1.20	80.6	96.7	0.83	67.28			1.00	96.85				
17	23.3	253.9	0.1071	0.2404	0.0257	883.3	1192.0	0.878	1.20	85.5	115.4	2.20	188.15			2.97	342.65				
18	23.3	329.3	0.1071	0.3257	0.0349	883.7	1051.0	0.878	1.20	85.5	101.7	2.98	255.06			3.60	360.78				
19	23.3	404.7	0.1071	0.2404	0.0257	883.7	1162.0	0.878	1.20	85.5	112.5	2.20	188.32			2.90	325.62				
20	23.3	480.0	0.1071	0.0967	0.0104	883.7	1157.0	0.878	1.20	85.5	112.0	0.89	75.75			1.16	129.85				

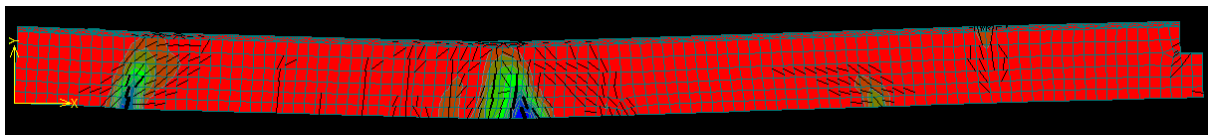


ตารางที่ 8-8 ค่าดัชนีความปลอดภัย β โครงสร้าง T-girder ภายหลังการเสริมกำลัง

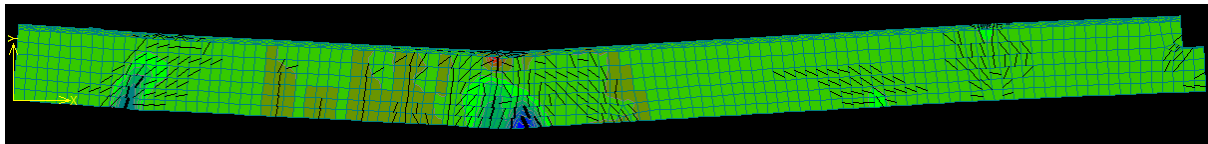
Serviceability limit state (SLS)					Ultimate limit state (ULS)				
Gross weight (tons)	prob. of failure	safety index	target index		Gross weight (tons)	prob. of failure	safety index	target index	
75	0.4835	0.041	0	safe	78	0.0001	3.715	3.6	safe
25	0.0000	9.630	0	safe	25	0.0000	12.446	3.6	safe
21	0.0000	10.397	0	safe	21	0.0000	13.105	3.6	safe
18	0.0000	10.972	0	safe	18	0.0000	13.599	3.6	safe
15	0.0000	11.547	0	safe	15	0.0000	14.093	3.6	safe
12	0.0000	12.123	0	safe	12	0.0000	14.587	3.6	safe

โครงสร้าง T-girder จะมีการรับน้ำหนักคล้ายกับโครงสร้าง Tied-arch แต่มีความยาวช่วงสะพานที่สั้นกว่า จึงไม่มีการประเมินการรับน้ำหนักของรถบรรทุกหลายคันบนช่วงสะพานเดียวกัน

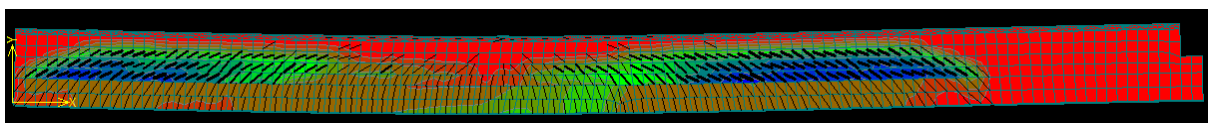
รูปที่ 8-10 และรูปที่ 8-11 แสดงแบบจำลอง FE ของโครงสร้างในสภาวะยึดหย่อนใช้งาน และที่สภาวะประลัย ก่อนการเสริมกำลัง รูปที่ 8-12 และรูปที่ 8-13 แสดงแบบจำลอง FE ของโครงสร้างในสภาวะยึดหย่อนใช้งาน และที่สภาวะประลัย ภายหลังการเสริมกำลัง



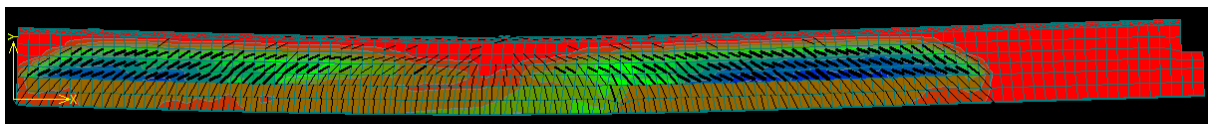
รูปที่ 8-10 แบบจำลอง FE โครงสร้าง T-girder ในสภาวะยึดหย่อนใช้งานก่อนการเสริมกำลัง



รูปที่ 8-11 แบบจำลอง FE โครงสร้าง T-girder ที่สภาวะประลัยก่อนการเสริมกำลัง



รูปที่ 8-12 แบบจำลอง FE โครงสร้าง T-girder ในสภาวะยึดหย่อนใช้งานภายหลังการเสริมกำลัง



รูปที่ 8-13 แบบจำลอง FE โครงสร้าง T-girder ที่สภาวะประลัยภายหลังการเสริมกำลัง

8.4 ดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้างพื้นสะพาน

โดยอาศัยแนวทางการวิเคราะห์ความปลอดภัยในหัวข้อที่ 8.1 ตารางที่ 8-9 แสดงการคำนวณค่าทางสถิติ (ค่าเฉลี่ยและค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน) ของ G_{wy} และ G_{wu} เพื่อสร้างเส้นโค้งการกระจายตัวของน้ำหนักบรรทุกที่ก่อให้เกิดความเสียหายเกินกว่าสภาวะยืดหยุ่นใช้งานและสภาวะประลัย และตารางที่ 8-10 แสดงค่าดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้างก่อนการเสริมกำลัง ส่วนตารางที่ 8-11 และตารางที่ 8-12 แสดงค่าทางสถิติของ G_{wy} และ G_{wu} และค่าดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้างภายหลังการเสริมกำลัง ตามลำดับ

ตารางที่ 8-9 ตารางคำนวณค่าทางสถิติของ G_{wy} และ G_{wu} โครงสร้างพื้นสะพานก่อนการเสริมกำลัง

CASE	Concrete		Steel		Pfc'	Pfy	Pfc''*Pfy	MIN. LOAD		Distribution Factor	Impact Factor	Equi. Gross Weight		Statistics of G_{wy} (tons)				Statistics of G_{wu} (tons)			
	fc' (MPa)	fy (MPa)	fc' (MPa)	fy (MPa)				Py (kN)	Pu (kN)			G_{wy} (tons)	G_{wu} (tons)	Pfc''*Pfy* G_{wy}	Pfc''*Pfy* G_{wu}	Mean	Std.	Pfc''*Pfy* G_{wy}	Pfc''*Pfy* G_{wu}	Mean	Std.
1	10.1	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	104.1	143.4	1	1.20	8.8	12.2	0.23	2.01	11.5905	1.97132	0.31	0.77	3.82	9.36	15.1387	2.24979
2	10.1	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	103.8	142.3	1	1.20	8.8	12.1	0.56	4.98			1.05	12.67	0.77	9.36		
3	10.1	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	103.8	142.3	1	1.20	8.8	12.1	0.76	6.74			1.74	25.79	1.28	19.04		
4	10.1	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	103.8	142.3	1	1.20	8.8	12.1	0.56	4.98			0.52	7.66	0.44	7.50		
5	10.1	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	103.8	142.3	1	1.20	8.8	12.1	0.23	2.00			0.31	3.76	0.52	7.66		
6	14.5	178.6	0.3605	0.0967	0.0349	134.3	174.4	1	1.20	11.4	14.8	0.40	4.54			1.28	19.04	1.74	25.79		
7	14.5	253.9	0.3605	0.2404	0.0867	134.3	174.4	1	1.20	11.4	14.8	0.99	11.29			1.74	25.79	1.28	19.04		
8	14.5	329.3	0.3605	0.3257	0.1174	134.3	174.4	1	1.20	11.4	14.8	1.34	15.29			0.52	7.66	0.44	7.50		
9	14.5	404.7	0.3605	0.2404	0.0867	134.3	174.4	1	1.20	11.4	14.8	0.99	11.29			1.28	19.04	1.74	25.79		
10	14.5	480.0	0.3605	0.0967	0.0349	134.3	174.4	1	1.20	11.4	14.8	0.40	4.54			0.52	7.66	0.44	7.50		
11	18.9	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	157.5	200.8	1	1.20	13.4	17.1	0.34	4.61			1.09	18.63	1.48	25.24		
12	18.9	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	157.5	200.8	1	1.20	13.4	17.1	0.86	11.46			1.48	25.24	1.09	18.63		
13	18.9	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	157.5	200.8	1	1.20	13.4	17.1	1.16	15.53			0.44	7.50	0.20	3.73		
14	18.9	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	157.5	200.8	1	1.20	13.4	17.1	0.86	11.46			0.49	9.28	0.66	12.57		
15	18.9	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	157.5	200.8	1	1.20	13.4	17.1	0.34	4.61			0.49	9.28	0.66	12.57		
16	23.3	178.6	0.1071	0.0967	0.0104	172.0	223.4	1	1.20	14.6	19.0	0.15	2.21			0.20	3.73	0.49	9.28		
17	23.3	253.9	0.1071	0.2404	0.0257	172.0	223.4	1	1.20	14.6	19.0	0.38	5.50			0.20	3.73	0.49	9.28		
18	23.3	329.3	0.1071	0.3257	0.0349	172.0	223.4	1	1.20	14.6	19.0	0.51	7.45			0.20	3.73	0.49	9.28		
19	23.3	404.7	0.1071	0.2404	0.0257	172.0	223.4	1	1.20	14.6	19.0	0.38	5.50			0.20	3.73	0.49	9.28		
20	23.3	480.0	0.1071	0.0967	0.0104	172.0	223.4	1	1.20	14.6	19.0	0.15	2.21			0.20	3.73	0.49	9.28		

ตารางที่ 8-10 ค่าดัชนีความปลอดภัย β โครงสร้างพื้นสะพานก่อนการเสริมกำลัง

Serviceability limit state (SLS)					Ultimate limit state (ULS)				
Wheel Load (tons)	prob. of failure	safety index	target index		Wheel Load (tons)	prob. of failure	safety index	target index	
25	1.0000	-6.802	0	not safe	25	1.0000	-4.383	3.6	not safe
21	1.0000	-4.773	0	not safe	21	0.9954	-2.605	3.6	not safe
18	0.9994	-3.251	0	not safe	18	0.8983	-1.272	3.6	not safe
15	0.9581	-1.730	0	not safe	15	0.4754	0.062	3.6	not safe
11	0.3823	0.300	0	safe	7	0.0001	3.618	3.6	safe

ตารางที่ 8-11 ตารางคำนวณค่าทางสถิติของ G_{wy} และ G_{wu} โครงสร้างพื้นสะพานภายหลังการเสริมกำลัง

CASE	Concrete		Steel		Pfc'	Pfy	Pfc''*Pfy	MIN. LOAD		Distribution Factor	Impact Factor	Equi. Gross Weight		Statistics of G_{wy} (tons)				Statistics of G_{wu} (tons)			
	fc' (MPa)	fy (MPa)	fc' (MPa)	fy (MPa)				Py (kN)	Pu (kN)			G_{wy} (tons)	G_{wu} (tons)	Pfc''*Pfy* G_{wy}	Pfc''*Pfy* G_{wu}	Mean	Std.	Pfc''*Pfy* G_{wy}	Pfc''*Pfy* G_{wu}	Mean	Std.
1	10.1	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	200.7	257.8	1	1.20	17.1	21.9	0.44	7.49	22.2014	4.00076	0.56	12.36	1.43	31.77	28.131	4.1769
2	10.1	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	200.7	262.2	1	1.20	17.1	22.3	1.09	18.62			1.43	31.77	1.95	43.79		
3	10.1	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	200.7	264.5	1	1.20	17.1	22.5	1.48	25.21			1.43	31.77	1.95	43.79		
4	10.1	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	200.7	264.5	1	1.20	17.1	22.5	1.09	18.62			1.43	31.77	1.95	43.79		
5	10.1	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	200.7	264.5	1	1.20	17.1	22.5	0.44	7.49			0.56	12.36	0.94	25.08		
6	14.5	178.6	0.3605	0.0967	0.0349	249.8	315.6	1	1.20	21.2	26.8	0.74	15.71			2.39	65.99	3.26	90.76		
7	14.5	253.9	0.3605	0.2404	0.0867	249.8	327.2	1	1.20	21.2	27.6	1.84	39.06			2.39	65.99	3.26	90.76		
8	14.5	329.3	0.3605	0.3257	0.1174	249.8	327.2	1	1.20	21.2	27.8	2.49	52.90			2.41	67.01	0.97	26.96		
9	14.5	404.7	0.3605	0.2404	0.0867	249.8	327.2	1	1.20	21.2	27.8	1.84	39.06			0.79	24.31	2.04	65.03		
10	14.5	480.0	0.3605	0.0967	0.0349	249.8	327.2	1	1.20	21.2	27.8	0.74	15.71			2.77	88.54	2.05	65.37		
11	18.9	178.6	0.2662	0.0967	0.0257	305.2	361.6	1	1.20	25.9	30.7	0.67	17.32			0.82	26.30	0.35	11.67		
12	18.9	253.9	0.2662	0.2404	0.0640	305.6	375.1	1	1.20	26.0	31.9	1.66	43.16			0.90	31.34	1.22	42.80		
13	18.9	329.3	0.2662	0.3257	0.0867	305.6	375.1	1	1.20	26.0	32.0	2.25	58.46			0.90	31.60	1.22	42.80		
14	18.9	404.7	0.2662	0.2404	0.0640	305.6	375.1	1	1.20	26.0	32.0	1.66	43.16			0.36	12.71	0.36	12.71		
15	18.9	480.0	0.2662	0.0967	0.0257	305.6	375.1	1	1.20	26.0	32.0	0.67	17.36			0.36	12.71	0.36	12.71		
16	23.3	178.6	0.1071	0.0967	0.0104	339.5	395.1	1	1.20	28.8	33.6	0.30	8.62			0.30	8.62	0.30	8.62		
17	23.3	253.9	0.1071	0.2404	0.0257	340.5	410.6	1	1.20	28.9	34.9	0.74	21.55			0.30	8.62	0.30	8.62		
18	23.3	329.3	0.1071	0.3257	0.0349	340.5	412.3	1	1.20	28.9	35.0	1.01	29.19			0.30	8.62	0.30	8.62		
19	23.3	404.7	0.1071	0.2404	0.0257	340.5	412.3	1	1.20	28.9	35.0	0.74	21.55			0.30	8.62	0.30	8.62		
20	23.3	480.0	0.1071	0.0967	0.0104	340.5	412.3	1	1.20	28.9	35.0	0.30	8.67			0.30	8.62	0.30	8.62		

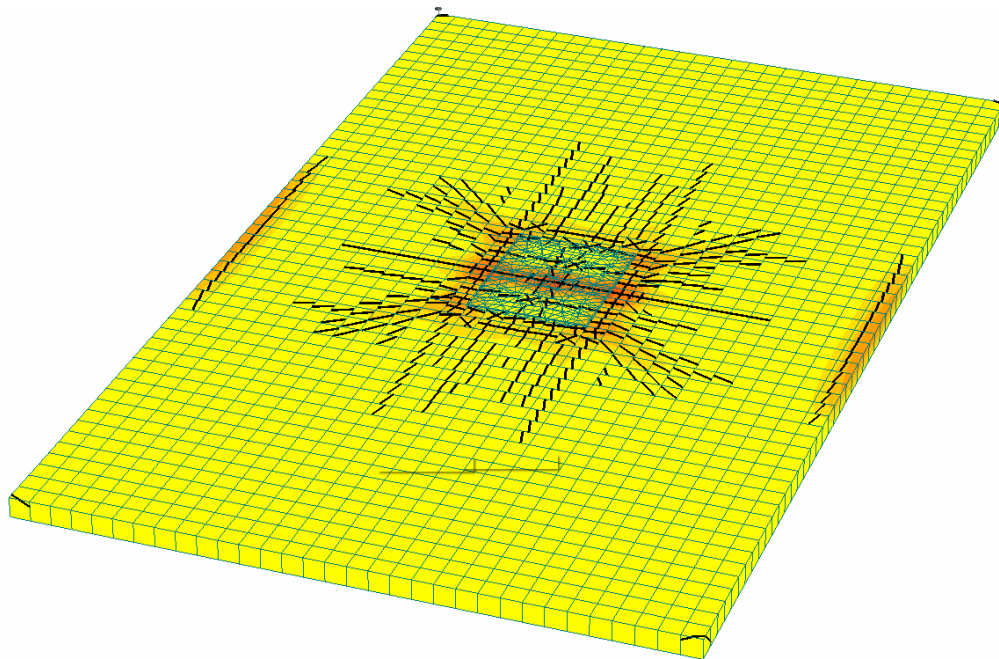
ตารางที่ 8-12 ค่าดัชนีความปลอดภัย β โครงสร้างพื้นสะพานภายหลังการเสริมกำลัง



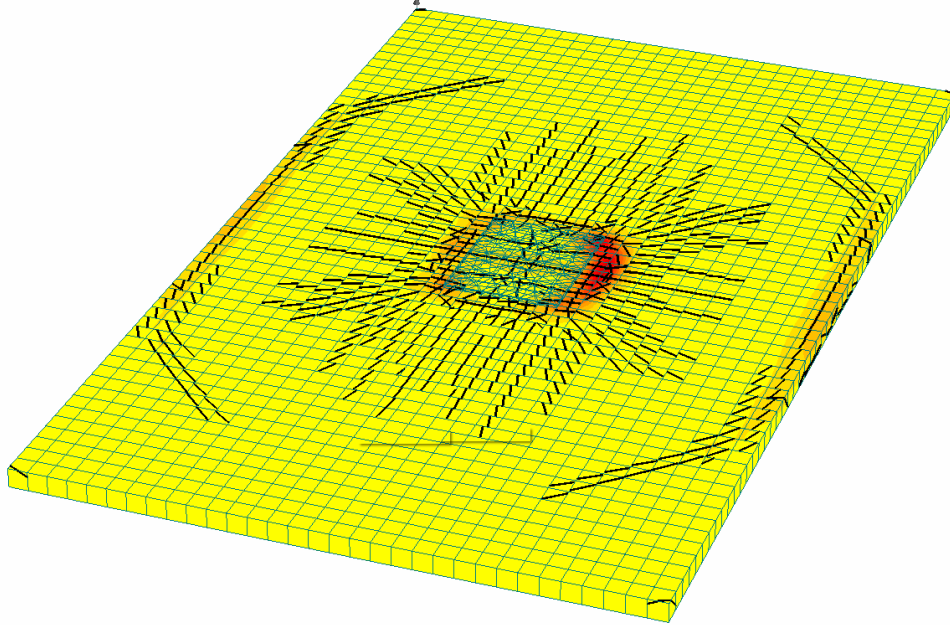
Serviceability limit state (SLS)					Ultimate limit state (ULS)				
Wheel Load (tons)	prob. of failure	safety index	target index		Wheel Load (tons)	prob. of failure	safety index	target index	
25	0.7579	-0.700	0	not safe	25	0.2267	0.750	3.6	not safe
22	0.4799	0.050	0	safe	21	0.0439	1.707	3.6	not safe
21	0.3820	0.300	0	safe	18	0.0076	2.425	3.6	not safe
18	0.1468	1.050	0	safe	15	0.0008	3.144	3.6	not safe
15	0.0359	1.800	0	safe	13	0.0001	3.623	3.6	safe
12	0.0054	2.5499	0	safe	12	0.0001	3.862	3.6	safe

โครงสร้างพื้นสะพานจะรับน้ำหนักจากล้อรถโดยตรง จึงแตกต่างกับโครงสร้างคานสะพาน T-girder และโครงสร้าง Tied-arch ที่ประเมินถึงการรับน้ำหนักของรถทั้งคัน (Gross Weight) ดังนั้นการประเมินโครงสร้างพื้นสะพานจะเป็นการประเมินถึงน้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้นจากล้อรถบรรทุกกระทำลงบนพื้นสะพาน (Wheel Load)

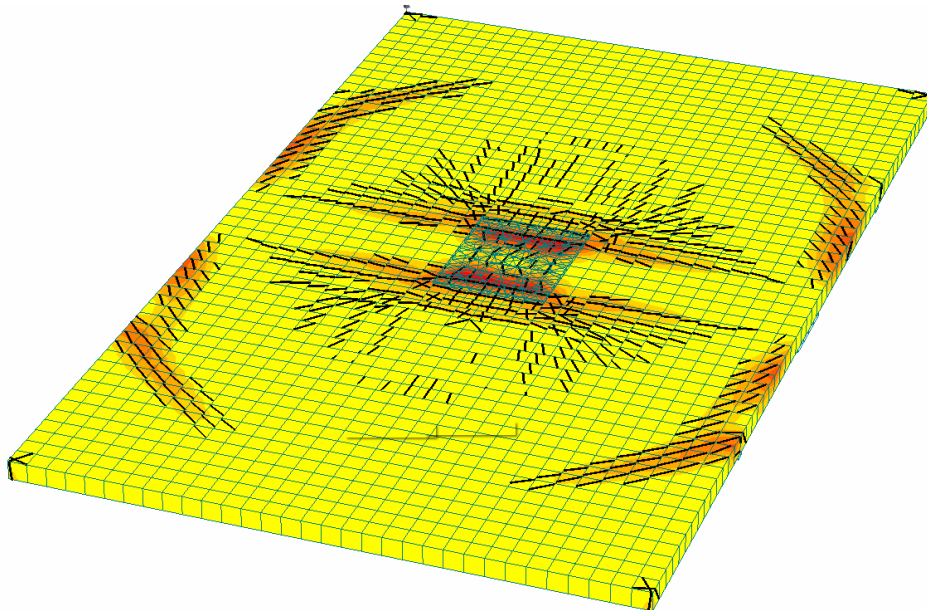
รูปที่ 8-14 และ รูปที่ 8-15 แสดงแบบจำลอง FE ของโครงสร้างในสถานะยึดหยุ่นใช้งาน และที่สถานะประลัย ก่อนการเสริมกำลัง และรูปที่ 8-16 และ รูปที่ 8-17 แสดงแบบจำลอง FE ของโครงสร้างในสถานะยึดหยุ่นใช้งาน และที่สถานะประลัย ภายหลังการเสริมกำลัง



รูปที่ 8-14 แบบจำลอง FE โครงสร้างพื้นสะพานในสถานะยึดหยุ่นใช้งานก่อนการเสริมกำลัง

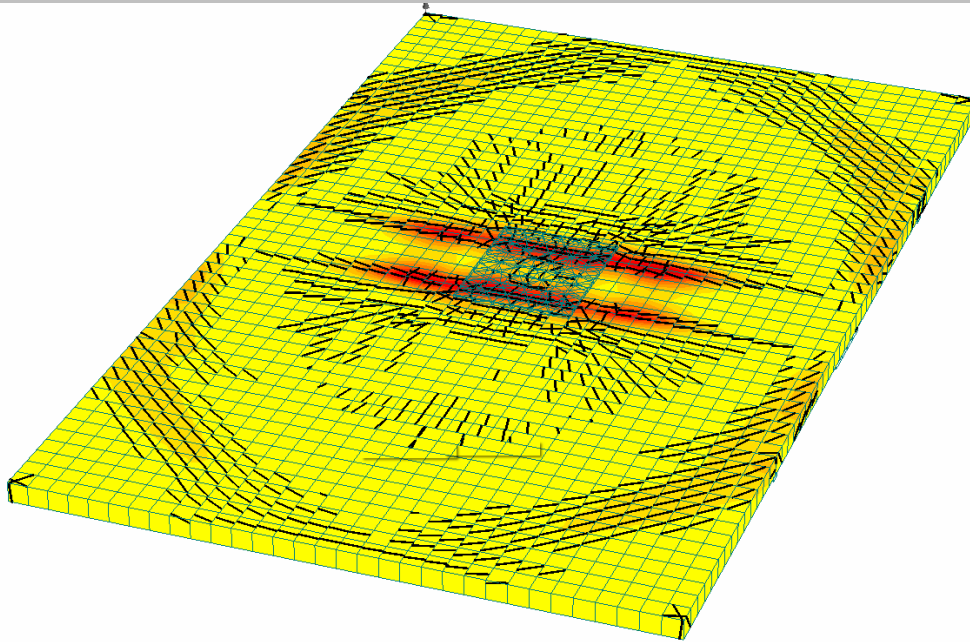


รูปที่ 8-15 แบบจำลอง FE โครงสร้างพื้นสะพานที่สภาวะประลัยก่อนการเสริมกำลัง



รูปที่ 8-16 แบบจำลอง FE โครงสร้างพื้นสะพานในสภาวะยืดหยุ่นใช้งานภายหลังการเสริมกำลัง



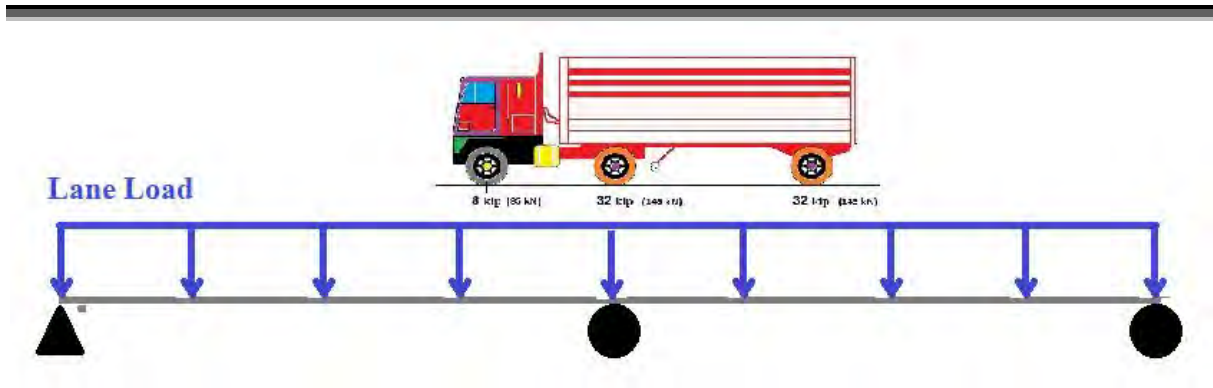


รูปที่ 8-17 แบบจำลอง FE โครงสร้างพื้นสะพานที่สภาวะประลัยภายหลังการเสริมกำลัง

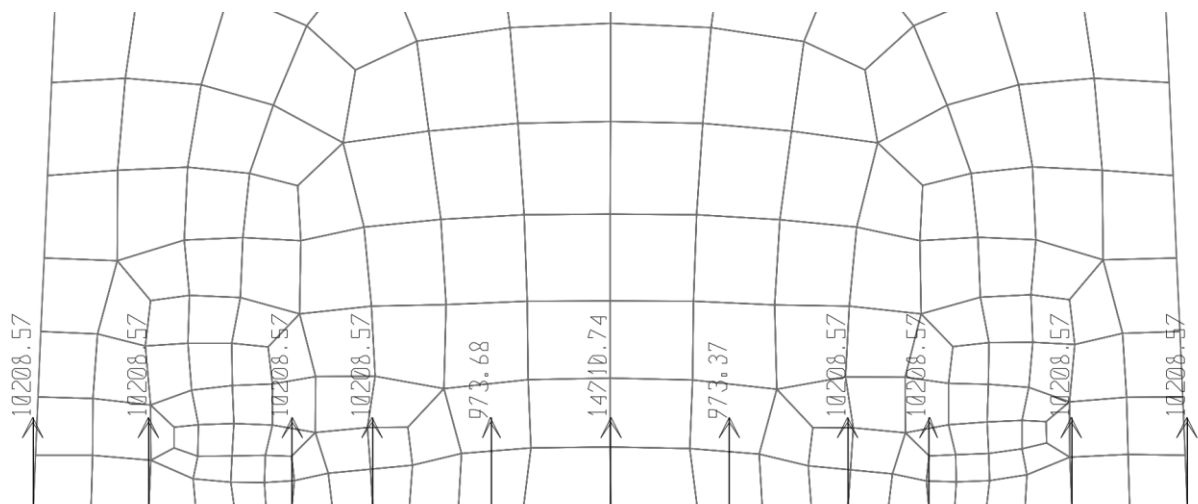
8.5 ดัชนีความปลอดภัยของโครงสร้างตอม่อและฐานรากสะพาน

เนื่องจากไม่มีข้อมูลคุณสมบัติของวัสดุบริเวณโครงสร้างตอม่อและฐานรากสะพาน ดังนั้นการตรวจสอบความปลอดภัยของโครงสร้างตอม่อและฐานรากสะพานจะตรวจสอบเฉพาะกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของดินบริเวณฐานรากเท่านั้น (Allowable Bearing Capacity) ดัชนีชี้วัดที่ใช้สำหรับการตรวจสอบความปลอดภัยของดินจะใช้อัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงแบกทานของดินบริเวณดังกล่าวต่อหน่วยแรงที่กระทำต่อฐานรากที่เกิดขึ้นจริง

ในการคำนวณหาอัตราส่วนความปลอดภัยของดินซึ่งมีหน่วยแรงแบกทานของดินคือ 30 ตันต่อตารางเมตร จะคำนวณแรงที่กระทำต่อตอม่อและฐานรากโดยใช้มาตรฐานน้ำหนักบรรทุกจร AASTHO HL-93 ดังแสดงในรูปที่ 8-18 ดังนั้นจะได้หน่วยแรงที่กระทำต่อฐานรากซึ่งพิจารณาหน้าตัดตอม่อที่มีค่าหน่วยแรงกระทำสูงสุดดังแสดงในรูปที่ 8-19 คือ 14.71 ตันต่อตารางเมตร ดังนั้นจะอัตราส่วนความปลอดภัยคือ 2.04 ซึ่งมีค่ามากกว่า 1 นั่นคือดินบริเวณฐานรากยังคงรับน้ำหนักได้โดยไม่เกิดความเสียหาย



รูปที่ 8-18 แบบจำลองน้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำต่อสะพานตาม AASTHO HL-93



รูปที่ 8-19 แบบจำลองหน่วยแรงที่กระทำต่อฐานรากที่เกิดขึ้นจริง

8.6 สรุปผล

การเสริมกำลังสามารถทำให้โครงสร้างสะพานรับน้ำหนักได้ตามพิกัดน้ำหนักกรมทางหลวง
อย่างไรก็ตาม เพื่อไม่ให้น้ำหนักบรรทุกเกินกว่าความสามารถที่สะพานจะรับได้ โดยเฉพาะบริเวณช่วง
โครงสร้าง Tied-Arch ซึ่งรถใหญ่สามารถวิ่งตามกันบนช่วงสะพานเดียวกันได้จึงไม่ควรให้รถใหญ่ เช่น
รถกึ่งพ่วงหรือรถพ่วงขึ้นสะพาน เพื่อป้องกันปัญหาการบรรทุกที่วิ่งตามกัน



8.7 เอกสารอ้างอิง

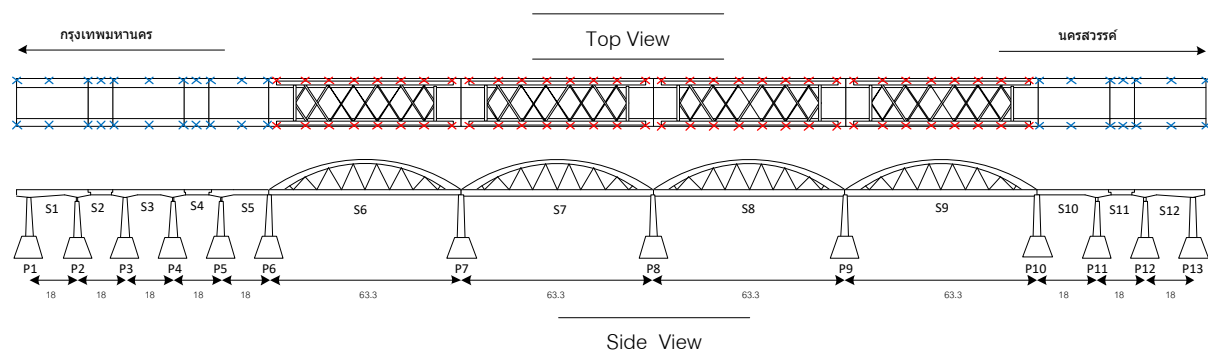
- 1) Vrouwenvelder, A. C. W. M., and Waarts, P. H., "Traffic Loads on Bridges", *Structural Engineering International* 3(93), pp. 169-177.
- 2) Thoft-Christensen, P., and Baker, M. J., "*Structural Reliability Theory and its Applications*", Springer-Verlag, Berlin (1982).



บทที่ 9 การประมาณราคาค่าบูรณะ สะพาน

สะพานเดชาติวงศ์ เป็นสะพานประวัติศาสตร์ และเป็นสะพานเก่าแก่ของกรมทางหลวง รวมถึงเป็นสะพานยุคแรก ๆ ที่สร้างความโดดเด่นและเป็นเอกลักษณ์ และความเป็นเลิศทางวิศวกรรมให้แก่กรมทางหลวง ในการก่อสร้างสะพานในยุคนั้น ดังนั้น สะพานเดชาติวงศ์ จึงทรงคุณค่าแก่การอนุรักษ์ เพื่อให้เป็นสะพานประวัติศาสตร์ และยังคงสามารถให้บริการประชาชนในการสัญจรได้ ดังนั้น การบูรณะสะพานเดชาติวงศ์ จึงดำเนินการให้เป็นไปตามหลักวิศวกรรม เพื่อคืนความแข็งแรงให้กับสะพานและยืดอายุการใช้งานสะพาน และสามารถเปิดใช้งานให้กับประชาชนเพื่อการสัญจรได้ในอนาคต

ลักษณะของโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ แสดงดังรูปที่ 9-1 โดยค่าใช้จ่ายในการบูรณะสะพานสามารถสรุปและแสดงได้ดังตารางที่ 9-1 โดยมีแบบการปรับปรุงและเสริมกำลังสะพานซึ่งได้แนบมาพร้อมรายงานฉบับนี้



รูปที่ 9-1 สะพานเดชาติวงศ์

ตารางที่ 9-1 ค่าใช้จ่ายในการบูรณะสะพาน

รายละเอียดราคาค่าบูรณะสะพานคชาดิงค์								
ระยะเวลาดำเนินการ 22 เดือน (660 วัน)								
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาค้นทุนต่อหน่วย (บาท)	ราคาค้นทุน (บาท)	Factor "Fn"	ราคาต่อหน่วย x Fn (บาท)	รวมเป็นเงิน (บาท)
1	งานซ่อมปรับปรุงโครงสร้างคอนกรีตสะพาน							
	ช่วง Arch Span	ช่วงสะพาน	4	550,000.00	2,200,000.00	1.1489	631,895.00	2,527,580.00
	ช่วง Approach Span	ช่วงสะพาน	8	650,000.00	5,200,000.00	1.1489	746,785.00	5,974,280.00
2	งานซ่อมรอยแตกคอนกรีต Epoxy Injection	ม.	1200	1,000.00	1,200,000.00	1.1489	1,148.90	1,378,680.00
3	งานซ่อมปรับปรุงโครงสร้าง Arch Span (S6, S7, S8, S9)							
	งานติดตั้ง Hanger ใหม่ และเสริมกำลังบริเวณจุดต่อ	เส้น	240	250,000.00	60,000,000.00	1.1489	287,225.00	68,934,000.00
	งานเสริมกำลัง Tie Girder และ RC Floor	ช่วงสะพาน	4	9,921,000.00	39,684,000.00	1.1489	11,398,236.90	45,592,947.60
	ชุด Temporary Shoring	ช่วงสะพาน	4	9,468,750.00	37,875,000.00	1.1489	10,878,646.88	43,514,587.50
	งานซ่อม Arch Rib และ Wind Bracing	ช่วงสะพาน	4	3,160,000.00	12,640,000.00	1.1489	3,630,524.00	14,522,096.00
4	งานซ่อมปรับปรุงเสริมกำลังช่วง Approach Span							
	งานซ่อมปรับปรุงโครงสร้างช่วง S1, S12	ช่วงสะพาน	2	3,072,000.00	6,144,000.00	1.1489	3,529,420.80	7,058,841.60
	งานซ่อมปรับปรุงโครงสร้างช่วง S2, S4, S11	ช่วงสะพาน	3	1,230,000.00	3,690,000.00	1.1489	1,413,147.00	4,239,441.00
	งานซ่อมปรับปรุงโครงสร้างช่วง S3	ช่วงสะพาน	1	3,052,000.00	3,052,000.00	1.1489	3,506,442.80	3,506,442.80
	งานซ่อมปรับปรุงโครงสร้างช่วง S5, S10	ช่วงสะพาน	2	2,635,000.00	5,270,000.00	1.1489	3,027,351.50	6,054,703.00
	งานนั่งร้าน (8 ช่วงสะพาน)	คร.ม.	1,296	8,000.00	10,368,000.00	1.1489	9,191.20	11,911,795.20
5	งานยกเปลี่ยน Spherical Bearing	ชุด	16	650,000.00	10,400,000.00	1.1489	746,785.00	11,948,560.00
6	งานยกเปลี่ยน Elastomeric Bearing	ชุด	48	60,000.00	2,880,000.00	1.1489	68,934.00	3,308,832.00
7	งานซ่อมเปลี่ยน Expansion Joint	เมตร	78	40,000.00	3,120,000.00	1.1489	45,956.00	3,584,568.00
8	งานทาสีป้องกันการเสื่อมสภาพคอนกรีต	คร.ม.	11,300	350.00	3,955,000.00	1.1489	402.12	4,543,899.50
9	งานรื้อปูผิวจราจร							
	งานรื้อผิวถนนเดิม	คร.ม.	2,700	50.00	135,000.00	1.1489	57.45	155,101.50
	งาน Tack Coat	คร.ม.	2,700	150.00	405,000.00	1.1489	172.34	465,304.50
	งานปูผิวแอสฟัลติกคอนกรีต AC 60/70	คร.ม.	2,700	350.00	945,000.00	1.1489	402.12	1,085,710.50
10	งานติดตั้งจราจร							
	สีเทอร์โมพลาสติก (สีเหลือง)	คร.ม.	100	350	35,000.00	1.1489	402.12	40,211.50
	สีเทอร์โมพลาสติก (สีขาว)	คร.ม.	100	350	35,000.00	1.1489	402.12	40,211.50
11	งานตรวจสอบแบบการซ่อมปรับปรุงโครงสร้างสะพานการรับรอง Shop Drawing และความแข็งแรงของสะพาน	งาน	1	1,000,000.00	1,000,000.00	1.0000	1,000,000.00	1,000,000.00
12	ค่าใช้จ่ายพิเศษ							
	ป้ายแสดงรูปแบบขนาดของโครงการพร้อมติดตั้ง	แห่ง	5	10,000.00				50,000.00
	ค่าเช่าสำนักงาน	เดือน	22	30,000.00				660,000.00
	ค่าเช่าเครื่องคอมพิวเตอร์ 2 ชุด	เดือน	22	4,000.00				88,000.00
	ค่าน้ำประปา - ไฟฟ้า - โทรศัพท์	เดือน	22	10,000.00				220,000.00
	ค่าจัดหารถยนต์ปิกอัพ 2 คัน (เช่า)	วัน	660	1,840.00				1,214,400.00
	งานประชาสัมพันธ์และจัดการจราจร	L.S.	1	1,100,000.00				1,100,000.00
รวมค่าใช้จ่ายงานบูรณะสะพานคชาดิงค์					210,233,000.00			244,720,193.70



9.1 รายละเอียดการประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน

9.1.1. ห้องรับ

นั่งร้าน งานก่อสร้างตอม่อในแม่น้ำขนาดใหญ่									
ตัวอย่าง									
ขนาดกว้าง	25.00	เมตร	ยาว	15.00	เมตร	พื้นที่รวม	375.00	ตารางเมตร	
1.1. BRACKETS PATE 12 MM.	ขนาด	300	x	400	x	280.00	กก./ม.		
=	0.92	ม.	x	68	ชิ้น	97.22	กก.	=	6,082.08 กก.
1.2. BRACKETS PATE 12 MM.	ขนาด	700	x	400	x	280.00	กก./ม.		
=	2.80	ม.	x	68	ชิ้น	97.22	กก.	=	18,510.69 กก.
1.3. BRACKETS PATE 25 MM.	ขนาด	300	x	350	x	583.00	กก./ม.		
=	1.05	ม.	x	68	ชิ้น	202.43	กก.	=	14,453.50 กก.
2. SUPPORT BEAMS H-350	ขนาด	300	x	350	x	137.00	กก./ม.		
=	7.50	ม.	x	2	ชิ้น	137.00	กก.	=	2,055.00 กก.
3. SUPPORT BEAMS H-300	ขนาด	300	x	300	x	94.00	กก./ม.		
=	3.00	ม.	x	14	ชิ้น	94.00	กก.	=	3,948.00 กก.
3.1. SUPPORT BEAMS H-300	ขนาด	300	x	300	x	94.00	กก./ม.		
=	3.10	ม.	x	4	ชิ้น	94.00	กก.	=	1,165.60 กก.
3.2. SUPPORT BEAMS H-300	ขนาด	300	x	300	x	94.00	กก./ม.		
=	2.20	ม.	x	4	ชิ้น	94.00	กก.	=	827.20 กก.
3.3. SUPPORT BEAMS H-300	ขนาด	300	x	300	x	94.00	กก./ม.		
=	6.00	ม.	x	8	ชิ้น	94.00	กก.	=	4,512.00 กก.
3.4. SUPPORT BEAMS H-300	ขนาด	300	x	300	x	94.00	กก./ม.		
=	4.00	ม.	x	4	ชิ้น	94.00	กก.	=	1,504.00 กก.
3.5. SUPPORT BEAMS H-300	ขนาด	300	x	300	x	94.00	กก./ม.		
=	6.85	ม.	x	2	ชิ้น	94.00	กก.	=	1,287.80 กก.
4. BRACING C 200	ขนาด	200	x	80	x	5	x	24.60	กก./ม.
=	4.50	ม.	x	5	ชิ้น	24.60	กก.	=	553.50 กก.
4.1. PATE 12 MM.	ขนาด	300	x	7,500	x	12	x	280.00	กก./ม.
=	22.50	ม.	x	4	ชิ้น	97.22	กก.	=	8,749.80 กก.
4.2. STIFNET 9 MM.	ขนาด	300	x	150	x	12	x	280.00	กก./ม.
=	0.45	ม.	x	272	ชิ้น	72.91	กก.	=	8,924.18 กก.
						น้ำหนักรวม		=	72,573.36 กก.
เฉลี่ยปริมาณเหล็ก ต่อ พื้นที่นั่งร้าน								=	193.53 กก./ตร.ม.
กำหนดปริมาณ ประยุกต์ใช้									200.00 กก./ตร.ม.

นั่งร้าน งานก่อสร้างตอม่อในแม่น้ำขนาดใหญ่								
1.ค่าเหล็ก	193.53	กก.	×	28.00	=	5418.81	บาท	
ค่าเชื่อม - ตัด	193.53	กก.	×	8.50	=	1,645.00	บาท	
				รวม	=	7,063.81	บาท	
น๊อต, ทาสี อื่นๆ คิด 10%					=	706.38	บาท	
				รวม(1)	=	7,770.19	บาท	
คิดใช้งาน 1 ครั้ง มูลค่าใช้งาน 80 % ขยายซาก 20 %								
	7,770.19		×	0.80	=	6,216.15	บาท	
				รวม(1)	=	6,216.15	บ./ม ²	
2.PRECAST FORM	ปริมาณ	1 ตารางเมตร หนา		0.2	ม.			
-CONCRETE GRADE 30	0.20	ลบ.ม.	×	2,400	บาท	=	480.00	บาท
-STEEL REINFORCING 12 mm.	11.958	กก.	×	24.00	บาท	=	286.99	บาท
				รวม(2)	=	766.99	บาท	
		ค่าวัสดุรวม		(1) + (2)	=	6,983.14	บาท	
ค่าแรงประกอบติดตั้ง คิด 20 % ของค่าวัสดุ								
	6,983.14		×	0.20	=	1,396.63	บาท	
ค่านั่งร้าน ต่อ ตารางเมตร					=	8,379.77	บาท	
				ใช้	=	8,379.77	บ./ม ²	

ดังนั้น คิตรายานั่งร้านที่ 8,000 บาท/ตร.ม.



9.1.2. Temporary Shoring

2. งาน Erection Truss & Segment					
2.1 ค่าดำเนินการติดตั้งเริ่มงานและรื้อถอนเสร็จงาน Launching Truss (ดูรายละเอียด 3)				=	2,340,000.00 บาท
2.2 ค่าดำเนินการประกอบติดตั้ง Segment ต่อ 1 ชุด Truss (ดูรายละเอียด 4)				=	2,151,000.00 บาท
(2.1+2.2) ค่าติดตั้ง – รื้อถอน และดำเนินการต่อ 1 ชุด				=	4,491,000.00 บาท
3. ค่าขนส่งอุปกรณ์ ไป-กลับ ระยะทางคิดที่ 50 กม.					
3.1 Launching Truss					185.68 ตัน
3.2 อุปกรณ์ประกอบการทำงาน					130 ตัน
ชุด Hydraulic jack			30 ตัน		
ชุด Stress Bar และกระเช้าแขวน			40 ตัน		
อุปกรณ์ขารอง Truss และชุดยก Segment			60 ตัน		
รวม			130 ตัน		
3.1+3.2					315.69 ตัน
3.3 ค่าขนย้ายชิ้นส่วนหลัก (Truss)					
รถเทรลเลอร์ 6 ตัน	@ 6	LS.	55,000.00 บาท	=	330,000 บาท
(รวมค่า คนขับ น้ำมัน รอยยกขึ้น 3 วัน เดินทาง 1 วัน ยกลง 2 วัน เดินทางพร้อมกันเป็นขบวนมีรถนำ ประกันภัยและค่าใช้จ่ายอื่นๆ)					
เครน 50 ตัน 5 วัน 2 ตัน	@ 10		15,000.00 บาท	=	150,000.00 บาท
(ใช้ 2 คัน หัวหัว - ท้าย ยกขึ้น – ลง 5 วัน)					
คนงาน 15 คน 5 วัน 300				=	22,500.00 บาท
รวม 3.3				=	502,500.00 บาท
3.4 ค่าขนย้ายอุปกรณ์และชิ้นส่วนย่อย	13 เทียว	เทียวละ	8,000.00 บาท	=	104,000.00 บาท
รวม 3.3+3.4				=	606,500.00 บาท
3.5 ค่าดำเนินการ 10% (3.3+3.4)				=	60,650.00 บาท
3.1+3.2+3.3 รวมค่าขนส่ง Launching Truss และค่าอุปกรณ์				=	667,150.00 บาท
ค่าขนส่งไป – กลับ	2 เทียว	เทียวละ	667,150.00 บาท	=	1,334,300.00 บาท
รวมค่า (1. Launching Truss และค่าอุปกรณ์ + 2. Erection Truss & Segment + 3. ค่าขนส่งอุปกรณ์) ต่อ 1 ชุด					
1+2+3				=	19,114,144.00 บาท
Launching Truss For Super Structure					
ใช้ Launching Truss					1 ชุด
Launching Truss	1 ชุด	ชุดละ	19,114,144.00 บาท	=	19,114,144.00 บาท
Concrete Segment	1898.33 ลบ.ม.	ลบ.ม. ละ	10,068.93 บาท		
Segment	155 Ea	Ea ละ	123,317.06 บาท		
ราคา Launching Truss ต่อหน่วยพื้นที่นั่งร้าน					
19,114,144.00/438.658					43,574 บาท/ตร.ม.

ดังนั้น คิตรราคา Launching Truss ที่ 43,000 บาท/ตร.ม.



2. งาน Erection Truss & Segment

2.1 ค่าดำเนินการติดตั้งเริ่มงานและรื้อถอนเสร็จงาน Launching Truss (ดูรายละเอียด 3) = 2,340,000.00 บาท

2.2 ค่าดำเนินการประกอบติดตั้ง Segment ต่อ 1 ชุด Truss (ดูรายละเอียด 4) = 2,151,000.00 บาท

ค่าติดตั้ง – รื้อถอน และดำเนินการต่อ 1 ชุด (2.1)+(2.2) = 4,491,000.00

3. ค่าขนส่งอุปกรณ์ ไป-กลับ ระยะทางคิดที่ 50 กม.

3.1 Launching Truss 185.68 ตัน

3.2 อุปกรณ์ประกอบการทำงาน 130.00 ตัน

-ชุด Hydraulic jack 30 ตัน

-ชุด Stress Bar และกระเช้าแขวน 40 ตัน

-อุปกรณ์ขารอง Truss และชุดยก Segment 60 ตัน

รวม 130 ตัน

3.1+3.2 = 315.69 ตัน

3.1 ค่าขนย้ายชิ้นส่วนหลัก (Truss)

-รถเทรลเลอร์ 6 ตัน @ LS. 55,000.00 = 330,000.00 บาท

(รวมค่า คนขับ น้ำมัน รอยยกขึ้น 3 วัน เดินทาง 1 วัน ยกลง 2 วัน เดินทางพร้อมกันเป็นขบวนมีรถนำ
ประกันภัยและค่าใช้จ่ายอื่นๆ)

-เครน 50 ตัน 5 วัน 2 ตัน @ 15,000.00 = 150,000.00 บาท

(ใช้ 2 คัน หิ้วหิ้ว - ท้าย ยกขึ้น – ลง 5 วัน)

-คนงาน 15 คน 5 วัน 300 = 22,500.00 บาท

รวม 3.1 = 502,500.00 บาท



3.2 ค่าขนย้ายอุปกรณ์และชิ้นส่วนย่อย 13 เทียว @ 8000 = 104,000.00 บาท

รวม 3.1+3.2 = 606,500.00 บาท

3.3 ค่าดำเนินการ 10% 606,500.00 = 60,650.00 บาท

รวมค่าขนส่ง Launching Truss และค่าอุปกรณ์ (3.1+3.2+3.3) = 667,150.00 บาท

ค่าขนส่งไป – กลับ 2@ 667,150.00 = 1,334,300.00 บาท

รวมค่า (1. Launching Truss และค่าอุปกรณ์ + 2. Erection Truss & Segment + 3. ค่าขนส่งอุปกรณ์)
ต่อ 1 ชุด

1+2+3 = 19,114,144.00 บาท

Launching Truss For Super Structure

ใช้ Launching Truss = 1 ชุด

Launching Truss 1 ชุด x 19,114,144.00 = 19,114,144.00 บาท

Concrete Segment = 1898.330 ลบ.ม. ราคาต่อ 1 ลบ.ม. = 10,068.93 บาท

Segment = 155 Ea. ราคาต่อ 1 Ea. = 123,317.06 บาท

ราคา Launching Truss ต่อหน่วยพื้นที่นั่งร้าน

19,114,144.00/438.658 = 43,574 บาท/ตร.ม.

2.งาน Erection Truss & Segment

2.1 ค่าดำเนินการ ติดตั้งเริ่มงานและรื้อถอนเสร็จงาน Launching Truss (ดูรายละเอียด 3)	=	2,340,000.00	บาท
2.2 ค่าดำเนินการประกอบ ติดตั้ง Segment ต่อ 1 ชุด Truss (ดูรายละเอียด 4)	=	2,151,000.00	บาท
ค่าติดตั้งรื้อถอน และดำเนินการ ต่อ 1 ชุด (2.1)+(2.2)	=	4,491,000.00	บาท

3.ค่าขนส่งอุปกรณ์ ไป-กลับ ระยะทางคิดที่ 50 กม.

3.1 Launching Truss	185.68	ตัน	
3.2 อุปกรณ์ประกอบการทำงาน	130.00	ตัน	
- ชุด Hydraulic Jack	30	ตัน	
- อุปกรณ์ยกชิ้นงาน	40	ตัน	
- อุปกรณ์ชั่วคราว Truss และชุดยก Segment	60	ตัน	
รวม	130	ตัน	
3.1+3.2	=	315.68	ตัน

ดังนั้น คิรราคา Launching Truss ที่ 43,000 บาท/ตร.ม.

3.1 ค่าขนย้ายชิ้นส่วนหลัก (Truss)					
- รถเครนเลอร์	6 คัน @	LS.	55,000.00	=	330,000.00 บาท
(รวมค่าคนขับ น้ำมัน รอยเค้น 3 วัน เดินทาง 1 วัน ยกลง 2 วัน เดินทางพร้อมคนเดิน ขบวน มีรถนำ ประสานวิทยุและค่าใช้จ่ายอื่นๆ)					
- เคา์ร 50 ตัน 5 วัน	2 คัน @		15,000.00	=	150,000.00 บาท
(ใส่ 2 คัน ตัวช่วยยกชิ้น - ลง 5 วัน)					
- คนงาน 15 คน	5 วัน @		300	=	22,500.00 บาท
รวม 3.1	=		502,500.00	=	502,500.00 บาท
3.2 ค่าขนย้ายอุปกรณ์และชิ้นส่วนย่อย	13 เทียว @	8000	=	104,000.00	บาท
รวม 3.1 + 3.2	=		606,500.00	=	606,500.00 บาท
3.3 ค่าดำเนินการ	10 %		606,500.00	=	60,650.00 บาท

การเสริมแผ่นพื้น Main Arch Span 4 ช่วงสะพาน (งานชุด Temporary Shoringr : S6, S7, S8, S9)						
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	Total 4 Span	Unit cost	Total cost
1	ชุด Temporary Shoring	ตร.ม.	585	2340	43,000	25,155,000
2	ชุดรอกและ Hydraulic (30 วัน ต่อ 1 Span) พร้อมติดตั้งและขนย้าย	วัน	30	120	60,000	7,200,000
	รวมค่า Temporary Shoring					<u>37,875,000</u>
	คิดเป็นค่า Temporary Shoring ต่อ 1 Span					<u>9,468,750</u>

9.1.3. งานซ่อมเสริมกำลัง Approach Span

Back up การเสริมแผ่นพื้น Approach Span ต่อ 1 ช่วงสะพาน (ของ S1, S12)					
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	Unit cost	Total cost
1	Bolt	ตัว	432	3,500	1,512,000
2	Steel plate	แผ่น	24	10,000	240,000
3	Turn buckle	ชุด	24	25,000	600,000
4	Steel channel cover plate	เมตร	20	20,000	400,000
5	Epoxy	ตร.ม.	108	2,500	270,000
6	PT-Bar Dia 26 5r5 mm	ชุด	2	15,000	30,000
7	M24 Chemical Anchor for shear transfer	ชุด	2	10,000	20,000
	ราคาค่าซ่อมต่อ 1 ช่วงสะพาน (ของ S1, S12)				3,072,000

การเสริมแผ่นพื้น Approach Span ต่อ 1 ช่วงสะพาน (ของ S2, S4, S11)					
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	Unit cost	Total cost
1	Bolt	ตัว	160	3,500	560,000
2	Steel plate	แผ่น	8	10,000	80,000
3	Turn buckle	ชุด	8	25,000	200,000
4	Steel channel cover plate	เมตร	12	20,000	240,000
5	Epoxy	ตร.ม.	40	2,500	100,000
6	PT-Bar Dia 26 5r5 mm	ชุด	2	15,000	30,000
7	M24 Chemical Anchor for shear transfer	ชุด	2	10,000	20,000
	ราคาค่าซ่อมต่อ 1 ช่วงสะพาน (ของ S2, S4, S11)				1,230,000



การเสริมแผ่นพื้น Approach Span ต่อ 1 ช่วงสะพาน (ของ S3)					
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	Unit cost	Total cost
1	Bolt	ตัว	432	3,500	1,512,000
2	Steel plate	แผ่น	24	10,000	240,000
3	Turn buckle	ชุด	24	20,000	480,000
4	Steel channel cover plate	เมตร	20	25,000	500,000
5	Epoxy	ตร.ม.	108	2,500	270,000
6	PT-Bar Dia 26 5r5 mm	ชุด	2	15,000	30,000
7	M24 Chemical Anchor for shear transfer	ชุด	2	10,000	20,000
	ราคาค่าซ่อมต่อ 1 ช่วงสะพาน (ของ S3)				3,052,000
การเสริมแผ่นพื้น Approach Span ต่อ 1 ช่วงสะพาน (ของ S5, S10)					
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	Unit cost	Total cost
1	Bolt	ตัว	360	3,500	1,260,000
2	Steel plate	แผ่น	20	10,000	200,000
3	Turn buckle	ชุด	20	25,000	500,000
4	Steel channel cover plate	เมตร	20	20,000	400,000
5	Epoxy	ตร.ม.	90	2,500	225,000
6	PT-Bar Dia 26 5r5 mm	ชุด	2	15,000	30,000
7	M24 Chemical Anchor for shear transfer	ชุด	2	10,000	20,000
	ราคาค่าซ่อมต่อ 1 ช่วงสะพาน (ของ S5, S10)				2,635,000

9.1.4. งานซ่อมปรับปรุงช่วง Main Arch Bridge

การเสริมแผ่นพื้น Main Arch Span 4 ช่วงสะพาน (งานเสริมกำลัง Tie Girder และ RC Floor : S6, S7, S8, S9)						
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	Total 4 Span	Unit cost	Total cost
1	Tie Girder					
1.1	High Strenght Bar Dia. 26.5 mm	ชุด	80	320	15,000	4,800,000
1.2	3 Dowel DB16 with Hilti RE 500 V3	ชุด	30	120	9,500	1,140,000
1.3	Steel jacketing tiel bar	เมตร	65	520	10,000	5,200,000
	Sum (1)					<u>11,140,000</u>
2	RC Floor					
2.1	Bolt	ตัว	896	3584	3,500	12,544,000
2.2	Steel plate (floor)	แผ่น	64	256	10,000	2,560,000
2.3	Turn buckle	ชุด	32	128	25,000	3,200,000
2.4	Steel channel cover plate	เมตร	20	80	20,000	1,600,000
2.5	Epoxy	ตร.ม.	224	896	2,500	2,240,000
2.6	Prestressing Tension 12C15	ชุด	4	16	400,000	6,400,000
	Sum (2)					<u>28,544,000</u>
	รวมรายการ 1+2					<u>39,684,000</u>
	คิดเป็นงานเสริมกำลัง Tie Girder และ RC Floor ต่อ Span					<u>9,921,000</u>
งานซ่อม Arch Rib และ Wind Bracing						
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	Total 4 Span	Unit cost	Total cost
1	PT-Bar Dia 26 5r5 mm	ชุด	60	240	15,000	3,600,000
2	3 Dowel DB16 with Hilti RE 500 V3	ชุด	30	120	9,500	1,140,000
3	Steel jacketing arch rib	เมตร	130	520	10,000	5,200,000
4	Concrete repair wind bracing	เมตร	135	540	5,000	2,700,000
	รวม					12,640,000
	คิดเป็นงาน Arch Rib และ Wind Bracing ต่อ Span					3,160,000



9.1.5. Hanger Rod (Vertical Rod)

ความยาว Hanger Rod (Vertical Rod)				
No.	Length (m)	2 Bar (m)	2 Side (m)	4 Span (m)
1	2.96	5.92	11.84	47.36
2	4.32	8.64	17.28	69.12
3	6.56	13.12	26.24	104.96
4	8.18	16.36	32.72	130.88
5	9.7	19.4	38.8	155.2
6	10.54	21.08	42.16	168.64
7	11.36	22.72	45.44	181.76
8	11.32	22.64	45.28	181.12
9	11.36	22.72	45.44	181.76
10	10.54	21.08	42.16	168.64
11	9.7	19.4	38.8	155.2
12	8.18	16.36	32.72	130.88
13	6.56	13.12	26.24	104.96
14	4.32	8.64	17.28	69.12
15	2.96	5.92	11.84	47.36
	118.56			1896.96

9.1.6. ปริมาณพื้นที่ทาสี

พื้นที่ทาสี Main Arch Bridge & Approach Span								
Item	ปริมาณพื้นที่ทาสี (ตร.ม.)		พื้นที่ (ท้องพื้น, คาน, DP, ST)	พื้นด้านข้าง คาน	พื้น ด้านข้าง	พื้นด้านข้าง DP	ความยาว สะพาน	จำนวน DP
S1	542.75		246.45	206.7		89.6	26.5	7
S2	209.40		93	78		38.4	10	3
S3	534.20		241.8	202.8		89.6	26	7
S4	209.40		93	78		38.4	10	3
S5	453.00		204.6	171.6		76.8	22	6
S6	1,377.60		689	338	65	285.6	65	17
S7	1,377.60		689	338	65	285.6	65	17
S8	1,377.60		689	338	65	285.6	65	17
S9	1,377.60		689	338	65	285.6	65	17
S10	453.00		204.6	171.6		76.8	22	6
S11	209.40		93	78		38.4	10	3
S12	542.75		246.45	206.7		89.6	26.5	7
			กำแพงตอม่อ			คอนกรีต Bearing		
			กว้าง	สูง	หนา	กว้าง	สูง	หนา
A1	19.55		8.5	2.3				
A2	19.55		8.5	2.3				
P1	78.61		8.5	4.1	0.95	0.3	0.8	0.4
P2	82.56		8.6	4.3	1			
P3	99.04		8.6	5.1	1	0.3	0.8	0.4
P4	210.40		9.4	9.6	1.5	0.3	0.8	0.4
P5	381.00		12.3	12.7	2.7			
P6	593.30		14	17.45	3			
P7	593.30		14	17.45	3			
P8	170.40		11.2	6	3			
P9	253.44		10.5	9.6	2.7			
P10	92.13		8.6	4.74	1	0.3	0.8	0.4
P11	47.62		8.3	2.5	1	0.3	0.8	0.4
รวม	11,305.20							



บทที่ 10 การจัดทำแผนการตรวจสอบ สะพานภายหลังการบูรณะ

การตรวจสอบสะพานเป็นภารกิจที่ต้องกระทำอย่างต่อเนื่องเพื่อนำไปสู่การบำรุงรักษาที่เหมาะสม ซึ่งจะส่งผลให้สะพานสามารถให้บริการได้อย่างปลอดภัยตามที่ออกแบบ สะพานแต่ละประเภทต้องการการตรวจสอบและบำรุงรักษาที่แตกต่างกัน เนื้อหาในบทนี้นำเสนอแผนการตรวจสอบสะพานเดชาติวงศ์ ซึ่งเป็นสะพานโค้งโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กและพื้นสะพานเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยมีตอม่อคอนกรีตเสริมเหล็กรองรับและคานสะพานทั้งหมด

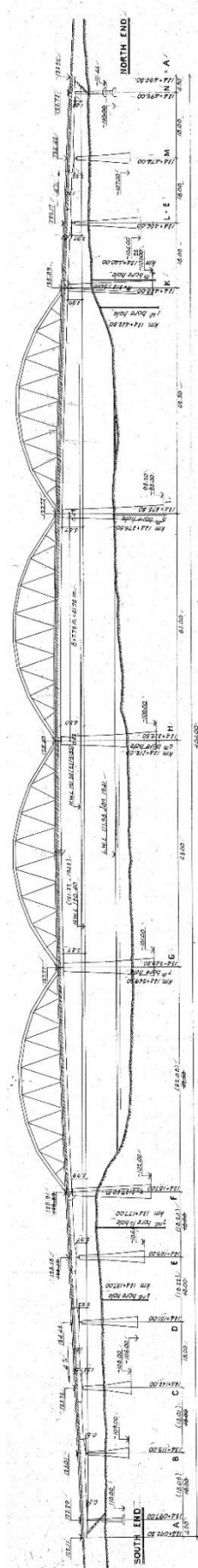
10.1 ความเป็นมาของสะพานเดชาติวงศ์

สะพานเดชาติวงศ์เป็นสะพานสำคัญทางประวัติศาสตร์ที่เปิดเส้นทางคมนาคมทางบก ถูกสร้างขึ้นโดยกรมทางหลวง เชื่อมจังหวัดภาคกลางกับภาคเหนือของประเทศ แทนเส้นทางคมนาคมทางน้ำข้ามแม่น้ำเจ้าพระยาที่จังหวัดหัวนครสวรรค์ สะพานเดชาติวงศ์ได้ถูกเริ่มก่อสร้างเมื่อปี พ.ศ. 2485 และแล้วเสร็จพร้อมเปิดใช้งานในปี พ.ศ. 2493 สะพานเดชาติวงศ์เป็นหนึ่งในสะพานโค้งคอนกรีตเสริมเหล็กจากทั้งหมด 3 สะพาน ที่ถูกสร้างโดยกรมทางหลวง ซึ่งทั้ง 3 สะพาน มีอายุการใช้งานมากกว่า 65 ปี

สะพานเดชาติวงศ์เป็นสะพานโค้งคอนกรีตเสริมเหล็ก (Bowstring arch bridge) มีความยาว 404.50 เมตร ทางรถกว้าง 6.50 เมตร ทางเท้าข้างสะพาน 1 เมตร โครงสร้างด้านบนสะพานเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กโค้ง 4 โค้ง แต่ละช่วงยาวกว่า 60 เมตรซึ่งจะเป็นโครงสร้างที่รับน้ำหนักบรรทุกจากพื้นสะพานทำให้แรงอัดที่กระทำต่อตอม่อสะพานน้อยลง ซึ่งทำให้สามารถก่อสร้างสะพานขนาดใหญ่ข้ามแม่น้ำที่ดินฐานรากไม่แข็งแรงได้ รูปที่ 10.1-1 แสดงภาพตัดตามยาวของสะพานเดชาติวงศ์

เนื่องจากสะพานเดชาติวงศ์ถูกเปิดใช้งานมานานมากกว่า 65 ปี และการที่มีปริมาณจราจรที่มากขึ้นจากการขยายตัวของเมืองนครสวรรค์ ทำให้โครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กได้รับความเสียหายทั้งโครงสร้างส่วนบน (Superstructure) และโครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) สำนักวิจัยและพัฒนาทางร่วมกับสำนักสำรวจและออกแบบ จึงได้ทำการตรวจสอบ ทดสอบและวิเคราะห์ผลเชิงสถิติควบคู่กับการจัดทำแบบจำลองไฟไนต์อีลิเมนต์ของสะพานเดชาติวงศ์

ผลการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานเดชาติวงศ์ด้านกำลังรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัยแสดงให้เห็นว่าโครงสร้างส่วนบนไม่สามารถรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัยจากการประเมินตามมาตรฐานการ

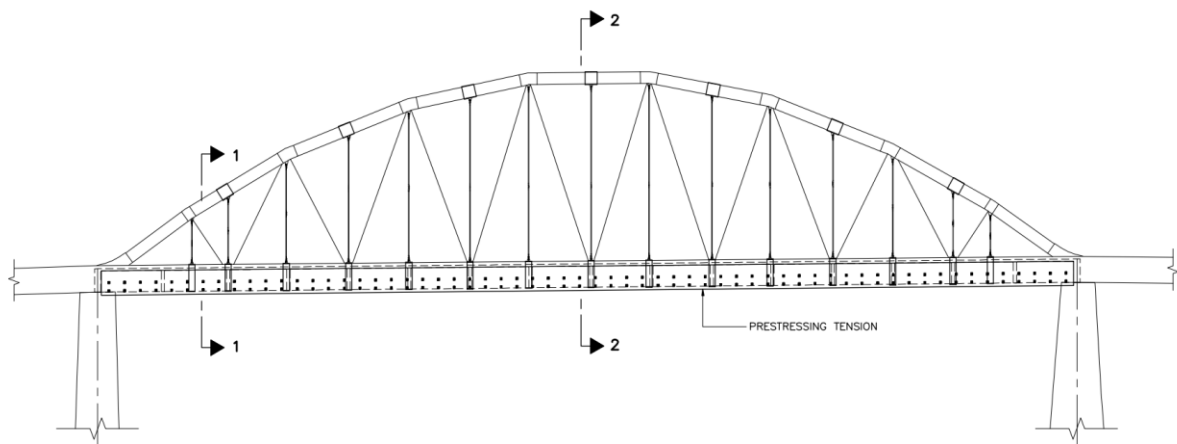


รูปที่ 10.1-1 ภาพตัดตามยาวของสะพานเดชาดิวงศ์

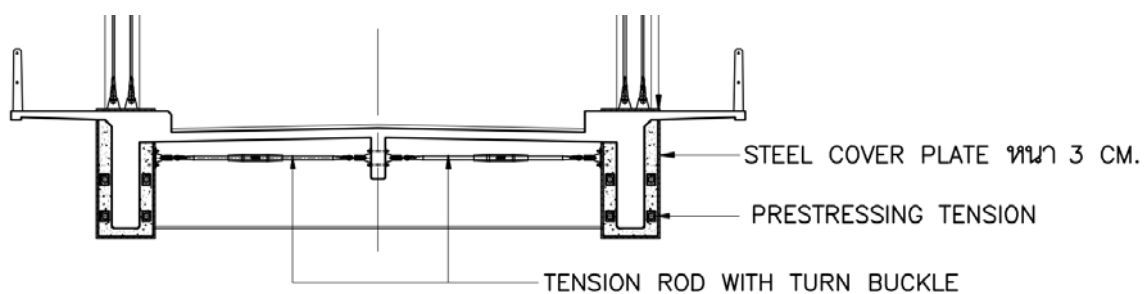


ออกแบบ กรมทางหลวง (อ้างอิงมาตรฐาน ASSHTO LRFD 2010) แต่อย่างไรก็ตาม โครงสร้างส่วนล่างยังคงรับน้ำหนักสูงสุดปลอดภัยจากการประเมินตามมาตรฐานการออกแบบได้ ดังนั้น เพื่อเป็นการเพื่อความปลอดภัยและเพื่อยกระดับสะพานให้เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบ จึงมีความจำเป็นต้องทำการบูรณะสะพานเดชาติวงศ์ โดยการปรับปรุงโครงสร้างส่วนบนซึ่งแบ่งโครงสร้างออกเป็น 2 ส่วน ได้แก่ โครงสร้างสะพานโค้ง (Bow – string Arch Bridge) และโครงสร้างสะพานทั่วไป (Approach Bridge)

การบูรณะโครงสร้างสะพานโค้งจะทำการปรับปรุงโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กหลัก (Main Beam) ให้น้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นโดยการขยายหน้าตัดคานสะพานแล้วดึงลวดอัดแรง (Pre-stressing Tension) จากนั้นทำการเทคอนกรีตเพื่อให้ได้คานที่มีหน้าตัดที่ใหญ่ขึ้นโดยปิดด้วยแผ่นเหล็ก (Steel Cover Plate) หนา 3 เซนติเมตร รอบคานสะพาน และทำการยึดคานทั้ง 2 ผัง ด้วยเส้นลวดพร้อมกับเกลียวแรง (Turnbuckle) ซึ่งแสดงในรูปที่ 10.1-2 ดังนั้นคานที่ทำการปรับปรุงจะมีความต้านทานแรงดัด (Flexural Rigidity) และความต้านทานแรงเฉือน (Shear Rigidity) สูงกว่าหน้าตัดคานสะพานรูปเดิม ทำให้ความเค้นที่เกิดขึ้นในคานสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรลดลง นอกเหนือจากนี้จะทำการเพิ่มจำนวนเส้นลวดขึง (Hanger Rod) ตามตำแหน่งที่กำหนดไว้ดังรูปที่ 10.1-2 และ 1-3 เพื่อเพิ่มกำลังรับน้ำหนักบรรทุก

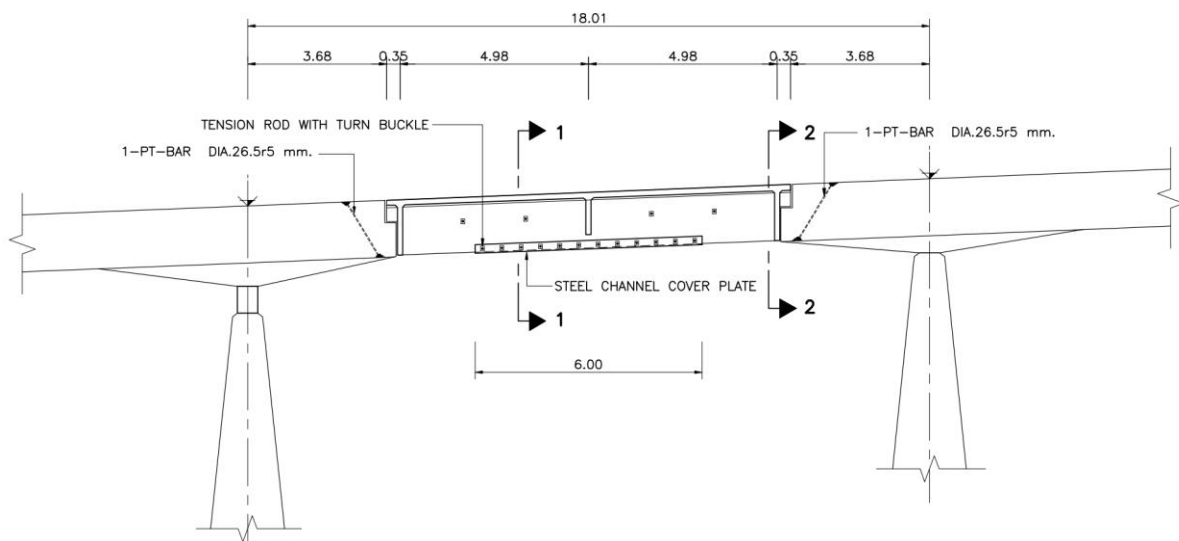


รูปที่ 10.1-2 หน้าตัดตามยาวของโครงสร้างสะพานส่วนของคานโค้งที่ทำการบูรณะ

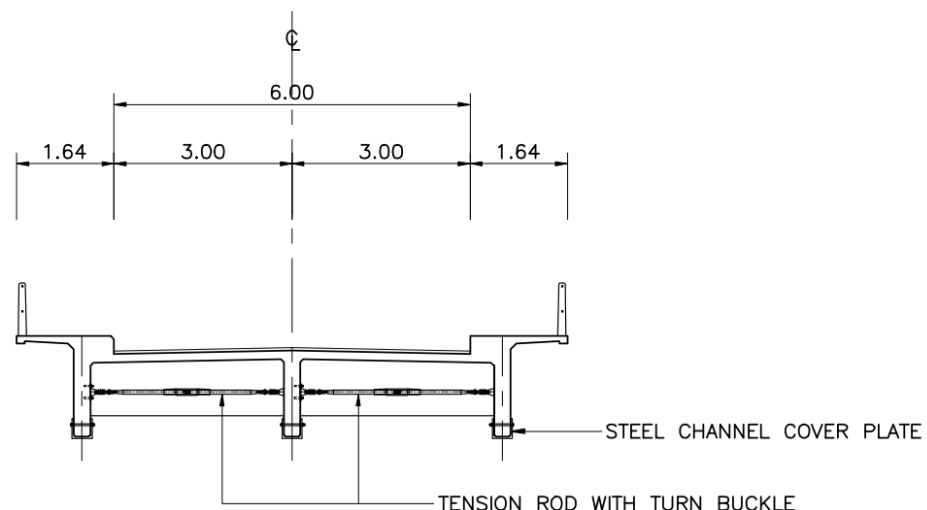


รูปที่ 10.1-3 หน้าตัดตามขวางของโครงสร้างสะพานส่วนของคานโค้งที่ทำการบูรณะ

สำหรับโครงสร้างสะพานทั่วไปจะทำการบูรณะโครงสร้างคานสะพานให้รับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นโดยการเพิ่มหน้าตัดเหล็กด้วยการใช้แผ่นเหล็ก (Steel Channel Cover Plate) และทำการยึดคานทั้ง 2 ฝั่ง ด้วยเส้นลวดพร้อมกับเกลียวเร่ง (Turnbuckle) ซึ่งแสดงในรูปที่ 10.1-4 และ 10.1-5 ดังนั้นคานที่ทำการปรับปรุงจะมีความต้านทานแรงดัด (Flexural Rigidity) สูงกว่าหน้าตัดคานสะพานรูปเดิม ทำให้ความเค้นที่เกิดขึ้นในคานสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรลดลง นอกเหนือจากนี้ยังทำการเพิ่มเหล็กเส้น (PT Bars) บริเวณจุดรองรับเพื่อเพิ่มความต้านทานแรงเฉือน (Shear Rigidity) ให้สูงกว่าหน้าตัดเดิม



รูปที่ 10.1-4 หน้าตัดตามยาวของโครงสร้างสะพานส่วนของสะพานทั่วไปที่ทำการบูรณะ



รูปที่ 10.1-5 หน้าตัดตามขวางของโครงสร้างสะพานส่วนของสะพานทั่วไปที่ทำการบูรณะ



การตรวจสอบและบำรุงรักษาสะพานเดชาติวงศ์ยังคงเป็นภารกิจที่ต้องทำอย่างต่อเนื่องถึงแม้ว่าสะพานจะได้รับการปรับปรุงให้เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบแล้วก็ตาม เพื่อเป็นการยืดอายุการใช้งานสะพานให้ยาวนานที่สุดและเพื่อความปลอดภัยของผู้ใช้ทาง เนื้อหาในหัวข้อต่อไปจะนำเสนอแนวทางและแผนในการตรวจสอบและบำรุงรักษาสะพานเดชาติวงศ์

10.2 องค์ประกอบของสะพานเดชาติวงศ์

เพื่อความสะดวกในการตรวจสอบและบำรุงรักษา สะพานเดชาติวงศ์ได้ถูกแบ่งออกเป็นองค์ประกอบต่างๆ 3 องค์ประกอบ ได้แก่ โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) และส่วนประกอบอื่นๆ (Miscellaneous Elements) รายละเอียดของแต่ละองค์ประกอบมีดังนี้

(1) โครงสร้างส่วนบน (Superstructure)

โครงสร้างส่วนบน หมายถึง ส่วนของโครงสร้างที่อยู่เหนือแผ่นรองคานสะพาน (Bearing Pad) ขึ้นไป ทำหน้าที่หลักในการรับแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร องค์ประกอบของโครงสร้างสะพานได้แก่ พื้นสะพาน (Deck Slab) คานสะพาน (Main Beams) เส้นลวดซึง (Hanger) คานโค้ง (Arch Ribs) และคานค้ำยัน (Bracing)

พื้นสะพาน (Deck Slab)

พื้นสะพานของสะพานเดชาติวงศ์เป็นพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (Cast – in – place) หนา 13 เซนติเมตร เททับด้วยแอสฟัลต์คอนกรีต (Asphalt Concrete) หนา 5 เซนติเมตร พื้นสะพานเป็นโครงสร้างส่วนแรกที่รองรับแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร และถ่ายแรงลงองค์ประกอบอื่นๆของโครงสร้างต่อไป รูปที่ 10.2-1 แสดงพื้นสะพานคอนกรีตของสะพานเดชาติวงศ์

คานสะพาน คานโค้งและค้ำยัน (Main Beams, Arch Ribs and Bracing)

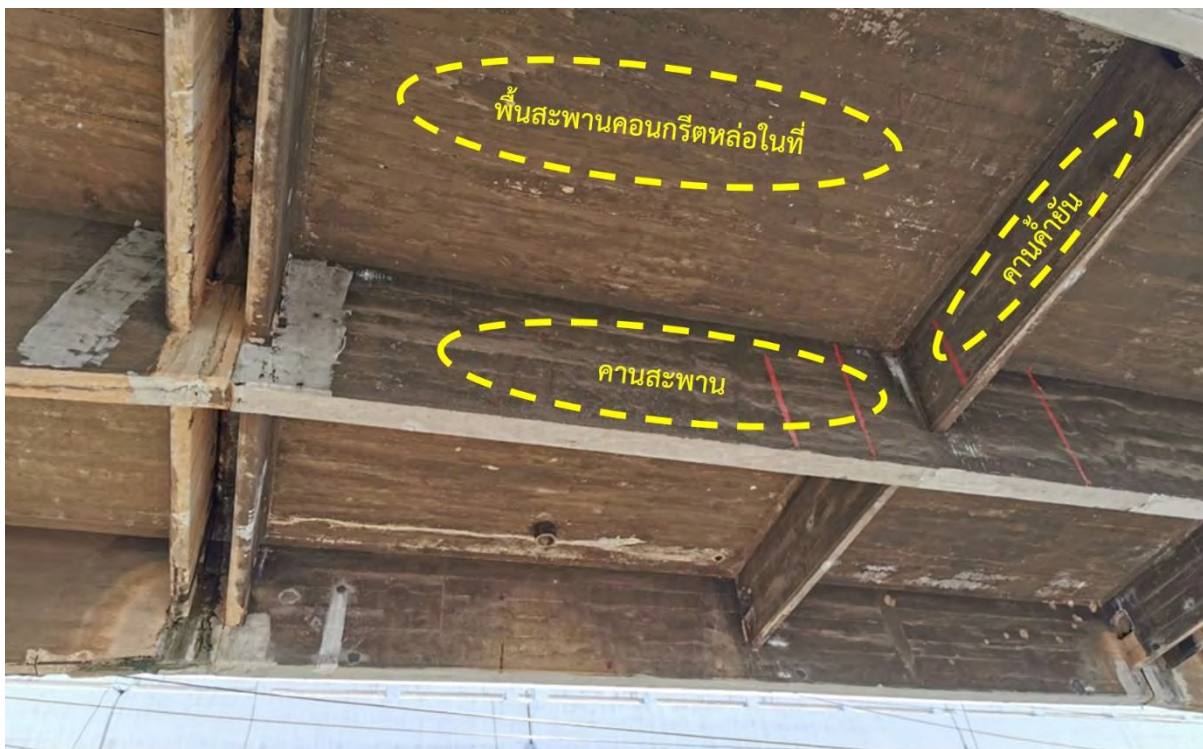
คานสะพานของสะพานเดชาติวงศ์จะมีทั้งหมด 4 รูปแบบตามโครงสร้างสะพาน ได้แก่ คานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึง (Tie Beams) คานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวที (T – beams) คานโค้ง (Arch Ribs) และค้ำยัน (Bracing) รูปแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึงจะถูกใช้กับโครงสร้างสะพานโค้งซึ่งคานจะรับแรงจากคานโค้ง จะส่งผ่านแรงมาในรูปของแรงดึง คานมีขนาดความลึก 1.45 เมตร กว้าง 0.30 เมตร และมีความยาว 63.00 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 10.2-2 รูปแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวทีจะถูกใช้กับโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปซึ่งคาน T – beam จะมีรูปแบบคานอย่างง่าย (Simple T – beam) คานมีขนาดความลึก 1.45 เมตร กว้าง 0.30 เมตร และมีความยาว 10-26 เมตร โดยที่เสาตอม่อจะอยู่บริเวณกึ่งกลางของช่วงคาน แสดงได้ดังรูปที่ 10.2-3

สำหรับคานโค้ง (Arch Ribs) จะทำหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกจากเส้นลวดซิง (Hanger Rods) หน่วยแรงที่กระทำต่อคานโค้งจะเป็นหน่วยแรงอัดในแนวแกนซึ่งจะกระจายไปคานสะพานและโครงสร้างส่วนล่างต่อไป คานโค้งของสะพานเดชาติวงศ์มีขนาดหน้าตัดกว้าง 0.60 เมตร และลึก 0.60 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 10.2-4

คานค้ำยันสะพานเป็นโครงสร้างในทิศทางขวางกับแนวคานสะพาน คานค้ำยันของสะพานเดชาติวงศ์จะประกอบด้วย 2 ส่วน ได้แก่ คานค้ำยันคานสะพานหลัก คานค้ำยันคานโค้ง ซึ่งค้ำยันทั้ง 2 ส่วน จะทำหน้าที่คือ ทำหน้าที่หลักในการเสริมสร้างเสถียรภาพให้กับคานสะพานในแต่ละช่วงสะพาน โดยยึดคานสะพานเข้าด้วยกัน และทำหน้าที่กระจายแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรลงคานสะพานเพื่อให้คานสะพานแต่ละตัวช่วยกันรับแรง ดังแสดงในรูปที่ 10.2-1 และ รูปที่ 10.2-4

เส้นลวดซิง (Hanger Rods)

เส้นลวดซิงจะทำหน้าที่รับน้ำหนักบรรทุกจากพื้นคอนกรีตโดยภายในเส้นลวดจะเป็นแรงดึง เส้นลวดจะถูกซิงไว้กับคานโค้งและทำการถ่ายแรงต่อไป สำหรับสะพานเดชาติวงศ์เส้นลวดที่ใช้ทำมาจากเหล็กเส้น (Steel Rod) มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 38 มิลลิเมตร



รูปที่ 10.2-1 พื้นสะพานคอนกรีตหล่อในที่ คานสะพานและคานค้ำยัน

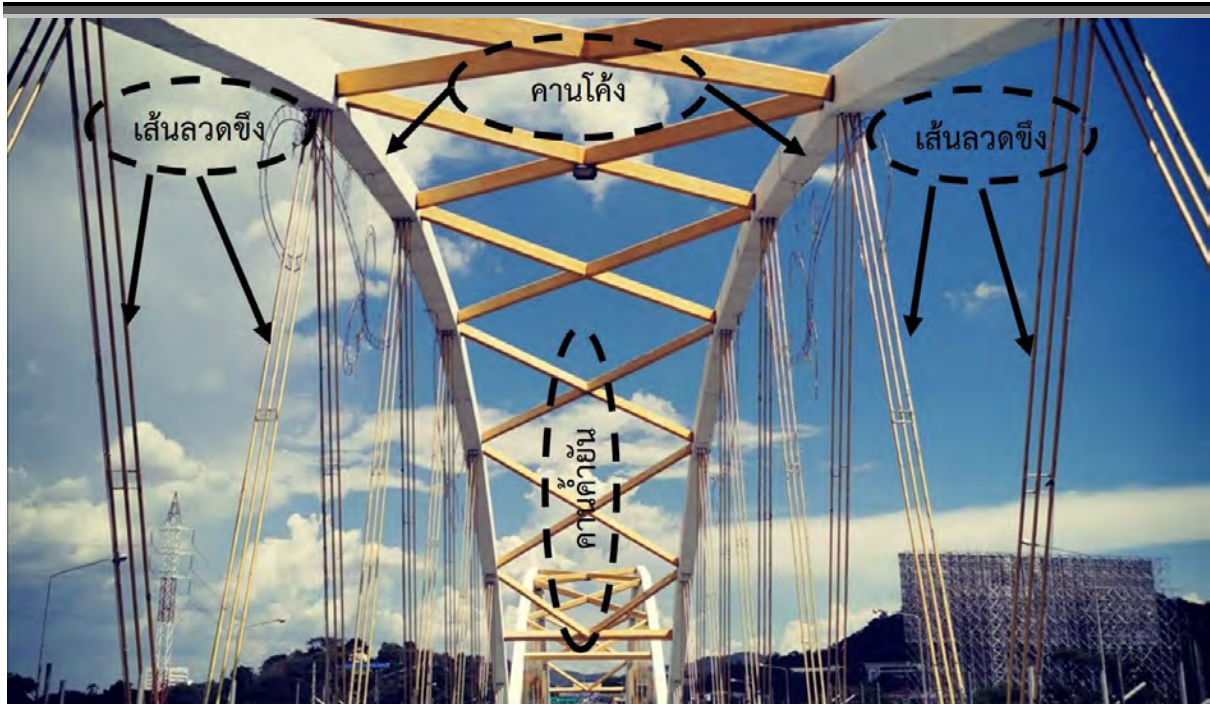




รูปที่ 10.2-2 คานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึง



รูปที่ 10.2-3 คานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวที



รูปที่ 10.2-4 คานโค้ง ค้ำยันคานโค้งและเส้นลวดซิง

(2) โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure)

โครงสร้างส่วนล่าง หมายถึง ส่วนของโครงสร้างที่อยู่ใต้แผ่นรองคานสะพาน (Bearing Pads) ลงมาจนถึงระดับผิวดิน ซึ่งได้แก่ เสาคอนกรีต (Concrete Columns) และตอม่อสะพาน (Piers) สำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีเฉพาะเสาที่รับน้ำหนักจากโครงสร้างส่วนบนของสะพานคอนกรีตทั่วไป (Approach Bridge) ตอม่อสะพานสำหรับสะพานเดชาตึงจะมีลักษณะเป็นผนังคอนกรีตเสริมเหล็กและมีฐานรากเป็นแบบกล่อง (Caisson) รวมกับตอม่อสะพาน ซึ่งแสดงดังรูปที่ 10.2-5 ขนาดของฐานรากแบบกล่องจะไม่เท่ากันขึ้นอยู่กับความสูงของตอม่อ แผ่นรองคานสะพานจะถูกวางอยู่ผนังคอนกรีตเสริมเหล็กหรือเสาคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งจะทำการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างส่วนบนลงมายังตอม่อสะพานต่อไป

(3) ส่วนประกอบอื่นๆ (Miscellaneous Elements)

องค์ประกอบอื่นๆ ของสะพาน หมายถึง องค์ประกอบที่เมื่อเกิดการชำรุดจะไม่ส่งผลกระทบหรืออาจจะส่งผลกระทบเพียงเล็กน้อยต่อความมั่นคงแข็งแรงและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน แต่จะส่งผลกระทบโดยตรงต่อความราบรื่นและความปลอดภัยในการขับขี่ของผู้ใช้ทาง สำหรับสะพานเดชาตึง องค์ประกอบเหล่านี้ได้แก่ แผ่นรองคานสะพาน (Bearing Pad) และรอยต่อพื้นสะพานแบบแผ่นเหล็ก (Compression Seal Joint) ดังแสดงในรูปที่ 10.2-6 และ 10.2-7 ตามลำดับ





รูปที่ 10.2-5 เสาคอนกรีตและตอม่อสะพาน



รูปที่ 10.2-6 แผ่นรองคานสะพาน



รูปที่ 10.2-7 รอยต่อพื้นสะพานแบบแผ่นเหล็ก

10.3 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพาน

ความเสียหายที่คาดว่าจะเกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพานเป็นข้อมูลสำคัญในการนำไปพิจารณาแนวทางการตรวจสอบสะพานให้ถูกต้องและเป็นระบบซึ่งจะกล่าวในหัวข้อถัดไป เนื้อหาในข้อหัวนี้นำเสนอความเสียหายสำคัญที่คาดว่าจะเกิดขึ้นกับองค์ประกอบต่างๆ ของสะพานเดชาดิวงศ์และแนวทางดำเนินการหากเกิดความเสียหายขึ้น

10.3.1. ความเสียหายของพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

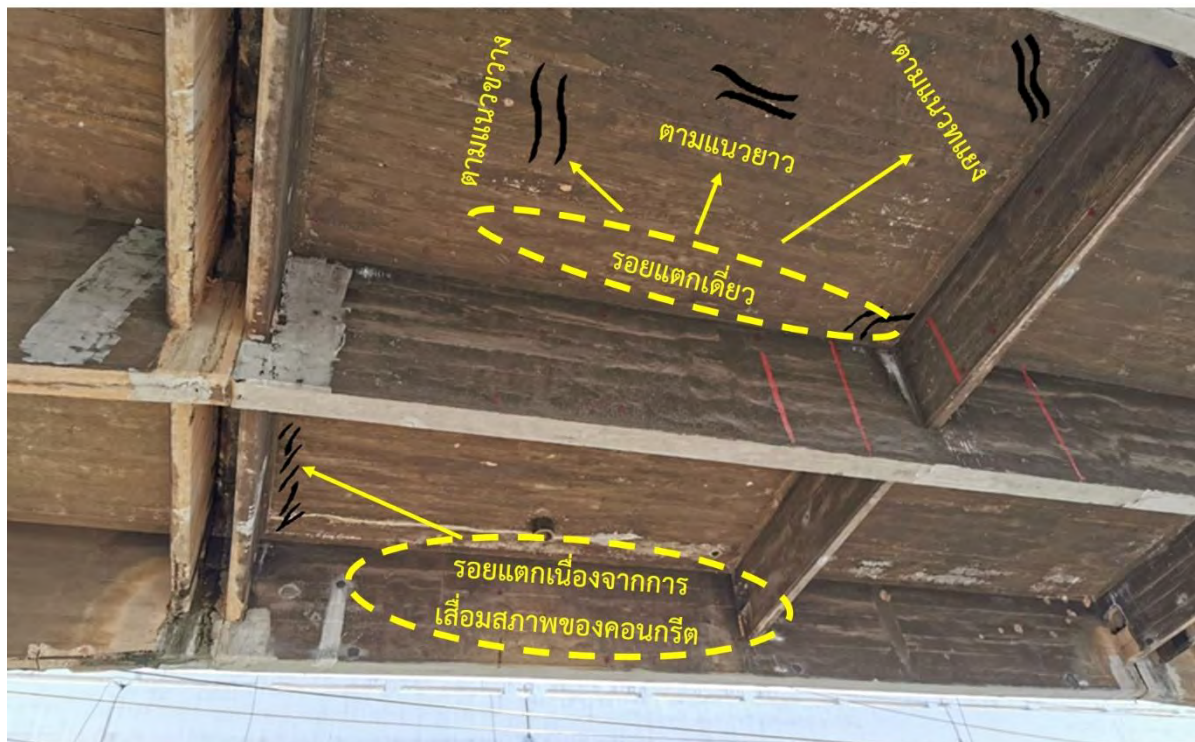
รอยแตก (Crack) เป็นความเสียหายสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อการใช้งานพื้นสะพานคอนกรีต แบ่งเป็น 2 ประเภท ได้แก่ รอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีต (Durability Cracks of D-cracks) และรอยแตกเดี่ยว (Individual Cracks)

รอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีต (D-cracks) เป็นรอยแตกที่มักเกิดขึ้นบริเวณท้องพื้นคอนกรีตใกล้กับรอยต่อพื้นสะพาน สาเหตุเนื่องจากความชื้นสะสมบริเวณรอยต่อพื้นสะพานหรือการรั่วซึมของน้ำจากรอยต่อพื้นสะพานทำให้คอนกรีตพื้นสะพานเสื่อมสภาพและเกิดรอยแตกจากแรงดันน้ำ

รอยแตกเดี่ยว (Individual Cracks) เป็นรอยแตกที่มีทิศทางแน่นอน อาจจะเป็นรอยแตกรอยเดี่ยวหรือรอยแตกขนานกันหลายรอยก็ได้ รอยแตกเดี่ยวเป็นตัวบ่งชี้ว่ามีแรงดึงเกิดขึ้นทิศทางตั้งฉากกับรอยแตก สาเหตุเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่สูงเกินหรือแรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกจร ทำให้คอนกรีตแตกร้าว



รูปที่ 10.3-1 เป็นภาพจำลองรอยแตกที่สามารถเกิดขึ้นได้เนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีตและรอยแตกเดี่ยว



รูปที่ 10.3-1 ภาพจำลองรอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีตและรอยแตกเดี่ยว

แนวทางการดำเนินการหากเกิดรอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีต

- 1) ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำหรือการสะสมความชื้นบริเวณที่คอนกรีตเสื่อมสภาพ
- 2) ซ่อมผิวหน้าคอนกรีตส่วนที่เสื่อมสภาพด้วยวิธีสกัดฉาบด้วยมอร์ต้ากำลังอัดสูงชนิดไม่หดตัว (Non-shrinkage Rapid Strength Mortar) โดยในระหว่างการซ่อมให้ปิดการจราจรบนสะพานเพื่อไม่ให้เกิดแรงกระแทก

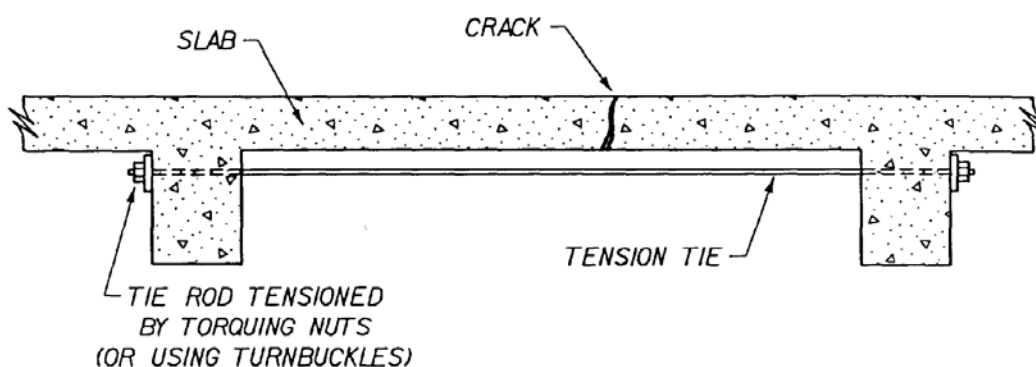
แนวทางการดำเนินการหากเกิดรอยแตกเดี่ยว

- 1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม
- 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อมรอยแตก

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

แนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) นอกจากนี้ยังแนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre – stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้ตามเดิม การอัดแรงจากภายนอกสามารถทำได้โดยการใช้เหล็กยึด (Tie Rod) ระหว่างคาน 2 คาน บริเวณที่มีรอยแตกเดี่ยว ทำการดึงเพื่อให้เกิดการอัดตัวของพื้นคอนกรีตซึ่งทำให้รอยแตกชิดเข้าหากัน ดังแสดงในรูปที่ 10.3-2

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



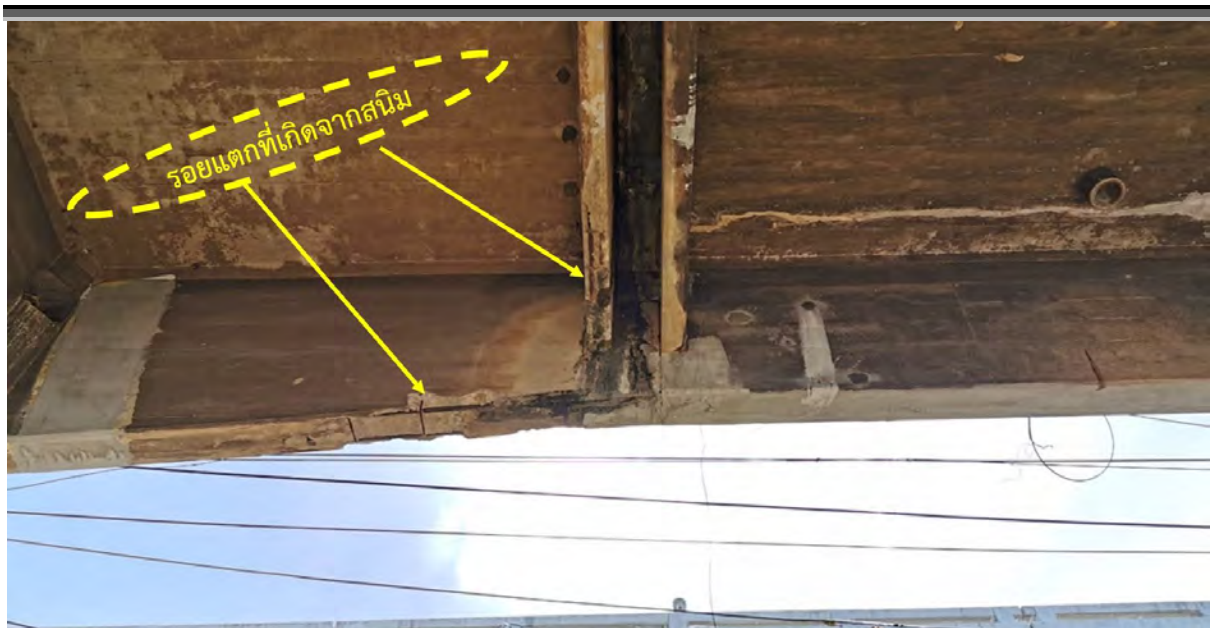
รูปที่ 10.3-2 การปิดรอยแตกของพื้นคอนกรีตโดยใช้เหล็กเส้นอัดแรงจากภายนอก

10.3.2. ความเสียหายของคานสะพาน คานโค้งและค้ำยันคานสะพาน

คานสะพาน คานโค้งและค้ำยันคานสะพานของสะพานเดชาติวงศ์เป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ดังนั้น ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับองค์ประกอบดังกล่าวจะเป็นความเสียหายที่เกิดกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยความเสียหายสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อการใช้งานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แก่ การเกิดสนิมในเหล็กเสริมคอนกรีต (Rust) และการเกิดรอยแตก (Crack)

สนิม (Rust) คือ การผุกร่อน (Corrosion) ของเหล็กที่เกิดจากการทำปฏิกิริยาเคมีของเหล็กกับน้ำและอากาศกลายเป็นสนิมของเหล็ก สีของสนิมเหล็กมีตั้งแต่สีแดงเข้มไปจนถึงสีน้ำตาลเข้ม สนิมที่เกิดขึ้นบนเหล็กเสริมคอนกรีตจะทำให้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลง ซึ่งทำให้เหล็กเสริมรับน้ำหนักบรรทุกได้น้อยลงไปด้วย นอกเหนือจากนี้ สนิมเป็นผลผลิตจากปฏิกิริยาการกัดกร่อนที่มีปริมাত্রสูงซึ่งก่อให้เกิดแรงดันในเนื้อคอนกรีต ด้วยเหตุนี้จึงก่อให้เกิดการกระเทาะของคอนกรีตซึ่งทำให้หน้าตัดของคานคอนกรีตลดลง รูปที่ 10.3-3 แสดงสนิมที่เกิดขึ้นที่เหล็กเสริมและทำให้คอนกรีตกระเทาะ





รูปที่ 10.3-3 สนิมที่เกิดขึ้นที่เหล็กเสริมและทำให้คอนกรีตกระเทาะ

แนวทางการดำเนินการหากเกิดสนิมในเหล็กเสริมคอนกรีต

1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

แนะนำให้ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำและการสะสมความชื้นบริเวณที่เกิดสนิม จากนั้นให้เคาะคอนกรีตบริเวณจุดที่เกิดสนิมออก ขัดสนิมจากผิวเหล็กแล้วให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) หรือมอร์ต้า

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

รอยแตก (Cracks) เป็นความเสียหายที่เป็นอันตรายต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นอย่างมากเนื่องจากเป็นความเสียหายที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่สูงเกินหรือแรงกระทำจากน้ำหนักบรรทุกจร ทำให้คอนกรีตแตกร้าว รูปที่ 10.3-4 แสดงภาพจำลองรอยแตกที่สามารถเกิดขึ้นได้ที่บริเวณต่างๆ ของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

แนวทางการดำเนินการหากเกิดรอยแตกขึ้น

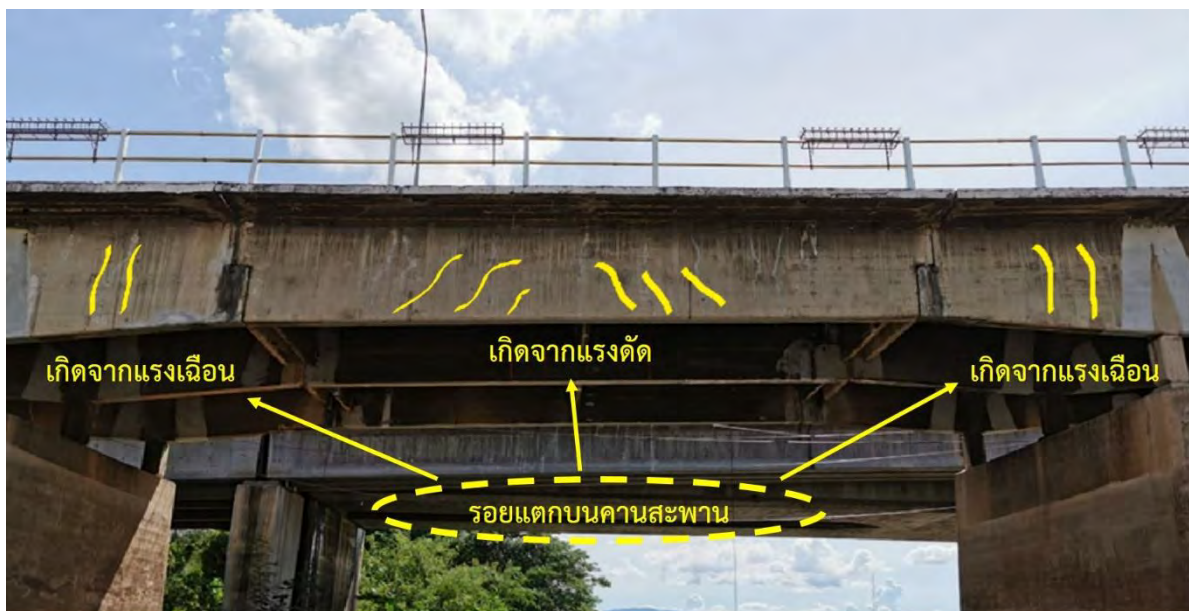
1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

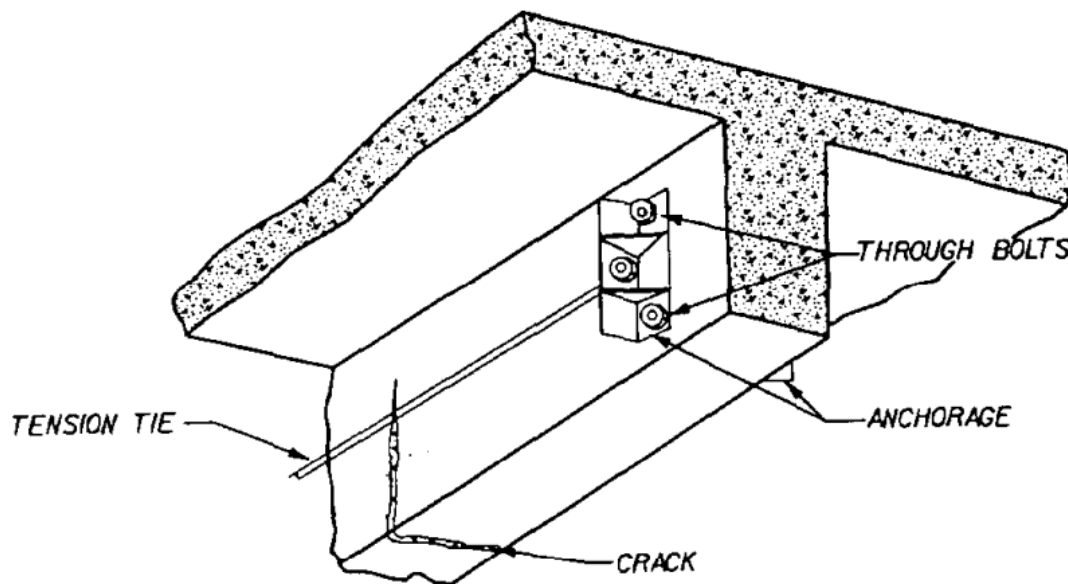
แนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) นอกจากนี้ยังแนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre – stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้ตามเดิม ทำการเจาะรูทะลุคานทั้ง 2 ผังแล้วยึด จากนั้นตึงเหล็กเส้นเพื่อให้เกิดการอัดตัวของพื้นคอนกรีตซึ่งทำให้รอยแตกชิดเข้าหากัน ดังแสดงในรูปที่ 10.3-5

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



รูปที่ 10.3-4 ภาพจำลองรอยแตกบริเวณต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก





รูปที่ 10.3-5 การปิดรอยแตกคานคอนกรีตโดยใช้เหล็กเส้นอัดแรงจากภายนอก

10.3.3. ความเสียหายของเส้นลวดขึง

ความเสียหายที่มักพบเห็น คือ เกิดสนิมขึ้นที่เหล็กเส้นซึ่งทำให้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลง ซึ่งทำให้เหล็กเสริมรับน้ำหนักบรรทุกได้น้อยลง

แนวทางการดำเนินการหากเกิดสนิมที่ทำให้หน้าตัดเส้นลวดลดลง

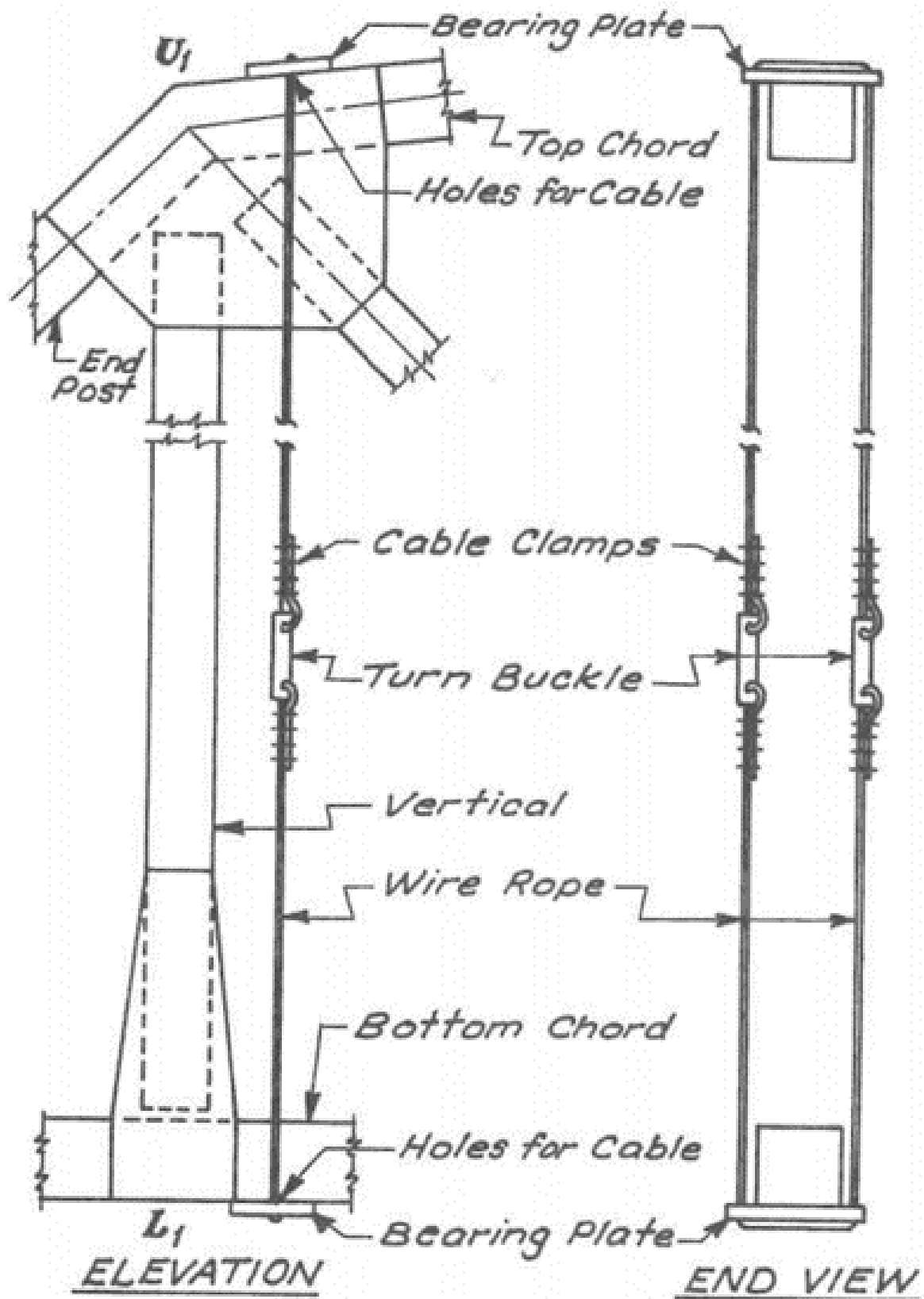
1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

