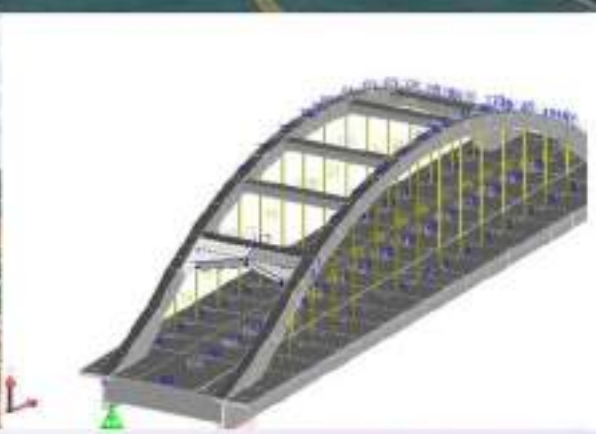
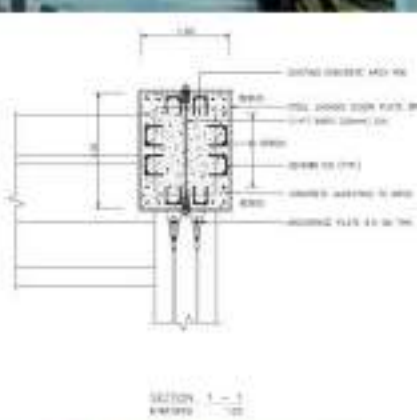
สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง
กรมทางหลวง

โครงการศึกษาการบูรณะสะพานวุฒิกุลเพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการภายหลังการใช้งาน ๗๐ ปี









รายงานขั้นสุดท้าย
Final Report

บริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด

มีนาคม 2568

รายละเอียดโครงการ

ผู้ว่าจ้าง	สำนักวิจัยและพัฒนางานทาง กรมทางหลวง
ผู้รับจ้าง	บริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด
เลขที่สัญญา	สจ.2/2567 ลงวันที่ 25 มิถุนายน 2567
วันเริ่มโครงการ	วันที่ 26 มิถุนายน 2567
วันสิ้นสุดโครงการ	วันที่ 22 มีนาคม 2568
ระยะเวลาดำเนินงาน	270 วัน

คณะกรรมการ

1.	ดร.พลเทพ	เลิศวรวนิช	ผู้อำนวยการสำนักวิจัยและพัฒนางานทาง	ประธานกรรมการ
2.	นายพรชัย	ศิลารมย์	ผู้อำนวยการแขวงทางหลวงกรุงเทพ	กรรมการ
3.	นายเศกชัย	อนุเวชศิริเกียรติ	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ	กรรมการ
4.	ดร.พัฒนพงศ์	ทองสุข	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ	กรรมการ
5.	ดร.อัคคพัฒน์	สว่างสุรีย์	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ	กรรมการ
6.	ดร.สุกิจ	ยินดีสุข	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ	กรรมการ
7.	นายวิศิษฐ์ศักดิ์	หนูสุวรรณ	รักษาการวิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ	กรรมการ
8.	นายยุทธภูมิ	สัตถาผล	วิศวกรโยธาเชี่ยวชาญ	กรรมการ
9.	นายดิเรก	พรมมี	นายช่างโยธาอาวุโส	กรรมการ
10.	นายอธิภู	เอี่ยมสำอางค์	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ	กรรมการ
11.	นายรัตนชัย	มีอำพล	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ	กรรมการ
12.	ดร.ราชวัลลภ	กัมพูพงศ์	วิศวกรโยธาชำนาญการ	กรรมการและวิศวกรกำกับโครงการ
13.	นายอรรถพล	หายทุกข์	วิศวกรโยธาปฏิบัติการ	กรรมการและผู้ช่วยวิศวกรกำกับโครงการ

ที่ปรึกษา บริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด

1.	นายธีรพจน์	วราชิต	ผู้จัดการโครงการ
2.	รศ.ดร.กิตติภูมิ	รอดสิน	ผู้เชี่ยวชาญด้านการวิเคราะห์และออกแบบโครงสร้าง
3.	นายสันติสุข	เชื่อมชัยตระกูล	ผู้เชี่ยวชาญด้านการทดสอบโครงสร้าง
4.	ผศ.ดร.วินัย	อวยพรประเสริฐ	ผู้เชี่ยวชาญด้านการบำรุงรักษาสะพาน
5	ผศ.ดร.บารเมศ	วรรธนะภูติ	ผู้เชี่ยวชาญด้านการสำรวจ
6	ดร.ทรงพล	จารุวิศิษฏ์	ผู้เชี่ยวชาญด้านธรณีเทคนิค
7	นายภูวิศร	ฮ้อแสงชัย	วิศวกรโครงการ

บทคัดย่อ

โครงการนี้ได้ทำการออกแบบบูรณะสะพานวุฒิกุล สะพานคอนกรีตเสริมเหล็กโค้งแบบคันธนู (Bowstring) อายุการใช้งาน 72 ปี (พ.ศ. 2568) เพื่อให้มีกำลังรับน้ำหนักเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบปัจจุบัน AASHTO LRFD 2020 โดยได้ทำการตรวจสอบสะพานเชิงลึก ได้แก่ การสำรวจค่าระดับและมิติสะพาน การสำรวจความเสียหาย การสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม การเจาะทดสอบวัสดุ การตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก รวมถึงการสำรวจชั้นดินและฐานรากสะพาน เพื่อนำข้อมูลมาประกอบการจัดทำแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ของสะพานในการประเมินกำลังรับน้ำหนักที่เหลืออยู่และการออกแบบบูรณะเสริมกำลังที่เหมาะสม ผลการวิเคราะห์ ในส่วนของคานโค้ง (Arch Rib) ให้ทำการเพิ่มขนาดคาน (Concrete Jacketing) คานรับแรงดึงยึดคานโค้งในแนวราบ (Tension Girder) ให้เพิ่มขนาดคานพร้อมด้วยการอัดแรงคานเพิ่มเติม (Concrete Jacketing and Pre-stressing) เหล็กแนวดิ่งยึดคานโค้งและคานรับแรงดึง (Hanger) ให้ทำการรื้อเปลี่ยนใหม่ทุกเส้น พื้นสะพานให้ทำการทุบทิ้งก่อสร้างใหม่ ในส่วนของช่วงริมตลิ่ง ซึ่งเป็นระบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวที ให้ทำการเพิ่มขนาดคานพร้อมด้วยการอัดแรงคานเพิ่มเติมและทุบพื้นสะพานทิ้งก่อสร้างใหม่เช่นเดียวกับช่วงคานโค้ง แผ่นรองคานสะพานและรอยต่อพื้นสะพานทั้งในช่วงคานโค้งและช่วงเชิงลาดให้ทำการรื้อเปลี่ยนใหม่ทั้งหมด ฐานรากสะพานให้ทำการป้องกันการกัดเซาะด้วยกล่องหินลวดตาข่าย (Gabion Box) นอกจากนี้ ยังได้แนะนำให้ทำการติดตั้งระบบเฝ้าติดตามสภาพเชิงโครงสร้างระยะยาว (Long-term Structural Health Monitoring System) และระบบไฟส่องสว่างบนสะพานด้วย

Abstract

The detailed design for rehabilitation of Wutthikun Bridge to meet the present AASHTO LRFD 2020 Specifications was conducted. The bridge is a bowstring-type concrete structure spanned over Ping River in Tak Province; and has been in service for 72 years. The existing condition of Wutthikun Bridge was examined to supplement the Finite-element models in the evaluation and design process. The examinations included bridge profiling, concrete scanning, damage evaluating, cored sampling, load testing, and foundation surveying. It was concluded from the Finite-element analyses that for the main spans, concrete jacketing is required for arch ribs; concrete jacketing and pre-stressing is required for tension girders; replacement is required for all hangers; and deck reconstruction is also required. For the approach spans which are simple T-beam structures, concrete jacketing and pre-stressing is also required for the beams; and the reconstruction is also required for the decks. Bridge bearings and joints in all span required replacement. Bridge foundations required scour protection with Gabion boxes. In addition, long-term structural health monitoring system and bridge lighting system are also required.

บทสรุปผู้บริหาร

สะพานวุฒิกุล สะพานประวัติศาสตร์รูปแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กโค้งแบบคันธนู (Bowstring) ลำดับที่ 3 ของกรมทางหลวงและของประเทศไทย เป็นสะพานขนาด 7 ช่วงสะพาน ประกอบด้วยช่วงกลางน้ำ ซึ่งเป็นคานโค้ง จำนวน 4 ช่วงสะพาน และช่วงริมตลิ่ง ซึ่งเป็นคานรูปตัวที จำนวน 3 ช่วงสะพาน ความยาว (1x16.70)+(2x46.70)+(2x51.10)+(2x18.20) เท่ากับ 248.70 เมตร ก่อสร้างข้ามแม่น้ำปิง ที่จังหวัดตาก เปิดให้บริการเมื่อปีพ.ศ. 2496

ปัจจุบันสะพานวุฒิกุลยังคงเป็นสะพานที่มีความสำคัญต่อการคมนาคมทางถนนของประเทศ สะพานตั้งอยู่บนเป็นเส้นทางหลักในการขนส่งพืชผลการเกษตร แต่อย่างไรก็ตาม เนื่องจากเป็นสะพานเก่าผ่านการใช้งานมานาน สะพานวุฒิกุลจึงถูกจำกัดพิกัดน้ำหนักบรรทุกเหลือเพียง 20 ตัน ส่งผลกระทบต่อการขนส่งพืชผลการเกษตร ซึ่งใช้รถบรรทุกขนาดตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุกสิบล้อพิกัดน้ำหนัก 25 ตัน) ในการขนส่ง สะพานมีความเสี่ยงต่อการบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดที่ 20 ตัน ดังนั้นจึงมีความจำเป็นเร่งด่วน ที่จะต้องบูรณะสะพานแห่งนี้ให้มีสภาพพร้อมใช้งานตลอดเวลา ทั้งนี้ นอกจากจะเพื่อความปลอดภัยของผู้ใช้ทางแล้ว ยังเป็นการอำนวยความสะดวกในการขนส่งพืชผลการเกษตร ลดความสูญเสียทางเศรษฐกิจ อีกทั้งยังเป็นการอนุรักษ์และเพิ่มคุณค่าการใช้ประโยชน์สะพานที่เป็นหลักฐานความสำเร็จทางวิศวกรรมให้อยู่คู่ประเทศไทยต่อไป