แนะนำให้ทำการติดตั้งสลิงพร้อมเกลียวแรง (Turnbuckle) สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกทุกแทนเส้นลวดเดิมก่อนที่จะทำการเอาเส้นลวดเดิมออก ดังแสดงในรูปที่ 10.3-6 จากนั้นทำการเปลี่ยนเส้นลวดเดิมออกแล้วทำการติดตั้งเส้นลวดใหม่เข้าไป จากนั้นนำสลิงพร้อมเกลียวแรงที่ติดตั้งเพื่อช่วยรับน้ำหนักบรรทุกออก

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



รูปที่ 10.3-6 การติดตั้งสลิงพร้อมกับเกลียวแรงเพื่อช่วยรับน้ำหนักก่อนการเปลี่ยนเส้นลวด



10.3.4. ความเสียหายของเสาคอนกรีตใต้แผ่นยางรองสะพาน

ความเสียหายที่มักพบเห็น คือ เกิดรอยแตกบริเวณหัวเสาเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรของสะพาน

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหายกับเสาคอนกรีต

1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

แนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) แนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์อัดแรง (Pre-stressed Carbon Fiber) หรือวิธีอื่นที่เหมาะสม

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

10.3.5. ความเสียหายของตอม่อและฐานรากสะพาน

ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างตอม่อและฐานรากสะพานจะเป็นความเสียหายที่เกิดกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยความเสียหายสำคัญที่ส่งผลกระทบต่อการใช้งานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ได้แก่ การเกิดการกระเทาะของคอนกรีตเนื่องจากเป็นโครงสร้างที่อยู่ใต้น้ำซึ่งก่อให้เกิดปฏิกิริยาซัลเฟตในคอนกรีต (Sulfate Attack) ได้ง่าย และการหลุมกัดเซาะ (Scour) รอบ ๆ ตอม่อและฐานรากสะพานจากวัสดุท้องน้ำและการไหลของกระแสน้ำ

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหายเนื่องจากการปฏิกิริยาซัลเฟต

1) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

2) แนะนำให้เคาะคอนกรีตบริเวณจุดที่เกิดการกระเทาะออก ขัดสนิมจากผิวเหล็กแล้วให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) หรือมอร์ต้า

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหายเนื่องจากหลุมกัดเซาะ

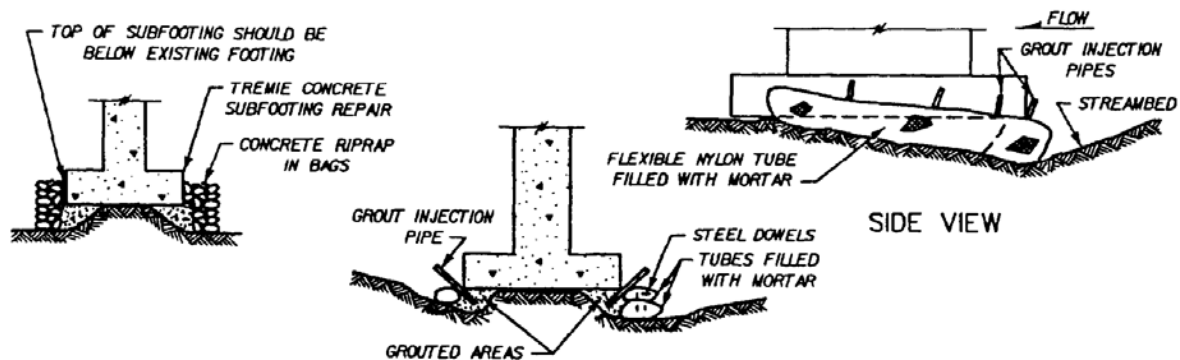
1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

แนะนำให้ใช้วิธีการอัดฉีดคอนกรีต (Concrete Grout) ดังแสดงในรูปที่ 10.3-7 เพื่อให้คอนกรีตไปปิดหลุมกัดเซาะที่เกิดขึ้น ทำให้หน่วยแรงแบกทานบริเวณตอม่อและฐานรากสะพานเพิ่มขึ้น ซึ่งสามารถอ้างอิงได้จาก Bridge Inspection, Maintenance, and repair (TM 5-600/AFJPAM 32-1088) หรือวิธีอื่นๆที่เหมาะสม

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



รูปที่ 10.3-7 การอัดฉีดคอนกรีตเพื่อปิดหลุมกัดเซาะบริเวณใต้ตอม่อและฐานรากสะพาน

10.3.6. ความเสียหายของแผ่นรองคานสะพานประเภทยางเสริมแผ่นเหล็ก

ความเสียหายที่มักพบเห็น คือ การเสื่อมสภาพของแผ่นยาง เช่น การบวมปลิ้น การยุบตัว การแข็งแตกกลายา

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

- 1) ติดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน
- 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อพิจารณาความเหมาะสมในการยกเปลี่ยนแผ่นรองคานสะพาน



10.3.7. ความเสียหายของรอยต่อพื้นสะพานแบบแผ่นเหล็ก

การรั่วซึมและการสะสมของตะกอนดินและฝุ่นเป็นความเสียหายที่พบบ่อยที่สุดของรอยต่อพื้นสะพานแบบแผ่นเหล็ก

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

- 1) ให้ทำความสะอาดรอยต่อโดยฉีดล้างรอยต่อด้วยน้ำแรงดันสูง
- 2) หากพบการรั่วซึมให้เปลี่ยนยางกันซึม (Elastomeric Compression Set)

10.3.8. ความเสียหายของผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต

ความเสียหายที่มักเกิดขึ้นกับผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต ได้แก่ การเกิดร่องล้อ (Rutting) และผิวลื่น (Polishing)

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

- 1) ตัดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน
- 2) ปูผิวจราจรใหม่

10.4 การตรวจสอบสะพาน

การตรวจสอบสะพานเป็นการตรวจสอบหาความเสียหายที่คาดว่าจะเกิดขึ้นกับองค์ประกอบต่างของสะพานตามที่กล่าวในหัวข้อที่ 3

เพื่อความสะดวกและความเป็นระบบในการตรวจสอบสะพานเดชาดิวงศ์ การตรวจสอบสะพานเดชาดิวงศ์จะแบ่งออกเป็น 3 ประเภท ได้แก่ การตรวจสอบปกติ (Routine Inspection) การตรวจสอบหลัก (Principal Inspection) และการตรวจสอบเชิงป้องกัน (Preventive Inspection) รายละเอียดของการตรวจสอบแต่ละประเภทมีดังนี้

10.4.1. การตรวจสอบปกติ (Routine Inspection)

หลักการ

การตรวจสอบปกติจัดทำขึ้นเพื่อให้มั่นใจว่าสะพานอยู่ในสภาพที่เหมาะสมกับผู้ใช้ทางมีความราบรื่นและปลอดภัยในการขับขี่ (Good Housekeeping)

รอบการตรวจสอบ

1 ปี หรือน้อยกว่า ขึ้นอยู่กับองค์ประกอบที่จะทำการตรวจสอบ

องค์ประกอบที่ทำการตรวจสอบ

องค์ประกอบอื่นๆ (Miscellaneous Elements) ทั้งหมดตามที่ได้อ้างไว้ในหัวข้อที่ 2 (3) ได้แก่

- 1) แผ่นรองคานสะพานประเภทยางเสริมแผ่นเหล็ก (Steel Reinforced Elastomeric Bearing Pad)
- 2) รอยต่อพื้นสะพานแบบแผ่นเหล็ก (Compression Seal Joint)
- 3) ผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต (AC Overlay)

แนวทางการตรวจสอบ

แนวทางการตรวจสอบองค์ประกอบต่างๆ สรุปไว้ในตารางที่ 10-1

ตารางที่ 10-1 แนวทางการตรวจสอบปกติ (Routine Inspection)

องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
1) แผ่นรองคาน สะพานประเภทยาง เสริมแผ่นเหล็ก (Steel Reinforced Elastomeric Bearing Pad)	การเสื่อมสภาพ ของแผ่นยาง เช่น การบวมปลิ้น การยุบตัว การ แข็งแตกกลายงา	สายตา (Visual Inspection)	1 ปี	1) ติดป้ายเตือนชะลอความเร็ว ก่อนขึ้นสะพาน 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือ วิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน เพื่อพิจารณาความเหมาะสมใน การยกเปลี่ยนแผ่นรองคาน สะพาน
2) รอยต่อพื้น สะพานแบบแผ่น เหล็ก (Compression Seal Joint)	การรั่วซึมและการ สะสมของตะกอน ดินและฝุ่น	สายตา (Visual Inspection)	1 ปี	1) ทำความสะอาดรอยต่อโดย ฉีดล้างรอยต่อด้วยน้ำแรงดันสูง 2) หากพบการรั่วซึมให้เปลี่ยน ยางกันซึม (Elastomeric Compression Set)
3) ผิวจราจร แอสฟัลต์คอนกรีต (AC Overlay)	การเกิดร่องล้อ (Rutting) และผิว ลื่น (Polishing)	สายตา (Visual Inspection)	1 ปี	1) ติดป้ายเตือนชะลอความเร็ว ก่อนขึ้นสะพาน 2) ปูผิวจราจรใหม่

10.4.2. การตรวจสอบหลัก (Principal Inspection)

หลักการ

การตรวจสอบหลักจัดทำขึ้นเพื่อตรวจหาความเสียหายที่คาดว่าจะกระทบต่อความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างสะพาน (Damage Detection)

รอบการตรวจสอบ

2 ปี หรือน้อยกว่า

องค์ประกอบที่ทำการตรวจสอบ

โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) และโครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) ทั้งหมดตามที่ได้กล่าวในหัวข้อ 2 (1) และ 2 (2) ได้แก่

- 1) พื้นสะพานคอนกรีต (Concrete Deck Slab)
- 2) คานสะพาน (Main Beams) คานโค้ง (Arch Rib) และคานค้ำยัน (Bracing)
- 3) เส้นลวดชึง (Hanger Rod)
- 4) เสาคอนกรีต (Concrete Column)
- 5) ตอม่อและฐานราก (Pier and Foundation)

แนวทางการตรวจสอบ

แนวทางการตรวจสอบองค์ประกอบต่างๆ สรุปไว้ในตารางที่ 10-2



ตารางที่ 10-2 แนวทางการตรวจสอบหลัก (Principal Inspection)

วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
คอนกรีต (Concrete)	1) พื้นสะพาน (Deck Slab)	รอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีต (Durability Cracks or D-cracks)	ท้องพื้นใกล้กับรอยต่อพื้นสะพาน	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำหรือการสะสมความชื้นบริเวณที่คอนกรีตเสื่อมสภาพ 2) ซ่อมผิวหน้าคอนกรีตส่วนที่เสื่อมสภาพด้วยวิธีฉีดฉาบด้วยมอร์ตาร์ดำกำลังอัดสูงชนิดไม่หดตัว (Non-shrink Rapid Strength Mortar) โดยในระหว่างการซ่อมให้ปิดจราจรบนสะพานเพื่อไม่ให้เกิดแรงกระแทก
		รอยแตกเดี่ยว (Individual Cracks)	ท้องพื้น			1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อมรอยแตก ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) นอกจากนี้ยังแนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre – stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้เพิ่มเติม การอัดแรงจากภายนอกสามารถทำได้โดยการใช้น้ำหนักบรรทุกยึด (Tie Rod) ระหว่างคาน 2 คาน บริเวณที่มีรอยแตกเดี่ยว ทำการดึงเพื่อให้การอัดตัวของพจนคอนกรีตซึ่งทำให้รอยแตกหดเข้าหากัน 3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

ตารางที่ 10-2 แนวทางการตรวจสอบหลัก (Principal Inspection) ต่อ

วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
คอนกรีต (Concrete)	2) คานสะพาน (Main Beams)	สนิมที่เกิดขึ้นบนเหล็กเสริมคอนกรีต (Rust)	บริเวณที่มีความชื้นสะสม ใกล้ผิวดิน หรือ รอยต่อพื้นสะพาน	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ย่าง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกร โครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม
	3) คานโค้ง (Arch Ribs)					ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา แนะนำให้ตรวจสอบและแก้ไขการร้าวซึมของน้ำและการสะสมความชื้นบริเวณที่เกิดสนิม จากนั้นให้เคาะคอนกรีตบริเวณจุดที่เกิดสนิมออก จัดสนิมจากผิวเหล็ก แล้วให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) หรือมอร์ต้า (Non-shrink Rapid Strength Mortar)



ตารางที่ 10-2 แนวทางการตรวจสอบหลัก (Principal Inspection) ต่อ

วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
คอนกรีต (Concrete)	2) คานสะพาน (Main Beams) 3) คานโค้ง (Arch Ribs) 4) คานค้ำยัน (Bracing)	รอยแตก (Cracks)	บริเวณใกล้จุดรองรับและกึ่งกลางคาน	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อ ออกแบบซ่อม <u>ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> แนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) นอกจากนี้ยังแนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre – stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้ตามเดิม ทำการเจาะรูทะลุคานทั้ง 2 ฟังแล้วฉีด จากนั้นจึงเหล็กเส้นเพื่อให้การอัดตัวของพื้นคอนกรีตซึ่งทำให้รอยแตกชิดเข้าหากัน 3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมโดยช่างเทคนิคที่มีความเชี่ยวชาญภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

ตารางที่ 10-2 แนวทางการตรวจสอบหลัก (Principal Inspection) ต่อ

วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
เหล็ก (Steel)	5) เส้นลวดดึง (Hanger Rod)	สนิม (Rust)	บริเวณที่มีความชื้นสะสม ใกล้ผิวดินหรือ รอยต่อพื้นสะพาน	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานและหวั่งรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา แนะนำให้ทำการติดตั้งสลิงพร้อมเกลียวรั้ง (Tumbuckle) สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกแทนเส้นลวดเดิมก่อนที่จะทำการเอาเส้นลวดเดิมออก ดังแสดงในรูปที่ 6.3-6 จากนั้นทำการเปลี่ยนเส้นลวดเดิมออกแล้วทำการติดตั้งเส้นลวดใหม่เข้าไป จากนั้นนำสลิงพร้อมเกลียวรั้งที่ติดตั้งเพื่อช่วยรับน้ำหนักบรรทุกออก 3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



ตารางที่ 10-2 แนวทางการตรวจสอบหลัก (Principal Inspection) ต่อ

วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
คอนกรีต (Concrete)	เสาคอนกรีต (Concrete Column)	รอยแตก	บริเวณหัวและกึ่งกลางเสา คอนกรีต	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถทุกประเภทใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อ ออกแบบซ่อม <u>ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> แนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะไม่หยุด ขยายตัว (Active Cracks) แนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ อัดแรง (Pre-stressed Carbon Fiber) หรือวิธีอื่นที่เหมาะสม 3) ดำเนินการซ่อมแซมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือ วิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

ตารางที่ 10-2 แนวทางการตรวจสอบหลัก (Principal Inspection) ต่อ

วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
คอนกรีต (Concrete)	7) ตอม่อและฐานราก (Pier and Foundation)	รอยแตก (Crack)	หัวตอม่อสะพานและบริเวณรอบๆ	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา ข้อเสนอแนะให้ตรวจสอบและแก้ไขการร่วซึมของน้ำและการสะสมความชื้นบริเวณที่เกิดรอยแตก จากนั้นให้เคาะคอนกรีตบริเวณจุดที่เกิดสนิมออก ขัดสนิมจากผิวเหล็ก และแนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี (Epoxy) หรือมอร์ตาร์ (Non-shrink Rapid Strength Mortar)
		การกัดเซาะรอบตอม่อสะพาน (Scour)	รอบตอม่อและฐานรากสะพาน	สายตา (Visual Inspection) และการสำรวจโครงสร้างใต้น้ำด้วยวิธีการสแกนด้วยโซนาร์ (SONAR)		1) ห้ามรถบรรทุกประเภทใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม ข้อเสนอแนะสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา ข้อเสนอแนะให้ใช้การอัดคอนกรีต (Concrete GROUT) เพื่อให้คอนกรีตไปปิดหลุมกีดเซาะที่เกิดขึ้น ทำให้หน่วยแรงแบกทานบริเวณตอม่อและฐานรากสะพานเพิ่มขึ้นซึ่งสามารถอ้างอิงได้จาก Bridge Inspection, Maintenance, and repair (TM 5-600/AFJPM 32-1088) หรือวิธีอื่นๆที่เหมาะสม 3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



10.4.3. การตรวจเชิงป้องกัน (Preventive Inspection)

หลักการ

การตรวจสอบเชิงป้องกันจัดทำขึ้นเพื่อตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานเพื่อให้แน่ใจว่าสะพานยังคงสามารถรองรับการจราจรที่คาดว่าจะเกิดขึ้นในอนาคตได้อย่างปลอดภัยเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบ

รอบการตรวจสอบ

6 ปี หรือเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงมาตรฐานการออกแบบ

องค์ประกอบที่ทำการตรวจสอบ

โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) และโครงสร้างส่วนล่าง (Substructure)

แนวทางการตรวจสอบ

อาศัยข้อมูลตรวจวัดสะพาน (ความเครียดและความเร่งที่ตำแหน่งต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน) ภายใต้การจราจรปกติที่จากระบบ Long-term Health Monitoring ซึ่งคาดว่าจะได้ทำการติดตั้งไว้ในกรณีที่ไม่สามารถใช้ข้อมูลจาก Long-term Health Monitoring ได้ ให้ทำการเก็บข้อมูลแบบ Short-term เป็นเวลาอย่างน้อย 3 เดือนก่อนครบกำหนดรอบการตรวจสอบ การวิเคราะห์ข้อมูลตรวจสอบวัดเพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักให้ใช้แนวทางที่ได้จัดทำไว้แล้วในรายงานฉบับสุดท้าย (Final Report) โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ. 2500 ปี พ.ศ. 2563 โดยสำนักวิจัยและพัฒนาทาง หรืออาจใช้แนวทางอื่น ๆ ที่เหมาะสมตามดุลยพินิจของวิศวกรผู้ประเมิน

10.5 เอกสารอ้างอิง

1. NCHRP 271. Guidelines for Evaluation and Repair of Damaged Steel Bridge Members, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. (1984).
2. TM 5-600/AFJPAM 32-1088. Bridge Inspection, Maintenance, and repair, Departments of the Army and the Air Force, Washington, D.C. (1994).

บทที่ 11 บทสรุป

สะพานเดชาติวงศ์ เป็นสะพานที่ใช้ข้ามแม่น้ำเจ้าพระยา ตั้งอยู่บนถนนพหลโยธิน ก่อนเข้าสู่ใจกลางเมือง จังหวัดนครสวรรค์ ก่อสร้างเมื่อปี พ.ศ. 2485 และเปิดให้บริการครั้งแรกในปี พ.ศ. 2493 สะพานเดชาติวงศ์นับว่าเป็นสะพานที่สำคัญที่สุดแห่งหนึ่งของประเทศไทยในการเดินทางเข้าสู่จังหวัดทางภาคเหนือ นอกจากนี้ยังเป็นจุดชมวิวแม่น้ำสองสีที่สวยงามที่สุดอีกจุดหนึ่งด้วย จากอดีตถึงปัจจุบัน มีการก่อสร้างสะพานเดชาติวงศ์รวมทั้งสิ้น 3 สะพาน คือ เดชาติวงศ์ 1 (MT), เดชาติวงศ์ 2 (RT) และเดชาติวงศ์ 3 (LT) ปัจจุบัน (พ.ศ. 2563) สะพานเดชาติวงศ์ 1 มีอายุครบ 70 ปี แต่เนื่องจากมีการเสื่อมสภาพมาก จึงมีได้เปิดให้บริการตามปกติ การเดินทางจึงเหลือสะพานคู่ขนาน เดชาติวงศ์ 2 (RT) และเดชาติวงศ์ 3 (LT) เท่านั้น ซึ่งในปัจจุบันความต้องการเดินทางที่ใจกลางเมืองนครสวรรค์ได้เพิ่มขึ้นมาก หากสะพานเดชาติวงศ์ 1 สามารถกลับมาให้บริการได้ตามปกติ จะสามารถบรรเทาความคับคั่งของการจราจรบริเวณนั้นได้ สำนักวิจัยและพัฒนาทาง กรมทางหลวง จึงได้จัดทำ โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปีพ.ศ. 2500 ขึ้น เพื่อศึกษาและจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานเดชาติวงศ์ 1 โดยขอบเขตการดำเนินงานประกอบด้วย การจัดทำค่าระดับและมิติสะพาน การจัดทำรายละเอียดความเสียหายสะพาน การสำรวจโครงสร้างใต้หน้า การทดสอบคุณสมบัติวัสดุโครงสร้างสะพาน การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน การออกแบบบูรณะสะพาน การจัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะสะพาน การประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน และการจัดทำแผนการตรวจสอบสะพานภายหลังการบูรณะ

การดำเนินงานในส่วนแรกเป็นการสำรวจค่าระดับหลังสะพาน และการตรวจวัดขนาดชิ้นส่วนต่าง ๆ ของสะพาน เพื่อนำไปใช้สร้างแบบจำลองโครงสร้างสะพานด้วยโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยสะพานเดชาติวงศ์ 1 ประกอบด้วย 12 ช่วงสะพาน แบ่งเป็นช่วงสะพานเชิงลาด (Approach Span) ฝั่งกรุงเทพฯ 5 ช่วง (S1-S5) ช่วงสะพานคานโค้ง (Arch Span) 4 ช่วง (S6-S9) และช่วงสะพานเชิงลาดฝั่งนครสวรรค์อีก 3 ช่วง (S10 – S12) มีตอม่อตัมบริม (Abutment) 2 ตอม่อ (A1 และ A2) และตอม่อตัวกลาง (Pier) อีก 11 ตอม่อ (P1-P11)

ผลการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) พบว่ามีความเสียหายรวมทั้งสิ้น 253 ตำแหน่ง โดยชิ้นส่วนที่มีจำนวนความเสียหายมากที่สุด คือ ทางเท้า (128 ตำแหน่ง) รองลงมาคือ กำแพงตอม่อ (32 ตำแหน่ง) ชิ้นส่วนที่มีสภาพการใช้งานต่ำที่สุด คือ ทางเท้า (ระดับ 0-วิบัติ) นอกจากนี้ยังมีอีก 4 ชิ้นส่วน ที่มีสภาพการใช้งานระดับ 1-วิกฤติ ได้แก่ พื้นสะพาน ไตอะแฟรม คาน

ตามยาว และอุปกรณ์รองคาน ผลการประเมินสภาพการใช้งานโดยรวมด้วยสายตามระบบ BMMS พบว่า Weighted Critical Condition Rating (WCCR) มีค่าเท่ากับ 1.32 ซึ่งค่าทางตัวเลขใกล้เคียงกับระดับวิกฤติ (CR=1) บ่งบอกว่า สะพานเดชาติวงศ์มีชิ้นส่วนสำคัญที่มีความเสียหายรุนแรง สภาพค่อนข้างวิกฤติ ควรเร่งซ่อมบำรุงและเสริมกำลัง

การสำรวจโครงสร้างส่วนที่อยู่ใต้น้ำได้ใช้เครื่อง Sonar Scan ทำให้สามารถมองเห็นลักษณะท้องน้ำตามแนวสะพานและสภาพโครงสร้างตอม่อส่วนที่อยู่ใต้น้ำได้ ผลการสำรวจพบว่าร่องน้ำลึกจะอยู่ในช่วงสะพาน S6 ระหว่างตอม่อ P5 และ P6 โดยมีความลึกอยู่ที่ 8.6.0 เมตร สะพานเดชาติวงศ์ 1 (MT) ที่ต้องการจะบูรณะนี้ไม่มีปัญหาด้านการกัดเซาะของตอม่อสะพาน

ผลการทดสอบวัสดุโครงสร้างสะพาน พบว่า ค่าเฉลี่ยกำลังรับแรงอัดคอนกรีตของชิ้นส่วนทางเท้า คานตามยาว คานชอย ไคอะแฟรม ตอม่อดับกลาง และตอม่อดับริม มีค่าเท่ากับ 14.8, 13.3, 14.5, 12.2, 16.7 และ 7.3 MPa ตามลำดับ เมื่อวิเคราะห์ตามหลักสถิติ พบว่ากำลังรับแรงอัดของชิ้นส่วนทางเท้า คานตามยาว คานชอย ไคอะแฟรม ตอม่อดับกลาง และตอม่อดับริม มีโอกาสต่ำกว่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตผสมมือ (14.5 MPa) เท่ากับ 47.8, 58.5, 50.0, 67.0, 34.7, 98.2 % ตามลำดับ แสดงว่าปัจจุบันกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตส่วนใหญ่ต่ำกว่ามาตรฐานคอนกรีตผสมมือที่ใช้ก่อสร้างสะพานในสมัยก่อน ผลการตรวจวัดความถี่การเกิดคาร์บอนในชิ้นส่วนทางเท้า คานตามยาว คานชอย ไคอะแฟรม กำแพงตอม่อ ตอม่อดับริม และพื้นสะพาน พบว่า มีโอกาสที่จะเกิดลึกถึงชั้นเหล็กเสริม เท่ากับ 23.3, 16, 9.8, 31.8, 17.2, 13.6, 22.7 % ตามลำดับ อาจกล่าวได้ว่าปัจจุบัน ทุกชิ้นส่วนล้วนมีโอกาสที่จะเกิดสนิมได้ทั้งสิ้น ผลการทดสอบเหล็กเสริม พบว่า กำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กข้ออ้อยและเหล็กกลมมีโอกาต่ำกว่ามาตรฐานเหล็ก SD30 และ SD24 อยู่ 6.7% และ 36.2% ตามลำดับ แสดงว่าปัจจุบันเหล็กกลมจำนวนไม่น้อยมีกำลังต่ำกว่ามาตรฐาน

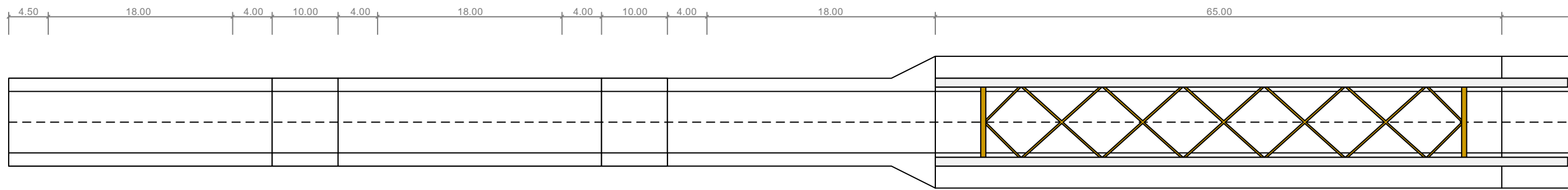
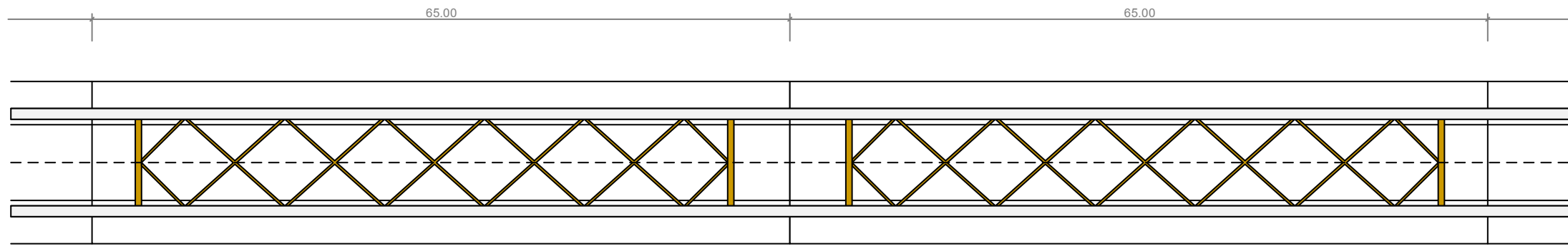
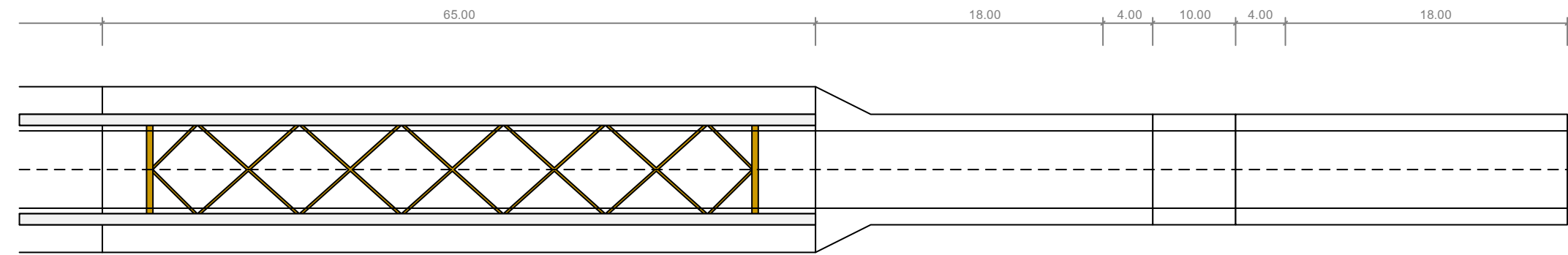
ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานได้แบ่งโครงสร้างส่วนบนออกเป็น 4 กลุ่มโครงสร้าง ได้แก่ Span with 1 Overhang, Span with 2 Overhang, Suspended Span on Overhang และ Arch Span ผลการทดสอบ พบว่า 4 กลุ่มดังกล่าว มีค่าเฉลี่ยความถี่ธรรมชาติเท่ากับ 3.90, 4.87, 5.24, และ 3.80 Hz ตามลำดับ ซึ่งค่าความถี่ธรรมชาติเป็นลักษณะจำเพาะของแต่ละสะพาน (Unique Characteristic) โดยจะถูกนำไปใช้ในการปรับแก้แบบจำลองสะพานให้มีพฤติกรรมสอดคล้องกับสะพาน ณ สภาพปัจจุบันสำหรับการออกแบบบูรณะสะพาน ผลทดสอบค่าแฟกเตอร์แรงกระแทก (Impact Factor, IM) ของทุกกลุ่มโครงสร้าง พบว่า มีค่าอยู่ในช่วง 1.07 – 1.26 ซึ่งยังไม่เกินค่า IM = 1.33 ที่ ASSHTO LRFD เพื่อใช้ในการออกแบบ

การออกแบบบูรณะสะพานใช้มาตรฐาน ASSHTO LRFD ผลการประเมินพบว่า โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) ยังคงสามารถรับน้ำหนักสูงสุดได้อย่างปลอดภัย แต่โครงสร้างส่วนบน

(Superstructure) มีความสามารถไม่เพียงพอ จำเป็นจะต้องปรับปรุงเสริมกำลัง โดยการปรับปรุงสะพานจะแบ่งเป็น 2 ส่วน ได้แก่ ส่วนที่เป็นช่วงสะพานโค้ง (Arch Span) และส่วนที่เป็นช่วงสะพานเชิงลาด (Approach Span) การบูรณะส่วนที่เป็นช่วงสะพานโค้ง ประกอบด้วย การขยายหน้าตัดคานโค้งให้มีขนาดใหญ่ขึ้นและปิดโดยรอบด้วยแผ่นเหล็ก การติดตั้งแผ่นเหล็กประกบที่ตำแหน่งฝังลวดซิงบนคานโค้ง พร้อมทั้งเพิ่มลวดซิงในแนวตั้งระหว่างลวดซิงที่มีอยู่เดิมในแนวเอียง การขยายหน้าตัดคานตามยาวให้มีขนาดใหญ่ขึ้น ทำการฝังลวดอัดแรงตามแนวยาวของคานตามยาว และปิดโดยรอบด้วยแผ่นเหล็ก นอกจากนี้จะทำการยึดคานตามยาวทั้ง 2 ฝั่ง (ซ้ายและขวา) ด้วยเส้นลวดตามแนวขวางที่ติดตั้งเกลียวเร่ง (Turnbuckle) ทำการยกและเปลี่ยนจตุรรองรับสะพานใหม่เป็น Spherical Bearing ทั้งหมด ส่วนการบูรณะช่วงสะพานเชิงลาด ประกอบด้วย การขยายหน้าตัดคานตามยาวให้มีขนาดใหญ่ขึ้นและปิดโดยรอบด้วยแผ่นเหล็ก การยึดคานตามยาวทั้ง 2 ฝั่ง ด้วยเส้นลวดตามขวางที่ติดตั้งเกลียวเร่ง (Turnbuckle) การเสริมเหล็ก PT Bar ในแนวทแยงที่หน้าตัดคานตามยาวใกล้จตุรรองรับเพื่อเพิ่มความต้านทานแรงเฉือน นอกจากนี้จะเสริมกำลังพื้นสะพานทั้งหมดโดยใช้แผ่นเหล็กปิดใต้ท้องสะพานทั้งส่วนที่เป็นช่วงสะพานเชิงลาดและช่วงสะพานโค้ง สุดท้ายทำการติดตั้งรอยต่อเพื่อขยายและปูผิวทางใหม่ตลอดความยาวสะพาน ถึงแม้โครงสร้างจะถูกออกแบบบูรณะให้มีความสามารถในการรับน้ำหนักสูงขึ้นมาก แต่ผลการวิเคราะห์ดัชนีความปลอดภัยที่พิจารณาความแปรปรวนของวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริมที่เสื่อมสภาพไปมาก แนะนำห้ามรถบรรทุกทุกพ่วงหรือรถบรรทุกกึ่งพ่วงใช้งานสะพาน ทั้งนี้เพื่อความปลอดภัยและเป็นการยืดอายุการใช้งาน

การประมาณราคาค่าบูรณะสะพานในโครงการนี้เป็นการแนะนำราคาเบื้องต้นเท่านั้น โดยได้พิจารณาปริมาณวัสดุตามแบบรายละเอียดการบูรณะสะพาน รวมถึงกิจกรรมต่าง ๆ ที่จำเป็นจะต้องใช้ระหว่างการบูรณะสะพาน ผลการประเมิน พบว่าต้องใช้งบประมาณรวมทั้งสิ้น 245 ล้านบาท และเมื่อสะพานได้รับการบูรณะเรียบร้อยแล้ว หน่วยงานที่รับผิดชอบควรหมั่นตรวจสอบสภาพการใช้งานสะพานเป็นประจำตามแผนการตรวจสอบสะพานภายหลังการบูรณะที่ได้จัดทำขึ้นในโครงการนี้





KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

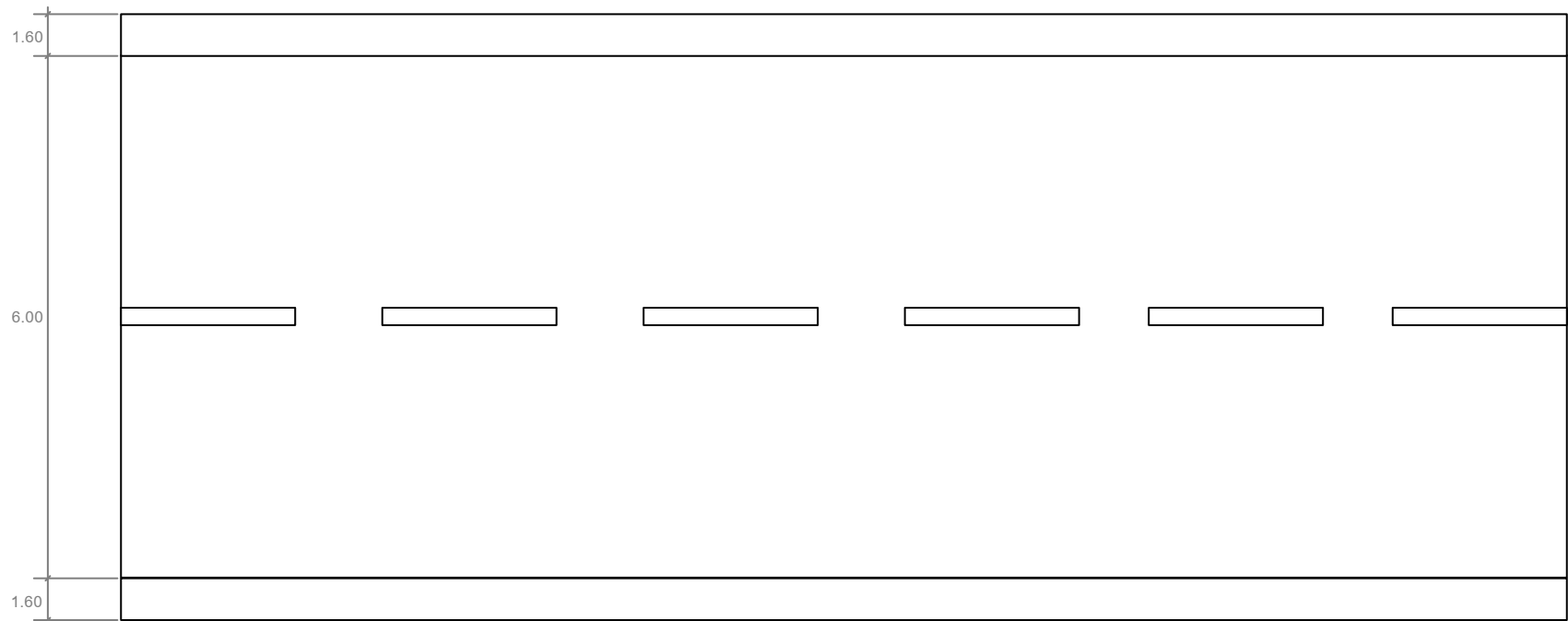
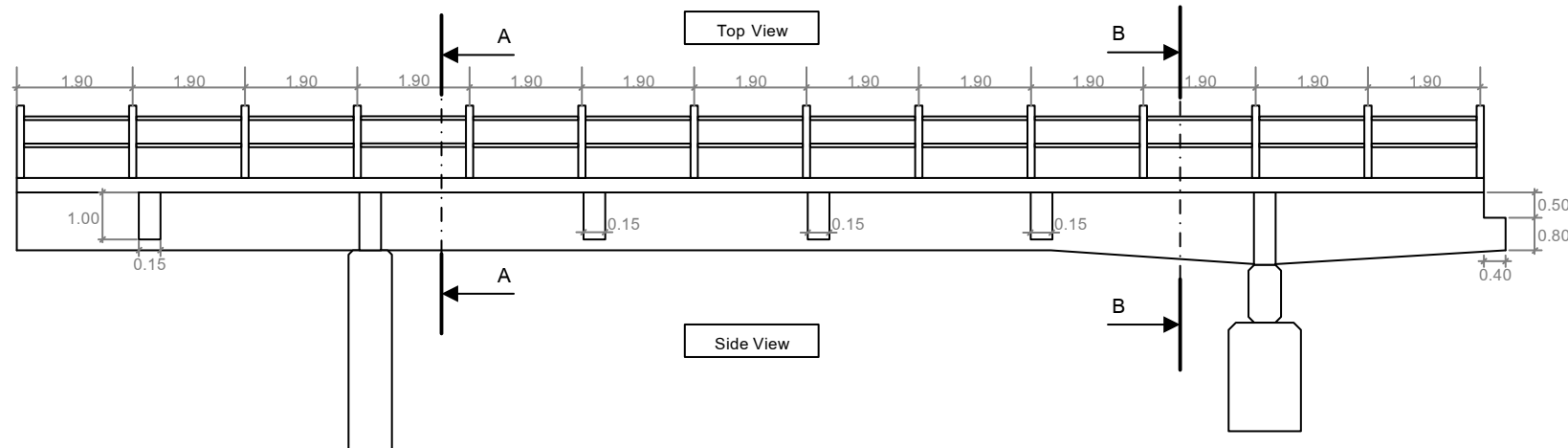
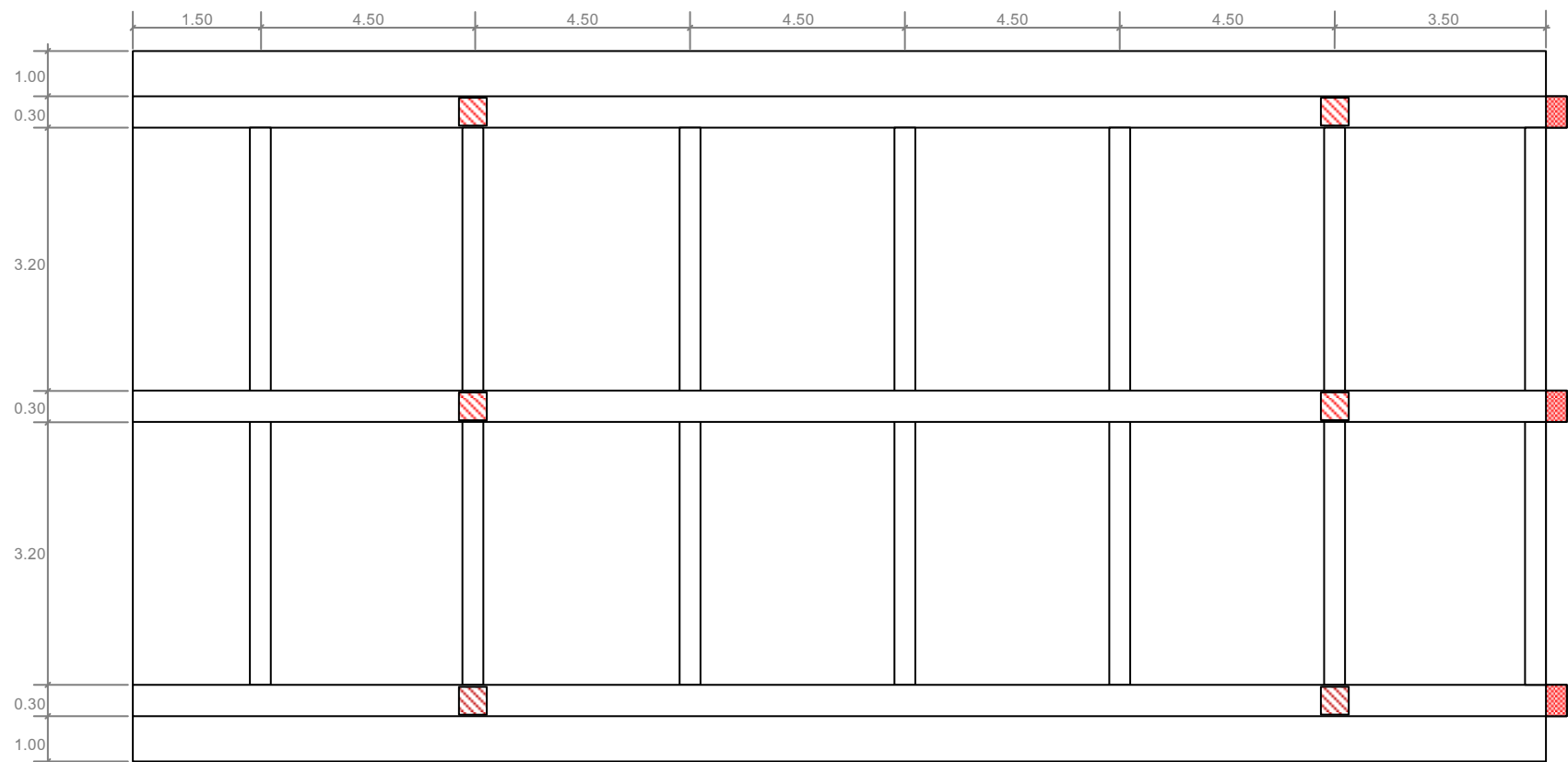
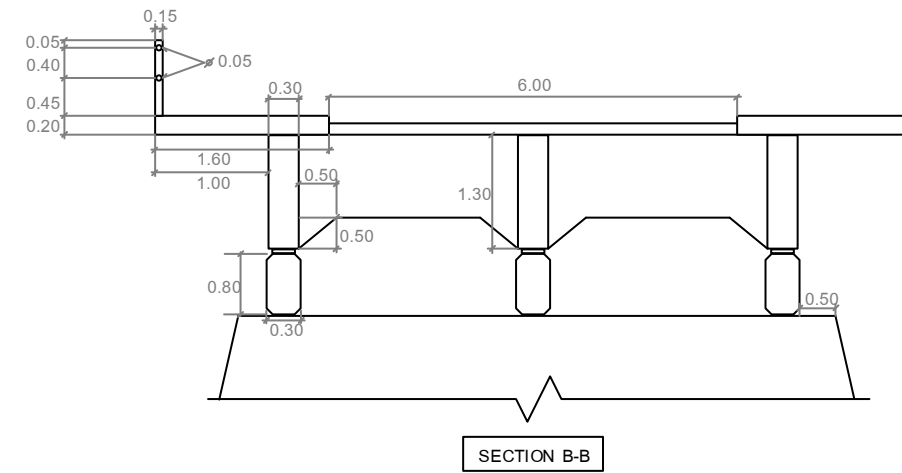
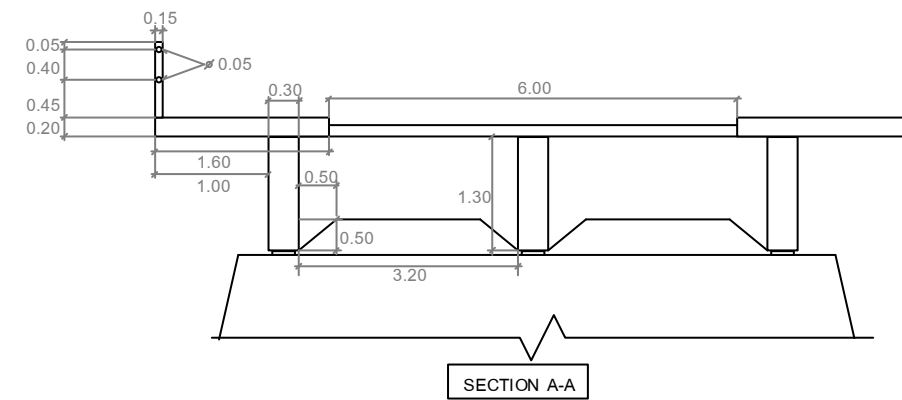
STANDARD DRAWING

ภาพรวมสะพานเดชาดิวงศ์ 1

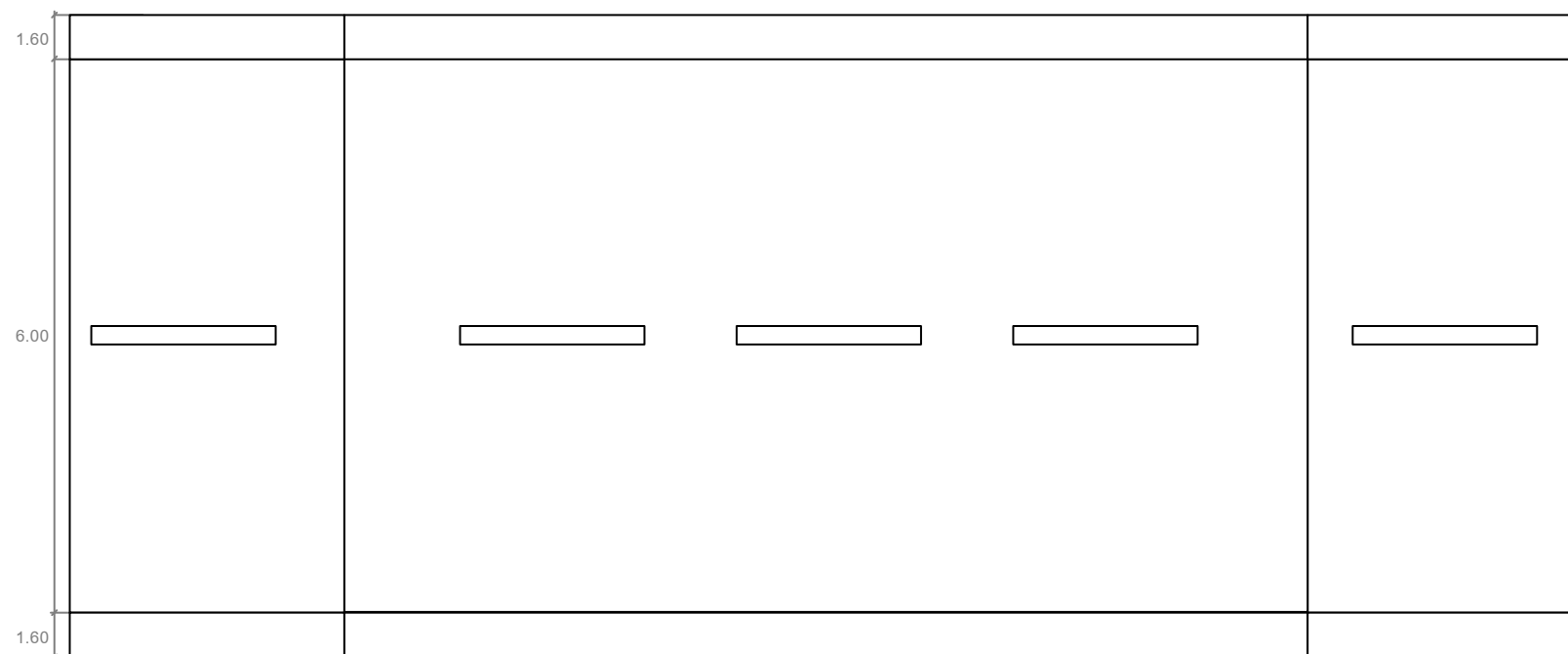
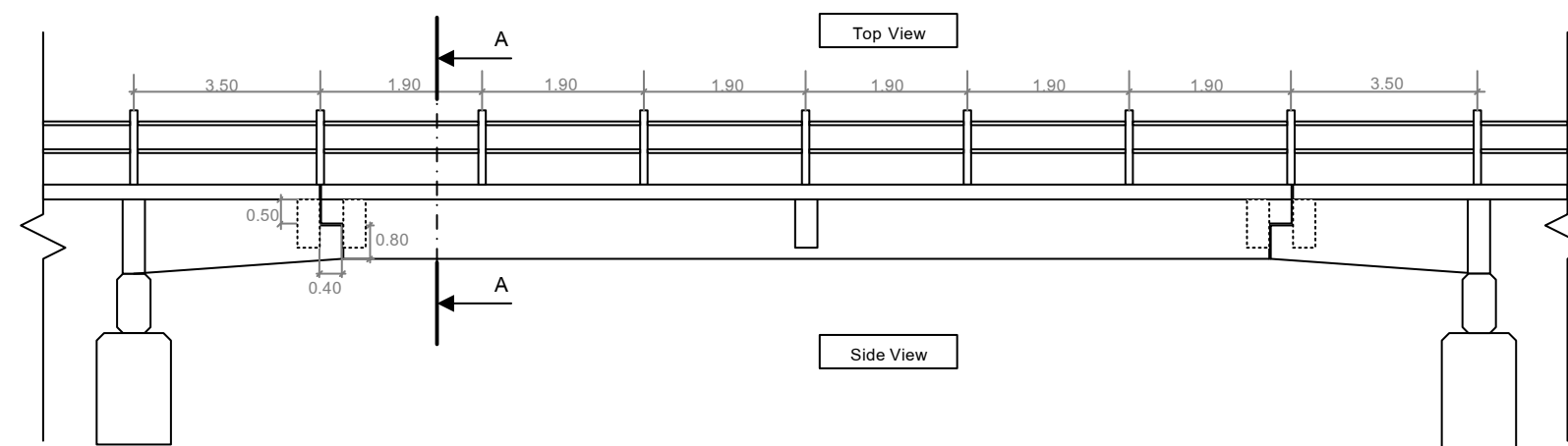
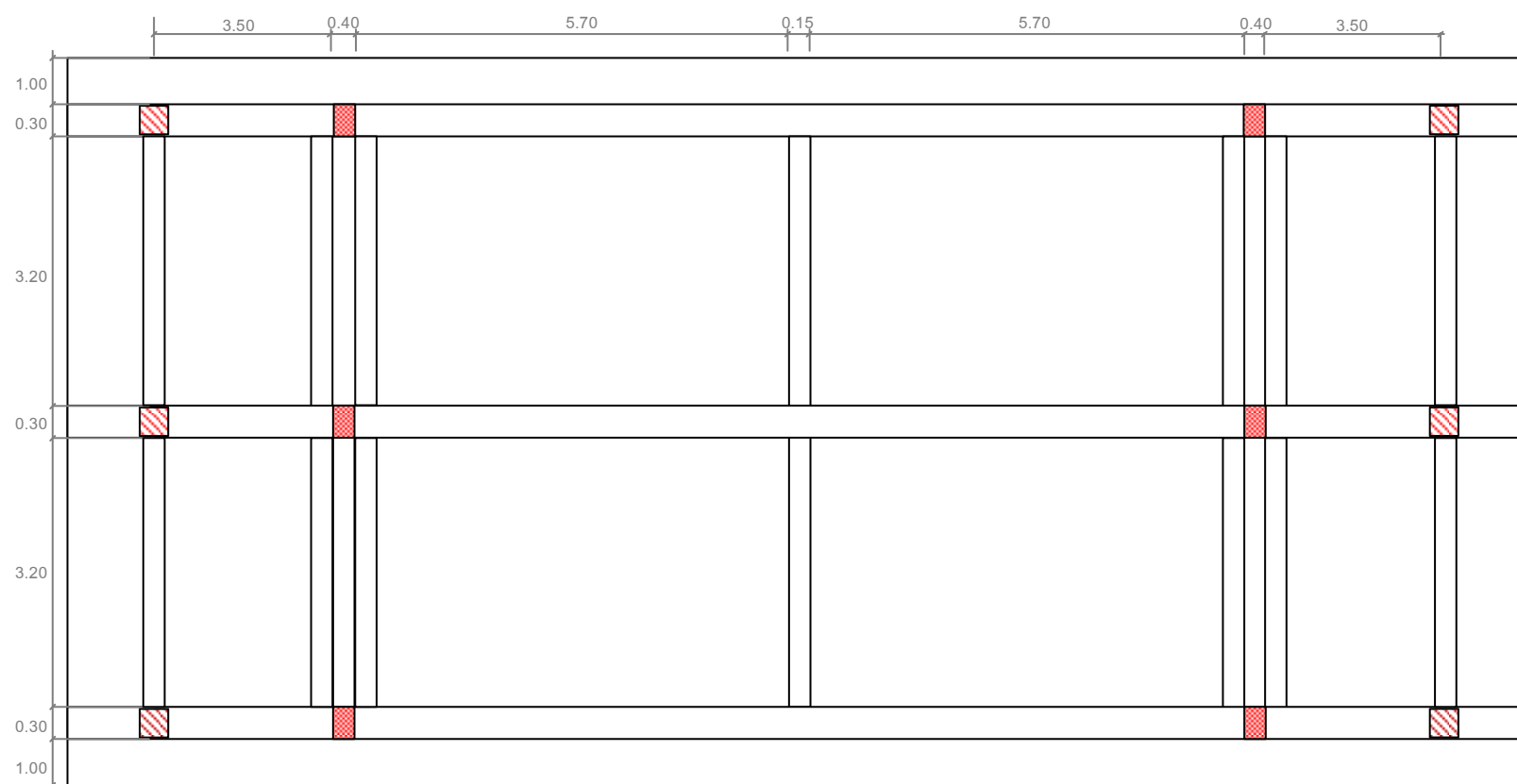
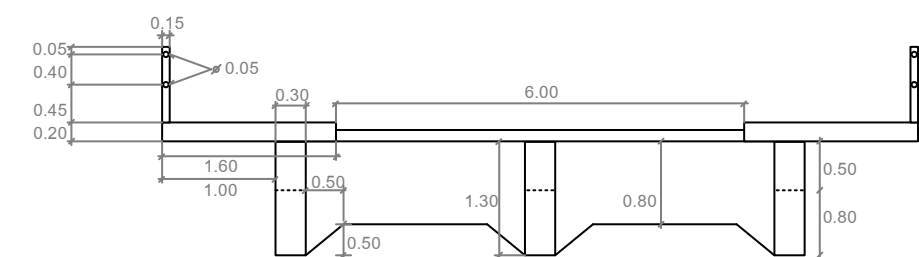
SCALE : AS SHOW

DWG NO. O-001

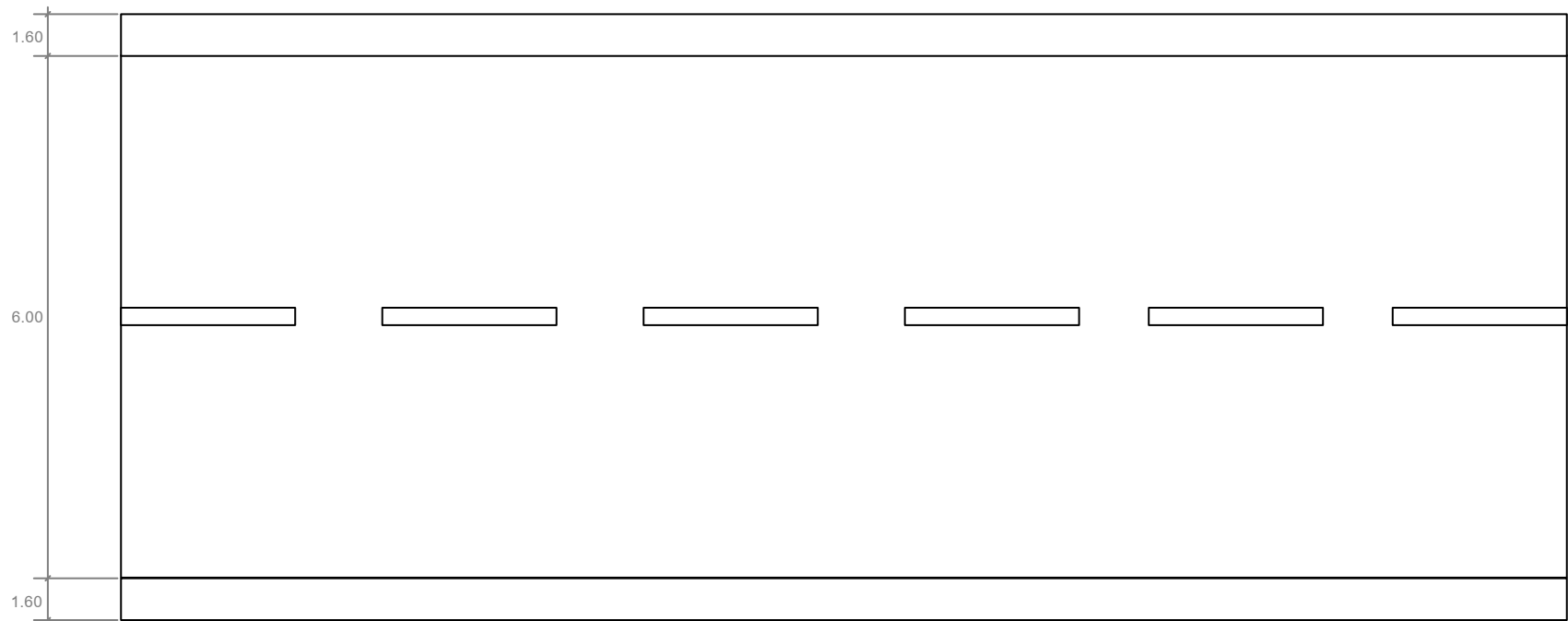
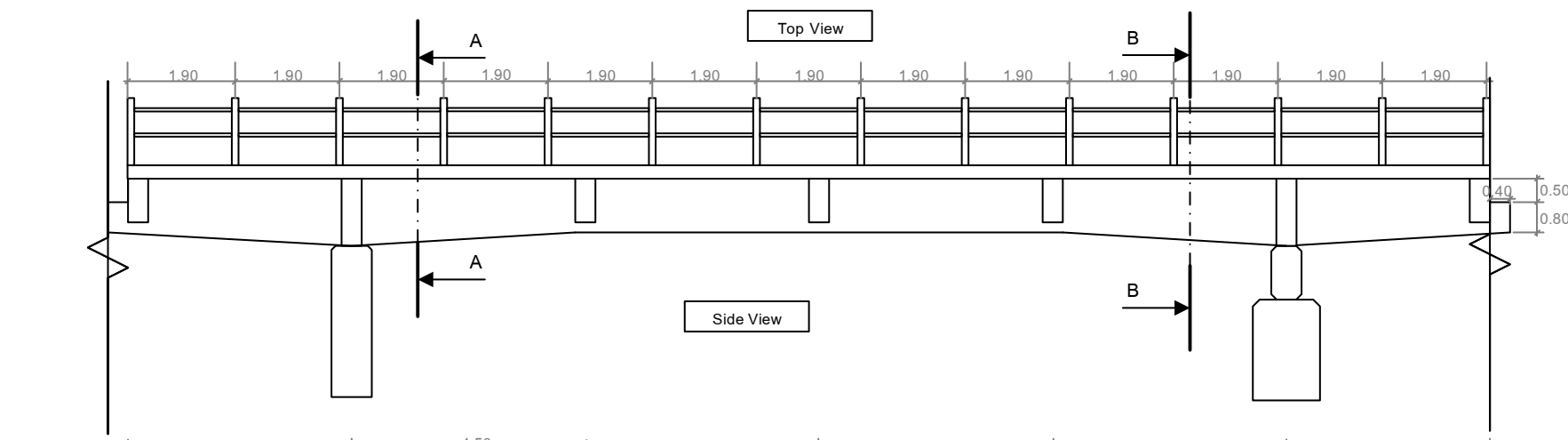
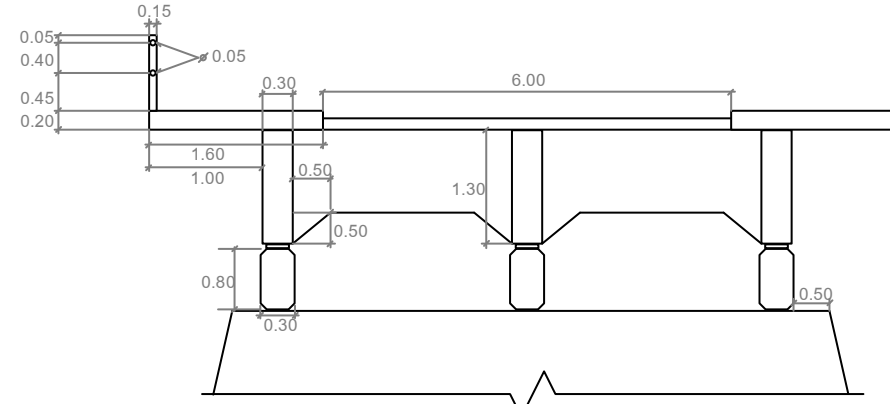
SHEET NO. 01



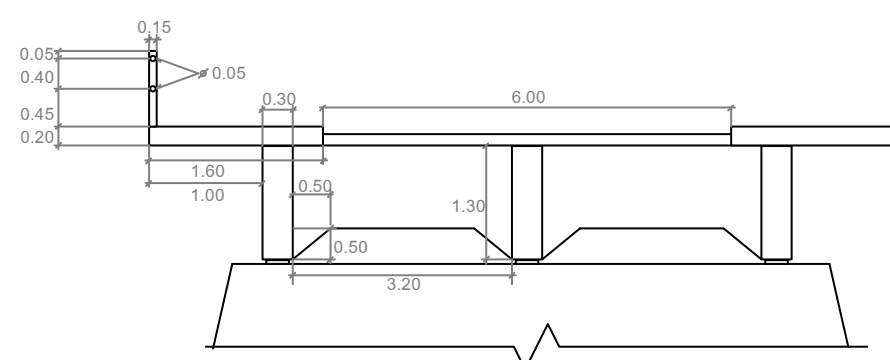
	KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS		ASCONA M COMPANY LIMITED	
STANDARD DRAWING				SCALE : AS SHOW
สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 01				DWG NO. S-001
				SHEET NO. 02



 <p>KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS</p>	 <p>ASCONA M COMPANY LIMITED</p>	STANDARD DRAWING		
		<p>สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 02</p>		SCALE : AS SHOW
				DWG NO. S-002
		SHEET NO.	03	

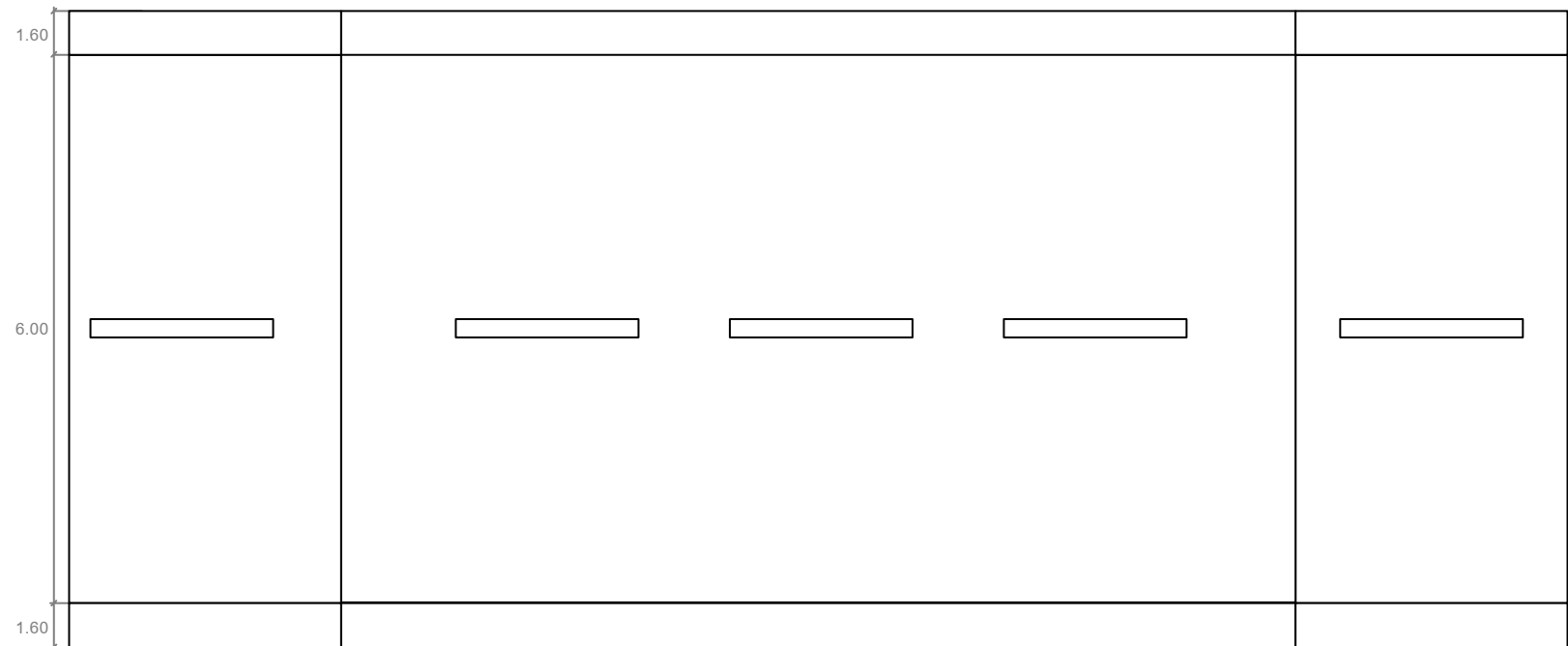
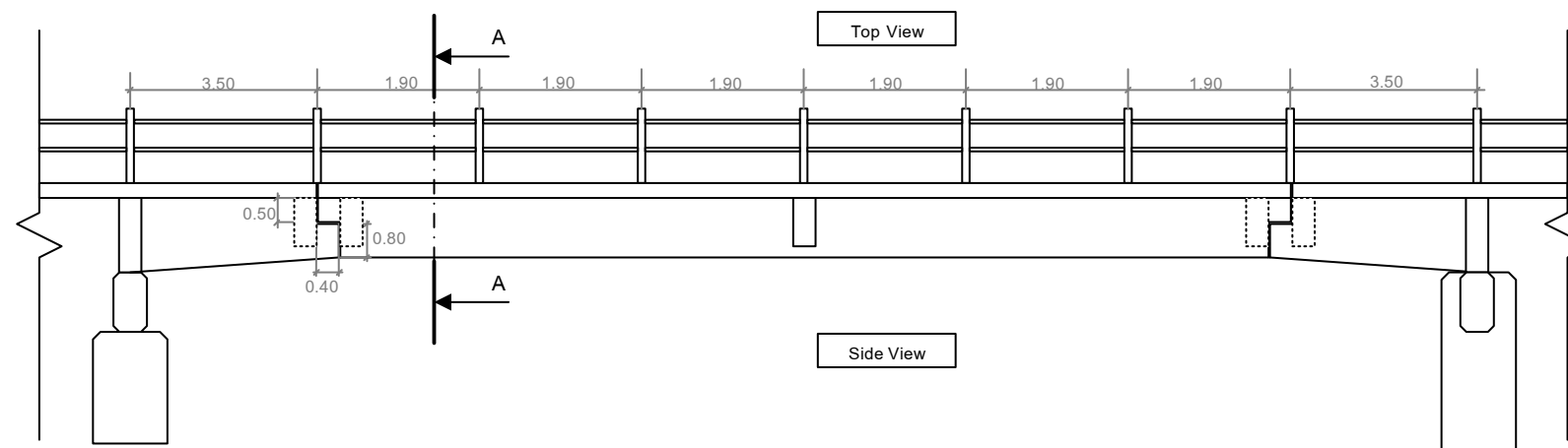
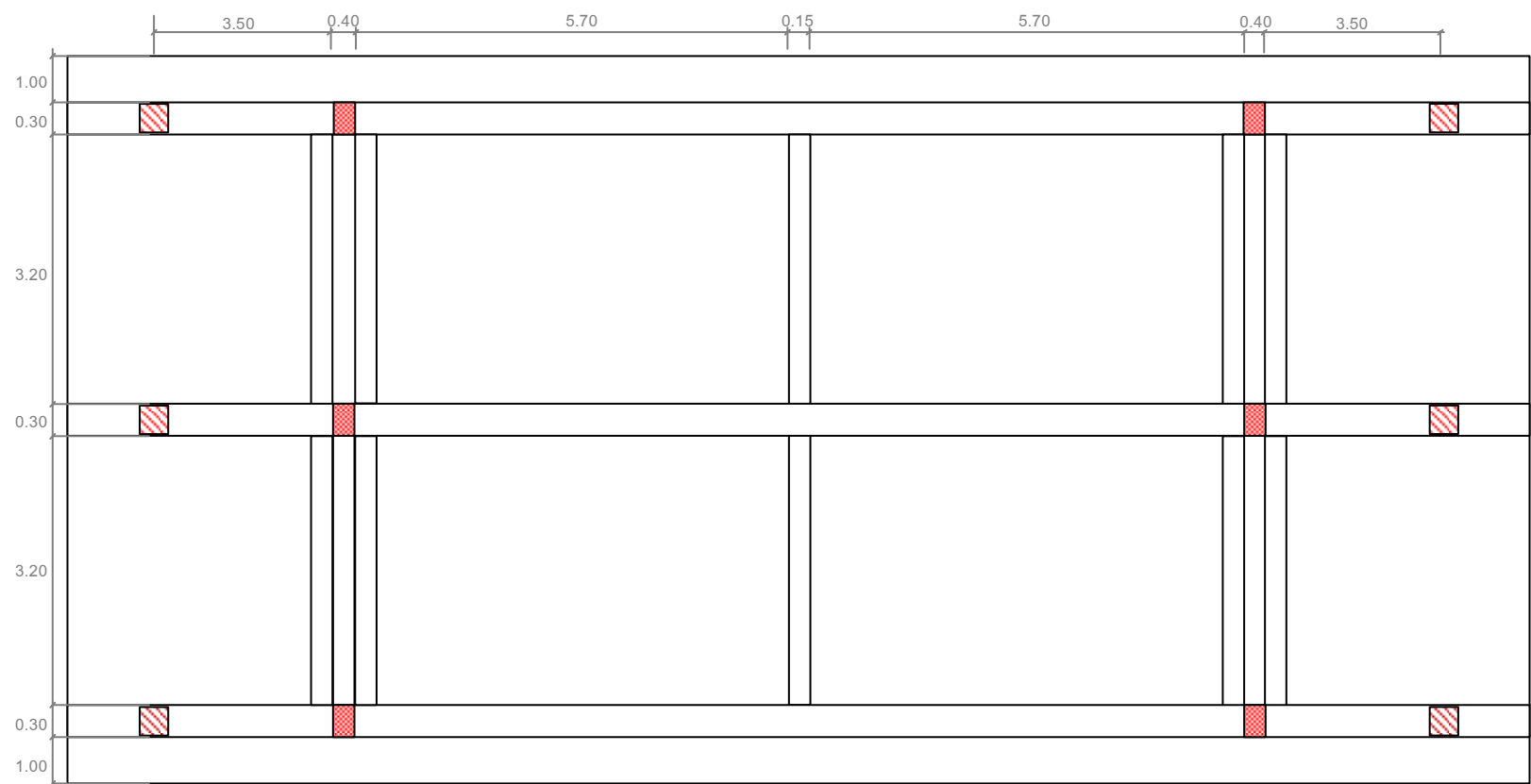


SECTION B-B

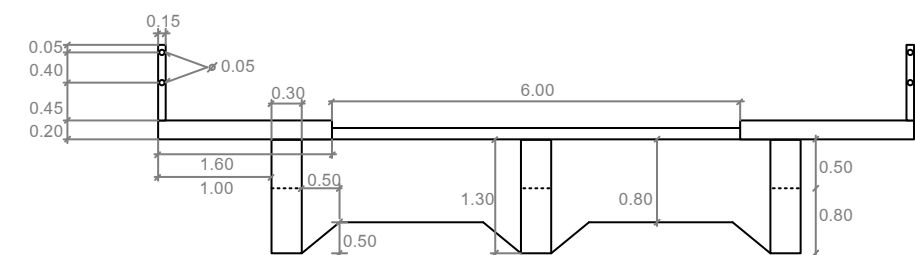


SECTION A-A

 KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS	 ASCONA M COMPANY LIMITED
STANDARD DRAWING	
สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 03	
SCALE :	AS SHOW
DWG NO.	S-003
SHEET NO.	04

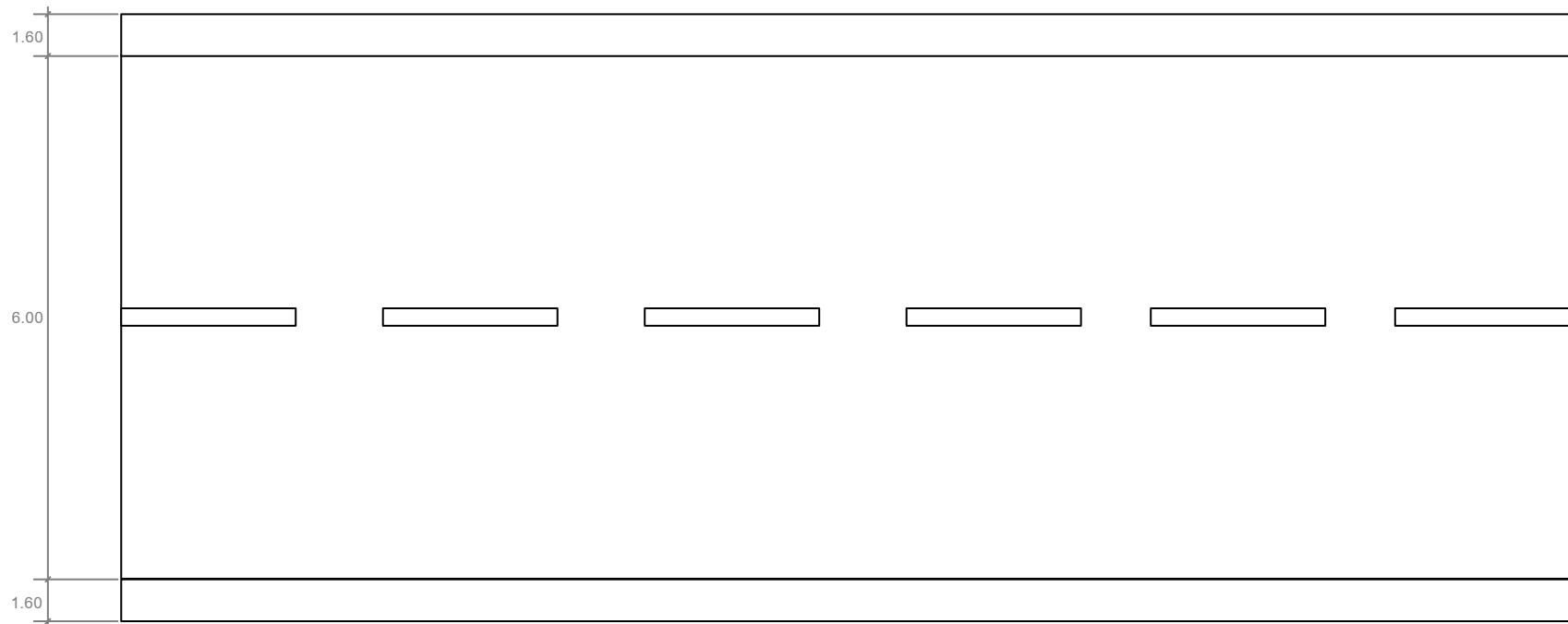
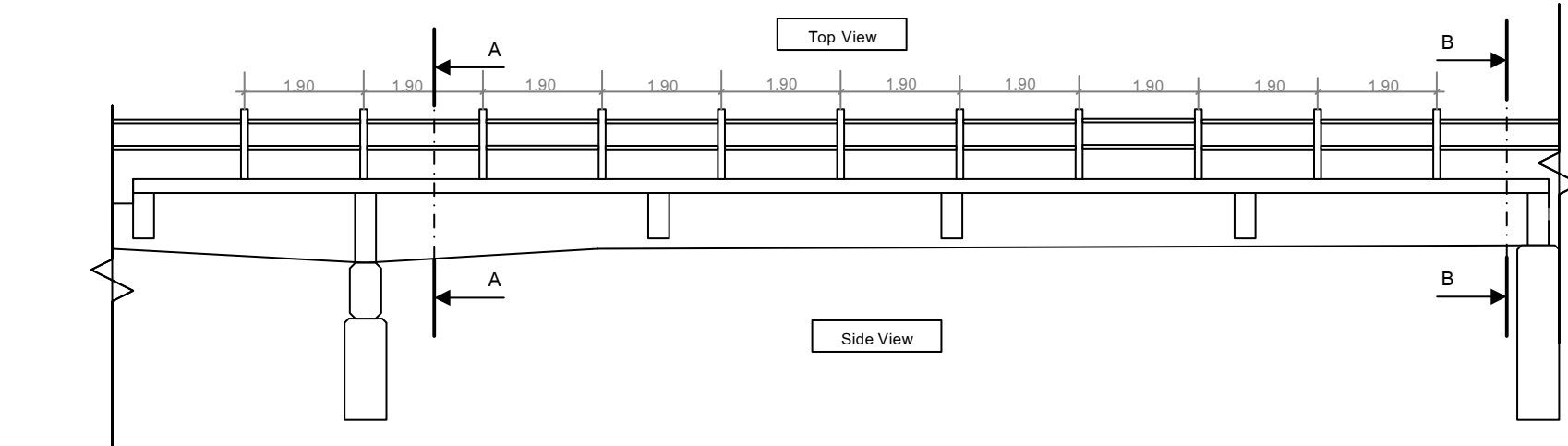
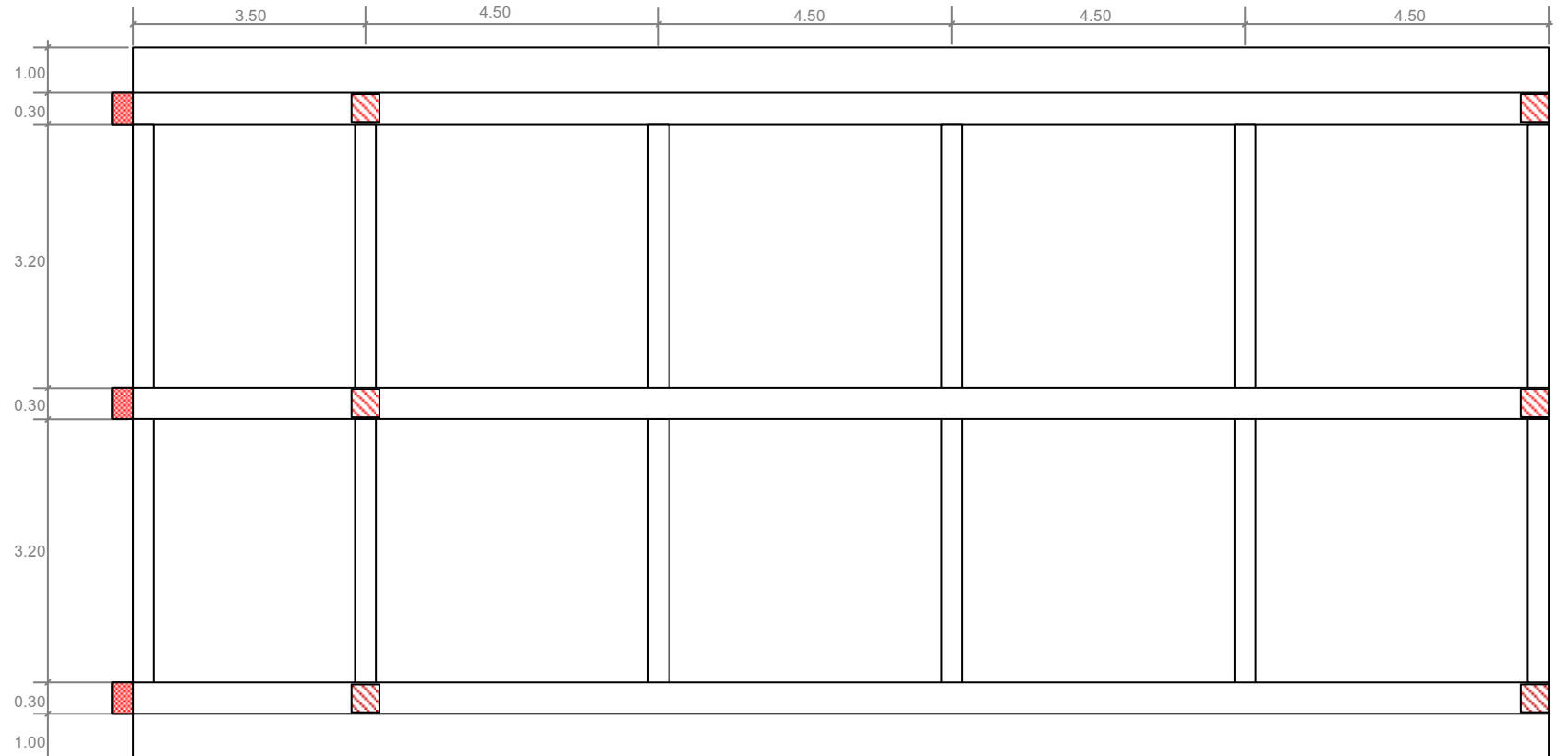
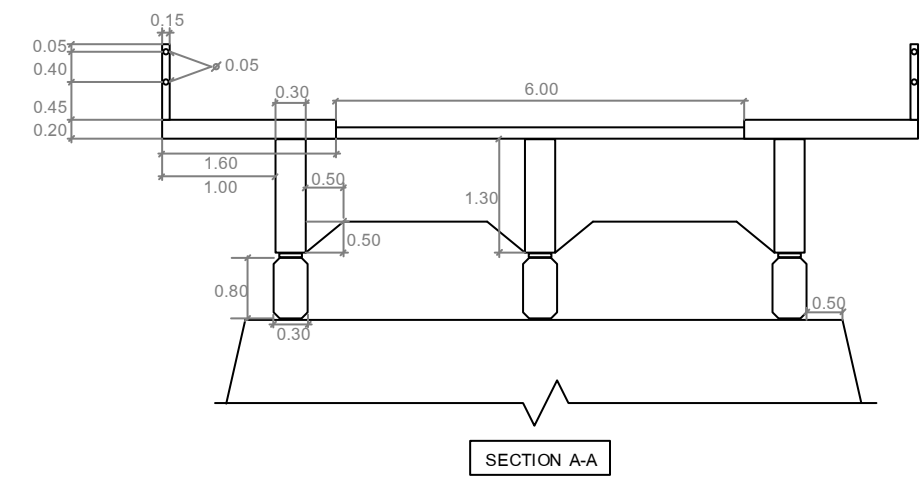
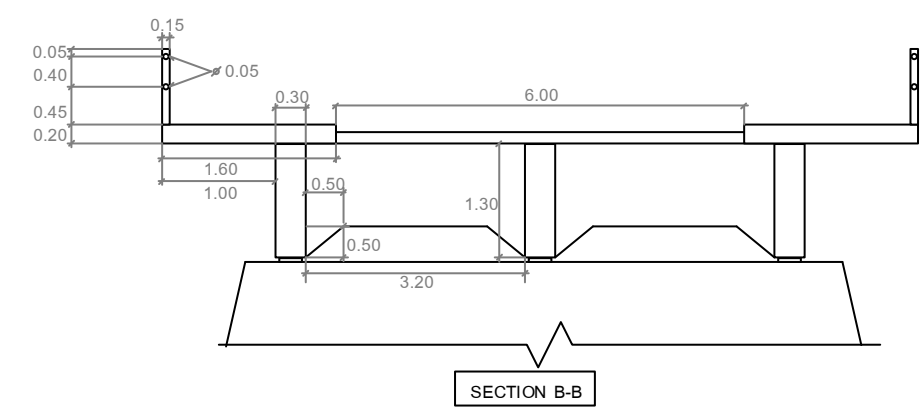


Bottom View

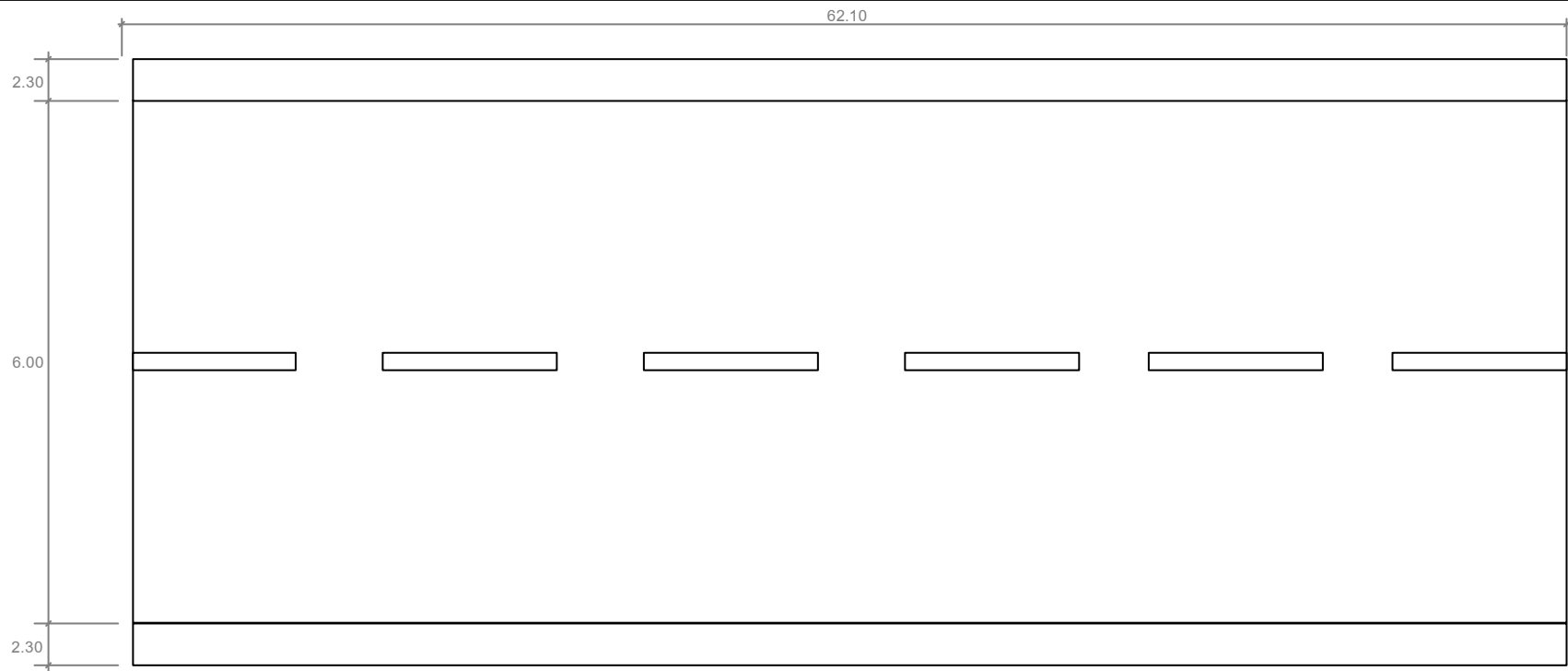
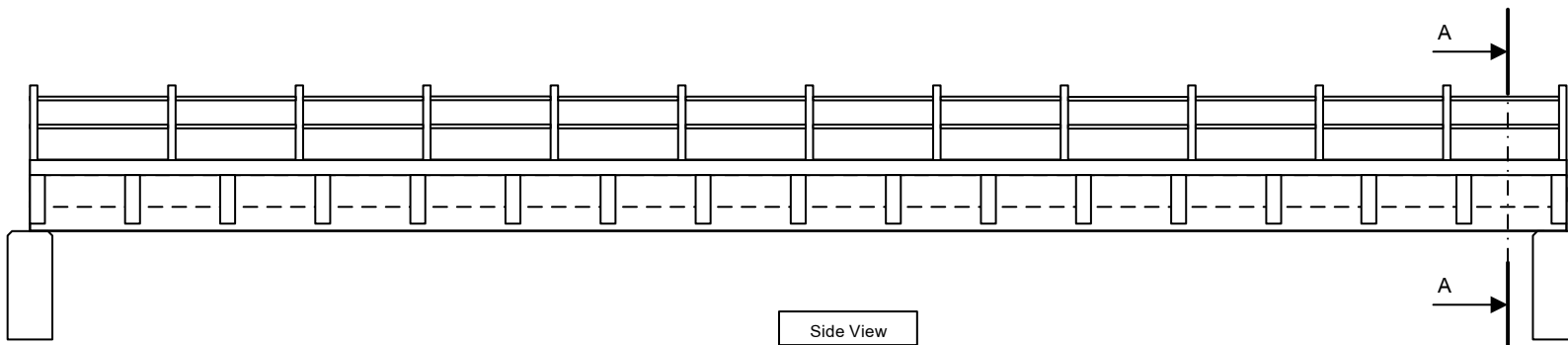
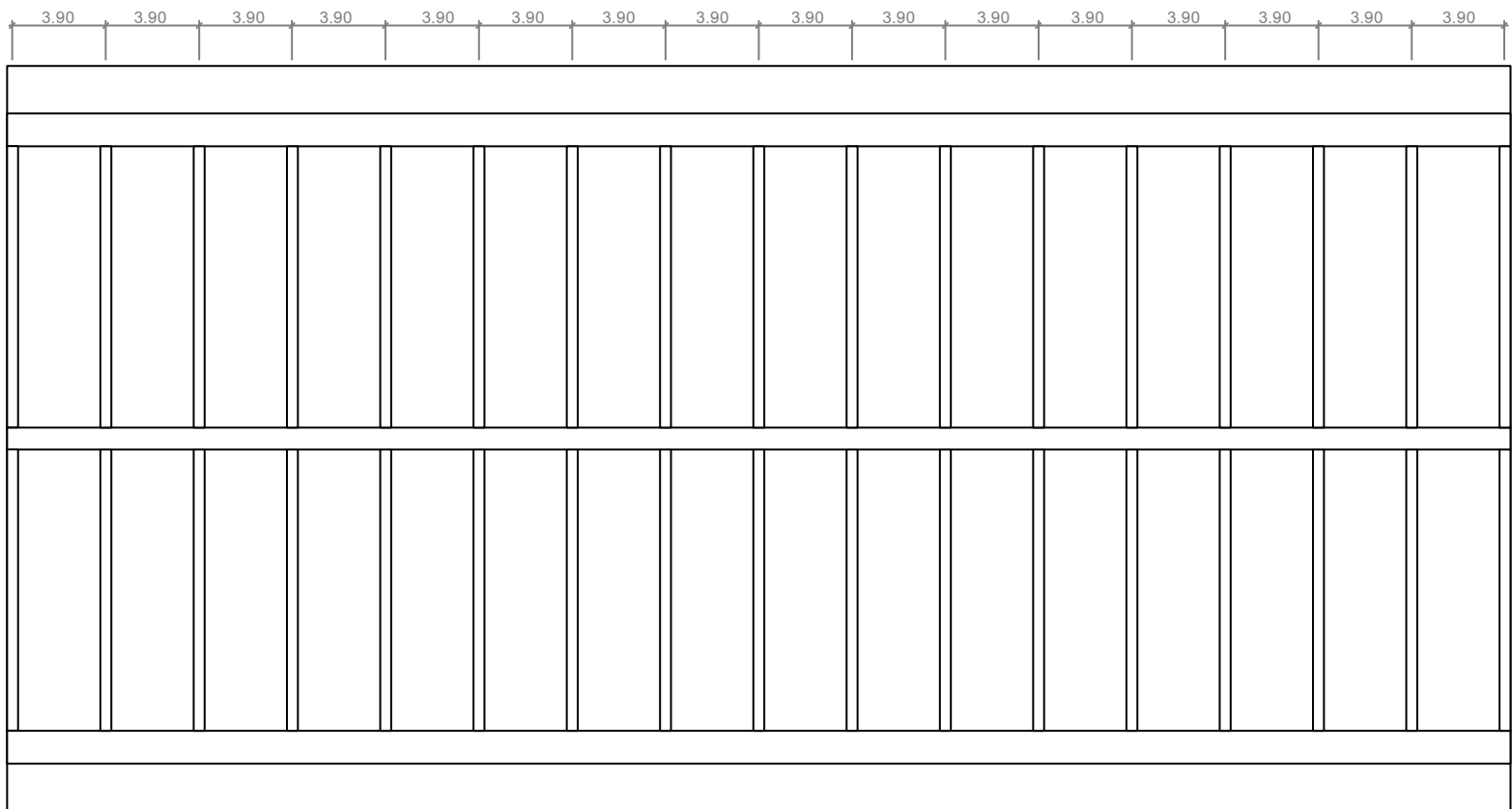
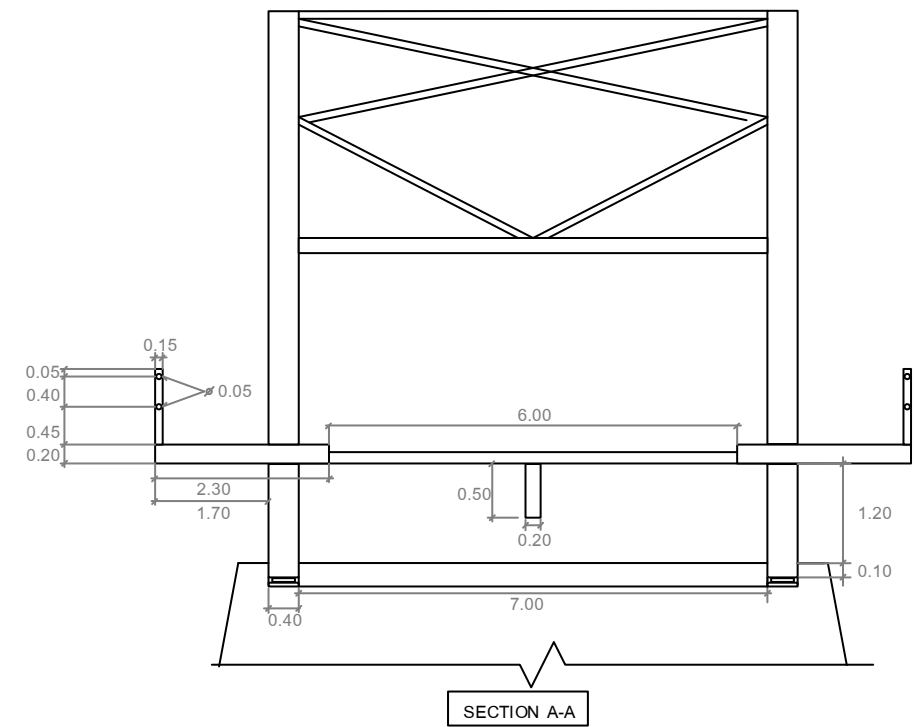


SECTION A-A

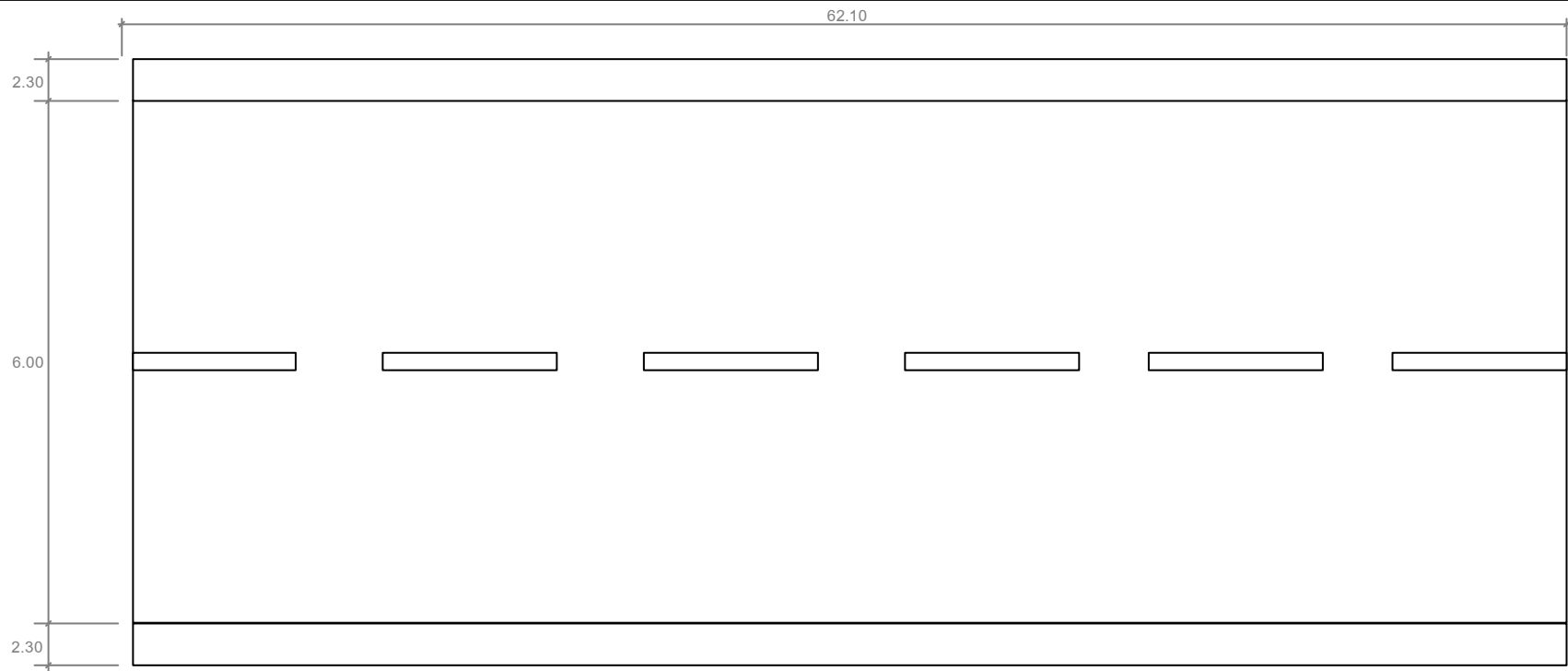
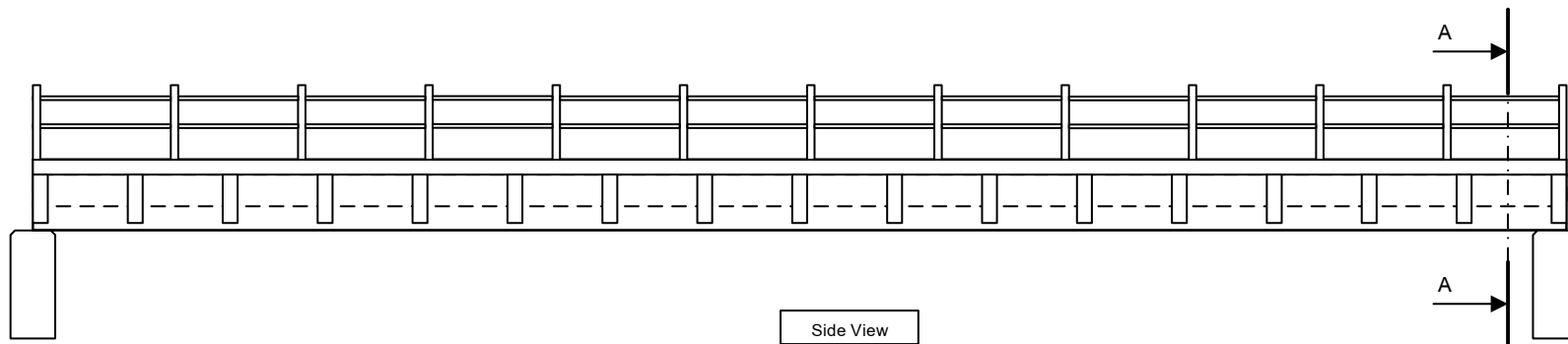
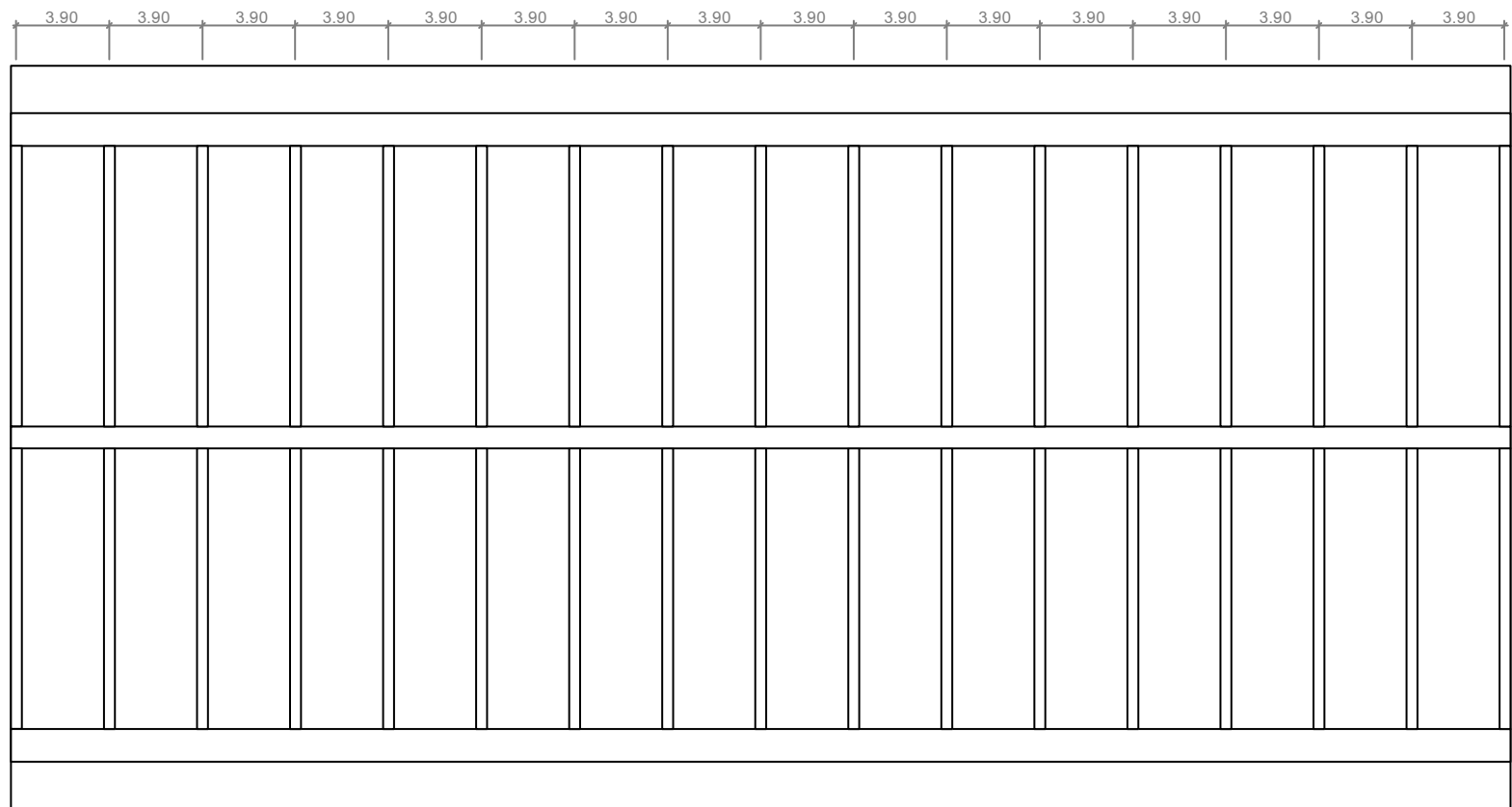
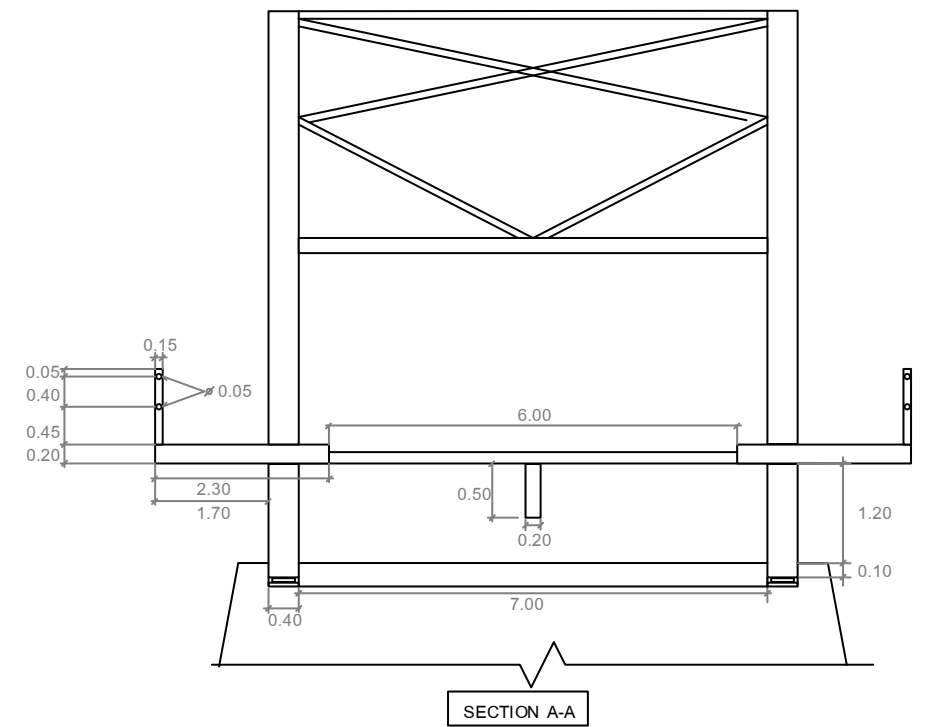
	KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS		ASCONA M COMPANY LIMITED	
STANDARD DRAWING 				