โครงการนี้ได้ทำการตรวจสอบสะพานวุฒิกุลเชิงลึก ได้แก่ การสำรวจค่าระดับและมิติสะพาน การสำรวจความเสียหาย การสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม การเจาะทดสอบวัสดุ การตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก รวมถึงการสำรวจชั้นดินและฐานรากสะพาน เพื่อนำข้อมูลมาประกอบการจัดทำแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ของสะพานในการประเมินกำลังรับน้ำหนักที่เหลืออยู่และการออกแบบบูรณะเสริมกำลังที่เหมาะสม เพื่อให้สะพานมีกำลังรับน้ำหนักเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบปัจจุบัน AASHTO LRFD 2020

ผลการตรวจสอบสะพานวุฒิกุล พบว่า สะพานมีความเสียหายเป็นบริเวณกว้าง การถ่ายแรงของช่วงคานโค้ง (Arch Rib) ไม่สมบูรณ์เนื่องจากการชำรุดของเหล็กแนวดิ่งยึดคานโค้งและคานรับแรงดึง (Hanger) คอนกรีตเสื่อมสภาพ ระยะความลึกของการเกิดคาร์บอเนชั่นเกินกว่าระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมแสดงถึงแนวโน้มในการที่เหล็กเสริมเกิดการกัดกร่อน ฐานรากสะพานฝั่งจังหวัดตาก มีแนวโน้มเกิดการกัดเซาะ แต่อย่างไรก็ตาม สะพานวุฒิกุลยังคงมีเสถียรภาพ ไม่พบการทรุดตัวของตอม่อสะพาน

ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ของสะพานวุฒิกุล ในส่วนของคานโค้ง ให้ทำการเพิ่มขนาดคาน (Concrete Jacketing) คานรับแรงดึงยึดคานโค้งในแนวราบ (Tension Girder) ให้เพิ่มขนาดคานพร้อมด้วยการอัดแรงคานเพิ่มเติม (Concrete Jacketing and Pre-stressing) เหล็กแนวดิ่งยึดคานโค้งและคานรับแรงดึงให้ทำการรื้อเปลี่ยนใหม่ทุกเส้น พื้นสะพานให้ทำการทุบทิ้งก่อสร้างใหม่ ในส่วนของช่วงริมตลิ่ง ซึ่งเป็นระบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวที ให้ทำการเพิ่มขนาดคานพร้อมด้วยการอัดแรงคานเพิ่มเติมและทุบพื้นสะพานทิ้งก่อสร้างใหม่เช่นเดียวกับช่วงคานโค้ง โดยในงานคอนกรีตให้ทำ

การทาผิวคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่ด้วยน้ำยาป้องกันการเสื่อมสภาพ ลดการเกิดคาร์บอเนชั่น แผ่นรองคานสะพานและรอยต่อพื้นสะพานทั้งในช่วงคานโค้งและช่วงเชิงลาดให้ทำการรื้อเปลี่ยนใหม่ทั้งหมด ฐานรากสะพานฝั่งจังหวัดตากให้ทำการป้องกันการกัดเซาะด้วยกล่องหินลวดตาข่าย (Gabion Box) นอกจากนี้ ยังได้แนะนำให้ทำการติดตั้งระบบเฝ้าติดตามสภาพเชิงโครงสร้างระยะยาว (Long-term Structural Health Monitoring System) และระบบไฟส่องสว่างบนสะพานด้วย โดยได้จัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะ แผนการตรวจสอบและบำรุงรักษาสะพาน และรายการประมาณราคาค่าบูรณะ คิดเป็นวงเงินประมาณ 480 ล้านบาท ประมาณราคา ณ เดือนมีนาคม 2568 (ราคาดังกล่าวยังไม่รวมค่าใช้จ่ายในการตรวจสอบความแข็งแรงของโครงสร้างเพิ่มเติมอีกครั้งก่อนดำเนินการบูรณะ)

ตารางภาพรวมค่าใช้จ่ายในการบูรณะสะพานวุฒิกุล

ลำดับที่	รายการ	ราคา (บาท)	ราคารวม (บาท)	สัดส่วน
1	**งานรื้อพื้นสะพานและซ่อมคอนกรีต จำนวน 7 ช่วงสะพาน**			
	1.1 ค่ารื้อพื้นสะพาน ทางเท้า และราวกันตก	12,372,072	**19,272,602**	**4.02%**
	1.2 ค่าซ่อมคอนกรีตด้วยอีพ็อกซี่และซีเมนต์ชนิดไม่หดตัว	4,415,180		
	1.3 ค่าทาสีป้องกันคอนกรีตเสื่อมสภาพ	2,485,350		
2	**งานเสริมกำลังช่วงคานโค้ง จำนวน 4 ช่วงสะพาน**			
	2.1 ค่าโครงเหล็กค้ำยันและฐานรากชั่วคราว	74,474,690	**311,490,727**	**64.93%**
	2.2 ค่าเสริมกำลังคานรับแรงดึงและค่าก่อสร้างพื้นสะพาน ทางเท้า และราวกันตก	100,889,730		
	2.3 ค่ารื้อเปลี่ยนเหล็กแนวดิ่งยึดคานโค้งและคานรับแรงดึง และเสริมกำลังบริเวณจุดต่อ	83,487,040		
	2.4 ค่าเสริมกำลังคานโค้งและคานยึดคานโค้ง	33,629,910		
	2.5 ค่ารื้อเปลี่ยนฐานรองคานชนิดเชิงกล	15,596,480		
	2.6 ค่าติดตั้งรอยต่อพื้นสะพาน	3,412,877		

ลำดับที่	รายการ	ราคา (บาท)	ราคารวม (บาท)	สัดส่วน
3	**งานเสริมกำลังช่วงริมตลิ่ง จำนวน 3 ช่วงสะพาน**			
	3.1 ค่าเสริมกำลังคานและค่าก่อสร้างพื้นสะพาน ทางเท้าและราวกันตก	21,253,071	**23,317,311**	**4.86%**
	3.2 ค่ารื้อเปลี่ยนฐานรองคานชนิดแผ่นยางเสริมเหล็กแผ่น	2,064,240		
4	**งานป้องกันการกัดเซาะตอม่อสะพาน จำนวน 3 ตอม่อ**			
	4.1 ค่าป้องกันตอม่อสะพานกัดเซาะโดยใช้กล่องหินลวดตาข่าย	3,801,593	**3,801,593**	**0.79%**
5	**งานอำนวยความปลอดภัย จำนวน 7 ช่วงสะพาน**			
	5.1 ค่างานระบบไฟส่องสว่าง	48,120,000	**51,596,532**	**10.75%**
	5.2 ค่างานแอสฟัลต์คอนกรีตและตีเส้นจราจร	1,819,632		
	5.3 ค่างานก่อสร้างโครงเหล็กจำกัดความสูง	1,656,900		
6	**งานเฝ้าติดตามสภาพเชิงโครงสร้าง จำนวน 7 ช่วงสะพาน**			
	6.1 ค่างานระบบติดตามสภาพเชิงโครงสร้างระยะยาว	47,340,000	**51,353,800**	**10.70%**
	6.2 ค่างานทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานภายหลังการบูรณะ	4,013,800		
7	**งานดำเนินโครงการ**			
	7.1 ค่างานดำเนินโครงการ (สำนักงานชั่วคราว อุปกรณ์และป้ายอำนวยความปลอดภัย ป้ายแนะนำโครงการ)	17,628,906	**18,912,906**	**3.95%**
	7.2 ค่าใช้จ่ายการจ้างนักโบราณคดี	1,284,000		

Executive Summary

Wutthikun Bridge over Ping River in Tak Province is the third Thailand's historic bowstring bridge. The bridge comprises four main spans of bowstring (tied-arch) structures and three approach spans of simple T-beam structures. The overall length of the bridge is 248.70 (1x16.70+2x46.70+2x51.10+2x18.20) m. The bridge has been opened to traffic since 2496 B.E. (1953 A.D.)

Wutthikun Bridge is still vital to Thailand's road transportation. The bridge is located on the main route for the transportation of agricultural commodities. However, the bridge was considered old; and therefore the weight restriction of 20 ton (200 kN) was posted. This restriction affects the transportation of agricultural commodities which mostly mobilized by present-day legally 25-ton (250-kN) trucks; the bridge is prone to overloading. Wutthikun Bridge therefore requires immediate rehabilitation to ensure structural integrity and safety against 25-ton (250-kN) trucks; and to preserve one of the most prominent engineering structures in Thailand's history.

The detailed design for rehabilitation of Wutthikun Bridge to meet the present AASHTO LRFD 2020 Specifications was conducted in this study. The existing condition of the bridge was examined to supplement the Finite-element models in the evaluation and design process. The examinations included bridge profiling, concrete scanning, damage evaluating, cored sampling, load testing, and foundation surveying.

The examinations of the existing condition of Wutthikun Bridge indicated that damages have been propagated to the large extent; load distribution in tied-arch spans is improper due to the misalignment of the hangers; concrete is deteriorating to which the carbonation depth has penetrated beyond the concrete covering depth of reinforcing bar indicating the chance of reinforcing bar being corroded. Foundations of the bridge on Tak side show evidences of being scour. The bridge is, however, stable. No evidence of being settled.

It was concluded from the Finite-element analyses that for the main spans, concrete jacketing is required for arch ribs; concrete jacketing and pre-stressing is required for tension girders; replacement is required for all hangers; and deck reconstruction is also required. For the approach spans, concrete jacketing and pre-stressing is also required for the beams; and the reconstruction is also required for the decks. All concrete surfaces exposed to air should be

painted by anti-aging agents for mitigating carbonation. Bridge bearings and joints in all span required replacement. Bridge foundations required scour protection with Gabion boxes. In addition, long-term structural health monitoring system and bridge lighting system are also required. Detailed drawings, inspection and maintenance plan, and cost estimation were documented. The rehabilitation cost is approximately 480 million Baht (as of March 2025). The aforementioned price does not include the cost of an additional structural strength inspection prior to commencing restoration.

Table summarizing the expenses for the rehabilitation of Wutthikun Bridge

No.	Items	Cost (Baht)	Total Cost (Baht)	Weight
1	**Deck Removal and Concrete Repair (7 spans)**			
	1.1 Removing deck, side walk, and railing	12,372,072	**19,272,602**	**4.02%**
	1.2 Repairing concrete with epoxy and non-shrink grout	4,415,180		
	1.3 Painting concrete surface with anti-aging agents	2,485,350		
2	**Strengthening Tied-arch Spans (4 spans)**			
	2.1 Temporary Structures	74,474,690	**311,490,727**	**64.93%**
	2.2 Strengthening tension girders and reconstructing deck, sidewalk, and railing	100,889,730		
	2.3 Replacing hangers and strengthening joints	83,487,040		
	2.4 Strengthening arch ribs and bracings	33,629,910		
	2.5 Replacing mechanical bearings	15,596,480		
	2.6 Installing expansion joints	3,412,877		

No.	Items	Cost (Baht)	Total Cost (Baht)	Weight
3	**Strengthening Approach Spans (3 spans)**			
	3.1 Strengthening beams and reconstructing deck, sidewalk, and railing	21,253,071	**23,317,311**	**4.86%**
	3.2 Replacing elastomeric bearings	2,064,240		
4	**Scour Protection (3 piers)**			
	4.1 Scour protection with Gabion Boxes	3,801,593	**3,801,593**	**0.79%**
5	**Bridge Safety (7 spans)**			
	5.1 Lighting	48,120,000	**51,596,532**	**10.75%**
	5.2 Asphalt concrete re-surfacing	1,819,632		
	5.3 Height restriction structures	1,656,900		
6	**Structural Health Monitoring (7 spans)**			
	6.1 Installing long-term Structural Health Monitoring System	47,340,000	**51,353,800**	**10.70%**
	6.2 Load Testing after rehabilitation	4,013,800		
7	**Administration**			
	7.1 Administrative works	17,628,906	**18,912,906**	**3.95%**
	7.2 Archaeologist's fee	1,284,000		

สารบัญ

บทที่ 1 บทนำ **1-1**

1.1 ที่มาและความสำคัญ 1-1

1.2 วัตถุประสงค์ 1-2

1.3 ผลลัพธ์ที่คาดว่าจะได้รับจากโครงการ 1-2

1.4 ขอบเขตการทำงาน 1-2

บทที่ 2 การจัดทำค่าระดับและมิติสะพาน **2-1**

2.1 การสำรวจค่าระดับหลังสะพาน 2-2

2.2 การสำรวจมิติสะพาน 2-5

บทที่ 3 การสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน **3-1**

3.1 การตรวจสอบความเสียหายสะพาน 3-2

3.2 การแบ่งชิ้นส่วนโครงสร้างสะพาน 3-2

3.3 แนวทางการตรวจสอบสะพาน 3-6

3.4 แบบแสดงความเสียหายสะพาน 3-6

บทที่ 4 การสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม **4-1**

4.1 การสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริมด้วย GROUND PENETRATING RADAR 4-1

4.2 ขั้นตอนการสำรวจด้วยเครื่องมือ HILTI PS1000 4-1

4.3 ตำแหน่งสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม 4-3

4.4 สรุปปริมาณพื้นที่สำรวจเหล็กเสริม 4-4

บทที่ 5 การทดสอบคุณสมบัติวัสดุโครงสร้างสะพาน 5-1

5.1 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต 5-3

5.2 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต 5-6

5.3 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม 5-8

5.4 การทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่น 5-9

5.5 ผลการทดสอบวัสดุ 5-11

5.6 สรุปผลทดสอบวัสดุสะพาน 5-24

บทที่ 6 การตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก 6-1

6.1 วิธีการตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน 6-1

6.2 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด 6-10

6.3 น้ำหนักบรรทุกทดสอบ 6-16

6.4 การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบสถิต 6-16

6.5 การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบพลวัต 6-43

6.6 การวัดแรงดึงในเหล็กยึดคาน 6-87

6.7 สรุปผลการทดสอบพฤติกรรมสะพาน 6-92

บทที่ 7 การสำรวจชั้นดินและฐานรากสะพาน 7-1

7.1 การสำรวจระดับและวัดสภาพความต้านทานไฟฟ้าแบบ 2 มิติ 7-1

7.2 การเจาะสำรวจดินและตรวจสอบความยาวเสาเข็ม 7-22

7.3 สรุปและข้อเสนอแนะ 7-47

บทที่ 8 การออกแบบบูรณะสะพาน 8-1

8.1. แนวทางการบูรณะสะพานเพื่อรองรับ HL-93 8-1

8.2. แนวทางการบูรณะสะพานในส่วนของ Pier 8-37

8.3. มาตรฐานและข้อกำหนดในการออกแบบ 8-39

8.4. การปรับแก้แบบจำลองของสะพาน จากผลการทดสอบในภาคสนาม 8-54

8.5. การบูรณะสะพานเพื่อรองรับ HL-93 8-87

8.6. การเสริมกำลังสะพาน เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของสะพาน 8-161

บทที่ 9 การประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน 9-1

9.1 ข้อมูลของทั่วไปของสะพานวุฒิกุล 9-1

9.2 รายละเอียดการประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน 9-6

บทที่ 10 การจัดทำแผนการตรวจสอบสะพานภายหลัง การบูรณะ 10-1

10.1 ความเป็นมาของสะพานวุฒิกุล 10-1

10.2 องค์ประกอบของสะพานวุฒิกุล 10-3

10.3 ความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพาน 10-8

10.4 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพาน 10-17

10.5 เอกสารอ้างอิง 10-25

บทที่ 11 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ 11-1

ภาคผนวก รายงานผลการเจาะสำรวจดิน Soil Test Report

บทที่ 1 บทนำ

1.1 ที่มาและความสำคัญ

สะพานวุฒิกุล สะพานเก่าแก่ ที่มีความสำคัญต่อประวัติศาสตร์ด้านวิศวกรรมการก่อสร้างสะพานของกรมทางหลวงและของประเทศไทย เป็นสะพานโค้งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบคันธนู (Bowstring) ขนาด 7 ช่วงสะพาน ประกอบด้วยช่วงกลางน้ำ ซึ่งเป็นคานโค้ง จำนวน 4 ช่วงสะพาน และช่วงริมตลิ่ง ซึ่งเป็นคานตัวที จำนวน 3 ช่วงสะพาน ความยาว (1x16.70)+(2x46.70)+(2x51.10)+(2x18.20) เท่ากับ 248.70 เมตร ก่อสร้างข้ามแม่น้ำปิง ที่จังหวัดตาก เปิดให้บริการเมื่อปีพ.ศ. 2496 ปัจจุบันสะพานวุฒิกุลยังคงเป็นสะพานที่มีความสำคัญต่อการคมนาคมทางถนนของประเทศ สะพานตั้งอยู่บริเวณกิโลเมตรที่ 25+773 บนทางหลวงหมายเลข 104 ซึ่งเป็นเส้นทางหลักในการขนส่งพืชผลการเกษตรต่อไปยังทางหลวงหมายเลข 1 แต่อย่างไรก็ตาม เนื่องจากเป็นสะพานเก่าผ่านการใช้งานมากว่า 70 ปี สะพานวุฒิกุลจึงถูกจำกัดพิกัดน้ำหนักบรรทุกเหลือเพียง 20 ตัน ส่งผลกระทบต่อการขนส่งพืชผลการเกษตร ซึ่งใช้รถบรรทุกขนาดตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุกสิบล้อ พิกัดน้ำหนัก 25 ตัน) ในการขนส่ง สะพานมีความเสี่ยงต่อการบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดที่ 20 ตัน ดังนั้น จึงมีความจำเป็นเร่งด่วน ที่จะต้องบูรณะสะพานแห่งนี้ให้มีสภาพพร้อมใช้งานตลอดเวลา ทั้งนี้ นอกจากจะเพื่อความปลอดภัยของผู้ใช้ทางแล้ว ยังเป็นการอำนวยความสะดวกในการขนส่งพืชผลการเกษตร ลดความสูญเสียทางเศรษฐกิจ อีกทั้งยังเป็นการอนุรักษ์และเพิ่มคุณค่าการใช้ประโยชน์สะพานที่เป็นหลักฐานความสำเร็จทางวิศวกรรมให้อยู่คู่ประเทศไทยต่อไป

อนึ่ง เนื่องจากสะพานวุฒิกุลผ่านการใช้งานมานาน จึงมีความจำเป็นต้องทำการตรวจสอบสภาพปัจจุบันเชิงลึก โดยการเจาะทดสอบวัสดุ การตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก รวมถึงการสำรวจชั้นดินและฐานรากสะพาน เพื่อนำข้อมูลมาศึกษาประเมินสภาพปัจจุบันของสะพานก่อนการออกแบบบูรณะ จากนั้นจะทำการออกแบบบูรณะให้สะพานมีกำลังรับน้ำหนักเป็นไปตามมาตรฐานที่กรมทางหลวงยอมรับโดยใช้วิธีการที่เหมาะสมกับสภาพปัจจุบันของสะพาน พร้อมกับการจัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะ แสดงขั้นตอนการบูรณะที่ชัดเจน รวมถึง การประมาณราคาค่าบูรณะและแผนการบำรุงรักษา เพื่อให้กรมทางหลวงสามารถใช้ประกอบการเสนอของบประมาณในการบูรณะและบำรุงรักษาสะพานวุฒิกุลได้ทันที