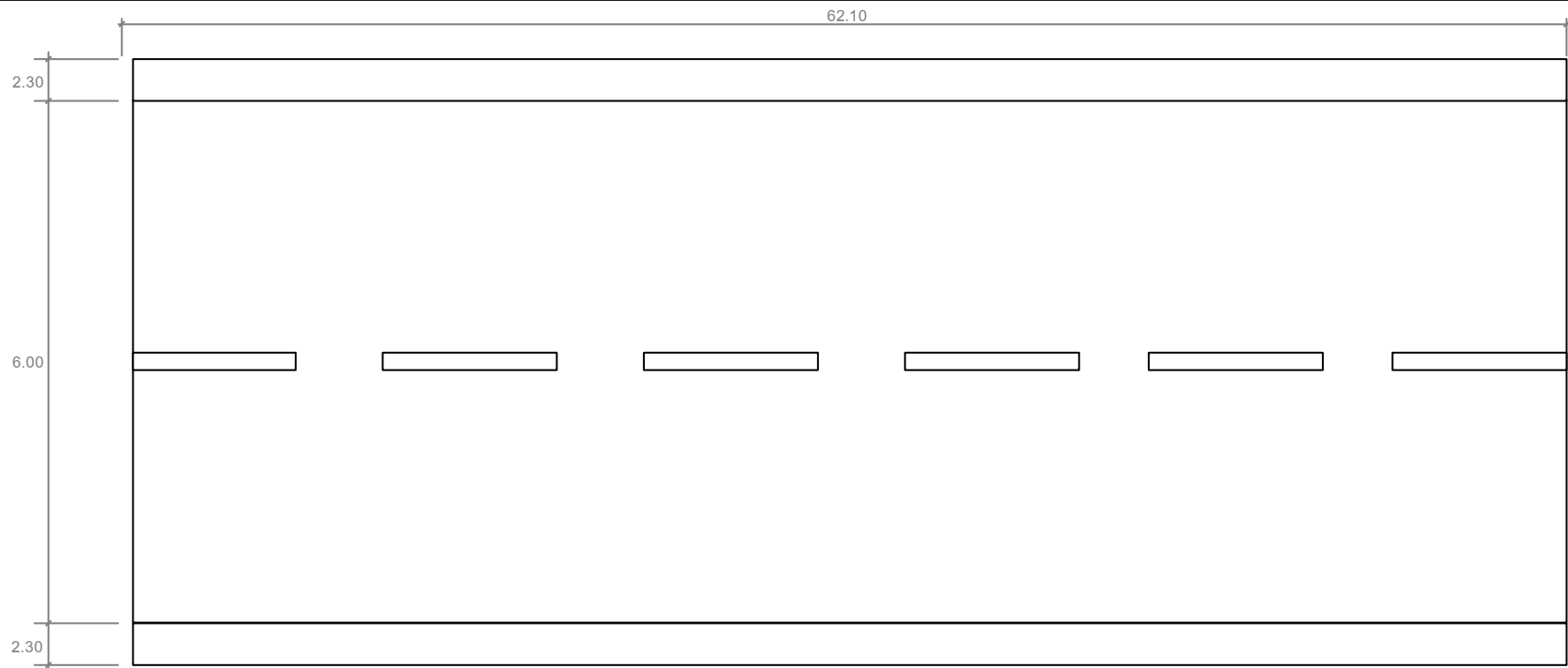
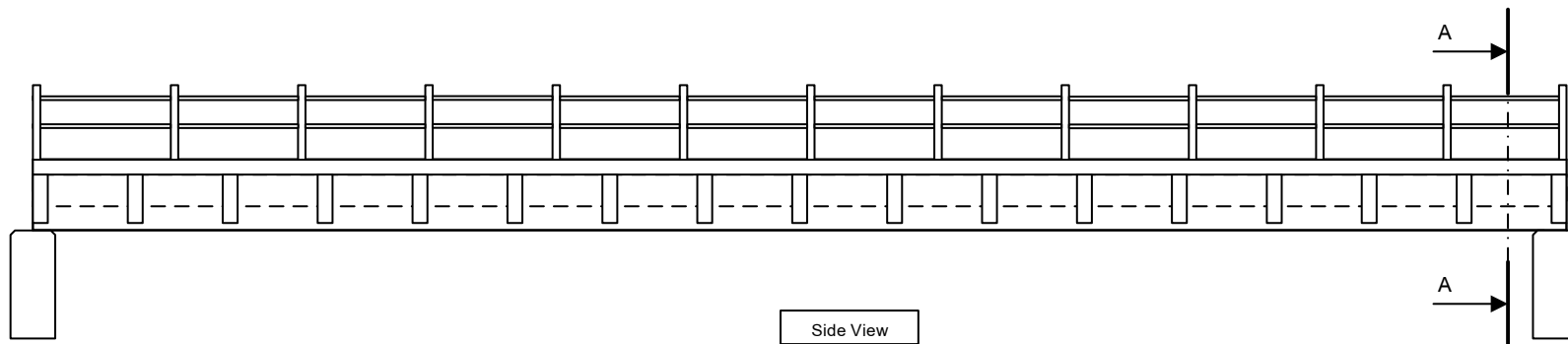
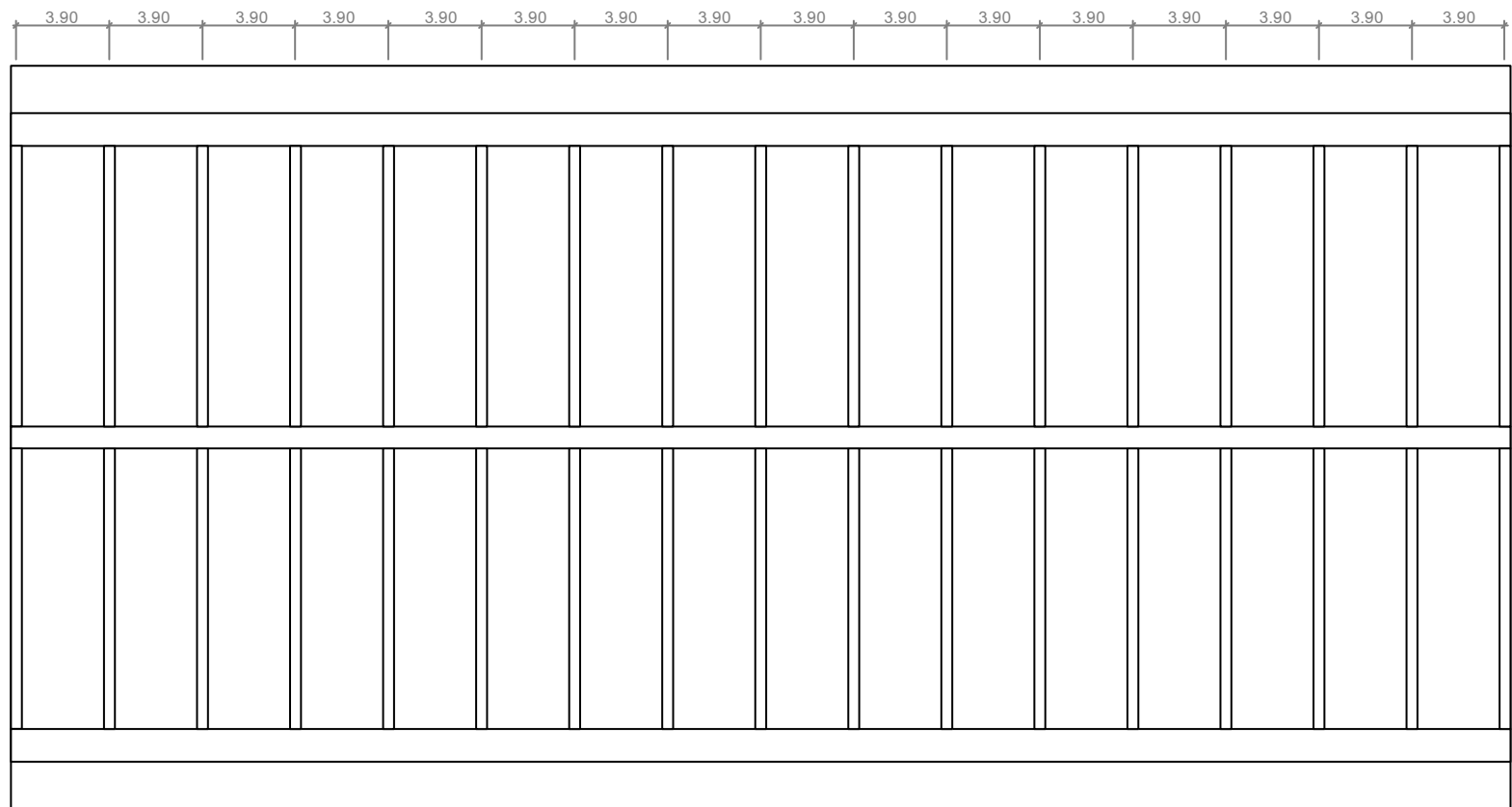
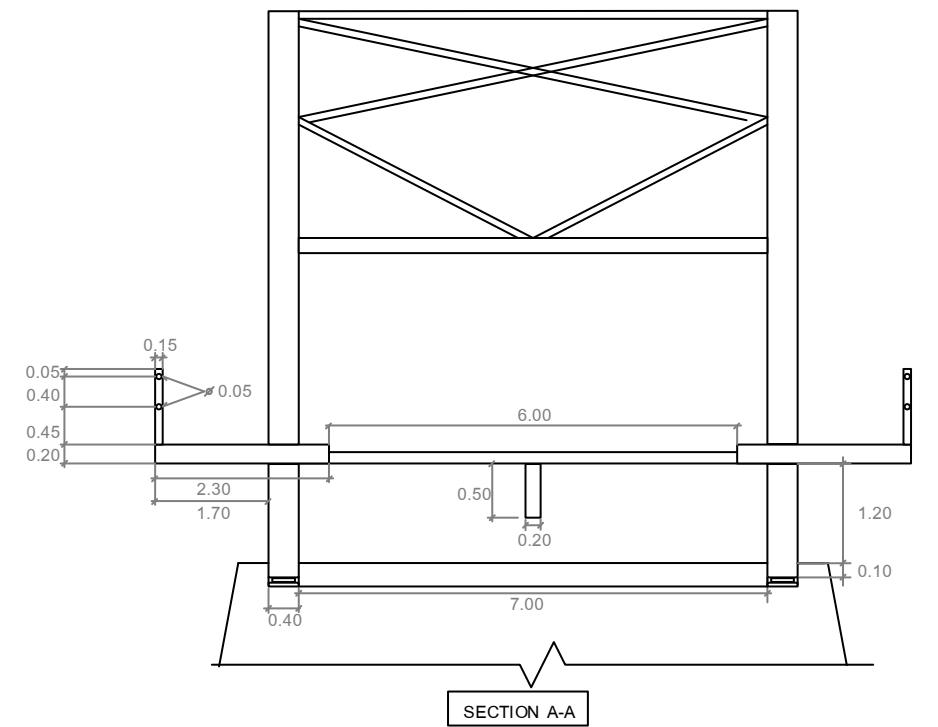
	KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS		ASCONA M COMPANY LIMITED	
			STANDARD DRAWING	
			สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 05	
			SCALE :	AS SHOW
DWG NO.			S-005	
SHEET NO.			06	



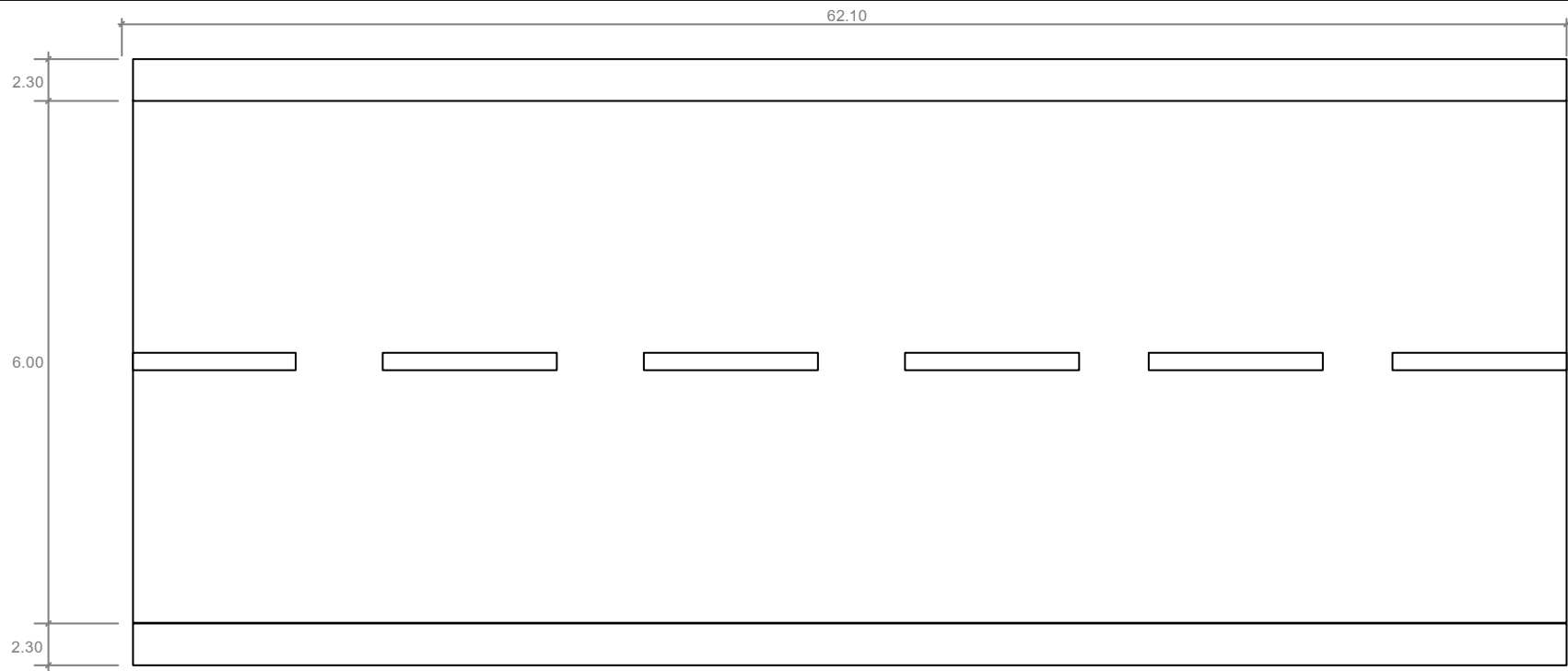
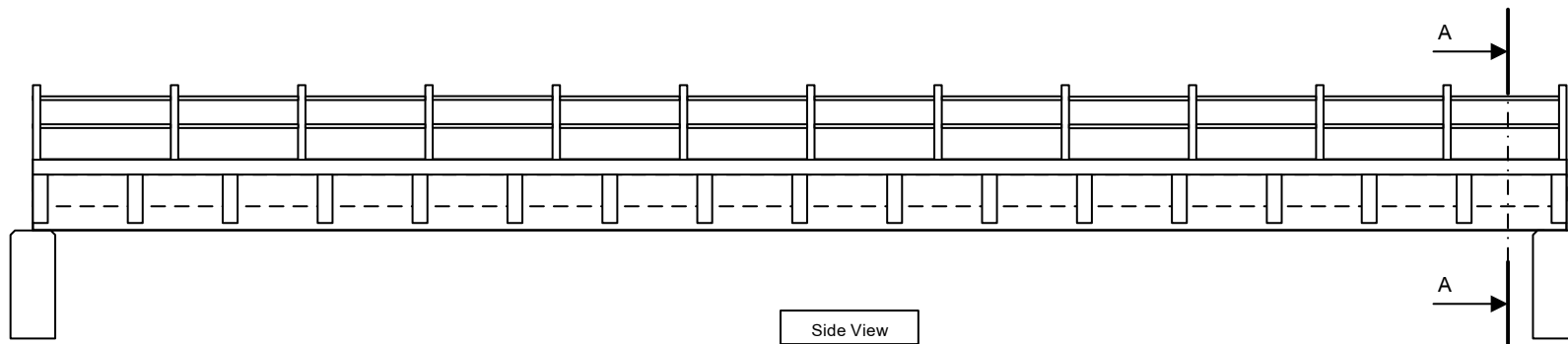
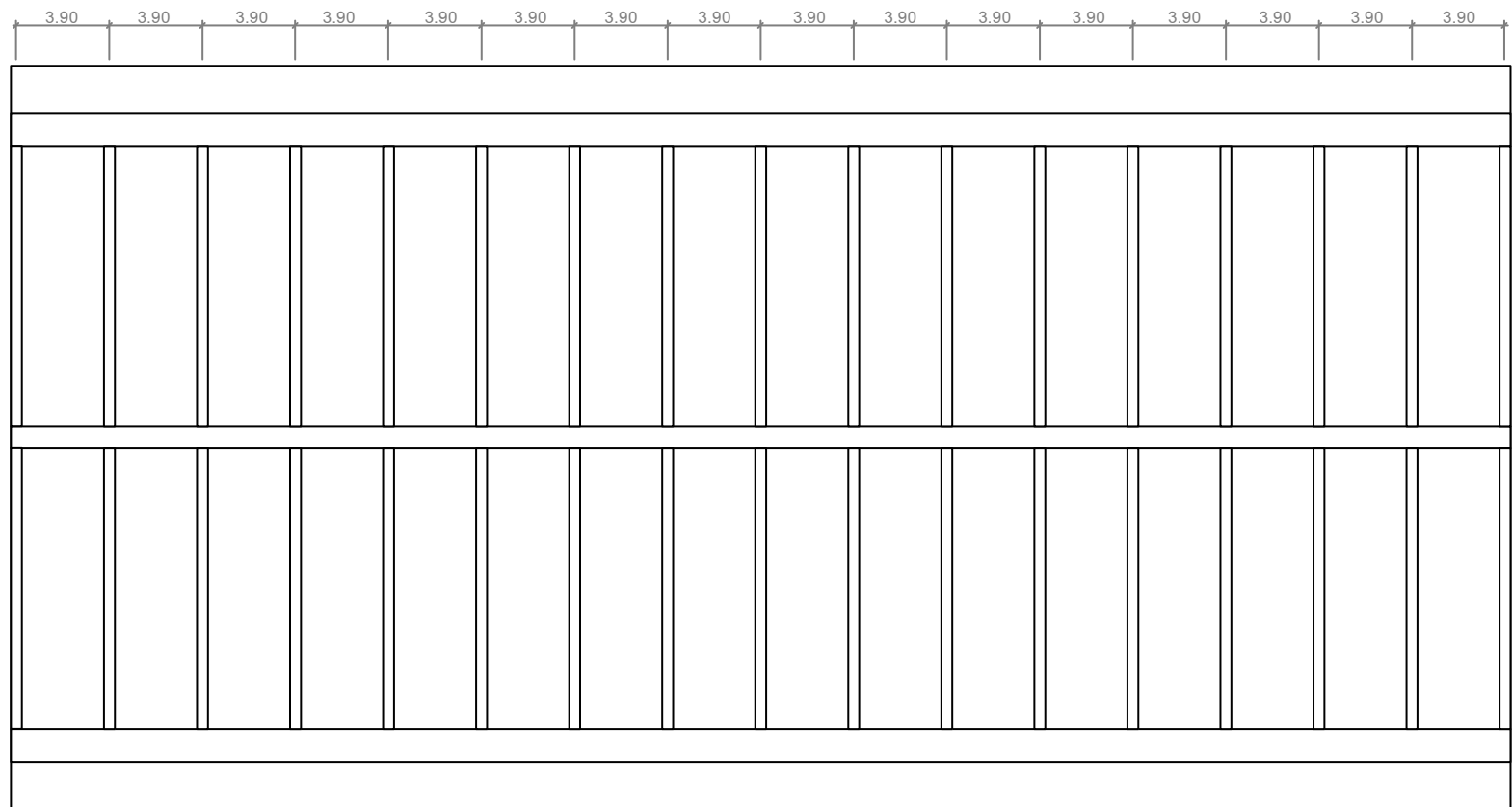
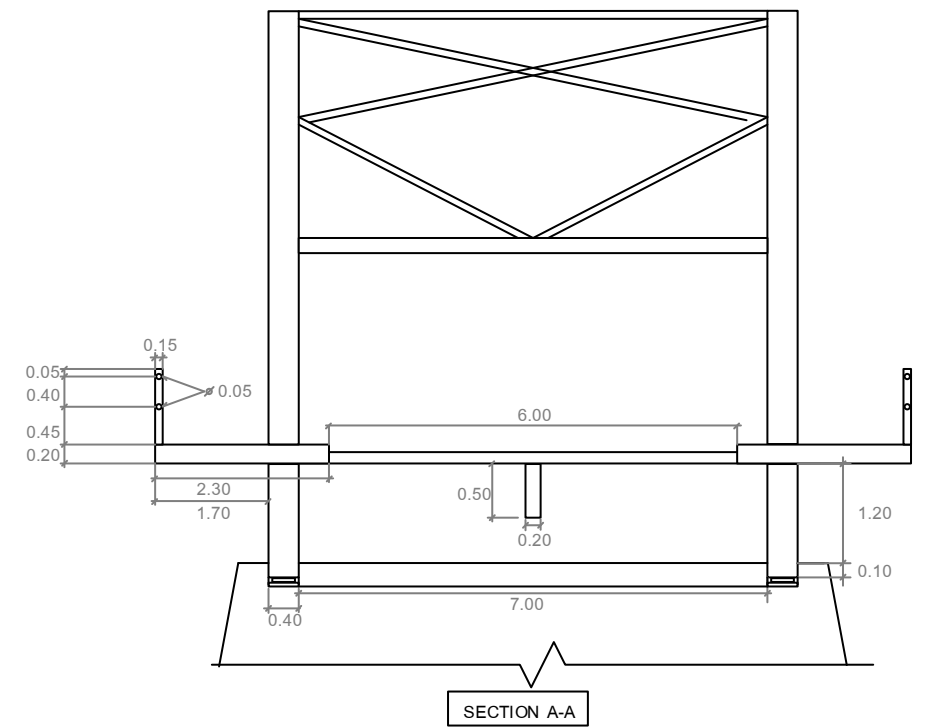
	KINGDOM OF THAILAND			ASCONA M COMPANY LIMITED	
	MINISTRY OF TRANSPORT				
	DEPARTMENT OF HIGHWAYS				
STANDARD DRAWING				SCALE : AS SHOW	
				DWG NO. S-006	
				SHEET NO. 07	



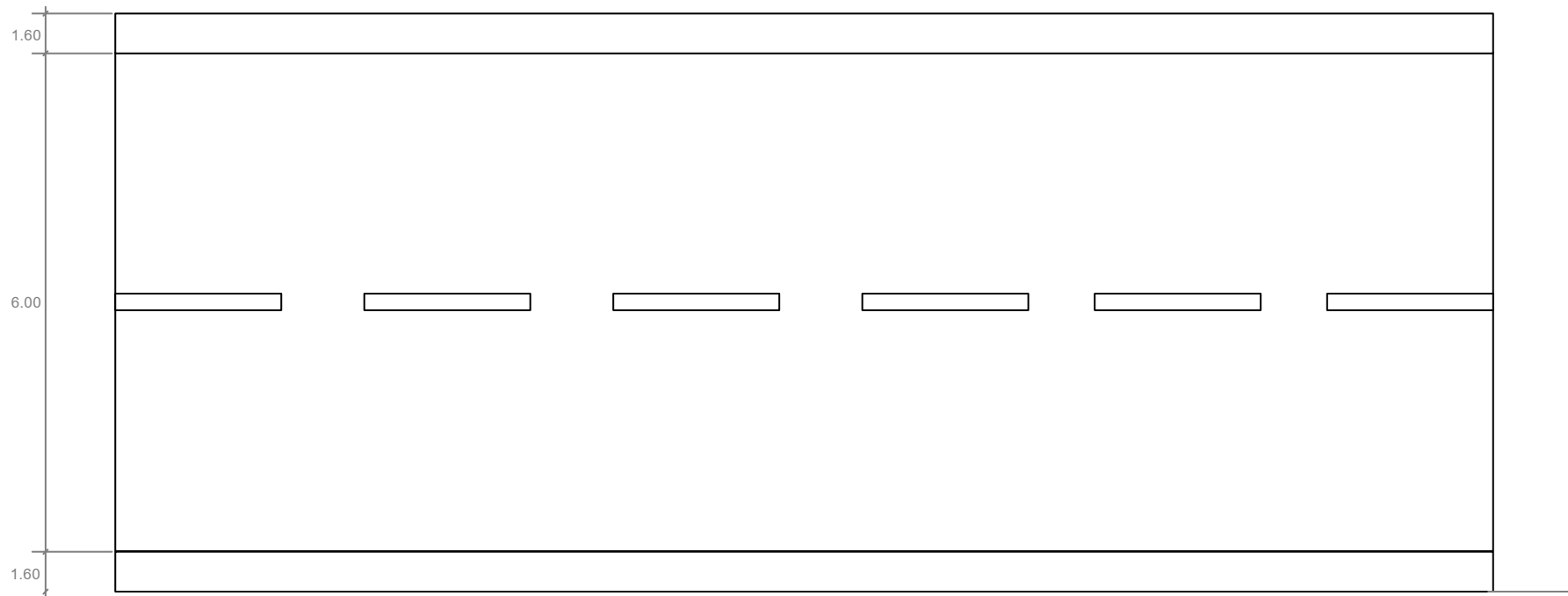
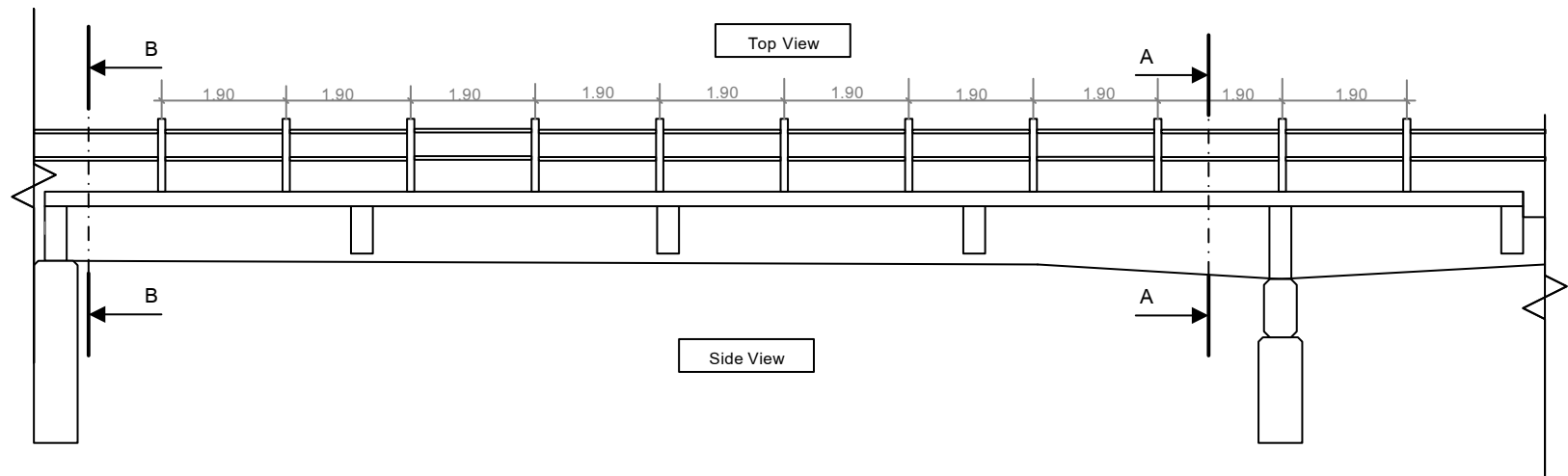
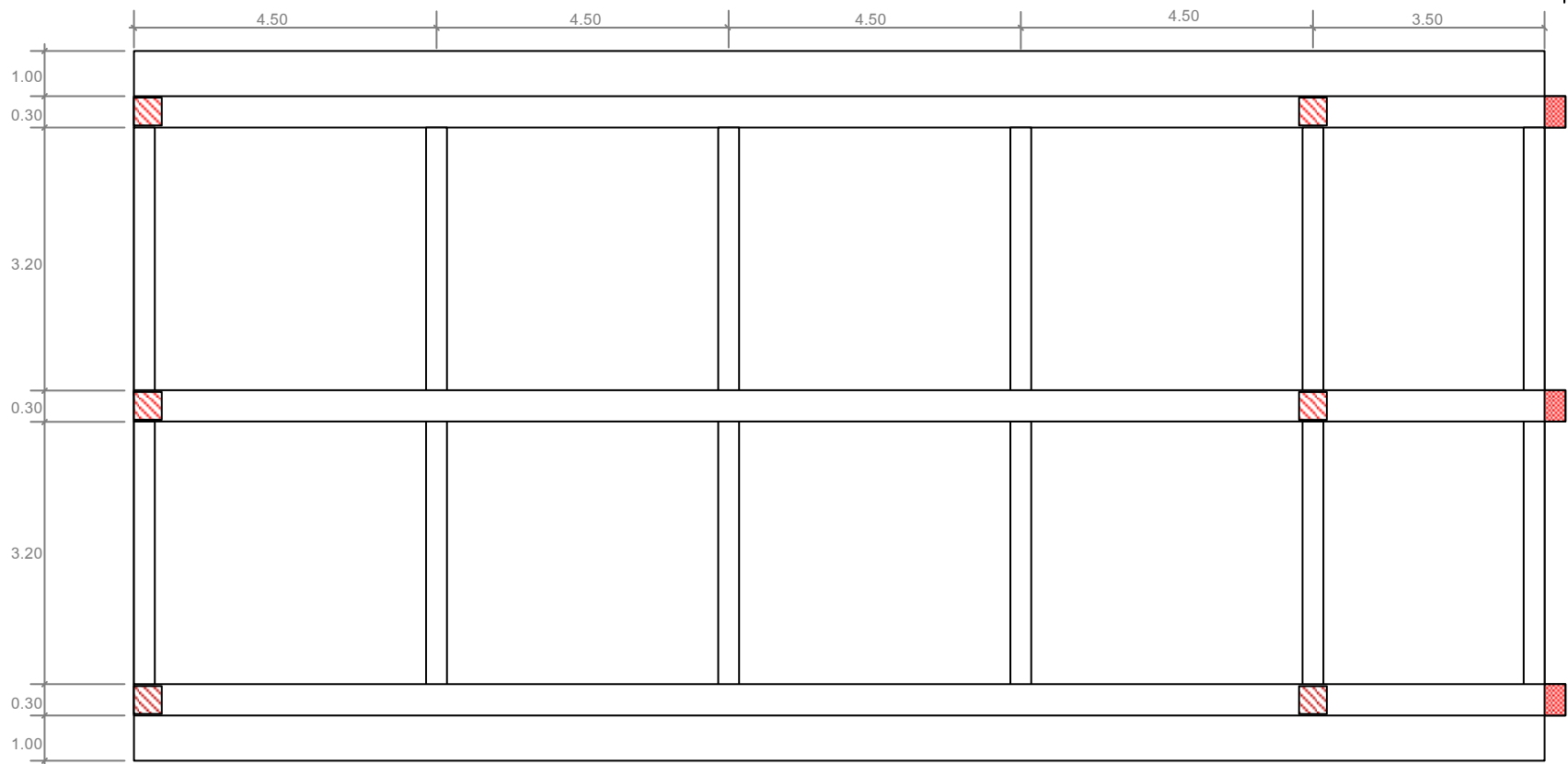
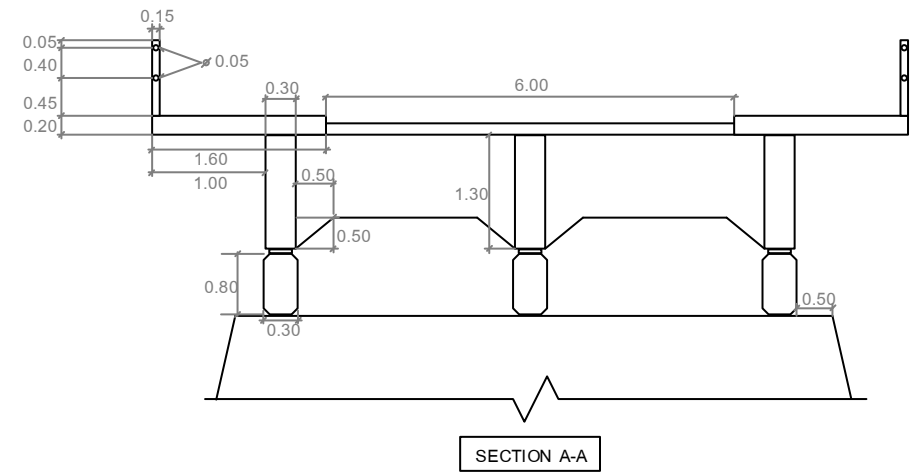
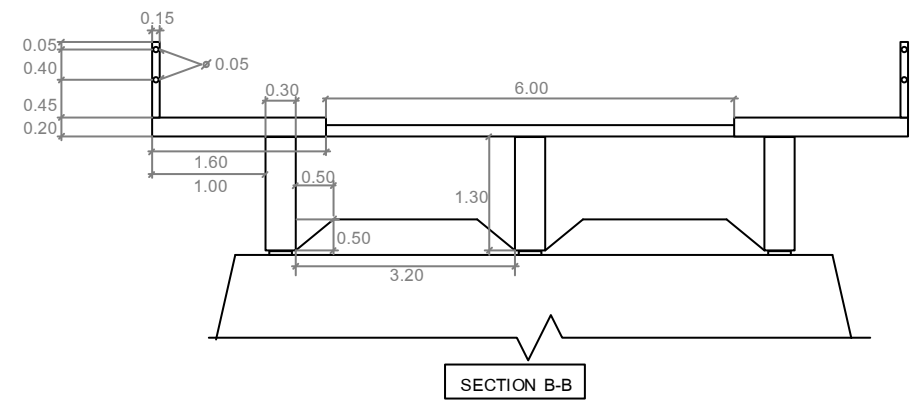
	KINGDOM OF THAILAND			ASCONA M COMPANY LIMITED	
	MINISTRY OF TRANSPORT				
	DEPARTMENT OF HIGHWAYS				
STANDARD DRAWING				SCALE : AS SHOW	
				DWG NO. S-007	
				SHEET NO. 08	

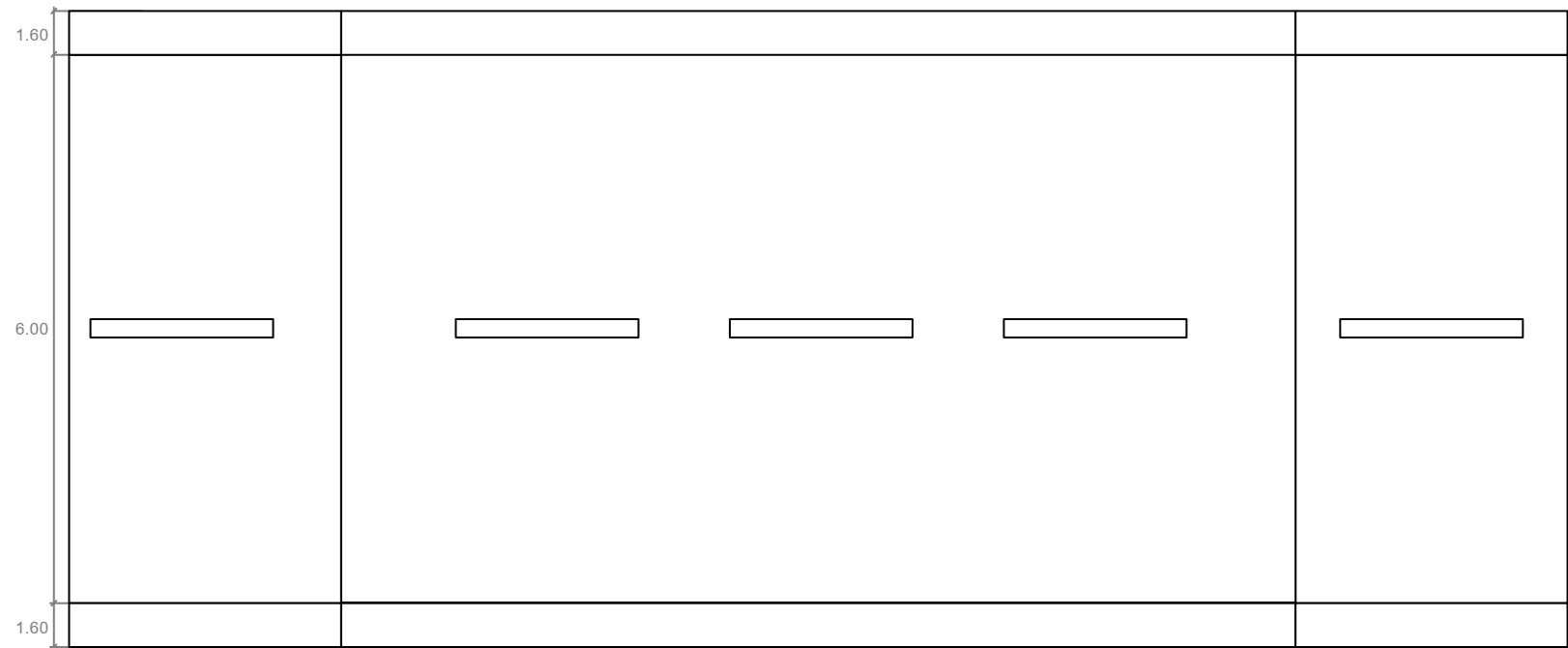


	KINGDOM OF THAILAND			ASCONA M COMPANY LIMITED	
	MINISTRY OF TRANSPORT				
	DEPARTMENT OF HIGHWAYS				
STANDARD DRAWING			SCALE : AS SHOW		
			DWG NO. S-008		
			SHEET NO. 09		
สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 08					

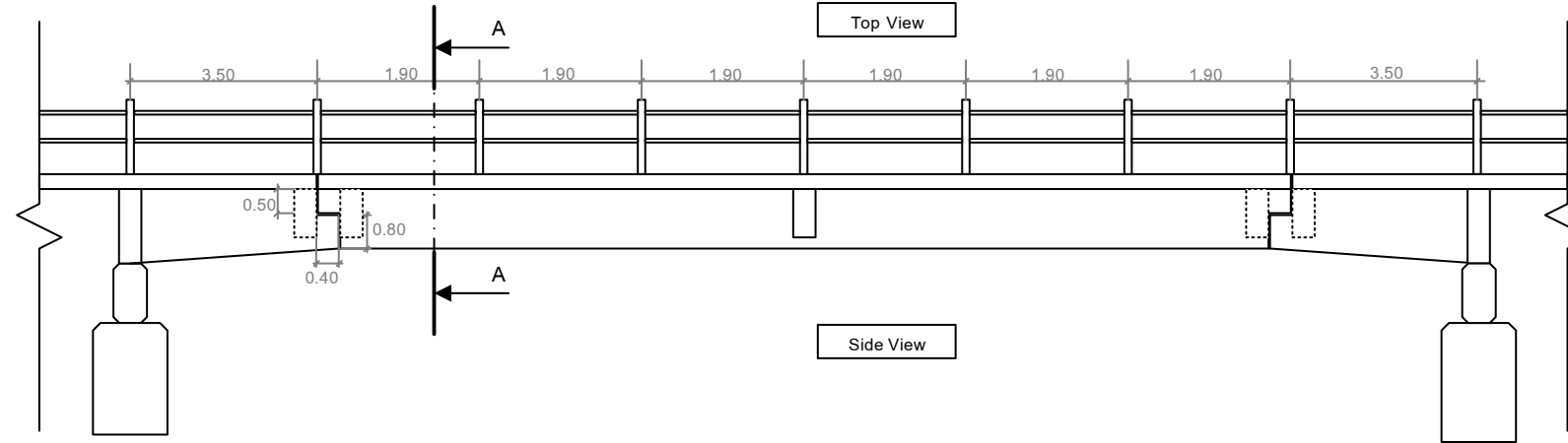


	KINGDOM OF THAILAND			ASCONA M COMPANY LIMITED	
	MINISTRY OF TRANSPORT				
	DEPARTMENT OF HIGHWAYS				
STANDARD DRAWING				SCALE :	AS SHOW
				DWG NO.	S-009
				SHEET NO.	10
สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 09					

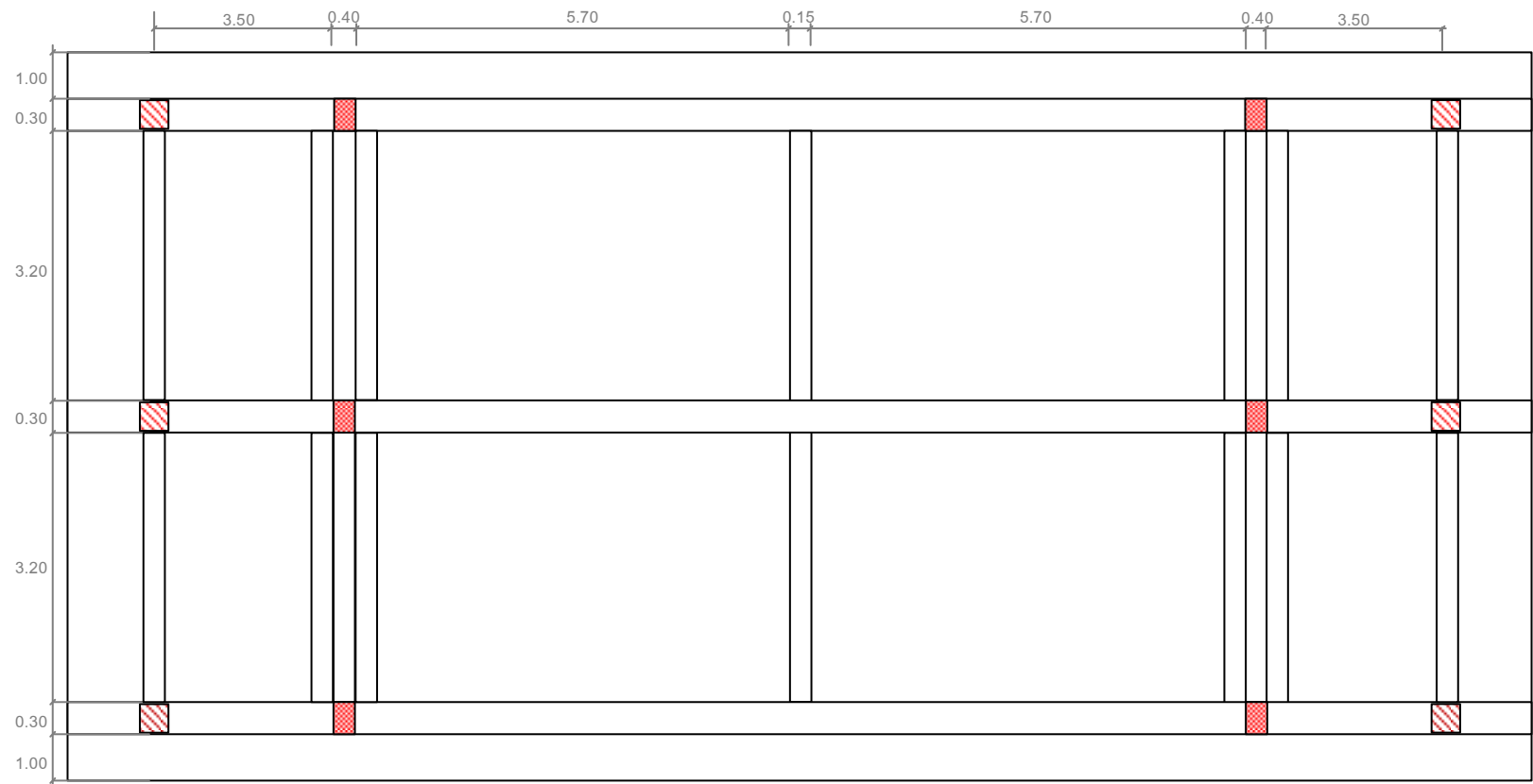




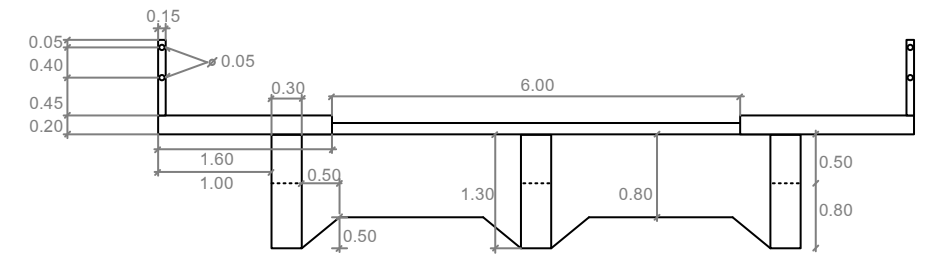
Top View



Side View



Bottom View



SECTION A-A



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

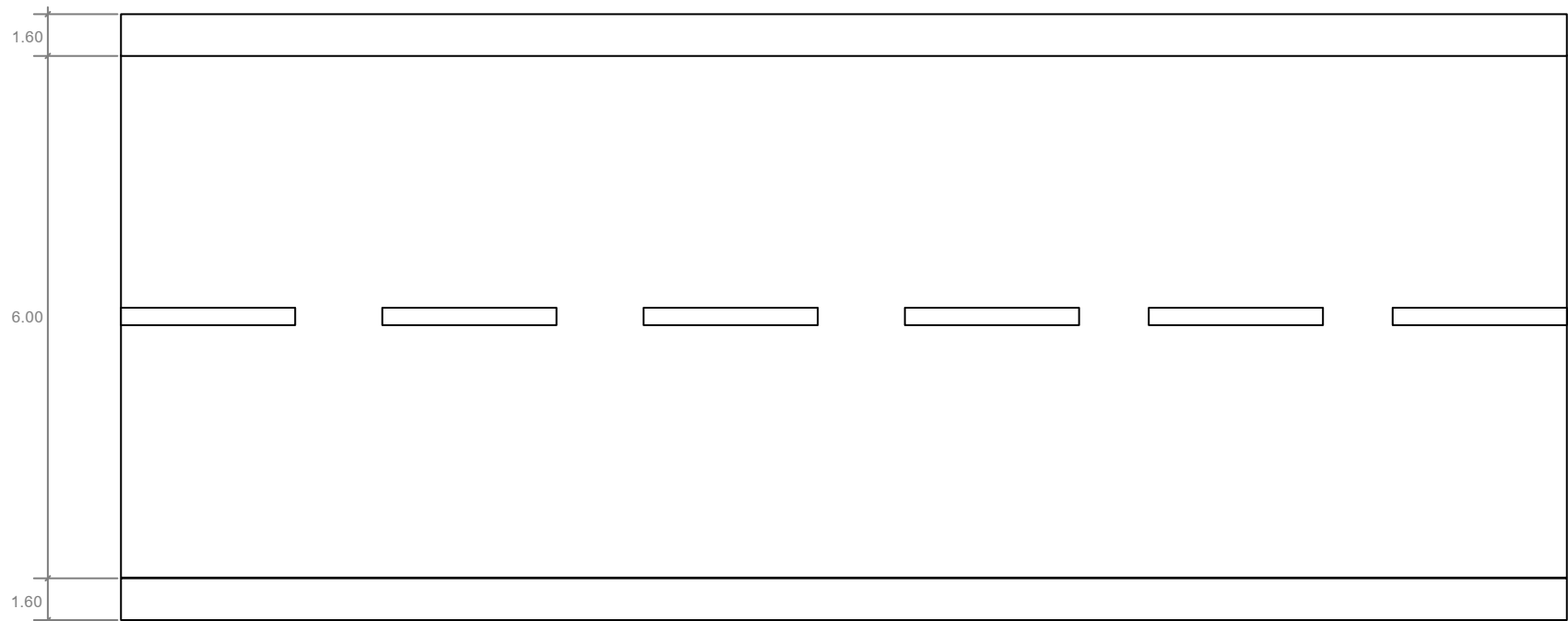
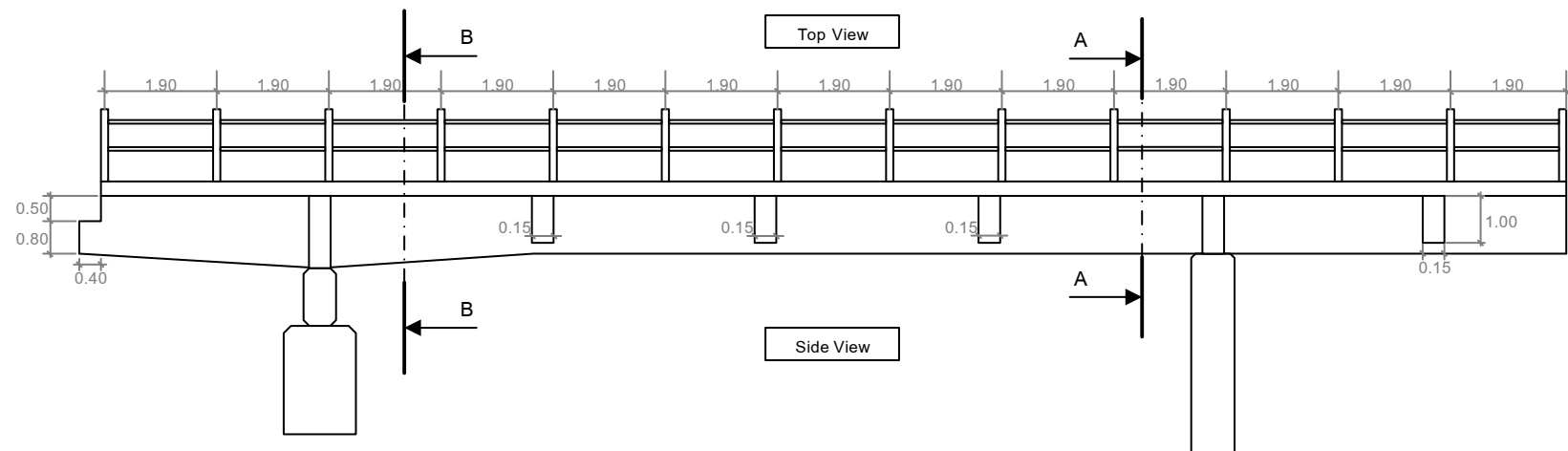
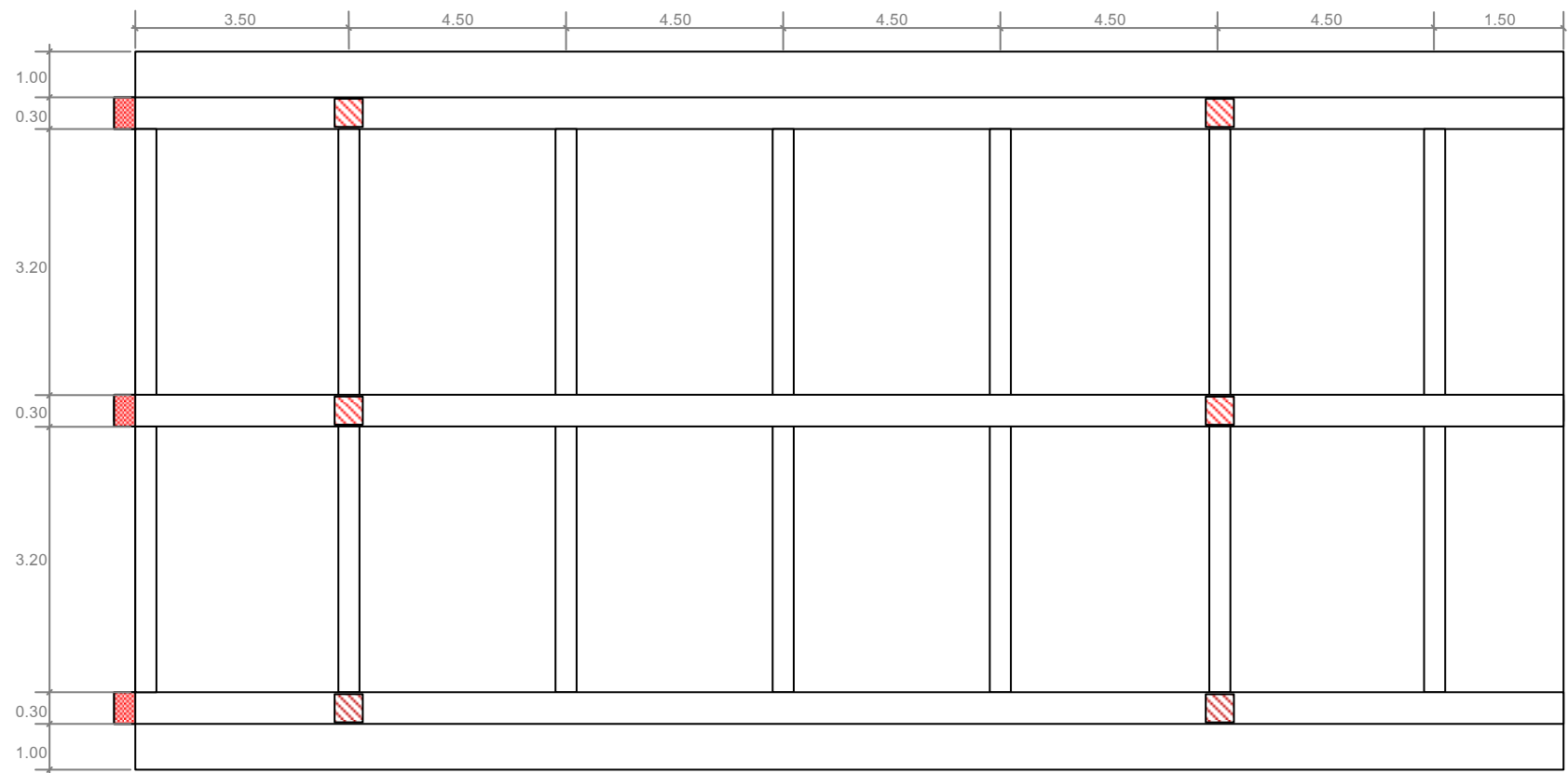
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 11

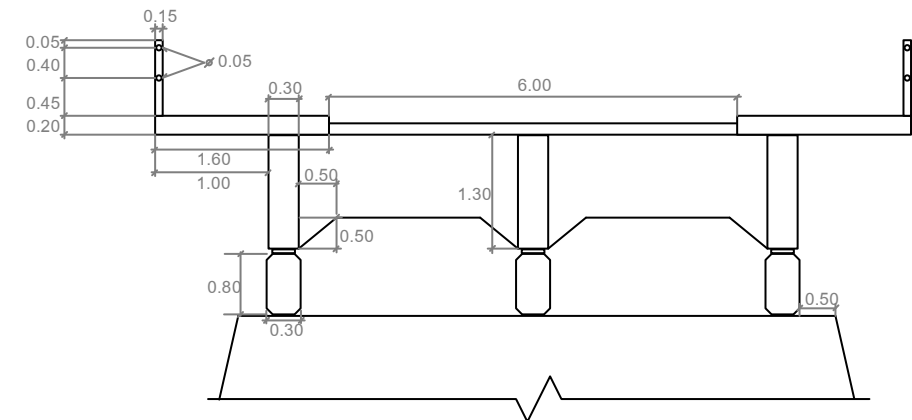
SCALE : AS SHOW

DWG NO. S-011

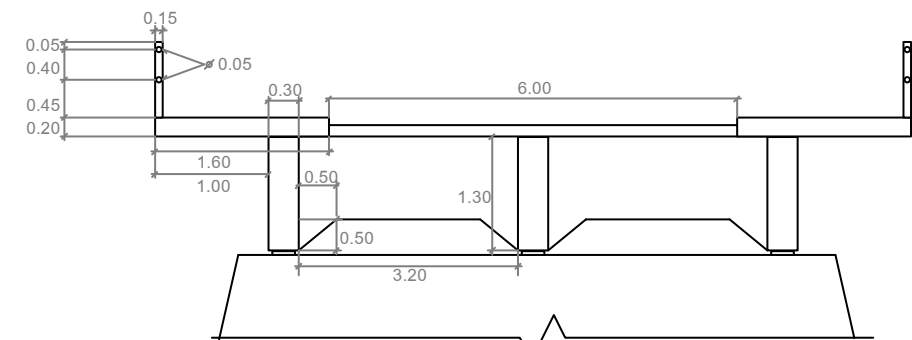
SHEET NO. 12



Bottom View

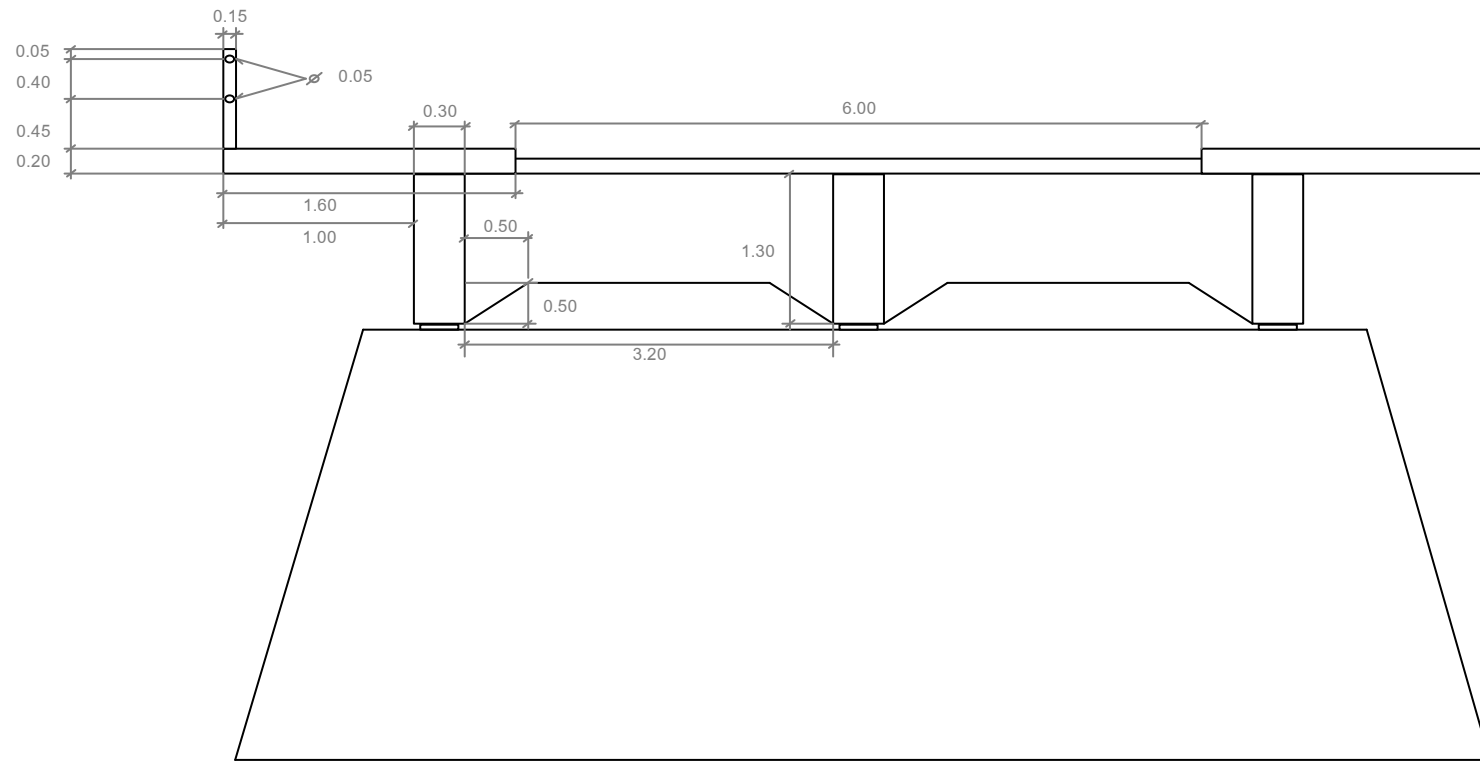


SECTION B-B

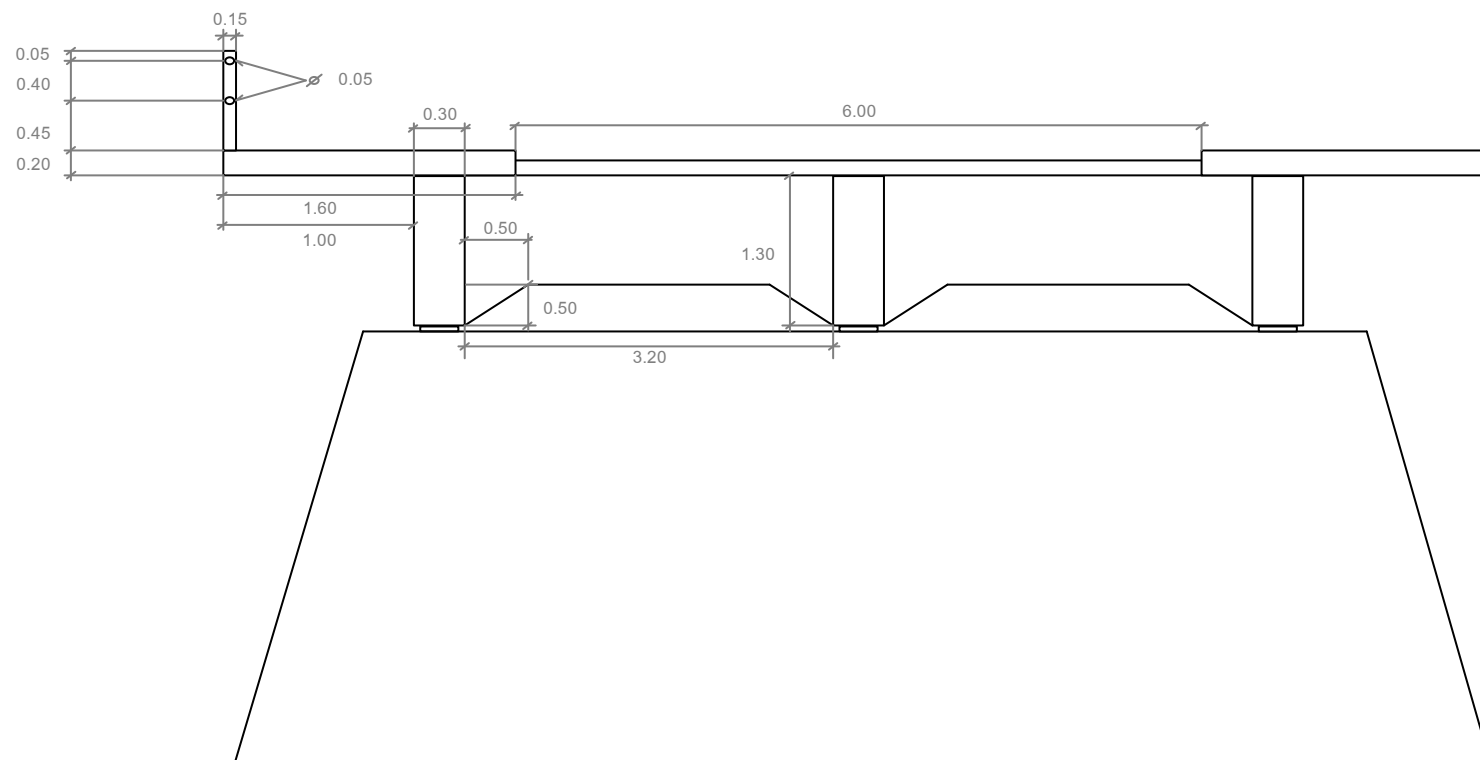


SECTION A-A

	KINGDOM OF THAILAND		ASCONA M COMPANY LIMITED	
	MINISTRY OF TRANSPORT			
	DEPARTMENT OF HIGHWAYS			
สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 12			SCALE :	AS SHOW
			DWGN NO.	S-012
			SHEET NO.	13



A1



A2



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

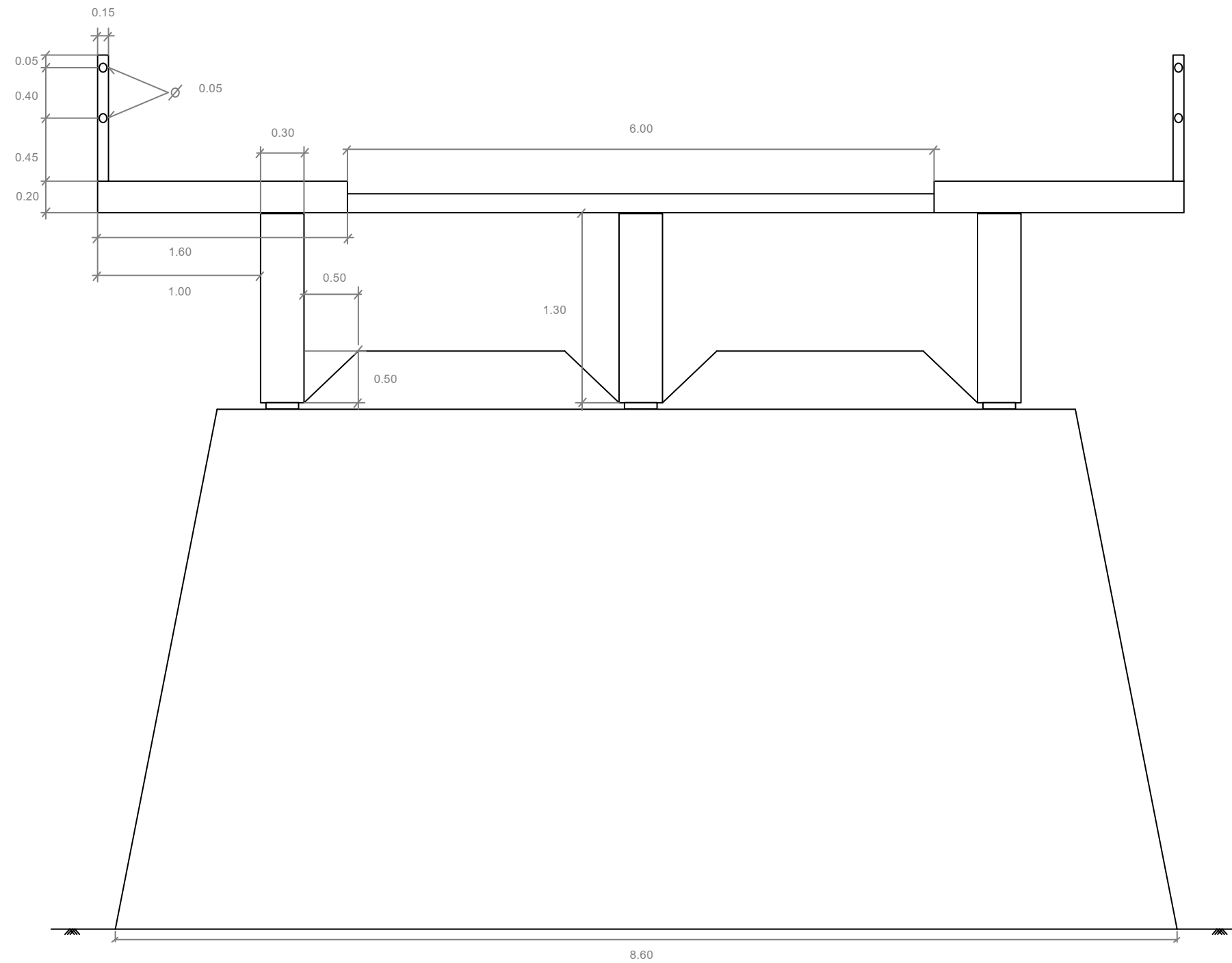
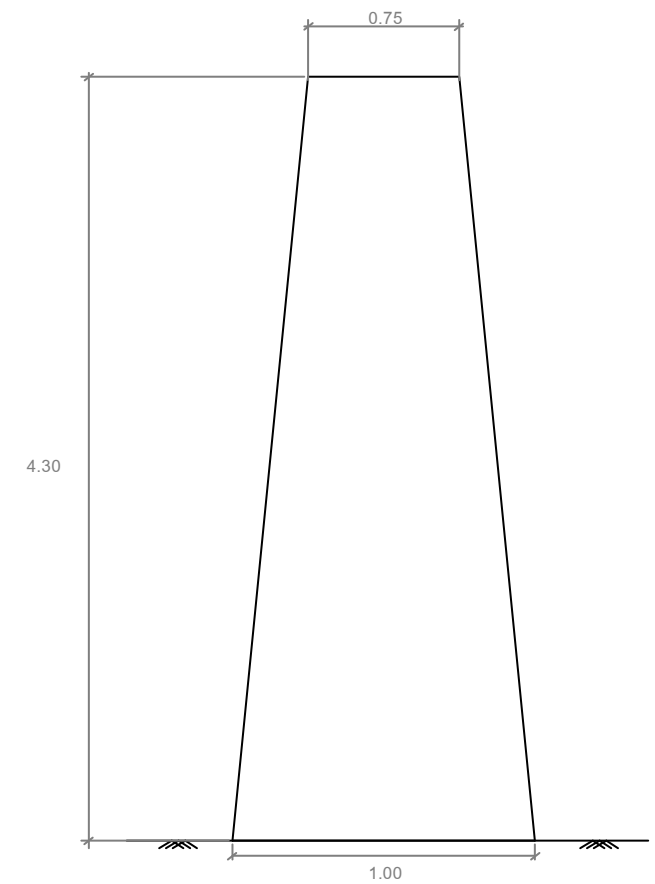
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 A1,A2

SCALE : AS SHOW

DWG NO. A-001

SHEET NO. 14



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

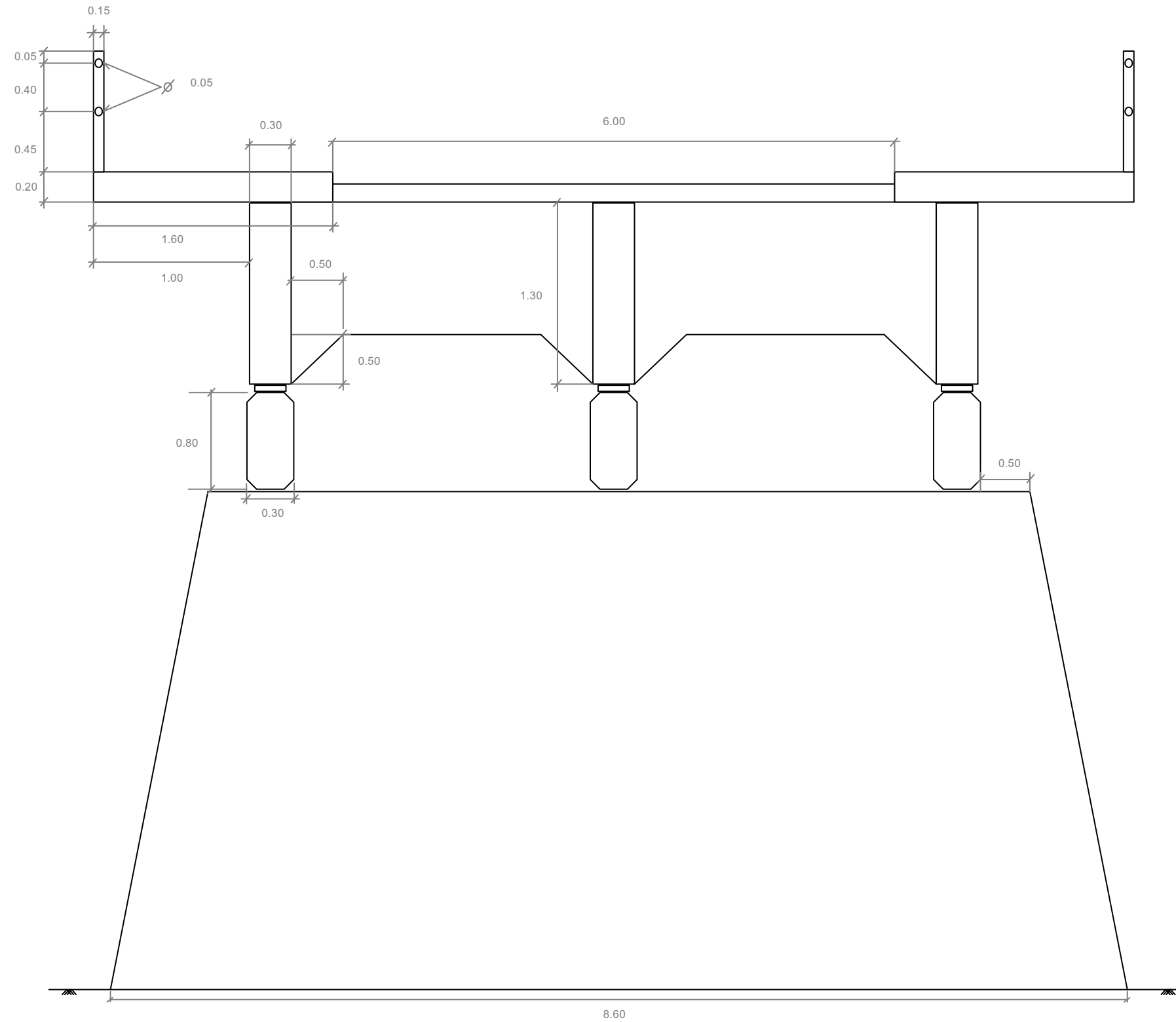
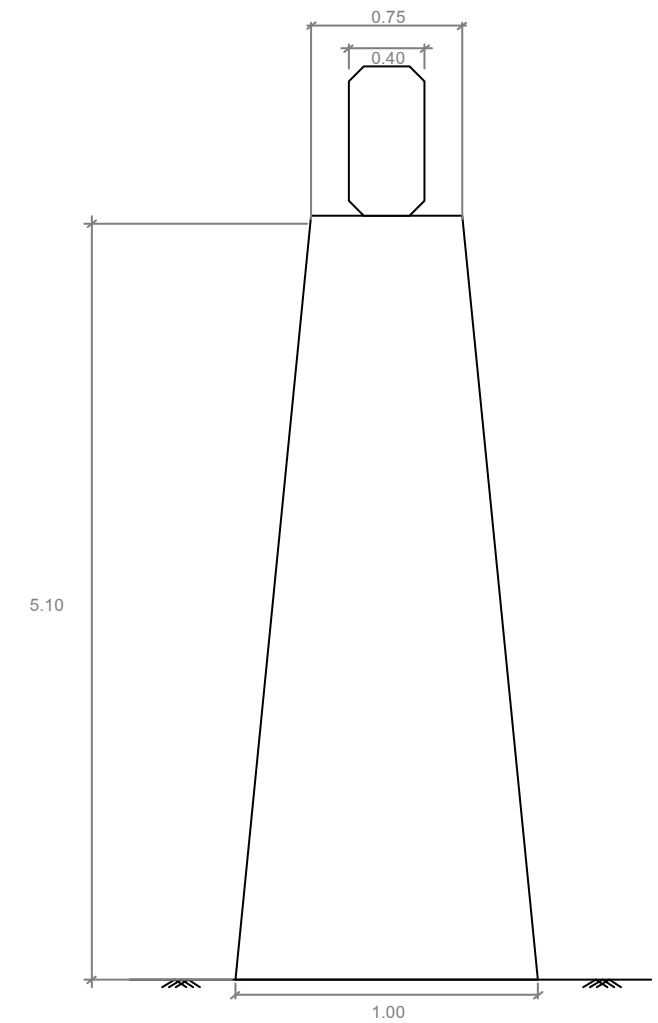
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 02

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-002

SHEET NO. 16



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

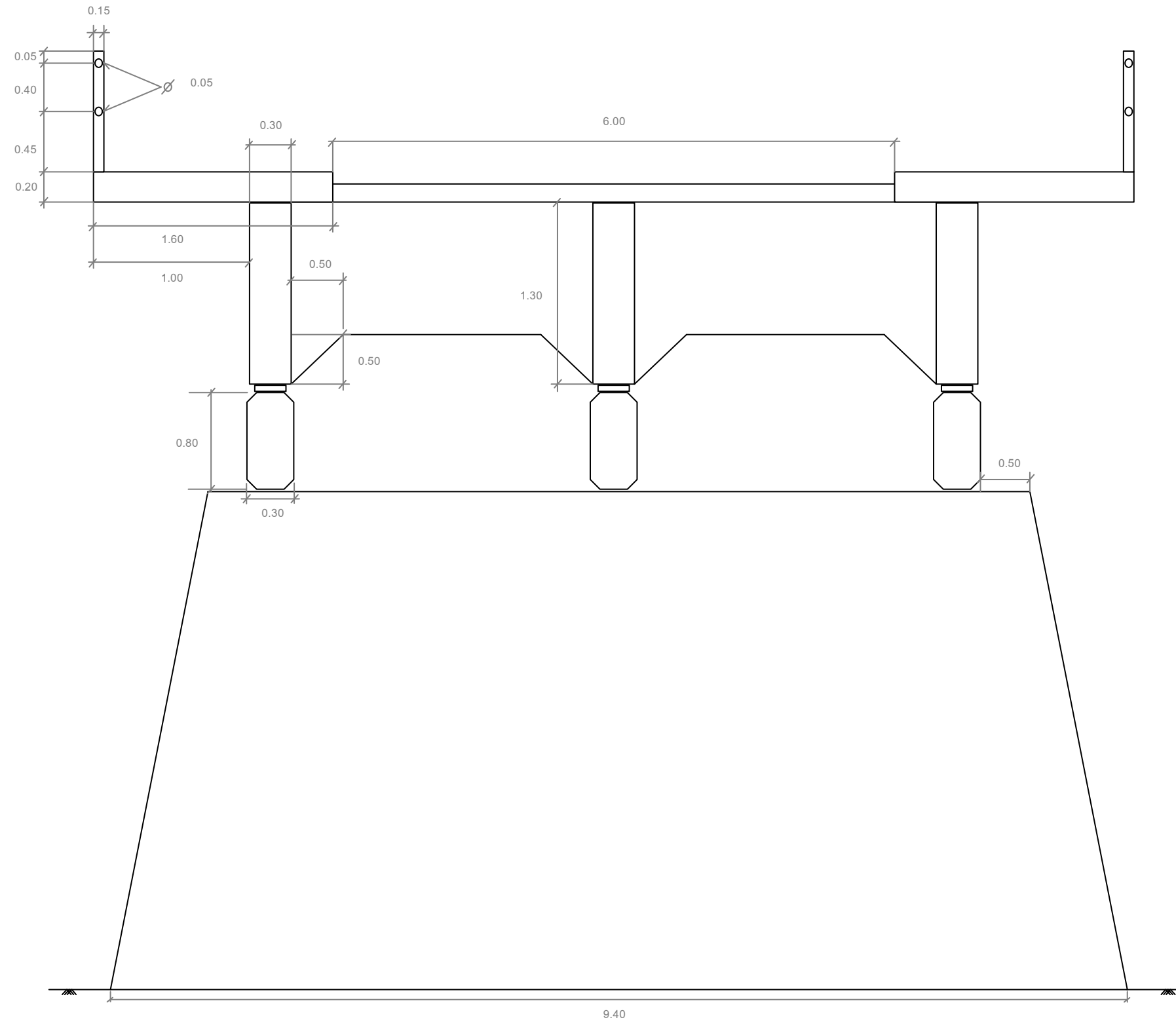
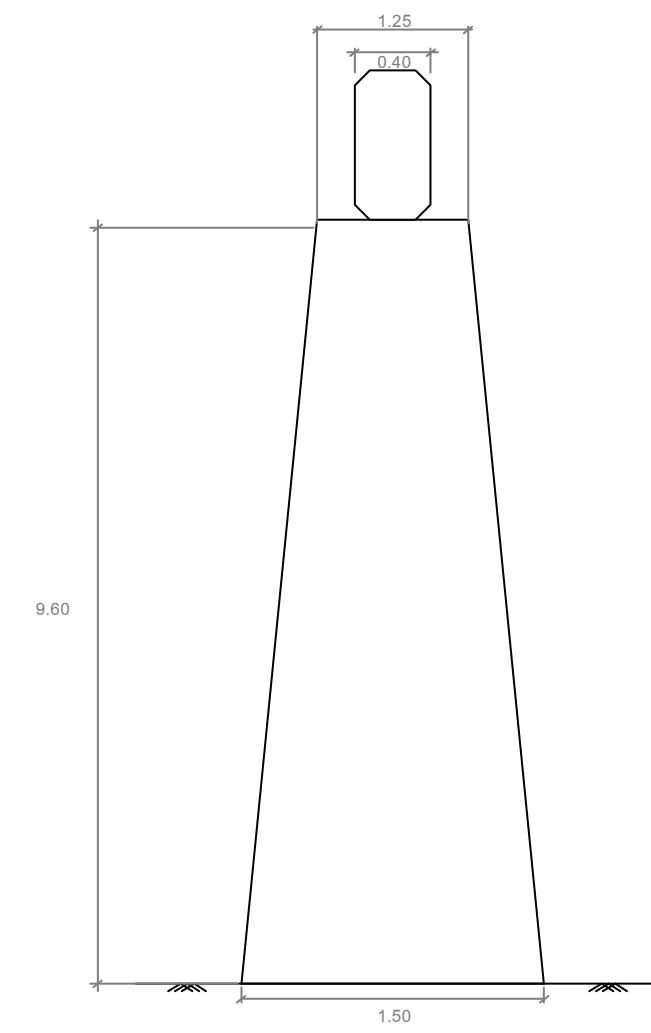
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 03

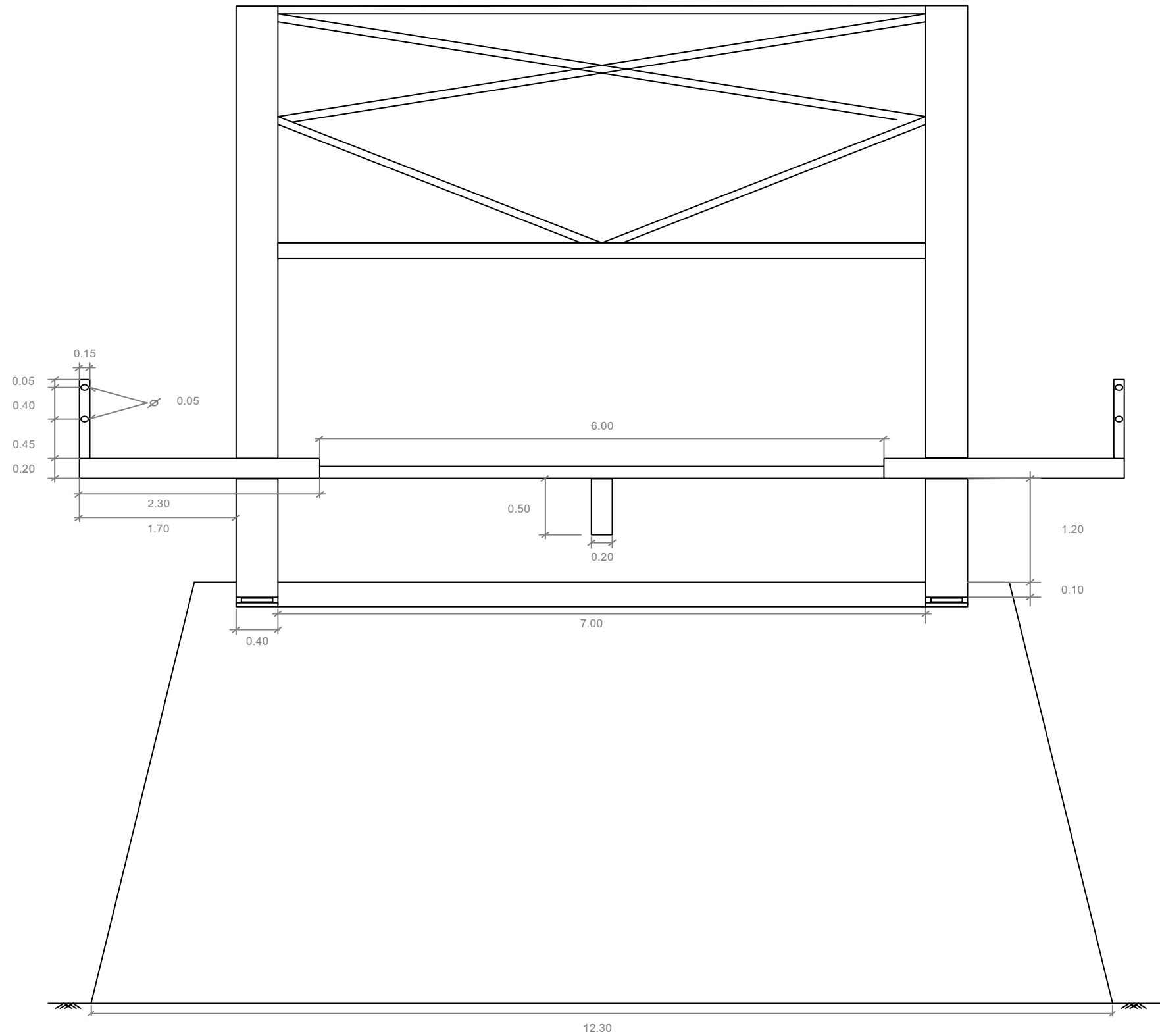
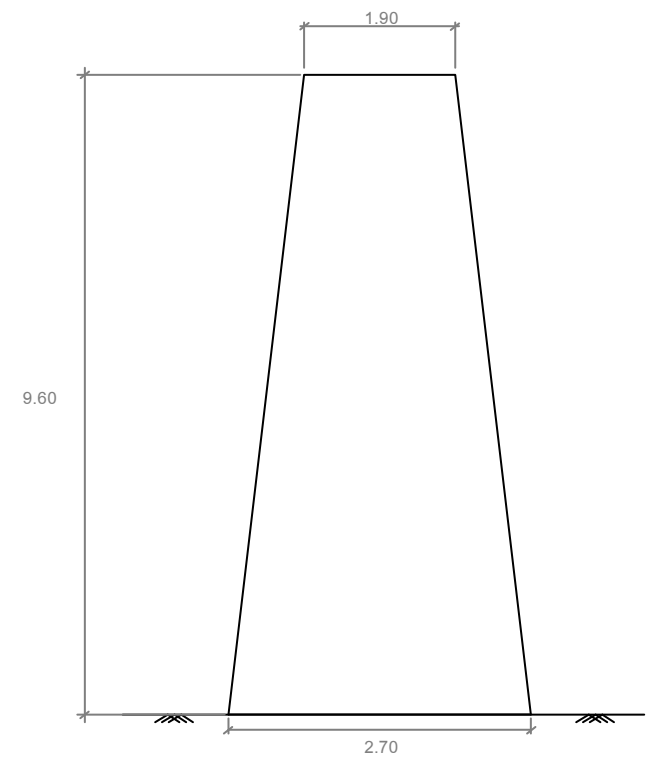
SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-003

SHEET NO. 17



 <div>KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS</div>	 <div>ASCONA M COMPANY LIMITED</div>
<div>STANDARD DRAWING</div> <div>สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 04</div>	SCALE : AS SHOW
	DWG NO. P-004
	SHEET NO. 18



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

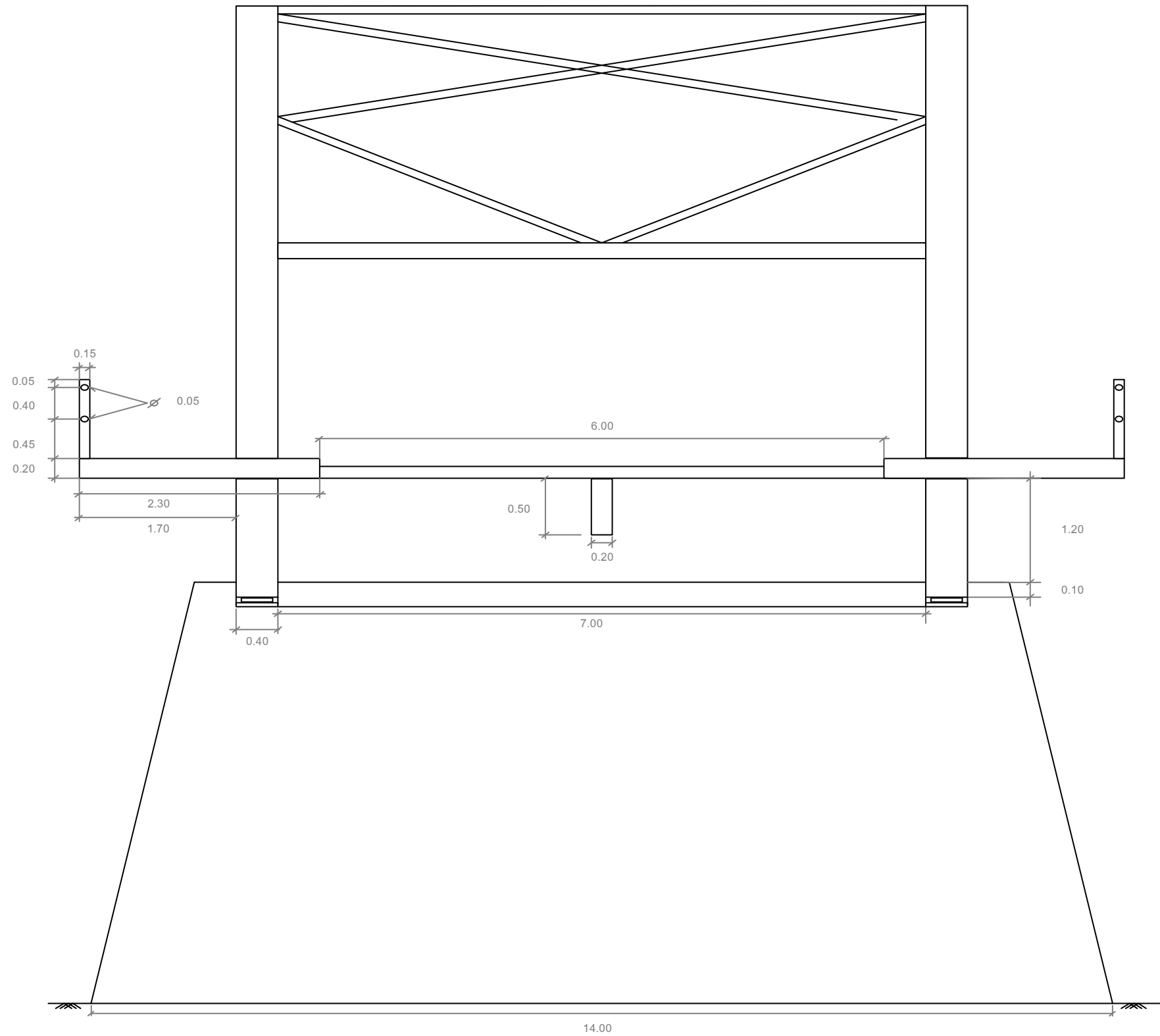
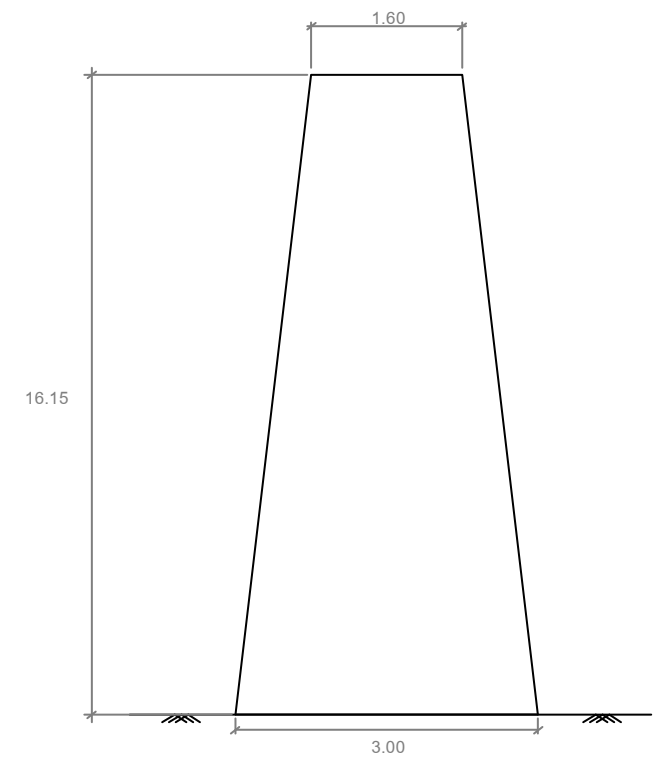
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 05

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-005

SHEET NO. 19



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

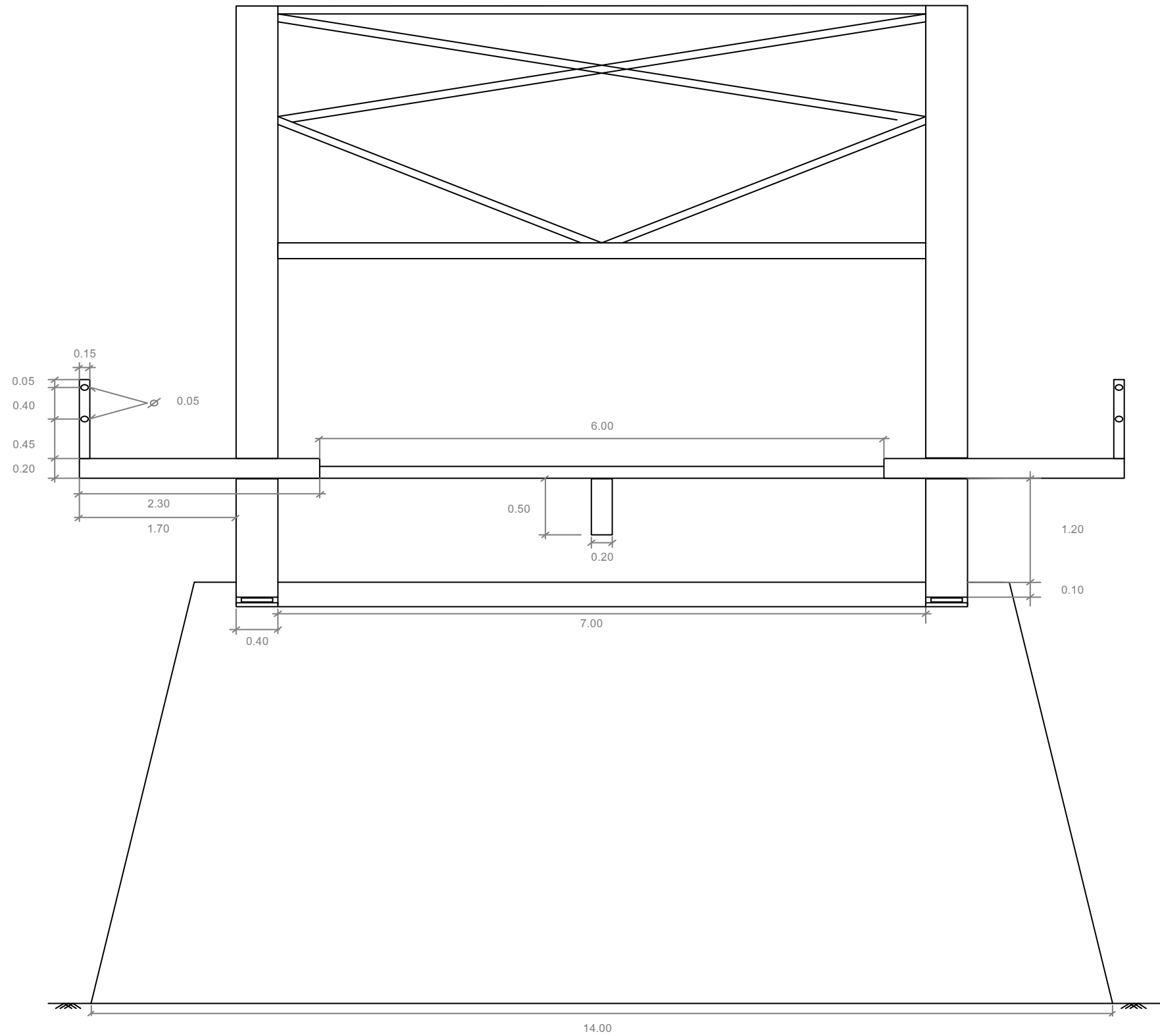
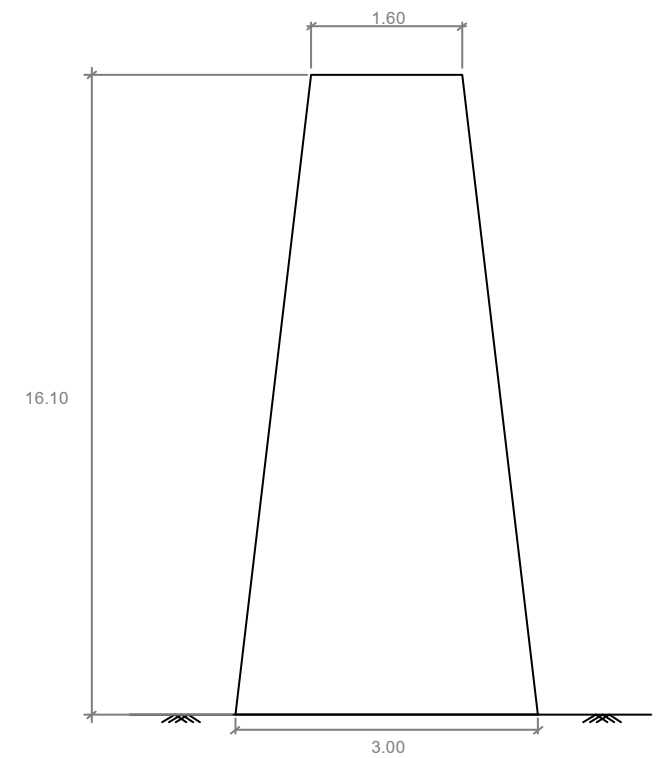
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 06

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-006

SHEET NO. 20



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

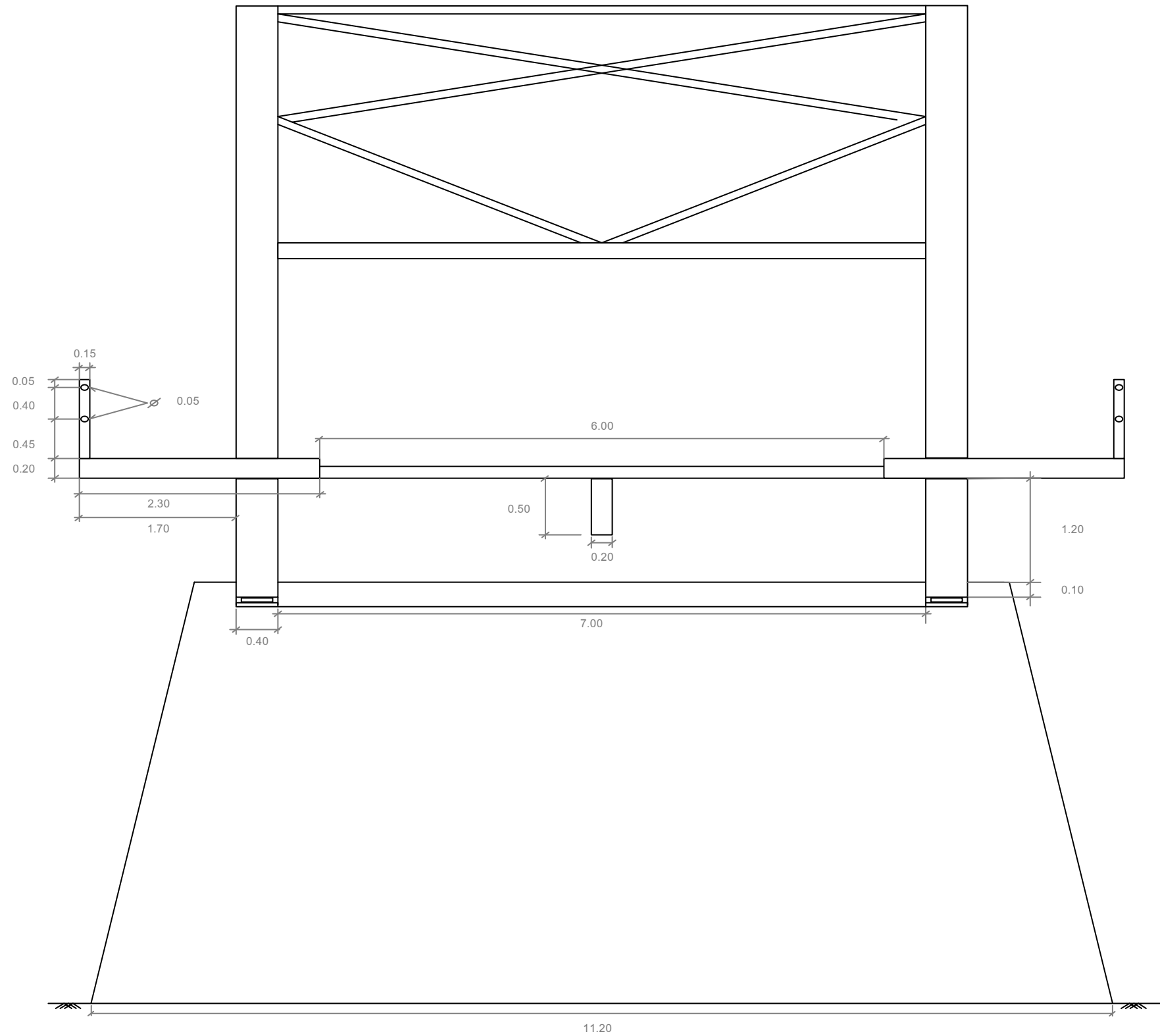
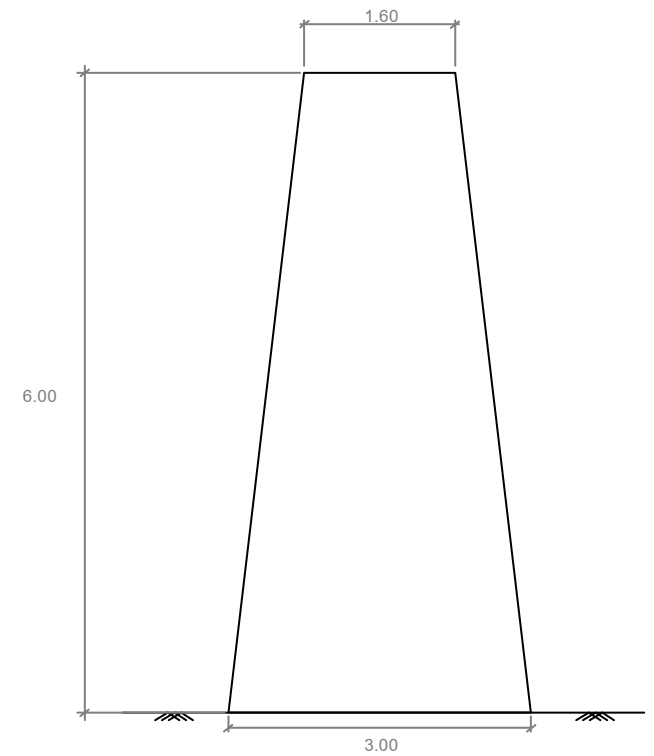
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 07

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-007

SHEET NO. 21



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

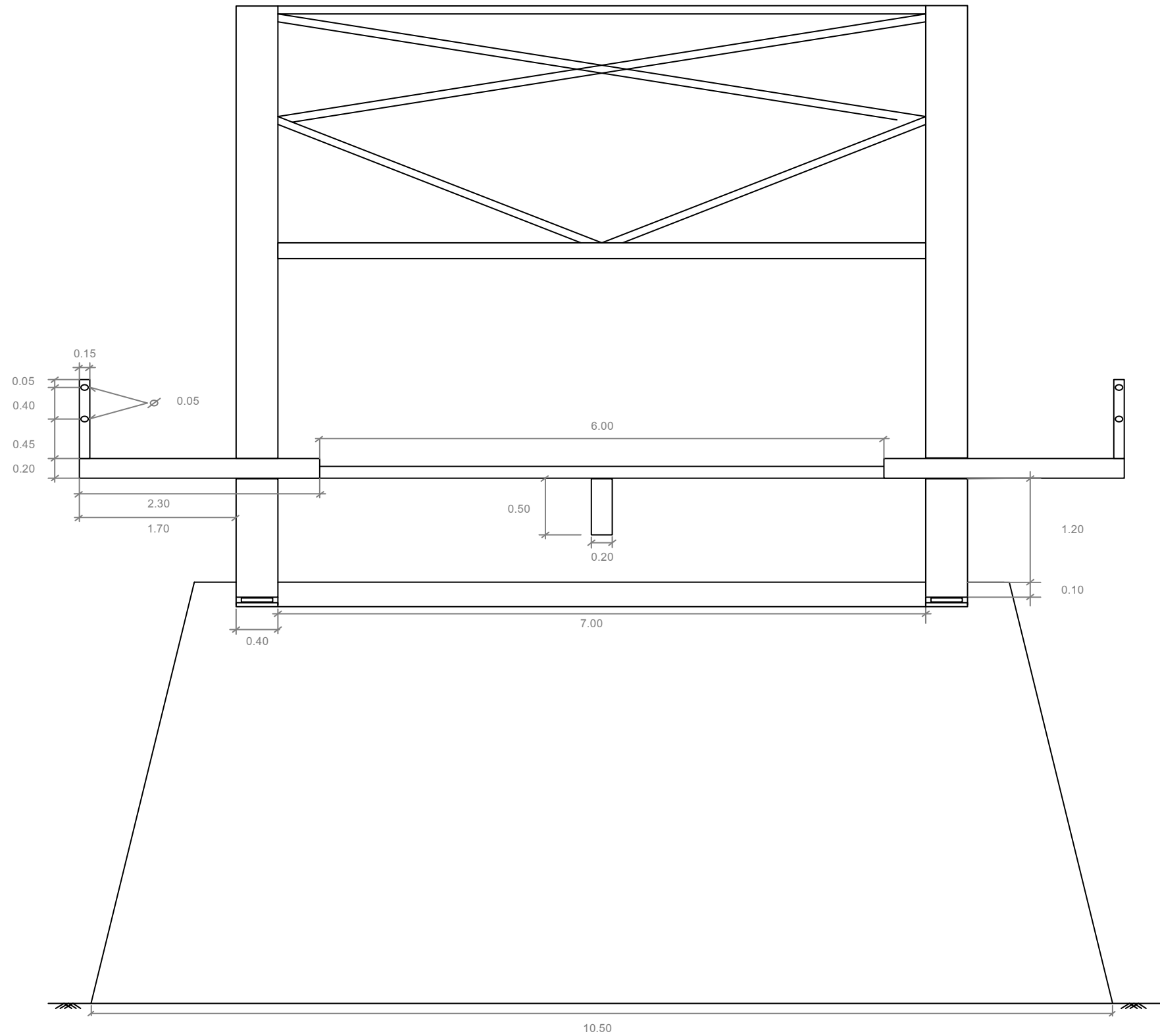
STANDARD DRAWING

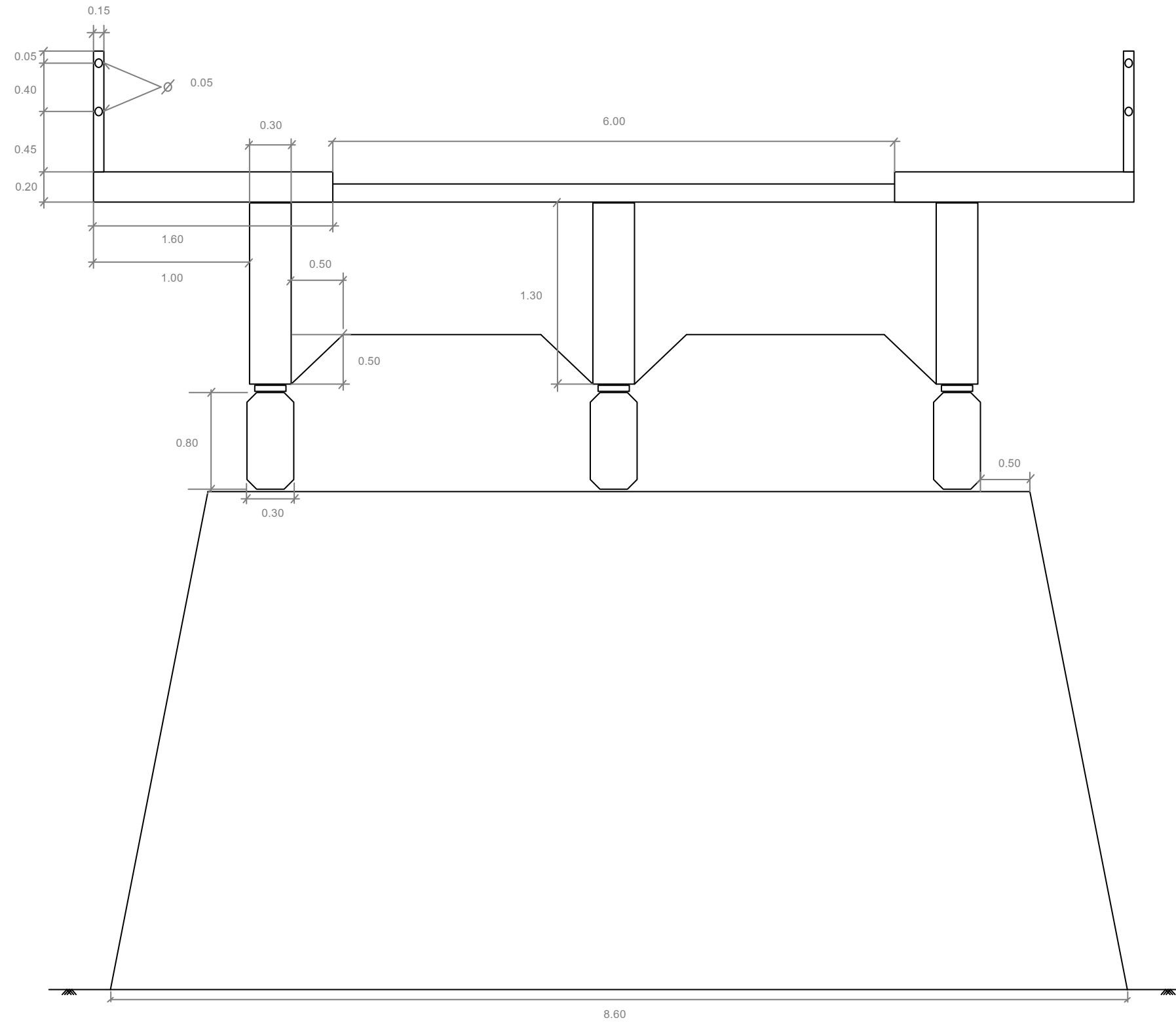
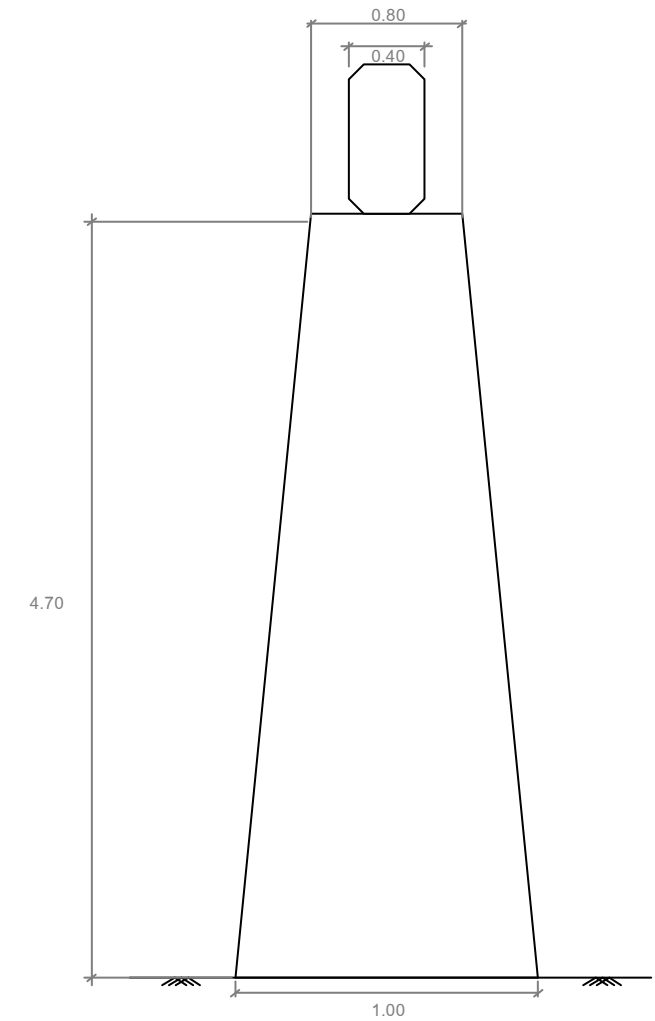
สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 08