1.2 วัตถุประสงค์

กรมทางหลวงมีความประสงค์จะว่างจ้าง “ที่ปรึกษา” เพื่อ

1) ตรวจสอบสภาพปัจจุบันสะพานวุฒิกุล

2) ออกแบบบูรณะสะพานวุฒิกุล

3) จัดทำรายละเอียดการบูรณะสะพานวุฒิกุล

4) ประมาณราคาค่าบูรณะสะพานวุฒิกุล

5) จัดทำแผนการตรวจสอบสะพานวุฒิกุล ภายหลังการบูรณะ

1.3 ผลลัพธ์ที่คาดว่าจะได้รับจากโครงการ

1) ทำให้ทราบถึงข้อมูลสภาพสะพานวุฒิกุล ณ ปัจจุบัน

2) ทำให้ได้แบบรายละเอียดบูรณะสะพานวุฒิกุล

3) ทำให้ทราบถึงราคาค่าบูรณะสะพานวุฒิกุล

4) ทำให้ทราบถึงแผนการตรวจสอบสะพานวุฒิกุล ภายหลังการบูรณะ

1.4 ขอบเขตการทำงาน

งานวิจัยนี้กรมทางหลวงเป็นผู้วิจัยหลัก การดำเนินงานของที่ปรึกษาจะเป็นไปในลักษณะร่วมกับสำนักวิจัยและพัฒนางานทาง เพื่อให้งานออกมามีคุณภาพและตรงกับวัตถุประสงค์ในการศึกษา โดยมีขอบเขตของงานดังต่อไปนี้

1.4.1 การจัดทำค่าระดับและมิติสะพาน

ที่ปรึกษาจะต้องทำการสำรวจค่าระดับหลังสะพาน และ มิติต่าง ๆ ขององค์ประกอบสะพานวุฒิกุล

ที่ปรึกษาจะต้องนำเสนอ วิธีและแผนการสำรวจค่าระดับและมิติต่อคณะกรรมการบริหารโครงการก่อนทำการสำรวจ และจะต้องรายงานการสำรวจ พร้อมจัดทำแบบแสดงค่าระดับหลังสะพาน และ มิติต่าง ๆ ขององค์ประกอบสะพาน

1.4.2 การสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน

ที่ปรึกษาจะต้องทำการสำรวจสะพานวุฒิกุลทุกช่วงสะพาน เพื่อเก็บรายละเอียดสภาพของ คานโค้ง คานสะพาน เหล็กยึดคาน (Hanger) คานขวาง พื้นสะพาน แผ่นรองพื้นสะพาน ตอม่อ และรอยต่อโครงสร้าง

1.4.3 การสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม

ที่ปรึกษาจะต้องทำการสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม ได้แก่ ตำแหน่ง ทิศทาง ระดับความลึก และขนาดของเหล็กเสริม ในองค์ประกอบต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพานวุฒิกุล โดยใช้วิธีสแกนพื้นที่ผิว

คอนกรีตด้วย GPR Concrete Scanning ในระบบอย่างน้อย 2 มิติ พื้นที่สแกนรวมกันอย่างน้อย 400 ตารางเมตร

1.4.4 การทดสอบคุณสมบัติวัสดุโครงสร้างสะพาน

ที่ปรึกษาจะต้องทำการทดสอบคุณสมบัติวัสดุโครงสร้างสะพานวุฒิกุลทุกช่วงสะพาน โดยมีรายละเอียดดังนี้

- การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต ให้ที่ปรึกษาทำการเจาะคอนกรีตโครงสร้างสะพาน เพื่อเก็บก้อนตัวอย่างทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 เซนติเมตร สูง 10 เซนติเมตร นำไปทดสอบกำลังรับแรงอัด จำนวนก้อนตัวอย่างรวมทุกช่วงสะพาน อย่างน้อย 70 ก้อน
- การทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ให้ที่ปรึกษาทำการเจาะคอนกรีตโครงสร้างสะพาน เพื่อเก็บก้อนตัวอย่างทรงกระบอกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5 เซนติเมตร สูง 10 เซนติเมตร นำไปทดสอบกำลังรับแรงดึง จำนวนก้อนตัวอย่างรวมทุกช่วงสะพาน อย่างน้อย 70 ก้อน
- การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม ให้ที่ปรึกษาทำการตัดเหล็กเสริมโครงสร้างสะพาน เพื่อเก็บชิ้นตัวอย่างความยาวอย่างน้อย 30 เซนติเมตร นำไปทดสอบกำลังรับแรงดึง จำนวนชิ้นตัวอย่างรวมทุกช่วงสะพาน อย่างน้อย 35 ชิ้น
- การทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่น ให้ที่ปรึกษาทำการเจาะคอนกรีตโครงสร้างสะพานเพื่อเก็บผงตัวอย่าง นำไปทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่น โดยให้เจาะรวมอย่างน้อย 140 ตำแหน่ง ในแต่ละตำแหน่ง ให้เจาะเก็บผงคอนกรีตทุก ๆ ความลึก 1 เซนติเมตร จนกระทั่งลึก 5 เซนติเมตร จำนวนผงตัวอย่างรวมทุกช่วงสะพาน อย่างน้อย 700 ตัวอย่าง

1.4.5 การตรวจวัดพฤติกรรมโครงสร้างสะพาน

ที่ปรึกษาจะต้องทำการตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานวุฒิกุลทุกช่วงสะพาน เพื่อนำผลการตรวจวัดมาประกอบการจัดทำแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ของโครงสร้างสะพาน (Supplementary Load Test) โดยมีรายละเอียด ดังนี้

- การทดสอบแบบสถิต ในแต่ละช่วงสะพาน ให้ที่ปรึกษาจัดหารถบรรทุกทดสอบชนิด 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุกสิบล้อ) ที่ทราบน้ำหนักจำนวน 2 คัน วิ่งผ่านด้วยความเร็วต่าง ๆ จากนั้น ให้ทำการตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง เช่น การกระจายน้ำหนักในโครงสร้าง (Load Distribution) โดยอาศัยค่าที่อ่านได้จากอุปกรณ์การตรวจวัดความเครียด และ อุปกรณ์ตรวจวัดระยะการเคลื่อนที่ ที่ติดไว้ตามตำแหน่งต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน
- การทดสอบแบบพลวัต ในแต่ละช่วงสะพาน ให้ที่ปรึกษาจัดหารถบรรทุกทดสอบชนิด 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุกสิบล้อ) ที่ทราบน้ำหนักจำนวน 2 คัน วิ่งผ่านด้วยความเร็วต่าง ๆ จากนั้น ให้ทำการตรวจวัดคุณสมบัติทางพลศาสตร์ของโครงสร้าง เช่น ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequencies) และค่าความหน่วง (Damping Ratios) โดยอาศัยค่าที่อ่านได้จากอุปกรณ์การตรวจวัดความเร่ง และอุปกรณ์ตรวจวัดระยะการเคลื่อนที่ ที่ติดไว้ตามตำแหน่งต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน นอกจากนี้ ที่ปรึกษายังจะต้องกระตุ้นเหล็กยึดคาน (Hangers) ทุกเส้นให้เกิดการสั่น เพื่อคำนวนแรงตึงในเหล็กยึดคาน โดยอาศัยค่าที่อ่านได้จากอุปกรณ์การตรวจวัดความเร่ง ที่ติดไว้ตามตำแหน่งต่าง ๆ ของเหล็กยึดคาน

อุปกรณ์ตรวจวัด ประกอบด้วย

- การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนผิวคอนกรีต จำนวนรวมทุกช่วงสะพาน อย่างน้อย 140 ตำแหน่ง
- การรติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนผิวเหล็ก จำนวนรวมทุกช่วงสะพาน อย่างน้อย 280 ตำแหน่ง
- การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดระยะการเคลื่อนที่ จำนวนรวมทุกช่วงสะพาน อย่างน้อย 42 ตำแหน่ง
- การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเร่ง จำนวนรวมทุกช่วงสะพาน อย่างน้อย 42 ตำแหน่ง

1.4.6 การสำรวจชั้นดินและฐานรากสะพาน

ที่ปรึกษาจะต้องทำการเจาะสำรวจดินตามแนวสะพานวุฒิกุล อย่างน้อย 4 หลุม ประกอบด้วยหลุมเจาะบนบก อย่างน้อย 2 หลุม และหลุมเจาะในร่องน้ำ อย่างน้อย 2 หลุม ความยาวรวมของหลุมเจาะไม่น้อยกว่า 80 เมตร เพื่อนำผลการเจาะสำรวจดินไปประกอบการสำรวจแนวชั้นดินตามแนวสะพานด้วยวิธีการ 2D Image Resistivity นอกจากนี้ ที่ปรึกษายังจะต้องสำรวจความยาวของเสาเข็มตอม่อสะพานวุฒิกุล อย่างน้อย 2 ตอม่อ ด้วยวิธี Parallel Seismic Test

1.4.7 การประเมินสภาพสะพานปัจจุบัน

ปรึกษาจะต้องจัดทำรายงานการประเมินสภาพปัจจุบันของสะพานวุฒิกุลเพื่อใช้เป็นแนวทางในการออกแบบบูรณะ โดยอาศัยข้อมูลในข้อที่ 1.4.1 ถึง 1.4.6 ประกอบการประเมิน

1.4.8 การออกแบบบูรณะสะพาน

ที่ปรึกษาจะต้องทำการออกแบบบูรณะสะพานวุฒิกุลให้มีกำลังรับน้ำหนักเป็นไปตามมาตรฐานกรมทางหลวง โดยอาศัยการประเมินสภาพปัจจุบันในข้อ 1.4.7 ประกอบการออกแบบ ที่ปรึกษาจะต้องนำเสนอรูปแบบทางเลือกในการออกแบบต่อคณะกรรมการบริหารโครงการก่อนทำการออกแบบรายละเอียดการบูรณะ

1.4.9 การจัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะสะพาน

ที่ปรึกษาจะต้องจัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะสะพานวุฒิกุล ตามที่ได้ออกแบบไว้ในข้อที่ 1.4.8 โดยการบูรณะจะต้องประกอบด้วย รายละเอียด ดังนี้

- แบบงานโครงสร้าง (Structural Works) แสดงรายละเอียดโครงสร้าง หรือ ส่วนของโครงสร้างที่ได้ทำการบูรณะ รวมถึง รายการข้อกำหนดต่าง ๆ ประกอบแบบ
- แบบงานก่อสร้าง (Construction Stages) แสดงรายละเอียดขั้นตอนการบูรณะสะพาน