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-008

SHEET NO. 22





KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

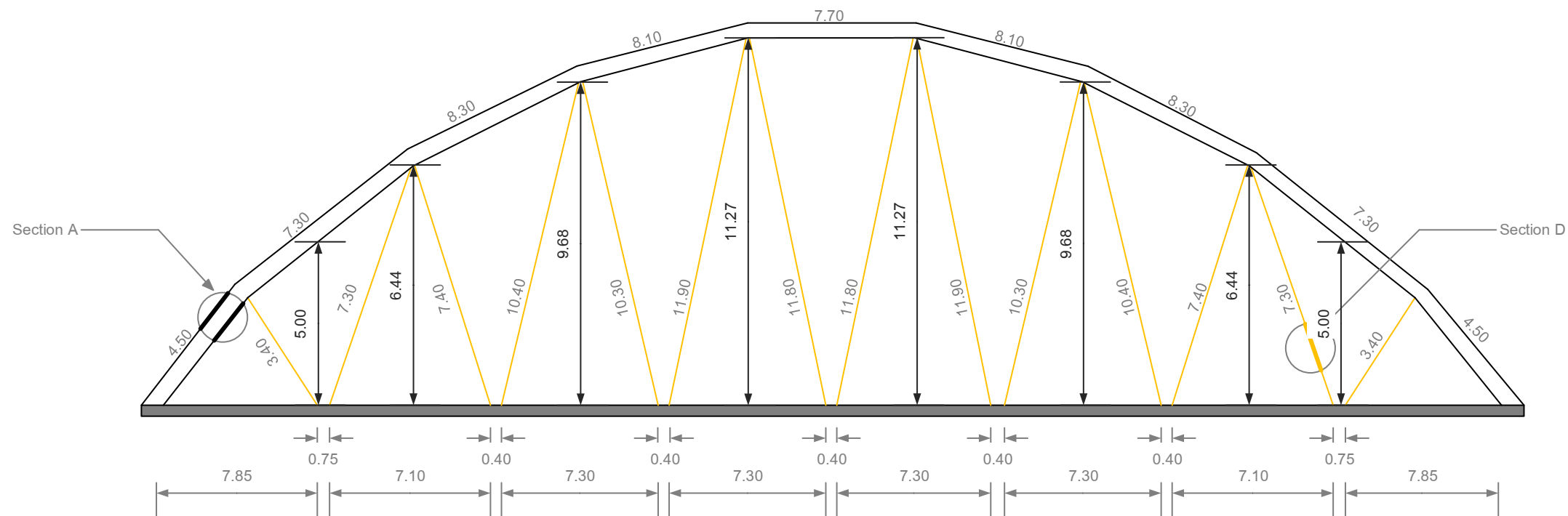
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 10

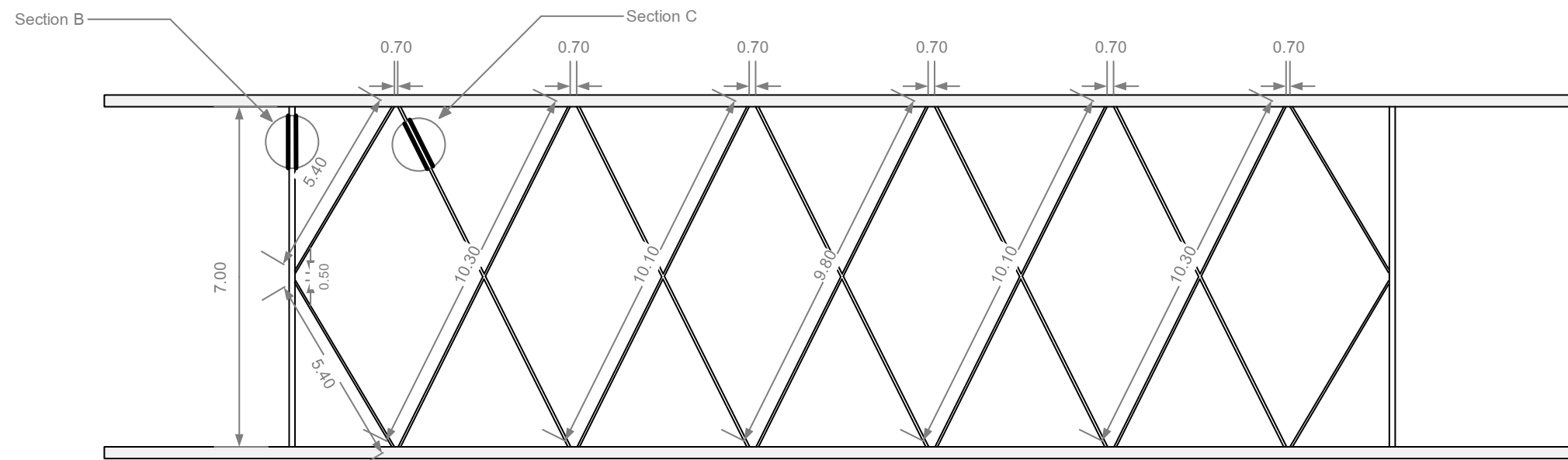
SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-010

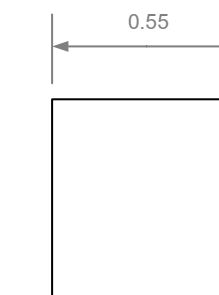
SHEET NO. 24



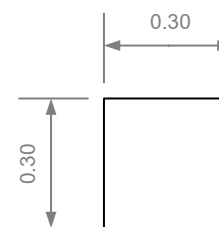
SIDE VIEW



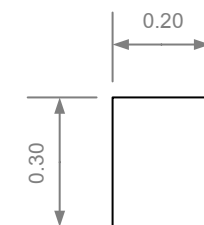
TOP VIEW



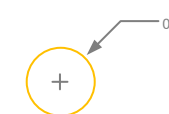
Section A



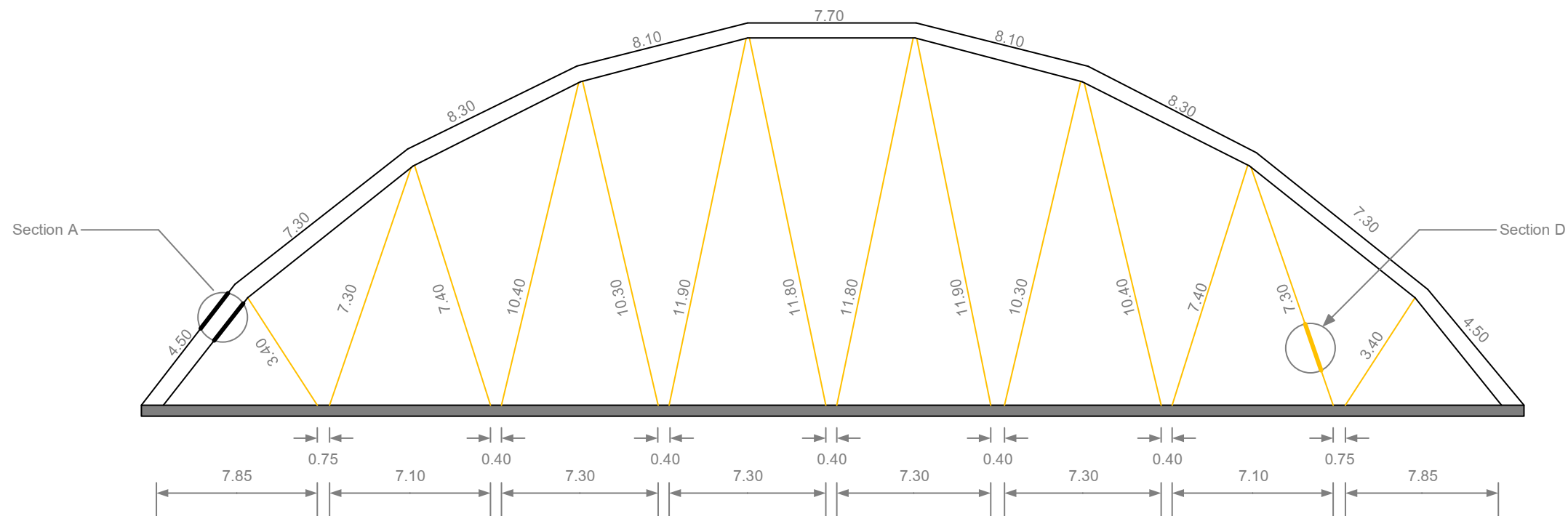
Section B



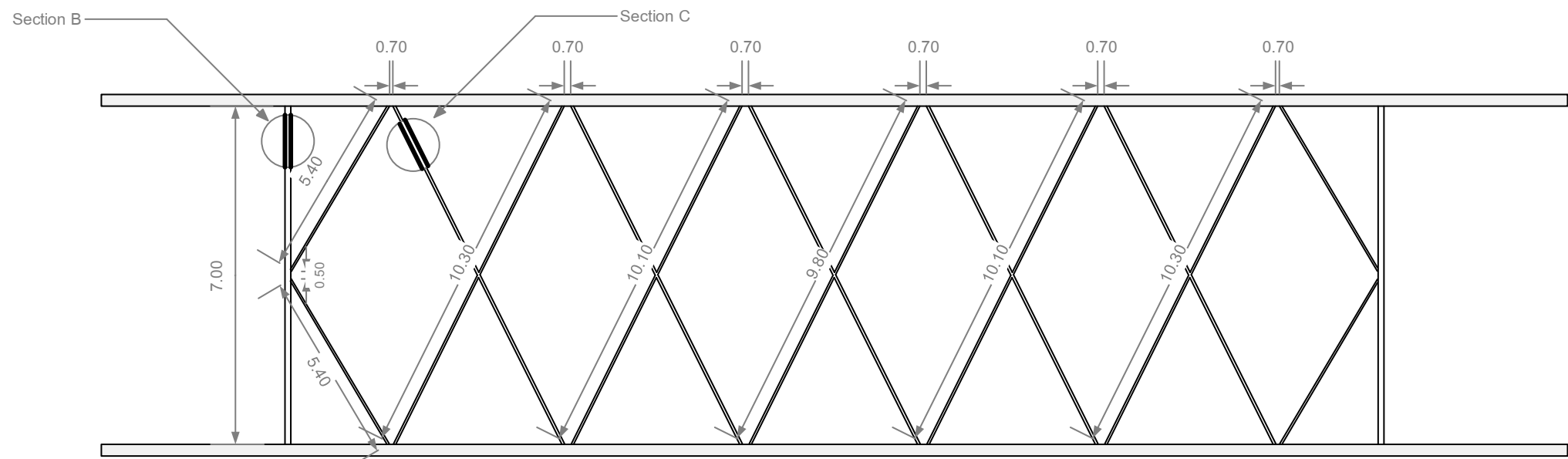
Section C



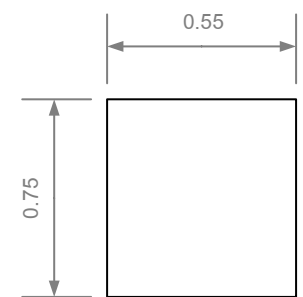
Section D



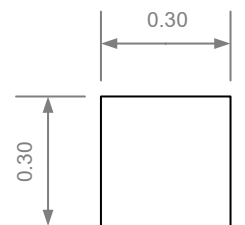
SIDE VIEW



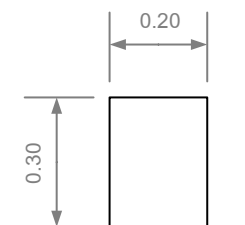
TOP VIEW



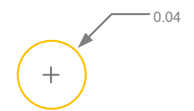
Section A



Section B



Section C



Section D



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

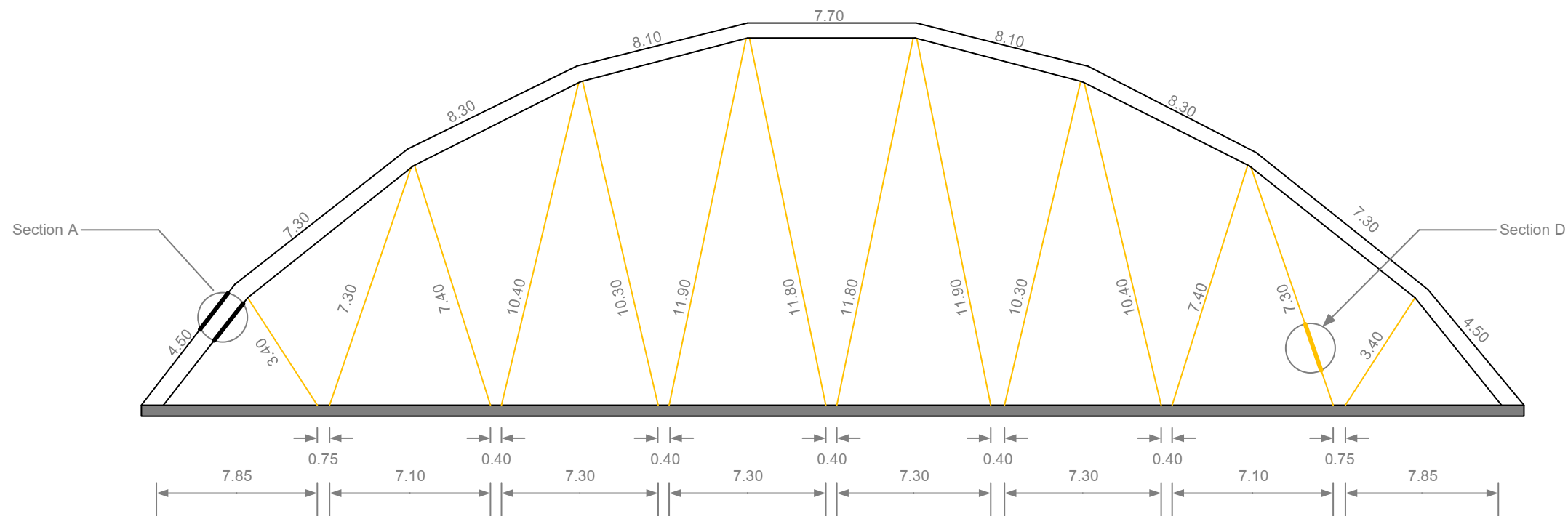
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 07 (ARC)

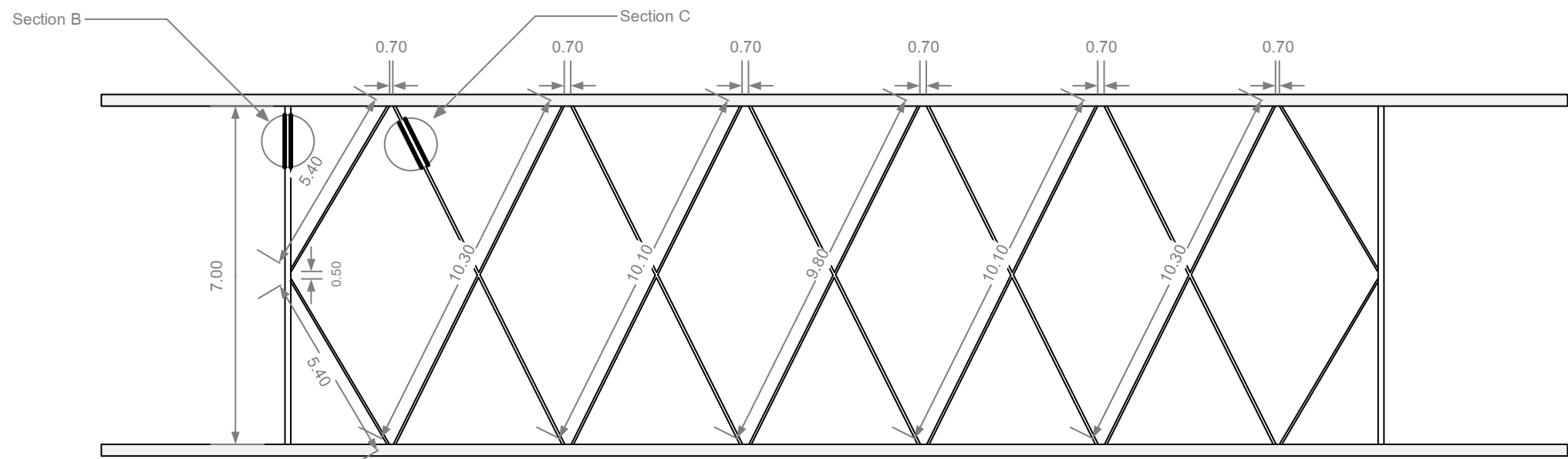
SCALE : AS SHOW

DWG NO. ARC-002

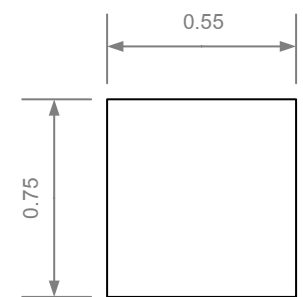
SHEET NO. 27



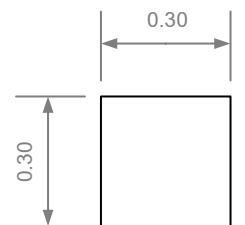
SIDE VIEW



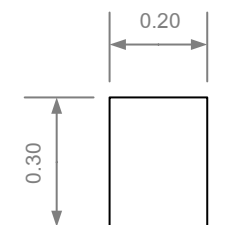
TOP VIEW



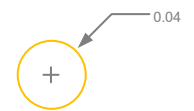
Section A



Section B



Section C



Section D



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

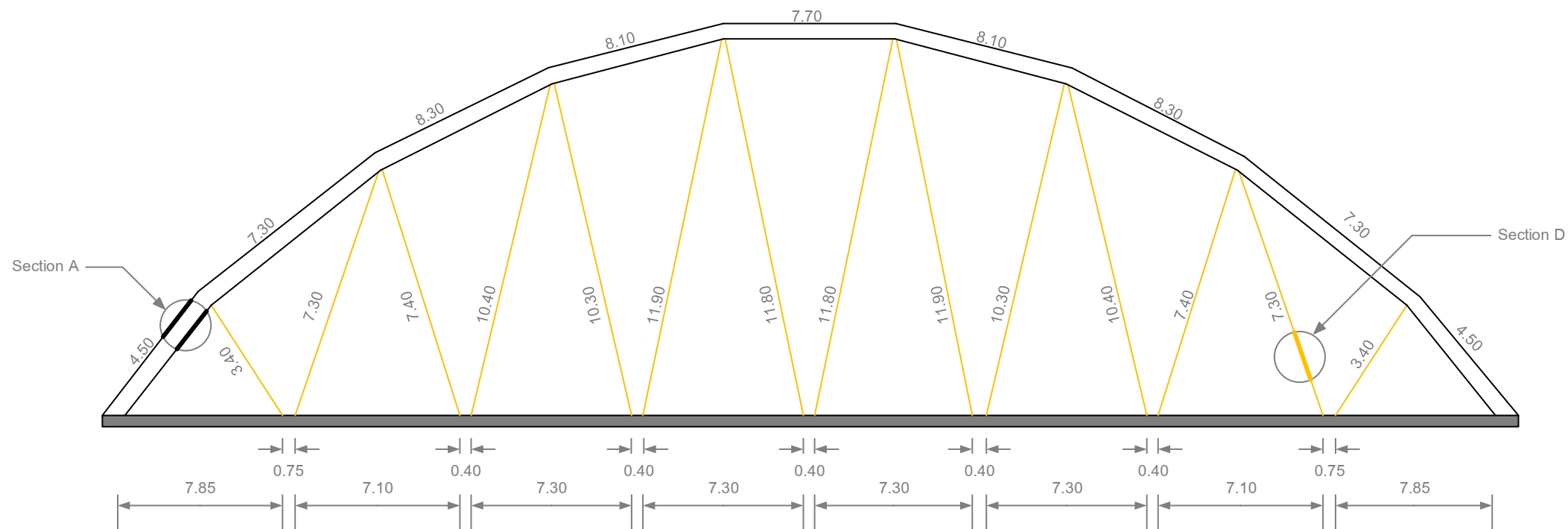
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 08 (ARC)

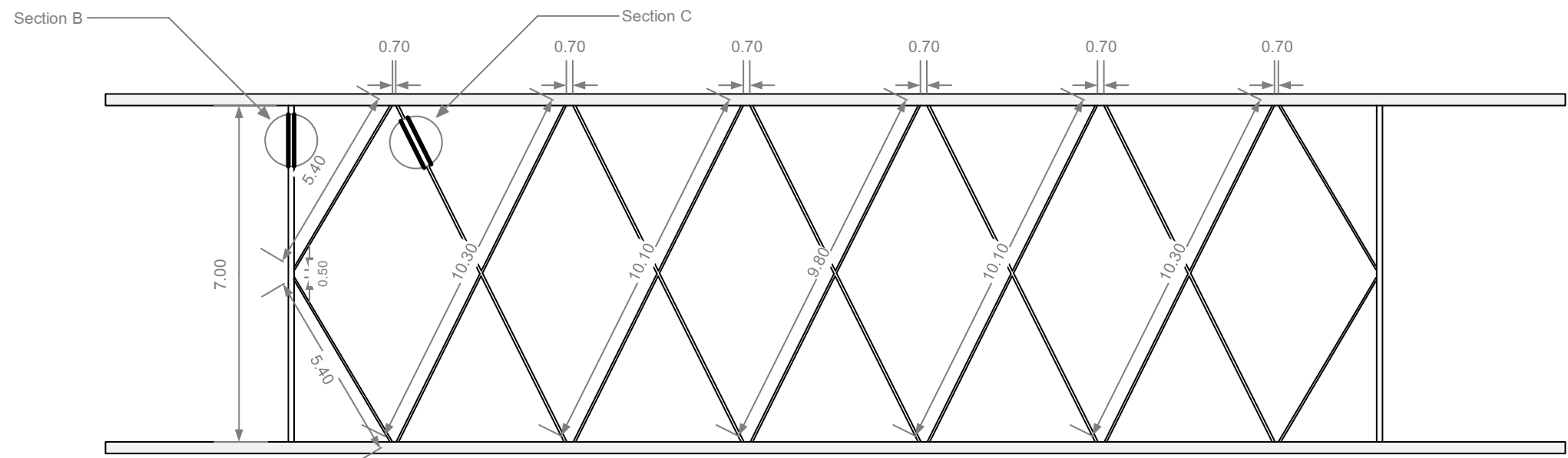
SCALE : AS SHOW

DWG NO. ARC-003

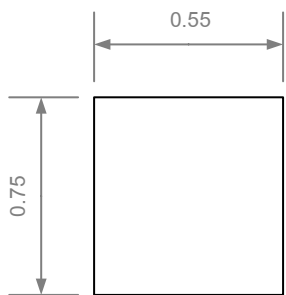
SHEET NO. 28



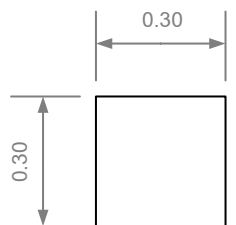
SIDE VIEW



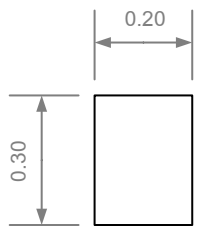
TOP VIEW



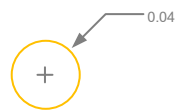
Section A



Section B



Section C



Section D



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

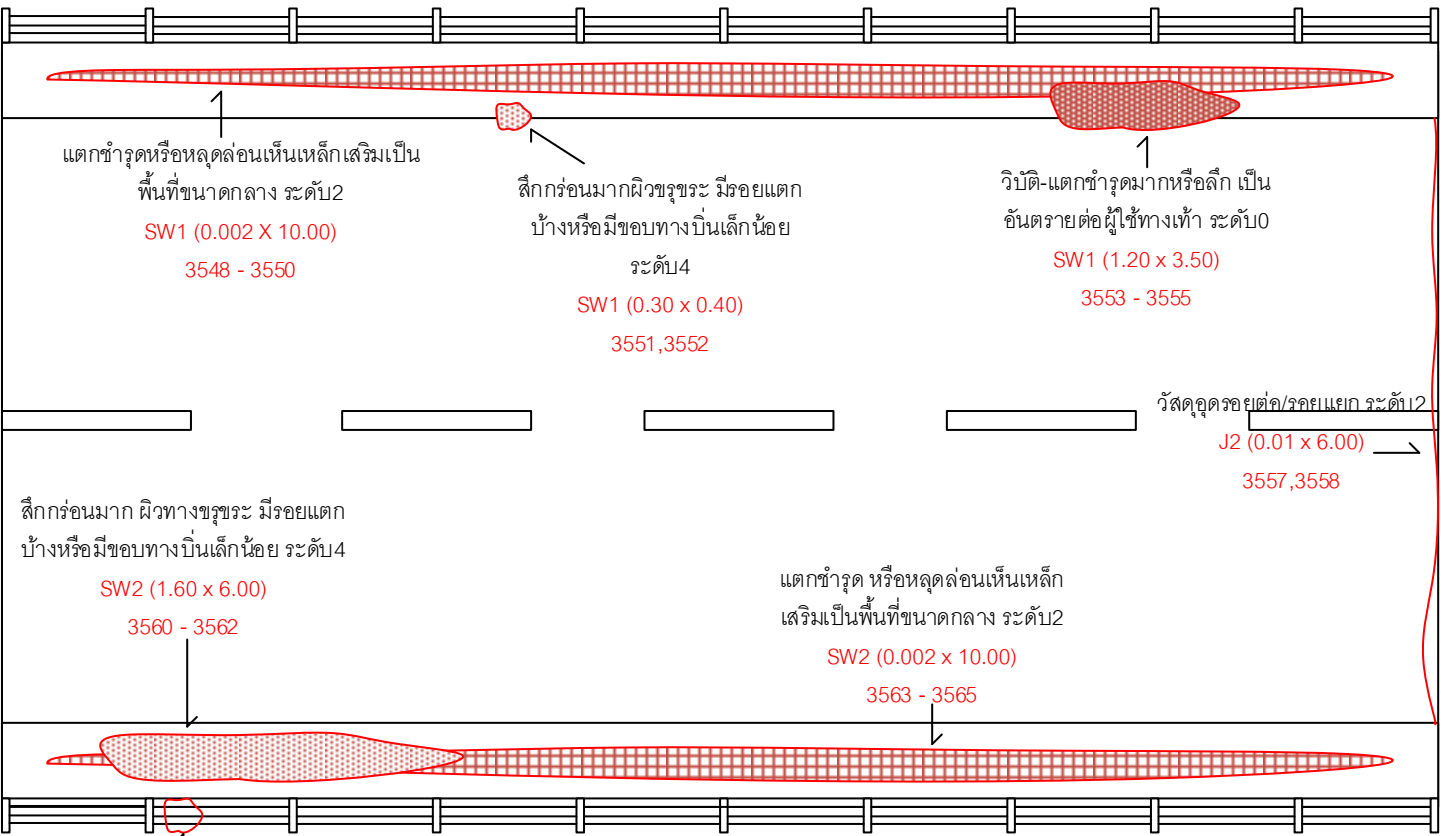
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 09 (ARC)

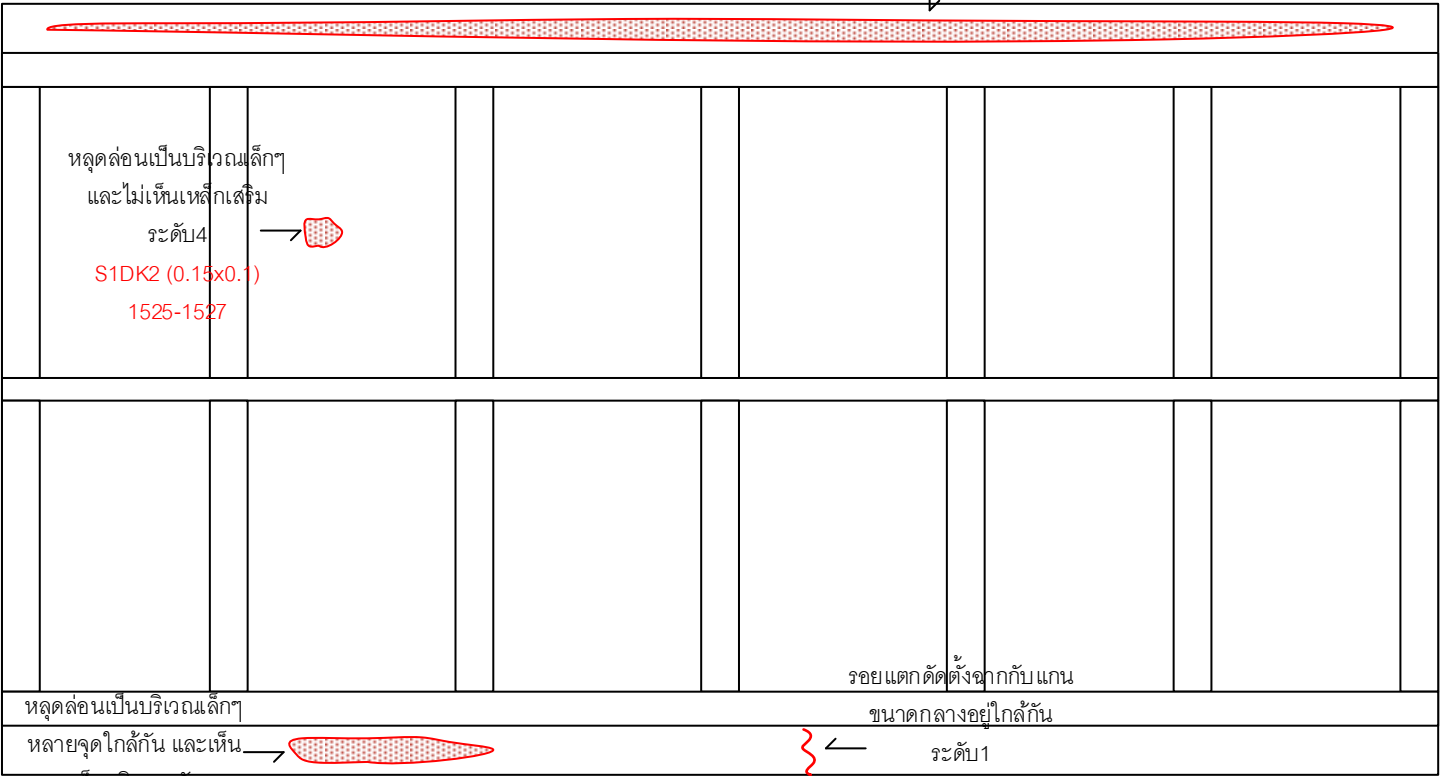
SCALE : AS SHOW

DWG NO. ARC-004

SHEET NO. 29



Top View



Bottom View



3548 - 3550



3551 - 3552



3553 - 3555



3557 - 3558



3560 - 3562



3563 - 3565



3566 - 3569



1528 - 1534



1525 - 1527



1548 - 1555



1543 - 1547



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS

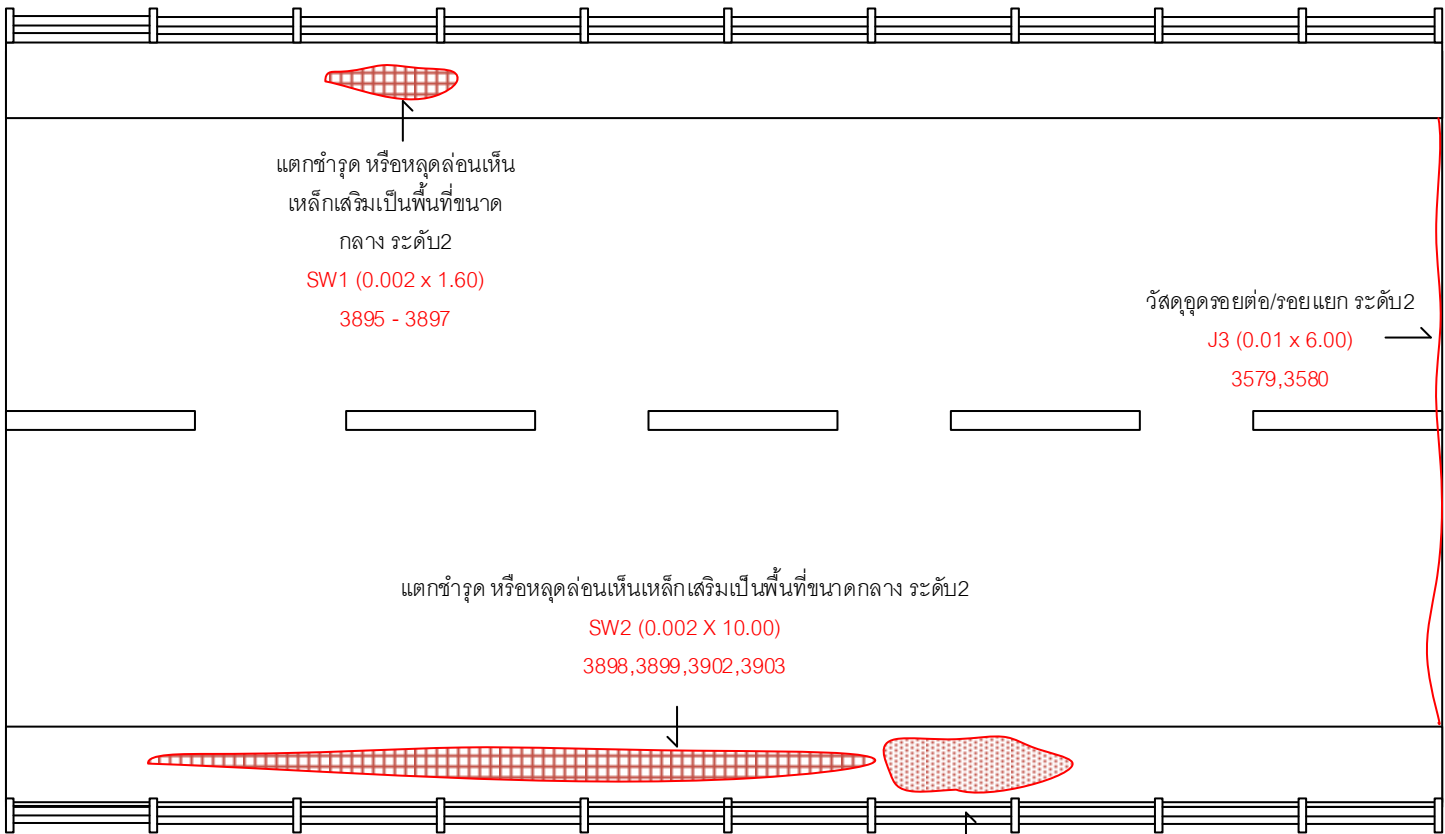


ASCONA M COMPANY LIMITED

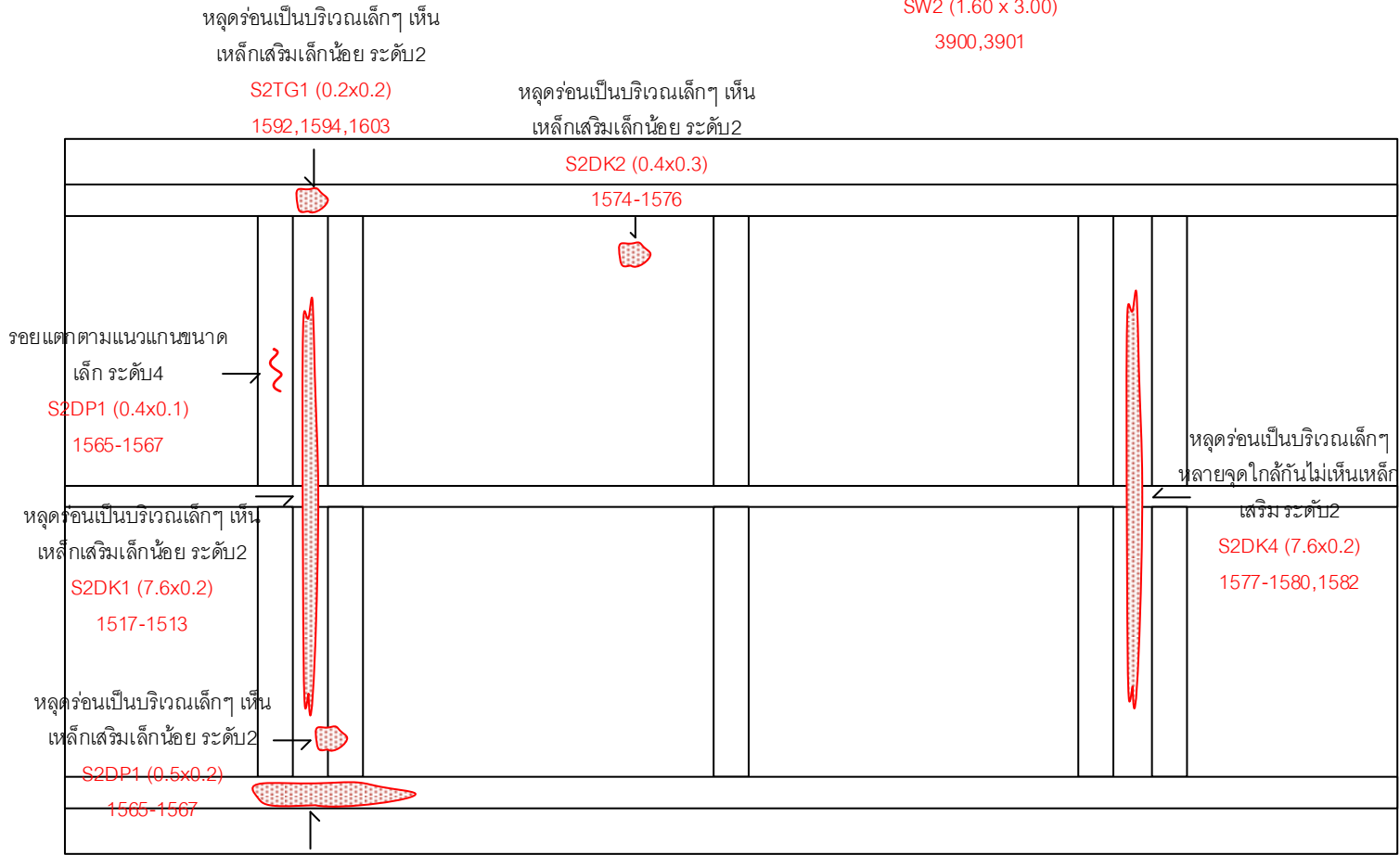
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 01

SCALE : AS SHOW
DWG NO. S-001
SHEET NO. 01



Top View



Bottom View



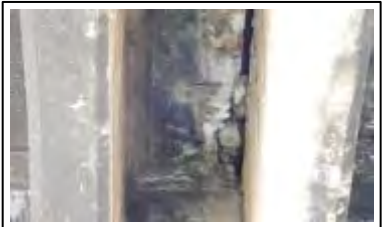
3579 - 3580



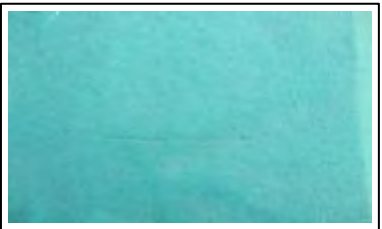
1562 - 1564



3895 - 3897



1513 - 1517



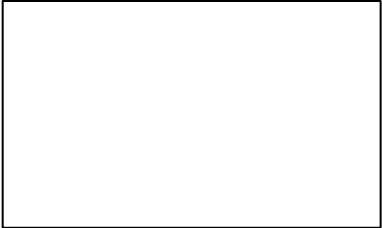
3898 - 3899



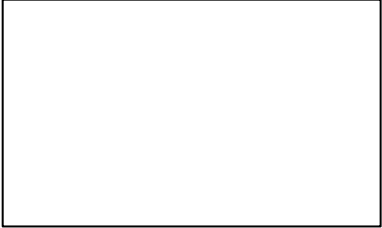
1592 - 1594



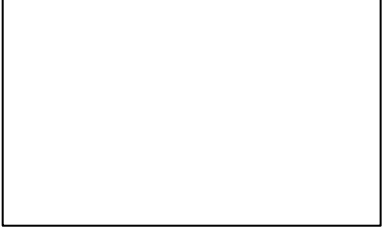
3900 - 3901



1574 - 1576



1565 - 1567



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

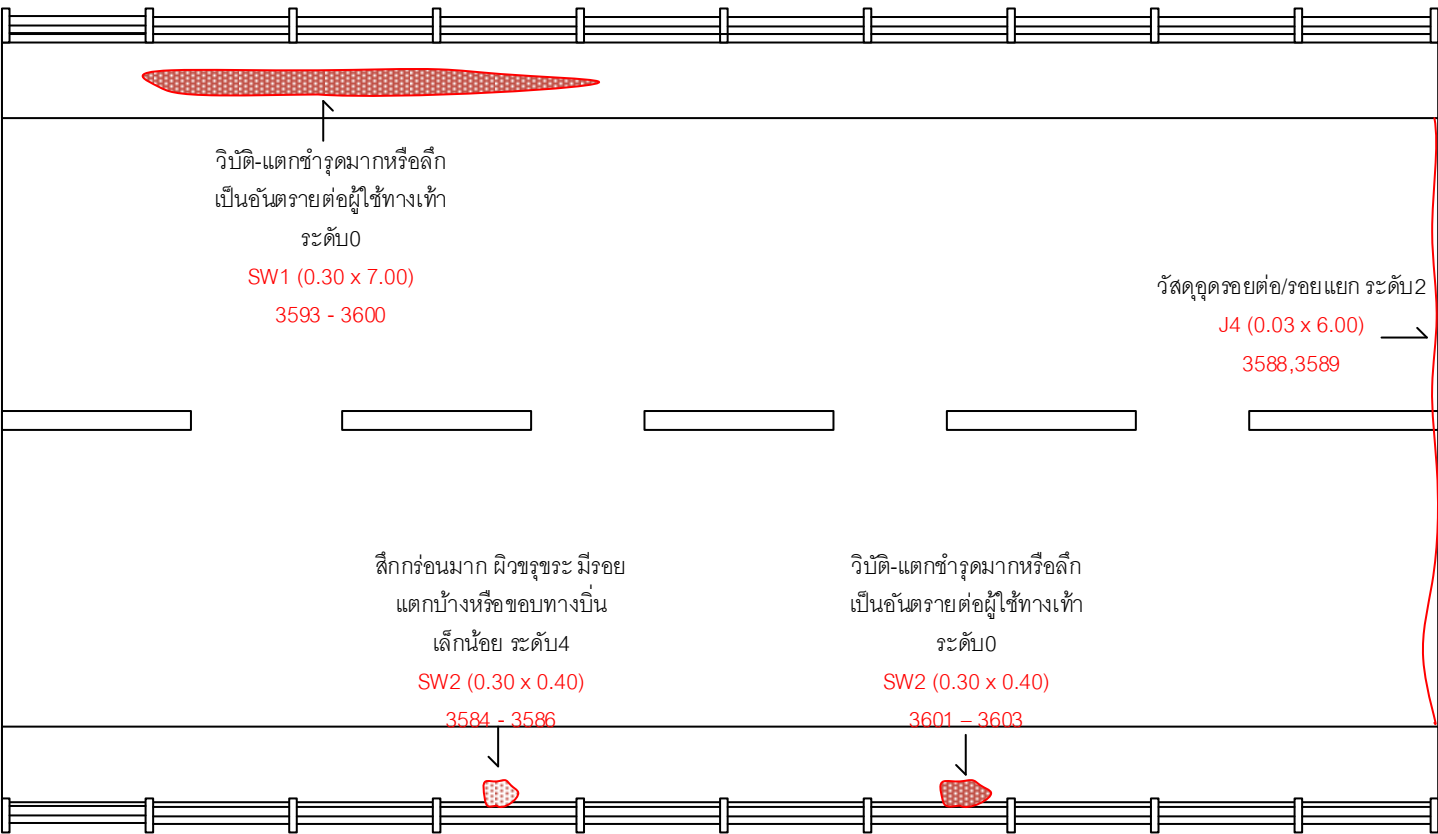
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 02

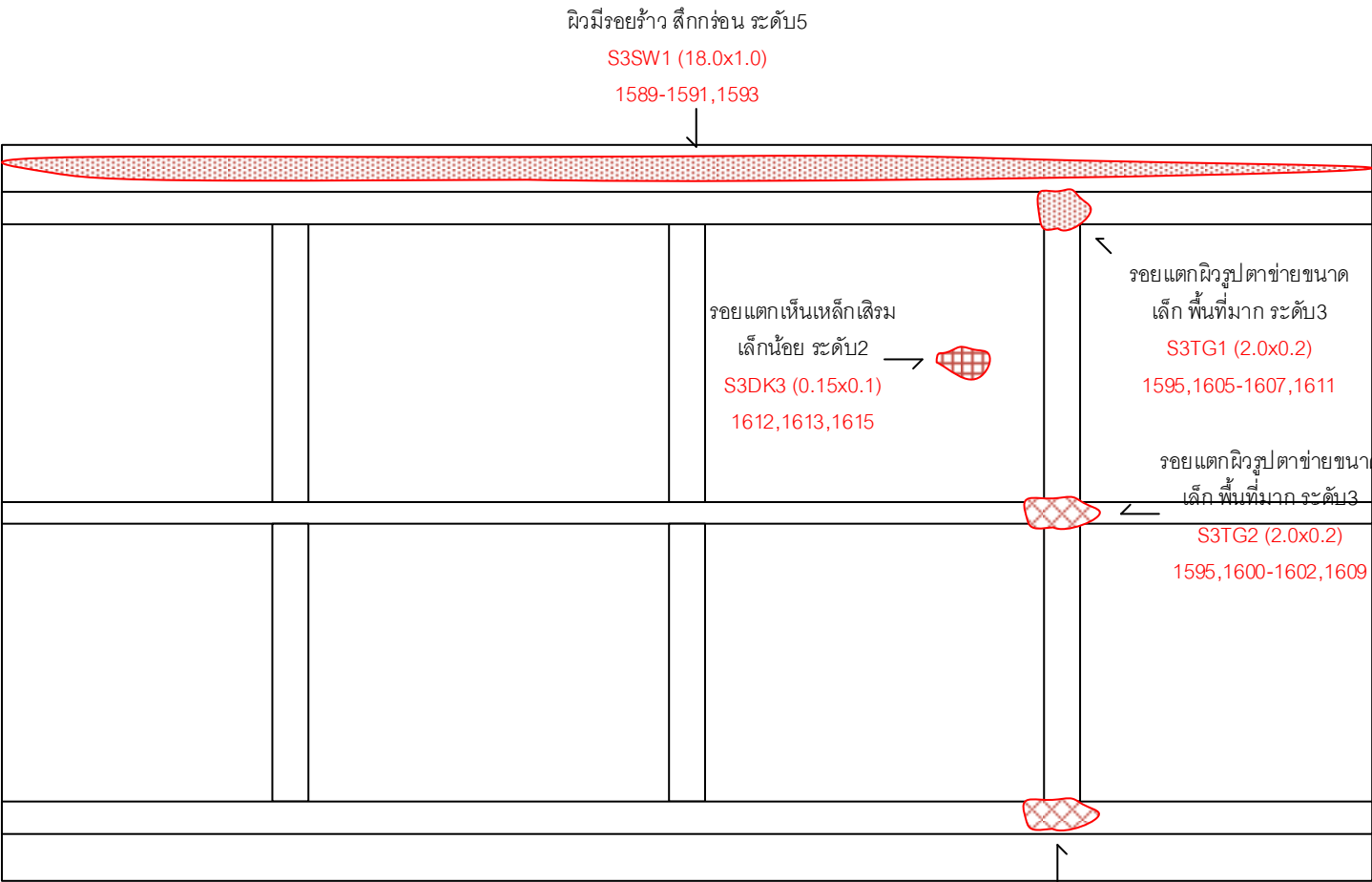
SCALE : AS SHOW

DWG NO. S-002

SHEET NO. 02



Top View



Bottom View

รอยแตกผิวรูปดาข่ายขนาด เล็ก พื้นที่มาก ระดับ3
S3TG3 (2.0x0.2)
1595-1599,1608



3593 - 3600



3588 - 3589



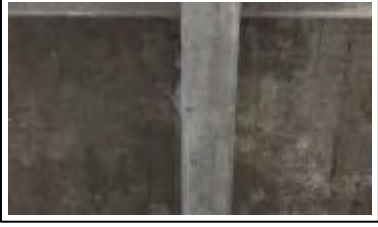
3584 - 3586



3601 - 3603



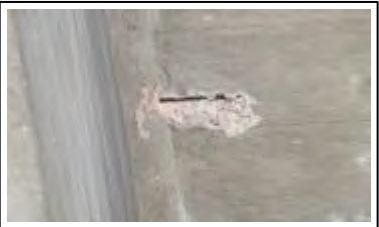
1589 - 1591



1595 - 1605



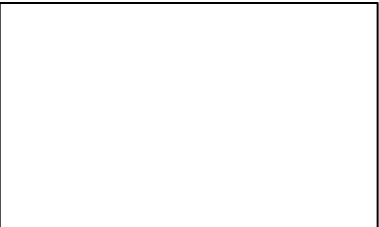
1595 - 1600



1612 - 1615



1595 - 1598



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

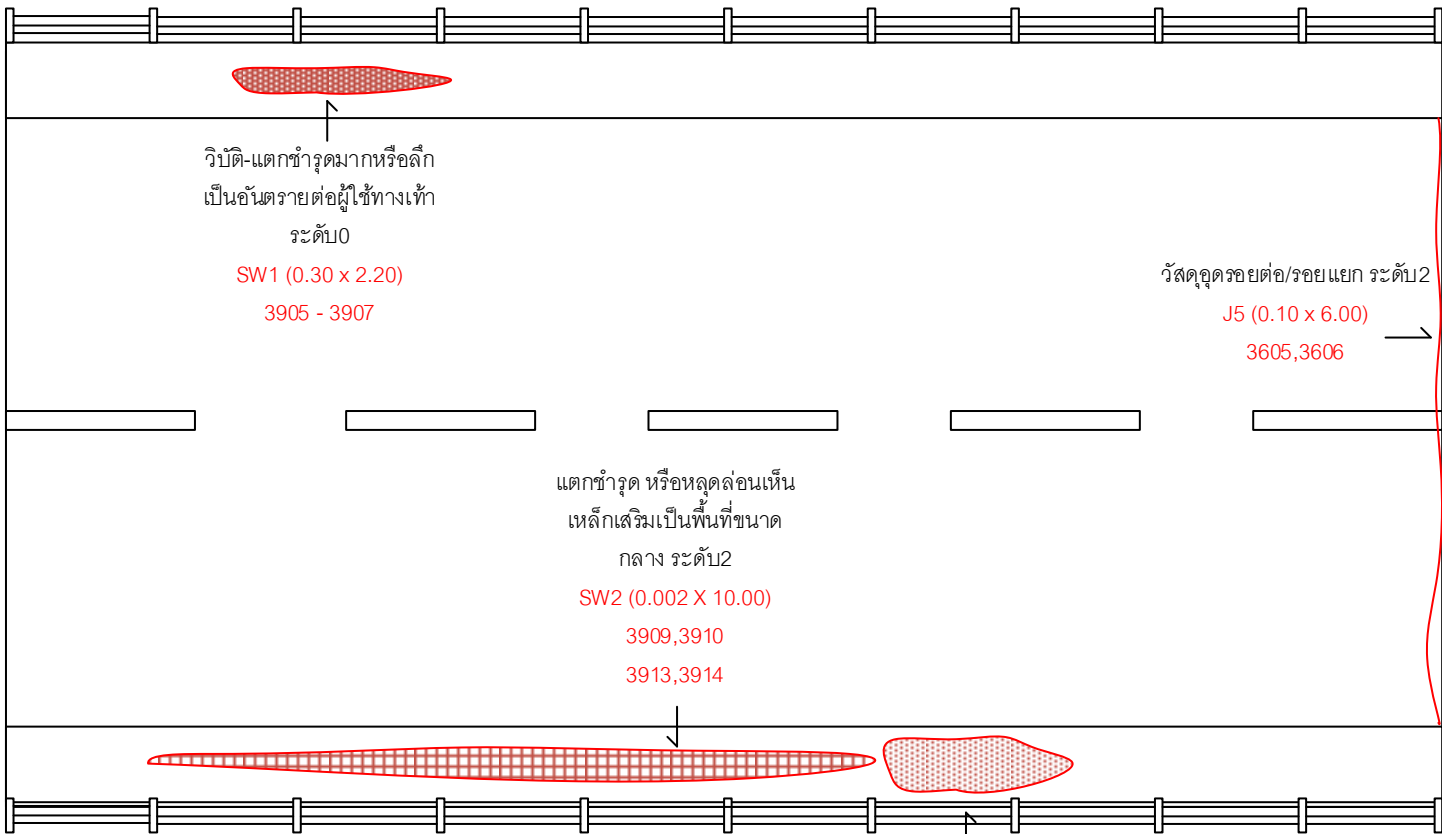
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 03

SCALE : AS SHOW

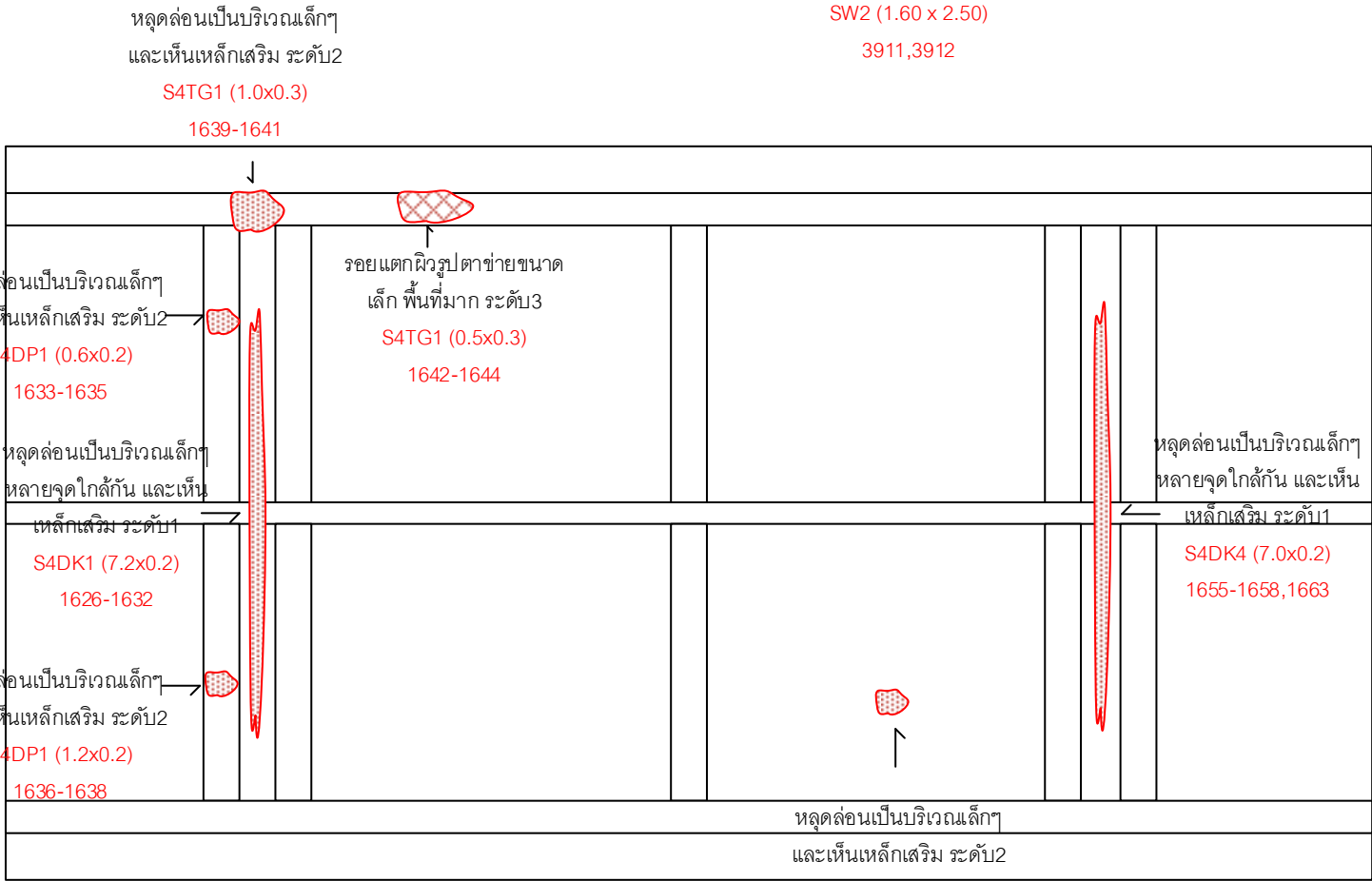
DWG NO. S-003

SHEET NO. 03



Top View

สีกร่อนมาก ผิวขรุขระ มีรอย
แตกบ้างหรือขอบทางบิ่น
เล็กน้อย ระดับ4



Bottom View



3605 - 3606



1633 - 1635



3905 - 3907



1626 - 1632



3913 - 3914



1655 - 1658



3911 - 3912



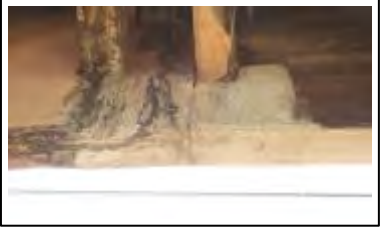
1645 - 1646



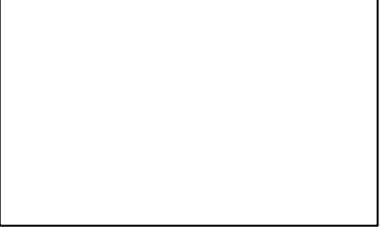
1639 - 1641



1636 - 1638



1642 - 1644



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

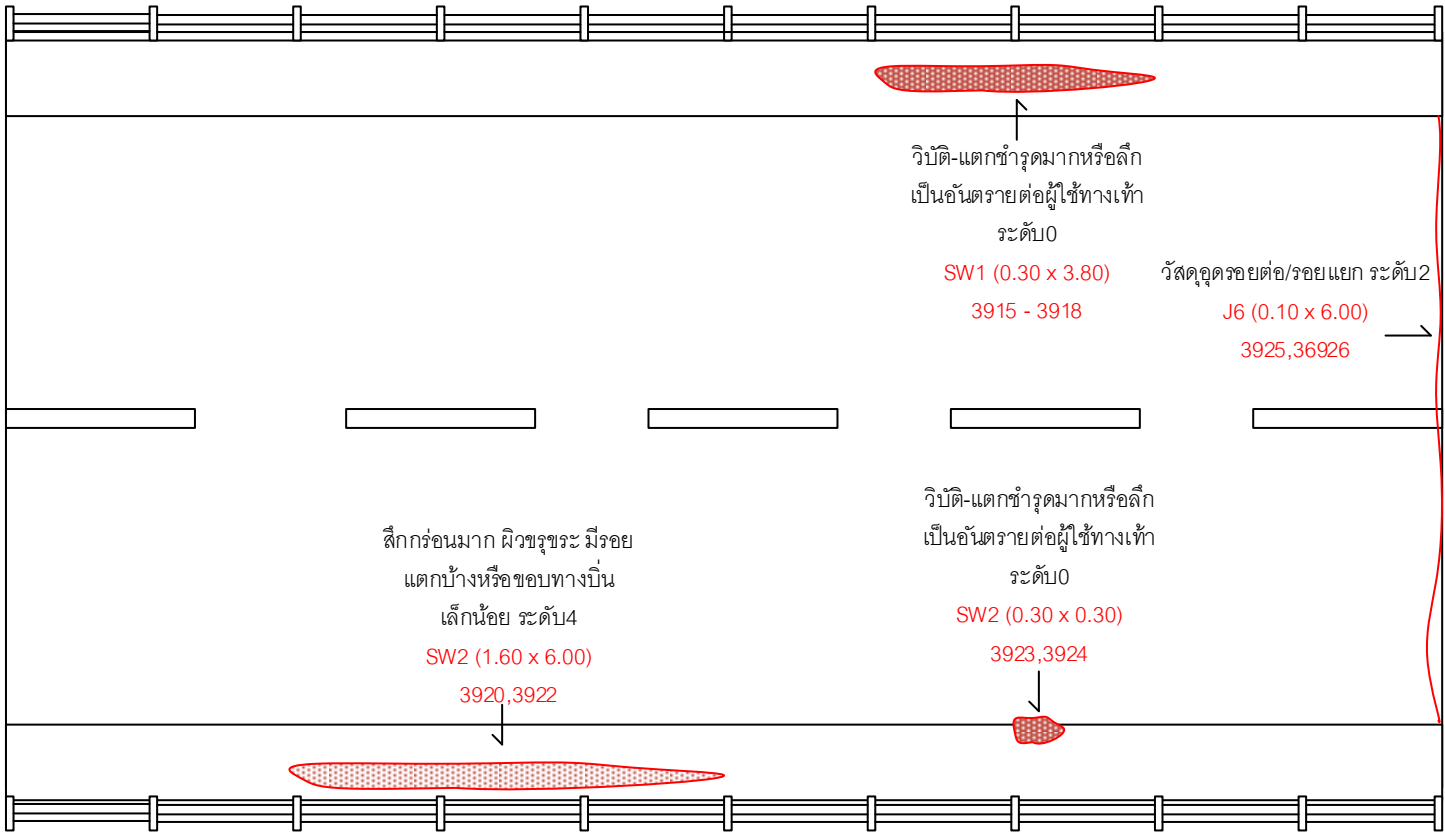
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 04

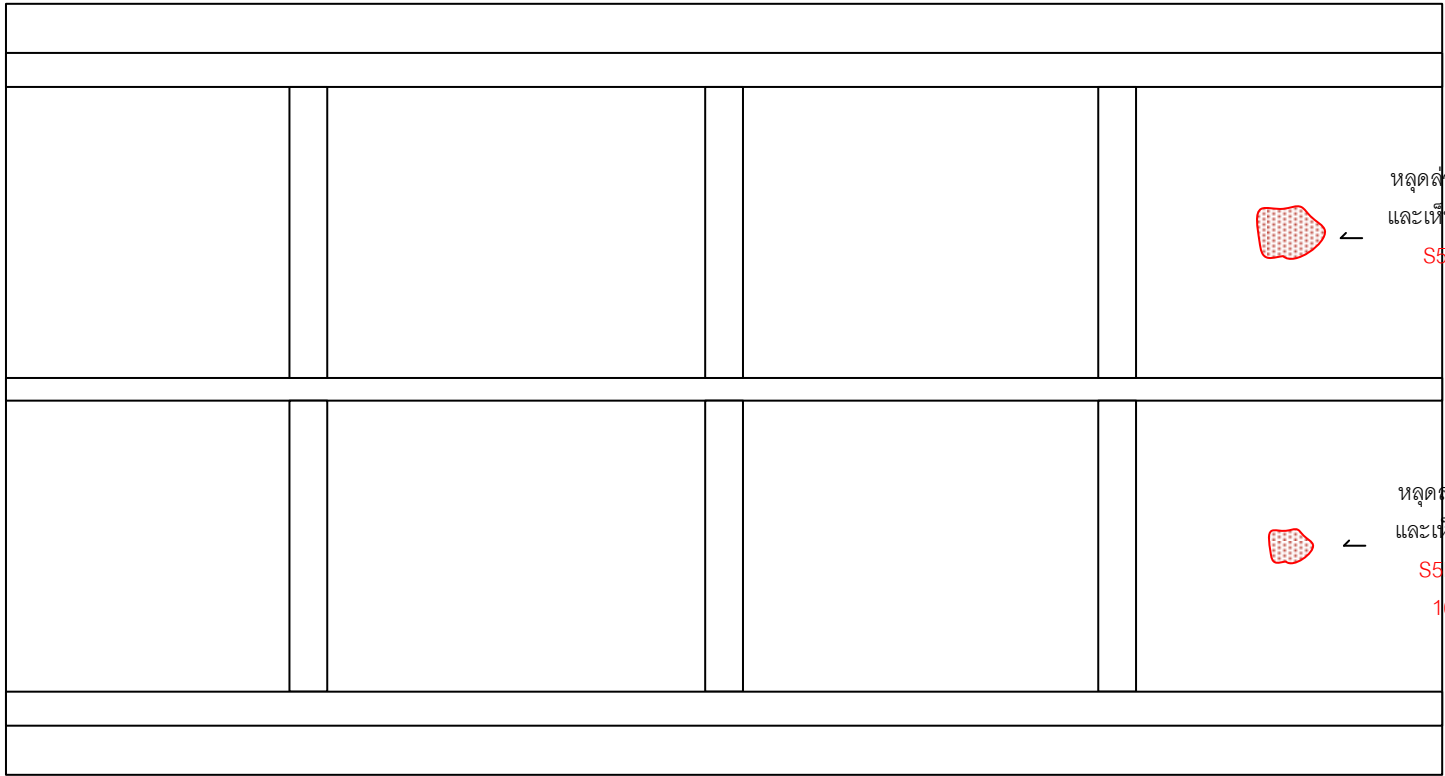
SCALE : AS SHOW

DWG NO. S-004

SHEET NO. 04



Top View



Bottom View



3915 - 3918



3920 - 3922



3923 - 3924



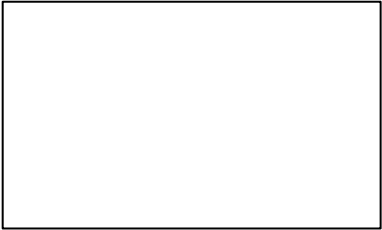
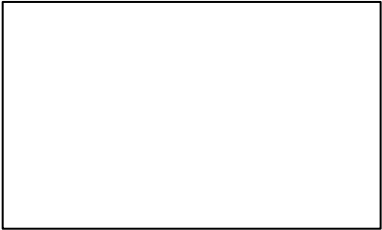
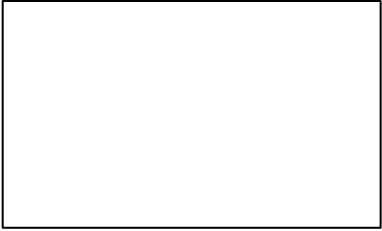
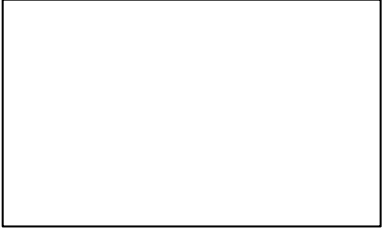
3925 - 3926

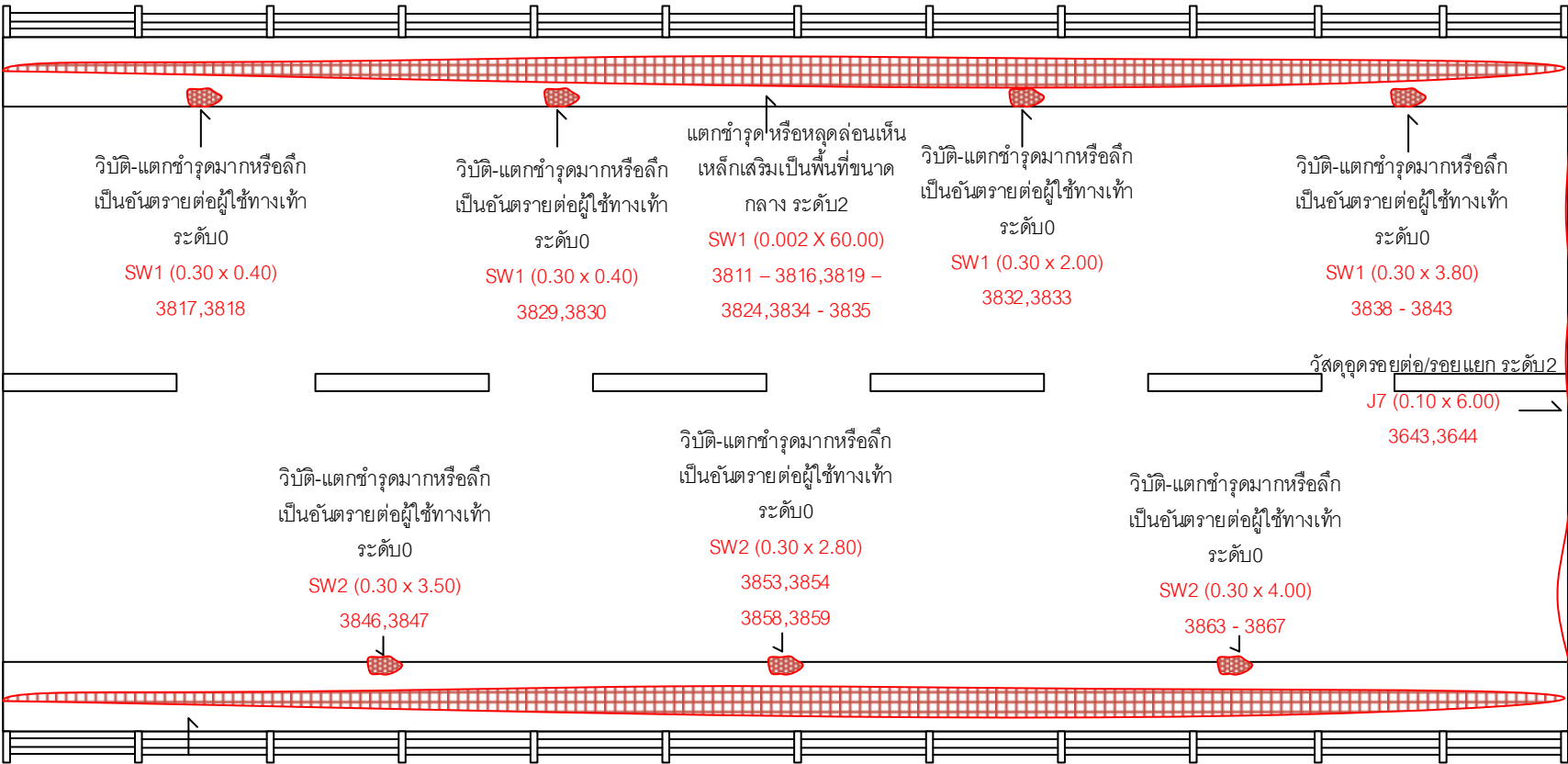


1667 - 1669

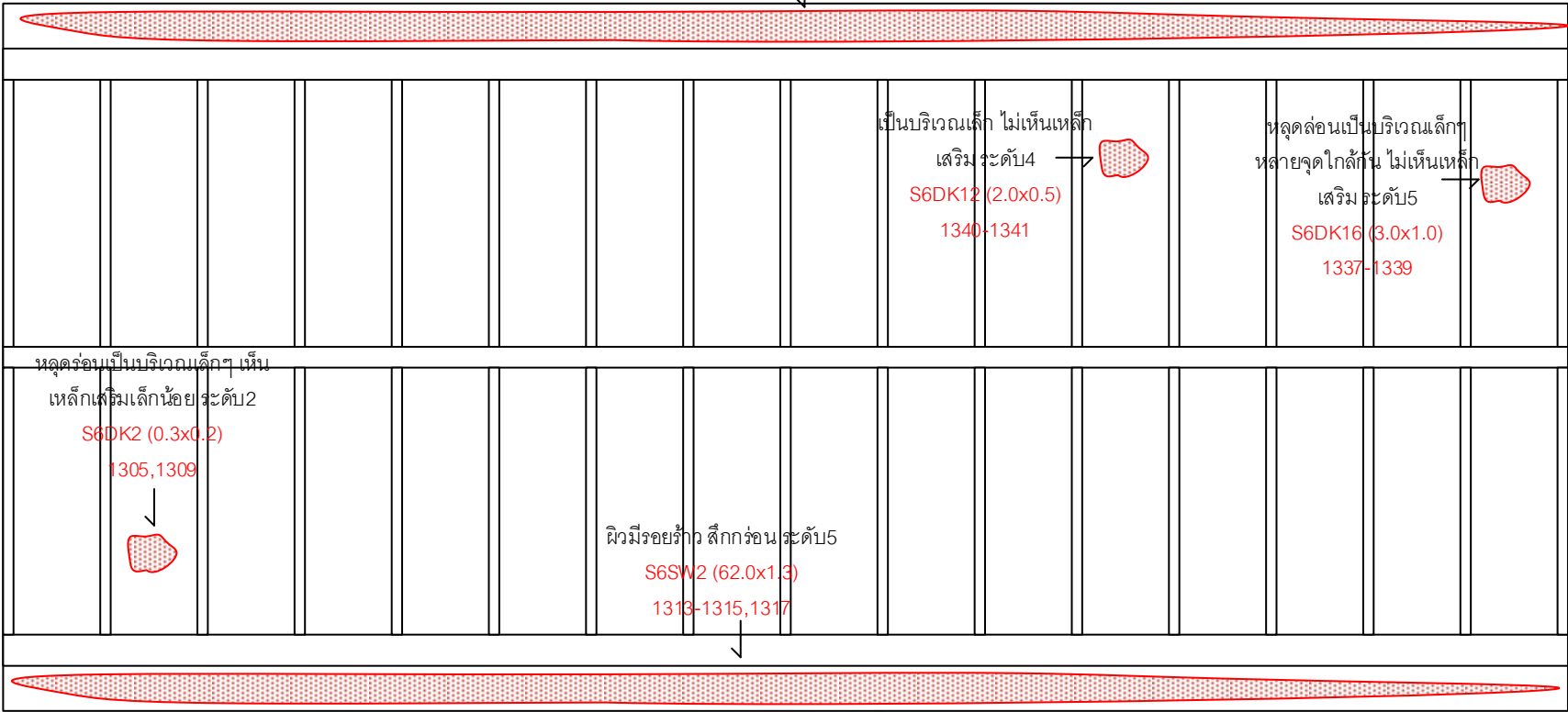


1670 - 1674





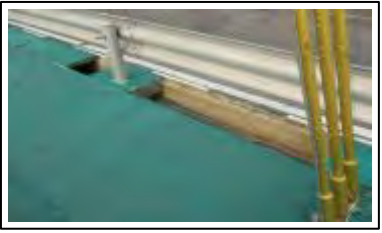
Top View



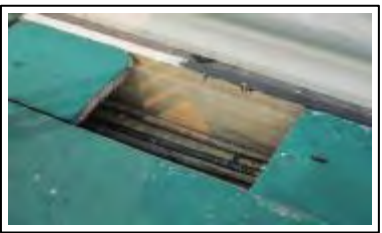
Bottom View



3817 - 3818



3829 - 3830



3832 - 3833



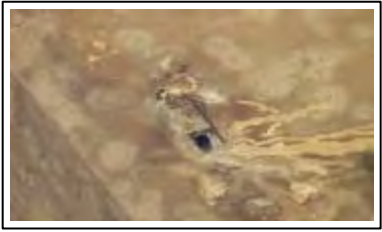
3834 - 3835



3860 - 3862



3643 - 3644



1340 - 1341



1305 - 1309



1310 - 1312

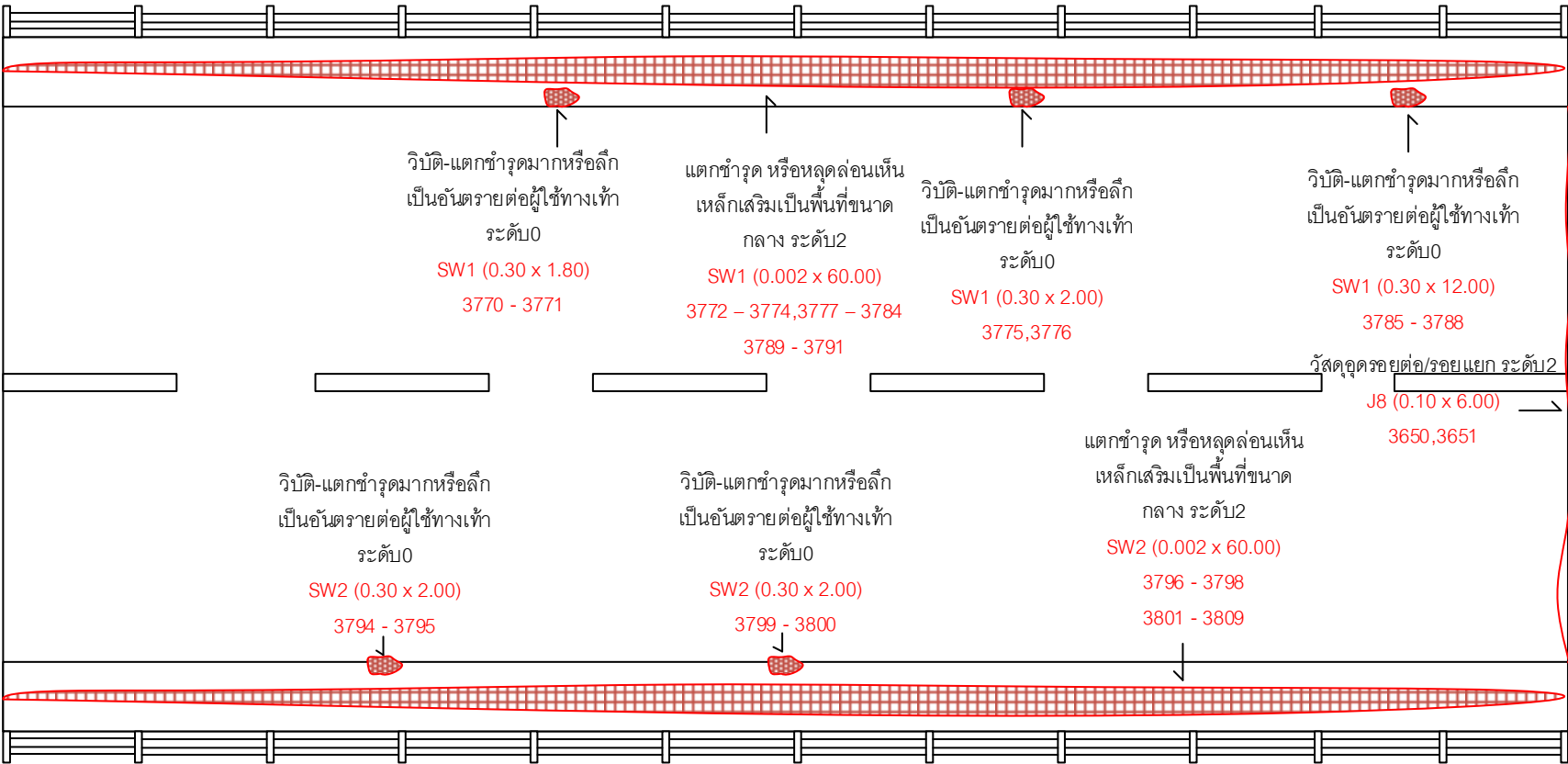


1337 - 1339

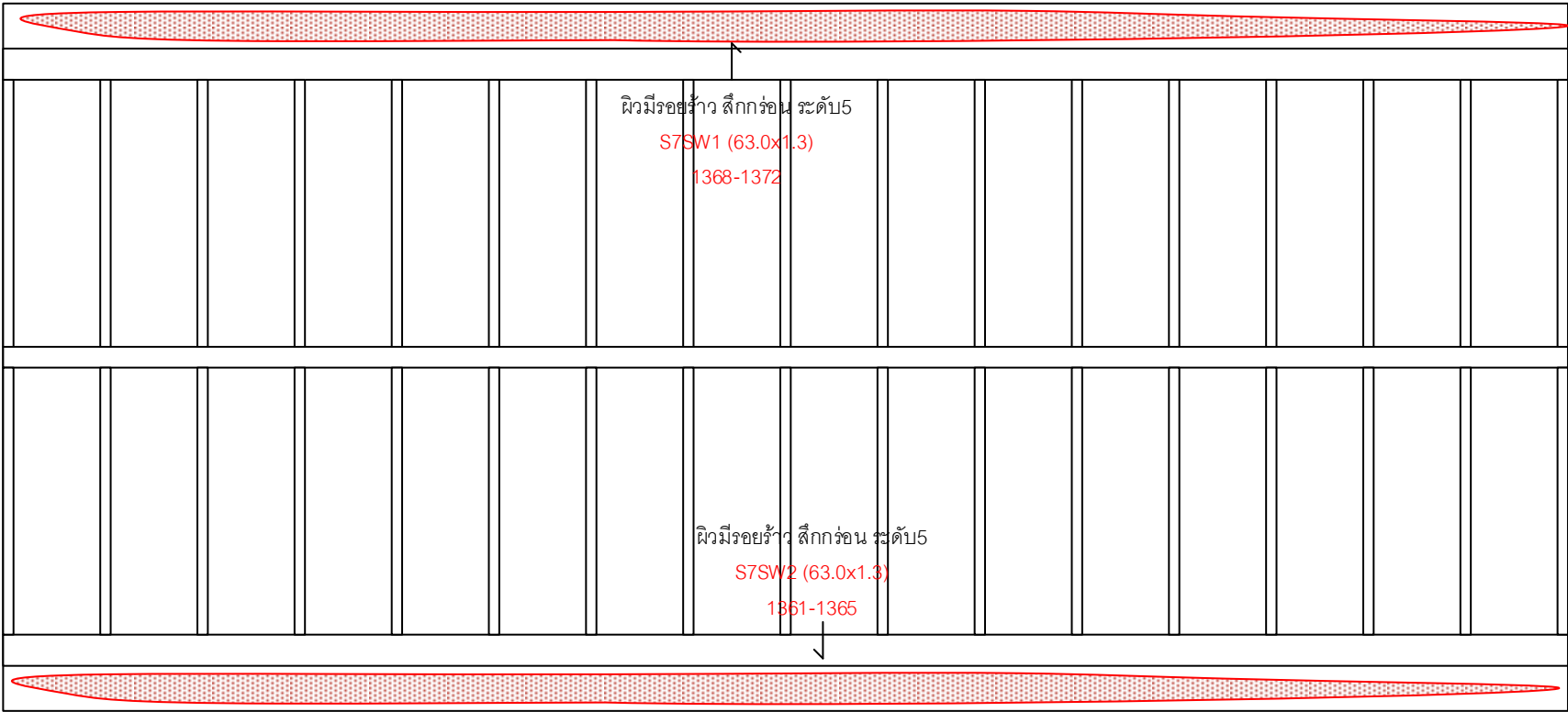


1313 - 1315





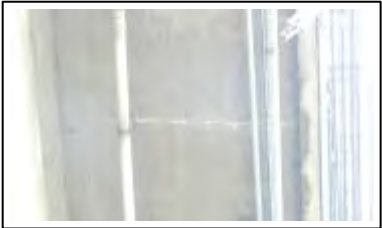
Top View



Bottom View



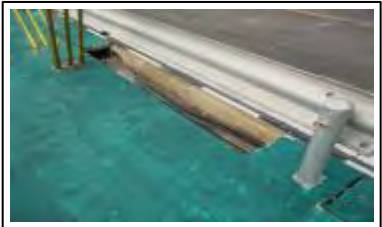
3650 - 3651



1361 - 1365



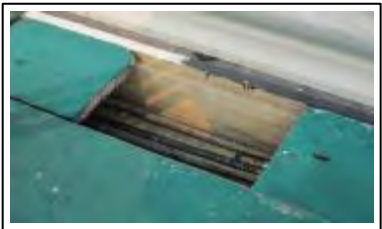
3789 - 3791



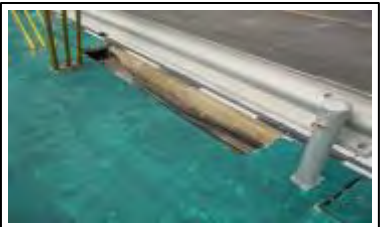
3770 - 3771



3801 - 3809



3775 - 3776



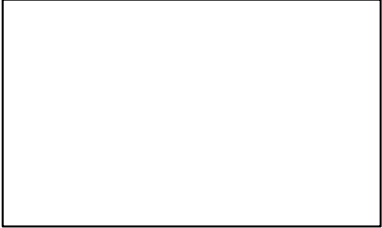
3799 - 3800



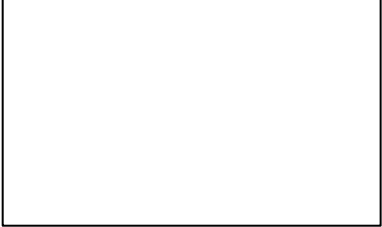
3785 - 3788



3794 - 3795



1368 - 1372



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

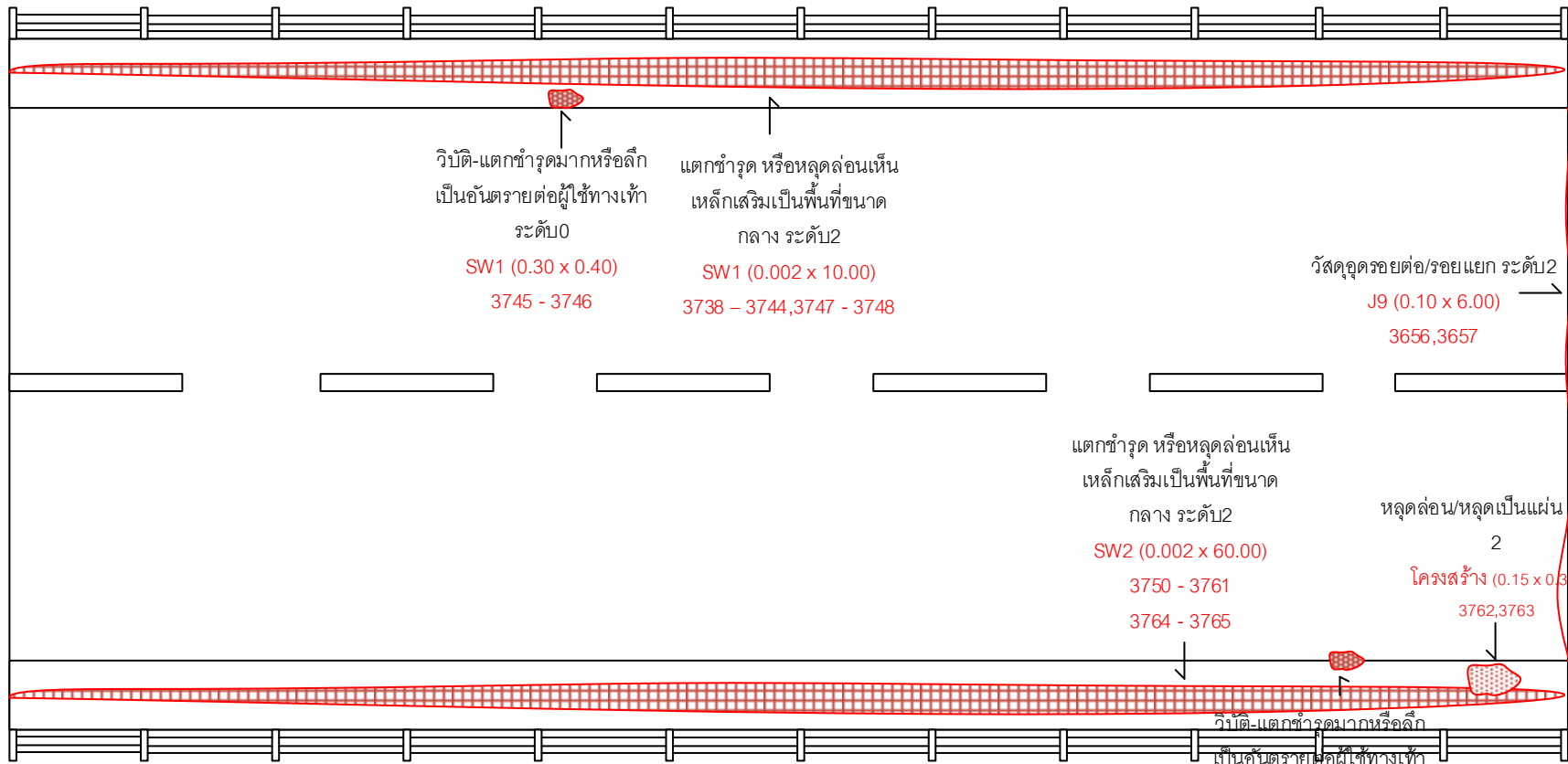
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 07

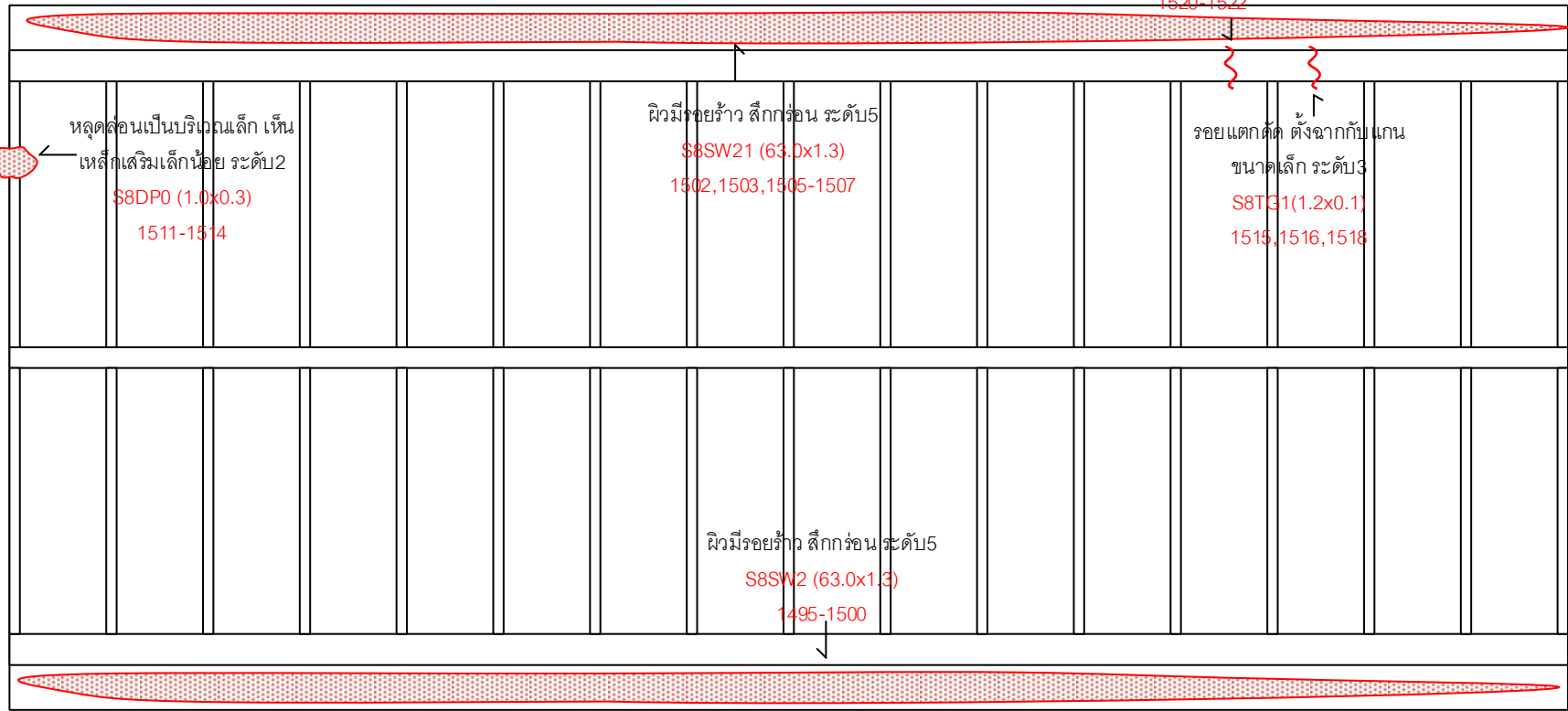
SCALE : AS SHOW

DWG NO. S-007

SHEET NO. 07



Top View



Bottom View



3745 - 3746



3738 - 3744



3656 - 3657



3764 - 3765



3762 - 3763



3766 - 3767



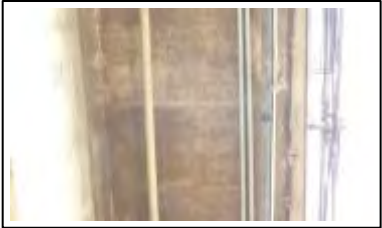
1502 - 1503



1520 - 1522



1515 - 1516



1495 - 1500



1511 - 1514



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

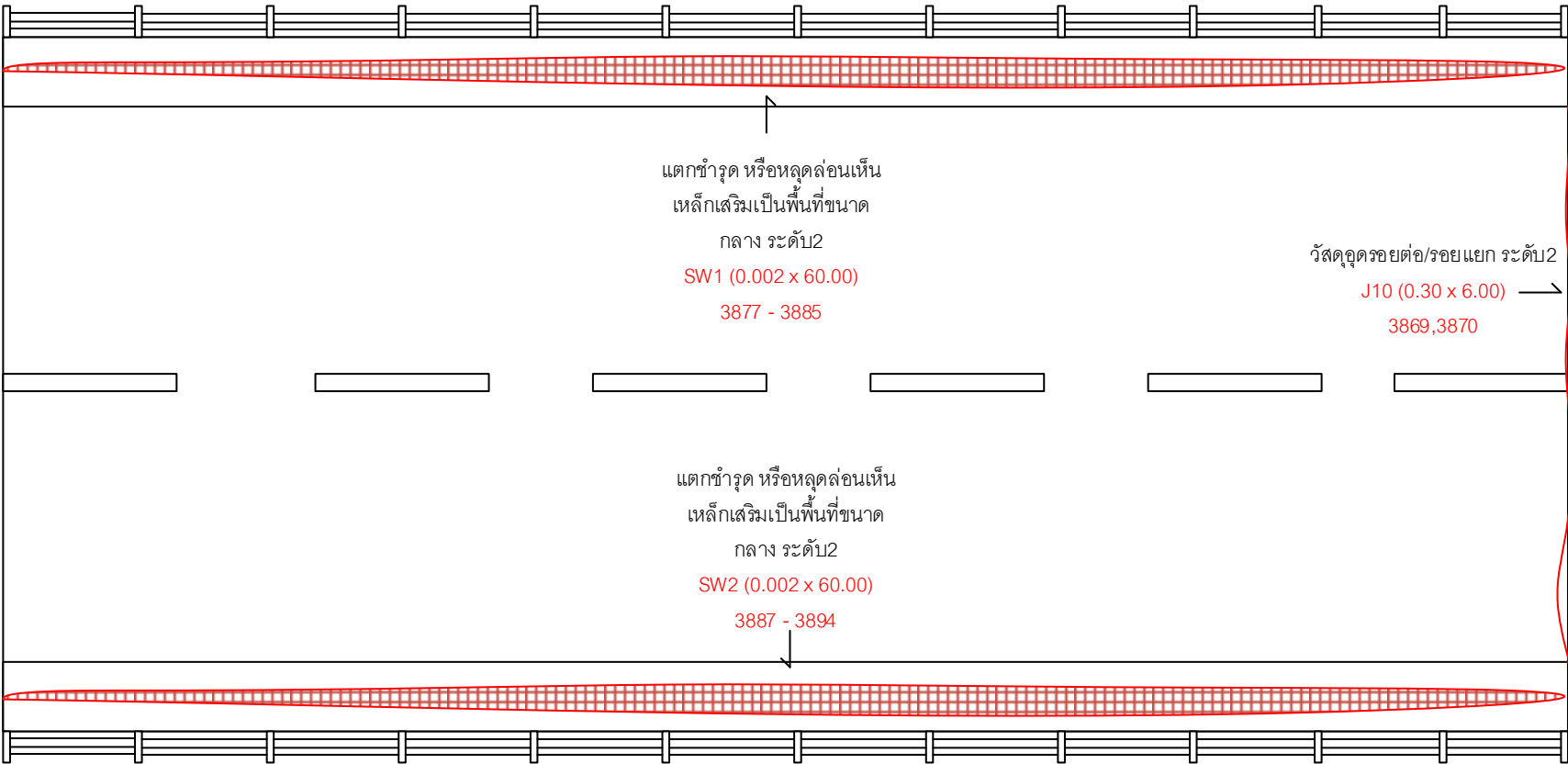
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 08

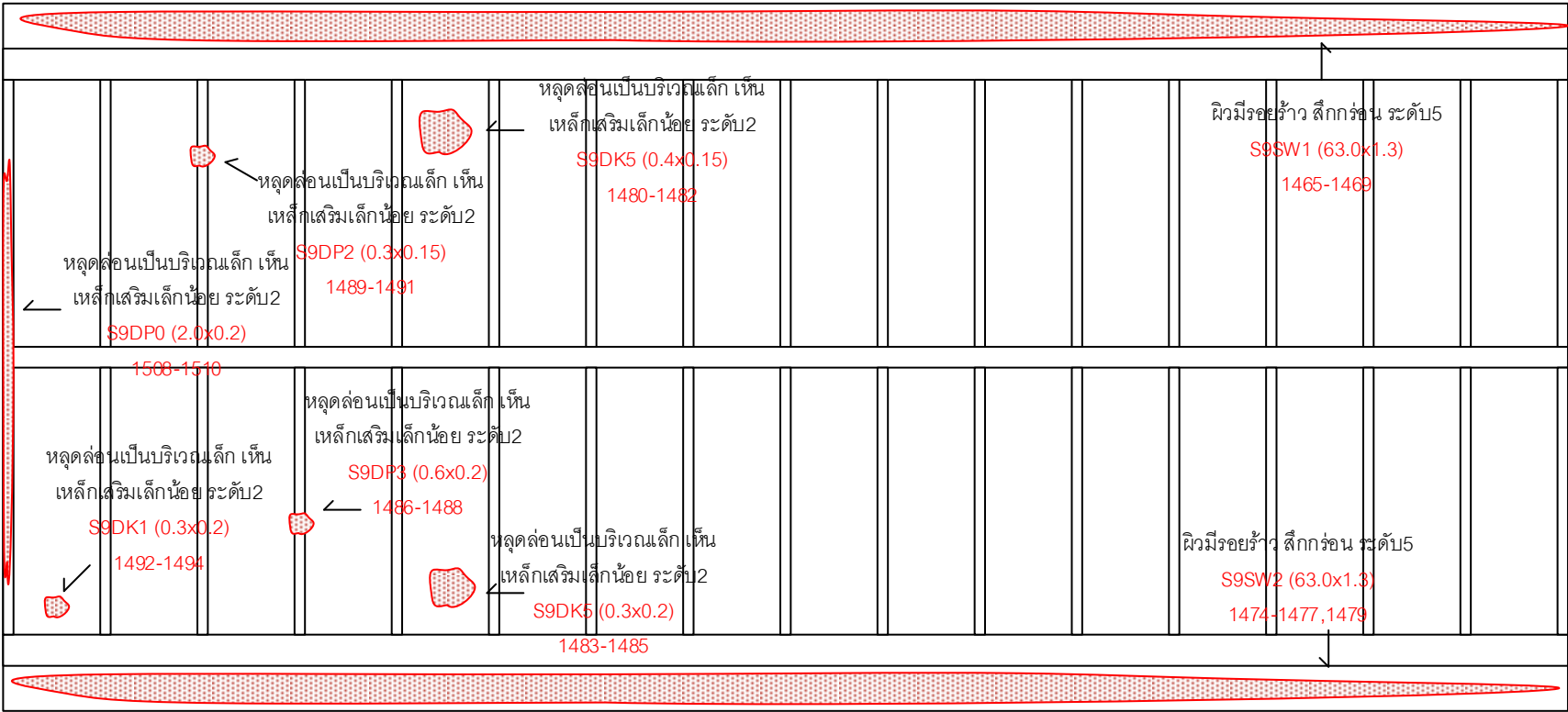
SCALE : AS SHOW

DWG NO. S-008

SHEET NO. 08



Top View



Bottom View



3877 - 3885



3887 - 3894



3869 - 3870



1474 - 1477



1465 - 1469



1489 - 1491



1508 - 1510



1489 - 1491



1492 - 1494



1480 - 1482



1483 - 1485



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

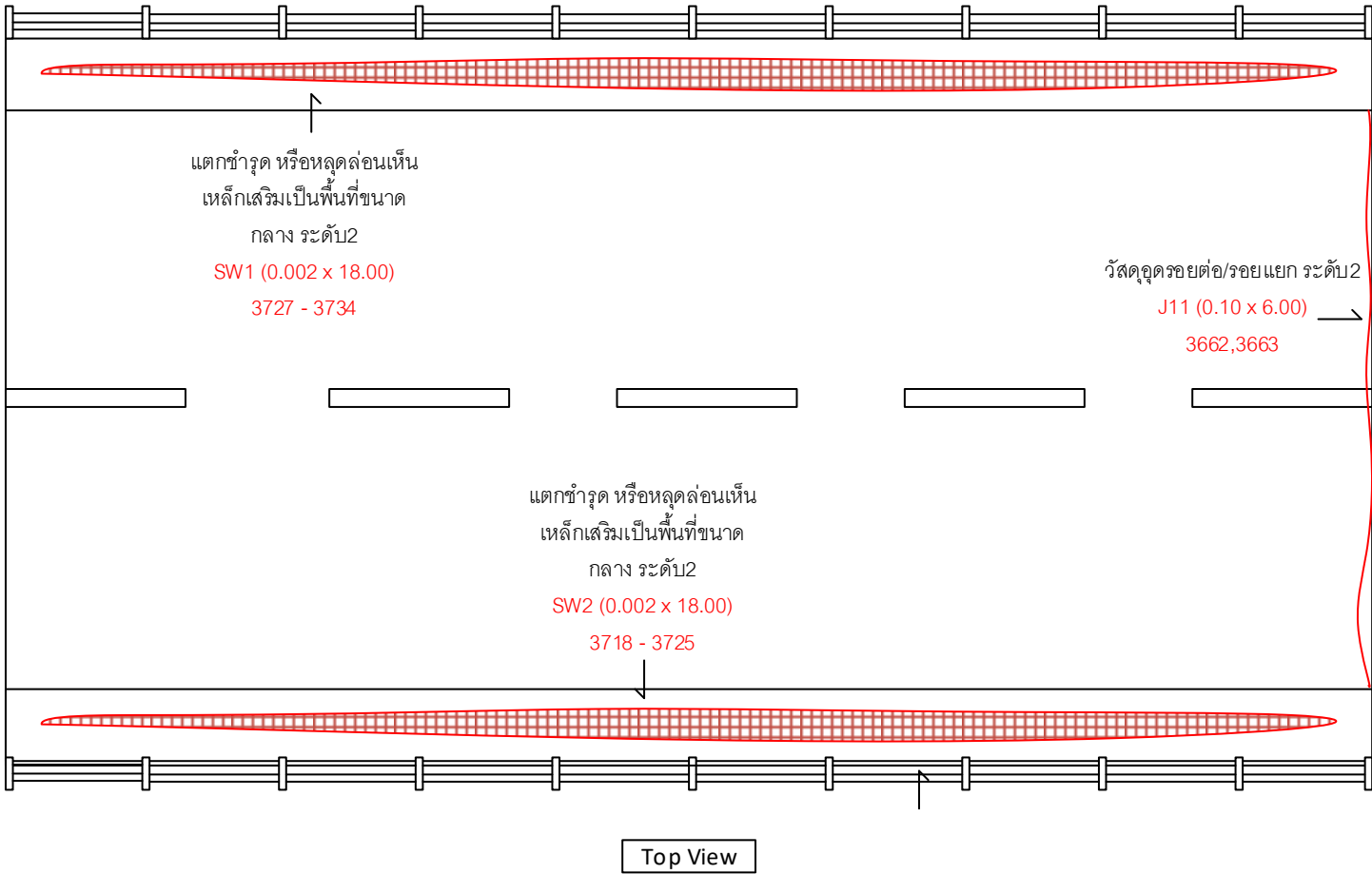
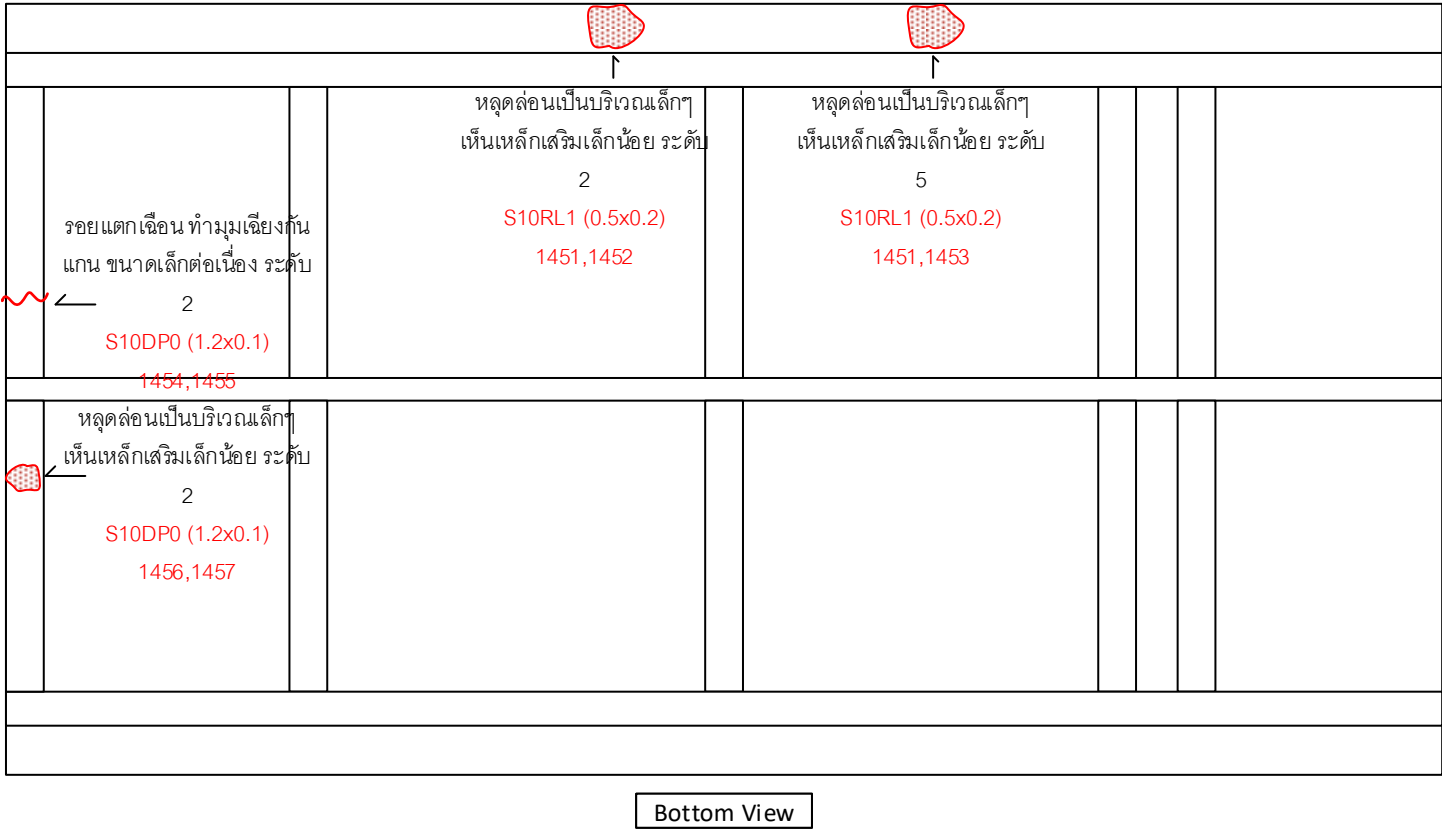
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 09