แบบรายละเอียดการบูรณะทั้งหมด จะต้องมีวิศวกรโยธา ผู้มีใบอนุญาตประกอบวิชาชีพวิศวกรรมควบคุมสาขาโยธา ระดับวุฒิวิศวกร รับรอง

1.4.10 การประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน

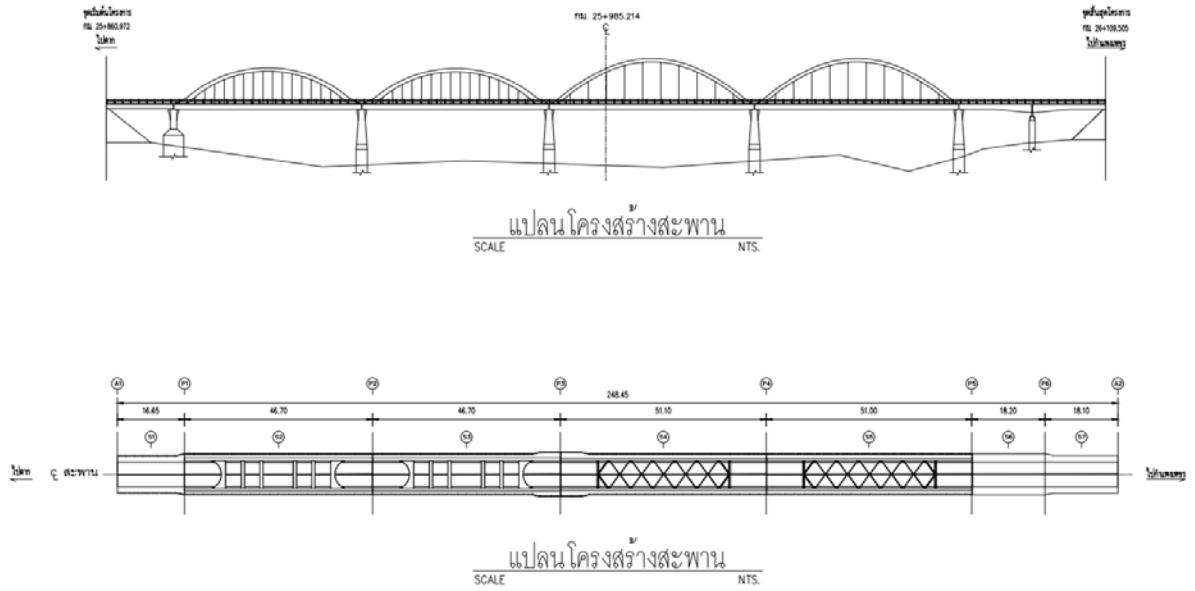
ที่ปรึกษาจะต้องทำการประมาณราคาค่าบูรณะสะพานวุฒิกุล ตามที่ได้จัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะไว้ในข้อ 1.4.9

1.4.11 การจัดทำแผนการทดสอบสะพานภายหลังการบูรณะ

ที่ปรึกษาจะต้องจัดทำแผนการตรวจสอบองค์ประกอบต่างๆ ของสะพานวุฒิกุล ภายหลังการบูรณะ ซึ่งจะต้องประกอบด้วย สิ่งที่จะต้องตรวจสอบ วิธีการตรวจสอบ และแนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย เป็นอย่างน้อย

บทที่ 2 การจัดทำค่าระดับและมิติสะพาน

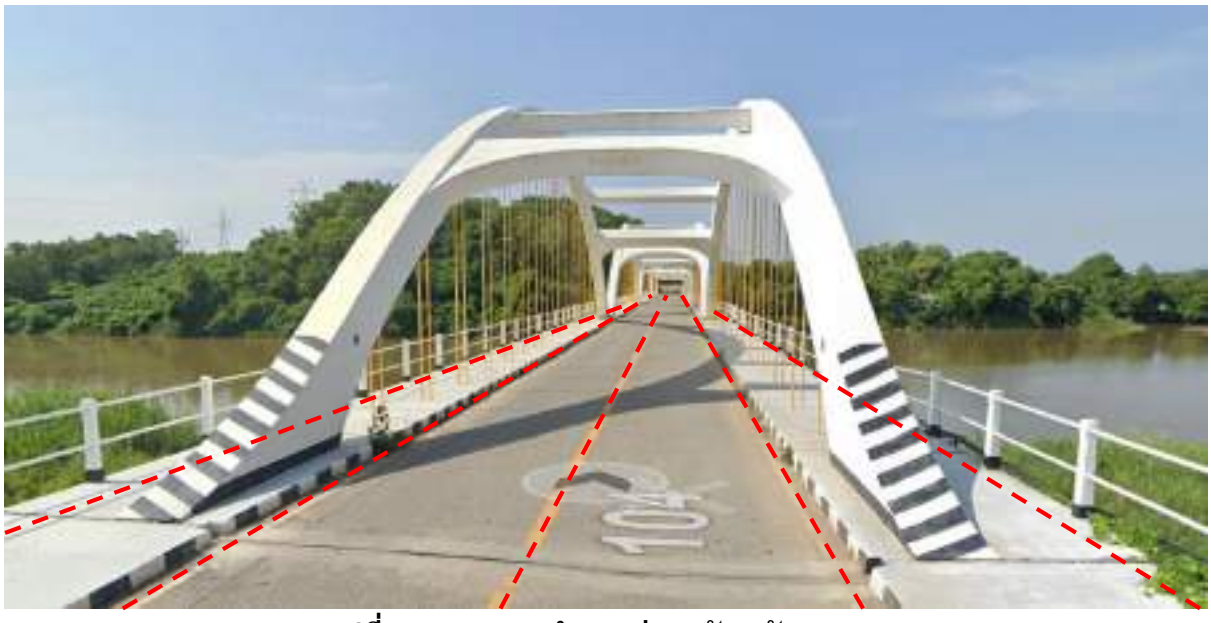
ที่ปรึกษากำหนดช่วงสะพานตามตำแหน่งตอม่อสะพานดังรูปที่ 2.1 เพื่อความเหมาะสมในการวิเคราะห์และออกแบบบูรณะสะพานวุฒิกุล



รูปที่ 2.1 การแบ่งช่วงสะพาน

2.1 การสำรวจค่าระดับหลังสะพาน

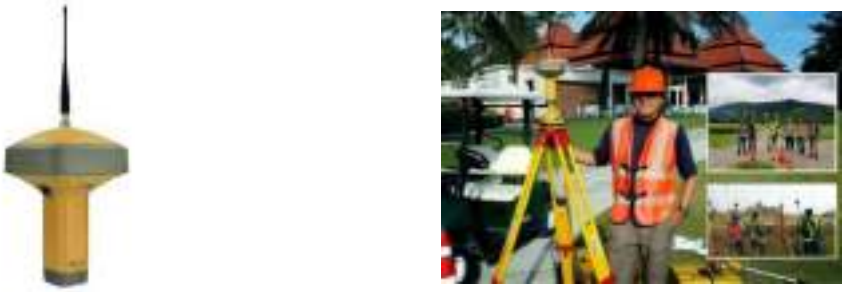
ที่ปรึกษาทำการรังวัดค่าระดับหลังสะพานเพื่อให้ได้รูปร่างสะพานวุฒิกุล ในรูปแบบ 3 มิติ ที่อธิบายตำแหน่งต่าง ๆ บนสะพานด้วยค่าพิกัดทางราบ และค่าระดับทางดิ่ง โดยจะทำการรังวัดทั้งหมด 5 แนว คือ แนวเส้นจราจรด้านกลาง ซ้ายและแนวเส้นจราจรด้านขวา และขอบทางเท้าซ้ายขวารูปที่ 2.2 โดยแนวเส้นจราจรนี้จะครอบคลุมตั้งแต่ช่วงเชิงลาด (Approach) ฝั่งตาก ผ่านตัวสะพานหลักที่ใช้ข้ามแม่น้ำ ไปจนถึงช่วงเชิงลาดฝั่งกำแพงเพรช การสำรวจค่าระดับบริเวณเชิงลาดจะสำรวจที่ระยะ 0, L/2 และ L ส่วนบริเวณสะพานหลักจะสำรวจทุกจุดยึด (Node) ของคานโค้ง และสำรวจทุกตำแหน่งที่ตรงกับตำแหน่งตอม่อ ซึ่งตำแหน่งเหล่านี้เป็นตำแหน่งหลักที่สามารถใช้ตรวจสอบการทรุดตัวหรือเอียงตัวของโครงสร้าง ในการสำรวจจะทำเครื่องหมายตำแหน่งสำรวจตามแบบการสำรวจที่ได้วางแผนไว้ เพื่อให้สามารถใช้อ้างอิงตำแหน่งสำรวจในอนาคต เพื่อตรวจสอบการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของสะพานได้ อุปกรณ์ที่ให้ในการสำรวจค่าระดับหลังสะพานแสดงดังต่อไปนี้



รูปที่ 2.2 แนวการสำรวจค่าระดับหลังสะพาน

2.1.1 เครื่องมือและอุปกรณ์

1) เครื่องมือรังวัดพิกัด GPS แบบ RTK (TOPCON รุ่น GR-5)



รูปที่ 2.3 เครื่องมือรังวัดพิกัด GPS แบบ RTK (TOPCON รุ่น GR-5)

2) เครื่องมือรังวัดพิกัด GPS แบบ RTK (TOPCON รุ่น HiPer V) พร้อมอุปกรณ์



รูปที่ 2.4 เครื่องมือรังวัดพิกัด GPS แบบ RTK (TOPCON รุ่น HiPer V)