SCALE : AS SHOW

DWG NO. S-009

SHEET NO. 09



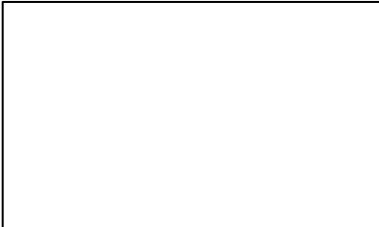
3662 - 3663



1451 - 1453



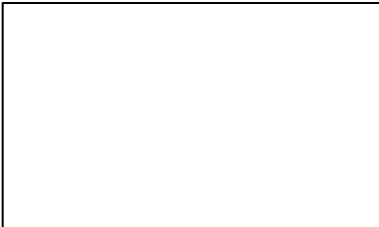
3727 - 3734



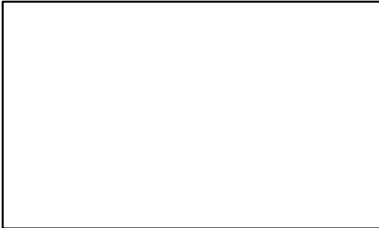
3718 - 3725



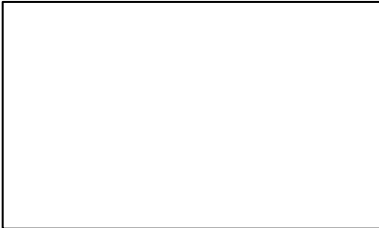
1451 - 1452

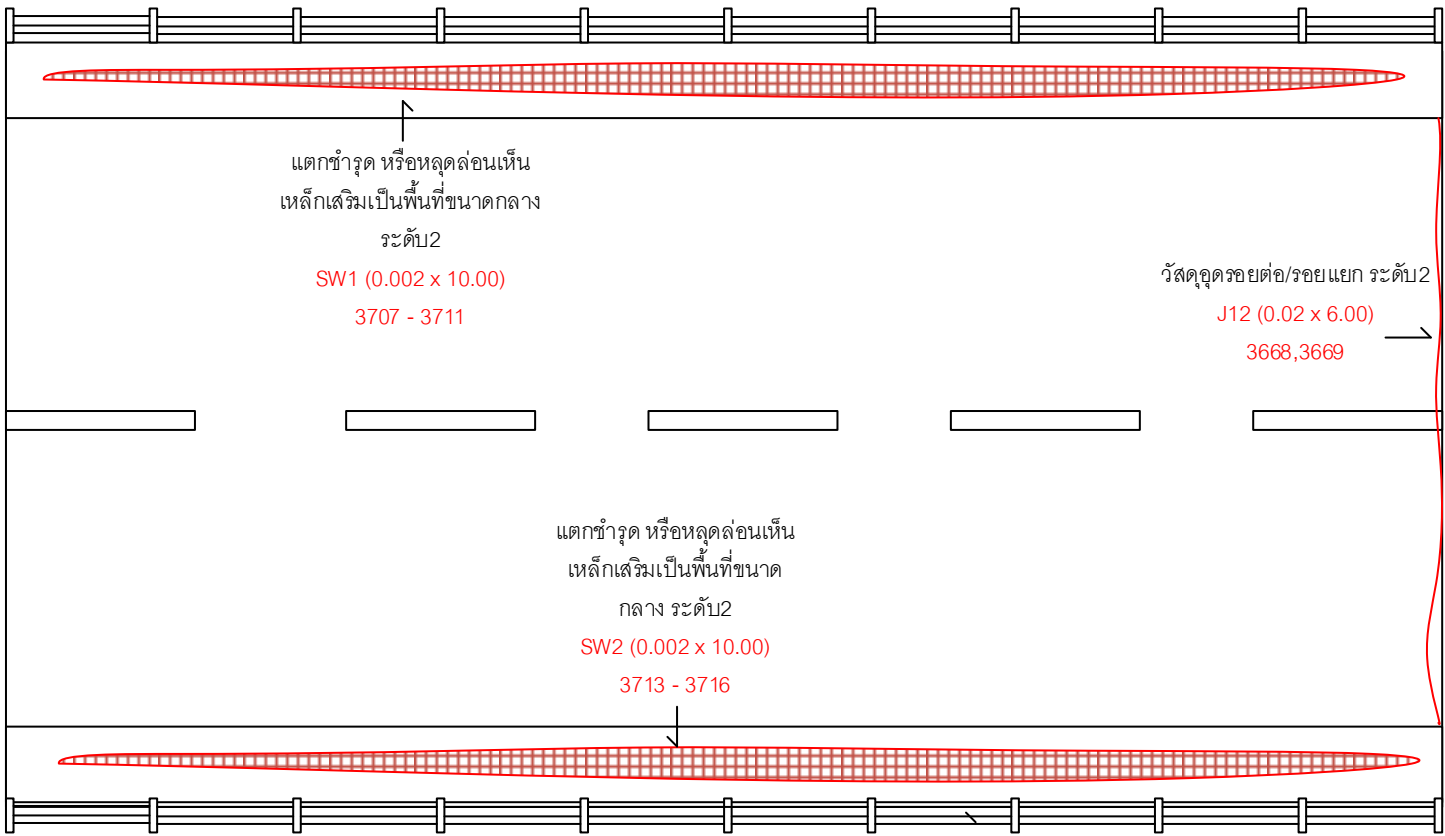


1456 - 1457

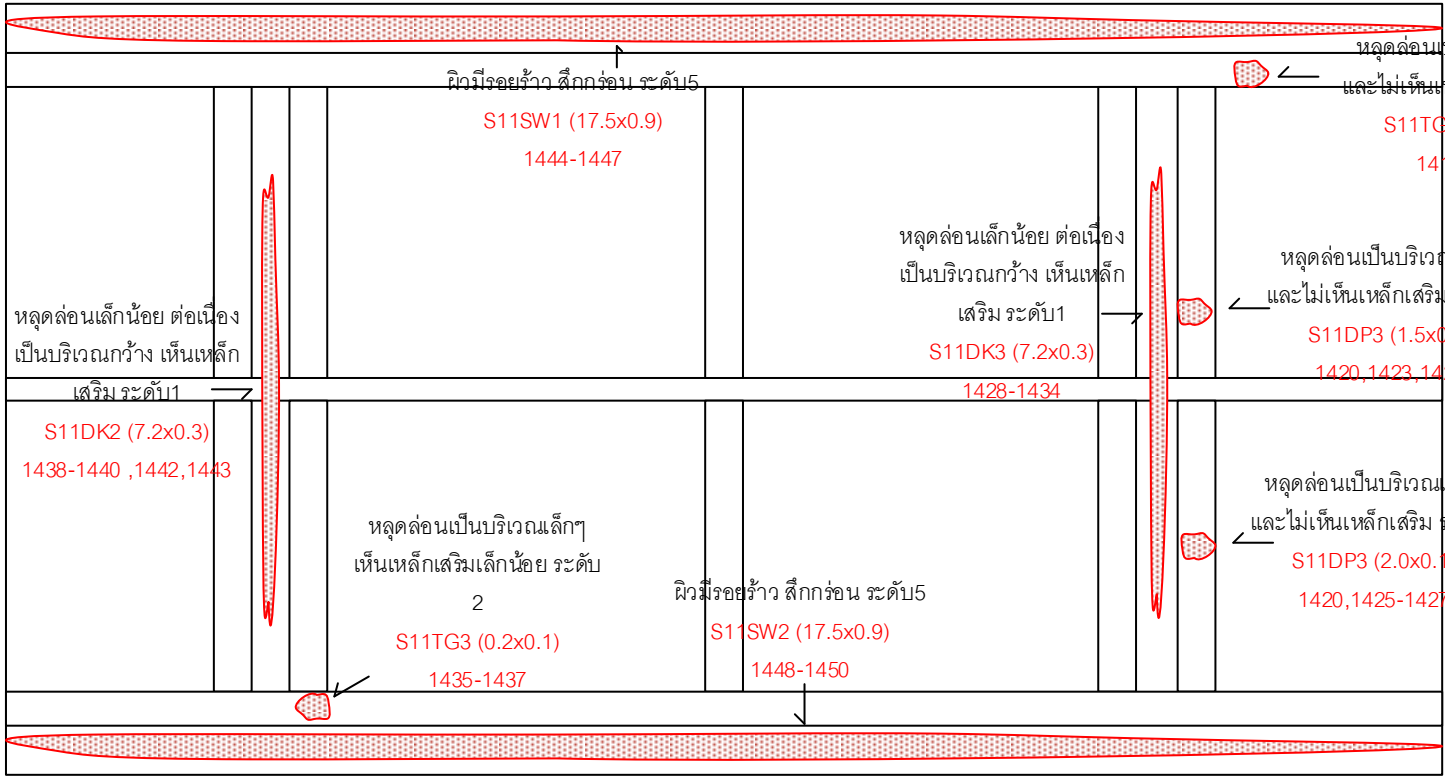


1454 - 1455





Top View



Bottom View



3668 - 3669



3707 - 3711



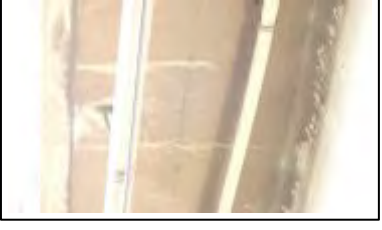
3713 - 3716



1435 - 1437



1438 - 1440



1444 - 1447



1417 - 1419



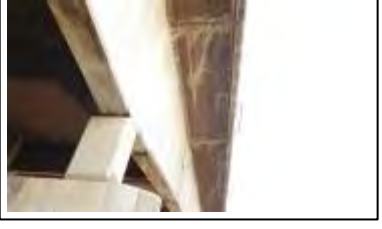
1420 - 1423



1420 - 1425



1428 - 1434



1448 - 1450



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

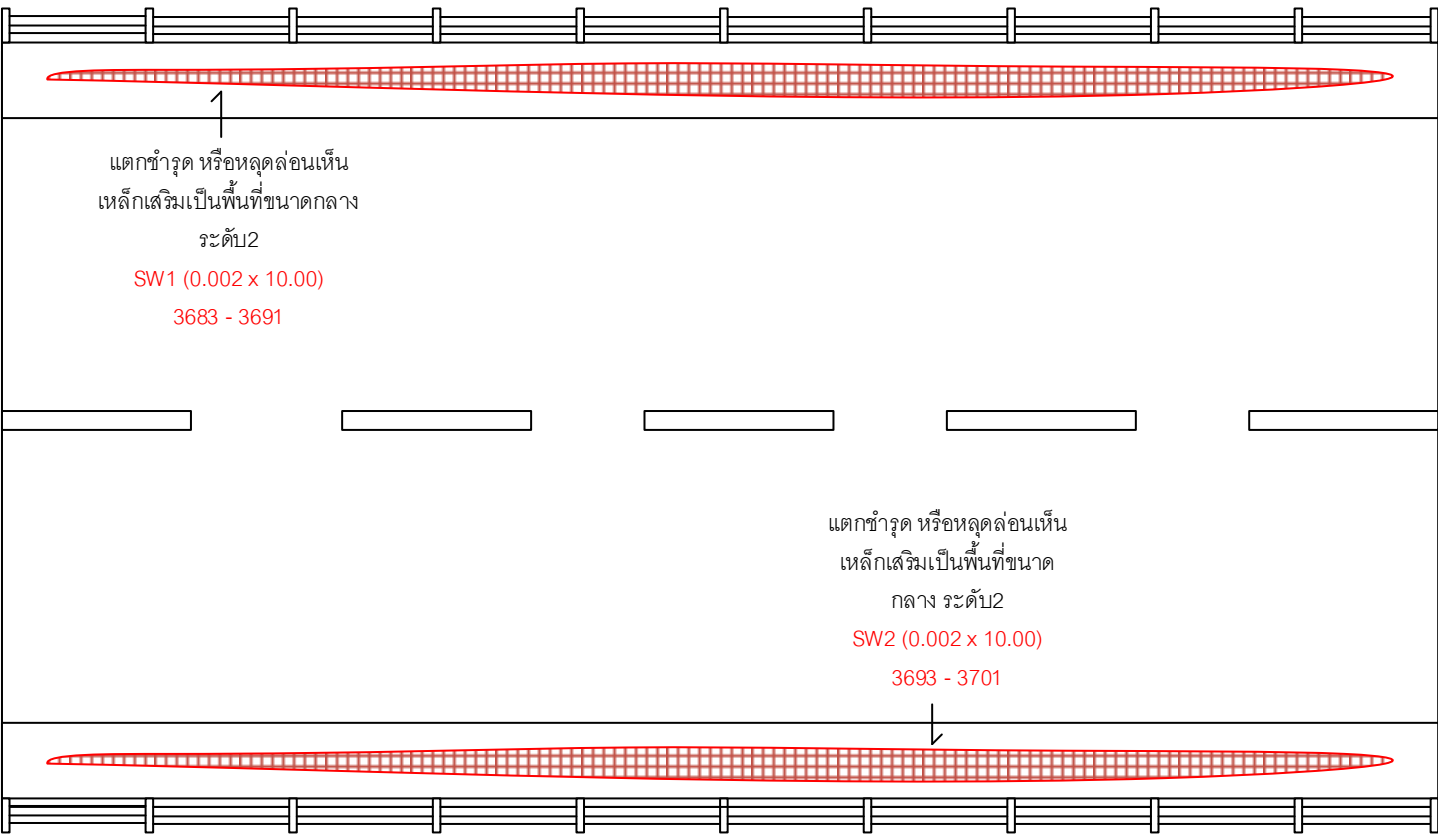
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 11

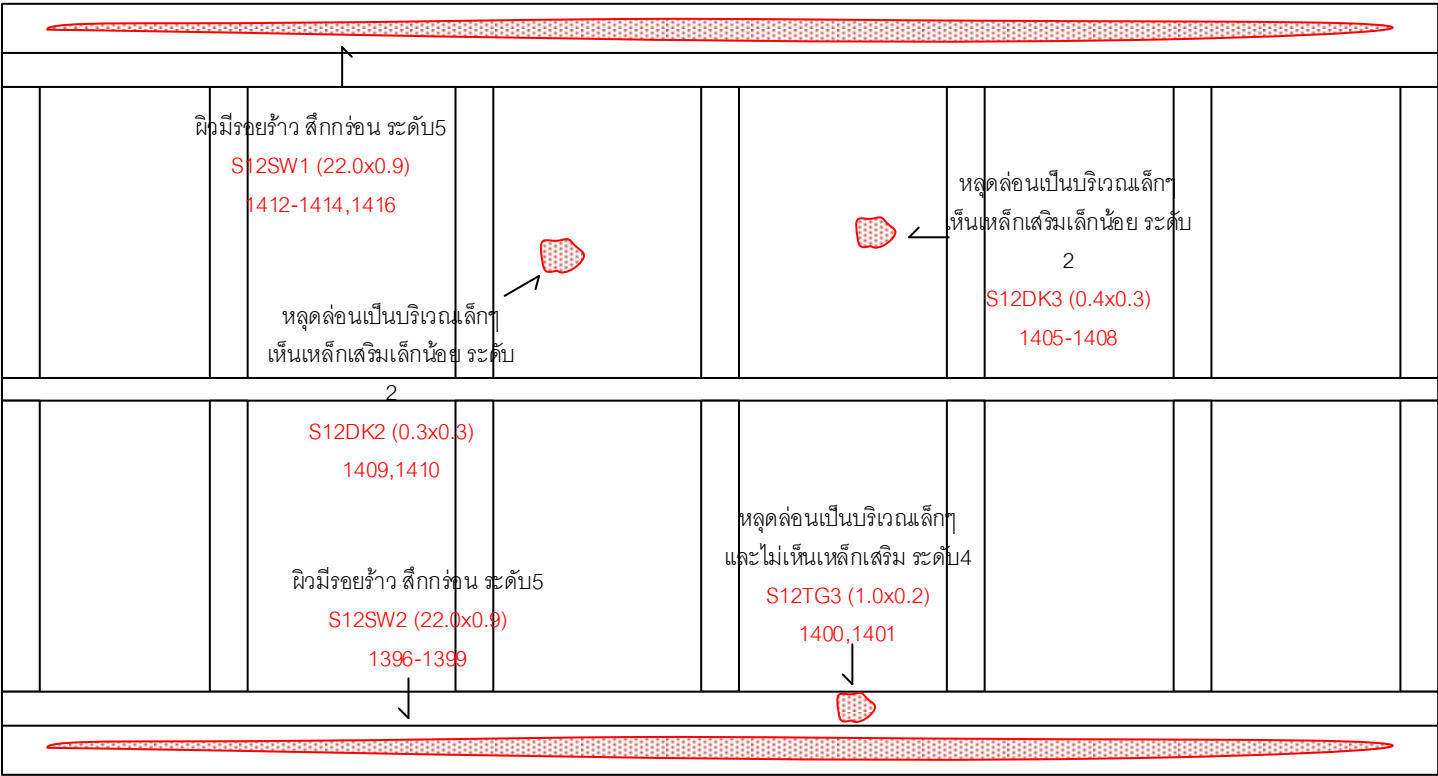
SCALE : AS SHOW

DWG NO. S-011

SHEET NO. 11



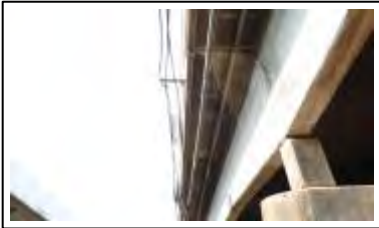
Top View



Bottom View



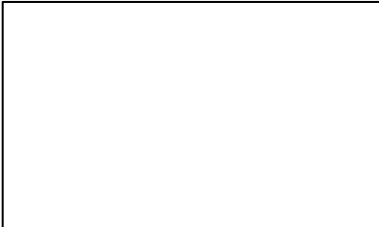
3683 - 3691



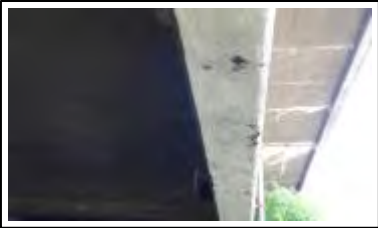
1451 - 1453



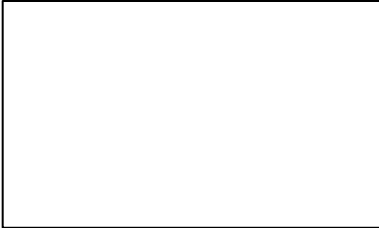
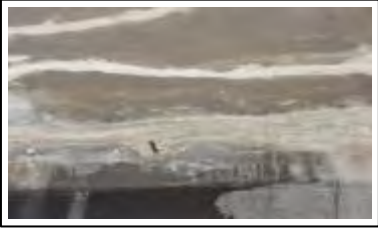
3693 - 3701



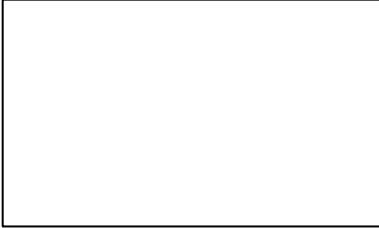
1412 - 1414



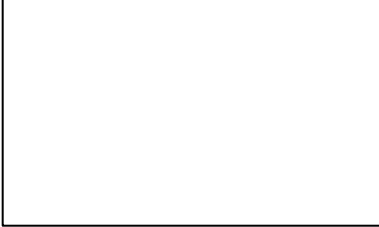
1400 - 1401



1409 - 1410



1405 - 1408

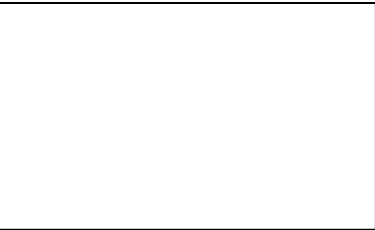
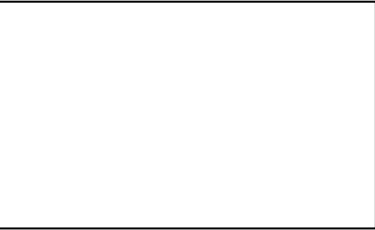
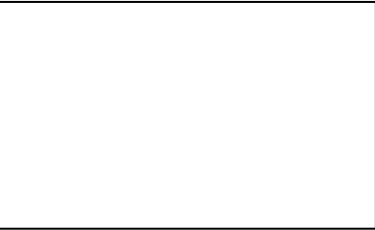
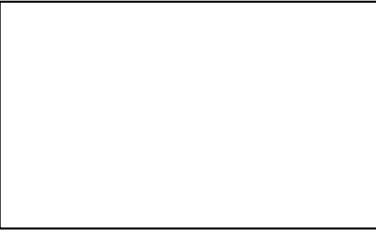
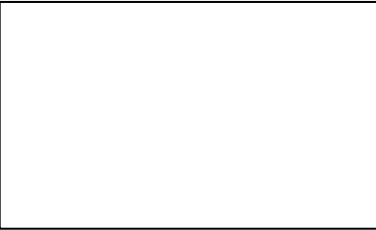
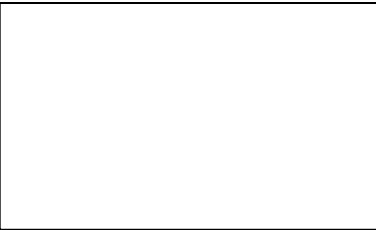
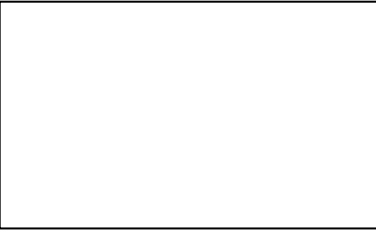
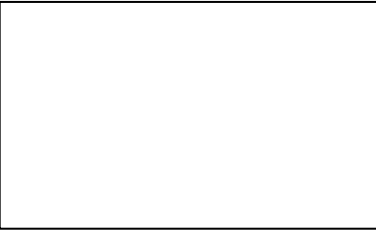
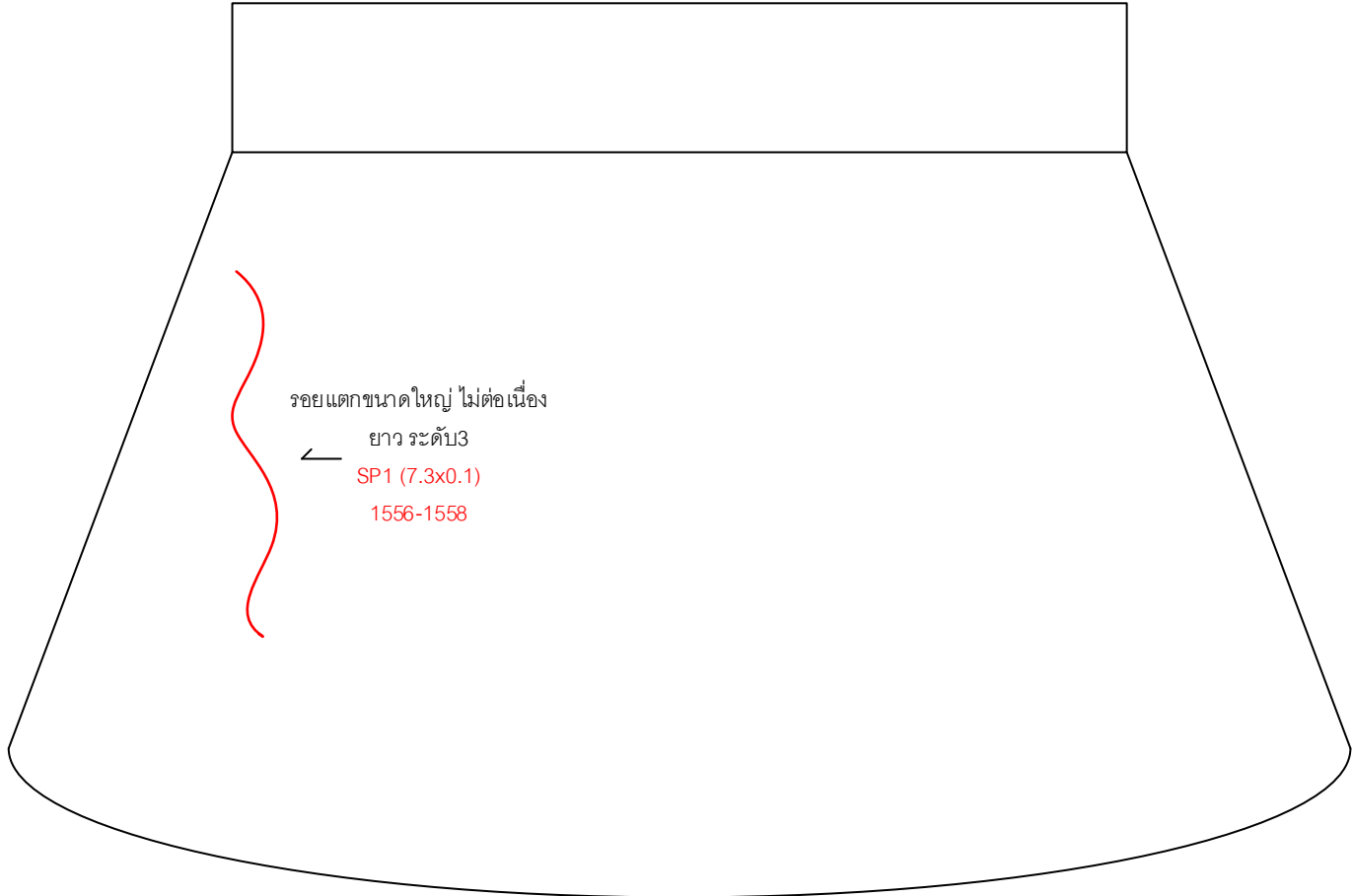




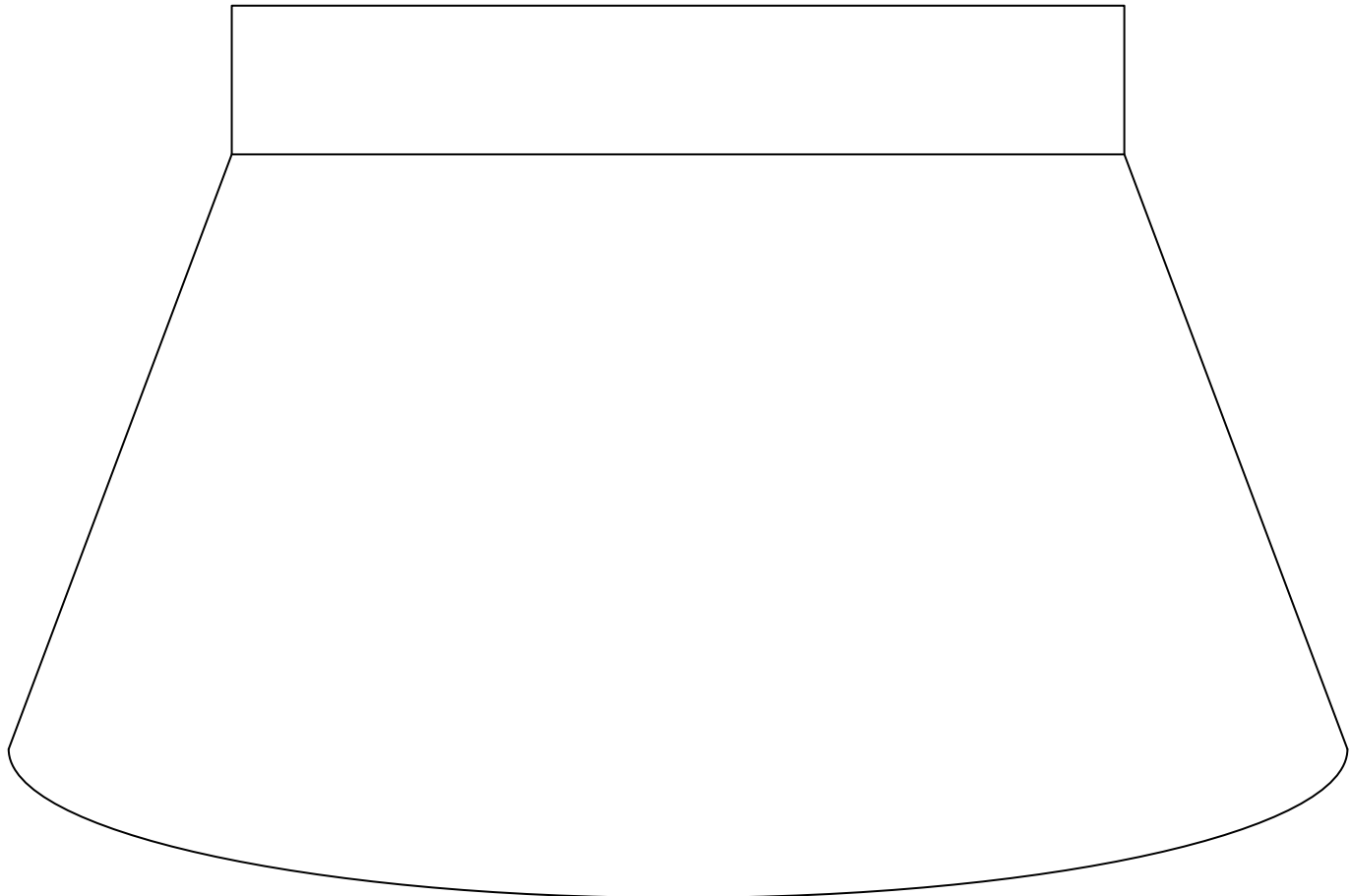
1556 - 1558



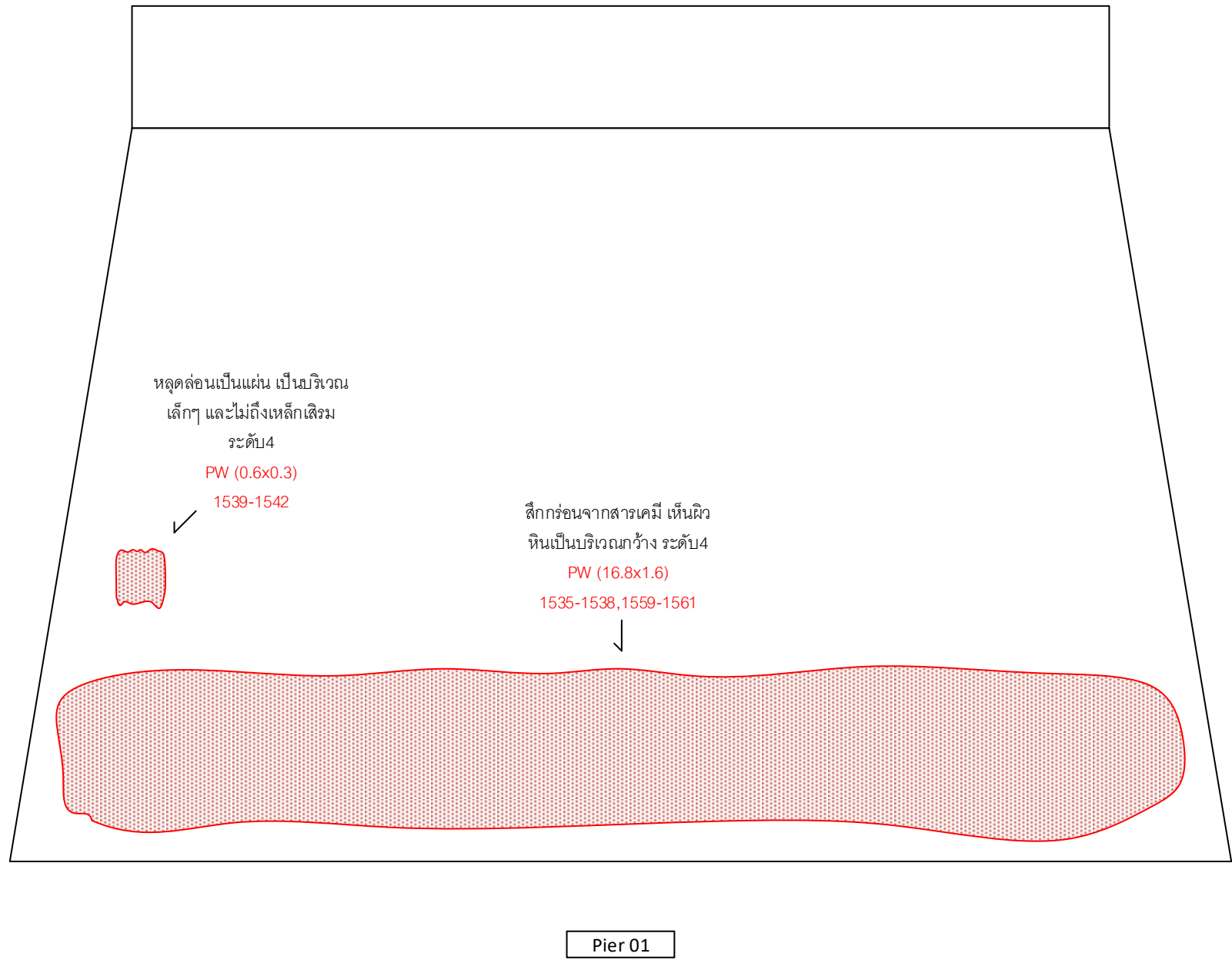
1556 - 1558



A1



A2



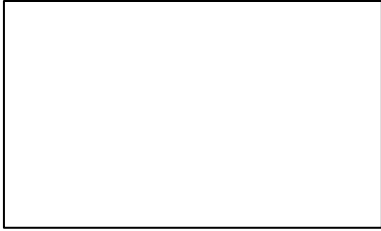
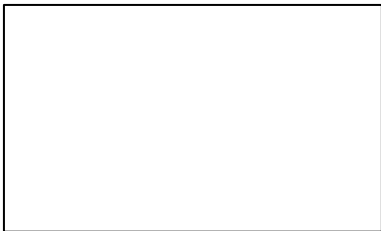
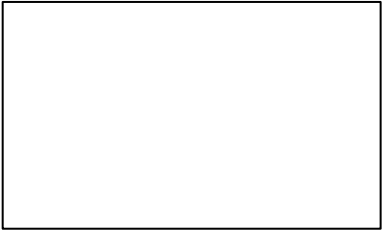
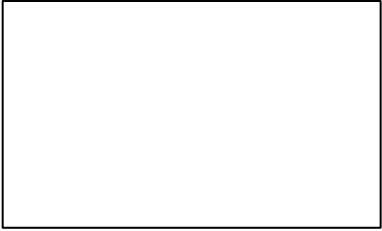
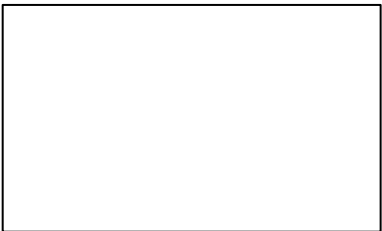
1539 - 1542



1535 - 1538



1535 - 1538



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

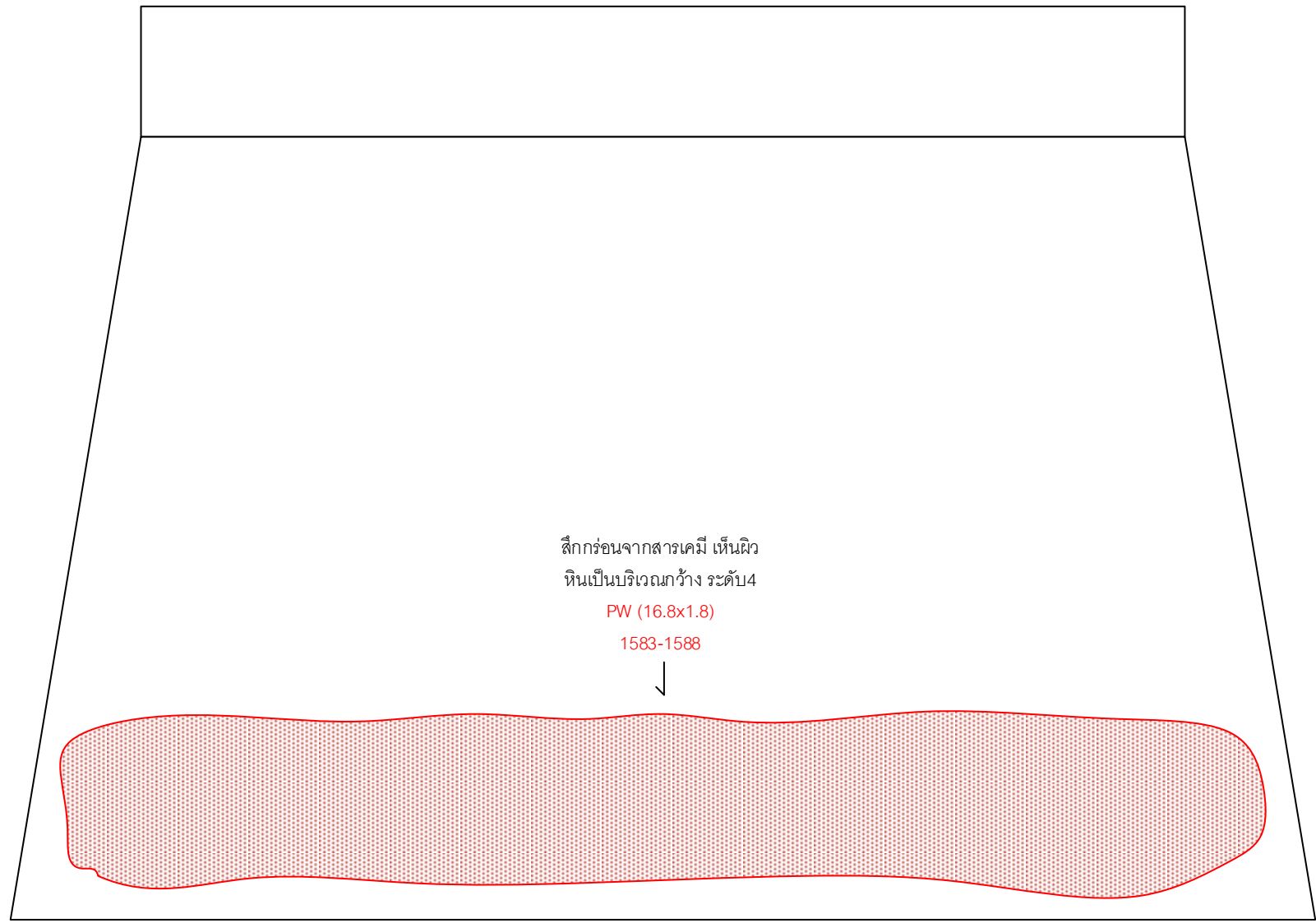
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 01

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-001

SHEET NO. 14



Pier 02



1583 - 1588



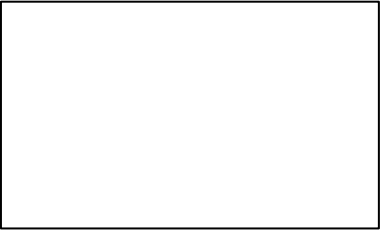
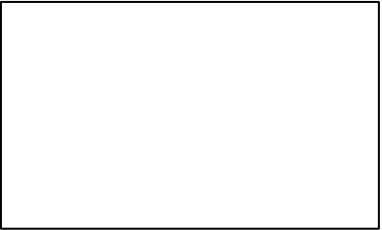
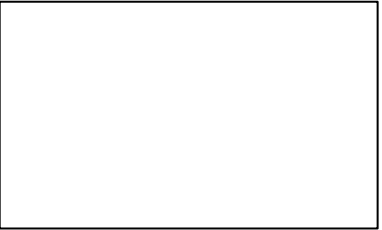
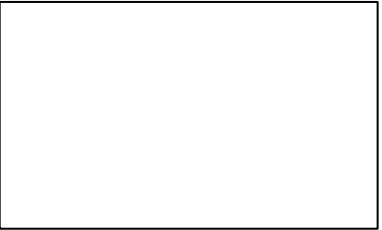
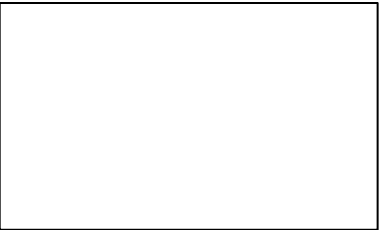
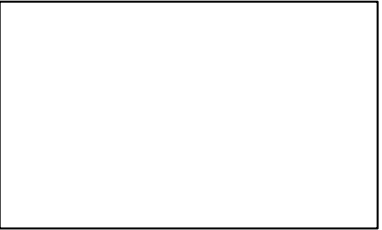
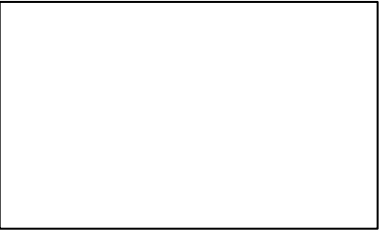
1583 - 1588



1583 - 1588



1583 - 1588

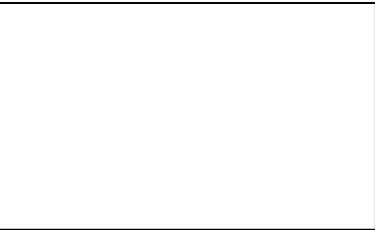
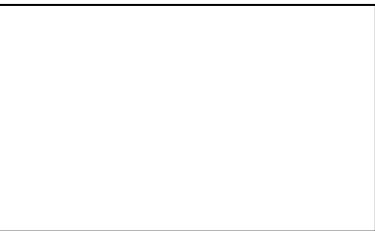
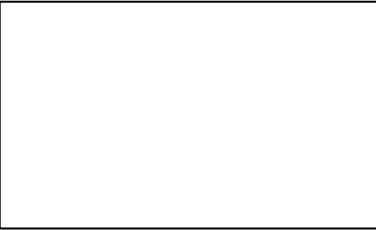
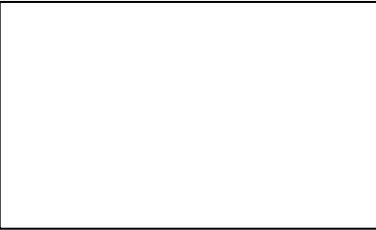
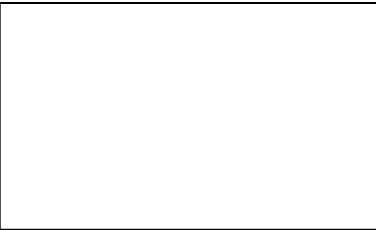
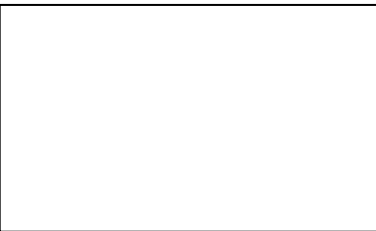
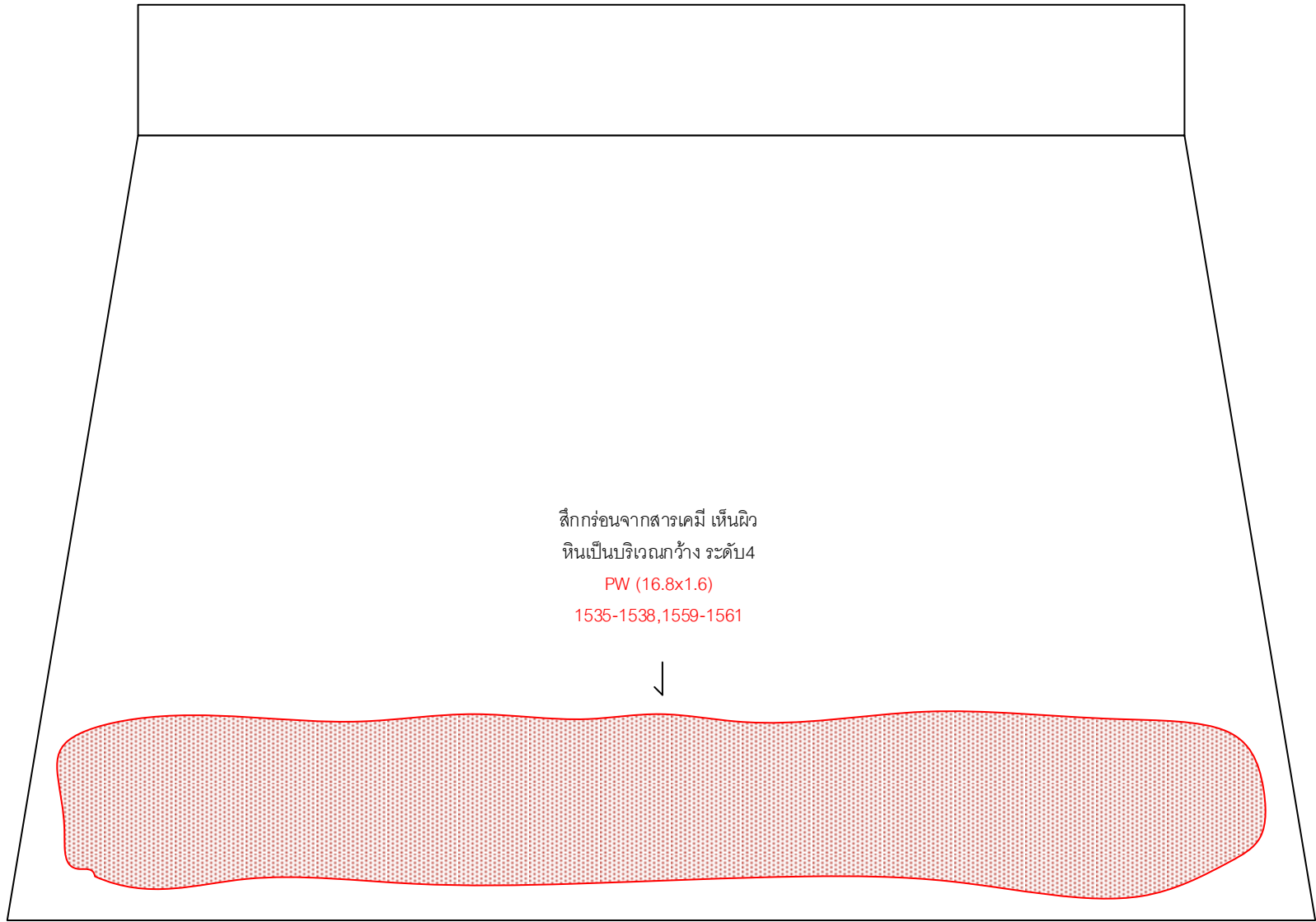




1535 -1538



1535 -1538



Pier 03



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

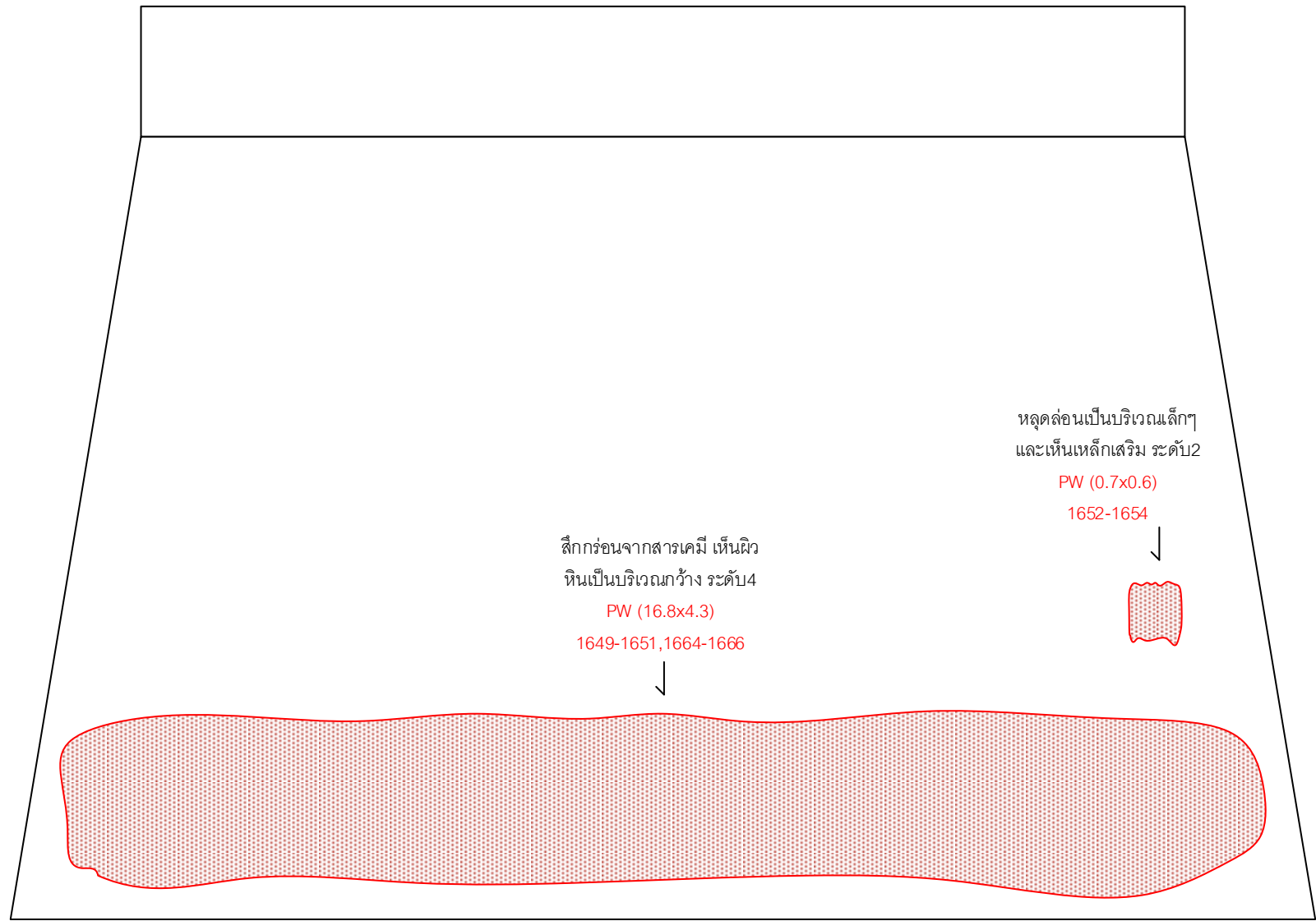
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 03

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-003

SHEET NO. 16



Pier 03



1649 - 1651



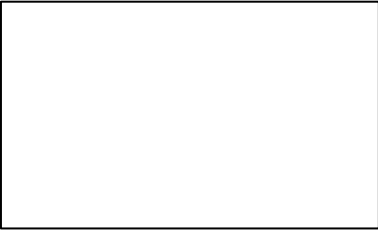
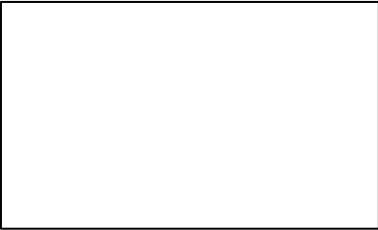
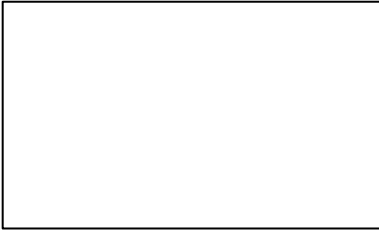
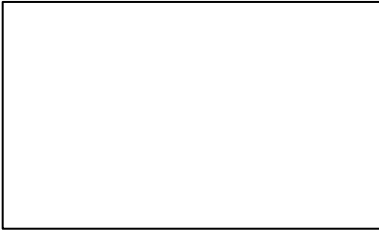
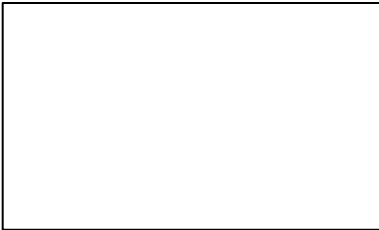
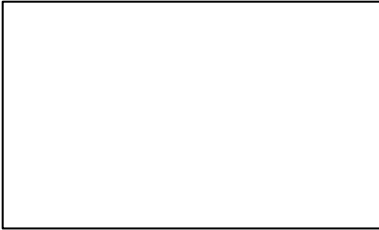
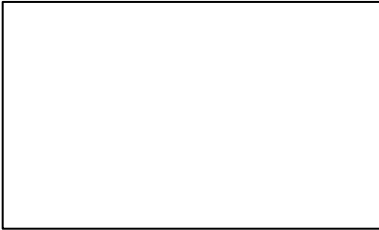
1649 - 1651



1652 - 1654



1652 - 1654



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

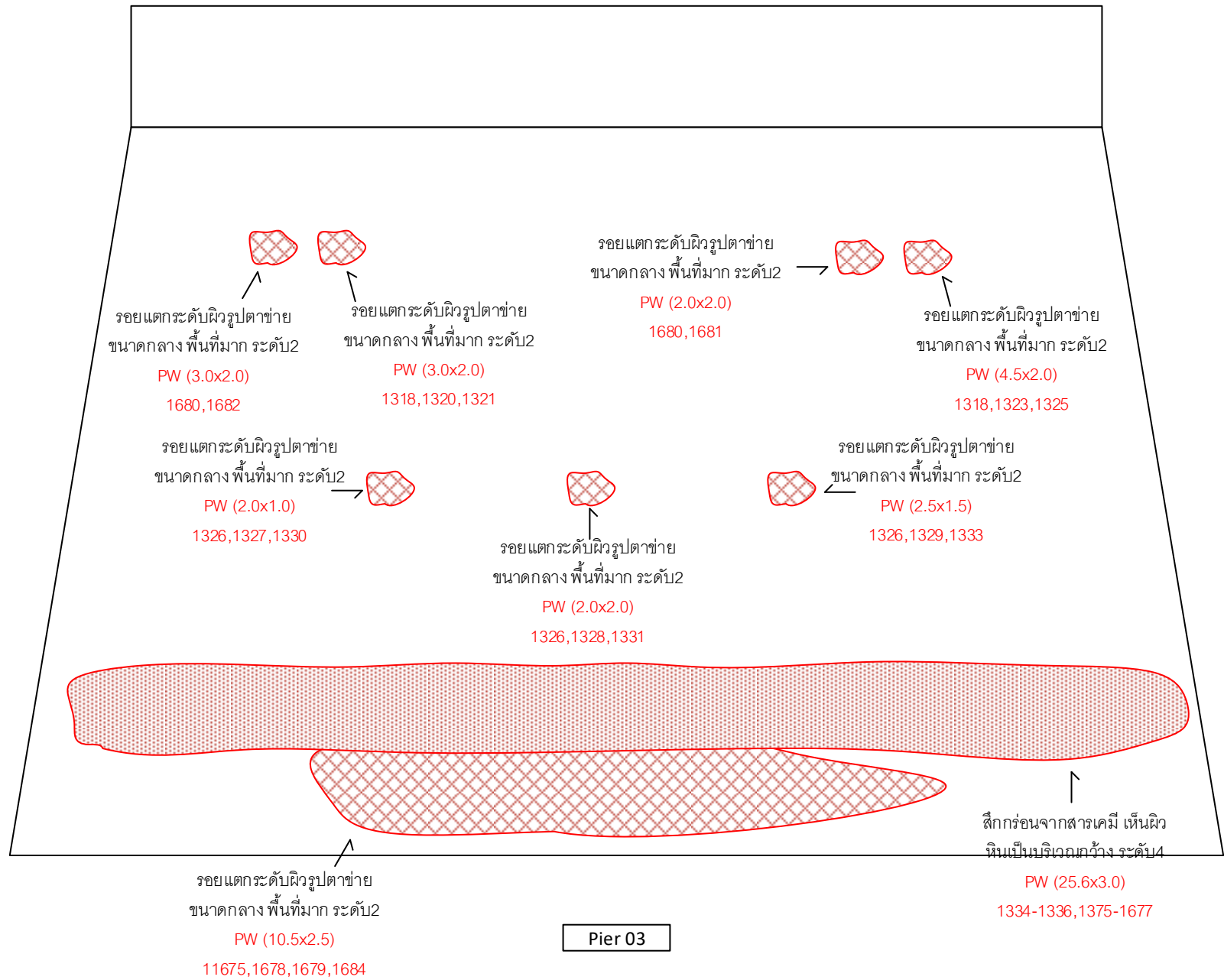
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 04

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-004

SHEET NO. 17



1318 - 1323



1508 - 1510



1680 - 1682



1326 - 1327



1318 - 1320



1326 - 1328



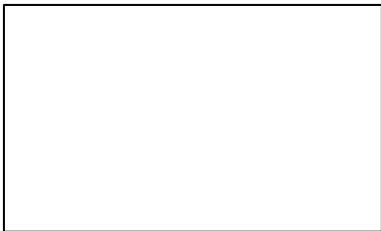
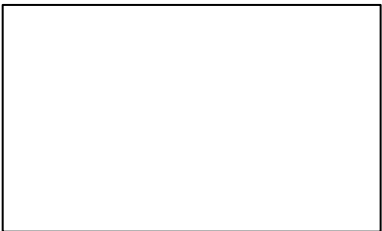
1334 - 1336



1675 - 1678



1334 - 1336



1334 - 1336

1334 - 1336



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

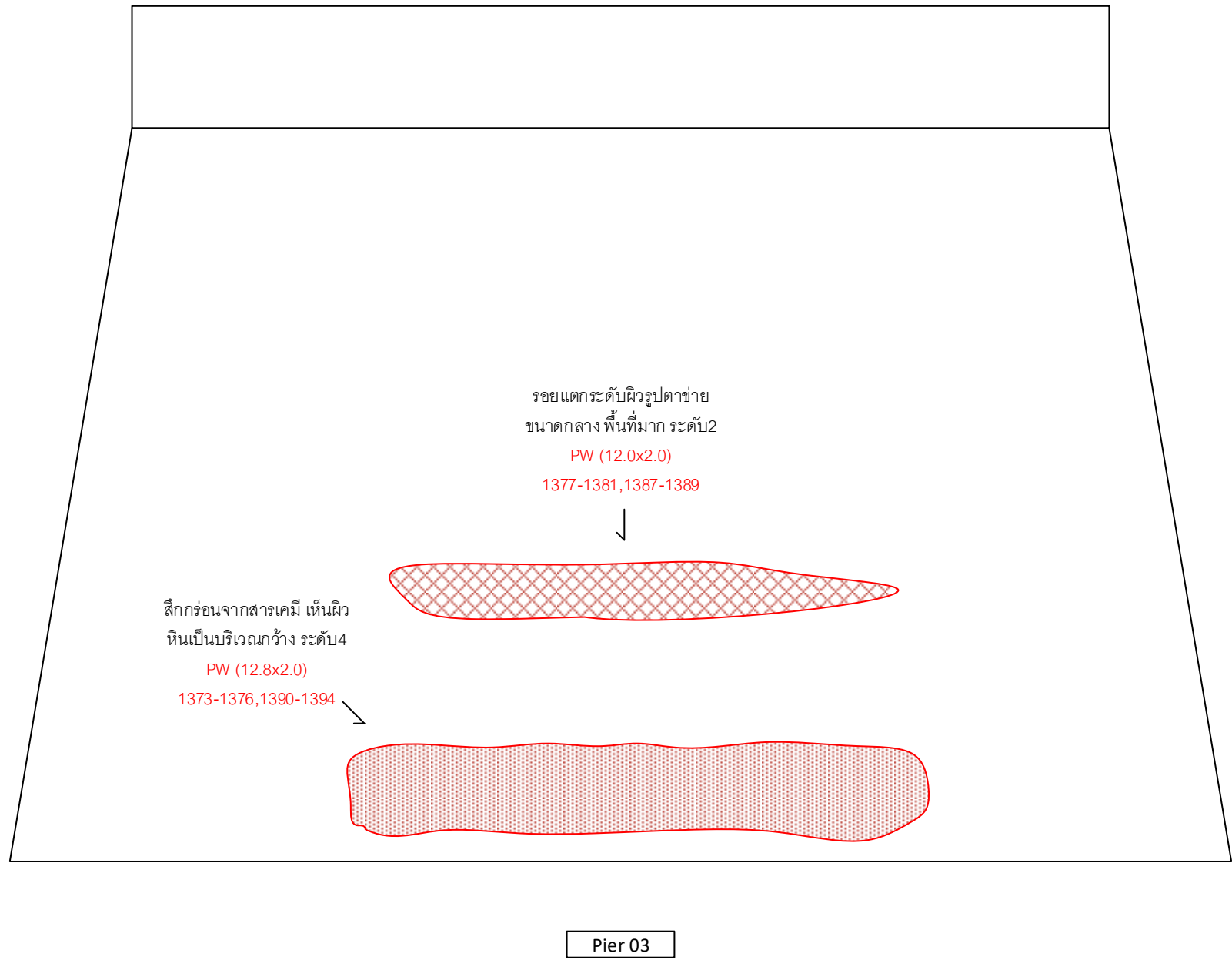
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 05

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-005

SHEET NO. 18



1377 - 1381



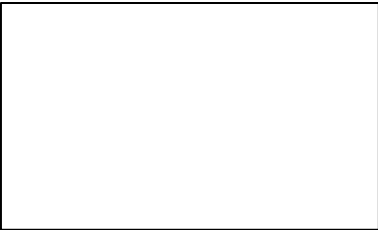
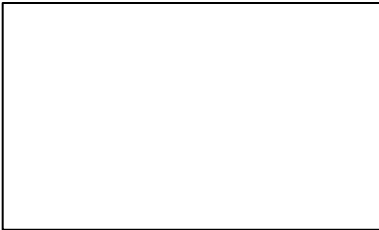
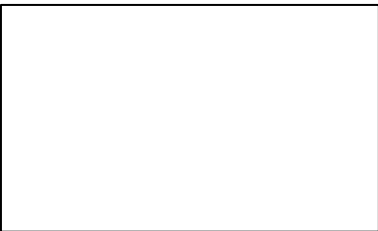
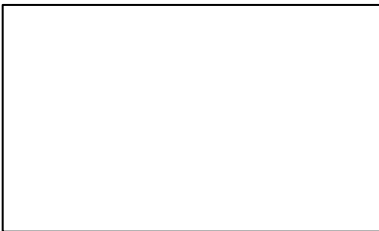
1373 - 1376



1377 - 1381



1373 - 1376



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

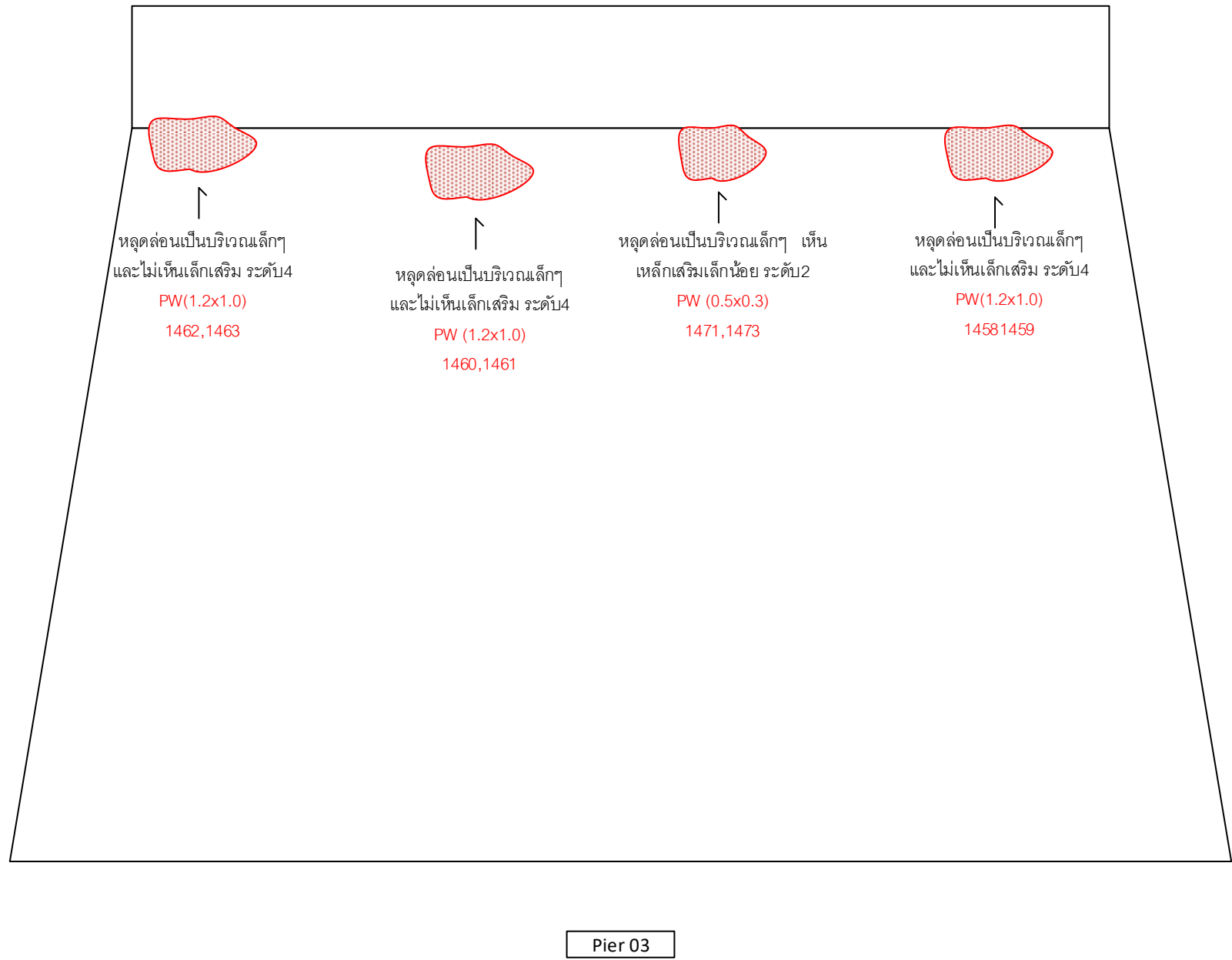
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 07

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-007

SHEET NO. 20



1462 - 1463



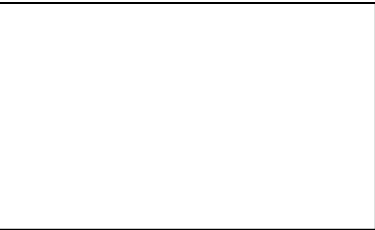
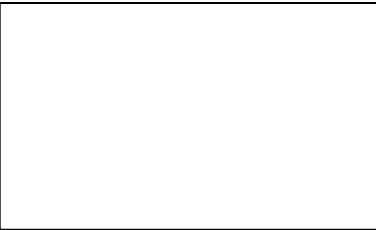
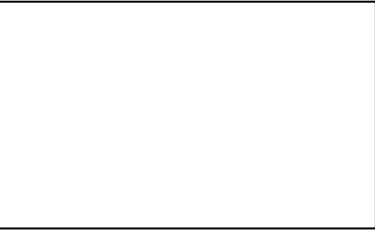
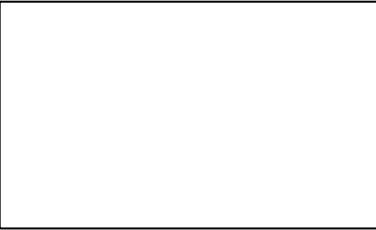
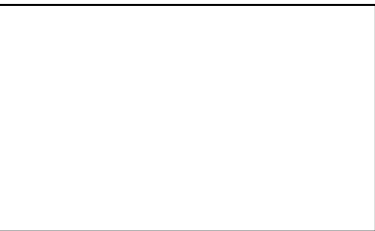
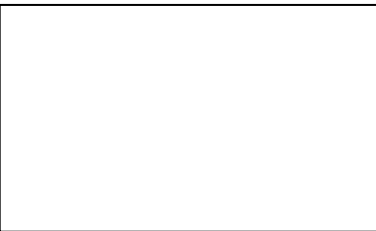
1458 - 1459



1460 - 1461



1471 - 1473



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

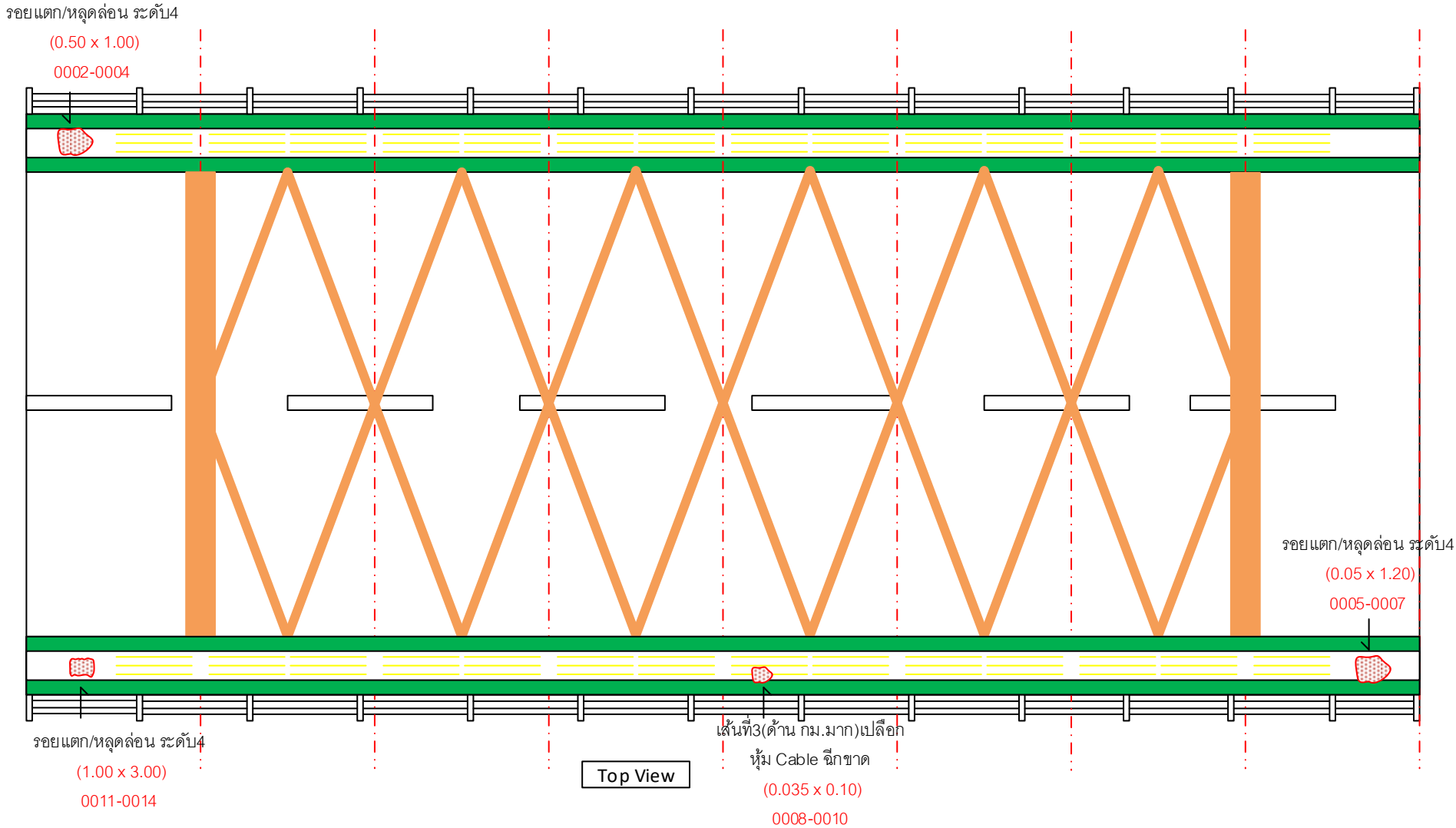
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 09

SCALE : AS SHOW

DWG NO. P-009

SHEET NO. 21



0002 - 0004



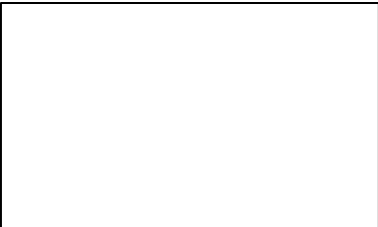
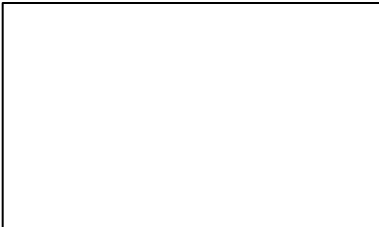
0011 - 0014



0008 - 0010



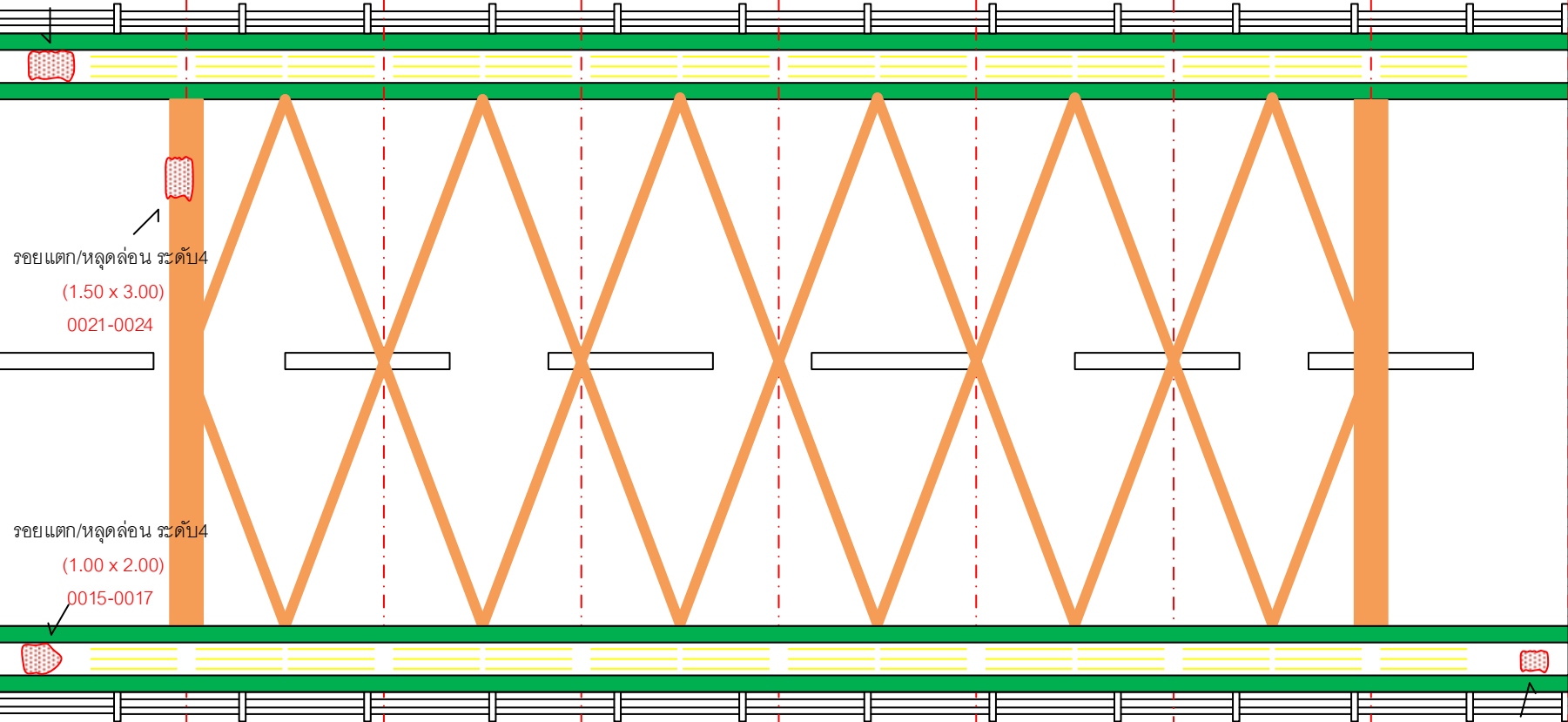
0005 - 0007



ลี้กร่อนมาก ผิวขรุขระ มีรอย
แตกบ้างเล็กน้อย ระดับ4

(0.20 x 0.30)

0035 - 0037



รอยแตก/หลุดล่อน ระดับ4

(1.50 x 3.00)

0021-0024

รอยแตก/หลุดล่อน ระดับ4

(1.00 x 2.00)

0015-0017

Top View

รอยแตก/หลุดล่อน ระดับ4

(0.50 x 1.00)

0018-0020



0035 - 0037



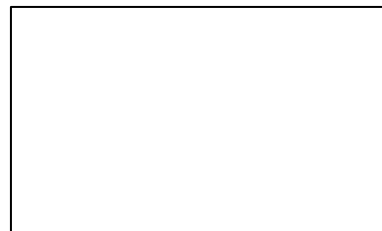
0015 - 0017



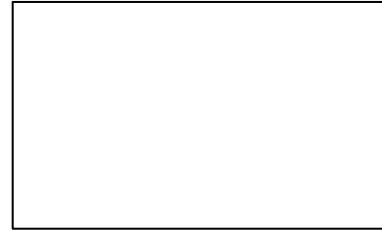
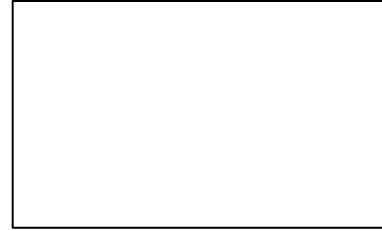
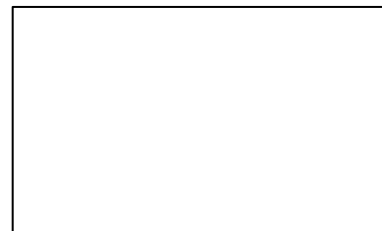
0021 - 0024



0021 - 0024



0018 - 0020



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

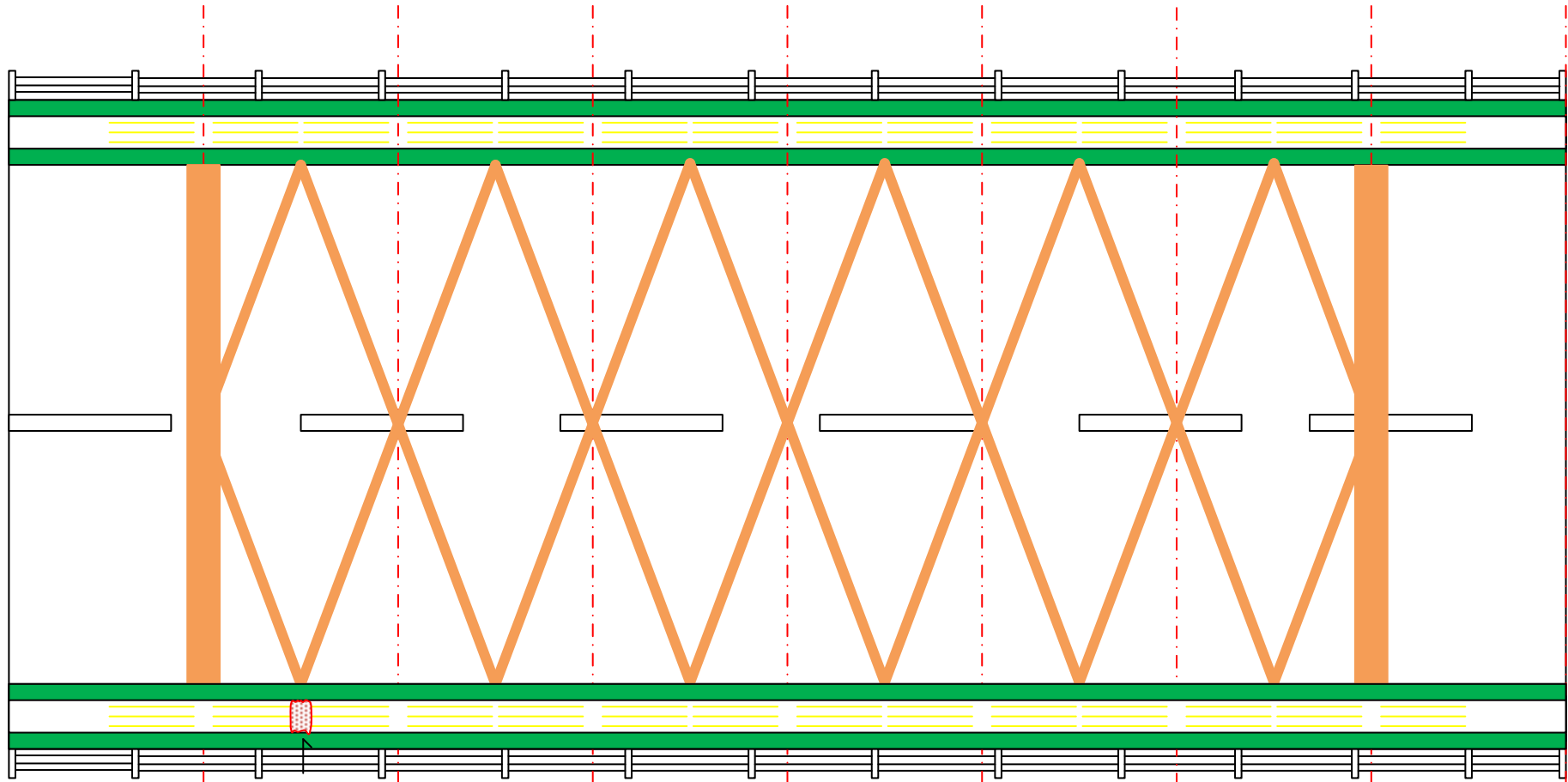
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 07 (CABLE)

SCALE : AS SHOW

DWG NO. C-002

SHEET NO. 23

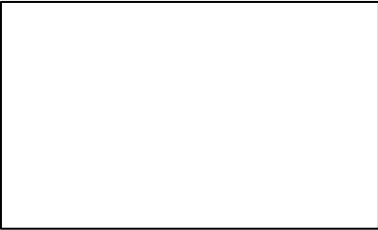
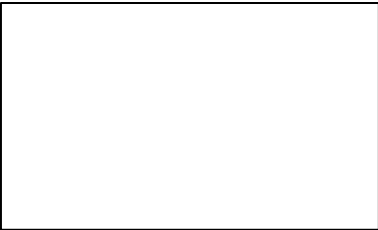
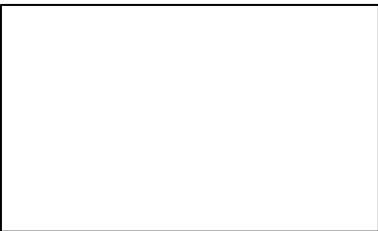
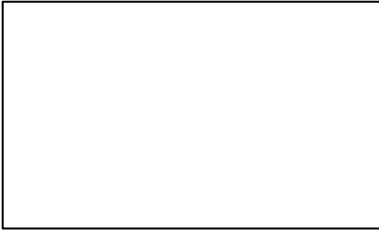
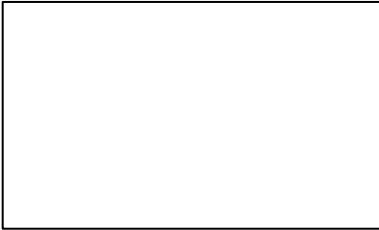
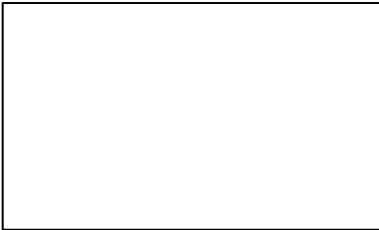
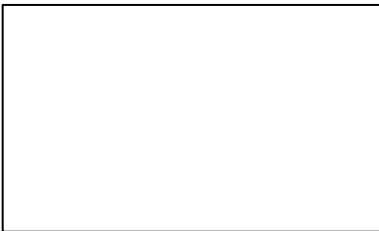


รอยแตก/หลุดล่อน ระดับ 4
(0.30 x 0.50)
0025-0027

Top View



0025 - 0027



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS

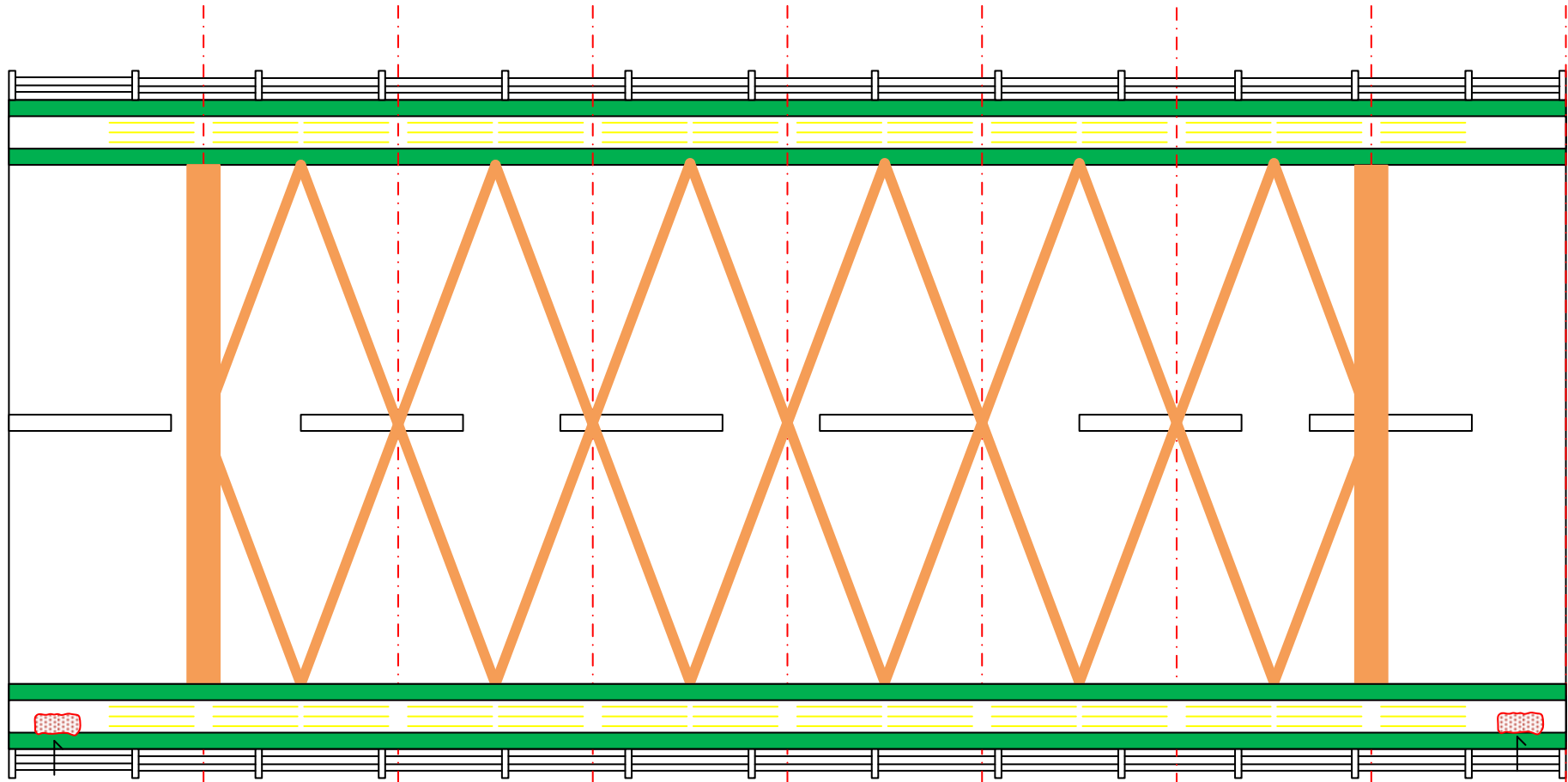


ASCONA M COMPANY LIMITED

STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 08 (CABLE)

SCALE :	AS SHOW
DWG NO.	C-003
SHEET NO.	24



แตกชำรุด หรือหลุดล่อนเห็น
เหล็กเสริมเป็นพื้นที่ขนาด
กลาง ระดับ 2
(0.20 x 0.30)
0031-0034

Top View

แตกชำรุด หรือหลุดล่อนเห็น
เหล็กเสริมเป็นพื้นที่ขนาด
กลาง ระดับ 2
(0.20 x 0.30)
0028-0030



0031 - 0034



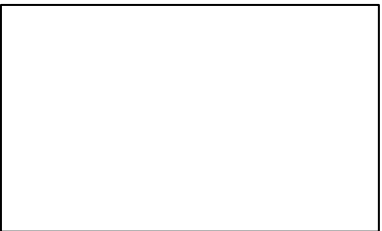
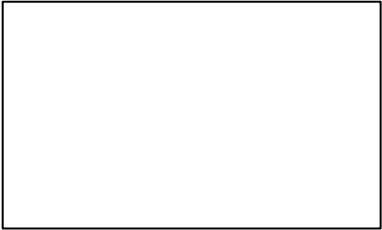
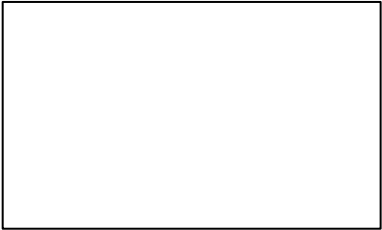
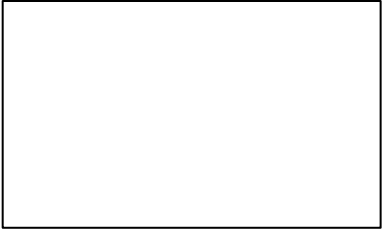
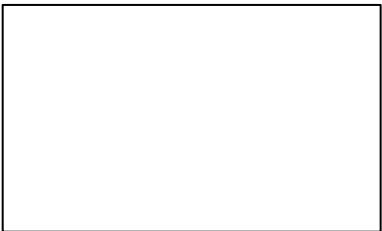
0031 - 0034



0028 - 0030



0028 - 0030



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

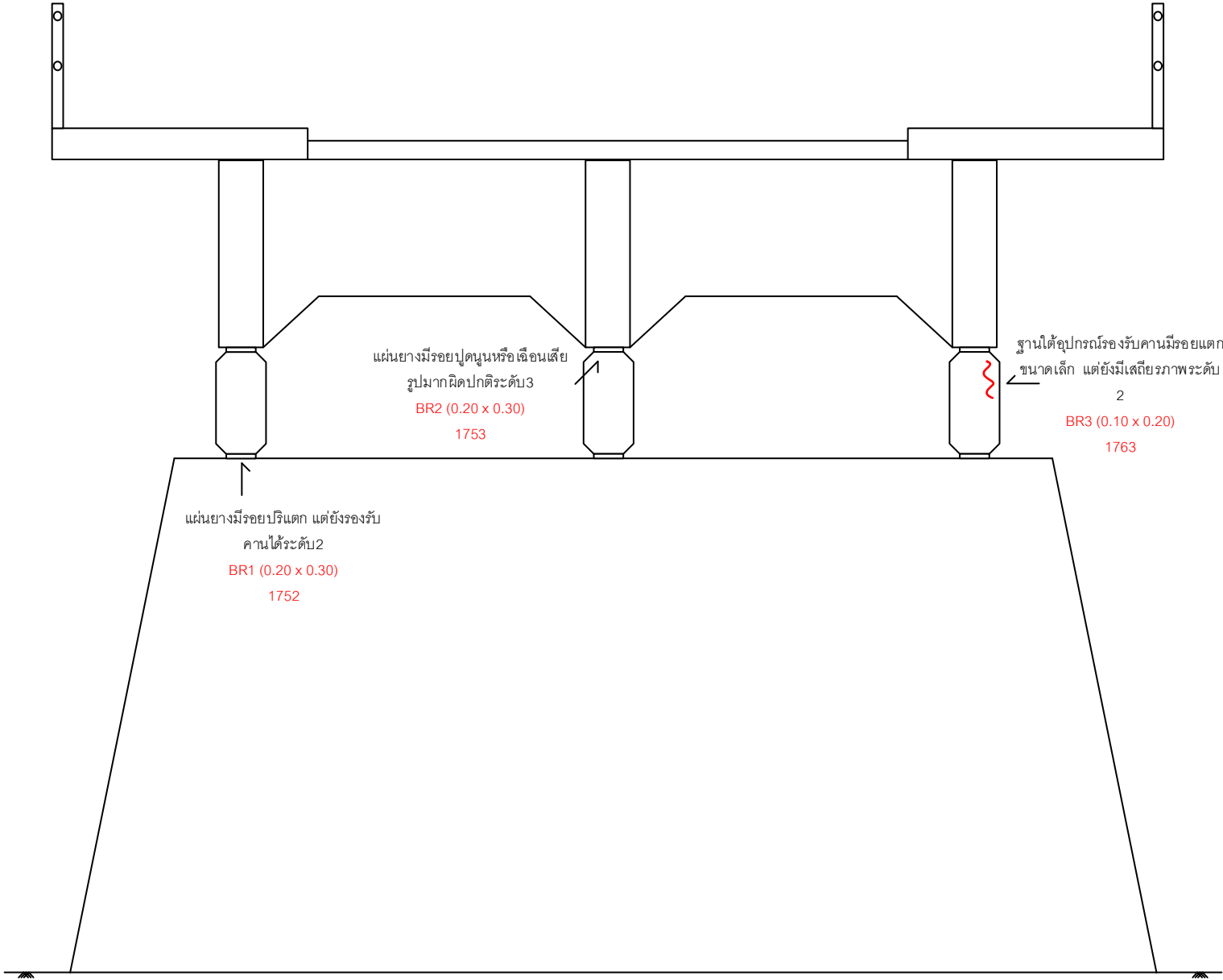
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 SPAN 09 (CABLE)

SCALE : AS SHOW

DWG NO. C-004

SHEET NO. 25



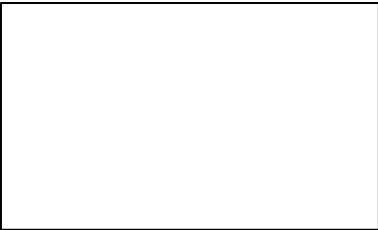
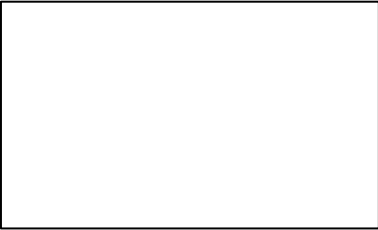
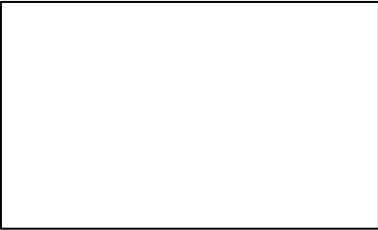
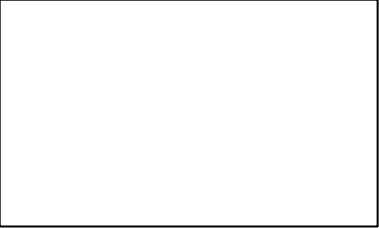
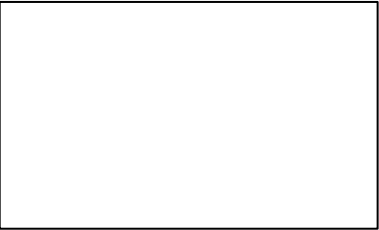
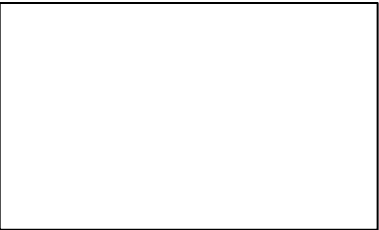
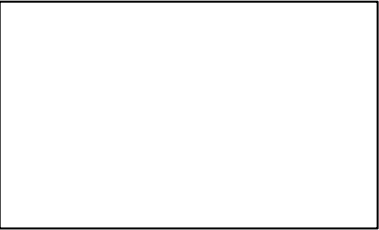
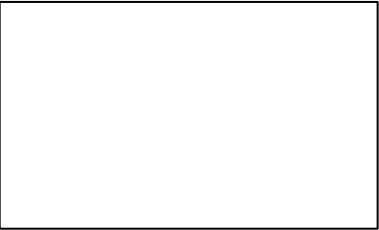
1752

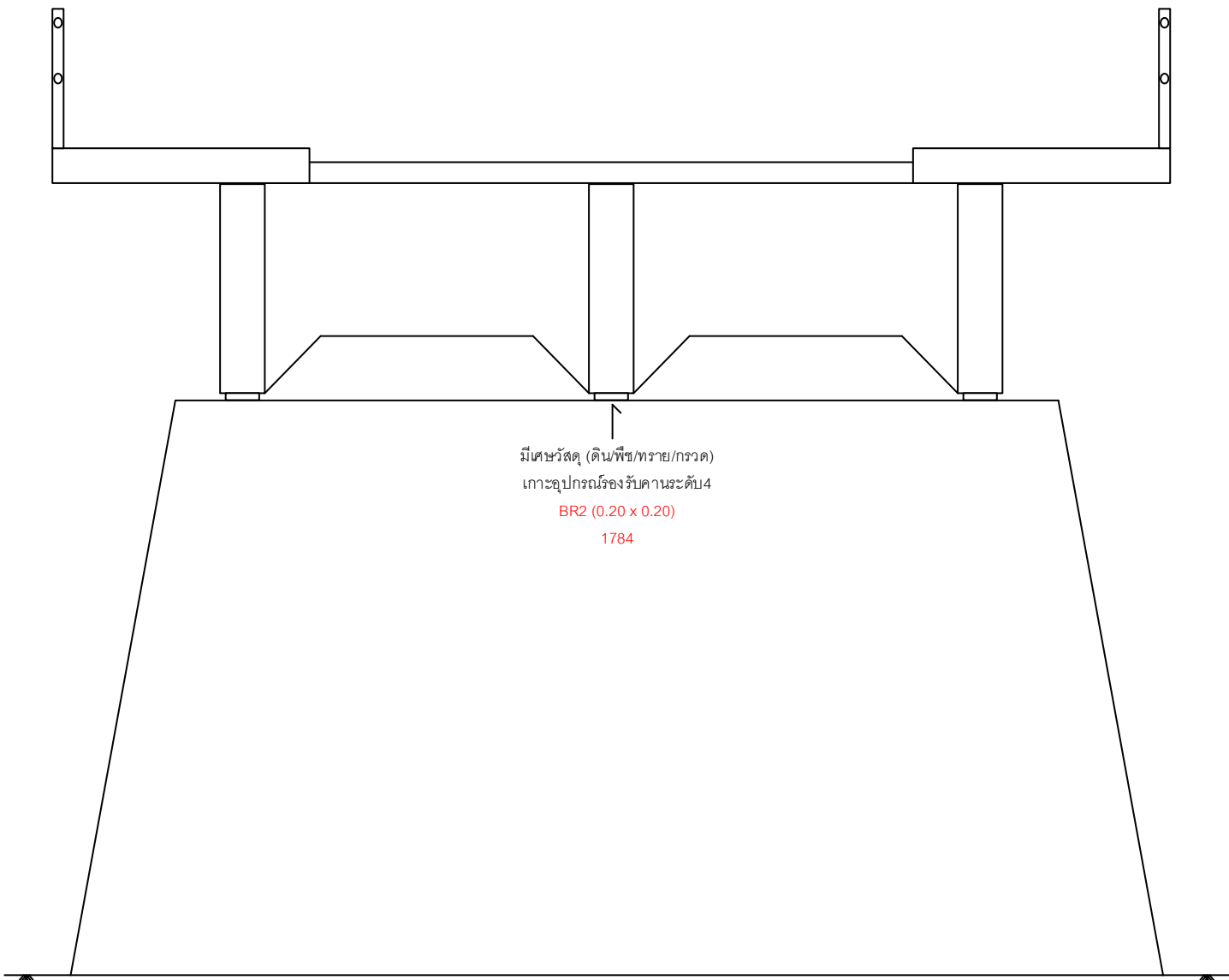


1753

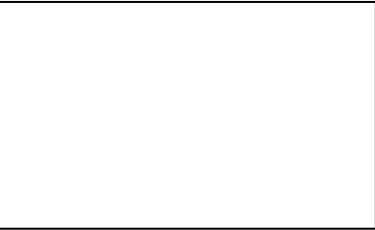
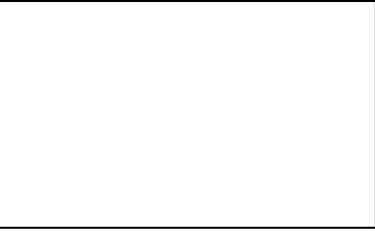
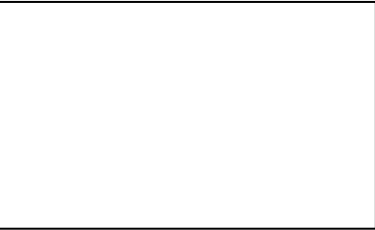
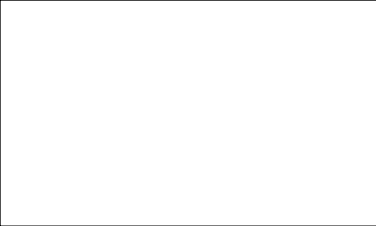
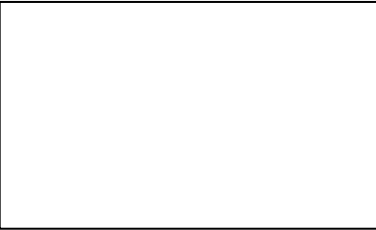
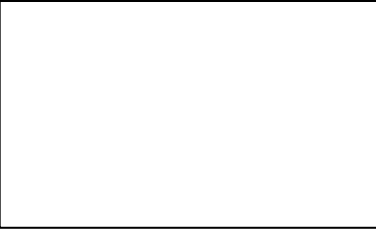
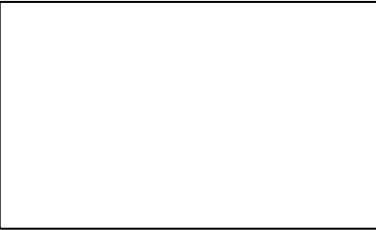


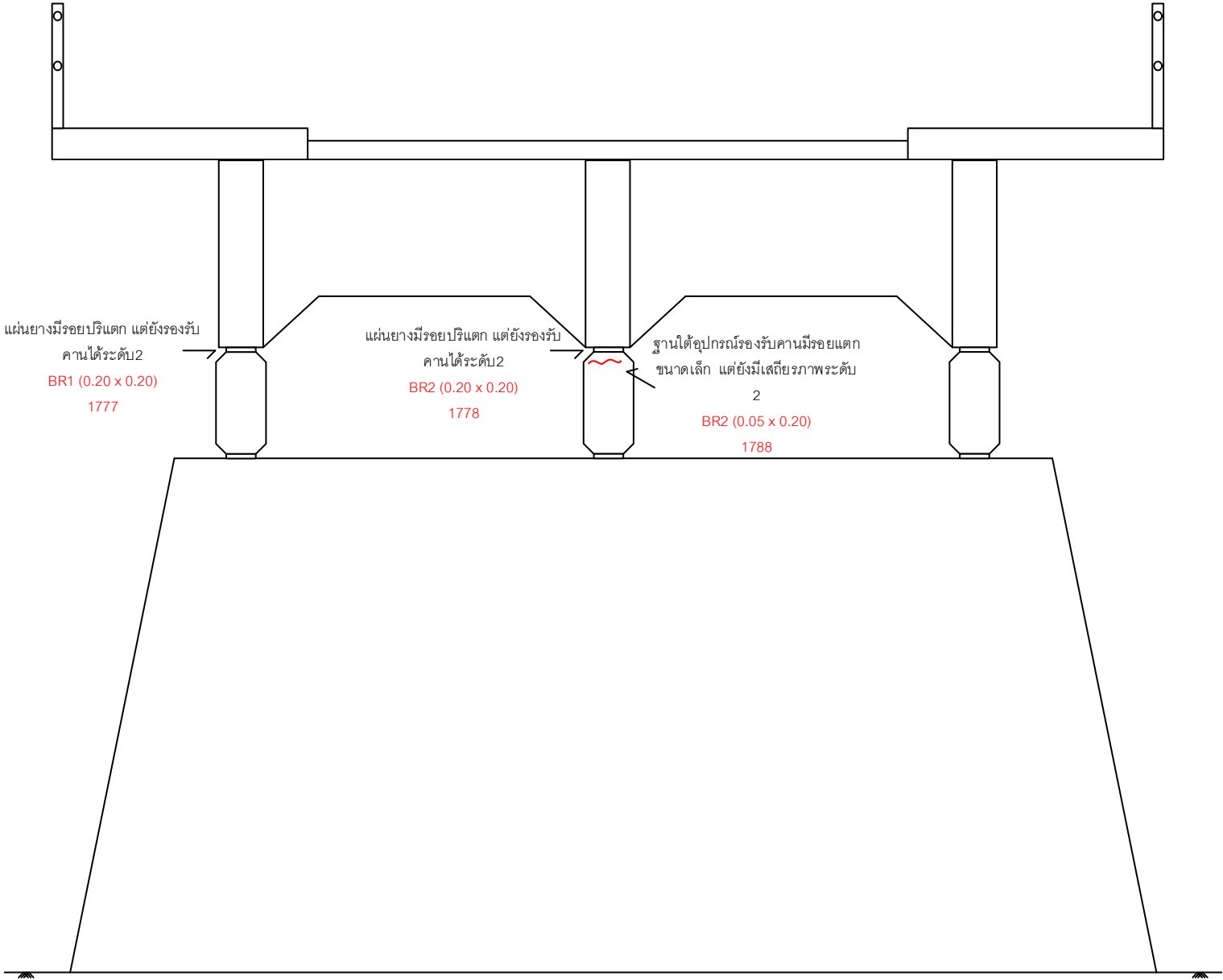
1763





1784





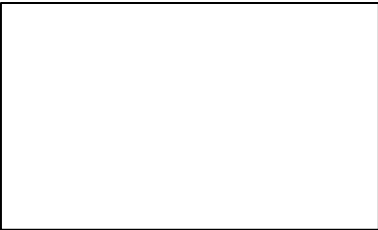
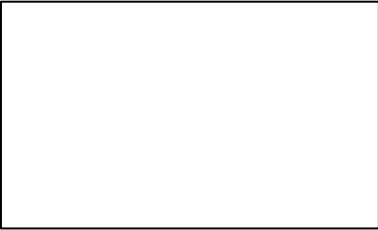
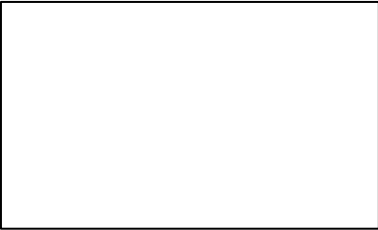
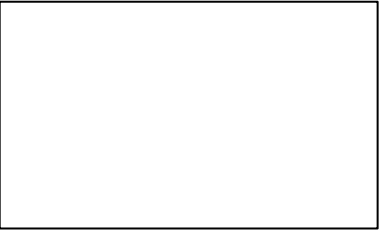
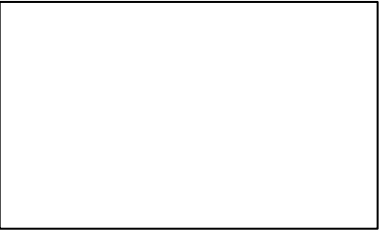
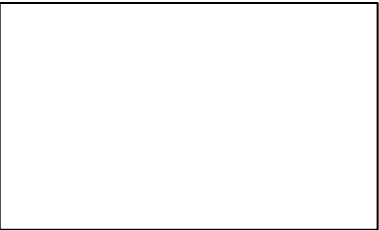
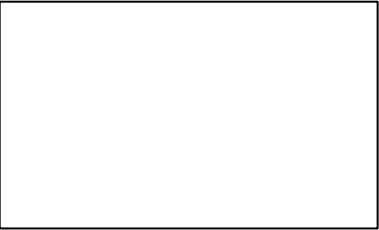
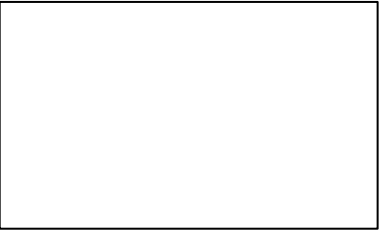
1777

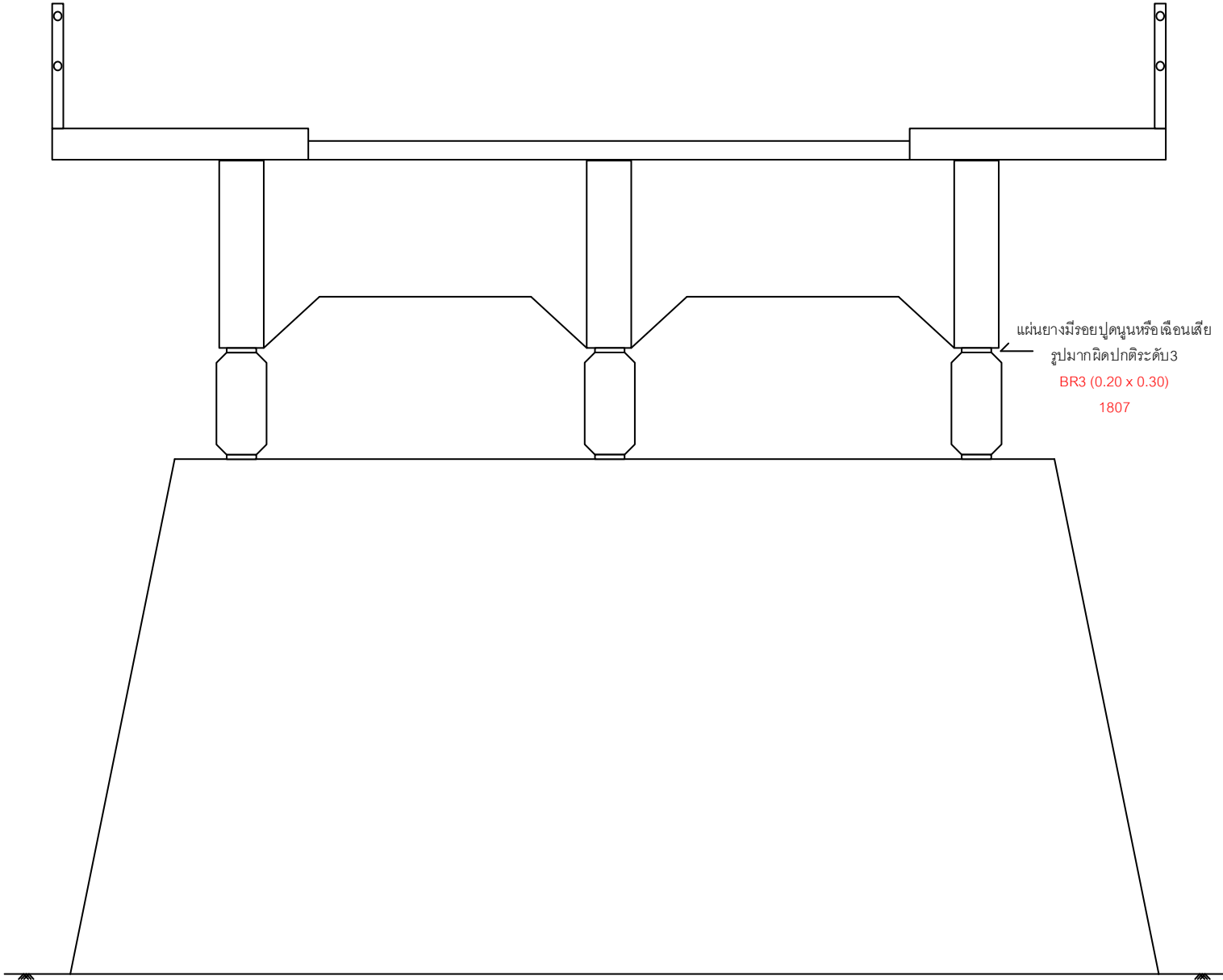


1778



1788

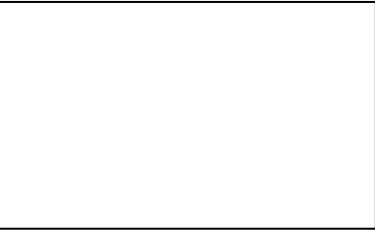
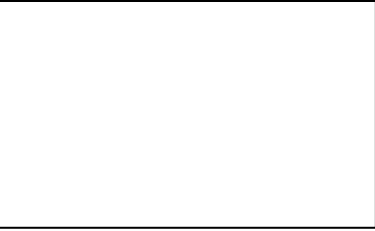
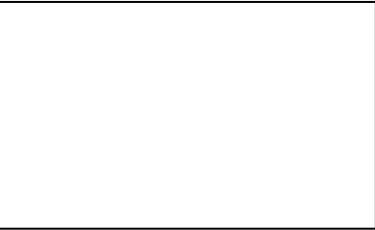
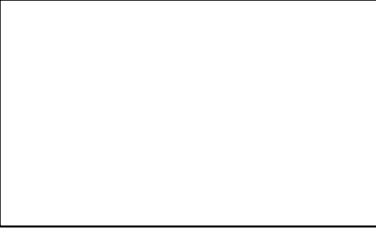
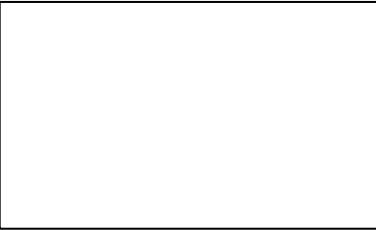
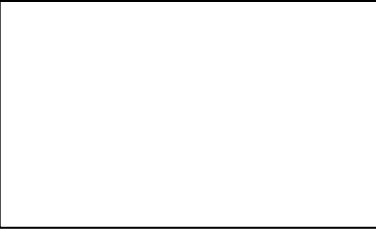
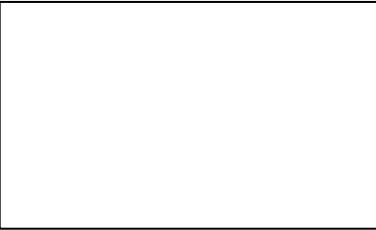