3) กล้องวัดมุม Total Station รุ่น TOPCON OS-101 พร้อมอุปกรณ์



รูปที่ 2.5 กล้องวัดมุม Total Station รุ่น TOPCON OS-101

4) กล้องระดับดิจิตอล TOPCON รุ่น DL-502 พร้อมอุปกรณ์



รูปที่ 2.6 กล้องระดับดิจิตอล TOPCON รุ่น DL-502

แบบการสำรวจค่าระดับหลังสะพานแสดงในแบบขนาด A3 แบบสำรวจสะพาน ที่ได้แนบท้ายบทนี้



รูปที่ 2.7 การตรวจวัดค่าระดับของสะพาน

2.2 การสำรวจมิติสะพาน

การสำรวจมิติของสะพานกระทำโดยถ่ายภาพสะพานในบริเวณต่าง ๆ ทั้งด้านบนและด้านล่าง และใช้เครื่องมือวัดระยะประเภทต่าง ๆ เช่น ตลับเมตร เทปวัด และเลเซอร์วัดระยะทาง ในการตรวจวัดขนาดชิ้นส่วนและมิติต่าง ๆ ของสะพาน ดังตัวอย่างที่แสดงในรูปที่ 2.8 ในกรณีที่ชิ้นส่วนโครงสร้างมีขนาดใหญ่มากหรืออยู่สูงมาก จะใช้นั่งร้าน รถกระเช้าหรือโดรนเพื่อช่วยในการเข้าถึงชิ้นส่วนนั้น ๆ



รูปที่ 2.8 การตรวจวัดมิติของสะพาน (ทั่วไป)

แบบการสำรวจมิติของสะพานในบริเวณต่าง ๆ แสดงในแบบขนาด A3 แนบมาพร้อมรายงานฉบับนี้

บทที่ 3 การสำรวจสภาพโครงสร้างสะพาน

การสำรวจสภาพสะพานจะกระทำโดยถ่ายภาพสะพานในบริเวณต่าง ๆ ทั้งด้านบนและด้านล่าง และใช้เครื่องมือวัดระยะประเภทต่าง ๆ เช่น ตลับเมตร เทปวัด และแผ่นเช็คขนาดรอยร้าว ในการตรวจวัดความเสียหายของสะพาน กรณีที่ชิ้นส่วนโครงสร้างมีขนาดใหญ่มากหรืออยู่สูงมาก จะใช้นั่งร้าน รถกระเช้าหรือโดรน เพื่อช่วยในการเข้าถึงชิ้นส่วนนั้น ๆ ดังรูปที่ 3.1





รูปที่ 3.1 การใช้โดรนสำหรับการสำรวจสภาพโครงสร้างของสะพาน

3.1 การตรวจสอบความเสียหายสะพาน

การตรวจสอบสะพาน (Bridge Inspection) ในโครงการนี้ใช้วิธีการตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) ซึ่งเป็นการตรวจสอบและบันทึกความเสียหายที่เกิดขึ้นกับชิ้นส่วนต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพาน ข้อมูลความเสียหายสามารถนำไปใช้วางแผนซ่อมบำรุง อีกทั้งยังสามารถใช้เป็นข้อมูลในการปรับลดกำลังรับแรงของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีความเสียหายในการประเมินความสามารถการรับน้ำหนักของสะพาน (Bridge Load Rating)

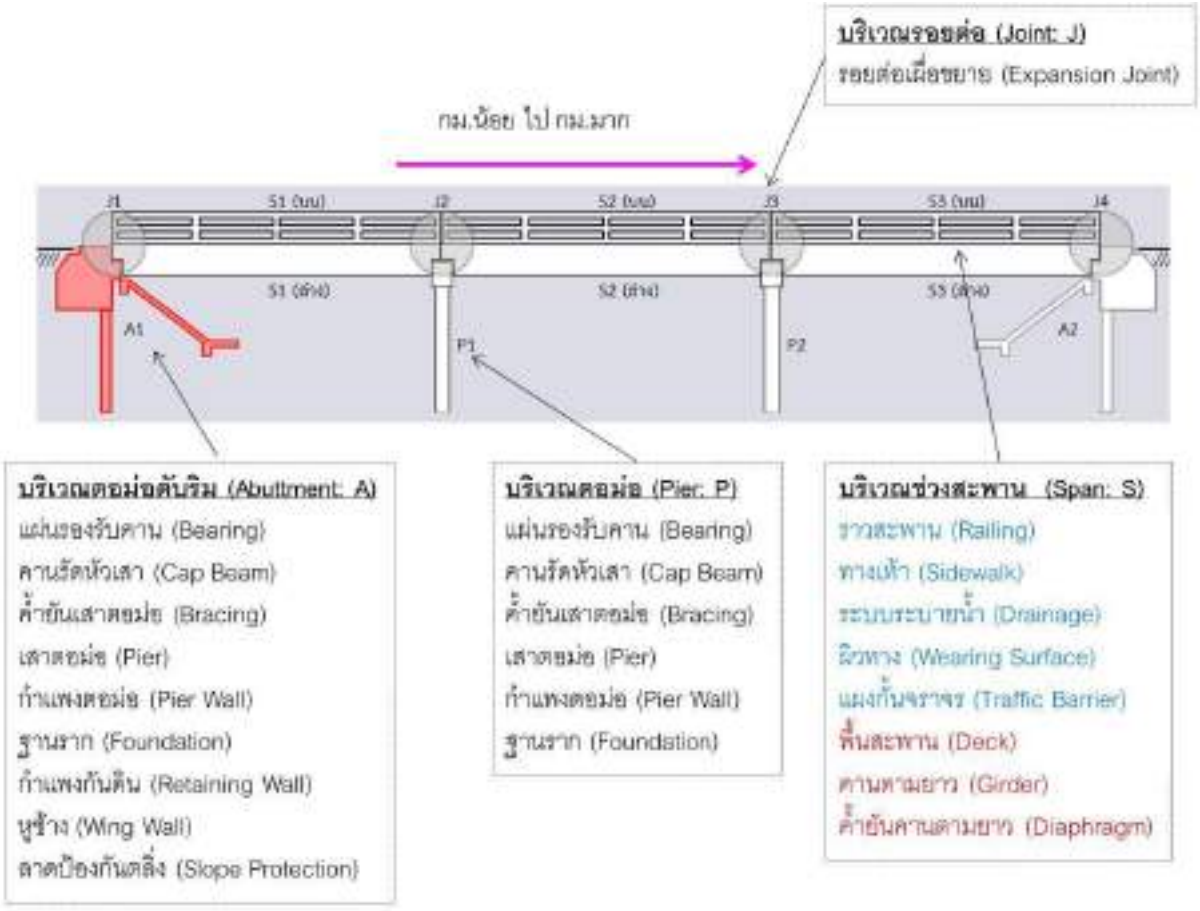
การตรวจสอบความเสียหายด้วยสายตา (Visual Inspection) จะใช้อุปกรณ์พื้นฐานประเภทต่าง ๆ เช่น ไม้บรรทัด มาตรวัดขนาดรอยแตก กล้องถ่ายรูป และแบบฟอร์มบันทึกความเสียหาย เป็นต้น การตรวจสอบสะพานจำเป็นต้องมีความรู้พื้นฐานด้านวิศวกรรมโครงสร้าง พฤติกรรมของคอนกรีต และเทคนิคการก่อสร้าง รวมถึงต้องมีการวางแผนและการเตรียมการที่ดี จึงจะสามารถเก็บข้อมูลต่าง ๆได้อย่างถูกต้อง ชัดเจน และครบถ้วน ทั้งข้อมูลด้านตำแหน่ง ขนาดของความเสียหาย และลักษณะความเสียหาย สามารถนำข้อมูลไปใช้ประโยชน์ได้อย่างสะดวกในภายหลัง หลักการที่ใช้ในการตรวจสอบสะพานที่สำคัญมี ดังนี้

3.2 การแบ่งชิ้นส่วนโครงสร้างสะพาน

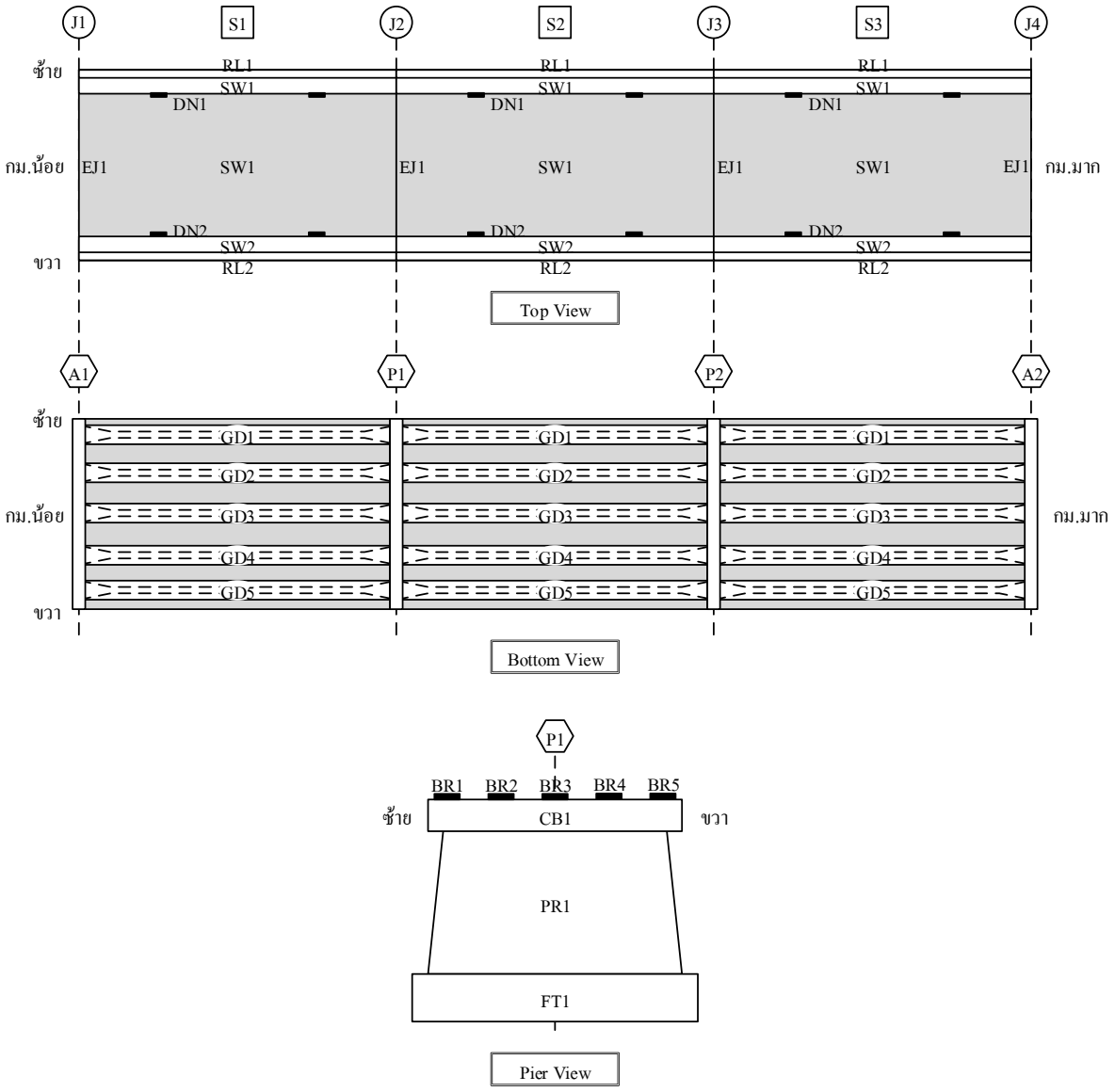
โดยทั่วไปสะพานจะมีชิ้นส่วนหลายประเภทและมีเป็นจำนวนมาก ดังนั้น เพื่อให้สามารถตรวจสอบสะพานได้ครบทุกชิ้นส่วน จึงได้แบ่งสะพานออกเป็นองค์ประกอบต่าง ๆ ตามระบบบริหารงานบำรุงรักษาสะพาน (Bridge Maintenance and Management System, BMMS) ของสำนักก่อสร้างสะพาน กรมทางหลวง โดยจะแบ่งสะพาน (Bridge) ออกเป็นบริเวณ (Area) และในแต่ละบริเวณจะแบ่งเป็นชิ้นส่วน (Member) ประเภทต่าง ๆ ดังรูปที่ 3.2 ซึ่งสะพานมี 4 ประเภทบริเวณ ดังนี้

- บริเวณตอม่อตับริม (Abutment, A)
- บริเวณตอม่อตับกลาง (Pier, P)
- บริเวณช่วงสะพาน (Span, S)
- บริเวณรอยต่อ (Joint, J)

ระบบ BMMS แบ่งทิศทางของสะพานออกเป็น 3 ทิศ ได้แก่ ทิศตามยาว ทิศตามขวาง และทิศตามแนวดิ่ง โดยทิศตามยาวจะเริ่มจากฝั่ง กม. น้อย ไปยังฝั่ง กม.มาก ซึ่งจะใช้ในการเรียงเลขรหัสของบริเวณต่าง ๆ ดังตัวอย่างที่แสดงใน รูปที่ 3.2 {A1, A2}, {P1, P2}, {S1, S2, S3} และ {J1, J2, J3, J4} รูปที่ 3.3 แสดงการเรียงเลขรหัสชิ้นส่วนภายในแต่ละบริเวณของสะพาน โดยทิศตามขวางจะเริ่มจากซ้ายมือไปขวามือ ซึ่งจะใช้เรียงเลขรหัสของชิ้นส่วนที่อยู่ตามแนวขวางของสะพานในแต่ละบริเวณ เช่น ในบริเวณ S1 มีราวสะพาน RL1 และ RL2 ส่วนทิศแนวดิ่งจะเริ่มจากบนลงล่าง เพื่อใช้เรียงเลขรหัสของชิ้นส่วนที่อยู่ในแนวดิ่งของสะพานในแต่ละบริเวณ เช่น ในบริเวณ P1 มี คานรัดหัวเสาเพียงแถวเดียว CB1 การแบ่งสะพานออกเป็นบริเวณและชิ้นส่วน ตลอดจนการกำหนดทิศทางเพื่อเรียงลำดับเลขรหัสบริเวณและรหัสชิ้นส่วน จะทำให้ผู้ตรวจสอบสามารถตรวจสอบชิ้นส่วนที่มีทั้งหมดในสะพานได้อย่างครบถ้วน ไม่ซ้ำซ้อน และไม่สลับทิศทางกัน



รูปที่ 3.2 ทิศทางตามยาวของสะพานและการเรียงเลขรหัสบริเวณตามระบบ BMMS



รูปที่ 3.3 ตัวอย่างการเรียงเลขรหัสชิ้นส่วนภายในแต่ละบริเวณของสะพาน

ในการตรวจสอบสะพาน ระบบ BMMS จะแบ่งชิ้นส่วนสะพานออกเป็น 3 กลุ่ม คือ โครงสร้างส่วนบน โครงสร้างส่วนล่าง และส่วนประกอบรอง โดยกลุ่มโครงสร้างส่วนบน คือ ชิ้นส่วนหลัก (Primary Member) ที่อยู่ด้านบน ซึ่งทำหน้าที่รับแรงโดยตรง กลุ่มโครงสร้างส่วนล่าง คือ ชิ้นส่วนหลักที่อยู่ด้านล่าง ซึ่งทำหน้าที่รับแรงโดยตรง และส่วนประกอบรอง คือ ชิ้นส่วนอื่น ๆ ที่ช่วยเสริมด้านความมั่นคง (Stability) หรือใช้งานในด้านต่าง ๆ ของสะพาน (Functional & Utility) ตารางที่ 3.1 สรุปประเภทชิ้นส่วนที่อาจมีอยู่ในบริเวณต่าง ๆ และกลุ่มโครงสร้างของแต่ละประเภทชิ้นส่วนนั้น ๆ ตลอดจนสัญลักษณ์ที่ใช้ในการตั้งรหัสบริเวณและรหัสชิ้นส่วน

ตารางที่ 3.1 การแบ่งบริเวณ ชิ้นส่วน และกลุ่มโครงสร้าง

บริเวณ	Area Code	ชิ้นส่วนโครงสร้าง (Member)	Member Code	กลุ่มโครสร้าง
ช่วงสะพาน (Span)	S	ราวสะพาน (Railing)	RL	ส่วนประกอบรอง
		ทางเท้า (Sidewalk)	SW	ส่วนประกอบรอง
		ระบบระบายน้ำ (Drainage)	DN	ส่วนประกอบรอง
		ผิวทาง (Wearing Surface)	WS	ส่วนประกอบรอง
		แผงกั้นจราจร (Traffic Barrier)	TB	ส่วนประกอบรอง
		พื้นสะพาน (Deck)	DK	โครงสร้างส่วนบน
		คานตามยาว (Girder)	GD	โครงสร้างส่วนบน
		คานพื้น (Floor beam)	FB	โครงสร้างส่วนบน
		คานซอย (Stringer)	ST	โครงสร้างส่วนบน
		คานโค้ง (Arch Beam)	AB	โครงสร้างส่วนบน
		ลวดขึง (Rod)	RD	โครงสร้างส่วนบน
		ค้ำยันคานแนวนอน (Horizontal Bracing)	HB	ส่วนประกอบรอง
รอยต่อสะพาน (Joint)	J	รอยต่อเผื่อขยาย (Expansion Joint)	EJ	ส่วนประกอบรอง
ตอม่อสะพาน (Pier)	P	อุปกรณ์รองรับคาน (Bearing)	BR	ส่วนประกอบรอง
		คานรัดหัวเสา (Cap Beam)	CB	โครงสร้างส่วนล่าง
		เสาตอม่อ (Pier)	PR	โครงสร้างส่วนล่าง
		กำแพงตอม่อ (Pier Wall)	PW	โครงสร้างส่วนล่าง
		ฐานราก (Foundation)	FD	โครงสร้างส่วนล่าง
ตอม่อตับริม (Abutment)	A	อุปกรณ์รองรับคาน (Bearing)	BR	ส่วนประกอบรอง
		คานรัดหัวเสา (Cap Beam)	CB	โครงสร้างส่วนล่าง
		เสาตอม่อ (Pier)	PR	โครงสร้างส่วนล่าง
		กำแพงตอม่อ (Pier Wall)	PW	โครงสร้างส่วนล่าง
		ค้ำยันเสาตอม่อ (Bracing)	BC	ส่วนประกอบรอง
		กำแพงหลัง (Back Wall)	BW	ส่วนประกอบรอง
		หูช้าง (Wing Wall)	WW	ส่วนประกอบรอง
		ลาดป้องกันตลิ่ง (Slope Protection)	SP	ส่วนประกอบรอง
		เชิงลาดสะพาน (Approach)	AP	ส่วนประกอบรอง
		ฐานราก (Foundation)	FD	โครงสร้างส่วนล่าง

3.3 แนวทางการตรวจสอบสะพาน

การตรวจสอบสะพานเริ่มต้นจากการศึกษาแบบสะพานที่ได้จัดทำขึ้นในบทที่แล้วและชิ้นส่วนประเภทต่าง ๆ ที่ใช้บนสะพาน เพื่อทำความเข้าใจพฤติกรรมของสะพานและตำแหน่งวิกฤติของผลรวมแรงกระทำ ซึ่งอาจเป็นจุดเสี่ยงที่โครงสร้างจะเกิดความเสียหาย รวมถึงผลการตรวจสอบสะพานครั้งล่าสุด (กรณีที่มี)

จากนั้นทำการแบ่งสะพานออกเป็นบริเวณและชิ้นส่วน เพื่อให้สามารถตรวจสอบชิ้นส่วนสะพานได้อย่างครบถ้วน ทำการกำหนดรหัสบริเวณและรหัสชิ้นส่วนตามระบบ BMMS และแบ่งงานให้ทีมผู้ตรวจสอบหลายคนช่วยดำเนินการ ซึ่งจะทำให้การตรวจสอบเป็นไปอย่างเร็ว อย่างไรก็ตามเพื่อให้การประเมินความเสียหายมีความสม่ำเสมอ ผู้ตรวจสอบแต่ละคนจะจำแนกลักษณะความเสียหายตามระบบ BMMS ที่เหมือนกัน