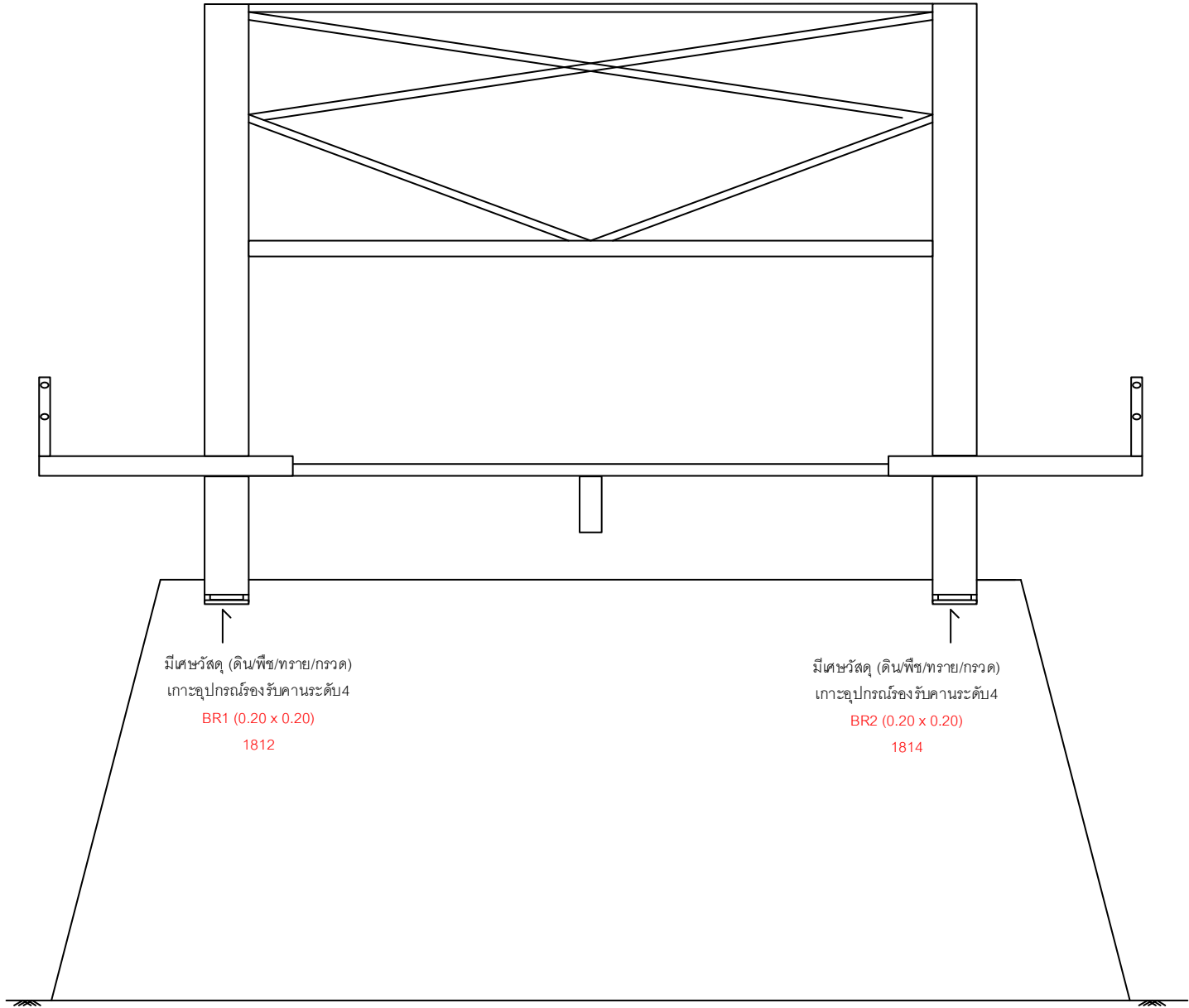


แผ่นยางมีรอยบุตุนหรือเจี้ยนเสีย
รูปมากผิดปกติระดับ3
BR3 (0.20 x 0.30)
1807



1807

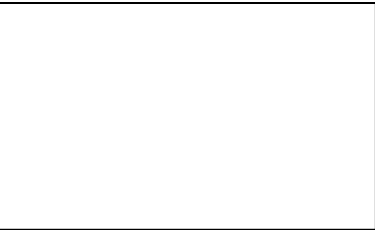
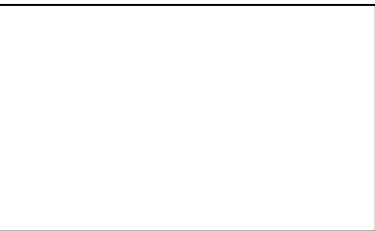
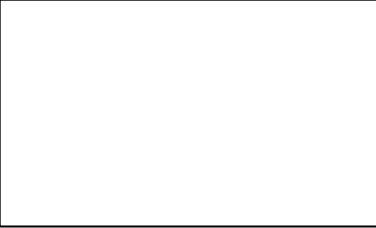
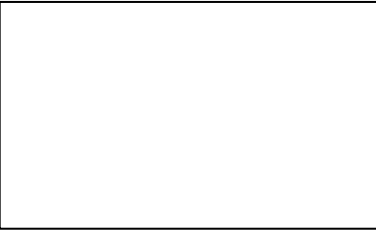
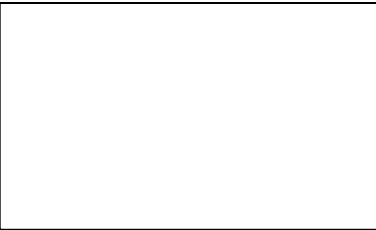
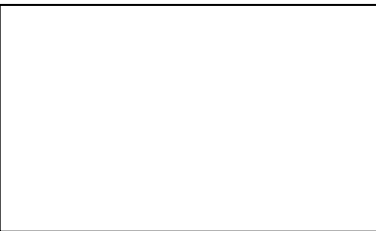


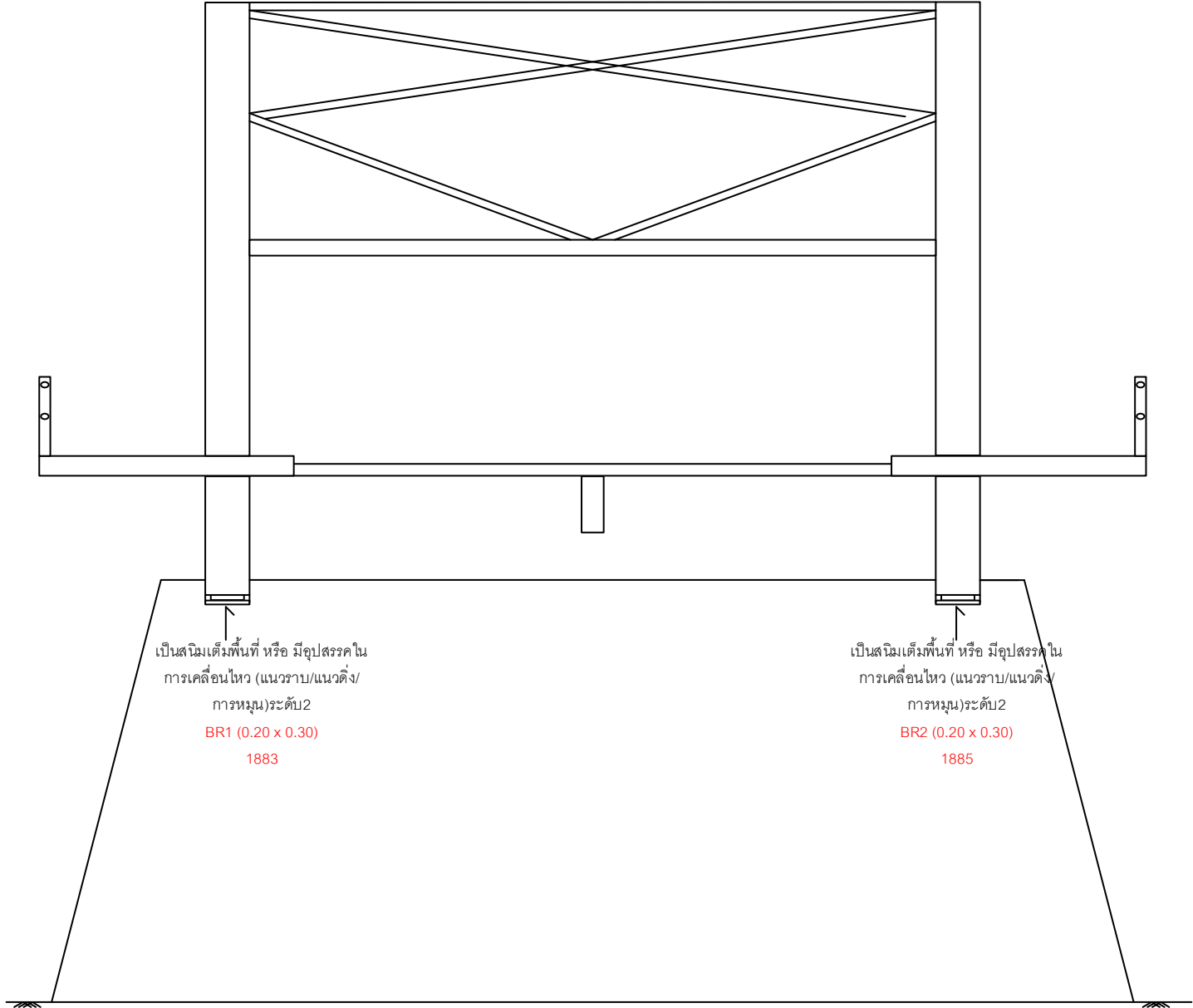


1812



1814

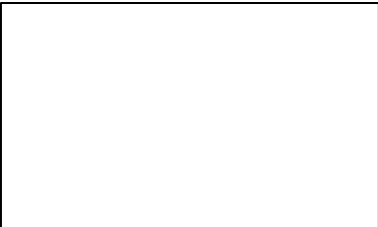
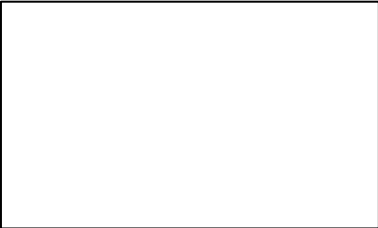
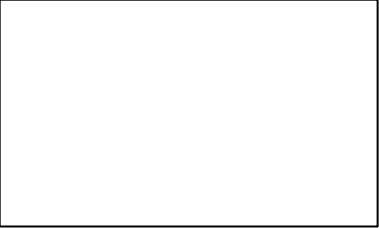
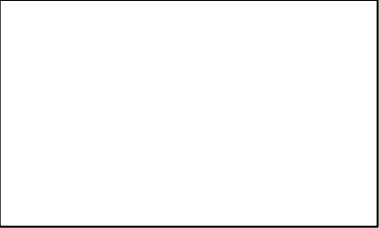
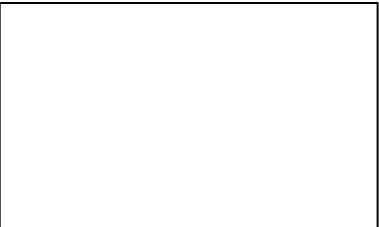
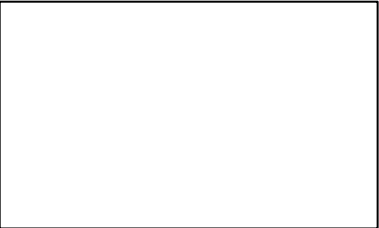


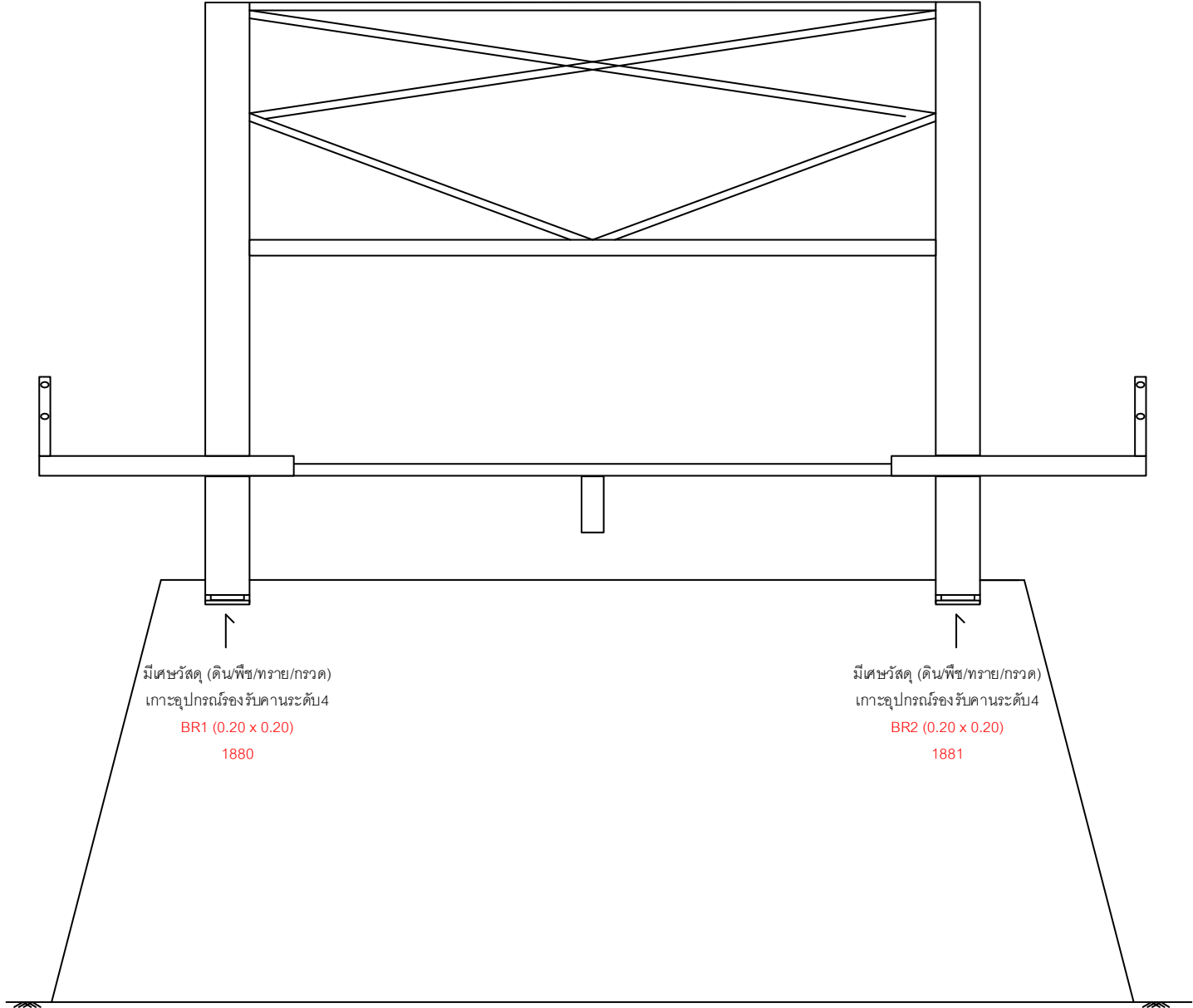


1883



1885

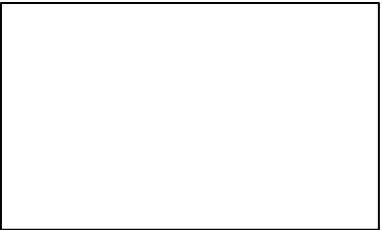
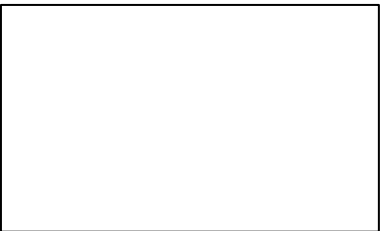
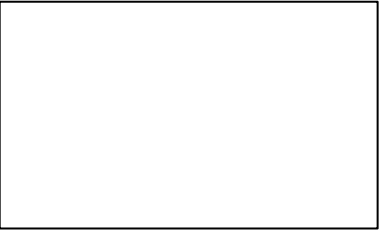
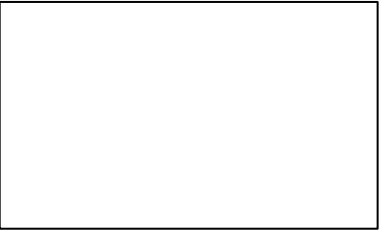
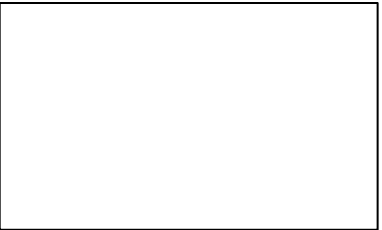
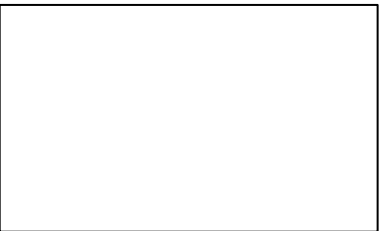


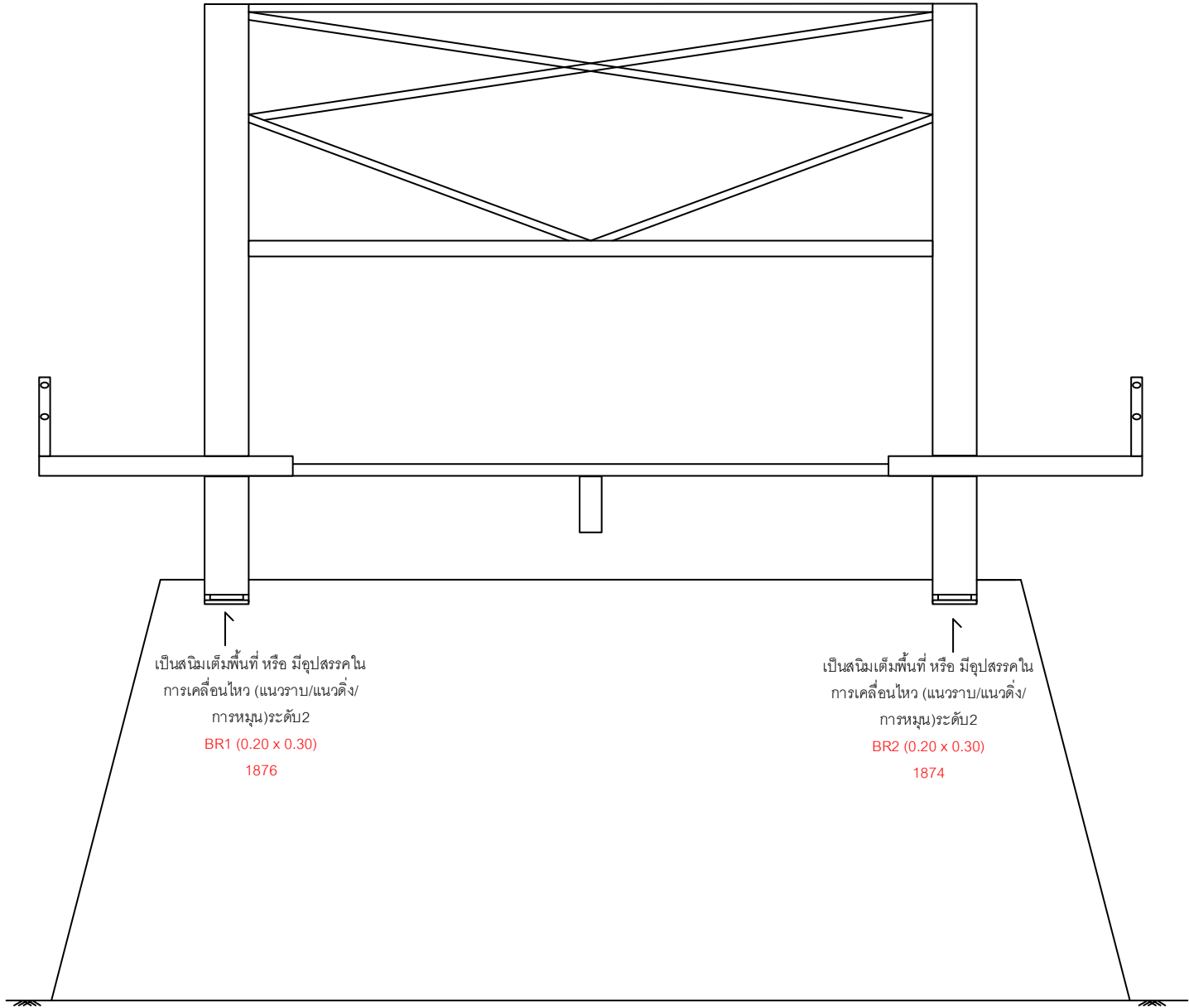


1880



1881





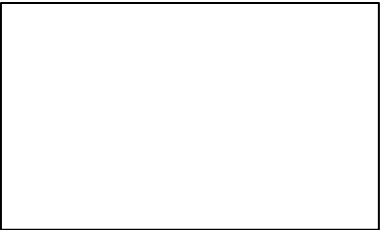
1876



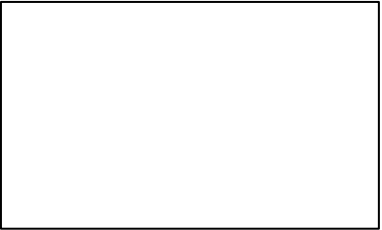
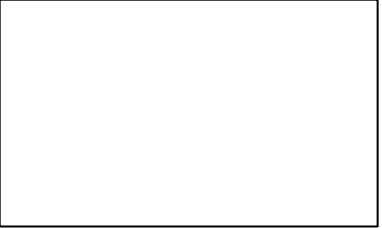
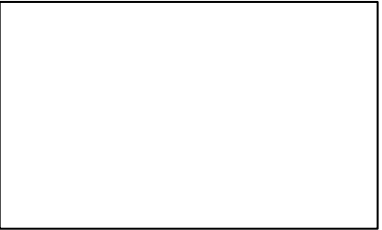
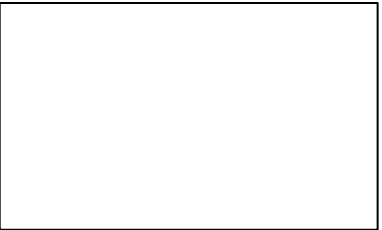
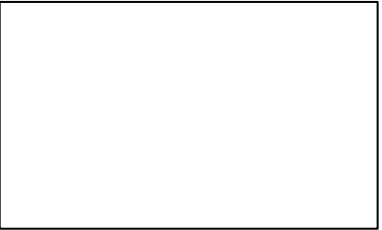
1874

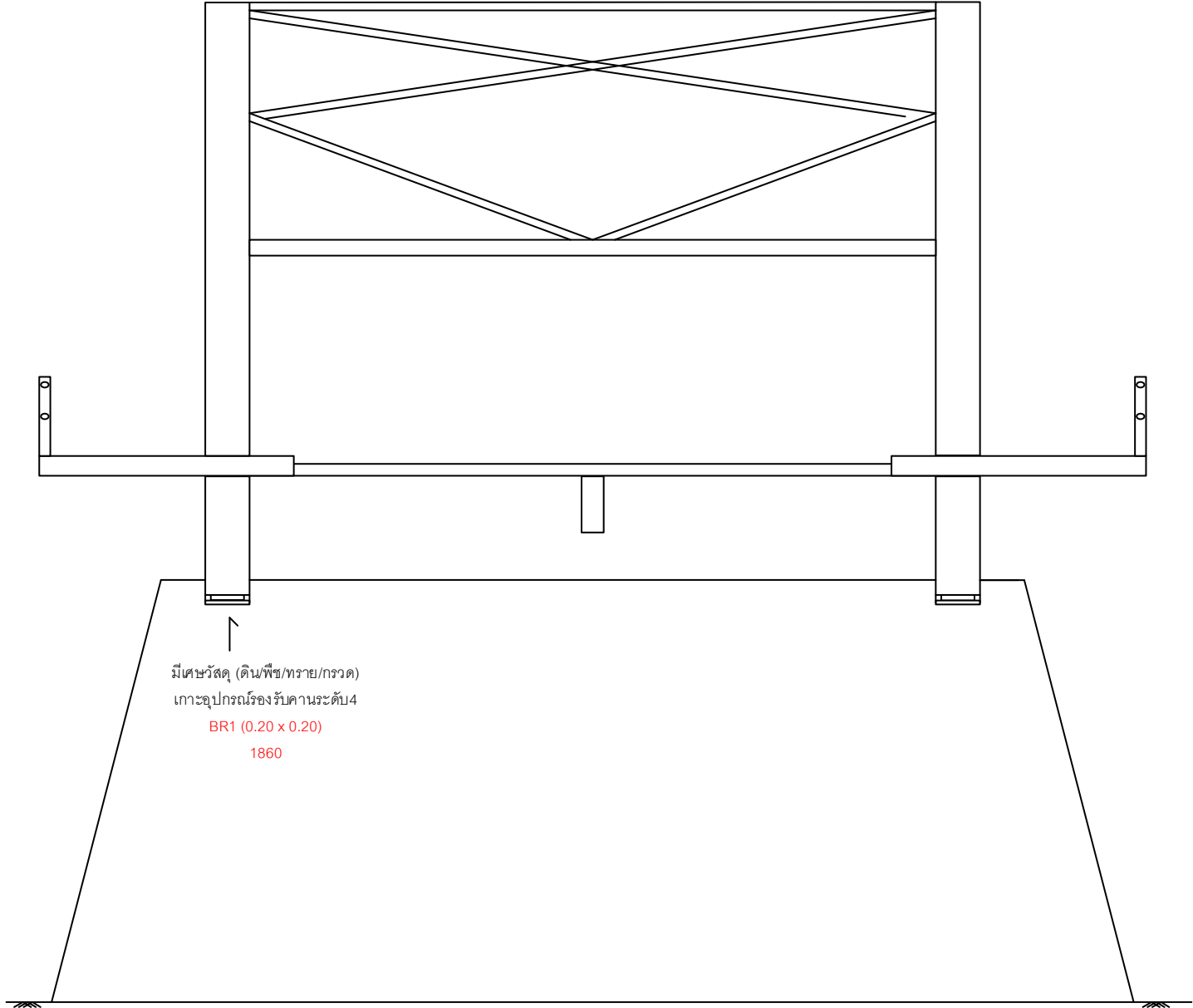


0028 - 0030

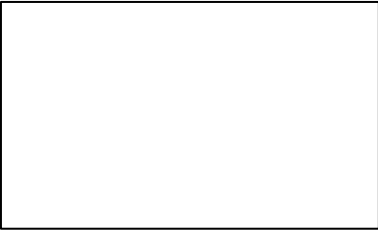
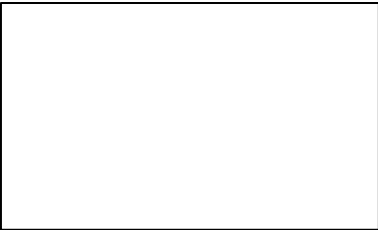
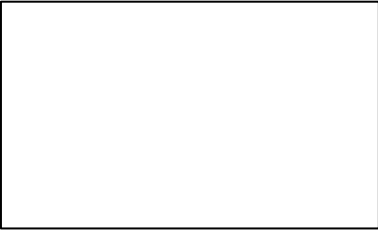
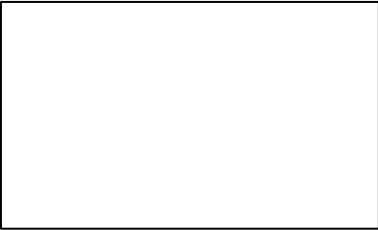
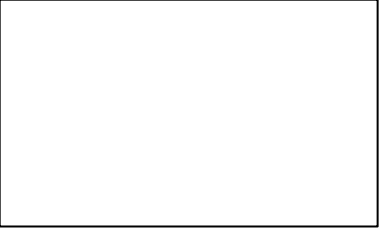
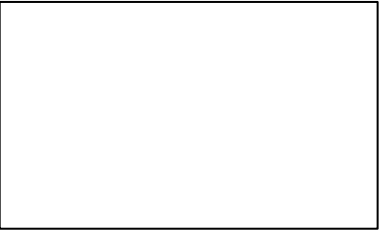
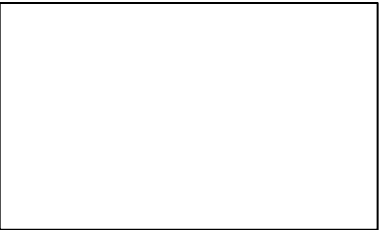
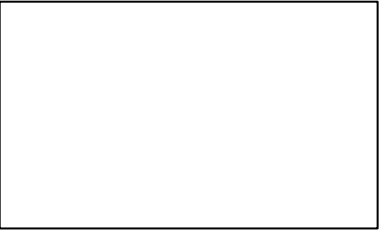
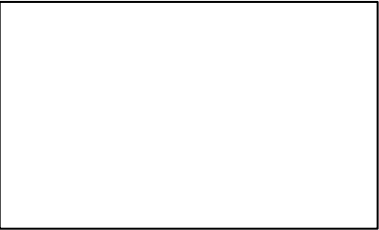


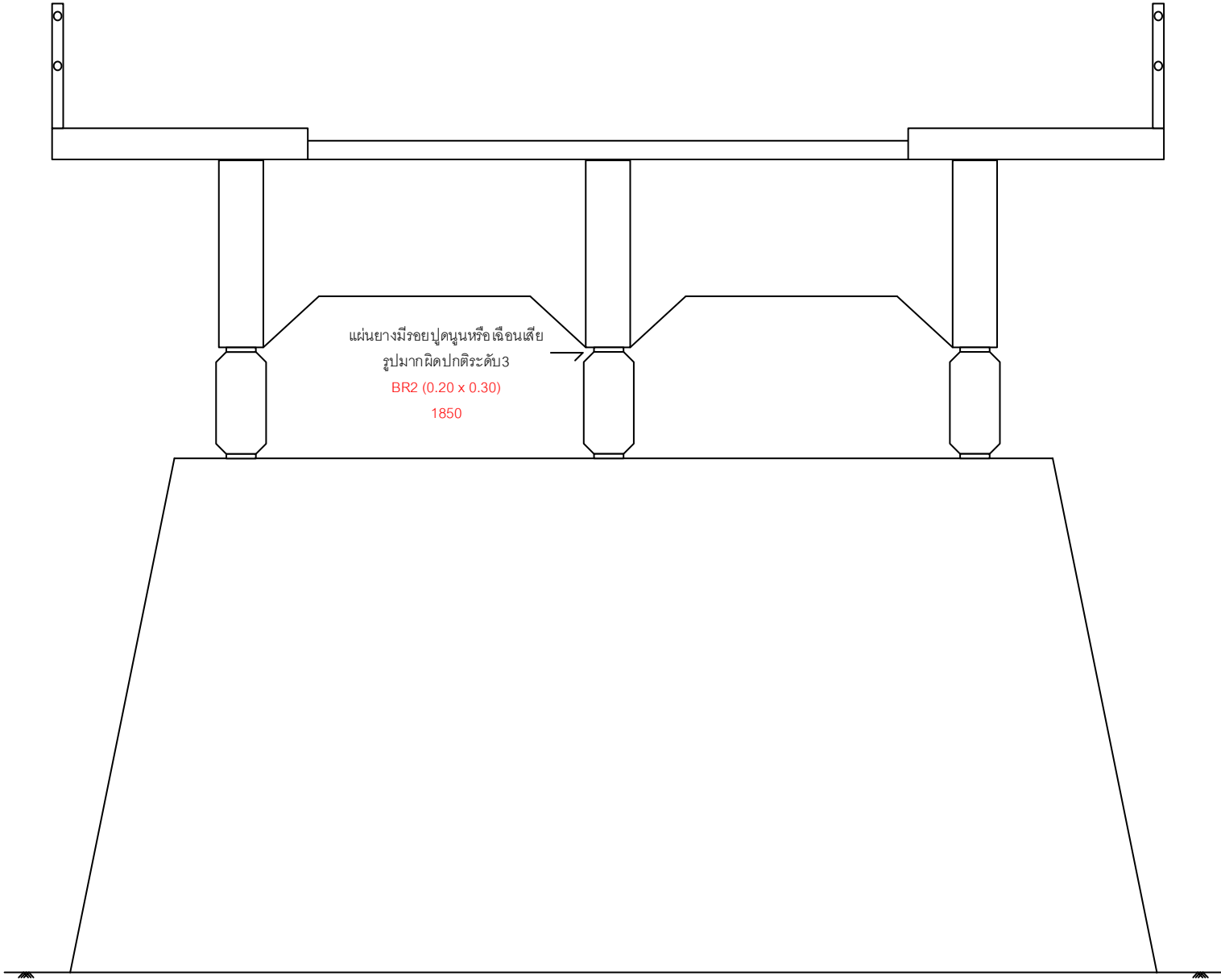
0028 - 0030



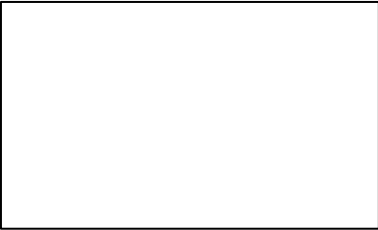
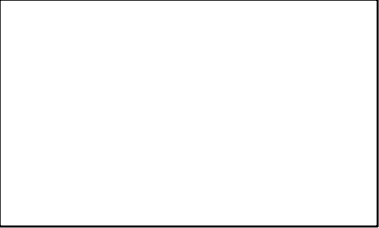
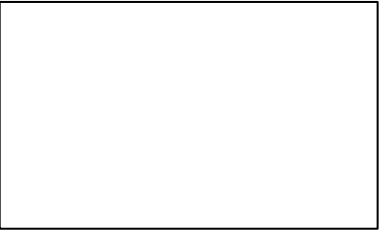
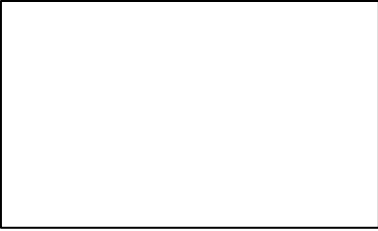
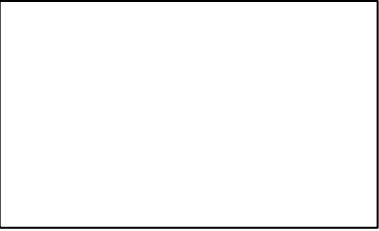
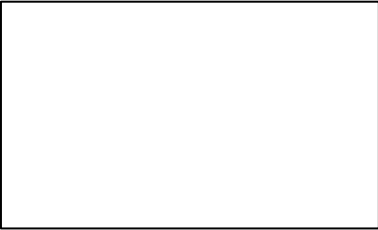
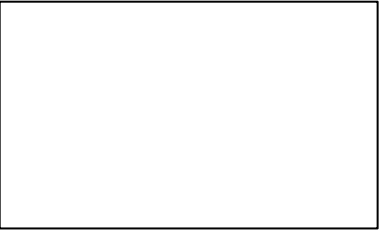
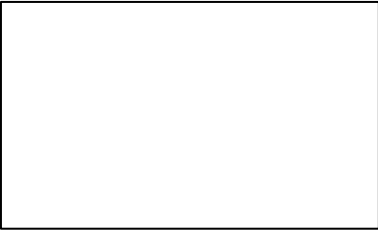
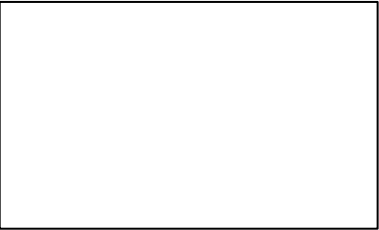


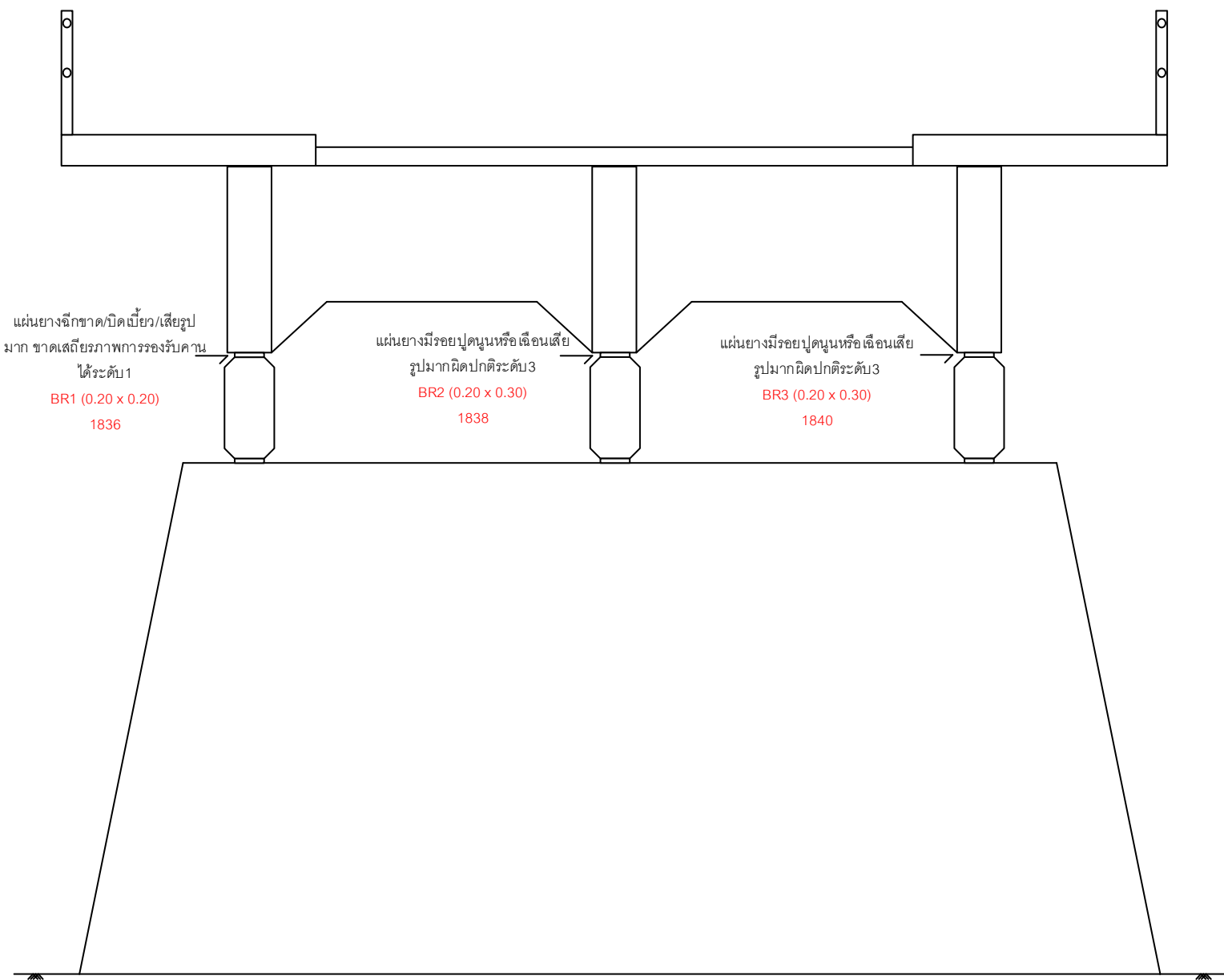
1860





1850





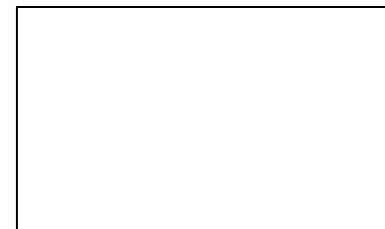
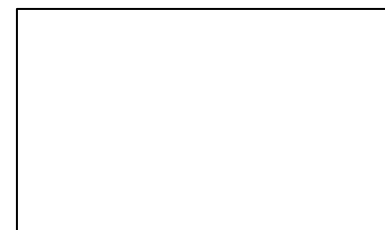
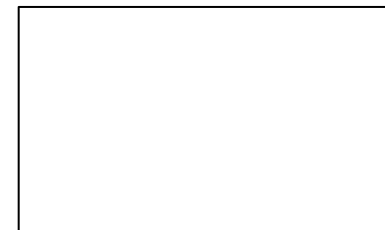
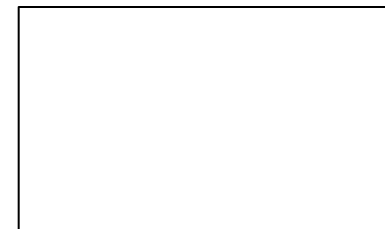
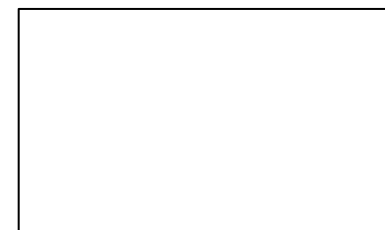
1836



1838



1840



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

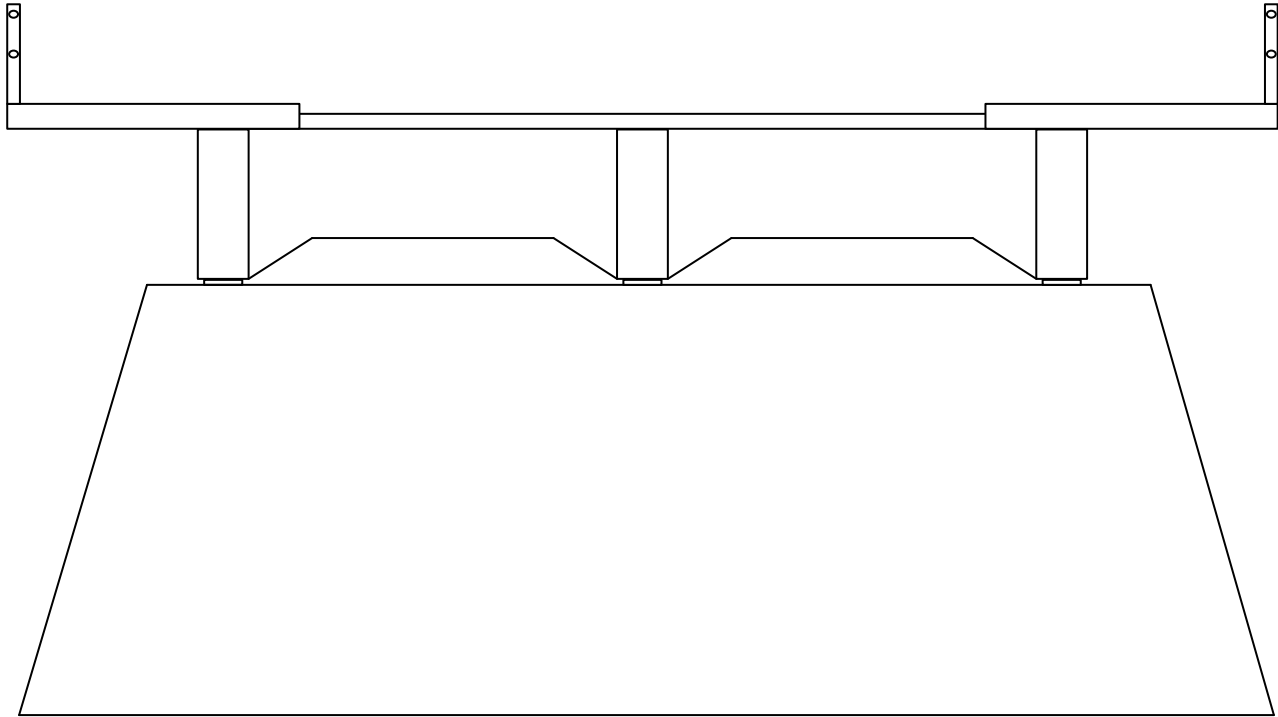
STANDARD DRAWING

สะพานเดชาติวงศ์ 1 PIER 11 (BR)

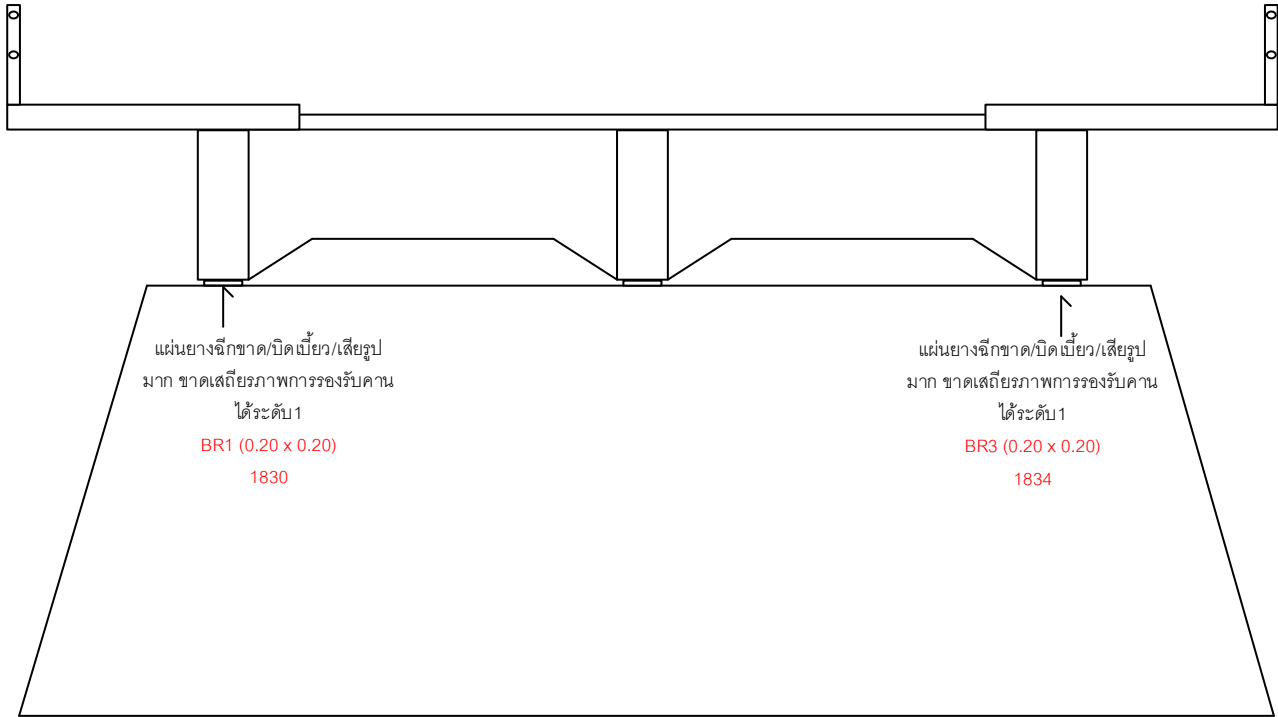
SCALE : AS SHOW

DWG NO. BR-011

SHEET NO. 36



A1



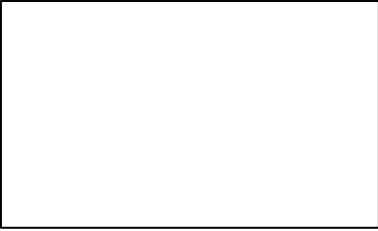
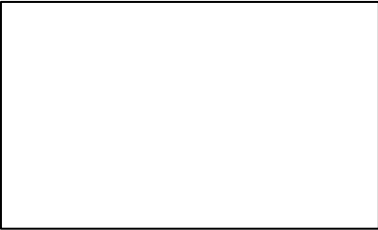
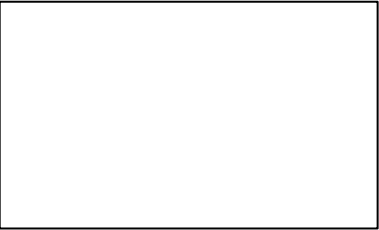
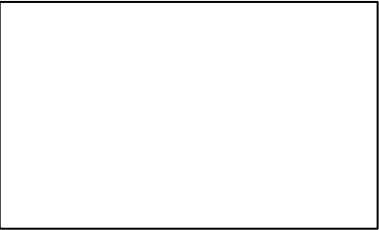
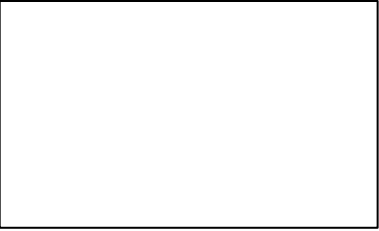
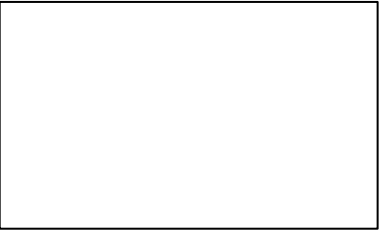
A2

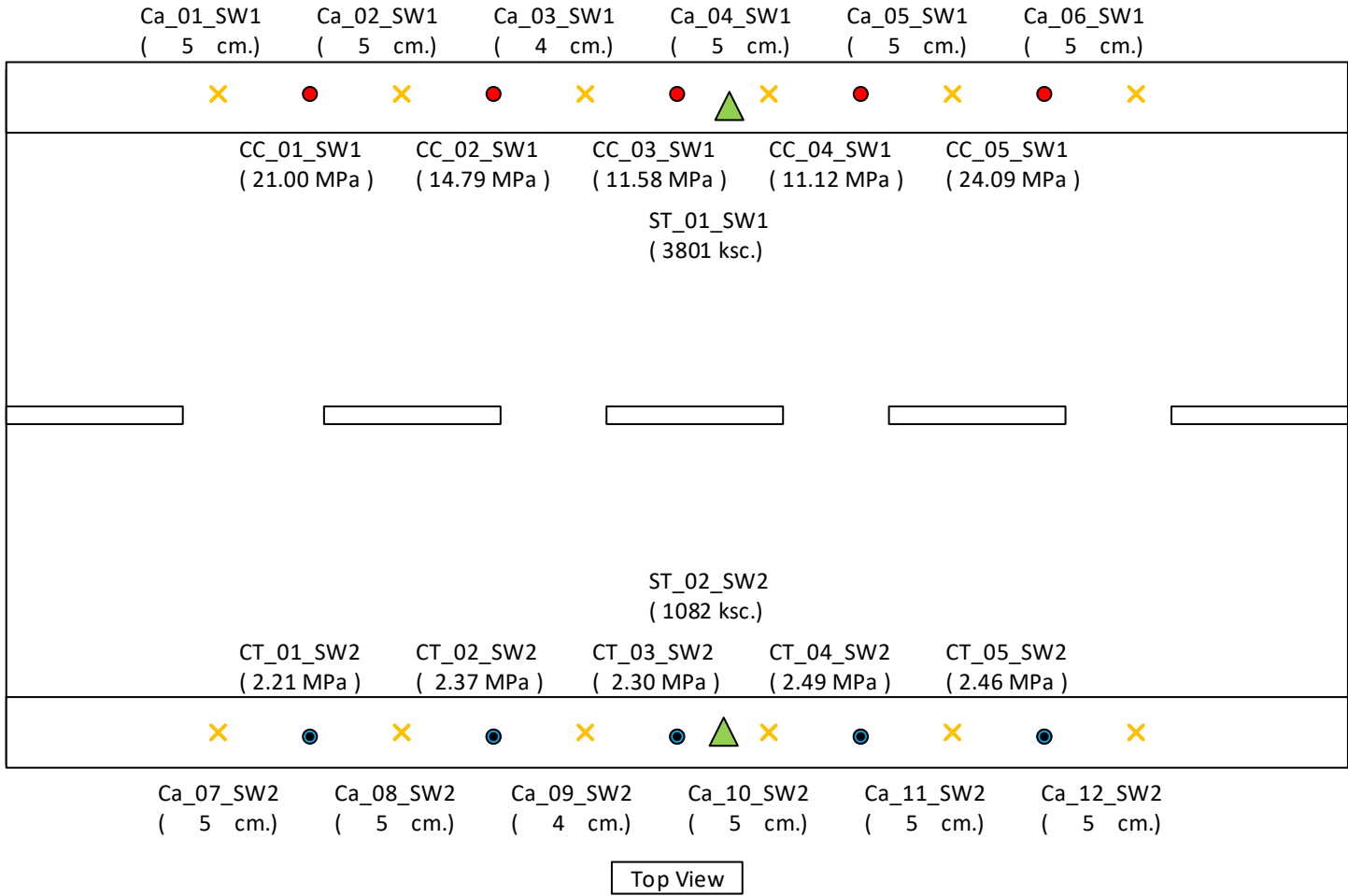
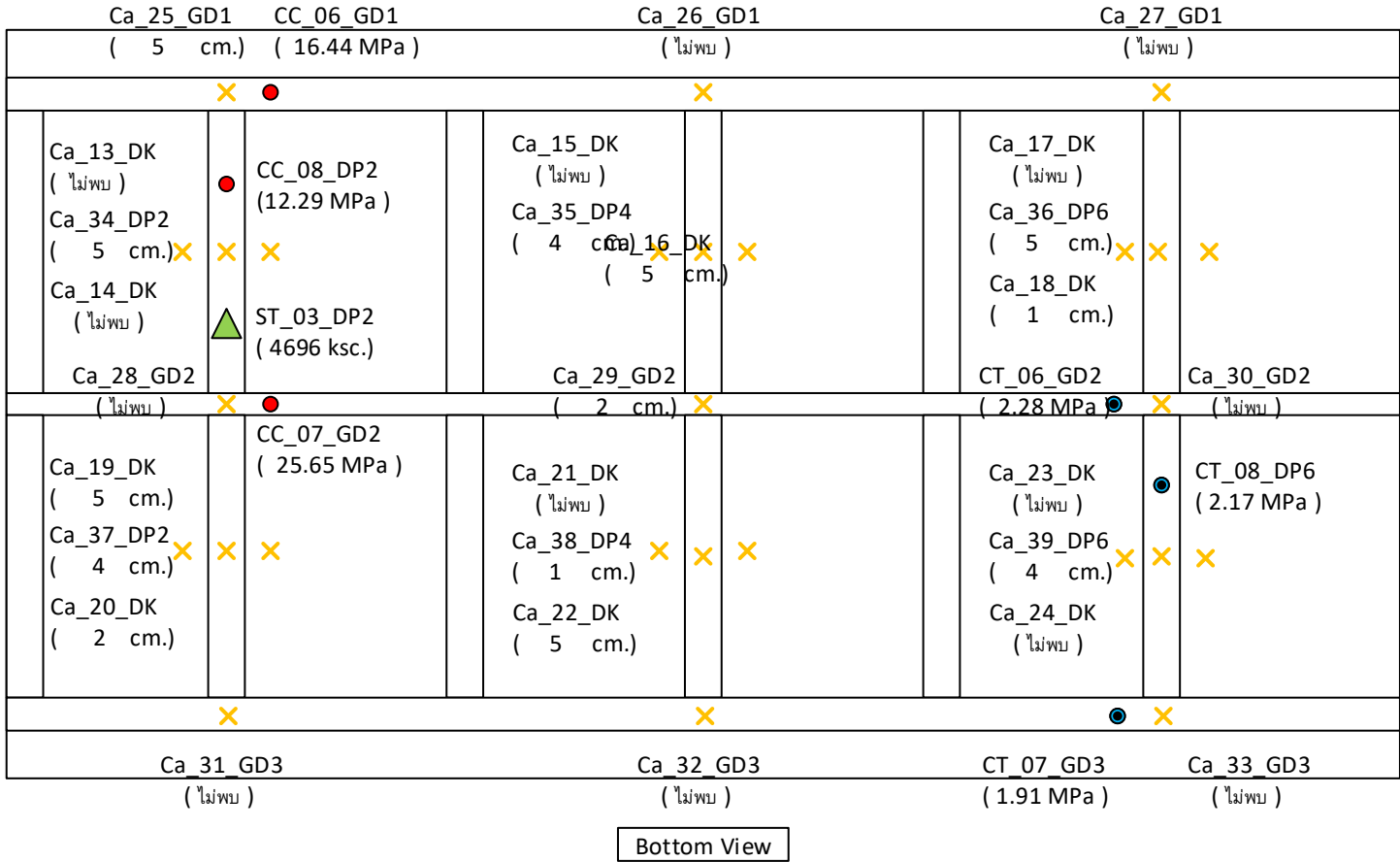


1830



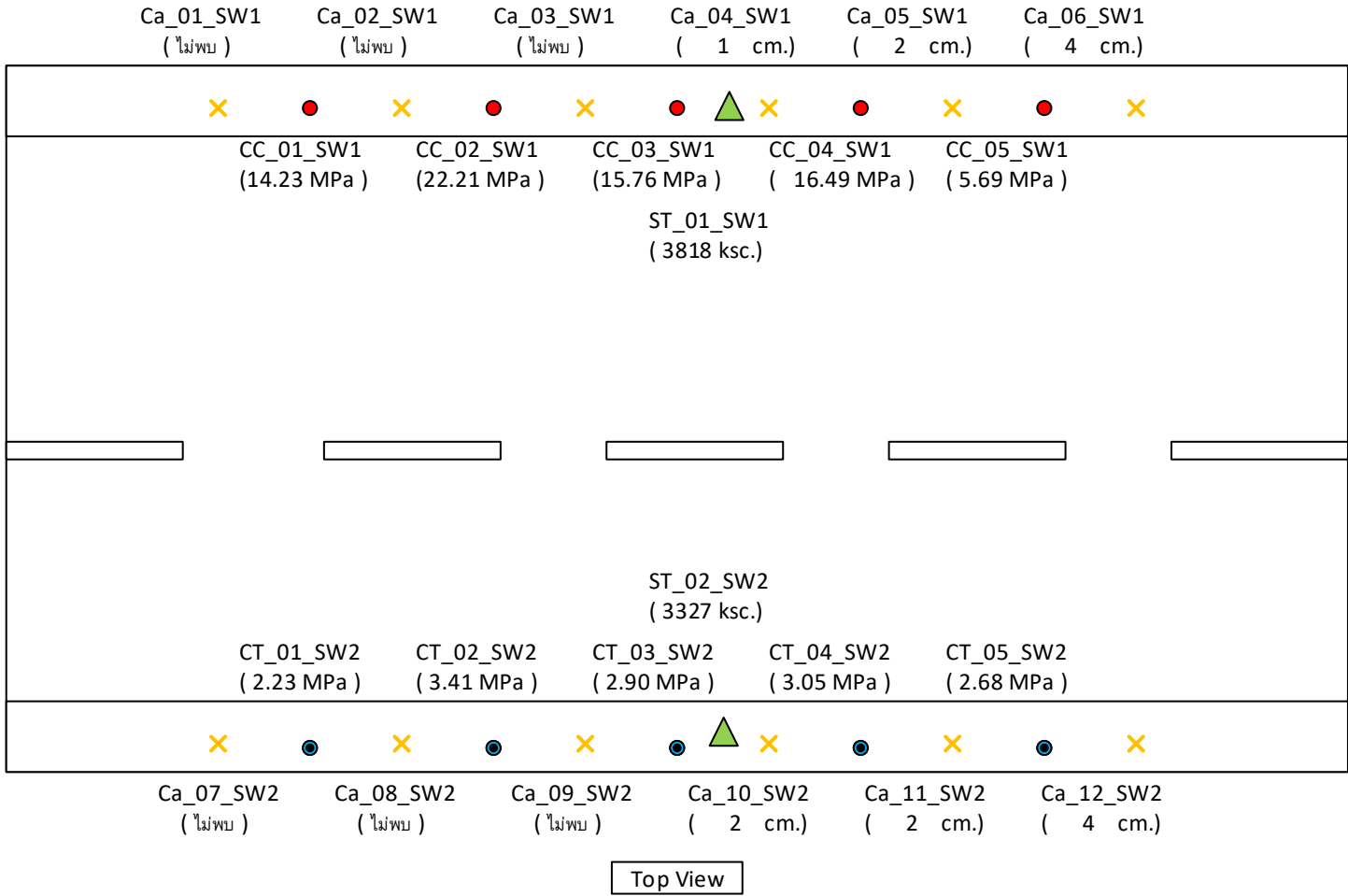
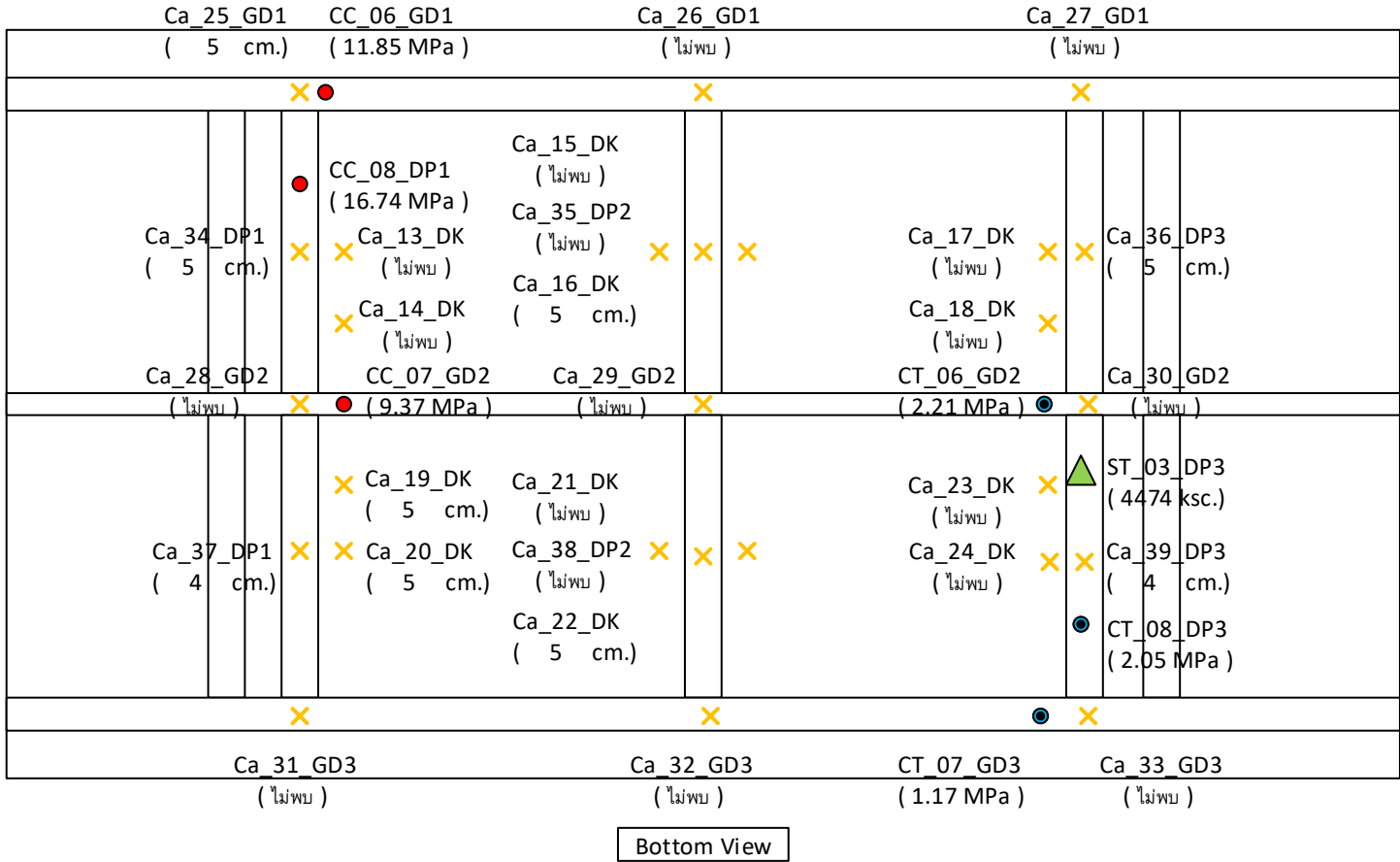
1834





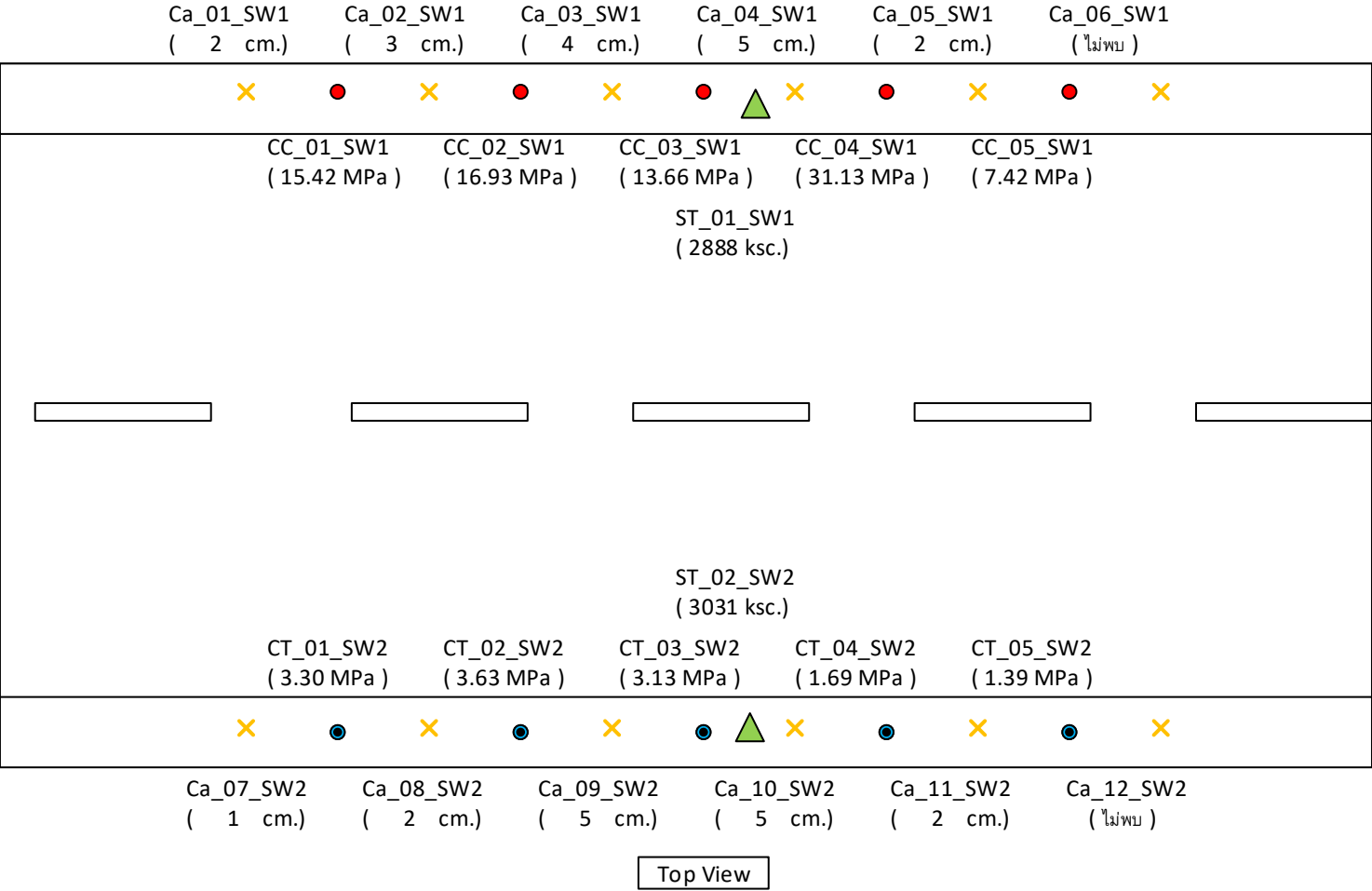
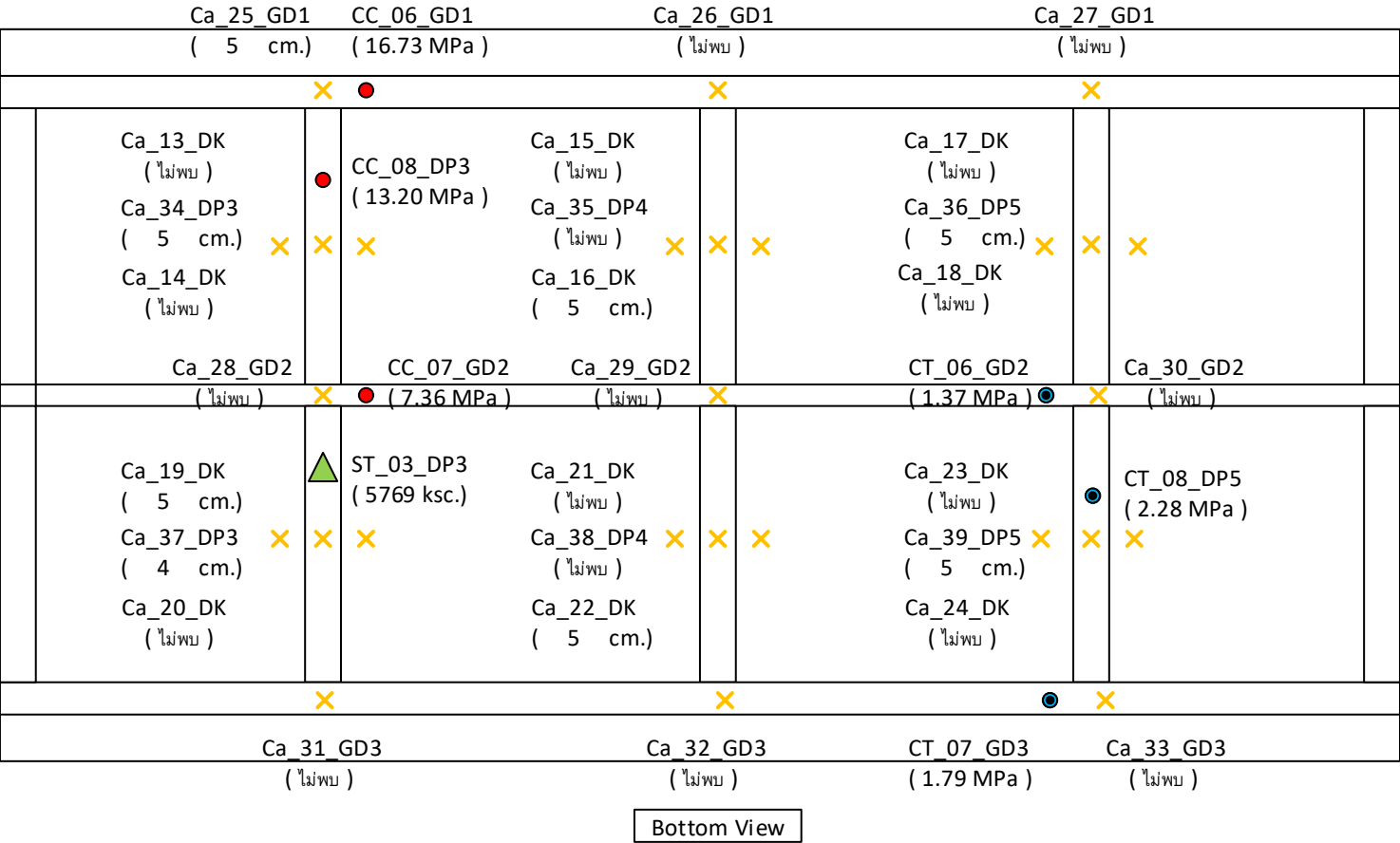
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation (ระยะลึกจากสูงสุดที่พบการเกิดปฏิกิริยาคาร์บอนเนชั่น)
- CORING FOR COMPRESSION (Ultimate Stress)
- CORING FOR TENSION (Ultimate Stress)
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION (Yield Stress)



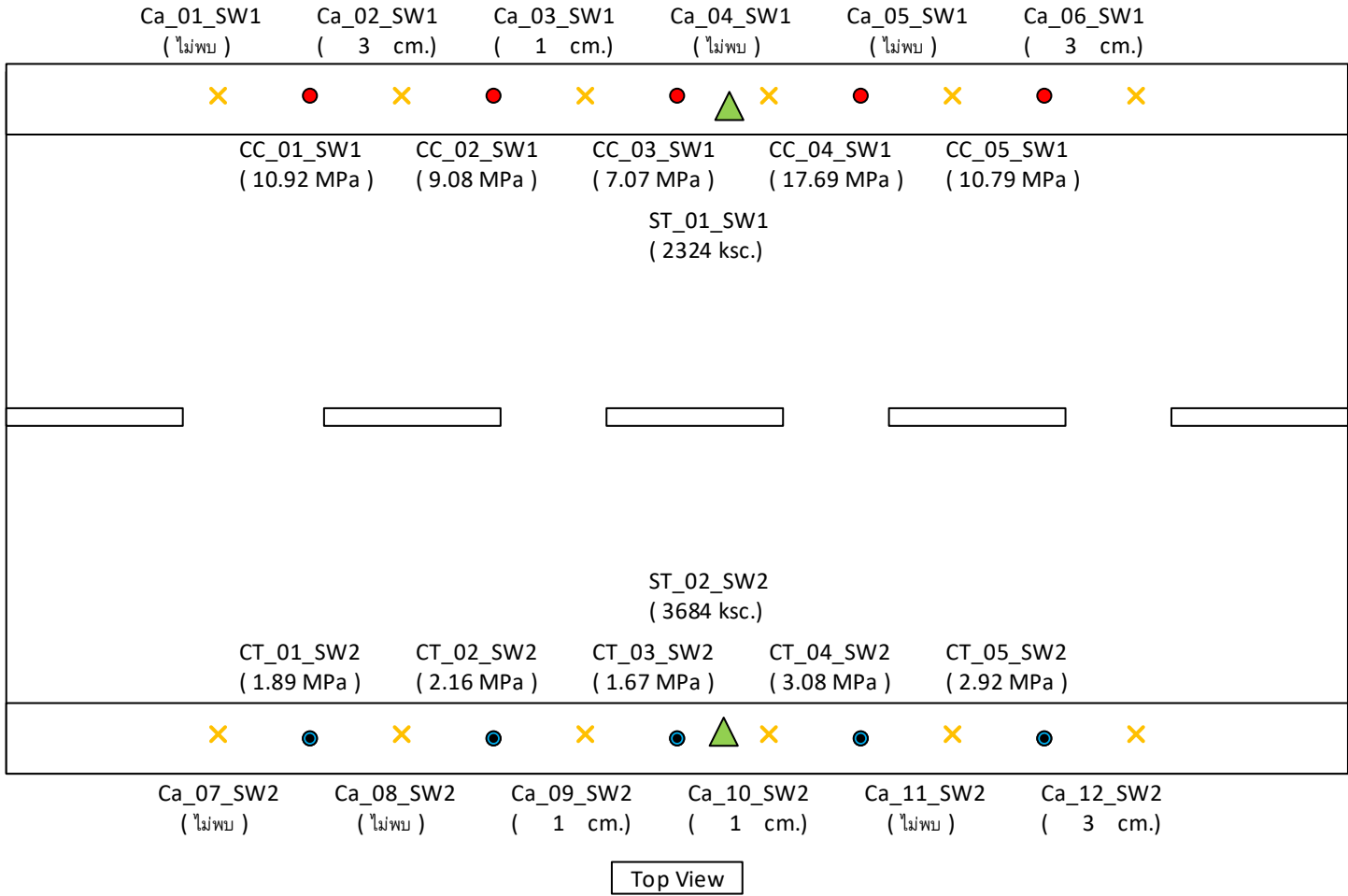
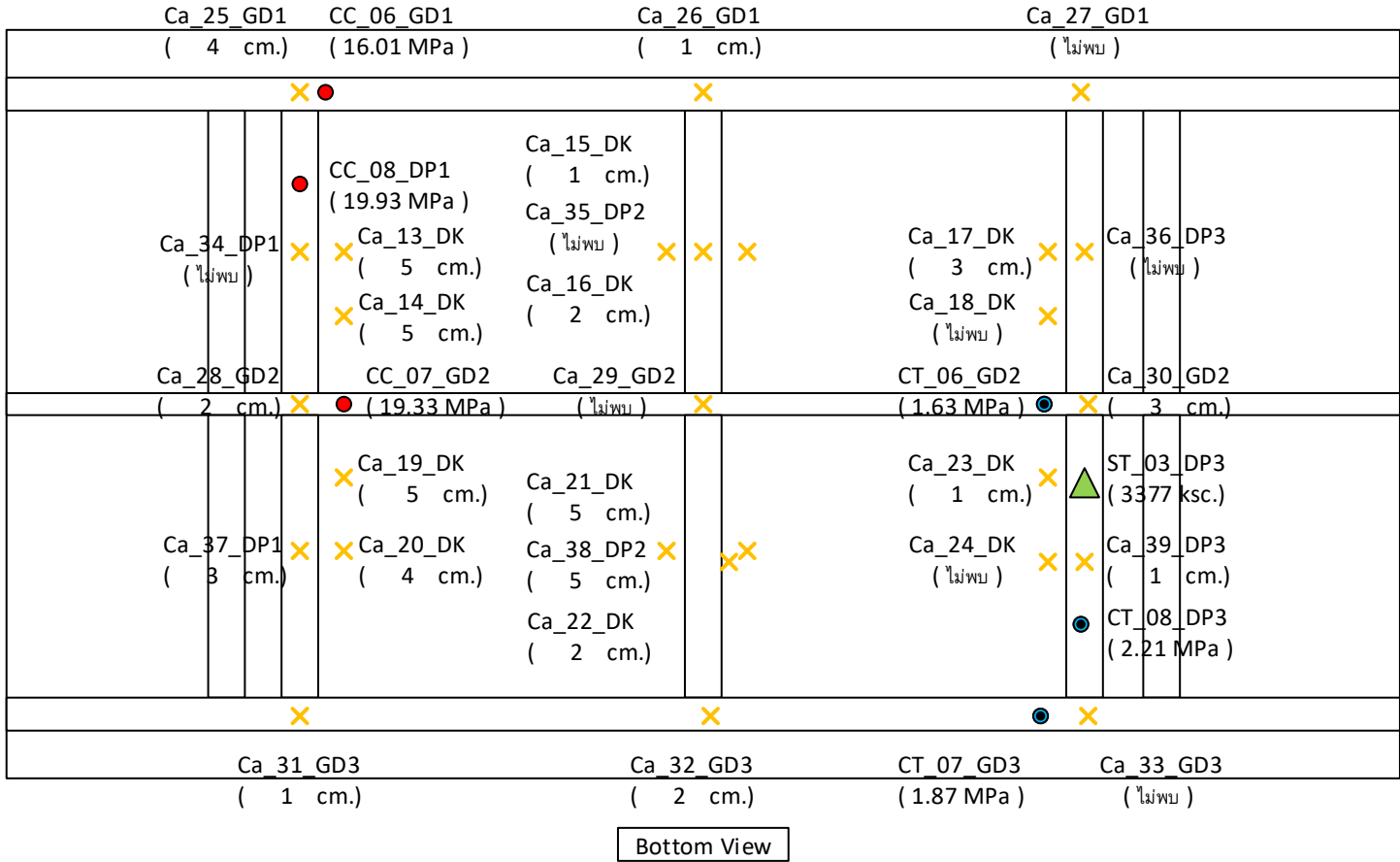
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION



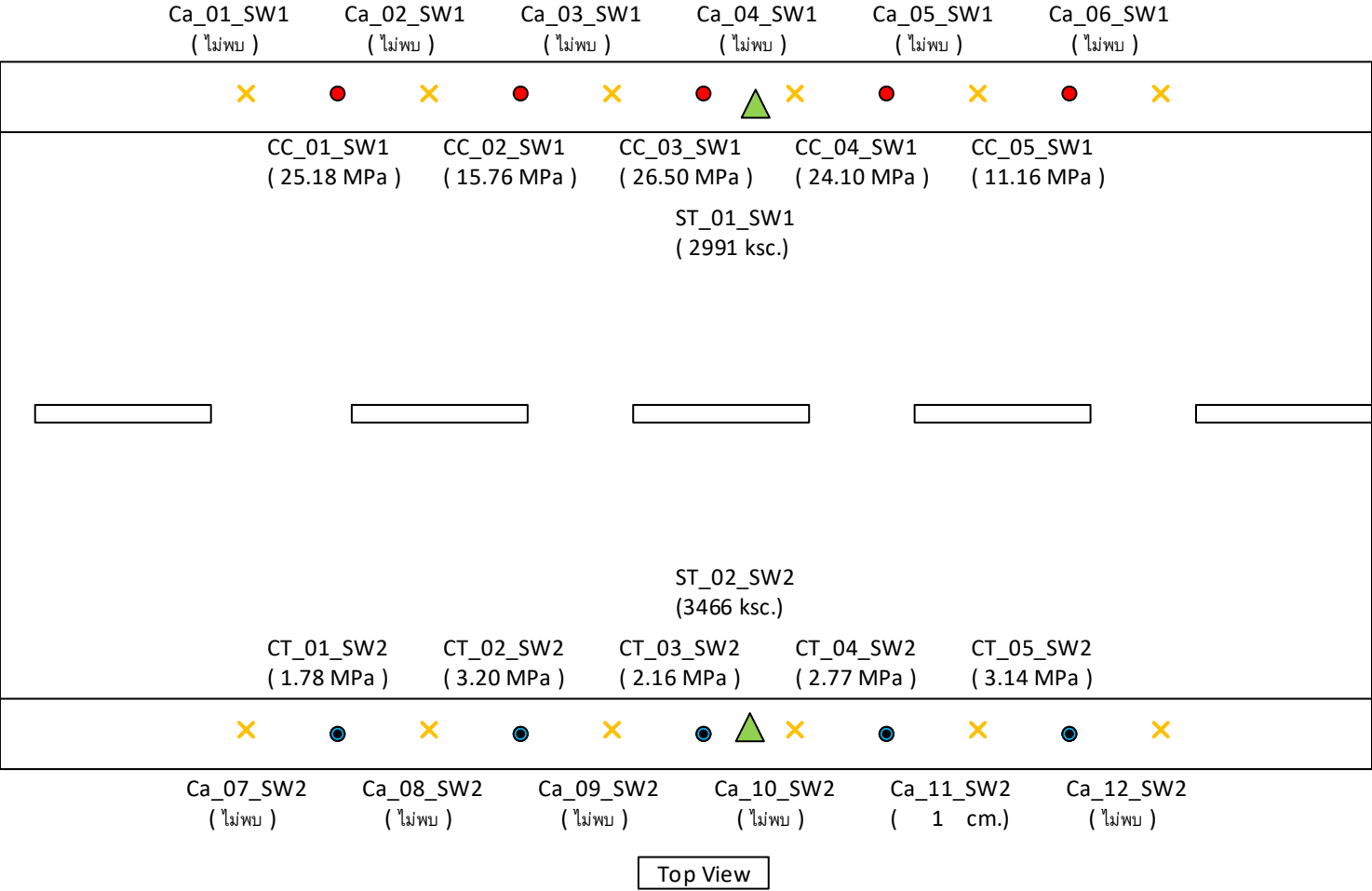
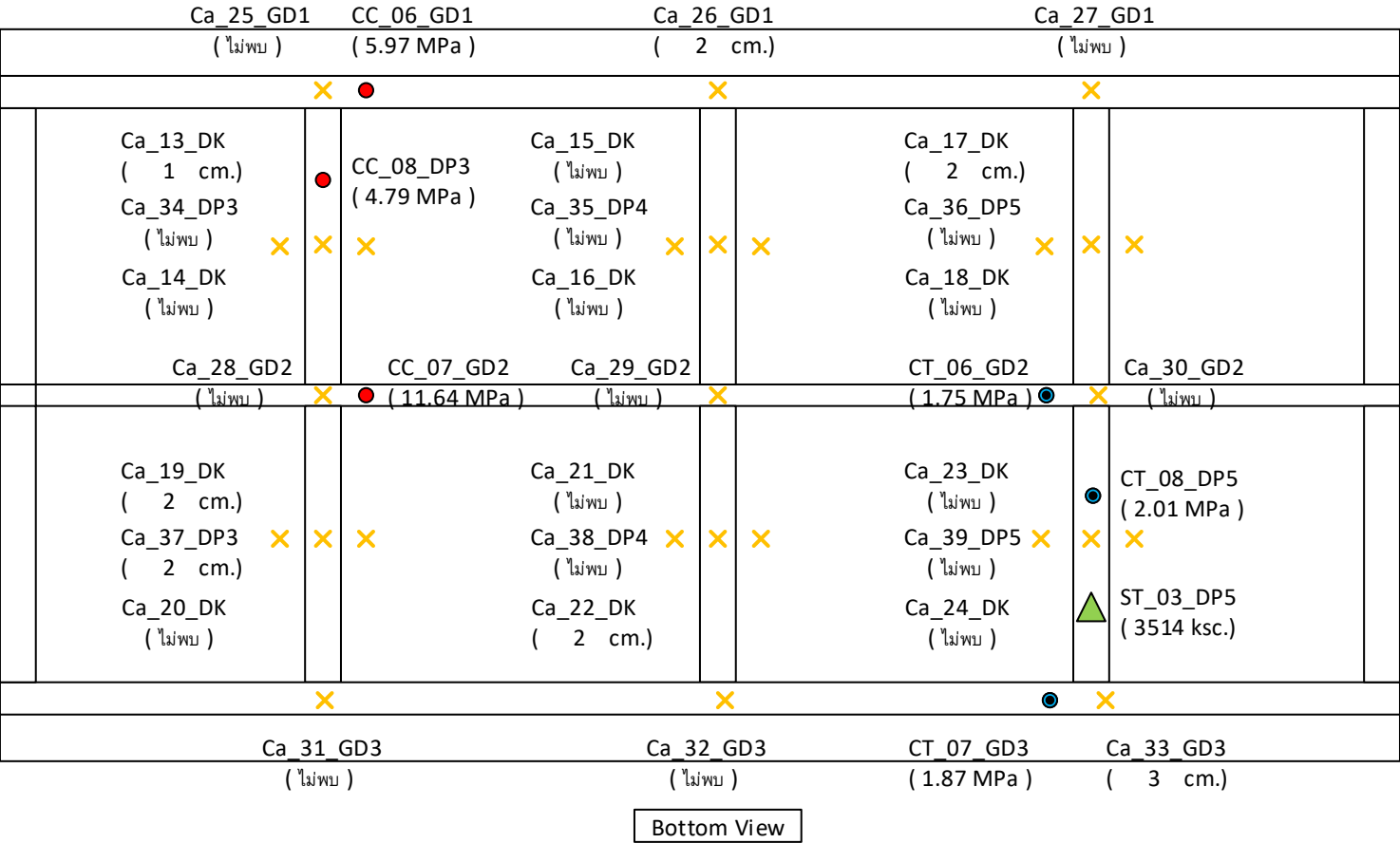
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION



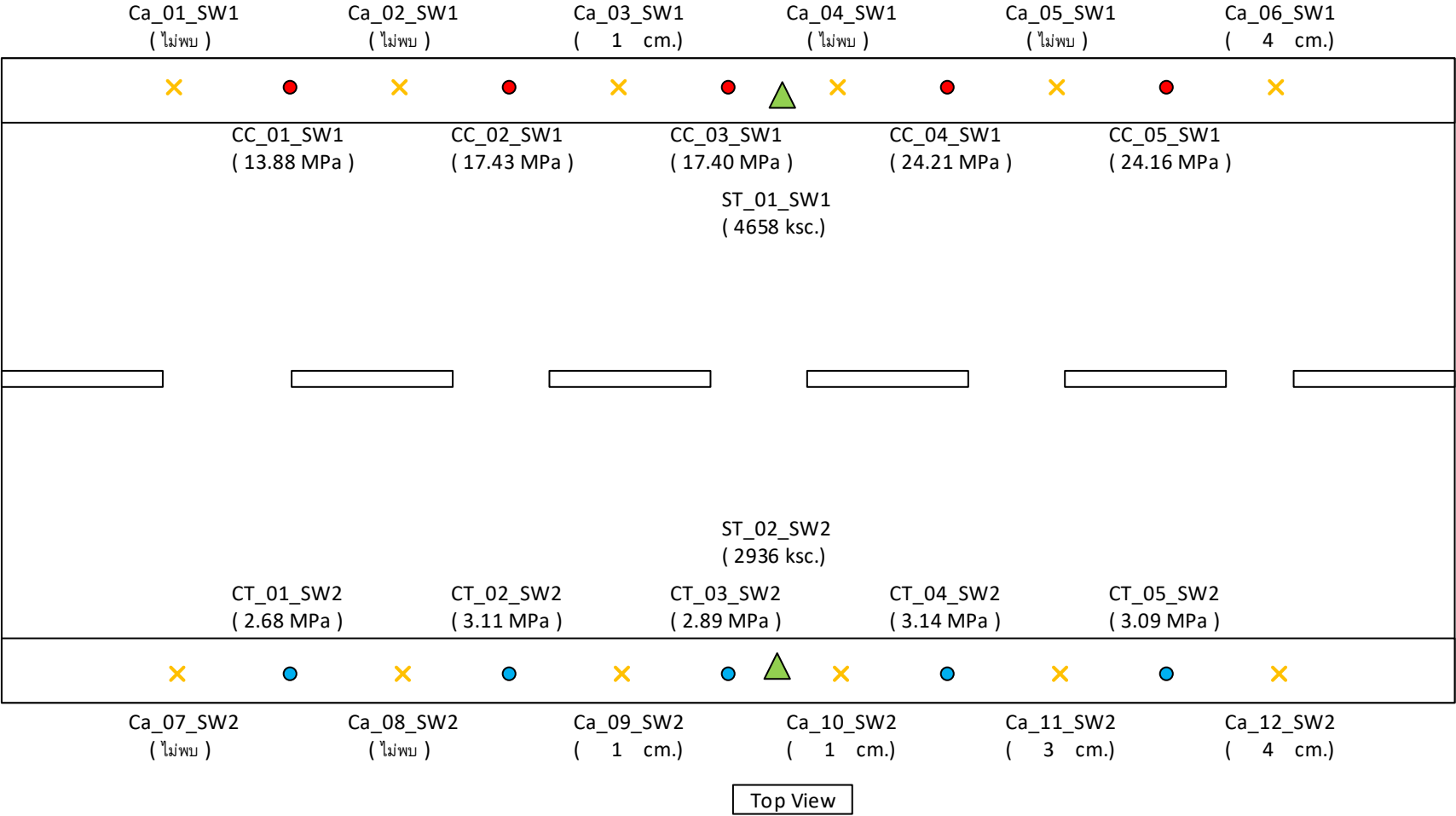
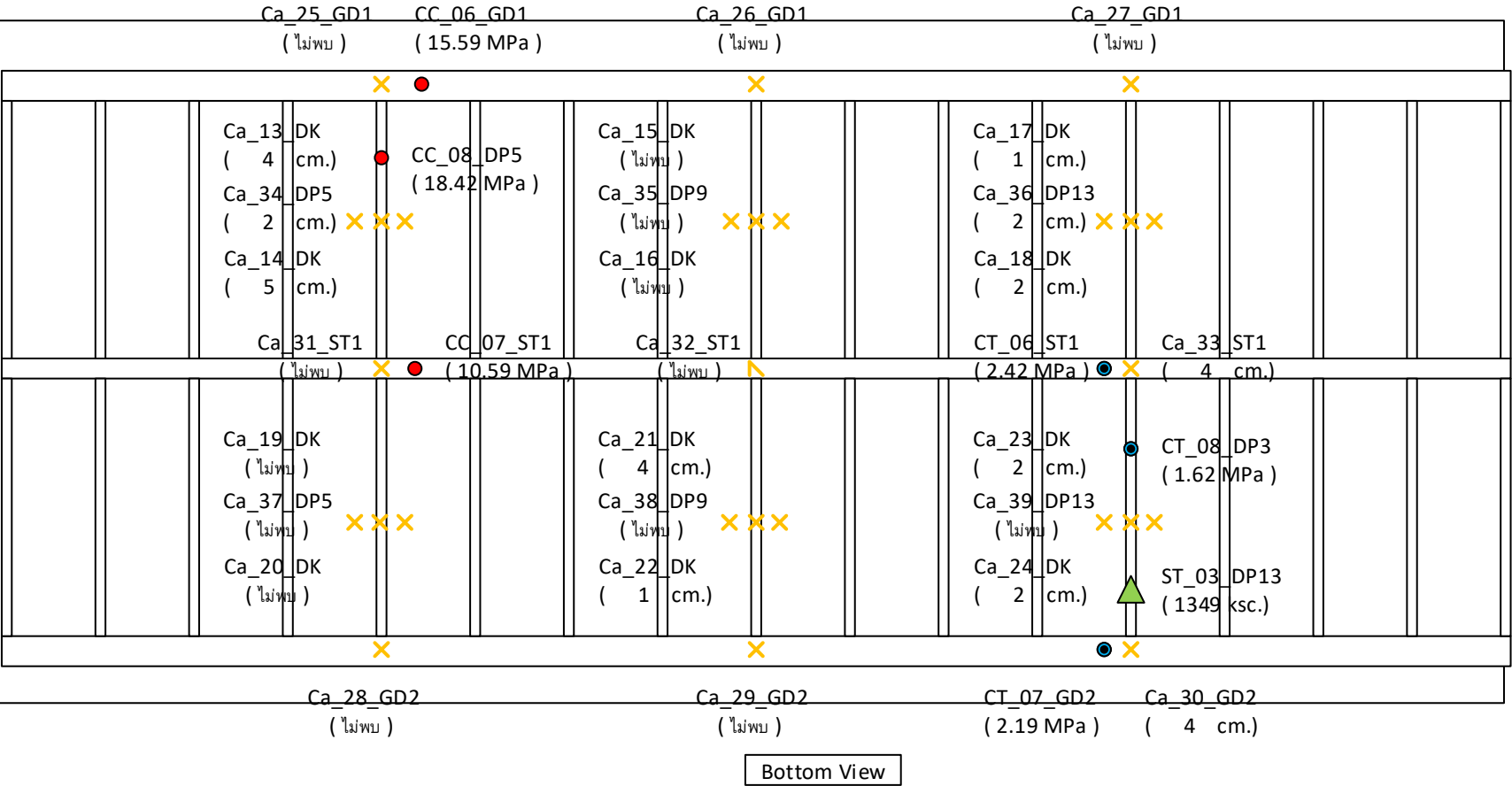
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION



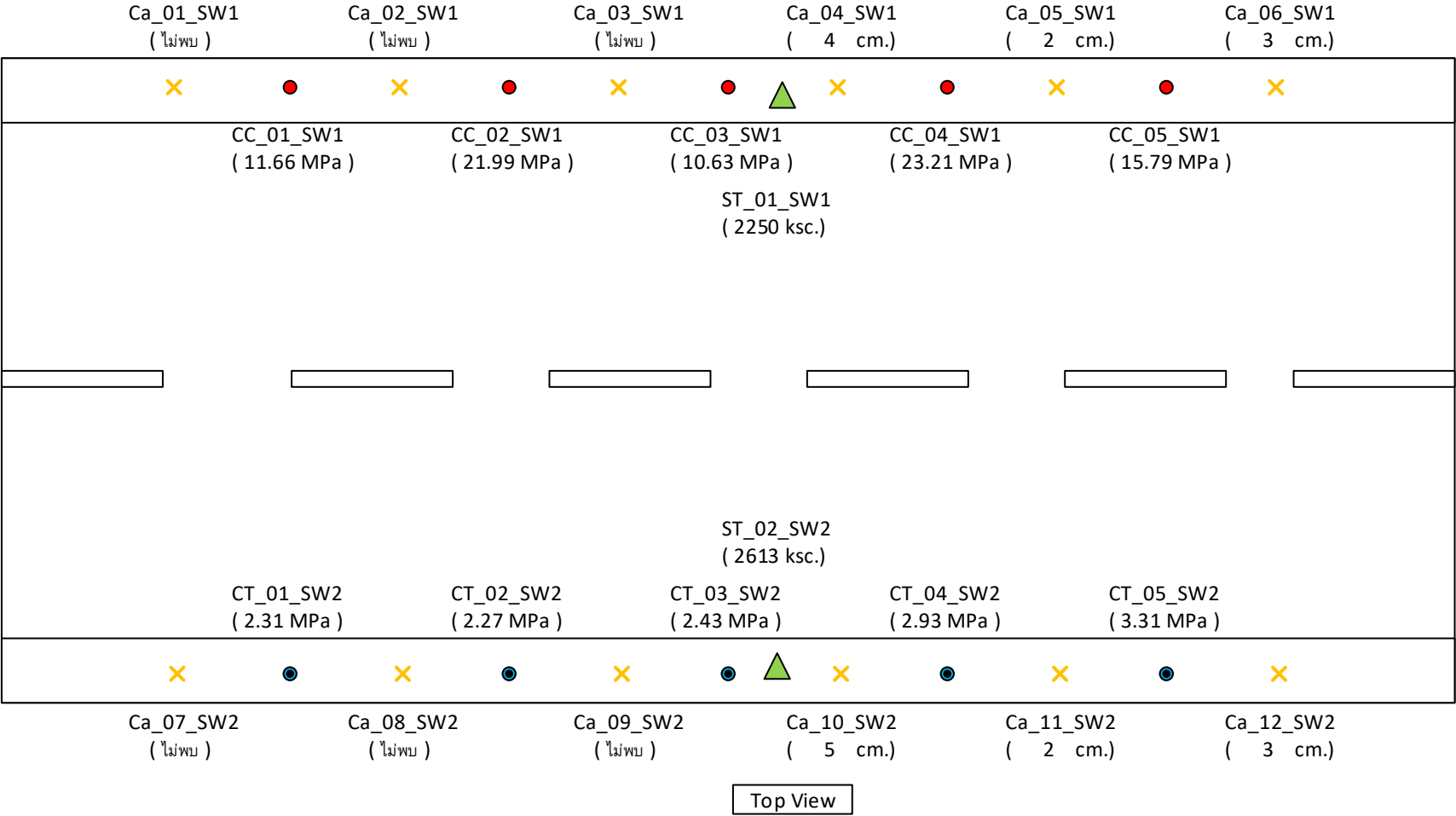
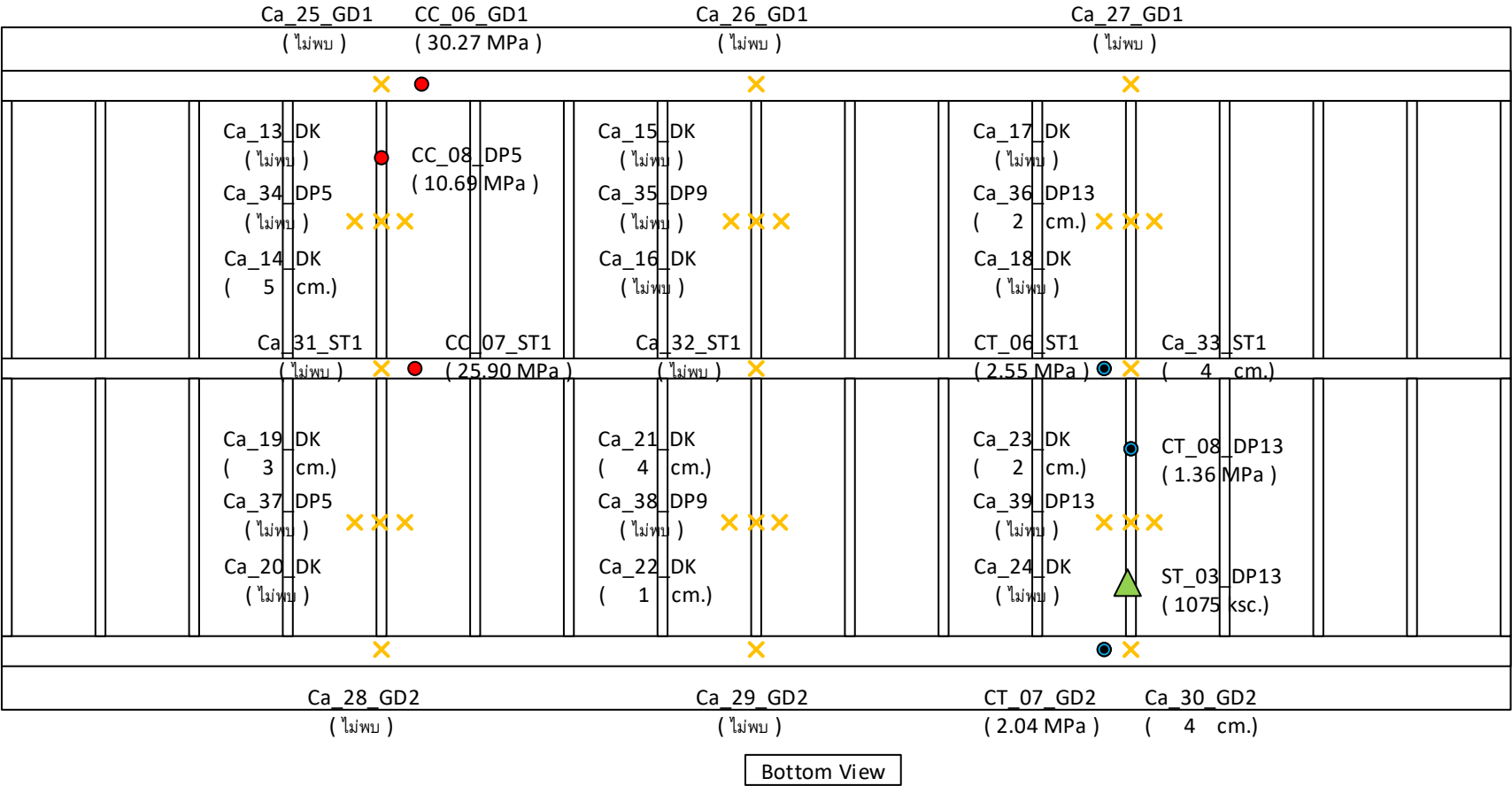
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION



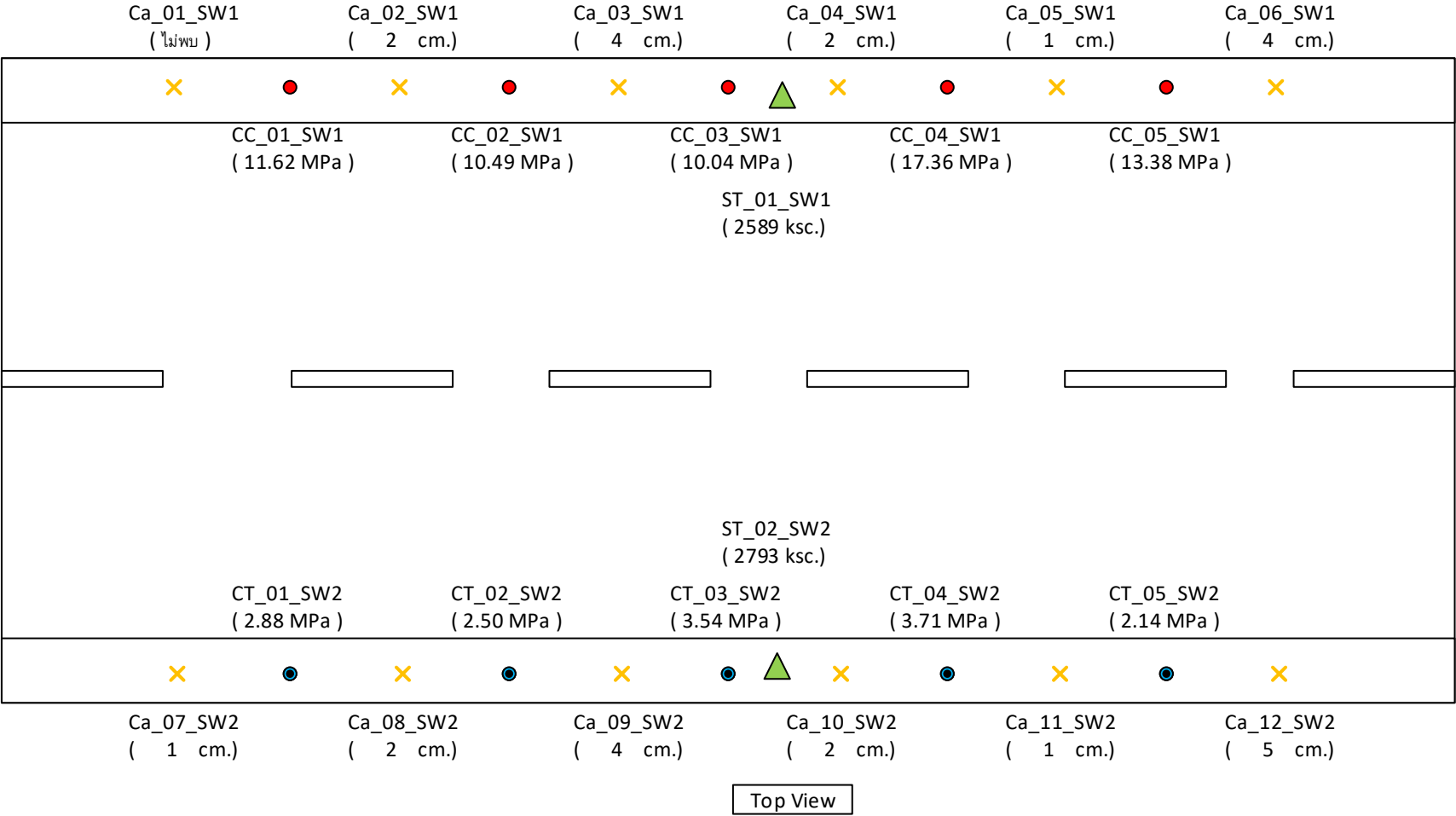
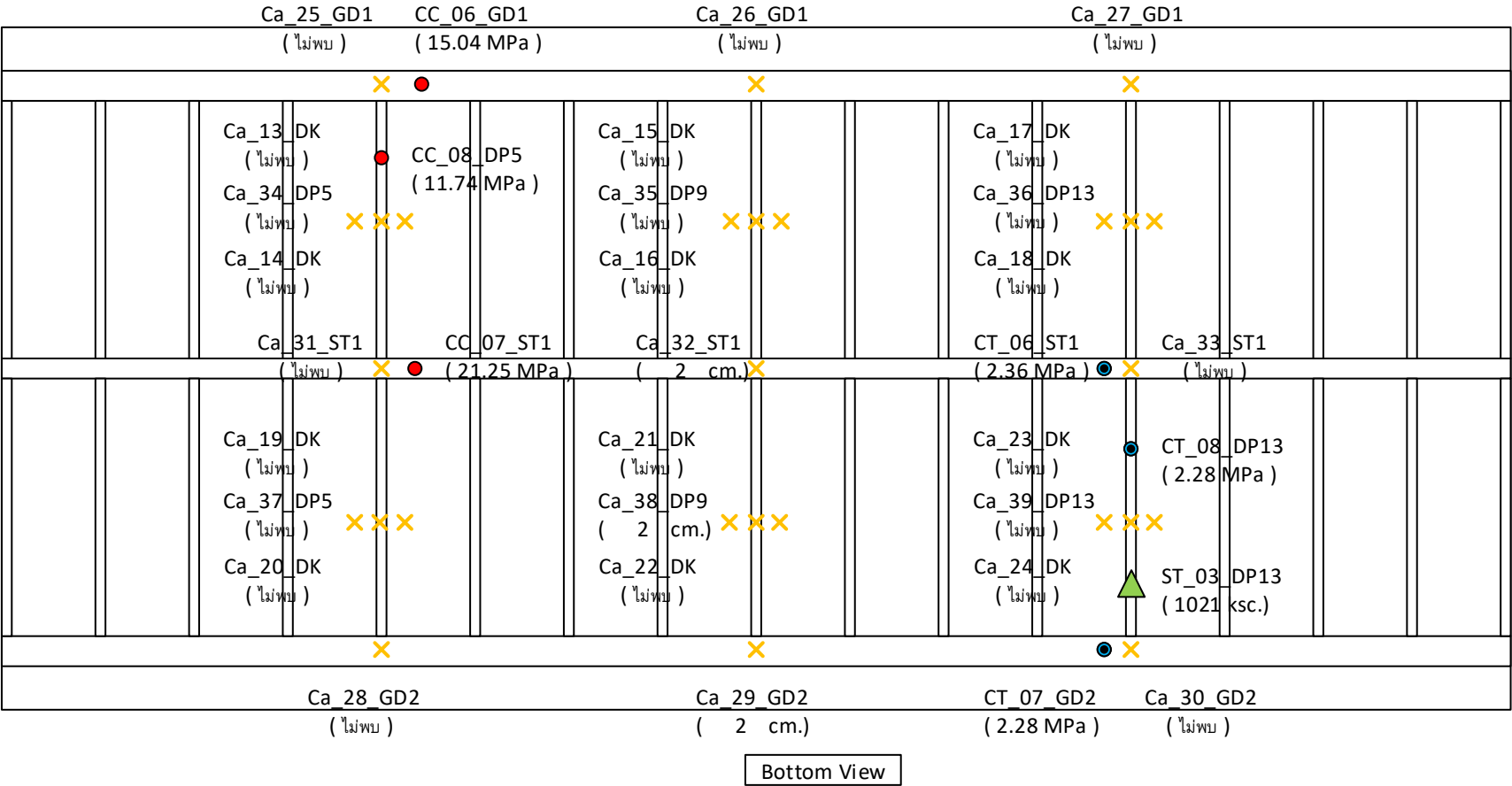
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION



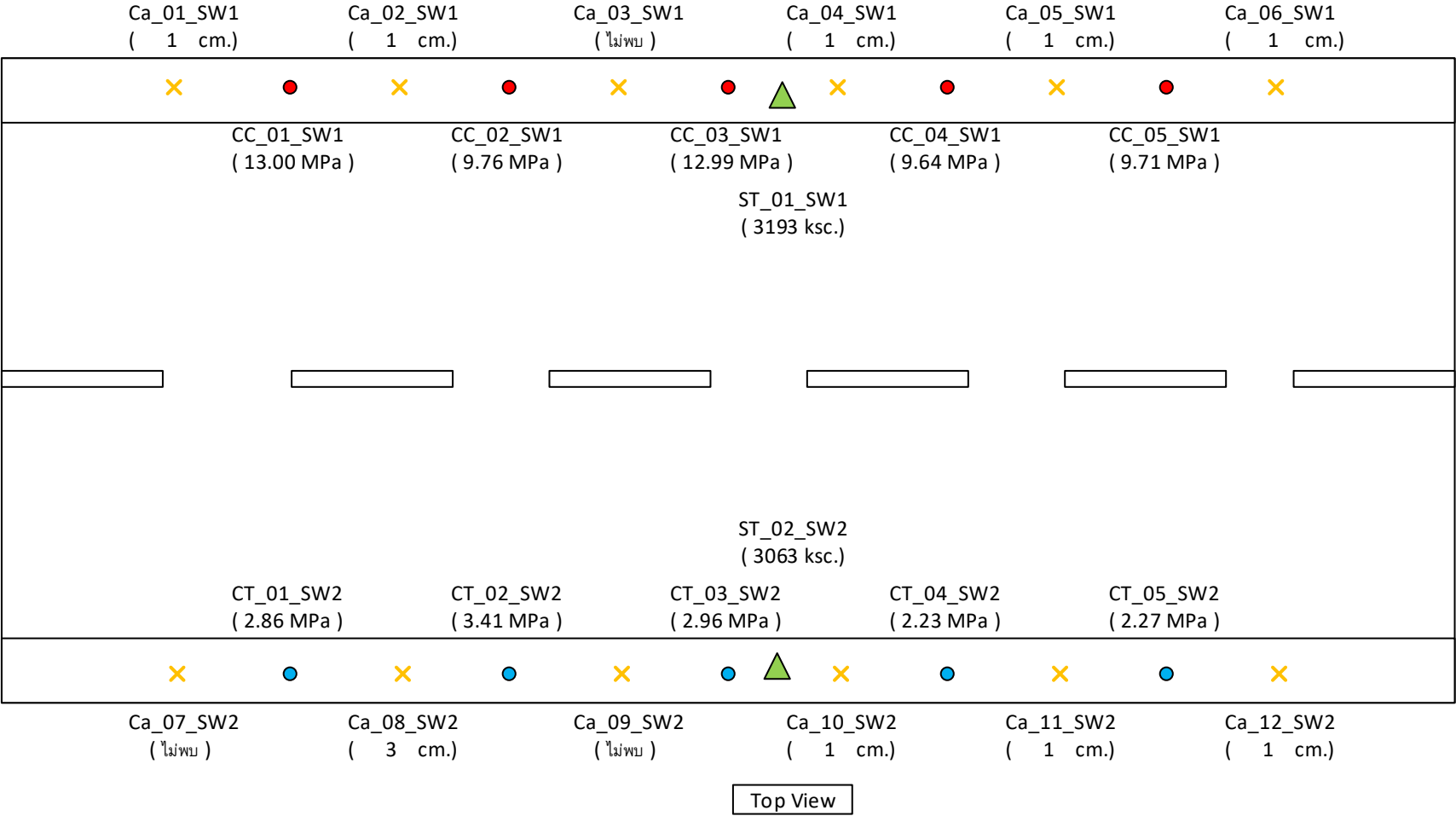
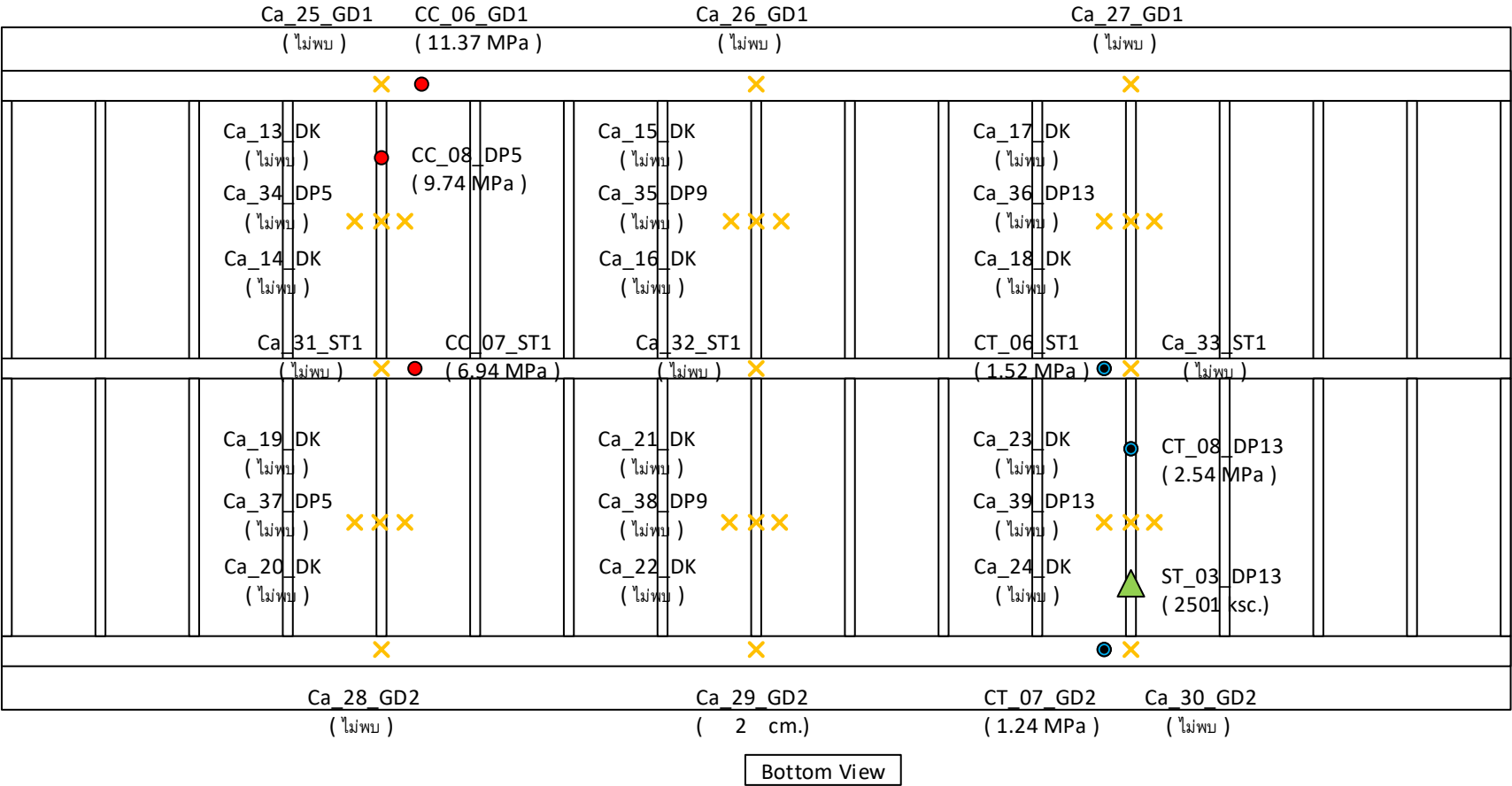
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION



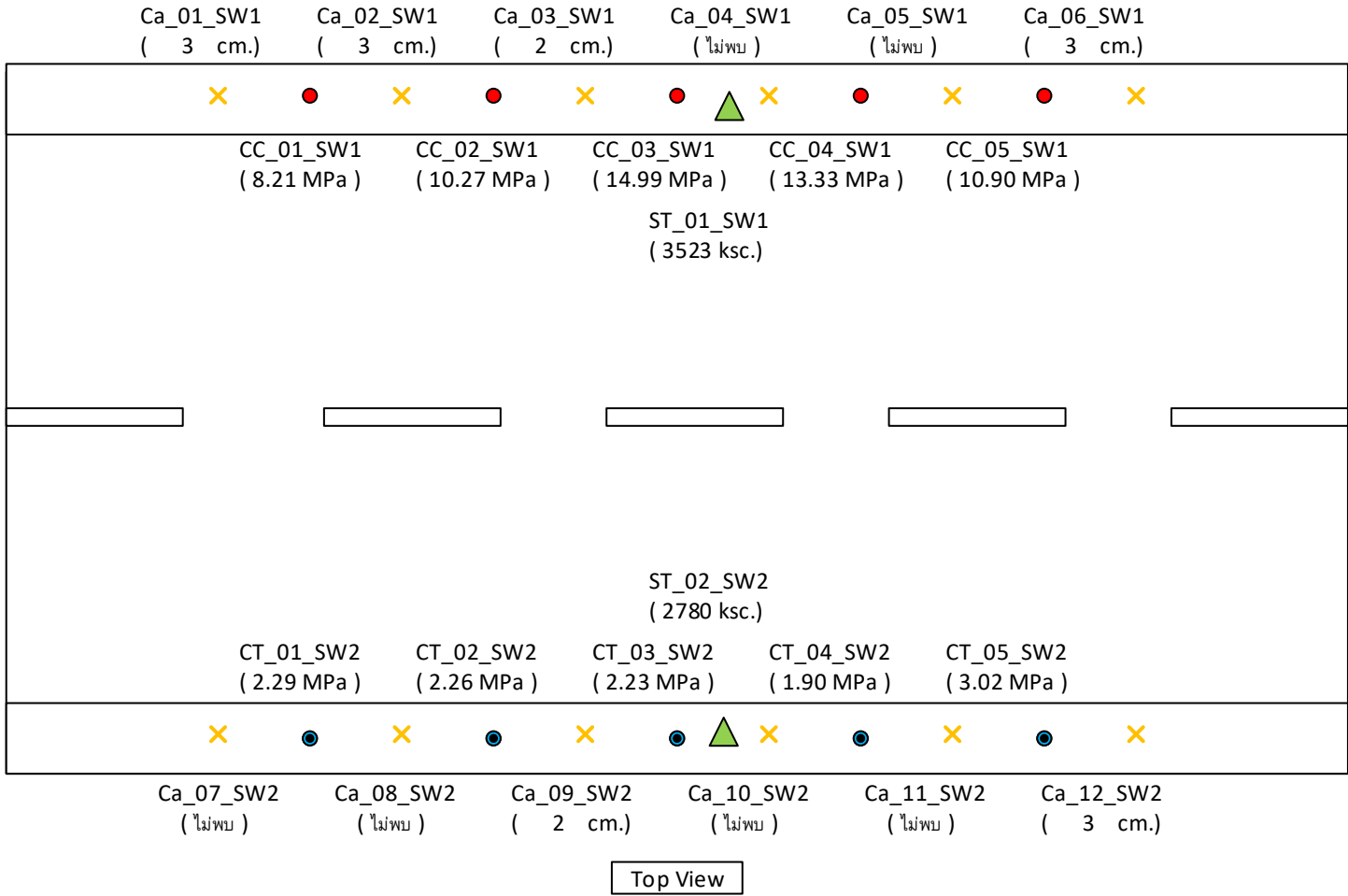
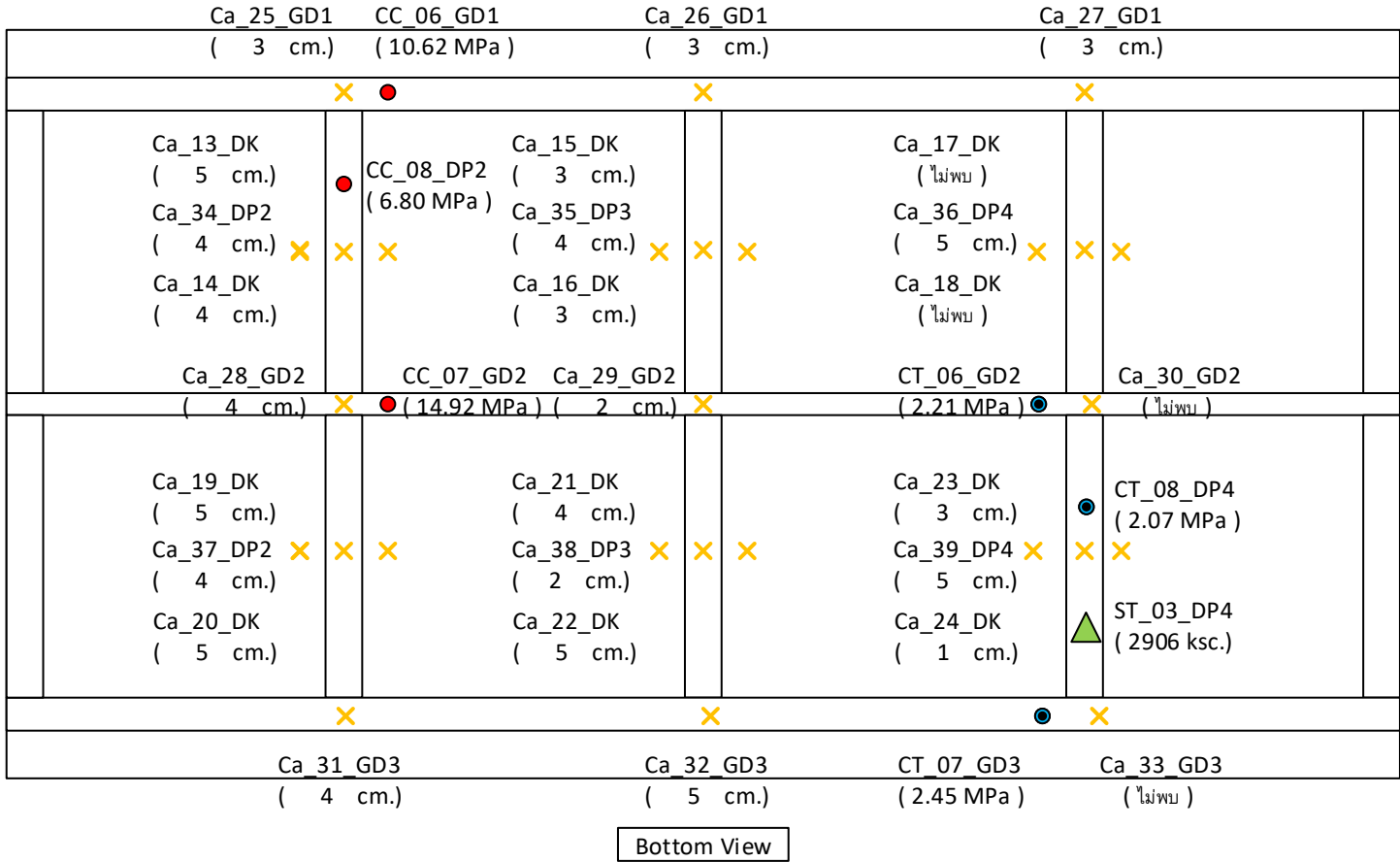
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION



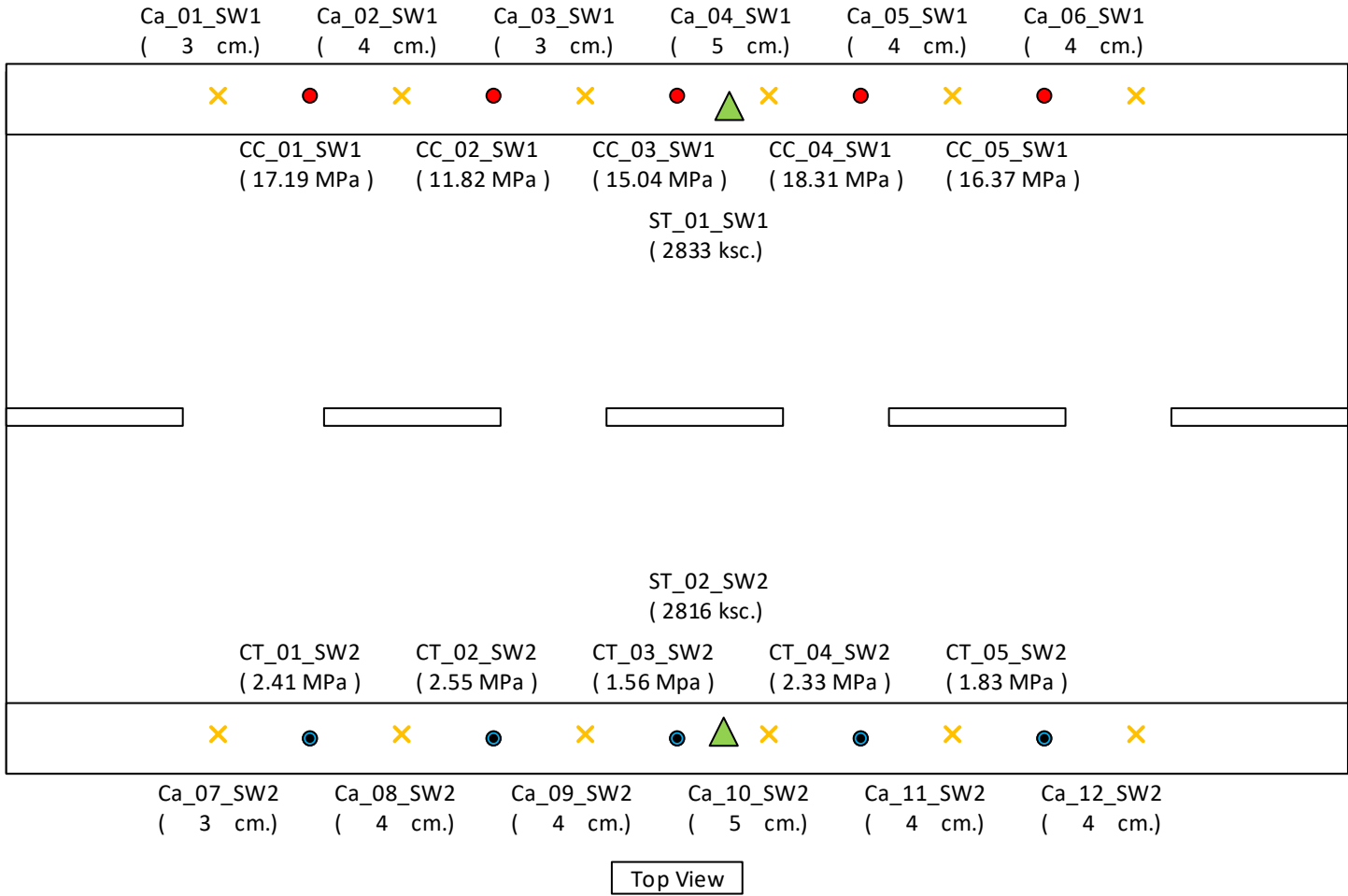
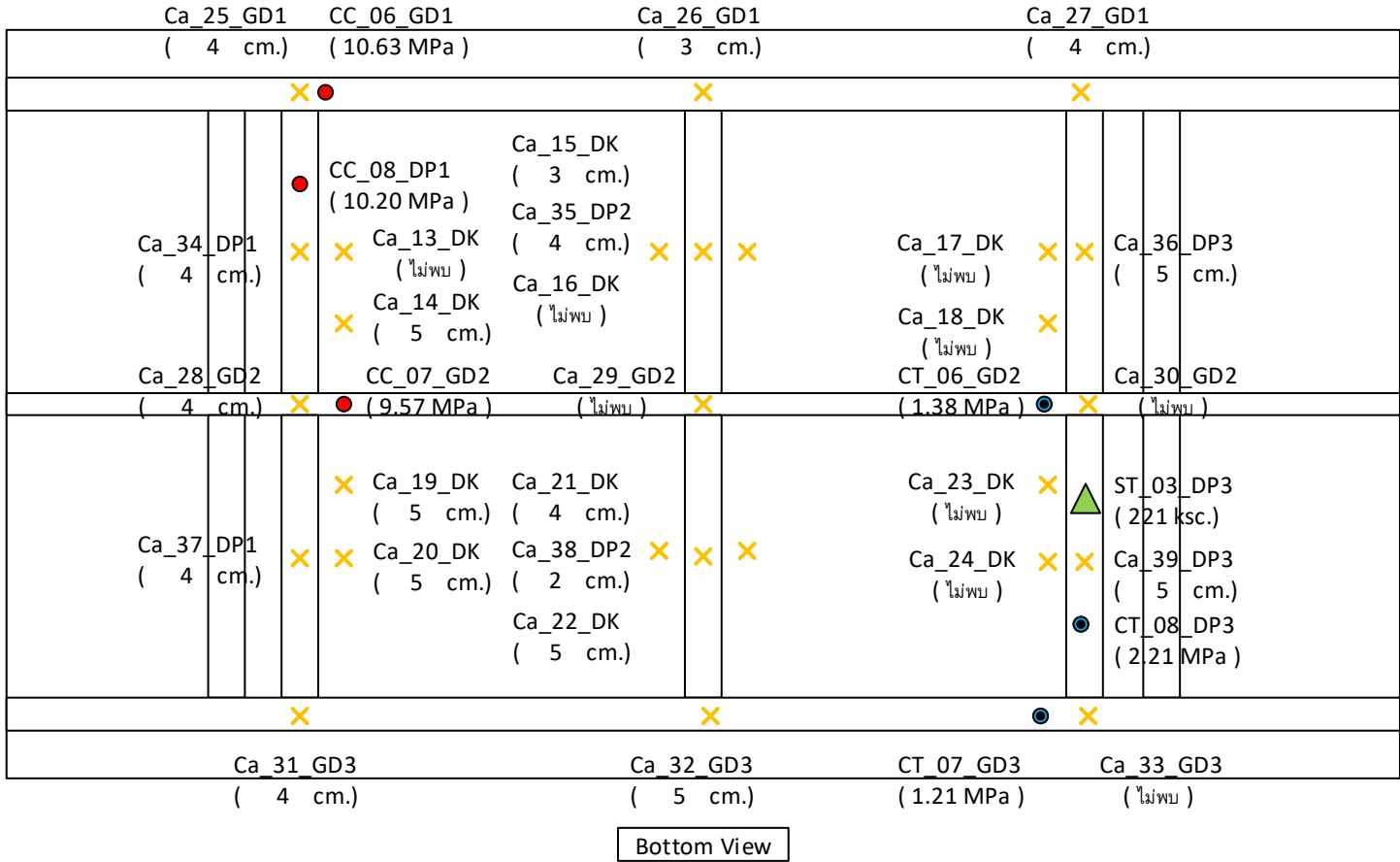
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION



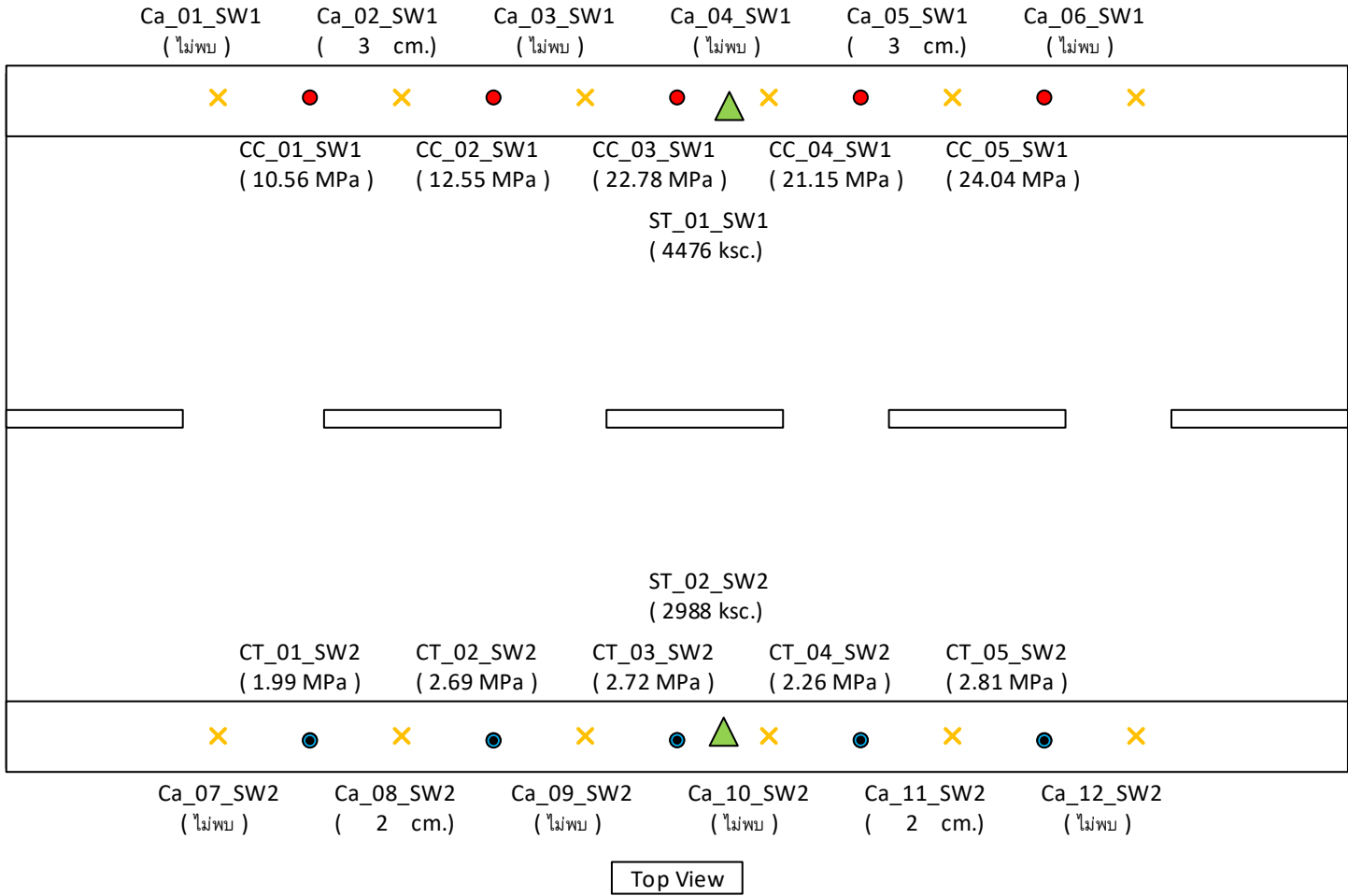
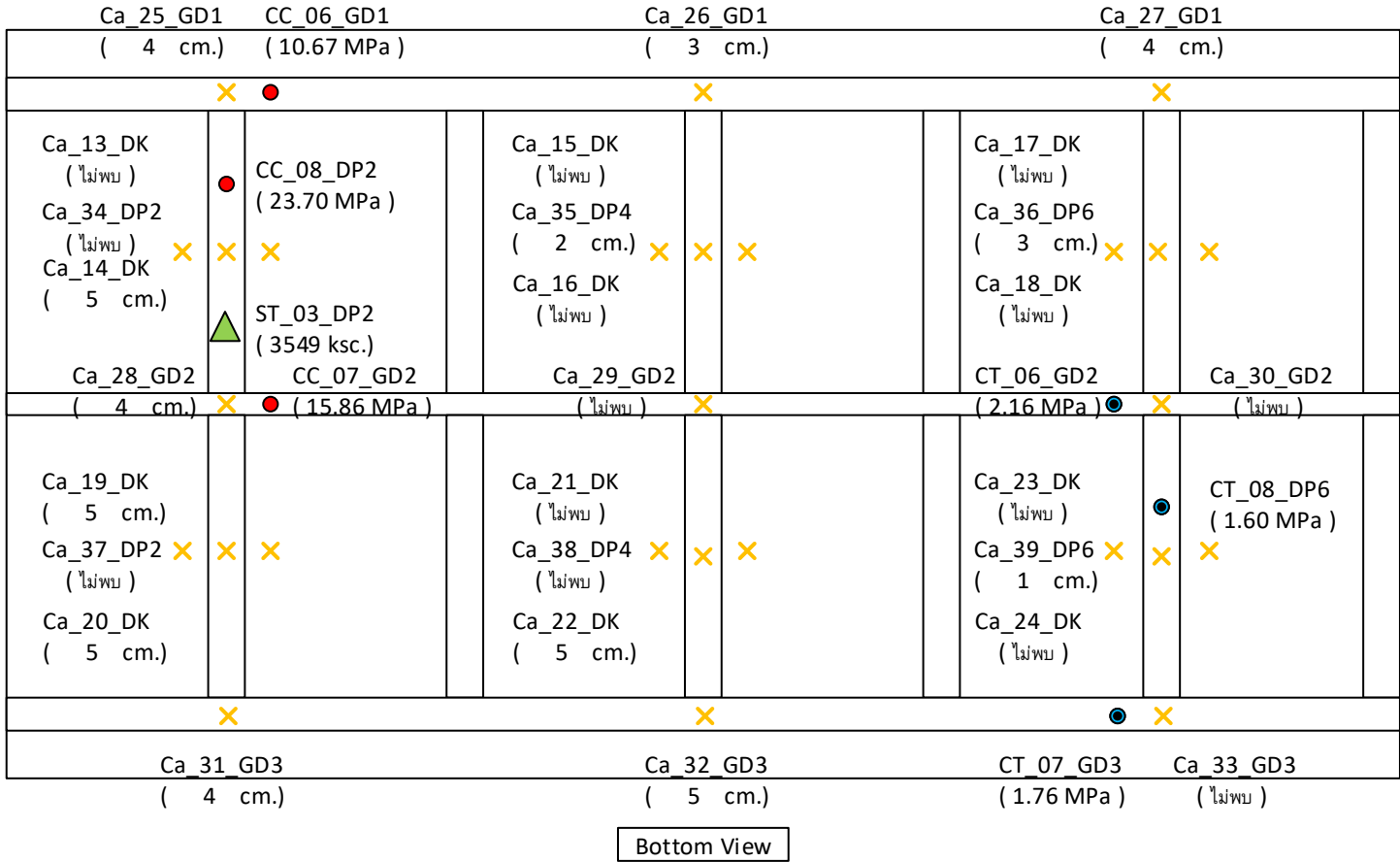
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- × Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION



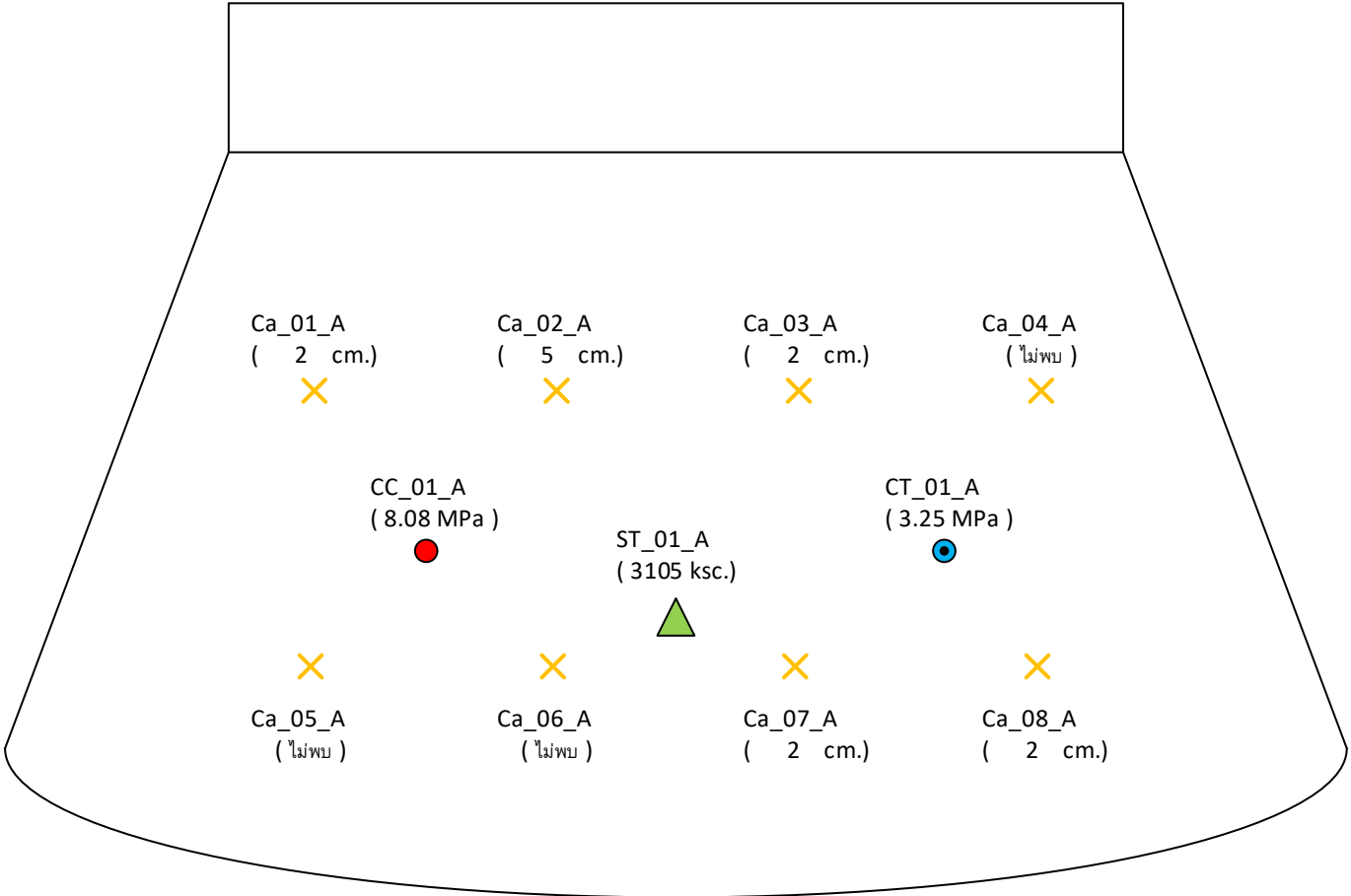
สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION

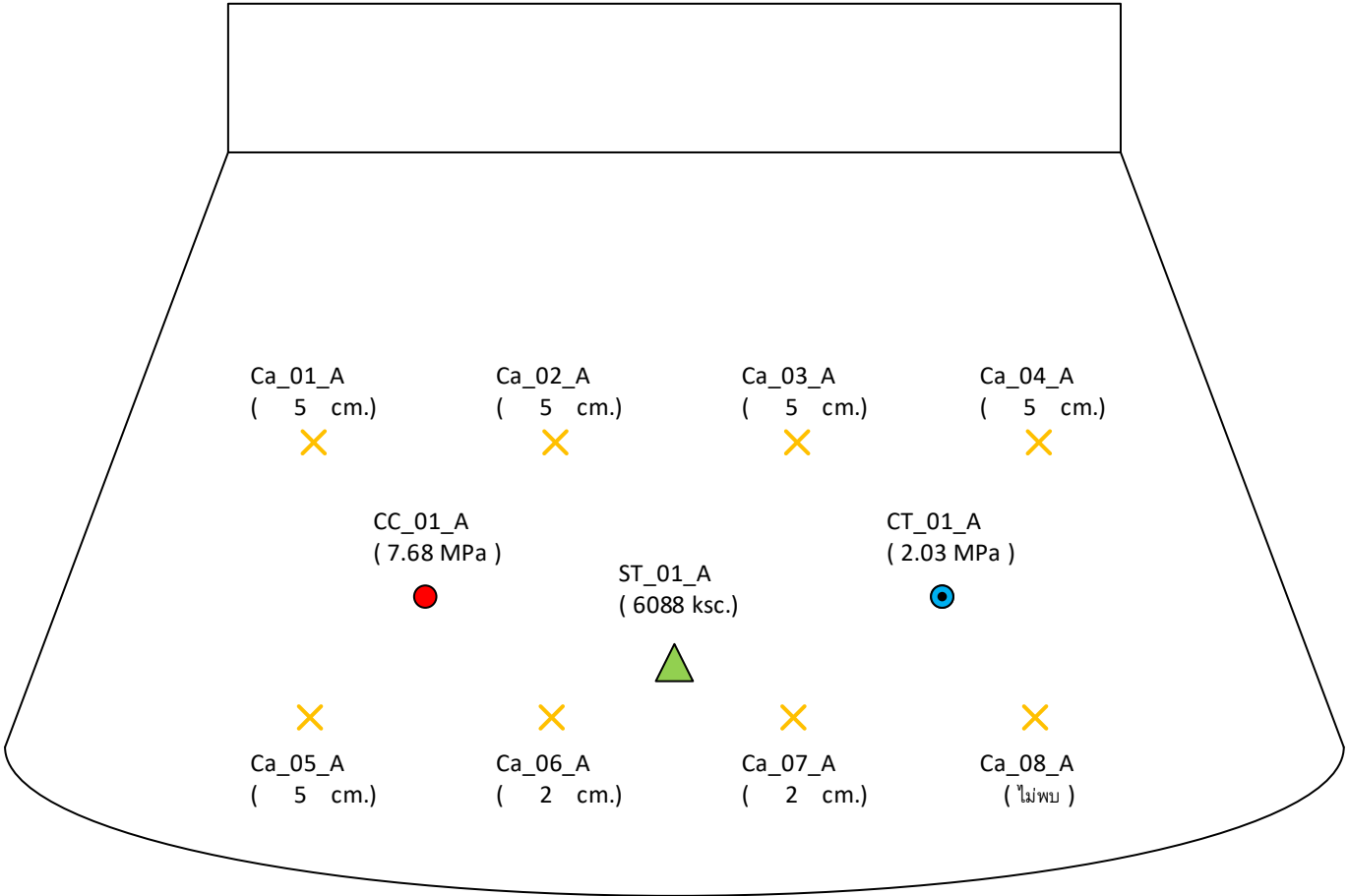


สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	39
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	8
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	8
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	3

- ✕ Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- ▲ STEEL CUTTING FOR TENSION



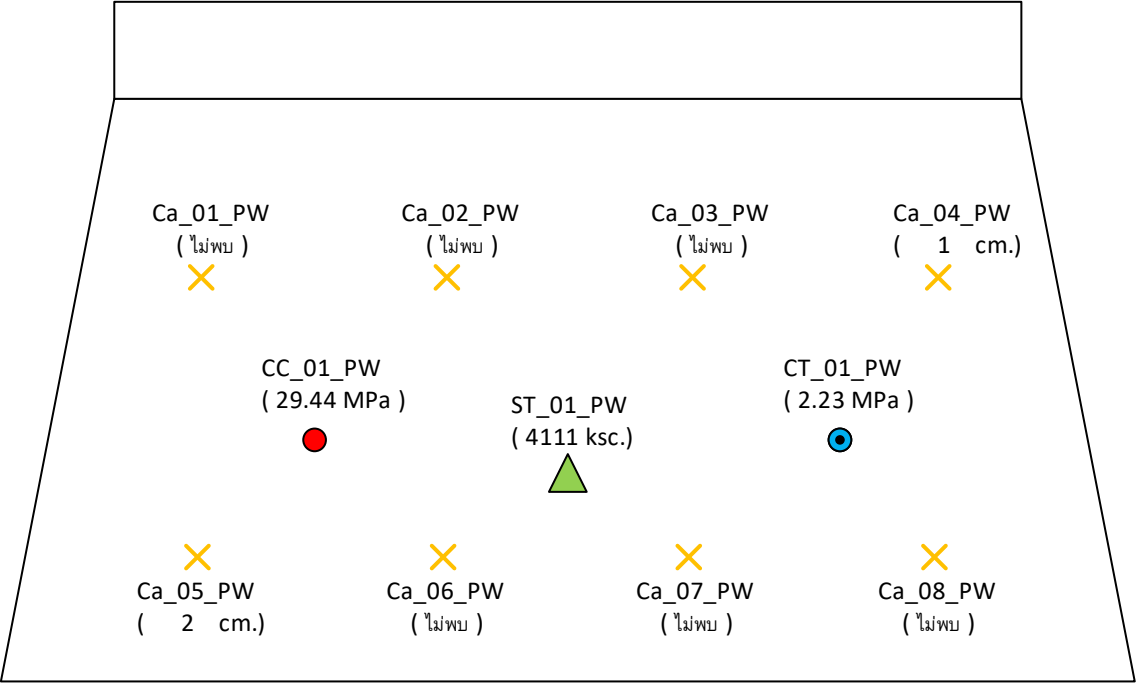
A1



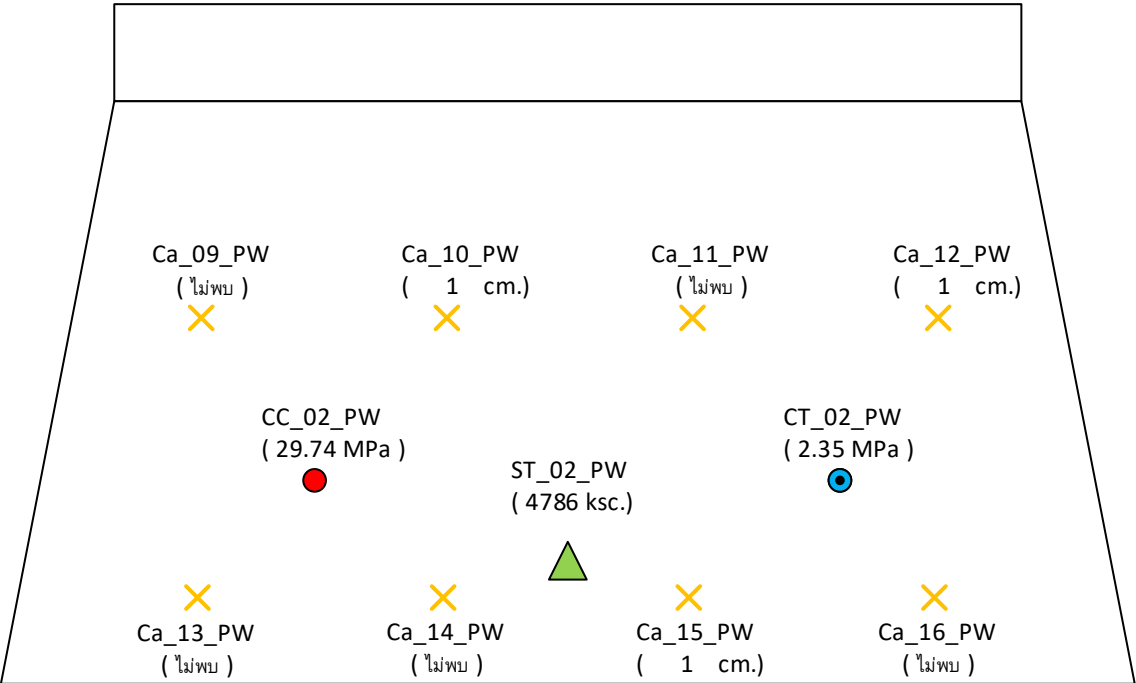
A2

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



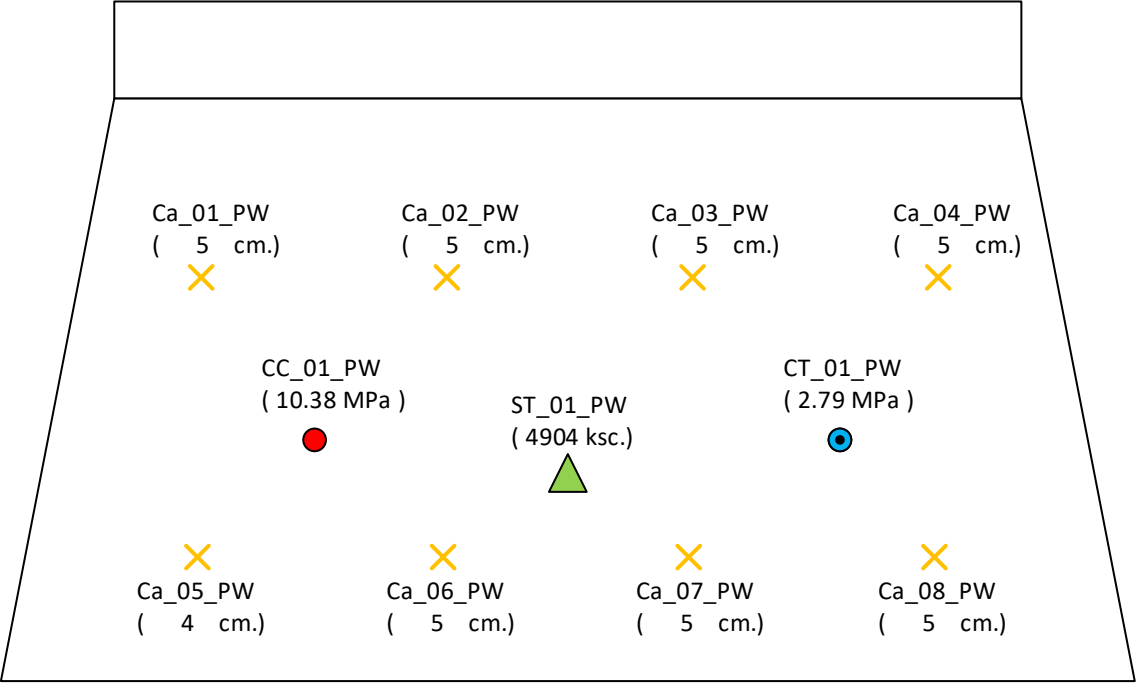
FRONT



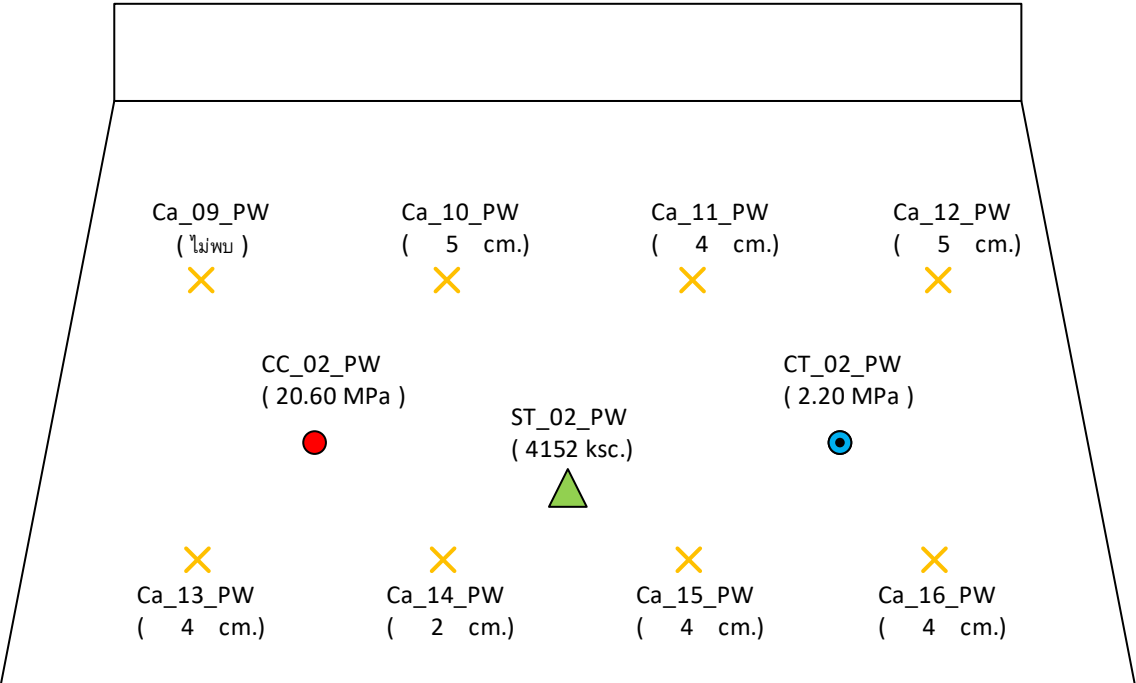
REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



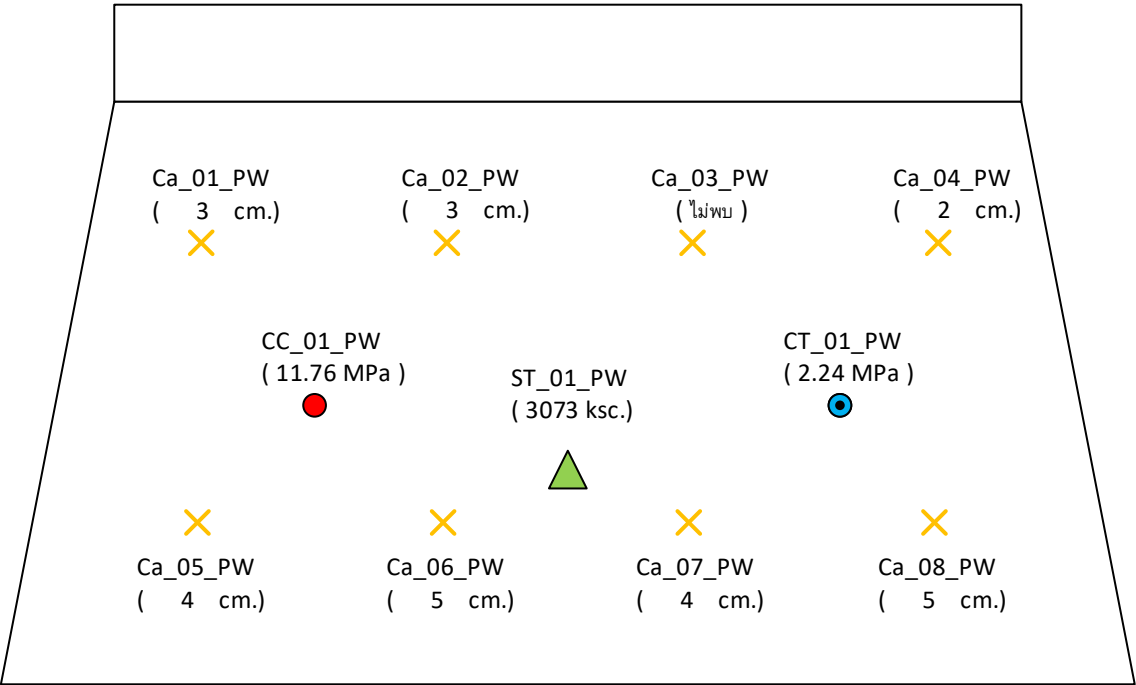
FRONT



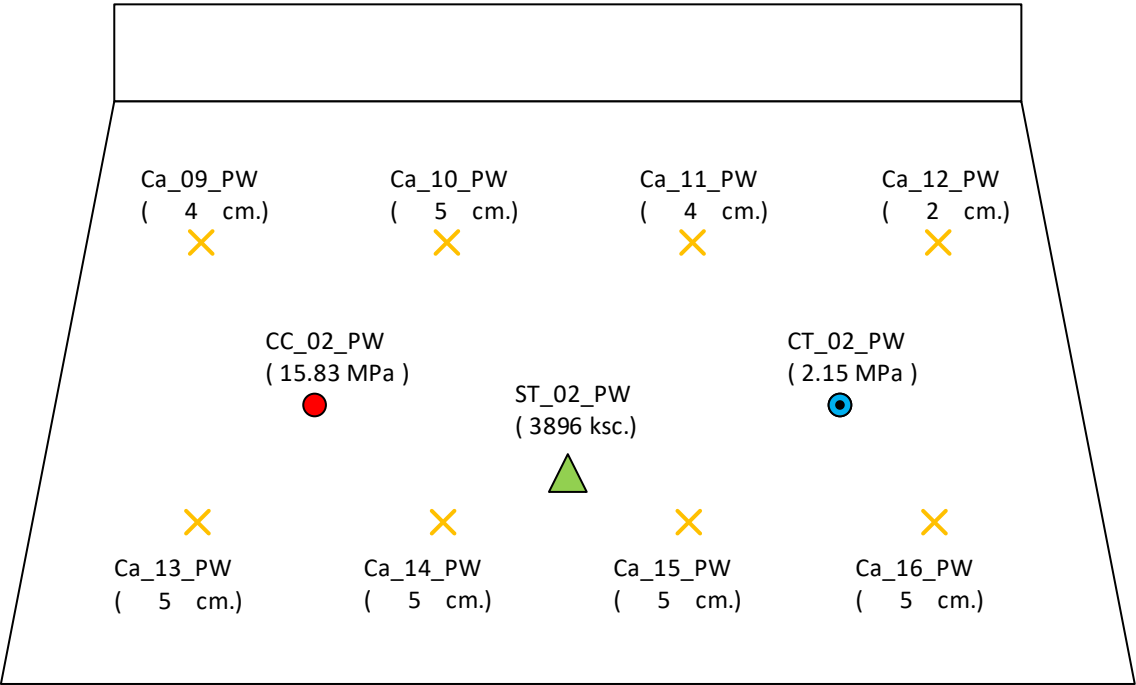
REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



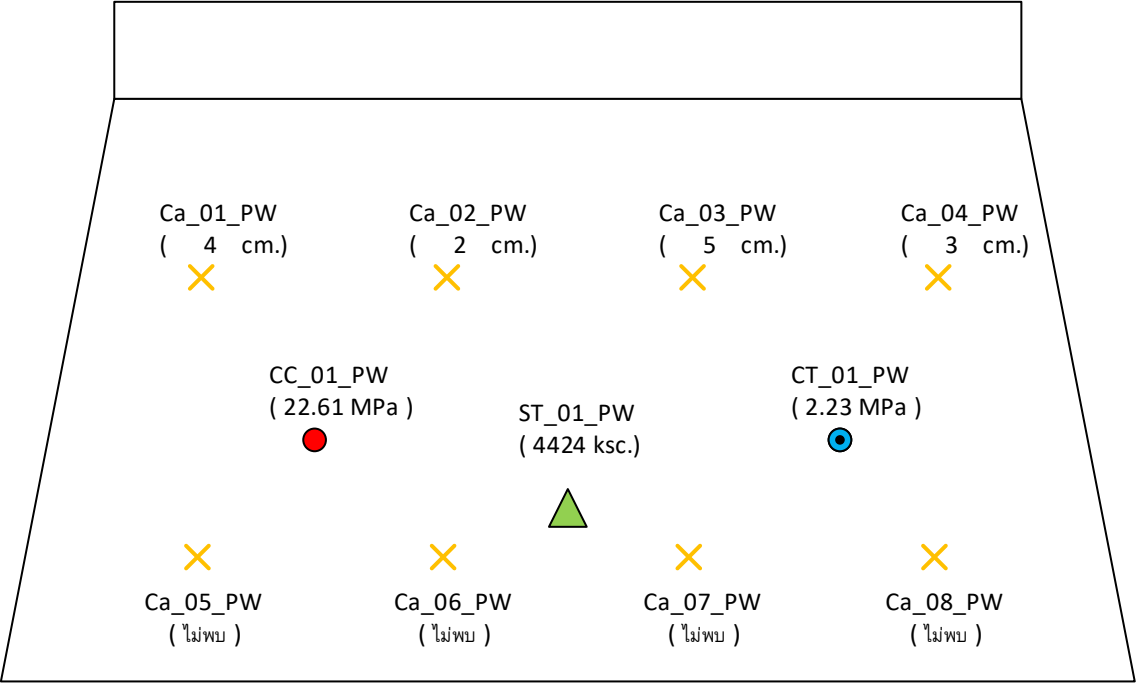
FRONT



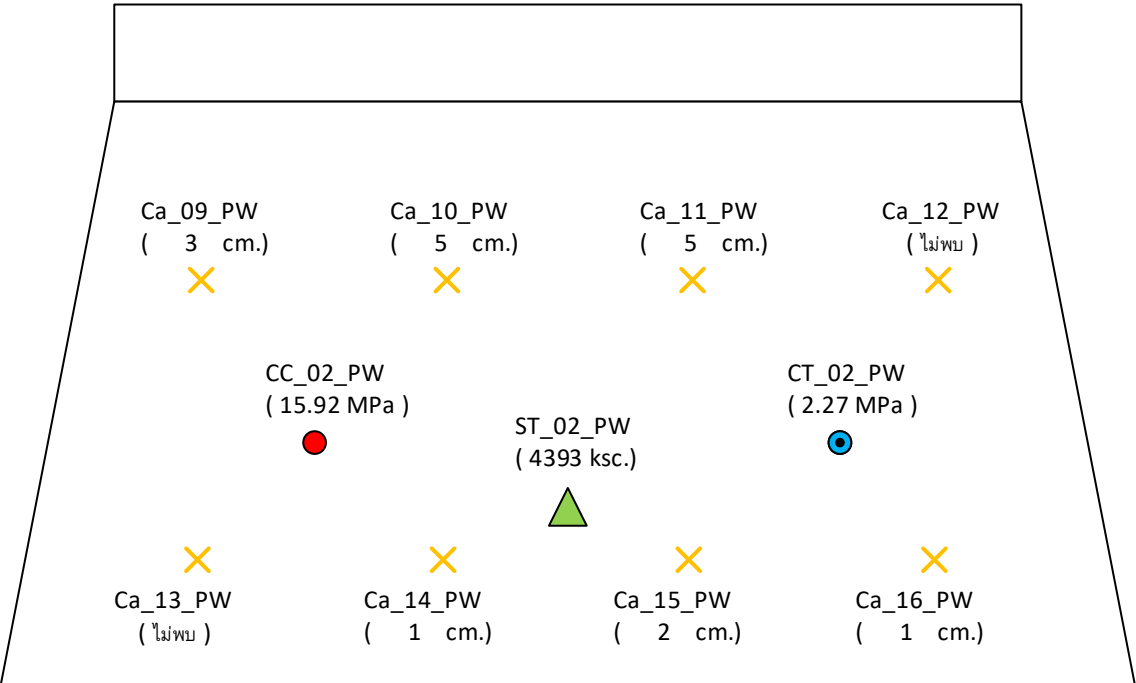
REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



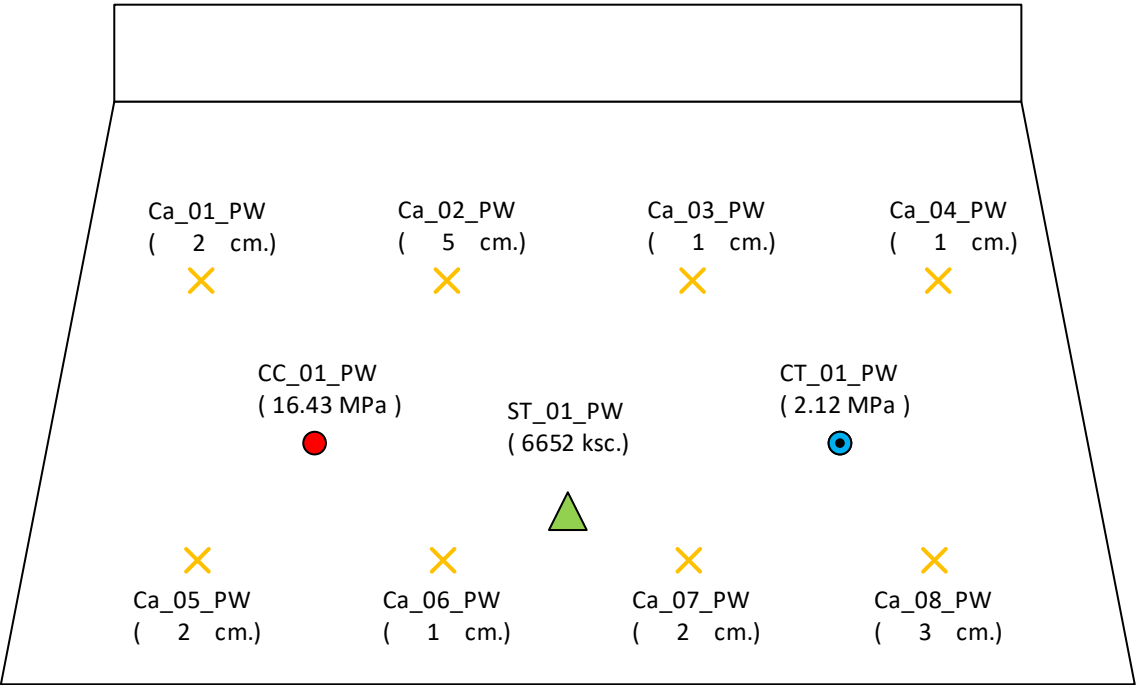
FRONT



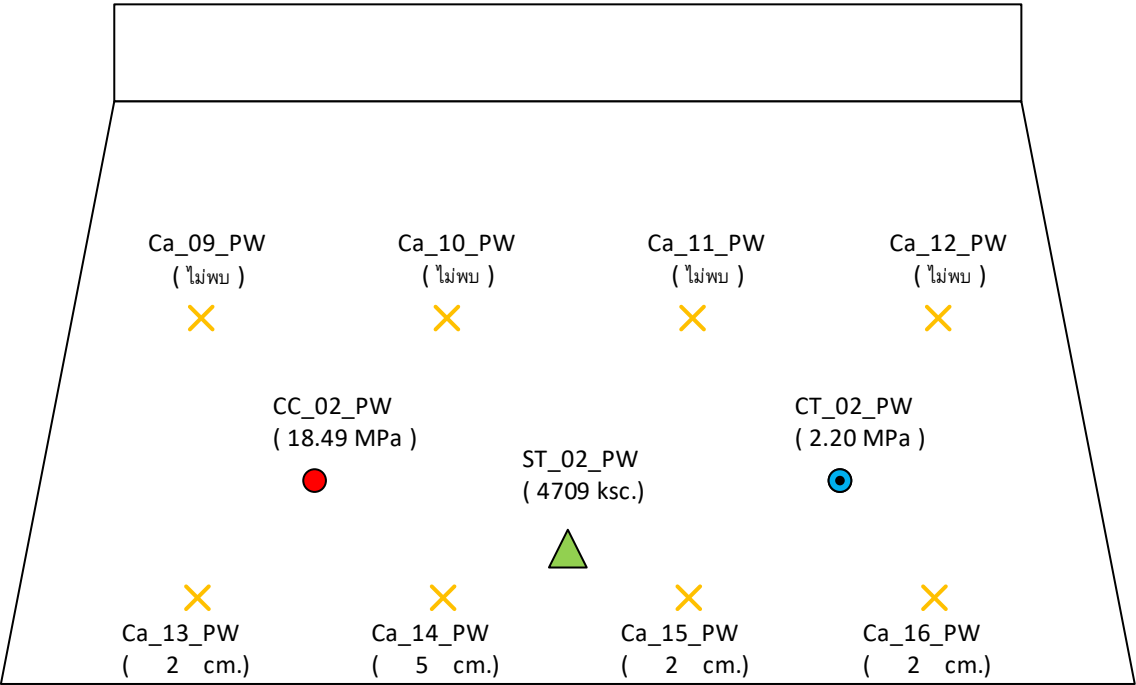
REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



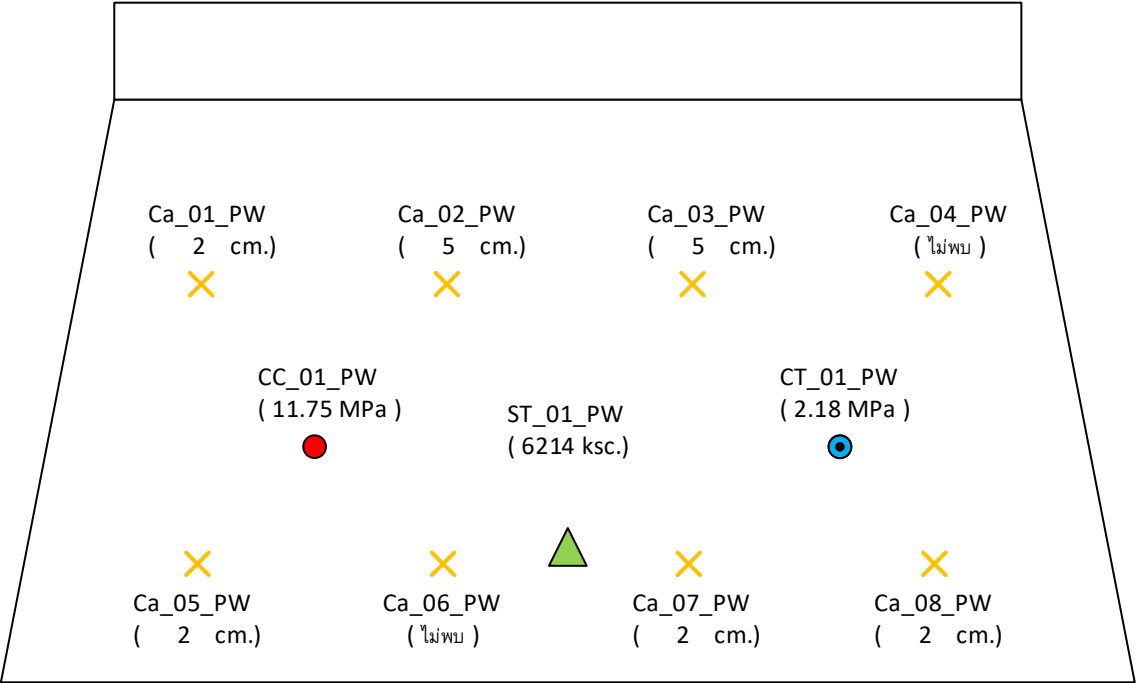
FRONT



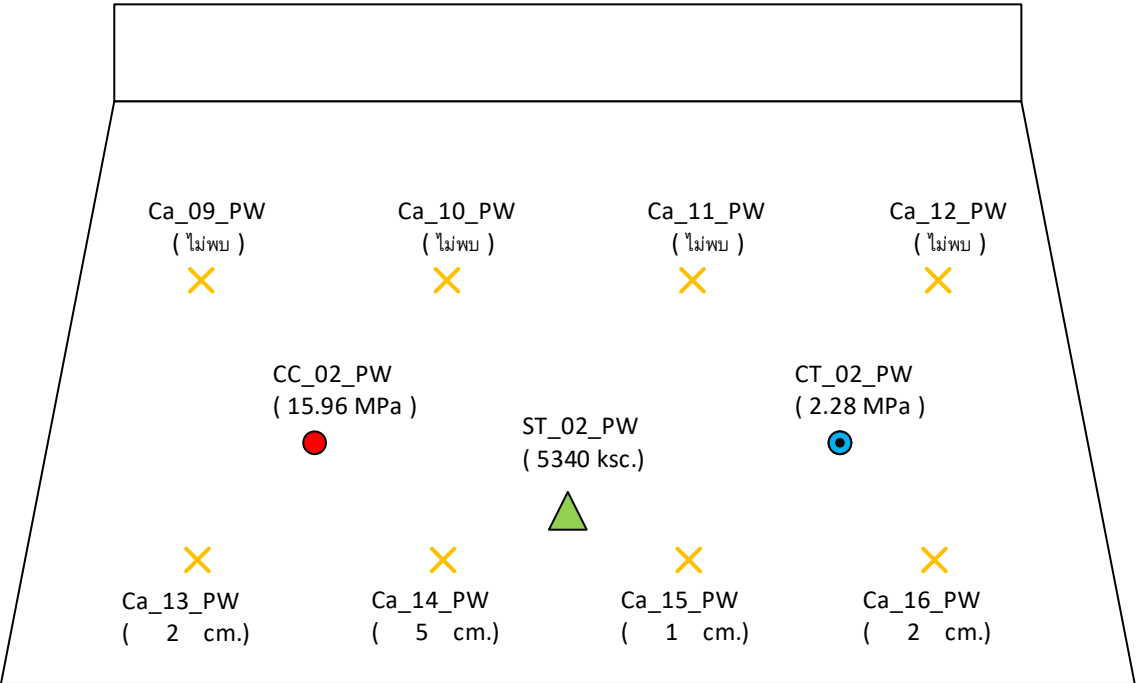
REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



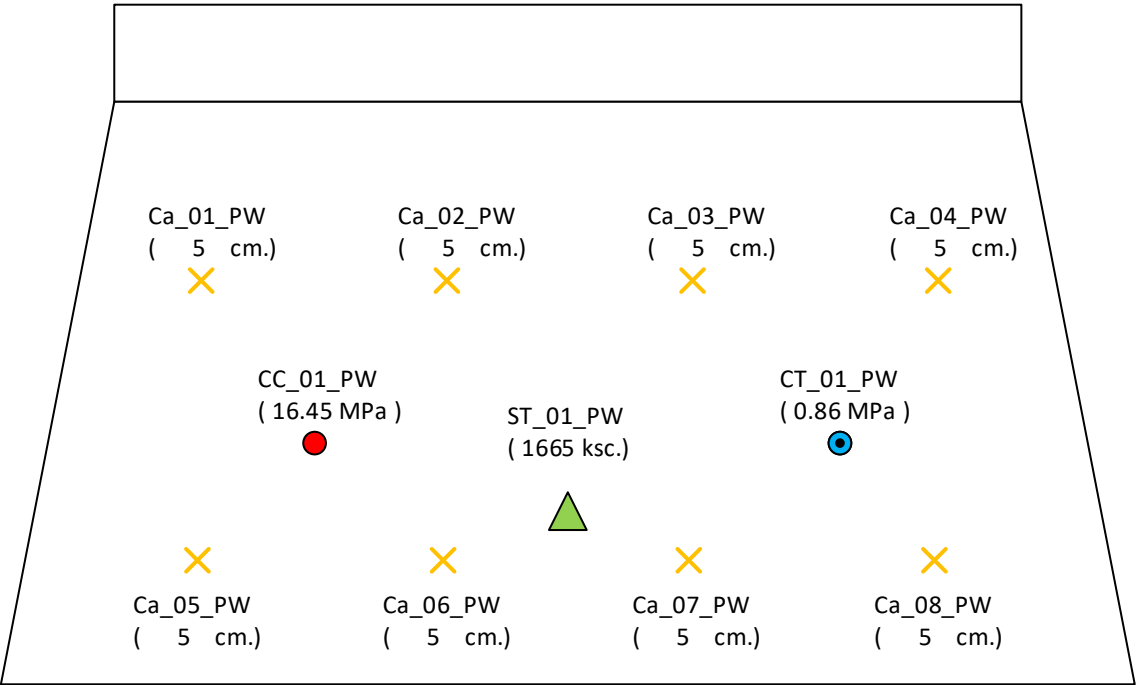
FRONT



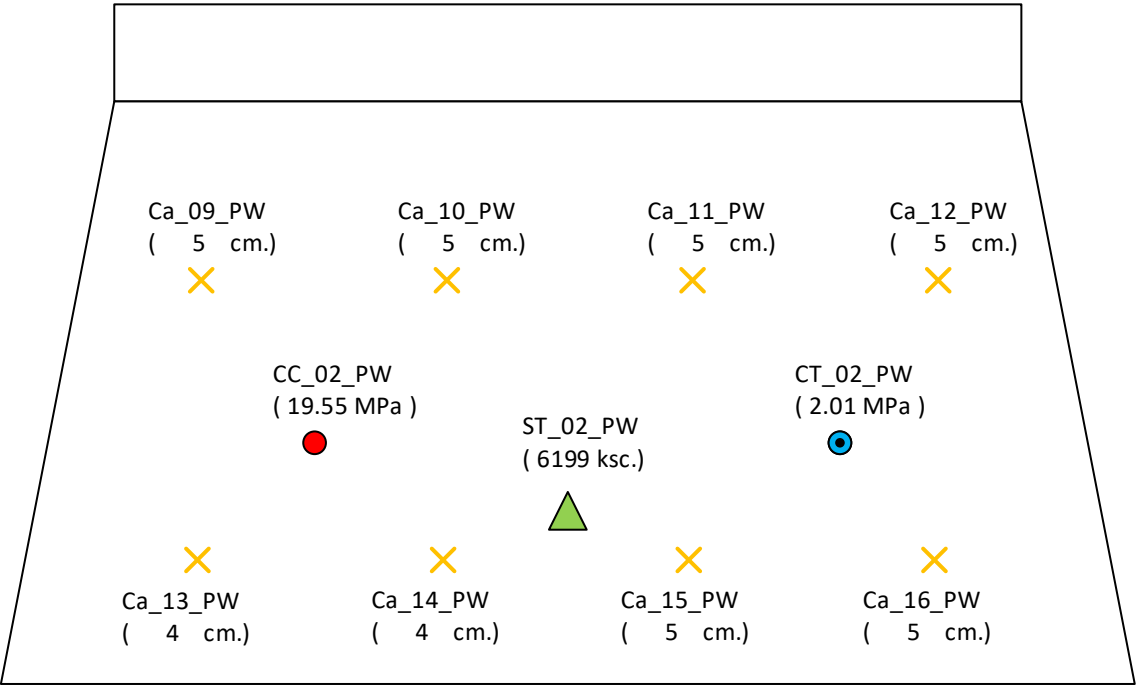
REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



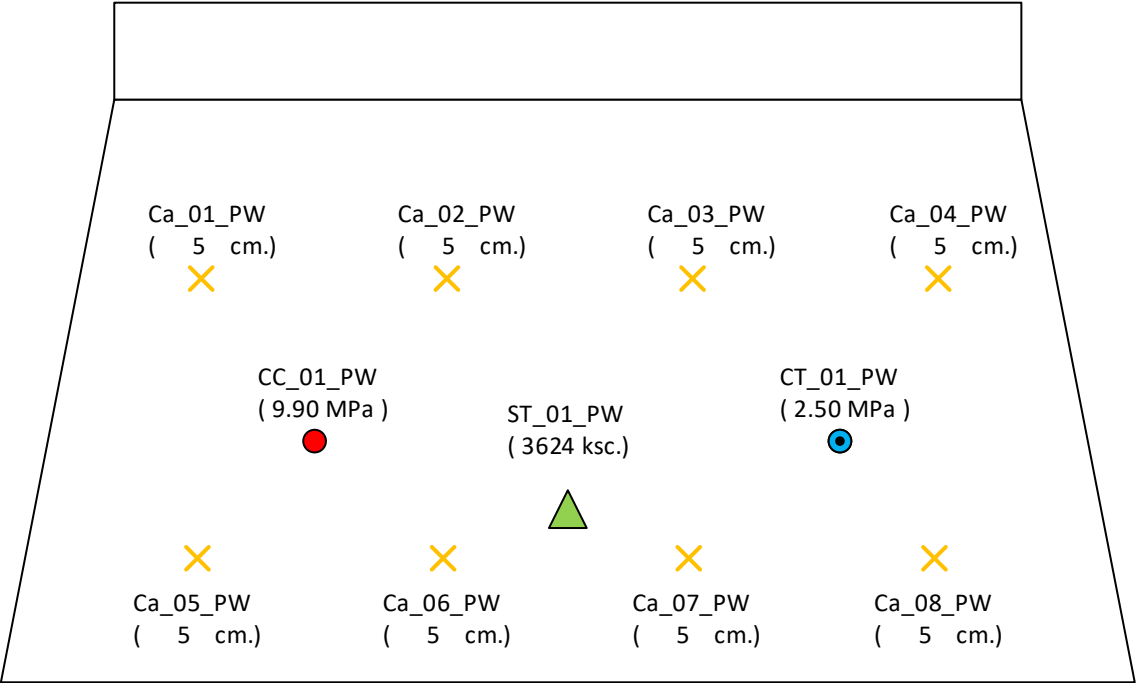
FRONT



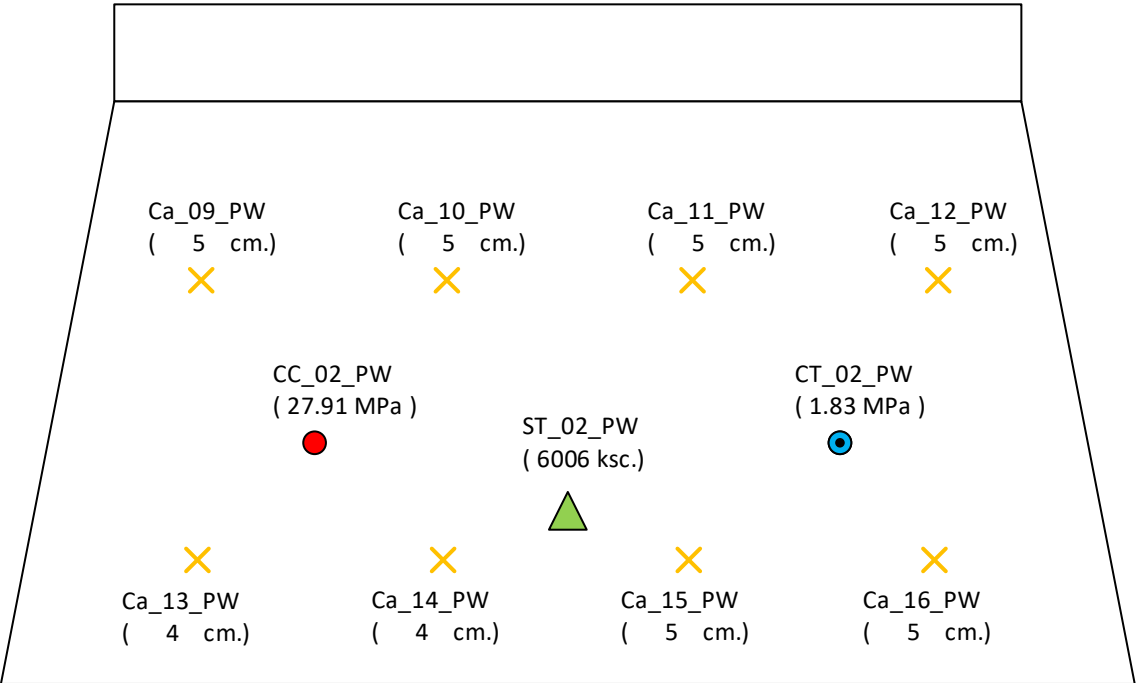
REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



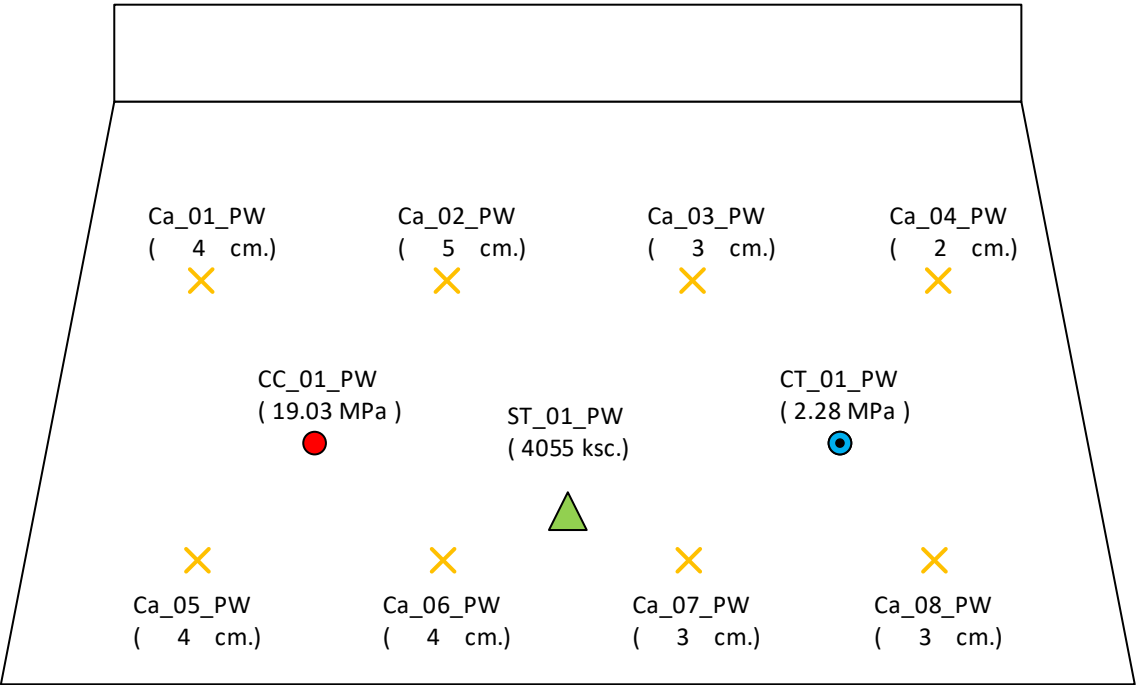
FRONT



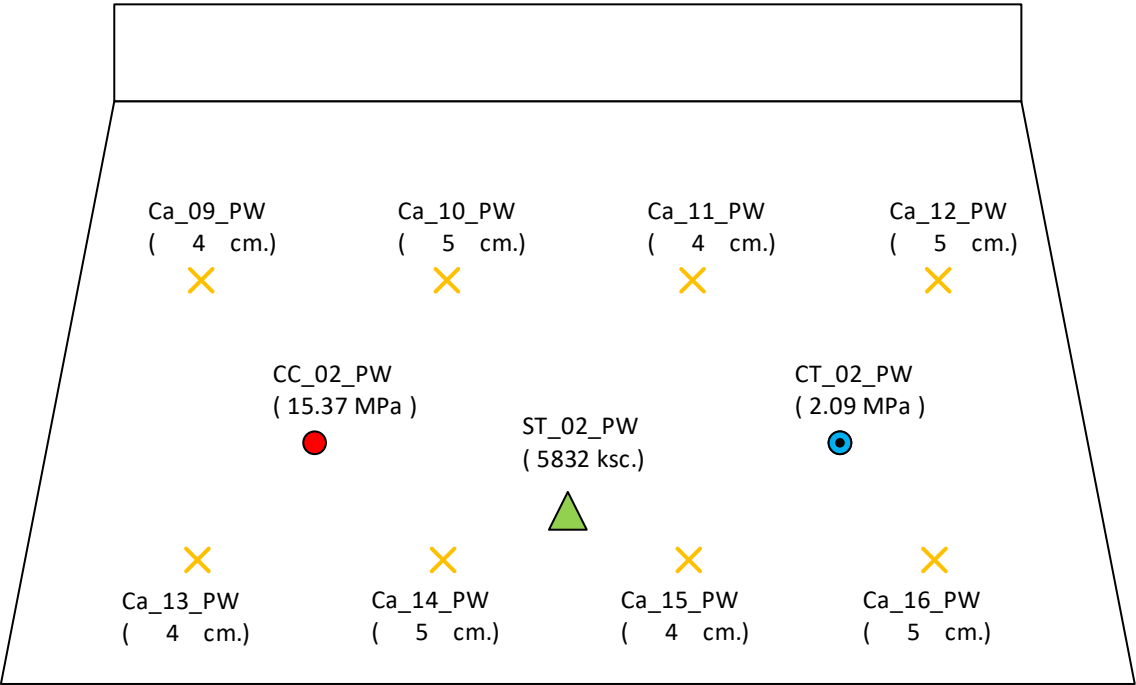
REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

- Cabornation
- CORING FOR COMPRESSION
- CORING FOR TENSION
- STEEL CUTTING FOR TENSION



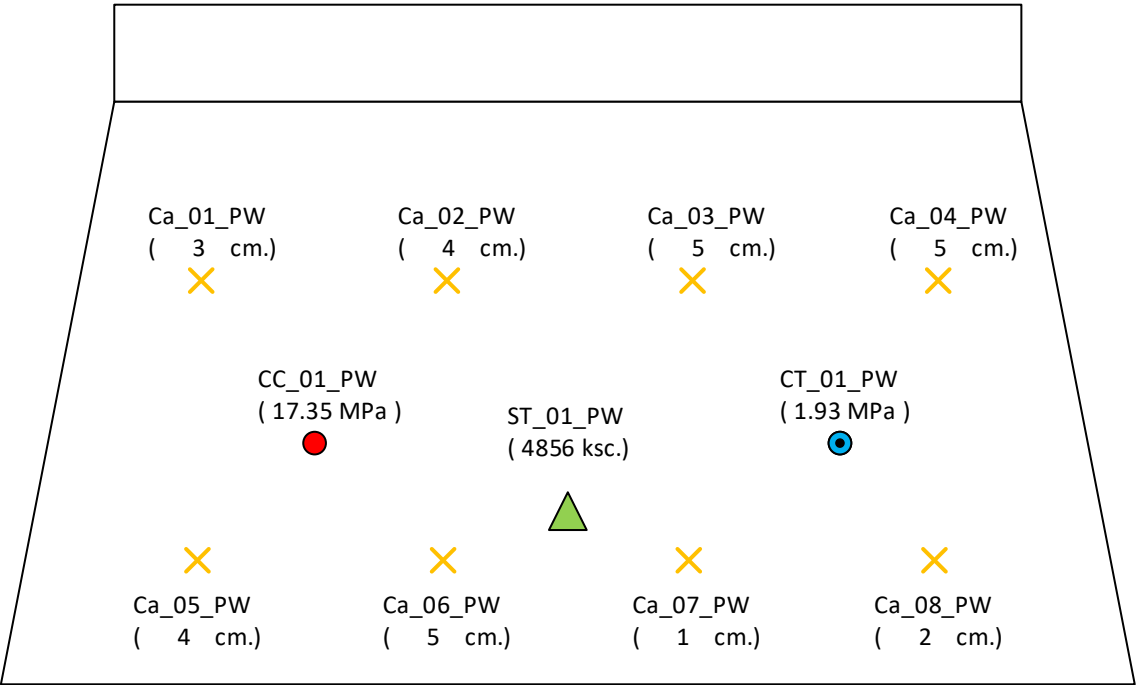
FRONT



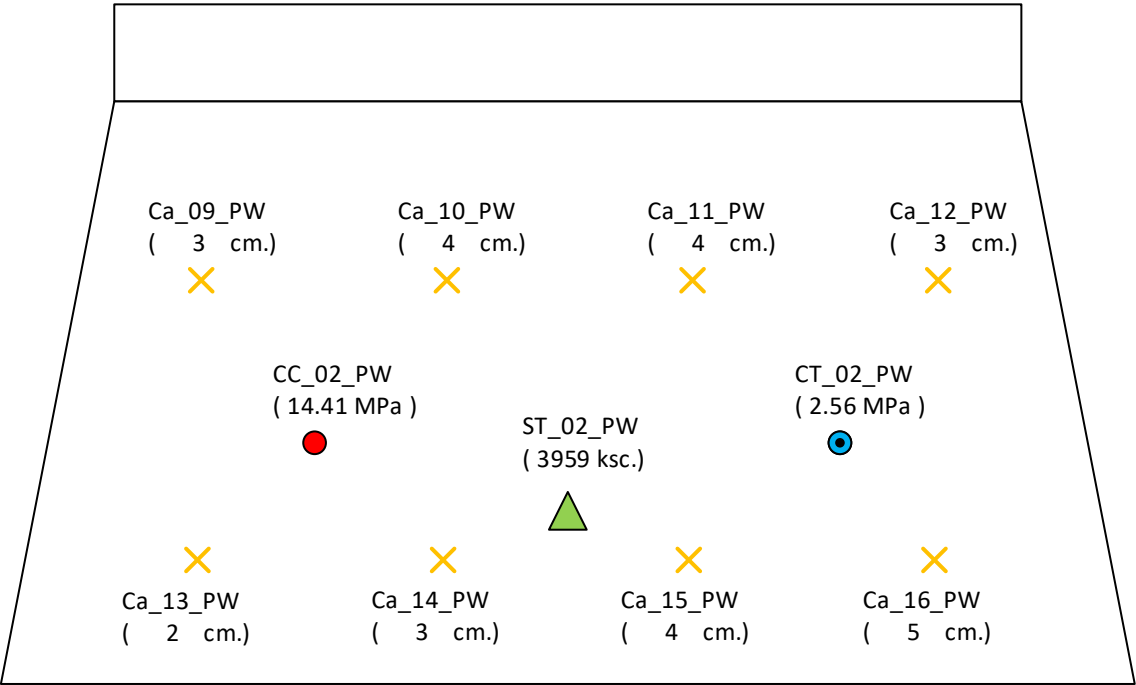
REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



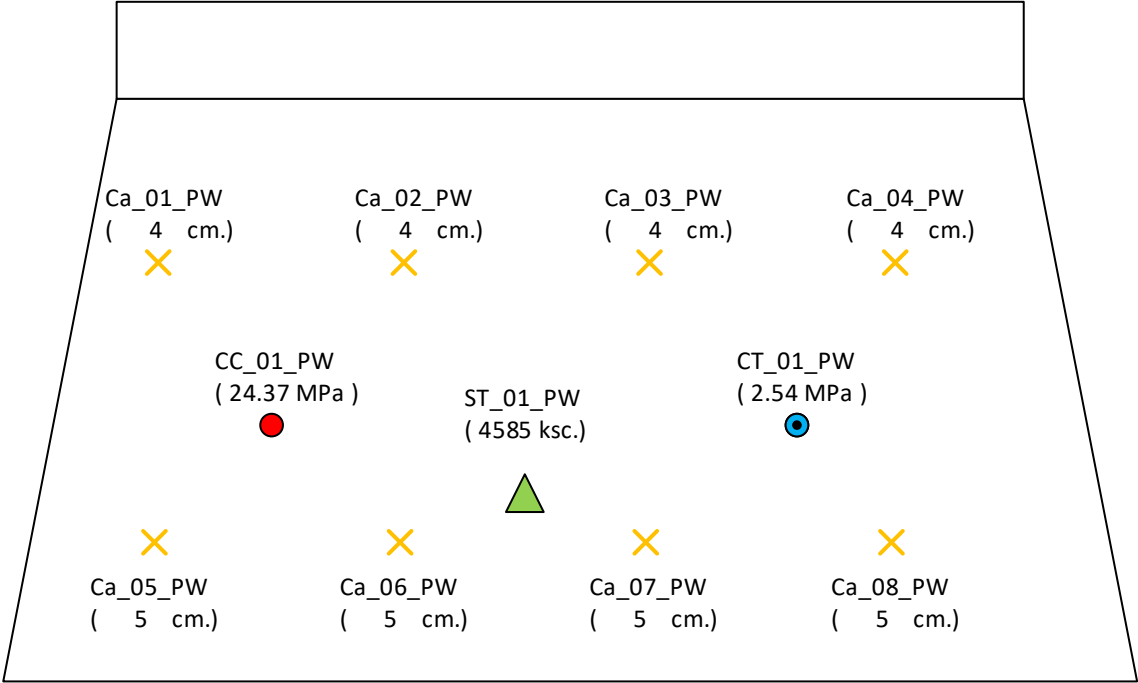
FRONT



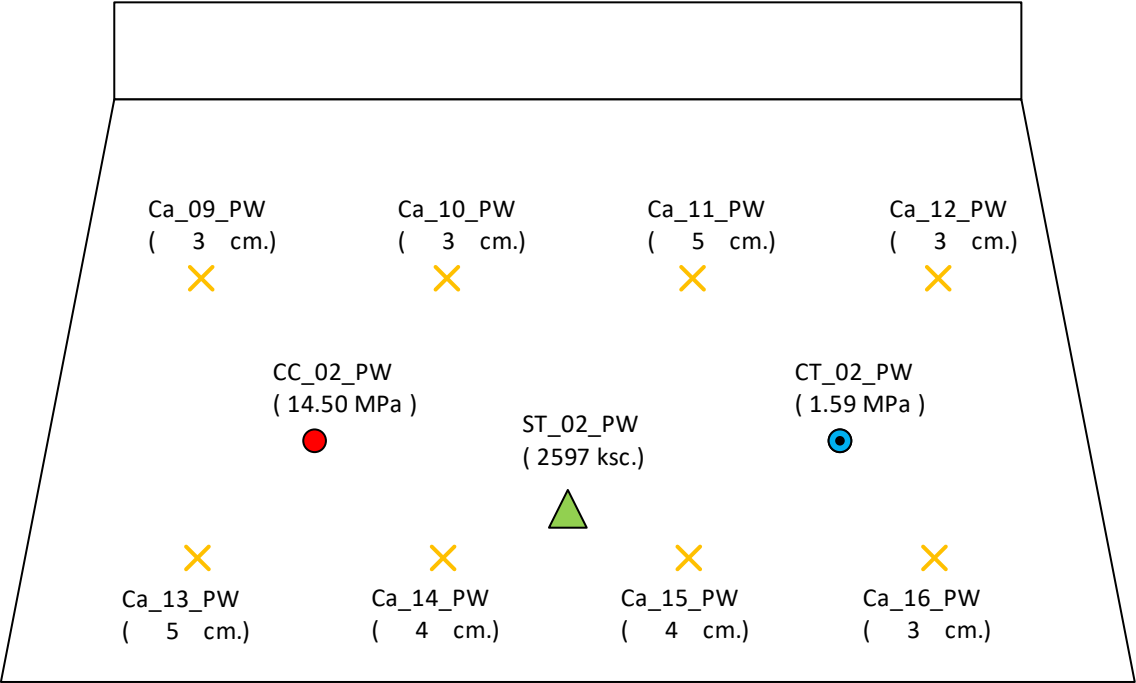
REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



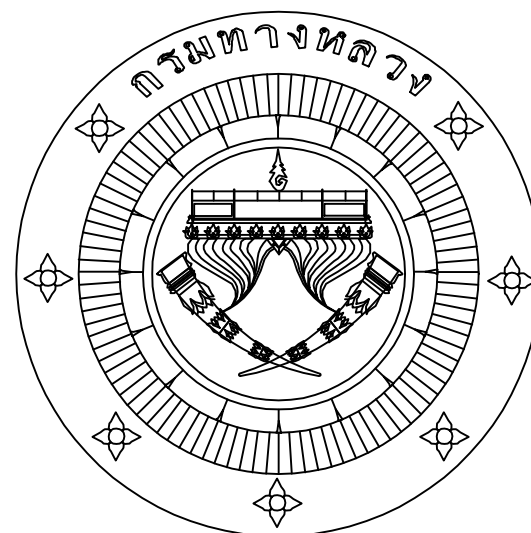
FRONT



REAR

สะพานเดชาติวงศ์ 1	Span 01
NUMBER SAMPLE CABORNATION	16
NUMBER SAMPLE CORING FOR COMPRESSION	2
NUMBER SAMPLE CORING FOR TENSION	2
NUMBER SAMPLE STEEL CUTTING FOR TENSION	2

-  Cabornation
-  CORING FOR COMPRESSION
-  CORING FOR TENSION
-  STEEL CUTTING FOR TENSION



KINGDOM OF THAILAND

MINISTRY OF TRANSPORT

DEPARTMENT OF HIGHWAYS

โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์
ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500



ASCONA M COMPANY LIMITED

LIST OF DRAWING

SHEET NO.	DRAWING NO.	TITLE
01	LIS-001	LIST OF DRAWING
02	GEN-001	GENERAL NOTE
03	LAY-001	แบบมิตติโครงสร้างสะพาน
04	REP-001	แบบบูรณะสะพาน Span 1, Span 12
05	REP-002	แบบบูรณะสะพาน Span 2, Span 4, Span 11
06	REP-003	แบบบูรณะสะพาน Span 3
07	REP-004	แบบบูรณะสะพาน Span 5, Span 10
08	REP-005	แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (1-6) NEW PLATE WITH HT. BOLTS / TENSION ROD WITH TURN BUCKLE
09	REP-006	แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (2-6) THE PROPOSED CONSTRUCTION STAGE
10	REP-007	แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (3-6) ลวดยึดแรงในคานสะพานช่วง 63.00 ม.
11	REP-008	แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (4-6) ลวดยึดแรงในคานสะพานช่วง 63.00 ม.
12	REP-009	แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (6-6) เหล็กเสริมพิเศษสะพานช่วง 63.00 ม.
13	REP-010	แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (4-5) INSTALLATION OF NEW HANGERS
14	BEA-001	MECHANICAL BEARINGS
15	BEA-002	ELASTOMERIC BEARING PAD
16	EJ-001	EXPANSION JOINT

 KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS	 ASCONA M COMPANY LIMITED
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500	
TITLE : LIST OF DRAWING	
DESIGNED : <div>นายศรีศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362</div>	SCALE : AS SHOWN DWG.NO. LIS-001 SHEET NO. 01

DESIGN STANDARDS

- AASHTO, "AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS", 4TH EDITION, 2007
- ACI, "BUILDING CODE REQUIREMENT AND COMMENTARY FOR REINFORCED CONCRETE", ACI 318-05, 2005
- CEB-FIP, "MODEL CODE FOR CONCRETE STRUCTURE", 1990

LIVE LOADS

VEHICULAR LIVE LOADING ON THE ROADWAYS OF BRIDGES IS HL-93.

CONCRETE

SEVERAL GRADES OF CONCRETE, GIVEN AS 28 DAYS CYLINDER STRENGTH, ARE ADOPTED FOR DIFFERENT TYPES OF STRUCTURAL MEMBERS AS SHOWN BELOW.

STRUCTURAL MEMBERS	CONCRETE TYPE	MINIMUM STRENGTH
- PRECAST SEGMENT	GRADE 45	45 MPa
- CAST IN PLACE GIRDER	GRADE 45	45 MPa
- PRECAST I-GIRDER	GRADE 45	45 MPa
- PRECAST PLANK GIRDER	GRADE 45	45 MPa
- DECK SLAB FOR I-GIRDER	GRADE 30	30 MPa
- DECK SLAB FOR PLANK GIRDER	GRADE 35	35 MPa
- SAFETY BARRIERS	GRADE 30	30 MPa
- COLUMN	GRADE 35	35 MPa
- PILE CAP	GRADE 35	35 MPa
- PRECAST SKIRT FOR FOOTING	GRADE 35	35 MPa
- ABUTMENTS	GRADE 35	35 MPa
- BORED PILE	GRADE 30	30 MPa
- DRIVEN PILE	GRADE 40	40 MPa
- SPUN PILE	GRADE 55	55 MPa
- BOX CULVERT	GRADE 35	35 MPa

THE MIX DESIGN FOR ALL CLASSES OF CONCRETE, EXCEPT LEAN CONCRETE, SHALL BE SUBMITTED FOR APPROVAL. FOR CONCRETE STRENGTH MORE THAN 30 MPa, THE NOMINAL AGGREGATE SIZE SHALL BE LIMITED TO 20 mm. TO ENSURE CONCRETE DURABILITY, THE MINIMUM CEMENT CONTENT FOR ALL CLASSES OF CONCRETE SHALL BE 350 kg/m³EXCEPT FOR CONCRETE STRENGTH LESS THAN 35 MPa WHERE THE MINIMUM CEMENT CONTENT SHALL BE 300 kg/m³.NO MINIMUM CEMENT CONTENT IS REQUIRED FOR LEAN CONCRETE.

- WHEN THE CONCRETE STRUCTURE IS EXPOSED TO HIGH LEVEL OF CHLORIDE ION (Cl⁻) OR USING NEAR SALTWATER, THE MAXIMUM WATER CEMENT RATIO OF 0.40 AND THE SPECIAL CEMENT SUCH AS POZZOLAN PORTLAND CEMENT ARE RECOMMENDED. THE MINIMUM STRENGTH OF 35 MPa IS RECOMMENDED. THE SHORT-TERM (6 HOURS) RAPID CHLORIDE PERMEABILITY TEST (RCPT) SHALL BE SUBMITTED FOR APPROVAL. THE MAXIMUM RAPID CHLORIDE PERMEABILITY IS 1,500 COULOMBS (ASTM C1202).
- WHEN THE CONCRETE STRUCTURE IS EXPOSED TO HIGH LEVEL OF SULPHATE ION (SO₄²⁻) OR USING NEAR WASTEWATER, THE MAXIMUM WATER CEMENT RATIO OF 0.45 AND HIGH SULPHATE RESISTANCE PORTLAND CEMENT CONFORMING TO TIS 15 SHALL BE USED.THE MINIMUM STRENGTH OF 35 MPa IS RECOMMENDED.
- THE USE OF AGGREGATE FROM SOURCES THAT ARE KNOWN TO BE EXCESSIVELY ALKALI-SILICA REACTIVE (ASR) SHALL BE PROHIBITED.

REINFORCEMENT

SR-24: MILD STEEL ROUND BARS GRADE SR24, WITH fy = 240 MPa, SHALL CONFORM TO TIS 20-2543, FOR 6 mm - 9 mm DIA.

SD-40: HIGH YIELD DEFORMED BARS GRADE SD40, WITH fy = 390 MPa, SHALL CONFORM TO TIS 24-2536, FOR 12 mm - 25 mm DIA.

MECHANICAL COUPLERS

MECHANICAL COUPLERS SHALL AT LEAST CONFORM TO ASTM A576.

DIMENSIONS SHOWN ON REINFORCEMENT PLANS ARE TO CENTERLINES OF BARS UNLESS OTHERWISE SHOWN.

SPLICING

- REINFORCING BARS SHALL BE SPLICED BY LAPS OR BY MECHANICAL COUPLERS.
- LAP LENGTH SHALL BE EQUAL TO 40 BAR DIAMETERS OF THE SMALLER BAR IF NOT OTHERWISE SHOWN ON THE DRAWINGS.
- SPLICING OF BARS NOT INCLUDED ON THE DRAWINGS SHALL BE APPROVED BY THE ENGINEER.
- BARS DRAWN IN FULL LENGTH (ALSO CALLED CONTINUOUS BARS) SHALL HAVE AS FEW SPLICES AS POSSIBLE.
- NO MORE THAN 1 BAR IN 3 SHALL BE SPLICED AT THE SAME SECTION, EXCEPT WHERE SHOWN ON THE DRAWINGS.

ANCHORAGE LENGTH :

THE ANCHORAGE LENGTH OF STRAIGHT BARS SHALL BE AT LEAST 40 BAR DIAMETERS IF NOT OTHERWISE SHOWN ON THE DRAWINGS.

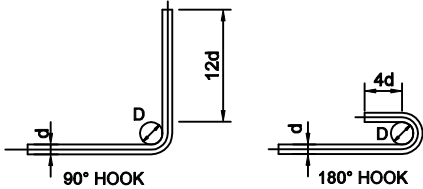
BENDING

BARS SHALL BE BENT AROUND A PIN WITH THE FOLLOWING MINIMUM DIAMETER (D) IN RELATION TO THE DIAMETER OF THE BAR (d):

TYPE	MILD STEEL	HIGH YIELD STEEL
STIRRUPS AND COLUMN TIE BARS	D = 4 d	D = 6 d
HOOK ANCHORAGES	D = 4 d	D = 6 d
BARS NOT PASSING ROUND ANOTHER BAR	D = 20 d	D = 20 d

HOOKS

IF NOT OTHERWISE SHOWN ON THE DRAWINGS, HOOKS SHALL BE MADE AS FOLLOWS :



MILD STEEL D = 4d

HIGH YIELD STEEL D = 6d

STIRRUPS AND COLUMN TIE BARS SHALL ALWAYS HAVE ANOTHER BAR OF AT LEAST ITS OWN SIZE INSIDE THE HOOK.

SPACING

CLEAR HORIZONTAL DISTANCE BETWEEN BARS OR PAIR OF BARS:
MIN 40 mm

CLEAR VERTICAL DISTANCE BETWEEN :
INDIVIDUAL BARS MIN 25 mm
PAIR OF BARS MIN 40 mm

CLEAR HORIZONTAL AND VERTICAL DISTANCE BETWEEN TENDONS :
MIN 90 mm

PRESTRESSING

PRESTRESSING BARS :

UNCOATED HIGH-STRENGTH STEEL BAR WITH MINIMUM TENSILE STRENGTH 1030 MPa CONFORMING TO ASTM A722 OR EQUIVALENT.

PRESTRESSING REINFORCEMENT :

LOW RELAXATION 7 WIRE STRAND GRADE 1860 CONFORMING TO TIS 420 OR ASTM A416-96a GRADE 270 OR EQUIVALENT.

GROUTING FOR PRESTRESSING SHALL BE IN ACCORDANCE TO THE EURONORM STANDARD AS FOLLOWS :
TEST METHOD - EN 445, GROUTING PROCEDURES - EN 446, BASIC REQUIREMENTS - EN 447.

THE PRESTRESSING SYSTEM SHALL BE SUBMITTED FOR APPROVAL BEFORE INSTALLATION.

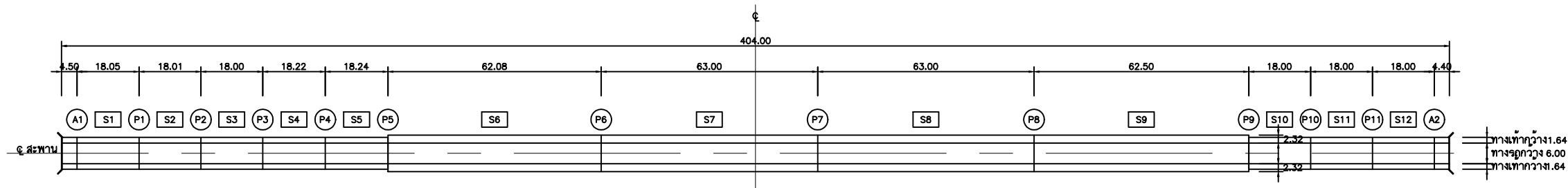
COVERING

REINFORCED AND PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS ARE DESIGNED WITH THE FOLLOWING MINIMUM COVERS TO REINFORCEMENT:

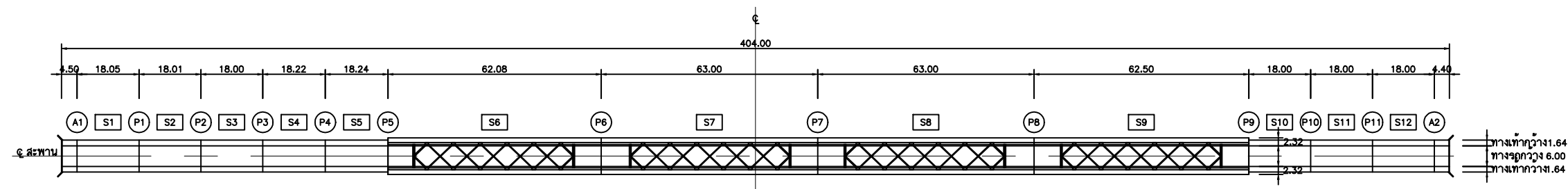
TYPICAL USE	MIN. COVER (mm)
SPIRAL STIRRUP IN BORED PILES	75
REINFORCEMENT IN PILE CAPS	75
STIRRUPS OR TIES IN COLUMNS	40
OUTER LAYER OF REINFORCEMENT IN OUTSIDE FACES OF BOX GIRDER DECKS	40
OUTER LAYER OF REINFORCEMENT IN INSIDE FACES OF BOX GIRDER DECKS	25
TOP SURFACE OF BRIDGE SLABS	40
BOTTOM SURFACE OF BRIDGE SLAB	30
EXPOSED FACES OF BARRIERS	40

ALL EXPOSED CONCRETE CORNERS SHALL HAVE A 20 mm CHAMFER UNLESS NOTED OTHERWISE.

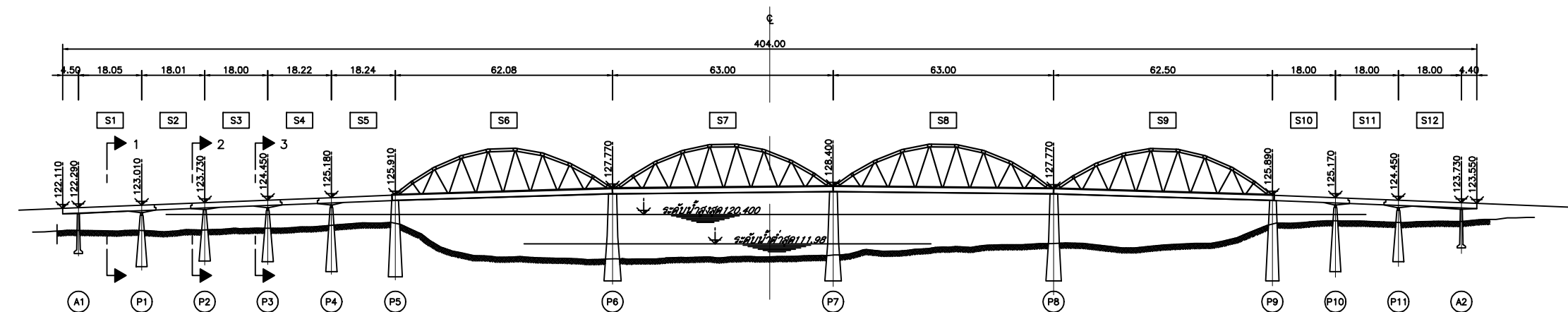
 KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS	 ASCONA M COMPANY LIMITED
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500	
TITLE : GENERAL NOTE	
DESIGNED : นายศรศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362	SCALE : AS SHOWN DWG.NO. GEN-001 SHEET NO. 02



แปลน
มาตราส่วน 1:750

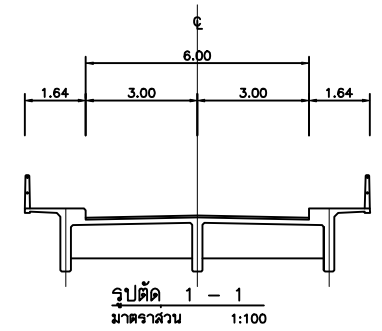


แปลนโครงสร้างสะพาน
มาตราส่วน 1:750

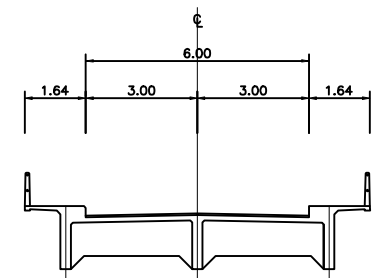


รูปตัดตามยาวที่ ๕ สะพาน
มาตราส่วน 1:750

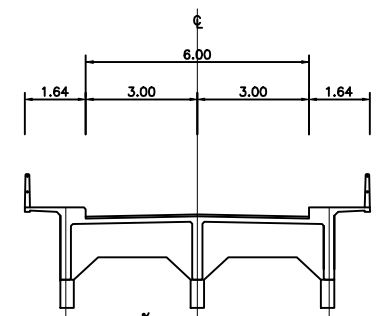
- NOTE :
1. ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
 2. UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
 3. NEW PLATE (THICKNESS = 30 MM.) WITH HT. BOLTS (SPACING = 500 MM.)
 4. CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.



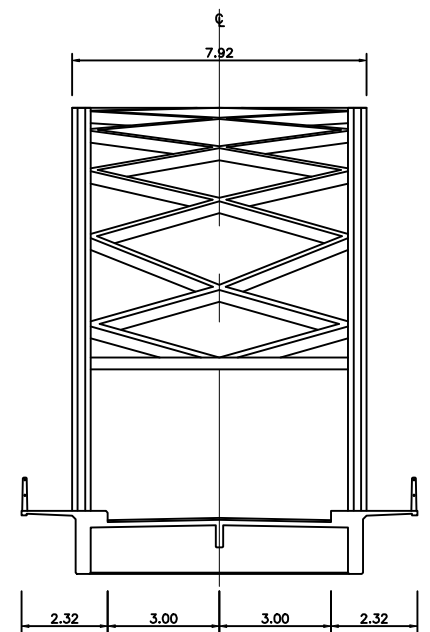
รูปตัด 1 - 1
มาตราส่วน 1:100



รูปตัด 2 - 2
มาตราส่วน 1:100



รูปตัด 3 - 3
มาตราส่วน 1:100



CROSS SECTION OF ARCH SPAN
มาตราส่วน 1:100

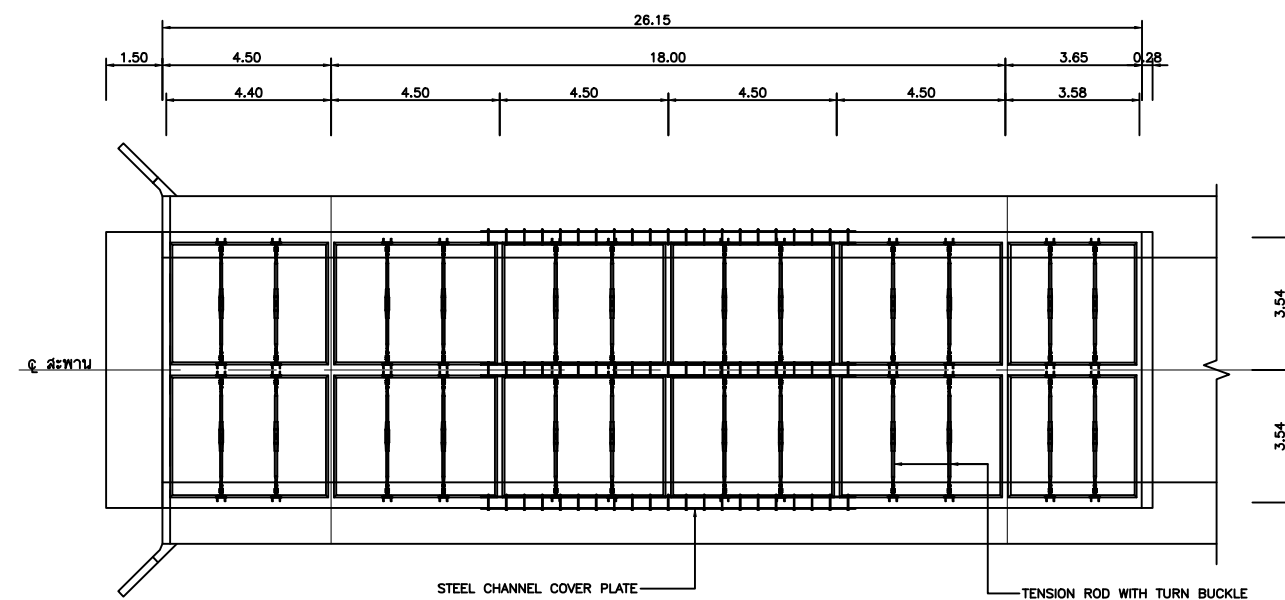


KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS

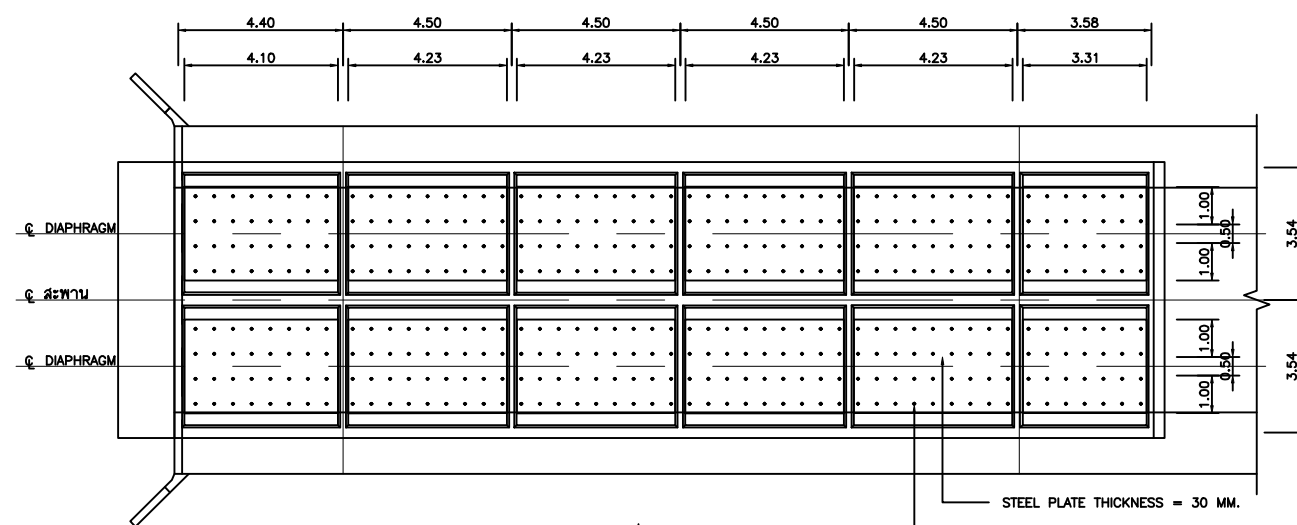


ASCONA M COMPANY LIMITED

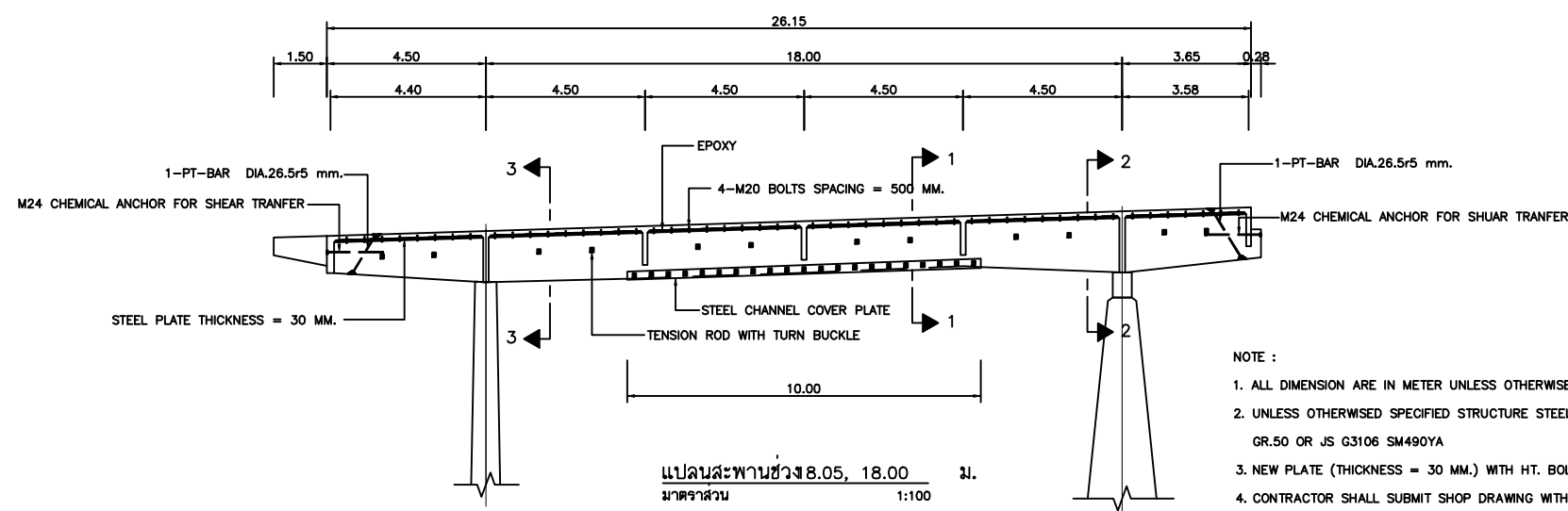
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500	
TITLE : แบบมิตติโครงสร้างสะพาน	
DESIGNED : นายศรศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362	SCALE : AS SHOWN
	DWG.NO. LAY-001
	SHEET NO. 03



แปลนสะพานช่วง 18.05, 18.00 ม.
มาตราส่วน 1:100

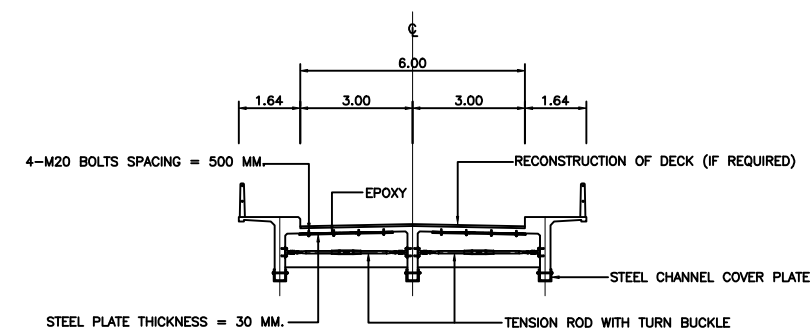


แปลนสะพานช่วง 18.05, 18.00 ม.
มาตราส่วน 1:100

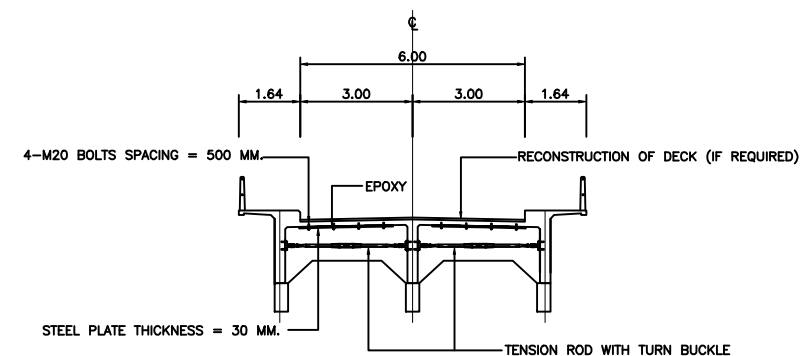


แปลนสะพานช่วง 18.05, 18.00 ม.
มาตราส่วน 1:100

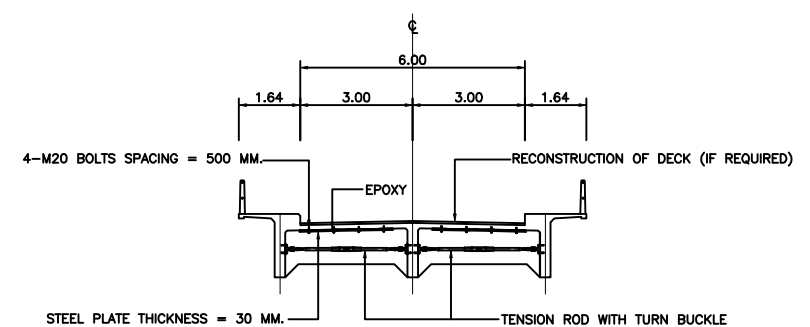
- NOTE :
1. ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
 2. UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
 3. NEW PLATE (THICKNESS = 30 MM.) WITH HT. BOLTS (SPACING = 500 MM.)
 4. CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.



รูปตัด 1 - 1
มาตราส่วน 1:100



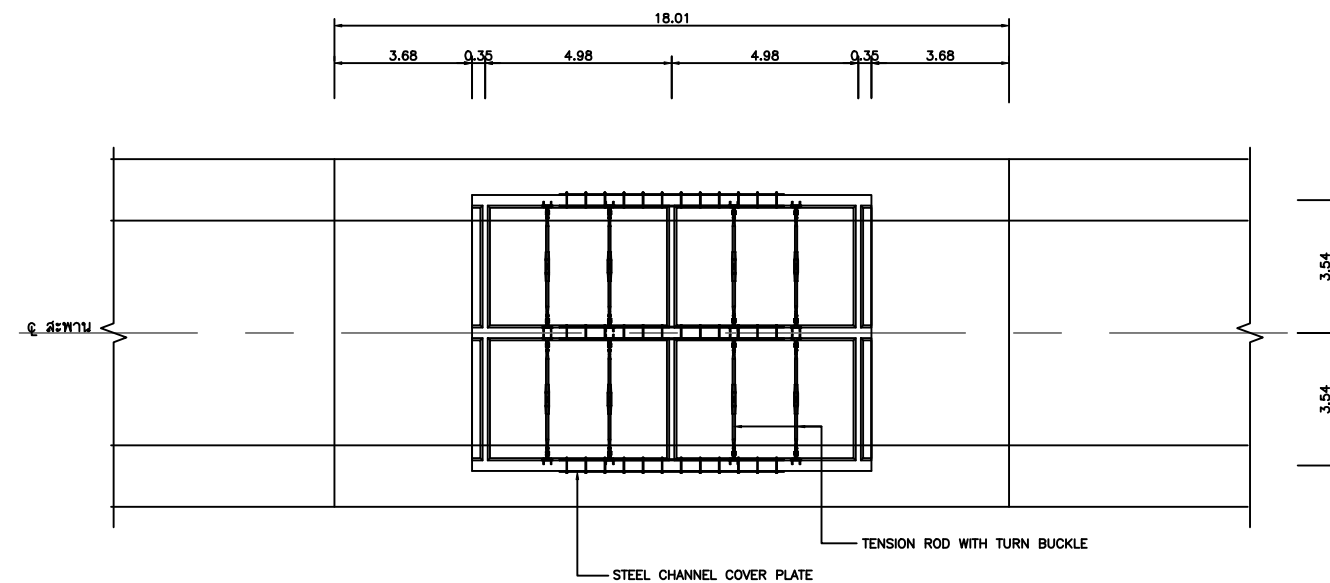
รูปตัด 2 - 2
มาตราส่วน 1:100



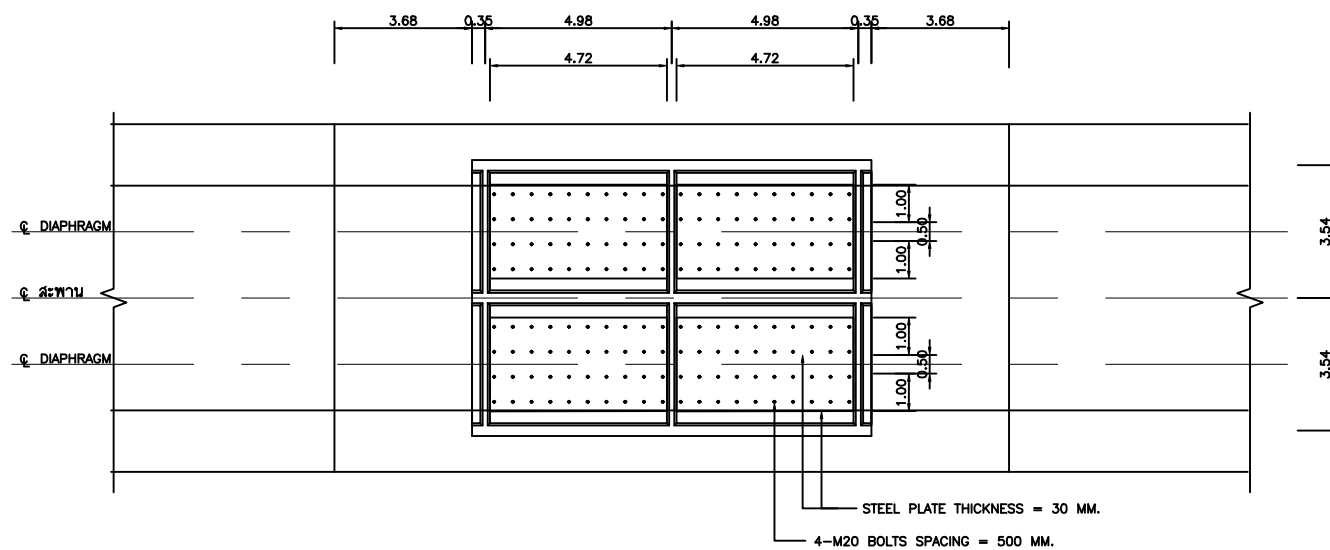
รูปตัด 3 - 3
มาตราส่วน 1:100

KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS		ASCONA M COMPANY LIMITED	
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500			
TITLE : แบบบูรณะสะพาน Span 1, Span 12			
DESIGNED :		SCALE : AS SHOWN	
DWG.NO.		REP-001	
SHEET NO.		04	

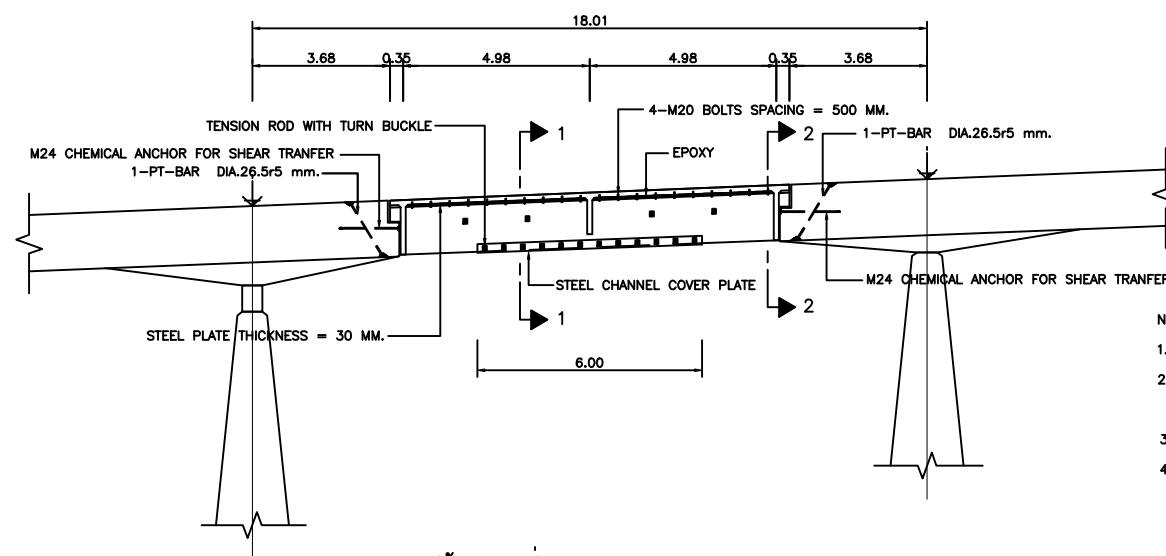
นายศรีศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362



แปลนสะพานช่วง 18.01, 18.22, 18.00 ม.
มาตราส่วน 1:100



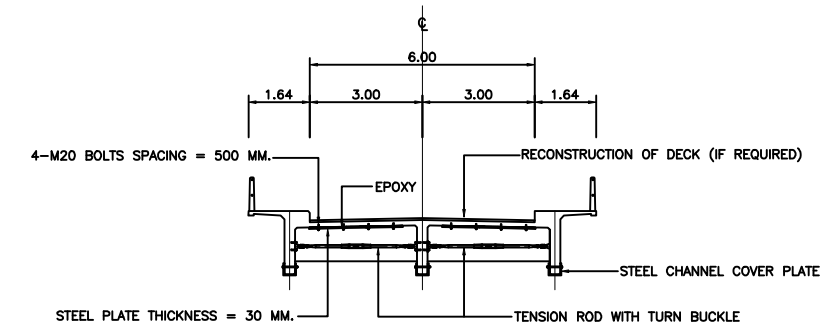
แปลนสะพานช่วง 8.01, 18.22, 18.00 ม.
มาตราส่วน 1:100



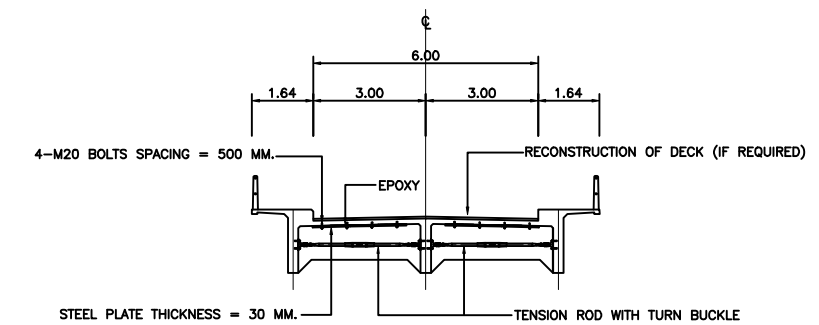
รูปตัดสะพานช่วง 8.01, 18.22, 18.00 ม.
มาตราส่วน 1:100

NOTE :

1. ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
2. UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
3. NEW PLATE (THICKNESS = 30 MM.) WITH HT. BOLTS (SPACING = 500 MM.)
4. CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.

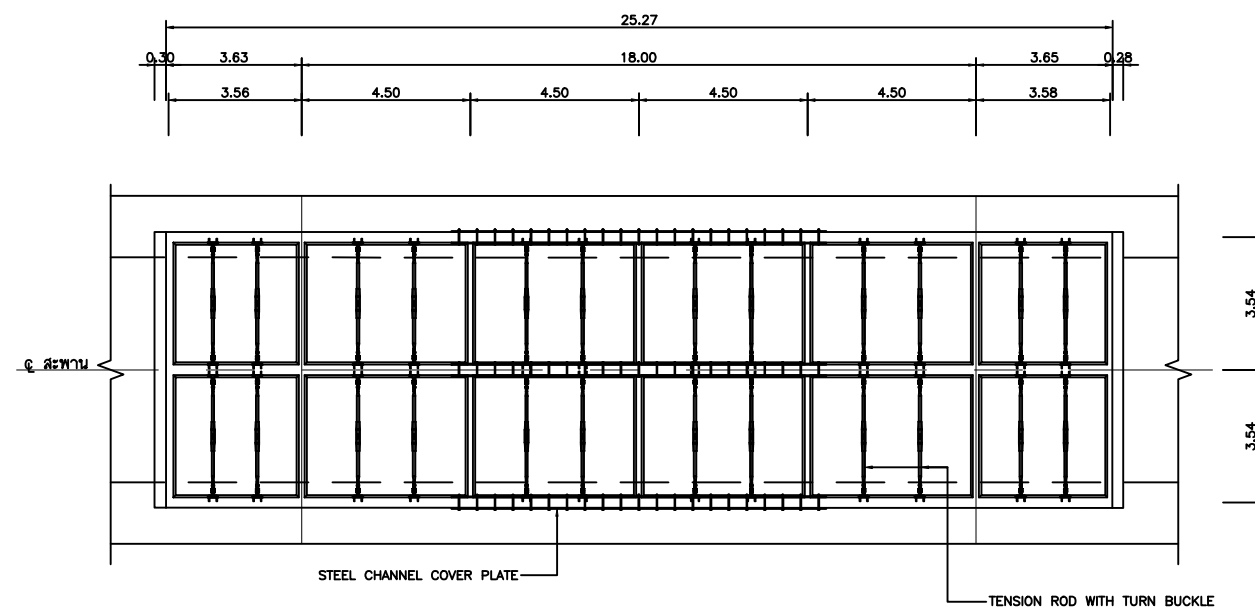


รูปตัด 1 - 1
มาตราส่วน 1:100

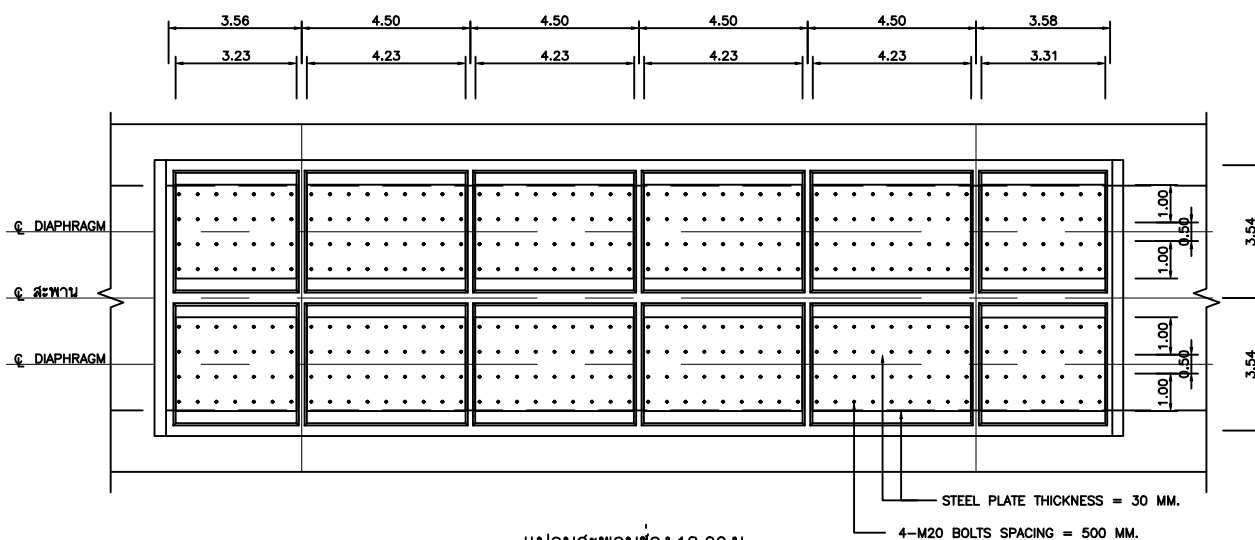


รูปตัด 2 - 2
มาตราส่วน 1:100

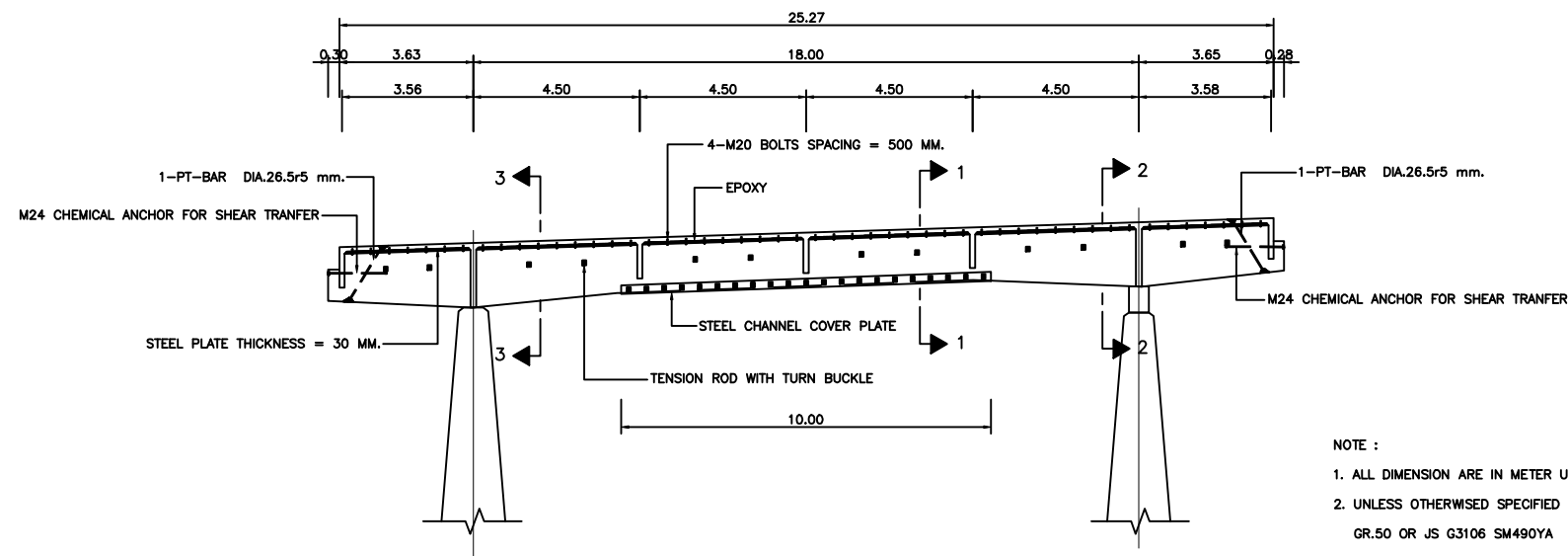
<p>PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500</p>			
<p>TITLE : แบบบูรณะสะพาน Span 2, Span 4, Span 11</p>			
<p>DESIGNED :</p>		<p>SCALE : AS SHOWN</p>	
<p>นายศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362</p>		<p>DWG.NO. REP-002</p>	
		<p>SHEET NO. 05</p>	



แปลนสะพานช่วง 18.00 ม.
มาตรฐาน 1:100

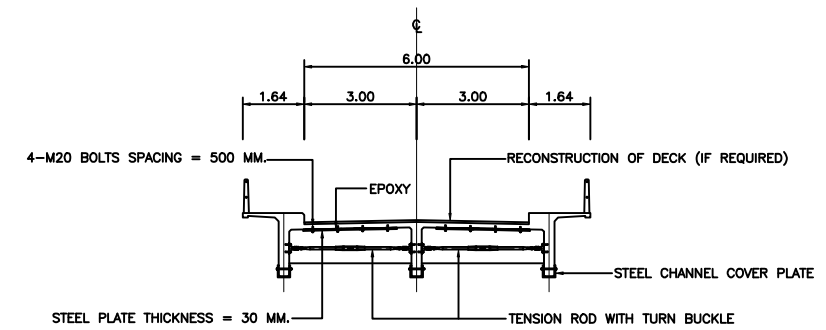


แปลนสะพานช่วง 18.00 ม.
มาตรฐาน 1:100

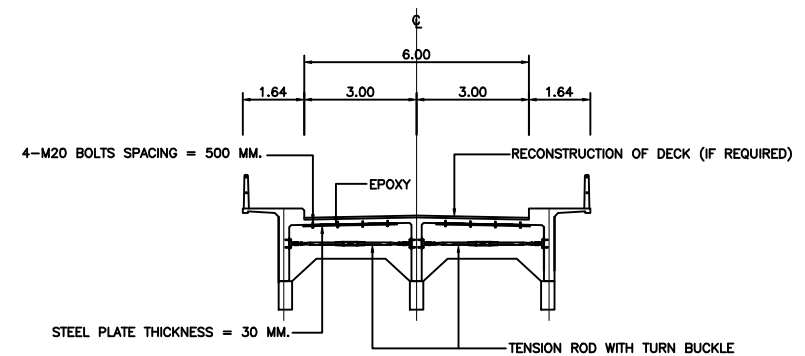


รูปตัดสะพานช่วง 18.00 ม.
มาตรฐาน 1:100

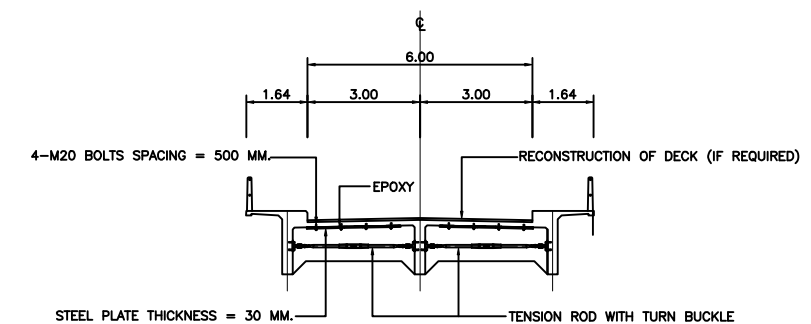
- NOTE :
1. ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
 2. UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
 3. NEW PLATE (THICKNESS = 30 MM.) WITH HT. BOLTS (SPACING = 500 MM.)
 4. CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.



รูปตัด 1 - 1
มาตรฐาน 1:100



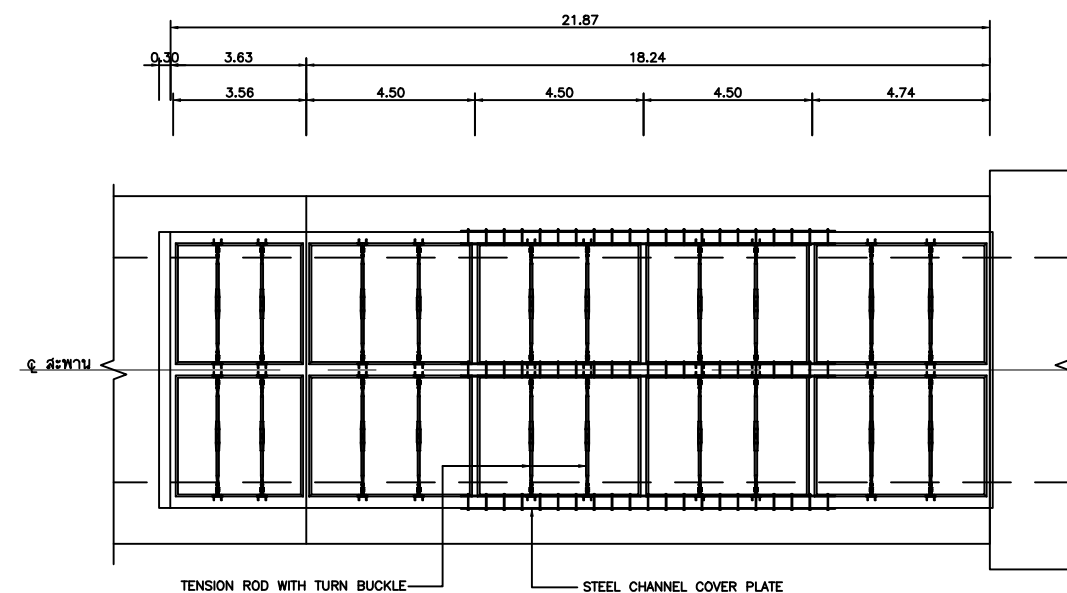
รูปตัด 2 - 2
มาตรฐาน 1:100



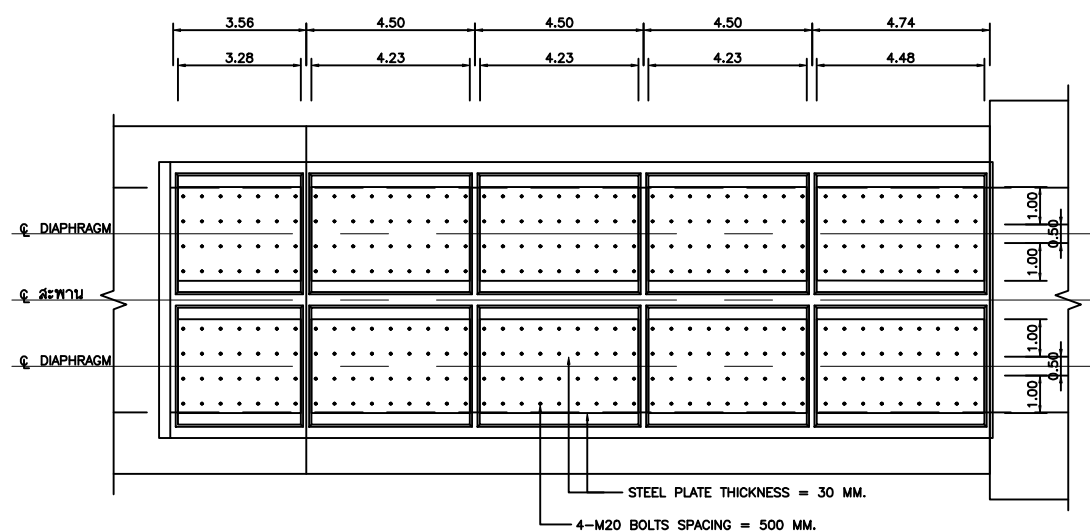
รูปตัด 3 - 3
มาตรฐาน 1:100

KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS		ASCONA M COMPANY LIMITED	
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500			
TITLE : แบบบูรณะสะพาน Span 3			
DESIGNED :		SCALE : AS SHOWN	
DWG.NO.		REP-003	
SHEET NO.		08	

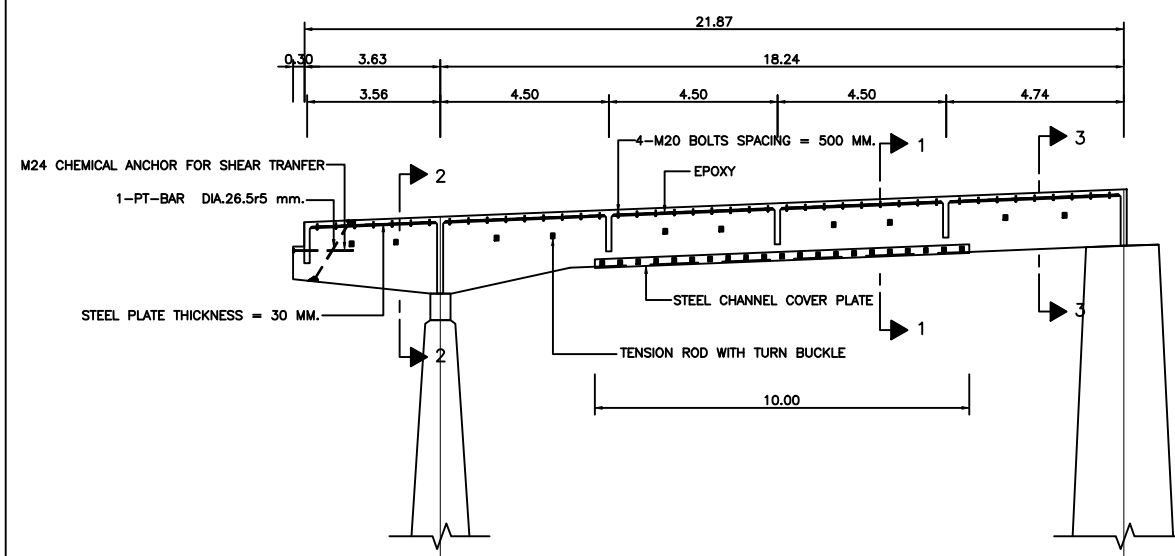
นายศรีศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362



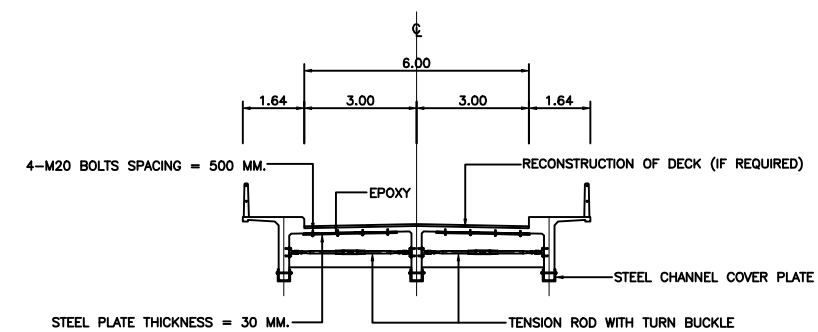
แปลนสะพานช่วง 18.24, 18.00 ม.
มาตราส่วน 1:100



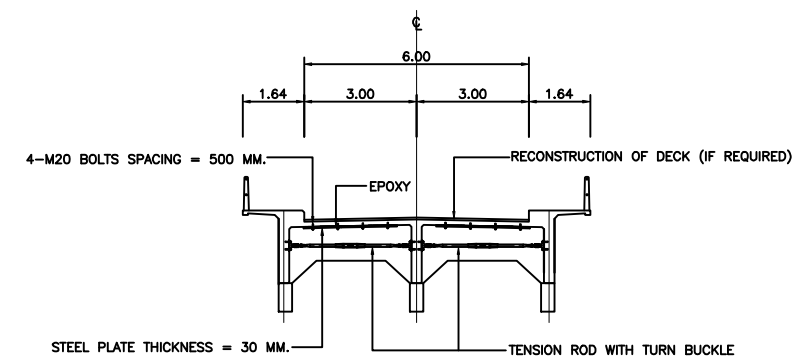
แปลนสะพานช่วง 18.24, 18.00 ม.
มาตราส่วน 1:100



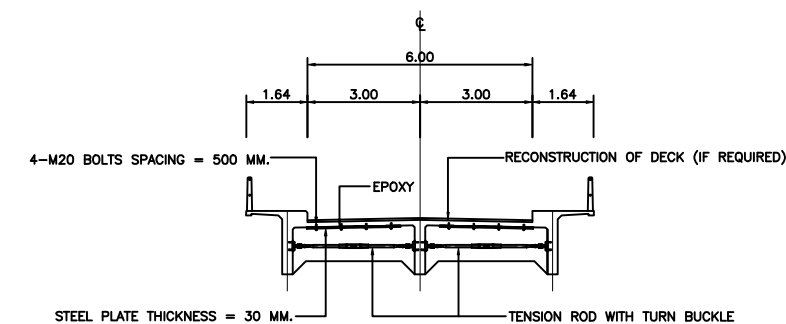
รูปตัดสะพานช่วง 8.24, 18.00 ม.
มาตราส่วน 1:100



รูปตัด 1 - 1
มาตราส่วน 1:100



รูปตัด 2 - 2
มาตราส่วน 1:100



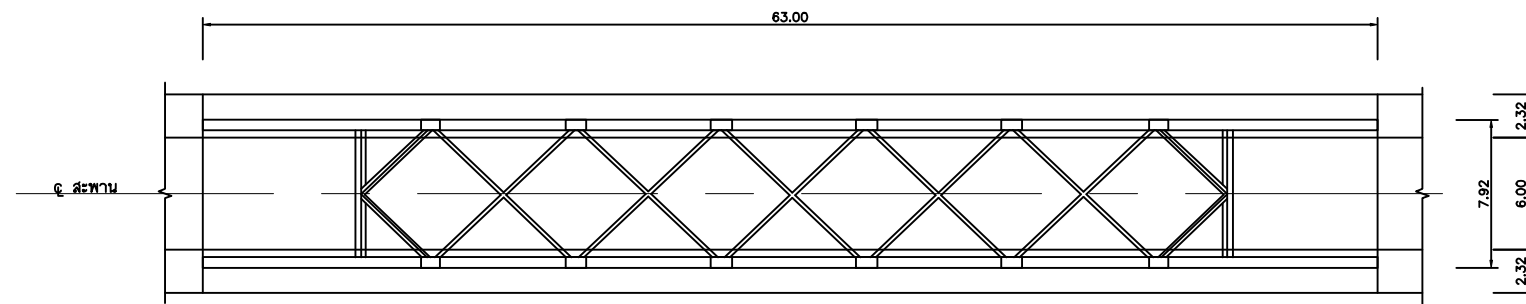
รูปตัด 3 - 3
มาตราส่วน 1:100

NOTE :

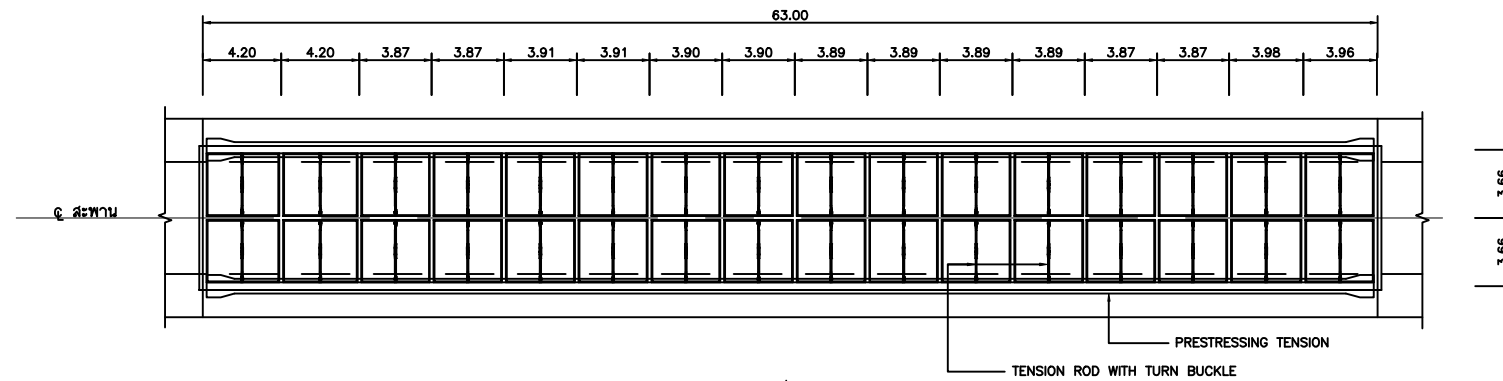
1. ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
2. UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
3. NEW PLATE (THICKNESS = 30 MM.) WITH HT. BOLTS (SPACING = 500 MM.)
4. CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.

PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500			
TITLE : แบบบูรณะสะพาน Span 5, Span 10			
DESIGNED :		SCALE : AS SHOWN	
DWG.NO.		REP-004	
SHEET NO.		07	

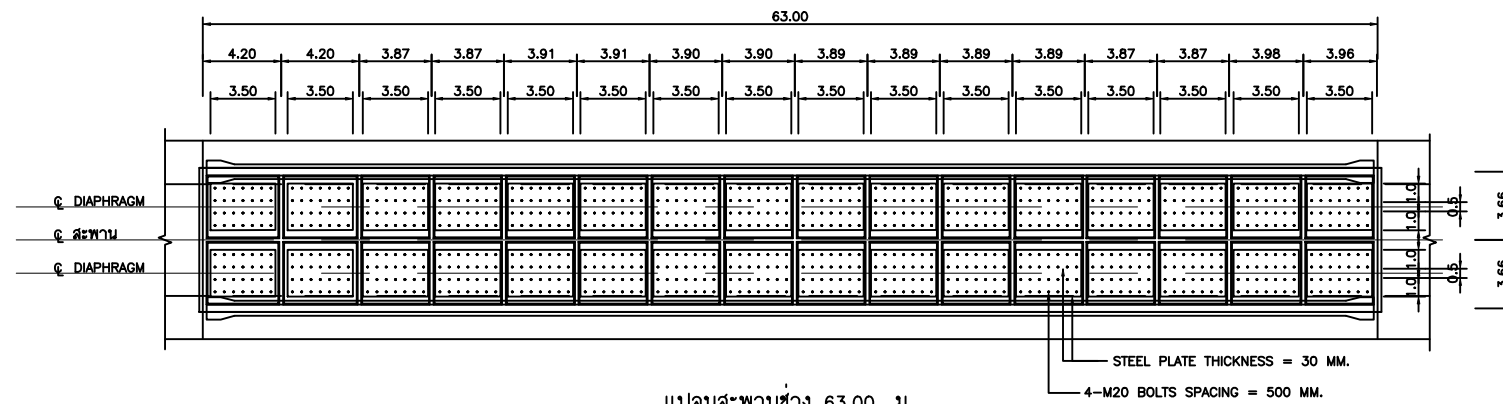
นายศรีศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362



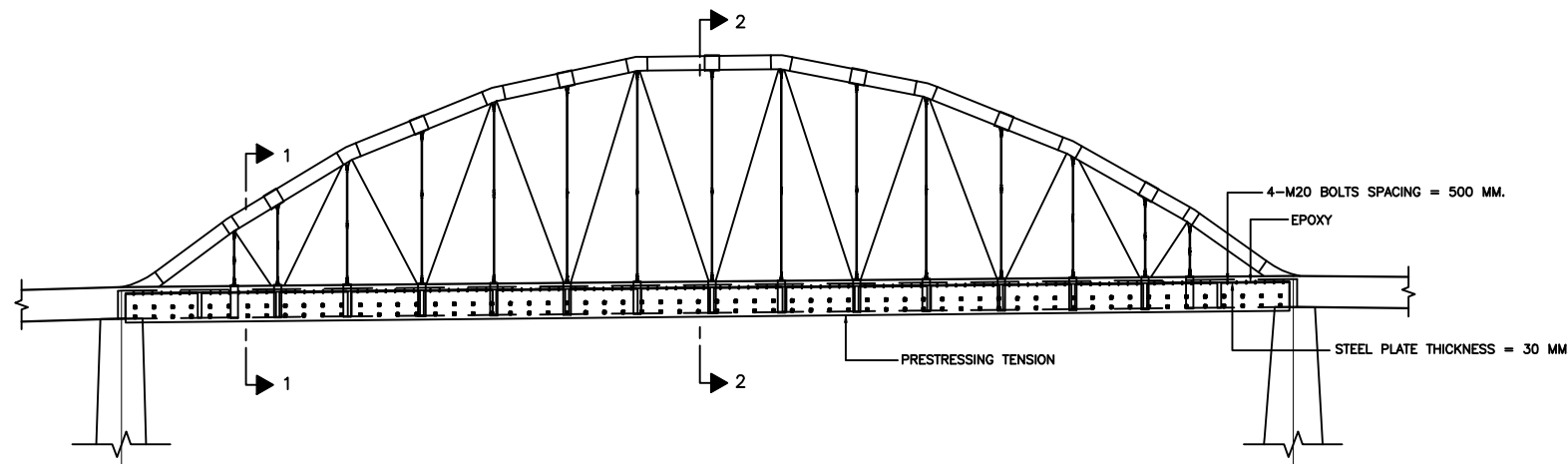
แปลนสะพานช่วง 63.00 ม.
มาตราส่วน 1:200



แปลนสะพานช่วง 63.00 ม.
มาตราส่วน 1:200

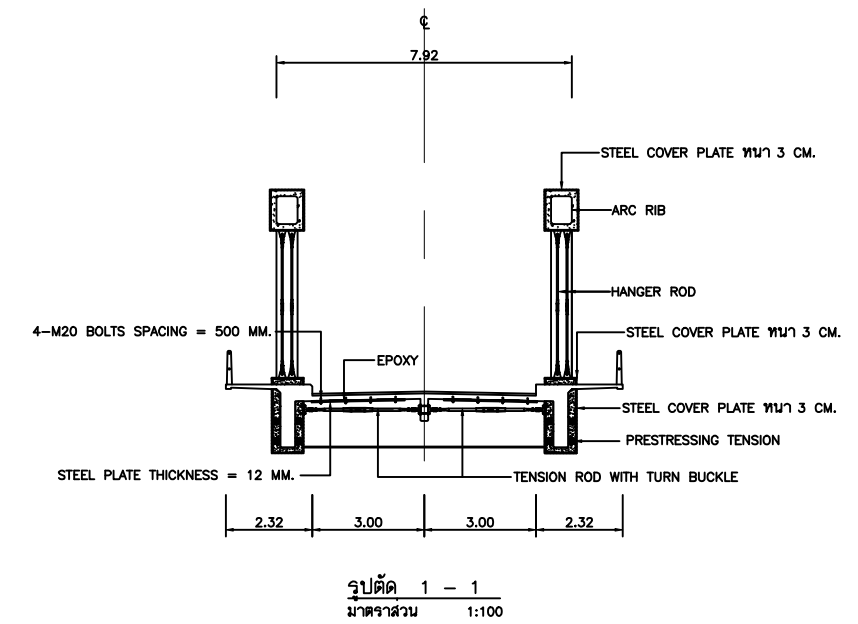


แปลนสะพานช่วง 63.00 ม.
มาตราส่วน 1:200

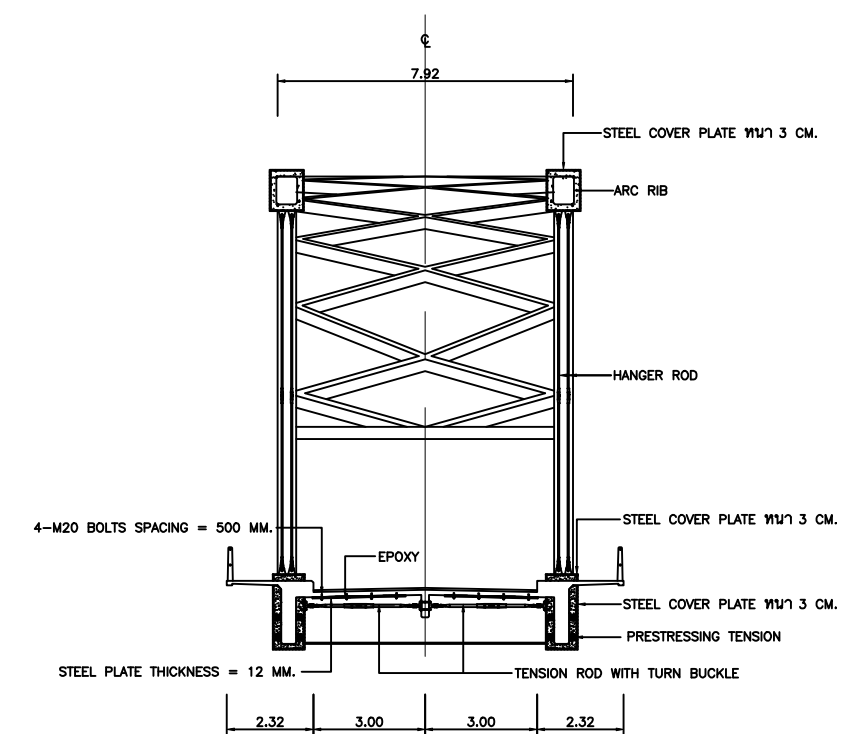


รูปตัดสะพานช่วง 63.00 ม.
มาตราส่วน 1:200

- NOTE :
1. ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
 2. UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
 3. NEW PLATE (THICKNESS = 30 MM.) WITH HT. BOLTS (SPACING = 500 MM.)
 4. CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.

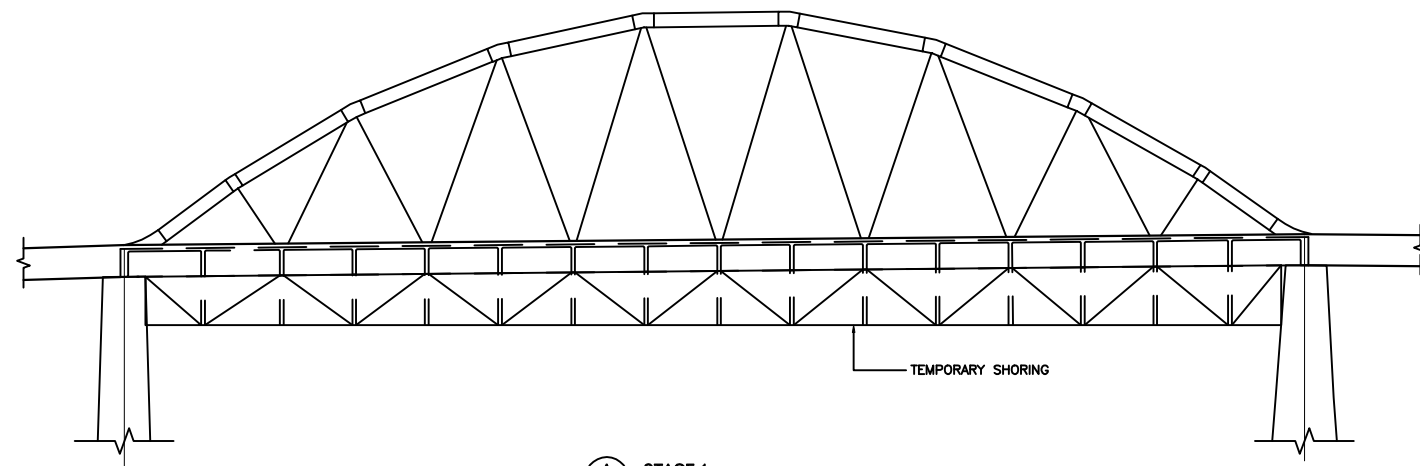


รูปตัด 1 - 1
มาตราส่วน 1:100

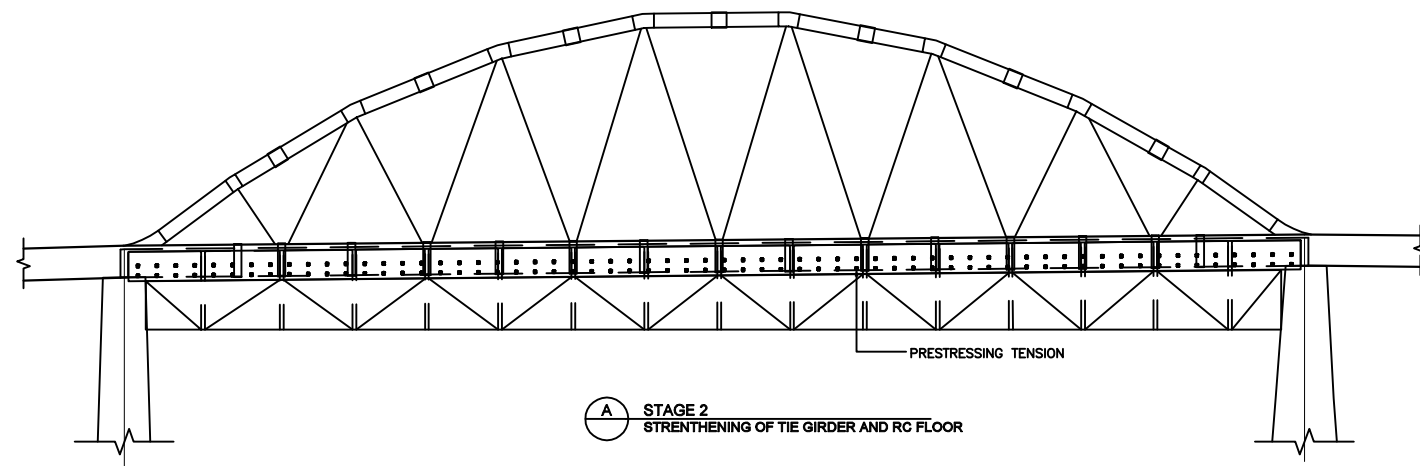


รูปตัด 2 - 2
มาตราส่วน 1:100

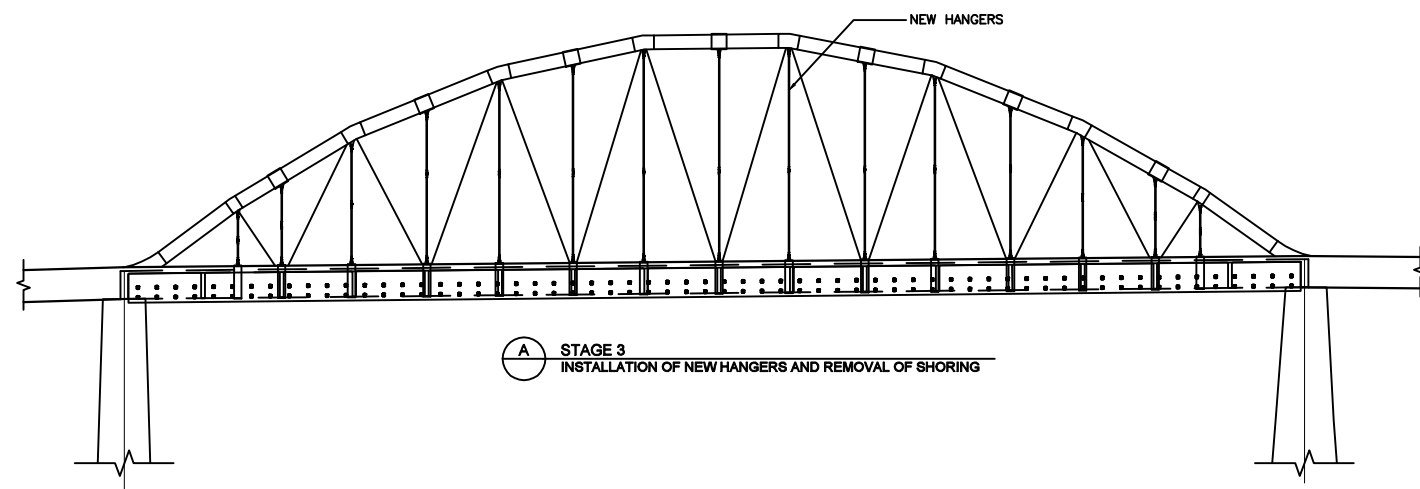
 KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS		 ASCONA M COMPANY LIMITED	
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500			
TITLE : แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (1-6) NEW PLATE WITH HT. BOLTS / TENSION ROD WITH TURN BUCKLE			
DESIGNED : นายศรศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362		SCALE : AS SHOWN DWG.NO. REP-005 SHEET NO. 08	



STAGE 1
INSTALLATION OF TEMPORARY SHORING



STAGE 2
STRENGTHENING OF TIE GIRDER AND RC FLOOR

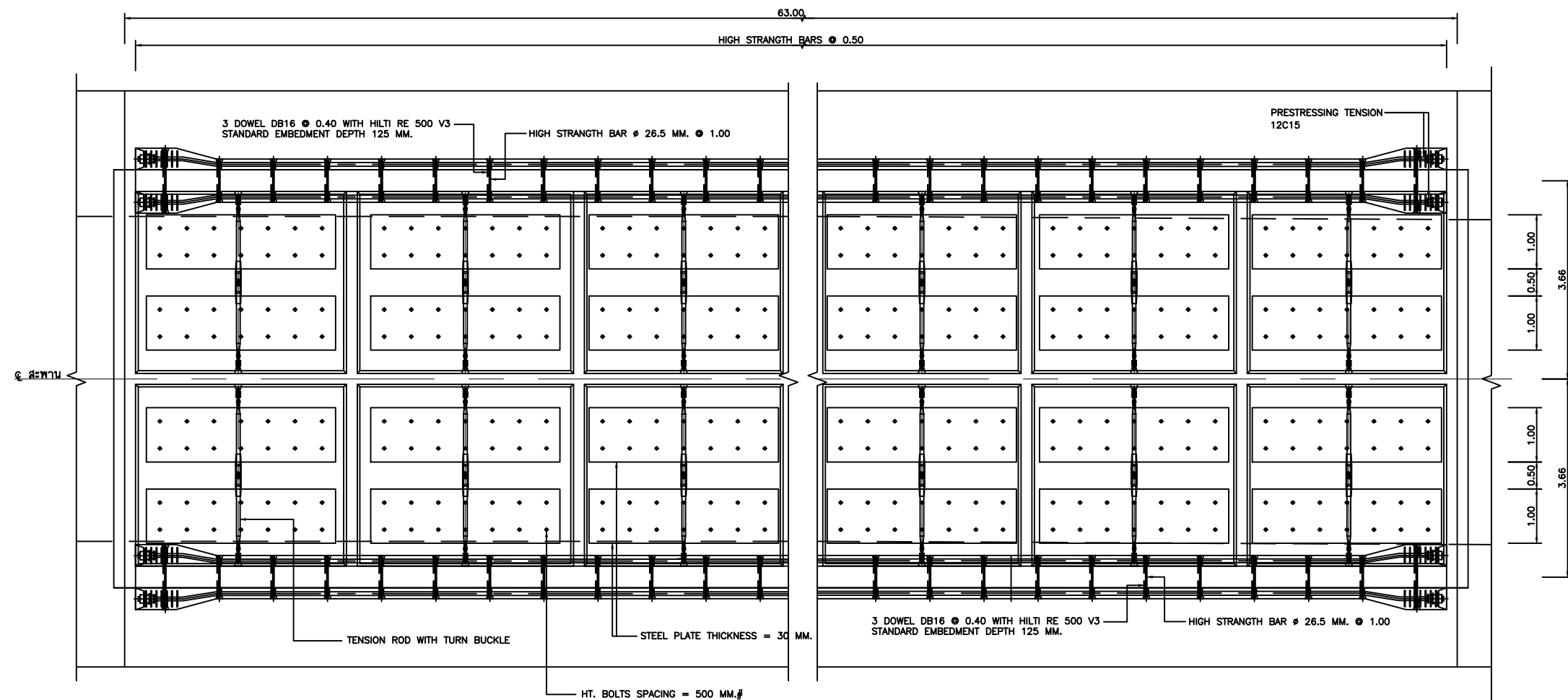


STAGE 3
INSTALLATION OF NEW HANGERS AND REMOVAL OF SHORING

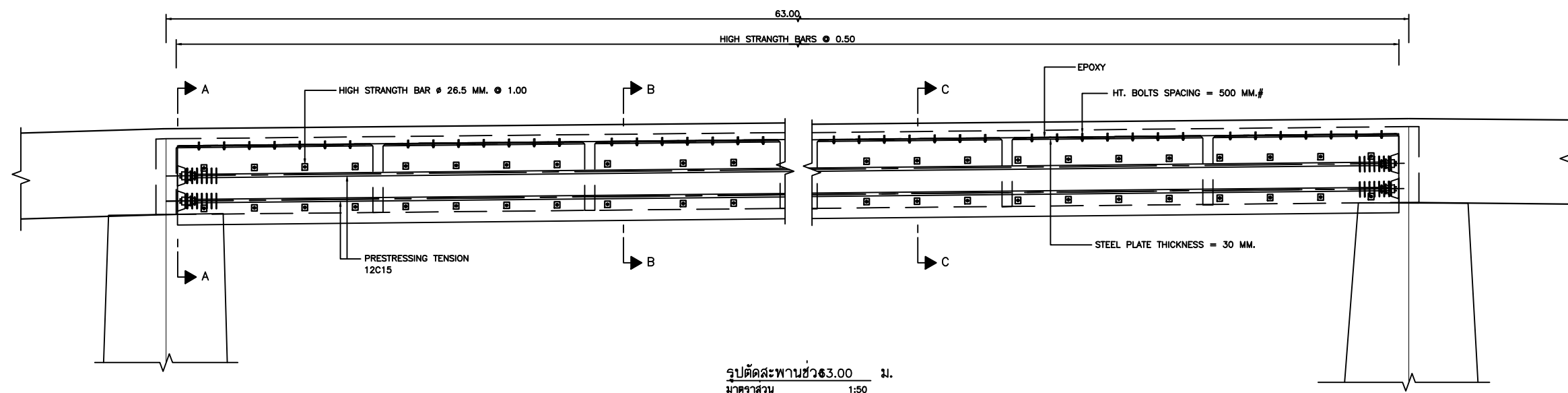
NOTE:

- 1) THE PROPOSED CONSTRUCTION STAGE IS ACCORDANCE WITH THE PROPOSED INITIAL CABLE FORCE IN THE HANGERS
- 2) THE TEMPORARY SHORING SHALL BE PROVIDED BY CONTRACTOR DURING THE ERECTION WITH THE SERVICE LOAD OF 2.85 TSM (NOT INCLUDED SELF WEIGHT OF SHORING)
- 3) THE DETAILS OF TEMPORARY SHORING AND CONNECTION TO PIER SHALL BE PROPOSED BY CONTRACTOR AND APPROVED BY DOH
- 4) CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.

<div></div> <div>KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS</div>	<div></div> <div>ASCONA M COMPANY LIMITED</div>
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500	
TITLE : แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (2-6) THE PROPOSED CONSTRUCTION STAGE	
DESIGNED : <div><div></div><div>นายศรศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362</div></div>	SCALE : AS SHOWN
	DWG.NO. REP-006
	SHEET NO. 09



แปลนสะพานช่วง 63.00 ม.
มาตราส่วน 1:50



รูปตัดสะพานช่วง 63.00 ม.
มาตราส่วน 1:50

- NOTE :
1. ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
 2. UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
 3. CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.

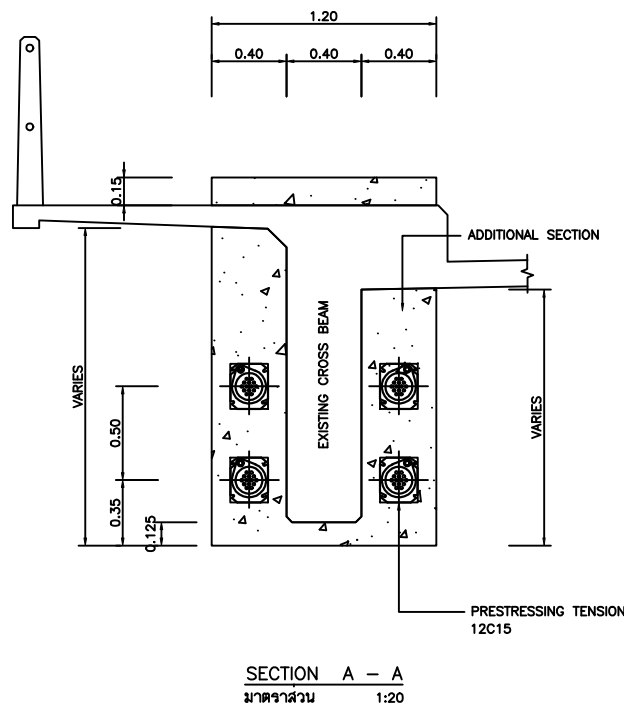


KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500	
TITLE : แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (3-6) ลดอัดแรงในคานสะพานช่วง 63.00 ม.	
DESIGNED : นายศรีศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362	SCALE : AS SHOWN DWG.NO. REP-007 SHEET NO. 10



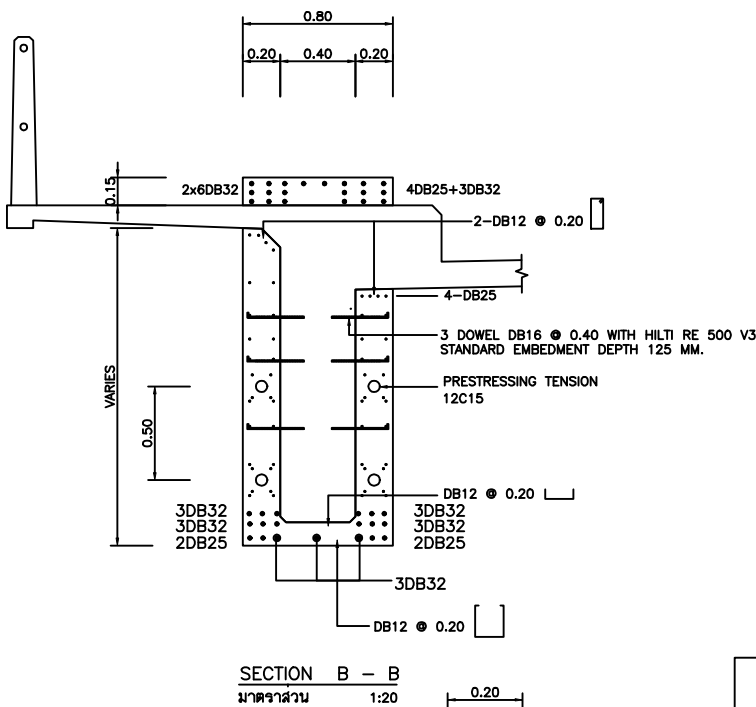
1. METHOD INSTALLATION

PARTIAL SUPPORT SHALL BE INSTALLED DURING THE OPERATION

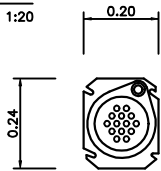
1. DEMOLISH THE DAMAGE STRUCTURE
2. INSTALL REBAR
3. INSTALL PRESTRESSING SYSTEM AND P/T BAR
4. CONCRETE POURING
5. TENSIONING OF PRESTRESSING SYSTEM
6. SEQUENCE OF STRESSING AND FORCE SHALL BE CALCULATED AND APPROVED BEFORE TENSIONING

2. POST-TENSIONING NOTES

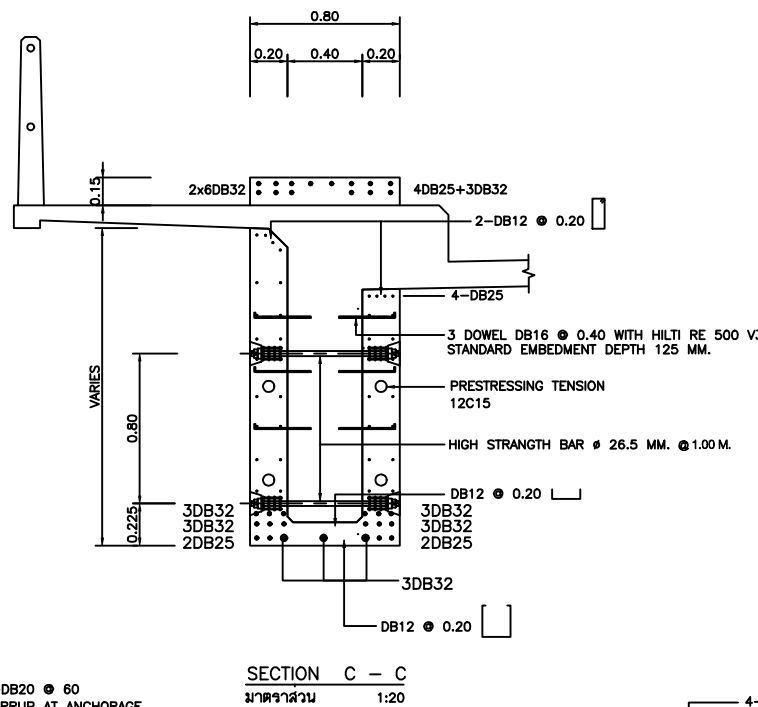
NO.	DESCRIPTION	POST-TENSIONING BAR	LONGITUDINAL TENDON
1.	PRESTRESSING STEEL PROPERTIES 1.1 DIAMETER	26.5 mm. BAR COMPLYING TO ASTM A 722 GRADE 1030	UNCOATED 7-WIRE STRAND Ø15.2 mm. CONFORMING TO ASTM A416
	1.2 CROSS SECTIONAL AREA (mm.) ²	552	140
	1.3 ULTIMATE TENSILE STRENGTH (MPa)	1030	1860
	1.4 CHARACTERISTIC BREAKING LOAD (KN)	568	260
	1.5 MODULUS OF ELASTICITY (MPa)		195x10 ³
2.	ANCHORAGE TYPE	BEARING PLATE 110x125x35 mm.	12C15
3.	DUCT SIZE (mm.) - ALL DUCT SHALL BE GROUT AFTER COMPLETE STRESSING OF STRAND	Ø45/50	CORRUGATED DUCT Ø95/102 mm.
4.	DESIGN PARAMETERS		
	4.1 ANCHORAGE LOSS	-	3.0%
	4.2 FRICTION CURVATURE COEFFICIENT, u (rad.) ⁻¹	0.19	0.19
	4.3 FRICTION WOBBLE COEFFICIENT, k (rad./m.)	0.007	0.007
	4.4 PRESTRESSING FORCE RELATIONSHIP	$P(X) = P_{MAX} \cdot \frac{1}{1 + u \cdot \phi + kx}$	$P(X) = P_{MAX} \cdot \frac{1}{1 + u \cdot \phi + kx}$
	4.5 DRAW-IN OF WEDGES (mm.)	-	6



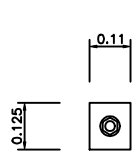
SECTION B - B
มาตรฐาน 1:20



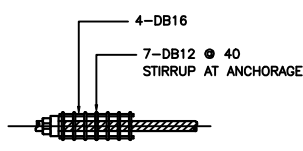
DETAIL A
มาตรฐาน 1:10



SECTION C - C
มาตรฐาน 1:20



DETAIL B
มาตรฐาน 1:10



2.1 STRESSING SEQUENCE PRE-STRESSING TENDON

TENDON NO.	ANCHORAGE TYPE	NO. OF STRANDS	JACKING FORCE (kN)	MIN. CONCRETE CYLINDER STRENGTH AT TRANSFER (ksc)	STRESSING END
T1 - T4	12C15	10-Ø15.2	2535	320	ALTERNATE ONE END

2.2 STRESSING SEQUENCE PT-BAR

TENDON NO.	ANCHORAGE TYPE	NO. OF STRANDS	JACKING FORCE (kN)	MIN. CONCRETE CYLINDER STRENGTH AT TRANSFER (ksc)	STRESSING END
	PL 100x125x35	Ø26.5	464	320	ALTERNATE ONE END

3. CONCRETE

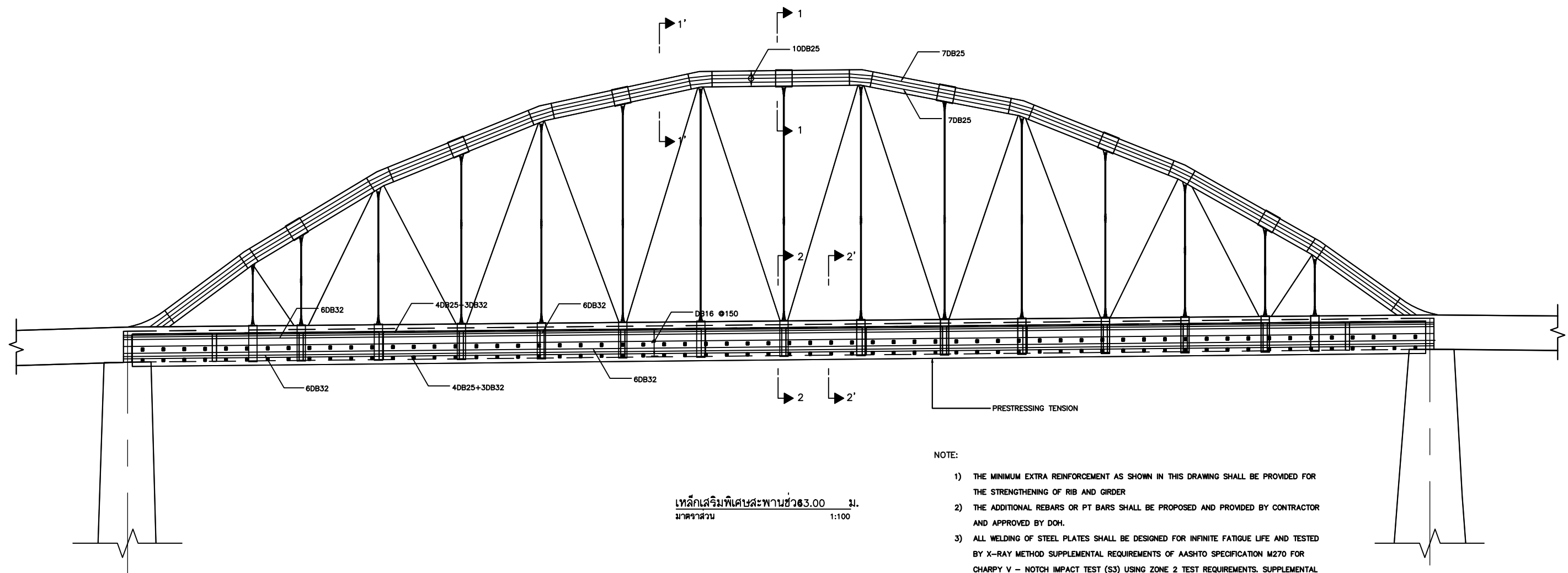
COMPRESSIVE STRENGE OF CONCRETE 400 KSC AT 28 DAYS.

4 REBAR

DIAMETER (mm.)	TYPE AND GRADE	YIELD STRENGTH (KSC)
DB16 - DB20	SD40	4000
DB32	SD40	5000

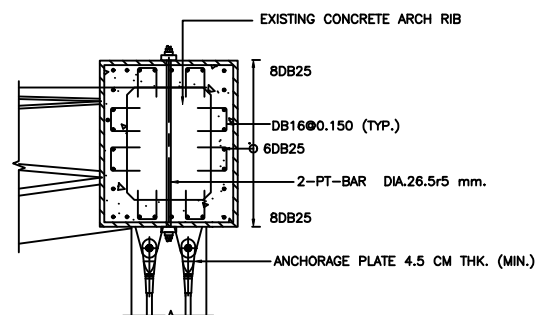
-งานเจาะเสียบเหล็กเสริม ระยะฝังลึกของเหล็กเสริม ให้เป็นไปตามมาตรฐานของ HILTI โดยใช้ยาเคมีรุ่น HILTI HIT-RE500 V3 หรือเทียบเท่า
-รายละเอียดการเสริมเหล็กให้เป็นไปตามมาตรฐาน ของ วสท.

	KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS		ASCONA M COMPANY LIMITED
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ขงกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500			
TITLE : แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (5-6) เหล็กเสริมพิเศษสะพานช่วง 63.00 ม.			
DESIGNED :		SCALE : AS SHOWN	
		DWG.NO. REP-008	
นายศรีศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362		SHEET NO. 11	

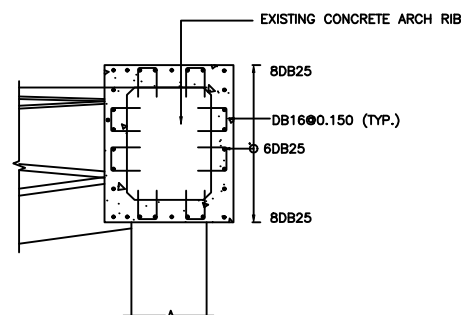


NOTE:

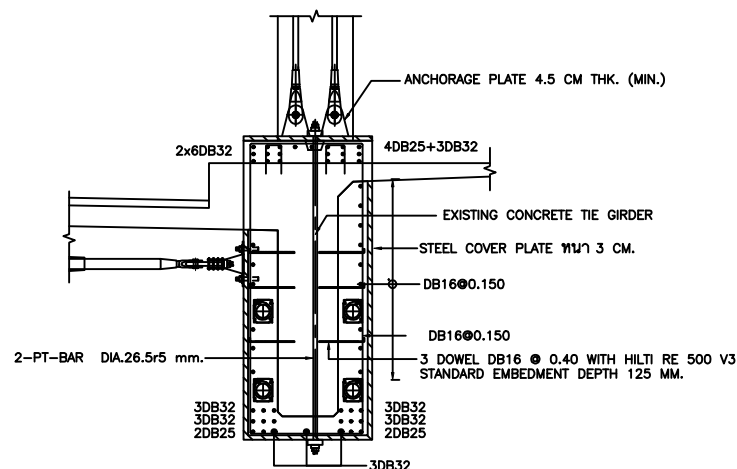
- 1) THE MINIMUM EXTRA REINFORCEMENT AS SHOWN IN THIS DRAWING SHALL BE PROVIDED FOR THE STRENGTHENING OF RIB AND GIRDER
- 2) THE ADDITIONAL REBARS OR PT BARS SHALL BE PROPOSED AND PROVIDED BY CONTRACTOR AND APPROVED BY DOH.
- 3) ALL WELDING OF STEEL PLATES SHALL BE DESIGNED FOR INFINITE FATIGUE LIFE AND TESTED BY X-RAY METHOD SUPPLEMENTAL REQUIREMENTS OF AASHTO SPECIFICATION M270 FOR CHARPY V - NOTCH IMPACT TEST (S3) USING ZONE 2 TEST REQUIREMENTS. SUPPLEMENTAL REQUIREMENTS FOR FRACTURE MATERIAL (S84) SHALL APPLY TO ITEMS DESIGNATED ON THE PLANS AS FCM.
- 4) STEEL PLATE STRENGTHENING FOR ARCH RIB, STIFFENING GIRDER, DECK SHALL BE ASTM A709 50W OR EQUIVALENT
- 5) CLEANING AND PAINTING OF STEEL SURFACES SHALL CONFORM TO DPT. 1333-61 THE SURFACE PREPARATION Sa 2½, THE PAINT SYSTEM REQUIRES THREE COATS WITH TOTAL THICKNESS OF 300 MICRONS
- 6) WELDING
 - 6.1) ALL WELDING AND WELDING MATERIALS EXCEPT STAINLESS SHALL CONFORM TO AWS D1.5 BRIDGE WELDING CODE.
 - 6.2) WELDING AND WELDING MATERIAL OF STAINLESS STEEL SHALL CONFORM TO AWS D1.6, 2017.
 - 6.3) QUALIFICATION TESTS OF ALL WELDING PROCEDURES SHALL BE COMPLETED BY THE CONTRACTOR AND APPROVED BY THE ENGINEER PRIOR TO THE FINAL APPROVAL OF THE SHOP DRAWINGS AND WELDING PROCEDURE AND THE START OF THE FABRICATION.
 - 6.4) EXCEPT AS SHOWN ON THE PLANS AND NOTED BELOW, NO FIELD WELDING OF ANY NATURE SHALL BE PERFORMED ON THE LOAD CARRYING MEMBERS OF THE BRIDGE WITHOUT THE WRITTEN LOCATIONS DESIGNATED IN THE AUTHORIZATION.
 - 6.5) STUD SHEAR CONNECTORS MAY BE FIELD WELDED.
 - 6.6) WELDING OF REINFORCING BARS IS NOT ALLOWED.
- 7) ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
- 8) UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
- 9) CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.



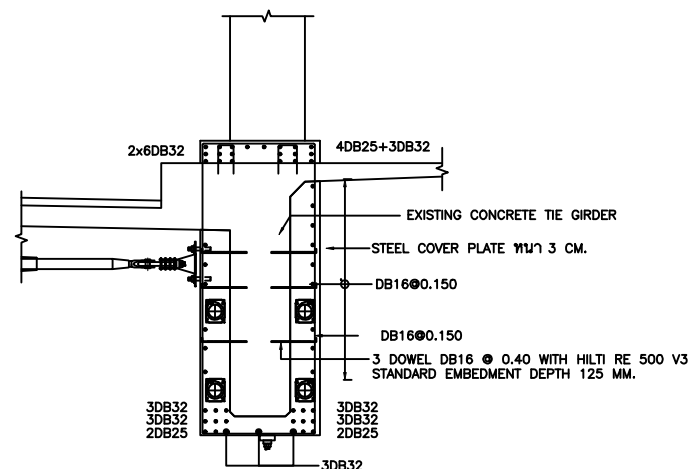
รูปตัด 1 - 1
มาตราส่วน 1:25



รูปตัด 1' - 1'
มาตราส่วน 1:25



รูปตัด 2 - 2
มาตราส่วน 1:25



รูปตัด 2' - 2'
มาตราส่วน 1:25



KINGDOM OF THAILAND
MINISTRY OF TRANSPORT
DEPARTMENT OF HIGHWAYS



ASCONA M COMPANY LIMITED

PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500	
TITLE : แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (6-6) เหล็กเสริมพิเศษสะพานช่วง 63.00 ม.	
DESIGNED : นายศรศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362	SCALE : AS SHOWN DWG.NO. REP-008 SHEET NO. 12

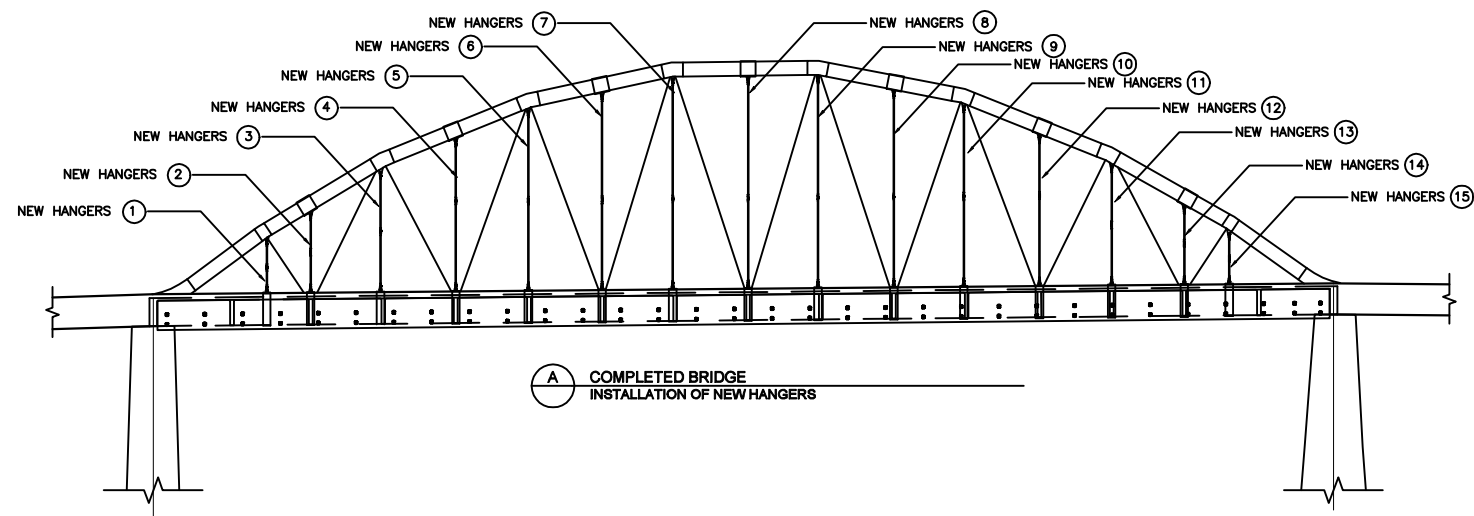


TABLE 1: INITIAL HANGER FORCES AT THE TIME OF INSTALLATION

STRESSING SEQUENCE	CABLE NUMBER	CABLE FORCE (KN)/HANGER	REMARK
1	① ⑮	2x725 = 1450	
2	② ⑭	2x725 = 1450	
3	③ ⑬	2x725 = 1450	
4	④ ⑫	2x725 = 1450	
5	⑤ ⑪	2x725 = 1450	
6	⑥ ⑩	2x725 = 1450	
7	⑦ ⑨	2x725 = 1450	
8	⑧	2x725 = 1450	

NOTE: ONLY THE HANGERS IN LEFT SIDE OF THE ROADWAY ARE ILLUSTRATED.
THE CONTRACTOR SHALL RECALCULATE THE INITIAL HANGER FORCE WITH THE PROPOSED CONSTRUCTION SCHEME.

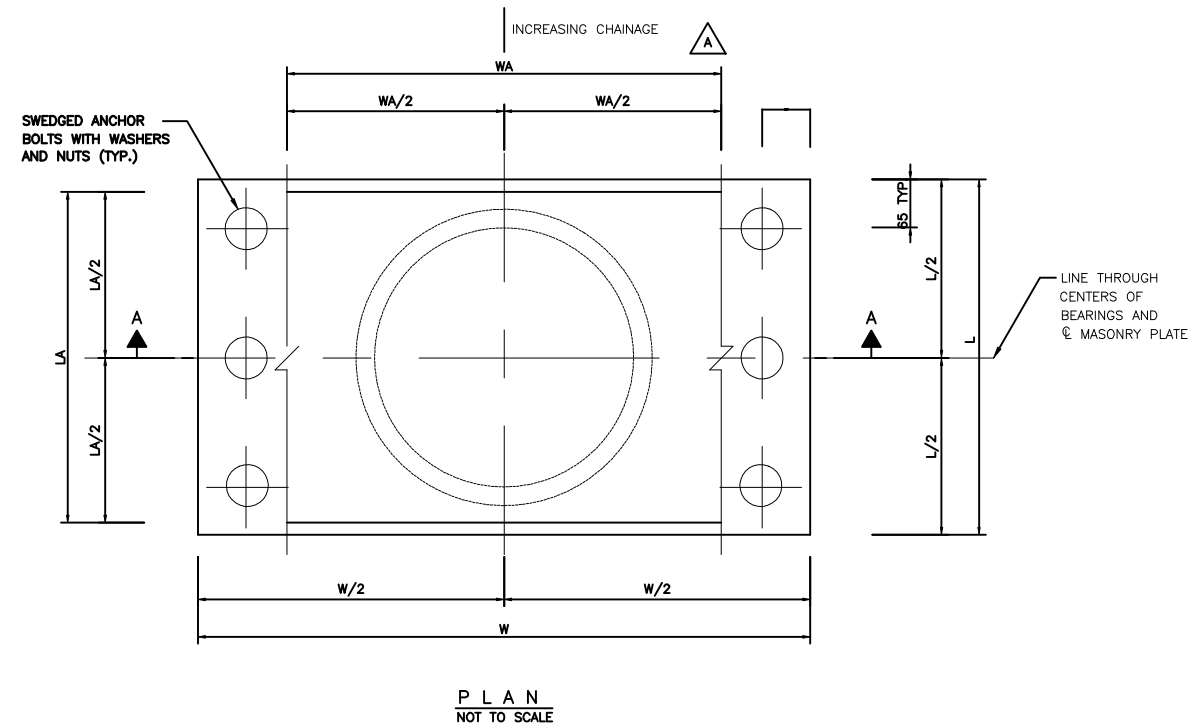
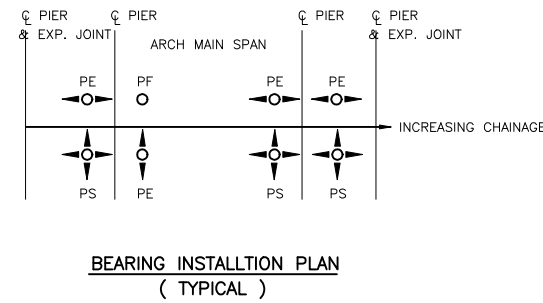
HANGER BARS

PRESTRESSING BARS :

EACH HANGER COMPOSED OF 2 BARS DIAMETER 50MM. ALL BARS SHALL CONFORM TO THE FOLLOWING

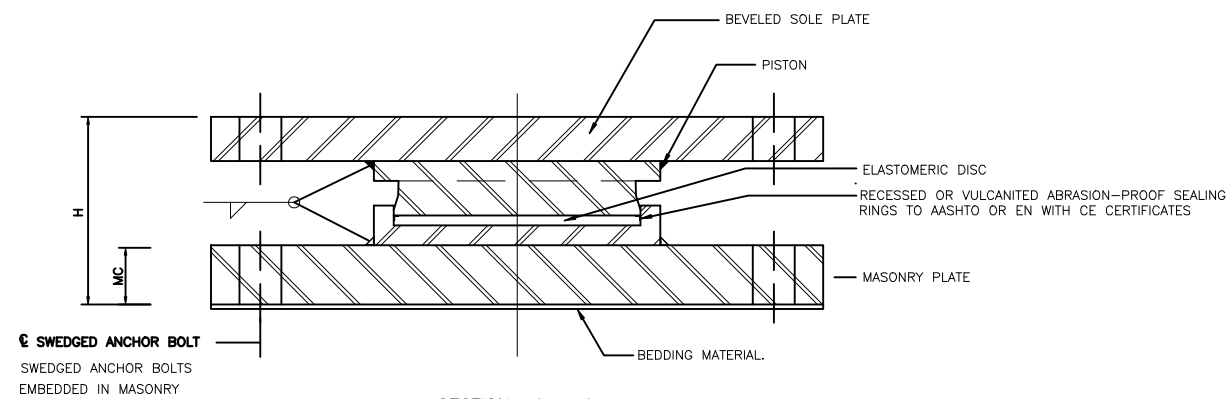
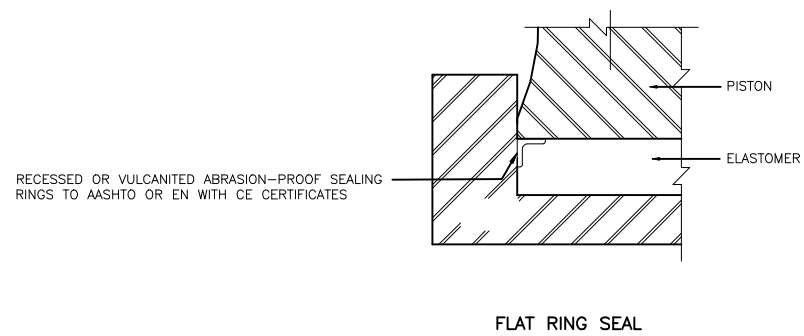
- 1) UNCOATED HIGH-STRENGTH STEEL BAR WITH MINIMUM TENSILE STRENGTH 1030 MPa CONFORMING TO ASTM A722 OR HIGHER PERFORMANCE
- 2) FATIGUE: THREADED ASSEMBLIES HAVE A FATIGUE RESISTANCE IN EXCESS OF TWO MILLION CYCLES OF LOADING OVER A TENSILE STRESS RANGE OF 590-670 MPa.
- 3) RELAXATION: ALL BARS SHALL BE SUBJECTED TO BS4486 FOR THE MAXIMUM LOSS OF STRESS DUE TO RELAXATION IN A BAR LOADED TO 70% OF ITS FAILURE LOAD, AFTER 1000 HOURS
- 4) STRESS CORROSION: ALL BARS SHALL BE SUBJECTED TO F.J.P. STANDARD STRESS CORROSION TEST DURING 200 HOUR DURATION OF TEST INCLUDING EN 10138-4:2005-2009.
- 5) NO WELDING IS ALLOWED DURING CONSTRUCTION AND SERVICE CONDITIONS.
- 6) CORROSION PROTECTION SHALL BE PROVIDED E.G. PAINT SYSTEMS, PLASTIC TUBING, GROUT OR THERMAL METAL SPRAY. THE USE OF GALVANIZED SYSTEM FOR THE BAR IS NOT ALLOWED.
- 7) BAR ANCHORAGE SYSTEM TO THE ARCH RIP AND STIFFENING GIRDER SHALL BE PROPOSED.
- 8) ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
- 9) UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
- 10) CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.

	KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS		ASCONA M COMPANY LIMITED
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500			
TITLE : แบบบูรณะสะพาน Span 6, Span 7, Span 8, Span 9 (6-6) INSTALLATION OF NEW HANGERS			
DESIGNED : นายศรศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362		SCALE : AS SHOWN DWG.NO. REP-010 SHEET NO. 13	



BEARING SCHEDULE						
BEARING TYPE	VIADUCT TYPE	SPAN (M)	VERTICAL DESIGN LOAD (kN)		HORIZONTAL DESIGN LOAD (kN)	DESIGN ROTATION CAPACITY OF BEARING, RB (RADIAN)
			MIN.	MAX.		
(PF) FIXED	ARCH	65	3500	5000	500	0.0040
(PE) GUIDED	ARCH	65	3500	5000	500	0.0040
(PS) FREE	ARCH	65	3500	5000		0.0040

MOVEMENT FOR PE AND PS			
HORIZONTAL TRANSLATION (MM)			
LONG.		TRANS.	
REV.	IRREV.	REV.	IRREV.
20	33	0.5	0.5
20	33	0.5	0.5



- NOTE :
- MECHANICAL BEARING SHALL CONFORM TO AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION (4TH EDITION) OR LATEST
 - TO RESTRICT TRANSVERSE MOVEMENT, EITHER A GUIDE BAR OR KEYWAY SYSTEM SHALL BE USED.
 - FILL HOLES IN MASONRY PLATE AROUND ANCHOR BOLTS WITH A NONHARDENING CAULKING COMPOUND OR ELASTIC JOINT SEALER.
 - AT NO ADDITIONAL COST TO THE DEPARTMENT, POT BEARING DIFFERING IN DETAIL FROM THOSE SHOWN MAY BE SUPPLIED PROVIDED THEY MEET THE REQUIREMENTS OF AASHTO AND ARE APPROVED BY THE ENGINEER. BRIDGE SEAT ELEVATIONS ARE BASED ON TOTAL BEARING HEIGHT "H" AND "MC" IN TABLE AND SHALL BE ADJUSTED BY CONTRACTOR BASED ON HEIGHT OF BEARING FURNISHED.
 - INLIEU OF WELDING, THE POT MAY BE RECESSED INTO THE MASONRY PLATE. IF THIS IS DONE, THE EDGE THICKNESS OF THE MASONRY PLATE (MC) SHALL BE INCREASED BY THE DEPTH OF THE RECESS.
 - BEARING HEIGHTS ARE BASED ON THE USE OF POT BEARINGS WITH FLAT SEALING RINGS.
 - STAINLESS STEEL, PTFE AND BRONZE SURFACES AND SURFACES IN CONTACT WITH THE ELASTOMERIC DISK SHALL NOT BE PAINTED.
 - ALL DIMENSIONS ARE SHOWN IN MILLIMETERS (MM.) UNLESS OTHERWISE NOTED. SYMBOL ϕ = DIAMETER.
 - MINIMUM SWEDGED ANCHOR BOLT DIAMETER = 50 MM.
 - CONTRACTOR SHALL SUBMIT COMPLETE DRAWINGS WITH DESIGN CALCULATIONS TO ENGINEERS FOR APPROVAL.
 - THE MORE SUPERIOR MECHANICAL BEARINGS CAN BE USED WITH DESIGNER'S APPROVAL
 - ALL BEARING SHALL BE DESIGNED AND CONSTRUCTED TO BE ADJUSTABLE IN THEIR HEIGHT IN THE EVENT OF EXCHANGE OR EQUALIZE SETTLEMENT UPTO 10 MM. MINIMUM.
 - ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
 - UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
 - CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWING WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.

	KINGDOM OF THAILAND MINISTRY OF TRANSPORT DEPARTMENT OF HIGHWAYS		ASCONA M COMPANY LIMITED
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500			
TITLE : MECHANICAL BEARINGS			
DESIGNED :		SCALE : AS SHOWN	
		DWG.NO. BEA-001	
นายศรีศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362		SHEET NO. 14	



DRAWING_TITLE
SCALE DRAWING_SCALE
DRAWING_SCALE



1. ALL DIMENSIONS SHOWN ARE IN METERS UNLESS OTHERWISE INDICATED.
2. ALL BEARING MUST BE INSTALLED HORIZONTALLY.
3. ELASTOMERIC BEARING PAD SHALL BE USED FOR PC. I-GIRDER ONLY
4. DESIGN ELASTOMERIC NATURAL BEARING IN ACCORDING WITH AASHTO LRFD; SECTION 14.7, AASHTO LRFD BRIDGE CONSTRUCTION SPECIFICATIONS AND AASHTO MATERIALS SPECIFICATION M251
5. PROPERTIES OF ELASTOMERIC LAMINATED BEARING PAD SHALL BE:
5.1 THE REQUIREMENT OF MECHANICAL PROPERTIES AS FOLLOWS :

5.2 STEEL LAMINATES USED FOR REINFORCEMENT SHALL BE:

- CONFORMING TO AASHTO M270 GRADE 43A OR JIS G3101 GRADE SS-41 OR ASTM A36, A570 OR EQUIVALENT
- MINIMUM YIELD STRESS 245 N/MM²
- MINIMUM BREAKING STRENGTH 410-520 N/MM²
- ELONGATION, MINIMUM 21%

5.3 ELASTOMERIC BEARING PAD SHALL BE TESTED:

- QUICK PRODUCTION TEST : ALL BEARINGS
- COMPRESSION STIFFNESS TEST : ALL TYPES OF BEARING, $\pm 20\%$ OF COMPRESSIVE STIFFNESS DESIGN IN TABLE 1
- SHEAR STIFFNESS TEST : ALL TYPES OF BEARING, $\pm 20\%$ OF SHEAR STIFFNESS DESIGN IN TABLE 1 OR
- SHEAR MODULUS TEST: ALL TYPES OF BEARING, $0.80 \pm 10\%$ MPa

APPROVED TESTING LABORATORY SHALL BE DEPARTMENT OF SCIENCE SERVICE (DSS), THAILAND INSTITUTE OF SCIENCE AND TECHNOLOGICAL RESEARCH (TISTR) OR OTHER LABORATORIES APPROVED BY DOH. WITHIN 6 MONTHS AFTER SIGNING A CONTRACT CERTIFICATE OF ELASTOMERIC BEARING PAD SHALL BE SUBMITTED AND ACCEPTED

IN CASE OF DIFFERENT SIZE OF BEARING PAD, THE CONTRACTOR SHALL DESIGN BY FOLLOWING AASHTO LRFD STANDARD AND SUBMITTED TO DOH. FOR APPROVAL THE LOADS AND MOVEMENT PROPERTIES AS TABLE 1 (THE DIMENSION AND DEPTH OF DESIGN BEARING SHALL NOT BE LESS THAN SPECIFIED IN TABLE 1)

EPOXY MOTAR FOR LEVELING OVER THE BEARING AND EPOXY MOTAR OR NON-SHRINK GROUTING MATERIAL FOR LEVELING UNDER SHALL BE ADJUSTED BY USING EPOXY MOTAR OR NON-SHRINK GROUTING MATERIAL (STANDARD CUBE STRENGTH NOT LESS THAN 45 MPa AT 24 HOURS AFTER CASTING)

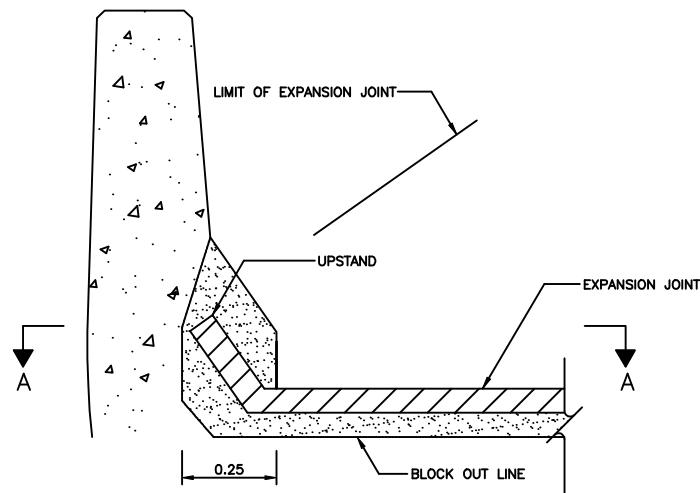
NO ROTATION INSTALLATION OF BEARING RESISTING UNIFORM LOAD

GIRDER SPAN (M.)	BEARING TYPE	VERTICAL LOADS (KN.)		HORIZ. MOVEMENT (MM.)			HORIZ. LOAD (KN.)		ROTATION: (RAD.)	STIFFNESS (KN./MM.)	
				LONGITUDINAL		TRANS.				COMPRESSIVE	SHEAR
		MAX.	MIN.	REVERSIBLE	IRREVERSIBLE		LONG.	TRANS.			
	FX.	500	200			±2	20	10	0.009	1,167	4,500
	FR.			±4	-10	±2		10		707	3,000

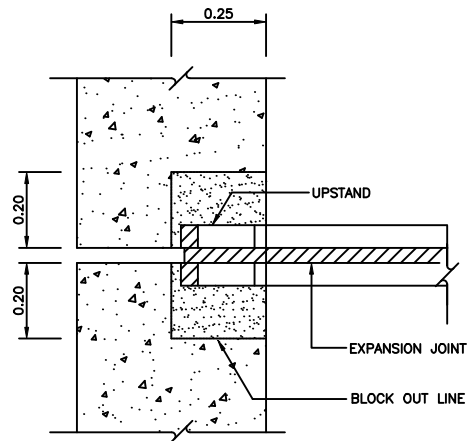
NOTATION

+ IS EXPANSION

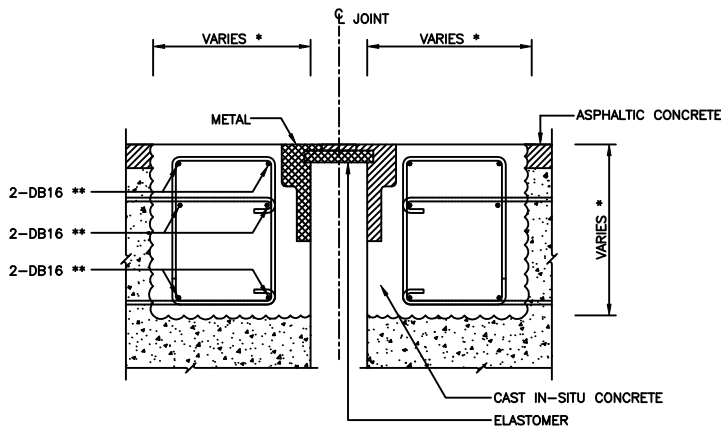
- IS CONTRACTION



DETAIL AT UPSTAND
SCALE 1:10



SECTION A-A
SCALE 1:10



TYPICAL SECTION OF TEETH JOINT & FINGER JOINT
(MAXIMUM GAP > 70 MM.)

* DIMENSIONS OF RECESS SHALL BE GIVEN BY THE MANUFACTURER/SUPPLIER.
** REINFORCING DETAILS MAY SUBJECT TO CHANGE AS PER THE RECOMMENDATIONS OF THE MANUFACTURER/SUPPLIER

GENERAL NOTES:

1. THE PROVISIONS AND DETAILS FOR EXPANSION JOINTS, INCLUDING MATERIALS AND TESTINGS, SHALL CONFORM TO AASHTO BRIDGE DESIGN SPECIFICATION
2. THE MANUFACTURER OR MANUFACTURER'S AUTHORIZED AGENT SHALL PROVIDE A MINIMUM WARRANTY OF 10 YEARS AGAINST PRODUCT QUALITY AND THE INSTALLATION SYSTEM. IF ANY DAMAGE TAKE PLACE DURING THE WARRANTY PERIOD, THE MANUFACTURER OR MANUFACTURER'S AUTHORIZED AGENT SHALL TAKE FULL RESPONSIBILITY FOR REPAIRING OR REPLACING THE EXPANSION JOINT WITHOUT ANY CHARGES.
3. EXPANSION JOINTS AND ACCESSORIES MUST BE INSTALLED BY THE APPROVED SPECIALIST ACCORDING TO THE MANUFACTURER'S RECOMMENDATION.
4. THE IRREVERSIBLE MOVEMENTS ARE DUE TO DEAD LOAD, PRESTRESSING FORCE, CREEP AND SHRINKAGE EFFECTS. THE REVERSIBLE MOVEMENTS ARE THOSE CAUSED BY A CHANGE IN TEMPERATURE FROM THE MEAN TEMPERATURE OF 30°C AND LIVE LOAD.
5. JOINTS SHALL BE SET AT THE TIME OF CONSTRUCTION FOR THE FOLLOWING CONDITIONS:
(A) ALLOWANCE FOR CLOSURE MOVEMENTS BASED ON THE THERMAL MOVEMENT STATED, ADJUSTED TO CATER FOR THE DIFFERENCE BETWEEN THE MEAN SHADE TEMPERATURE OVER THE 48 HOURS PRIOR TO SETTING AND 30°C
(B) ALLOWANCE FOR OPENING MOVEMENTS BASED ON THE IRREVERSIBLE PLUS THERMAL MOVEMENTS STATED, ADJUSTED TO CATER FOR THE DIFFERENCE BETWEEN THE MEAN SHADE TEMPERATURE OVER THE 48 HOURS PRIOR TO SETTING AND 30°C
6. TO CATER FOR THE LARGER OPENING MOVEMENTS, THE JOINTS SHALL BE SET PRECOMPRESSED TO THE MAXIMUM EXTENT POSSIBLE. JOINTS SHALL BE SIZED AND SET SUCH THAT AFTER THE IRREVERSIBLE MOVEMENTS HAVE OCCURED, THEN THE DEVICE SHALL NOT REMIAN IN TENSION THROUGH THE FULL RANGE OF THERMAL MOVEMENTS.
7. DETAILS SHOWN ON THIS DRAWING ARE CONCEPTUAL ONLY. DESIGN AND DETAILING OF ACTUAL JOINT COMPONENTS SHALL BE MADE BY THE JOINT MANUFACTURER TO ACCOMMODATE THE DESIGN MOVEMENT. THE JOINT MANUFACTURER SHALL SUBMIT THE DESIGN AND DETAILS TO THE ENGINEER FOR APPROVAL PRIOR TO UNDERTAKING ANY FABRICATION.
8. MOVEMENT JOINTS SHALL BE INSTALLED AFTER FINISHING OF THE WEARING SURFACE.
9. CONTRACTOR SHALL SUBMIT THE SHOP DRAWINGS OF THE RELEVANT DETAIL, E.G., SLAB OPENINGS, ANCHOR DETAILS AND MATERIAL BEING USED TO THE ENGINEER FOR REVIEW AND APPROVAL.
10. ALL DIMENSION ARE IN METER UNLESS OTHERWISE SPECIFIED.
11. UNLESS OTHERWISE SPECIFIED STRUCTURE STEEL SHOULD BE ASTM A572 GR.50 OR JS G3106 SM490YA
12. CONTRACTOR SHALL SUBMIT SHOP DRAWNG WITH CALCULATION SHEET AND RELATED DOCUMENTS AND MUST BE APPROVED BY SENIOR PROFESSIONAL ENGINEER BEFORE EACH CONSTRUCTION PROCESS. DESIGN CALCULATION SHALL CONFORM TO AASHTO STANDARD.

CAST IN-PLACE REQUIREMENTS:

1. JOINTS SHALL BE CAPABLE OF SUSTAINING RELATIVE VERTICAL DEFLECTIONS ACROSS THE GAP AS FOLLOWS :
(A) FOR JOINTS LOCATED BETWEEN ADJACENT DECK SYSTEMS WHERE BOTH SIDES OF THE JOINT ARE ACTIVE THE MAXIMUM RELATIVE VERTICAL DEFLECTION ACROSS THE GAP IS 3 MM.
(B) FOR JOINTS LOCATED BETWEEN THE END OF A DECK SYSTEM AND A PIER OR ABUTMENT, WHERE ONLY ONE SIDE OF THE JOINT IS ACTIVE, THE MAXIMUM RELATIVE VERTICAL DEFLECTION ACROSS THE GAP IS 6 MM.
THE DETAIL SHOWN IS UNSUITABLE FOR CASE (B) ABOVE WHERE AN ALTERNATIVE DETAIL NEEDS TO BE AGREED WITH THE ENGINEER.
2. JOINTS SHALL BE CAPABLE OF BEING INSTALLED WITHIN A SLAB THICKNESS OF 400 MM. WITHOUT ANY WEARING SURFACE
3. MOVEMENT JOINTS SHALL NOT BE INSTALLED UNTIL AT LEAST 3 MONTHS AFTER INTIAL PRETENSIONING OF THE PRECAST BEAMS AND AT LEAST 1 MONTH AFTER CASTING THE INSITU SLAB AND CLOSURE JOINT.

EXPANSION JOINT SCHEDULE

EXPANSION JOINT TYPE	MOVEMENT (MM.)		
	REVERSIBLE	IRREVERSIBLE	TOTAL
EJ1	25	35	85

<div></div> <div>KINGDOM OF THAILAND</div> <div>MINISTRY OF TRANSPORT</div> <div>DEPARTMENT OF HIGHWAYS</div>		<div></div> <div>ASCONA M COMPANY LIMITED</div>	
PROJECT : โครงการศึกษาจัดทำแนวทางการบูรณะสะพานประวัติศาสตร์ของกรมทางหลวงที่ก่อสร้างก่อนปี พ.ศ.2500			
TITLE : EXPANSION JOINT			
DESIGNED : <div>นายศรศักดิ์ แสนสมบัติ วย.1362</div>		SCALE : AS SHOWN	
		DWG.NO. EJ-001	
		SHEET NO. 18	

สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง
2/486 ถนนศรีอยุธยา แขวงทุ่งพญาไท เขตราชเทวี กรุงเทพมหานคร 10402

จัดทำโดย

บริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด
เลขที่ 1558/46 ถนนบางนา-ตราด แขวงบางนาใต้
เขตบางนา กรุงเทพมหานคร 10260