ที่ปรึกษาทำการสำรวจสะพานวุฒิกุลทุกช่วงสะพาน เพื่อเก็บรายละเอียดสภาพของ คานโค้ง คานสะพาน เหล็กยึดคาน (Hanger) คานขวาง พื้นสะพาน แผ่นรองคานสะพาน ตอม่อสะพาน และรอยต่อโครงสร้าง และรายงานการสำรวจแสดง ประเภท ปริมาณ และความรุนแรงของความเสียหายที่ตรวจพบ โดยมีภาพถ่ายประกอบคำอธิบาย

3.4 แบบแสดงความเสียหายสะพาน

โครงการนี้จะบันทึกความเสียหายสะพาน โดยสเก็ตความเสียหายลงในแบบสะพาน พร้อมระบุลักษณะความเสียหาย ชิ้นส่วนที่ได้รับความเสียหาย ขนาดบริเวณความเสียหาย และรูปถ่ายความเสียหาย แสดงในแบบขนาด A3 แนบมาพร้อมรายงานฉบับนี้

บทที่ 4 การสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม

การสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริมในโครงการนี้ ปรึกษาทำการสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม ได้แก่ ตำแหน่ง ทิศทาง ระดับความลึก และขนาดของเหล็กเสริม ในองค์ประกอบต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพานวุฒิกุล โดยใช้วิธีการสแกนที่พื้นผิวคอนกรีตด้วย GPR Concrete Scanning

4.1 การสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริมด้วย GROUND PENETRATING RADAR

GROUND PENETRATING RADAR (GPR) เป็นเครื่องมือที่ใช้ทดสอบหารายละเอียดวัสดุต่าง ๆ ทั้งที่เป็นโลหะ และวัสดุอื่น ๆ ด้วยวิธีการส่งคลื่นแม่เหล็กไฟฟ้าในย่านความถี่วิทยุ (Radio Frequency) ที่มีความถี่ประมาณ 0.2-4.0 GHz จากหัวส่งและรับสัญญาณ (Antenna) เข้าสู่วัสดุตัวกลางที่ต้องการตรวจสอบเช่น คอนกรีต เป็นต้น โดยความหนาขององค์อาคารที่สามารถสำรวจได้ต้องไม่เกิน 300 มม. และ 600 มม. ของเครื่องมือ HILTI PS1000



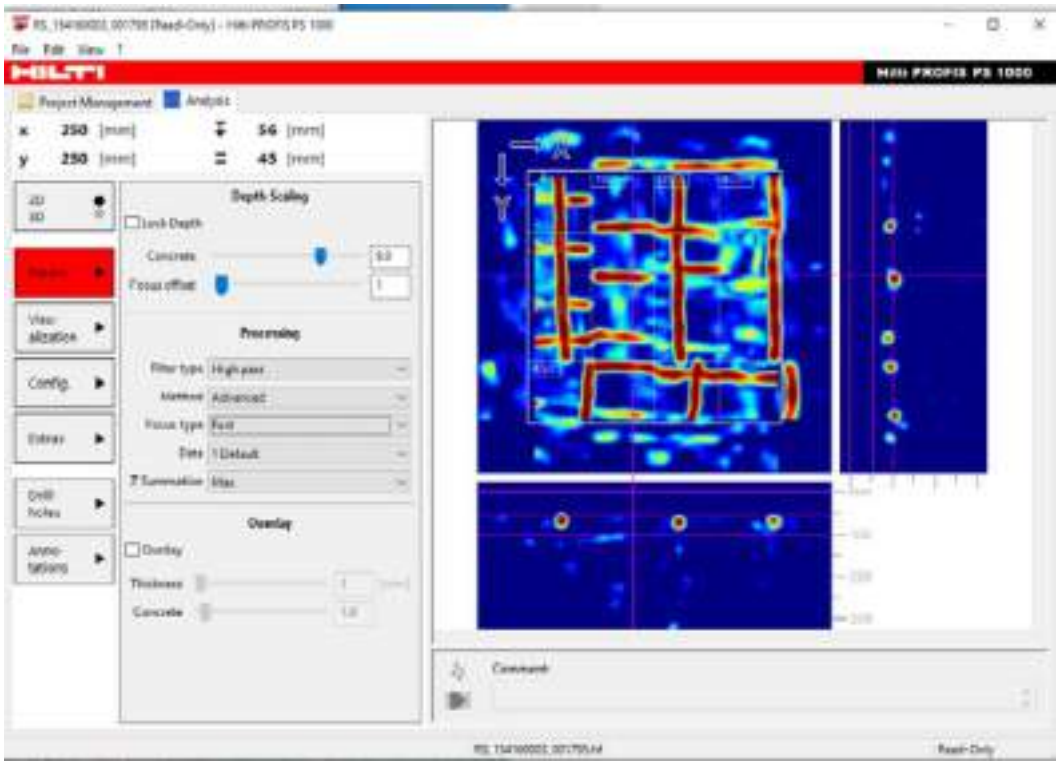
รูปที่ 4.1 ลักษณะเครื่องมือ GPR HILTI PS1000

4.2 ขั้นตอนการสำรวจด้วยเครื่องมือ HILTI PS1000

1) ตรวจสอบสภาพพื้นผิวขององค์อาคาร โดยพื้นผิวต้องค่อนข้างเรียบ เนื่องจากจะมีผลต่อสัญญาณคลื่นที่ใช้สแกน
2) สแกนตามแนวโดยใช้แผ่นอ้างอิงตำแหน่งเพื่อกำหนดแนวสแกน
3) การแสดงผลทางจอมอนิเตอร์บนเครื่องมือทดสอบ จะประกอบด้วยตำแหน่ง การจัดเรียงตัว และจำนวนของเหล็กเสริม



รูปที่ 4.2 ลักษณะการสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริมบนโครงสร้าง HILTI PS1000

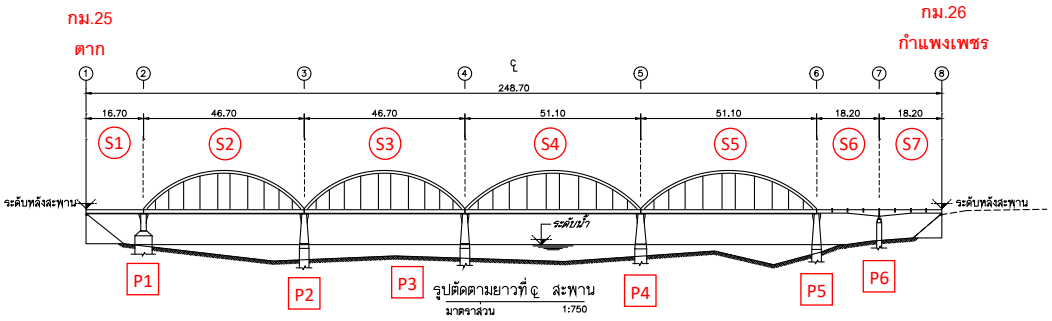


รูปที่ 4.3 ตัวอย่างผลการตรวจสอบที่ได้จากเครื่องมือ HILTI PS1000

โครงสร้างของสะพานวุฒิกุลบางส่วนที่มีลักษณะเหมือนกัน สามารถแบ่งเป็นกลุ่มได้ดังนี้

- ช่วงสะพานที่ S2 และ S3
- ช่วงสะพานที่ S4 และ S5
- ช่วงสะพานที่ S6 และ S7

ปรึกษาจะทำการสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริมบริเวณช่วงสะพาน S1, S2, S4 และ S7 และ ตอม่อ P1, P2, P3, P4, P6 เนื่องจากช่วงสะพานดังกล่าวมีลักษณะเฉพาะ



รูปที่ 4.4 การแบ่งช่วงสะพานวุฒิกุล

4.3 ตำแหน่งสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม

ในแต่ละช่วงของสะพานที่เลือกมา ที่ปรึกษาจะสแกนคานตามยาว (Girder) ๑ ตัว และ คานซอย (Stringer) ๑ ตัว จากคานทั้งหมด ๓ ตัว ช่วงสะพานที่เลือกได้แก่ ช่วงสะพาน S1, S2, S4 และ S7 โดยสำรวจที่ระยะ ๐ ถึง ๒ เมตร และ L/2 – ๑ เมตร ถึง L/2 + ๑ เมตร และในช่วงสะพาน S2 และ S4 จะสำรวจเพิ่มเติมเนื่องจากเป็นช่วงสะพานที่มีความยาวมากกว่าช่วงอื่น ๆ โดยจะสแกนรอบคานทั้งสามด้าน (ด้านซ้าย ท้องคาน และด้านขวา) แม้ว่าเครื่องมือจะสามารถสแกนเหล็กเสริมได้ลึกกว่าความหนาของคาน แต่บริเวณคานสะพานจะมีปริมาณเหล็กเสริมหนาแน่น เหล็กที่อยู่ด้านนอกสุดอาจบดบังสัญญาณที่จะเข้าถึงเหล็กที่อยู่ลึกลงไป ทำให้ไม่สามารถได้ข้อมูลที่ครบถ้วน จึงจำเป็นต้องสแกนทั้งสามด้าน สำหรับคานตามขวาง (Diaphragm) จะทำการสำรวจอย่างน้อย ๑ ตัว ในหนึ่งช่วงสะพาน สแกนรอบคานทั้งสามด้าน และชิ้นส่วนอื่น ๆ จะทำการสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริมให้เพียงต่อการประเมินสะพาน โดยมีแบบการสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริมแนบมากับรายงานฉบับนี้

4.4 สรุปปริมาณพื้นที่สำรวจเหล็กเสริม

ตารางที่ 4.1 แสดงปริมาณพื้นที่สำรวจเหล็กเสริมทั้งหมดเป็นอย่างน้อย

ตารางที่ 4.1 สรุปปริมาณพื้นที่สำรวจเหล็กเสริม

ชิ้นส่วนโครงสร้าง	พื้นที่สำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม
	m^2
คาน	117
พื้น	128
ทางเท้า	42
คานโค้ง	60
ตอม่อ	60
รวมพื้นที่	407

บทที่ 5 การทดสอบคุณสมบัติวัสดุโครงสร้างสะพาน

การทดสอบคุณสมบัติวัสดุโครงสร้างสะพานในโครงการนี้ประกอบด้วย การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต การทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม และการทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่น ซึ่งการทดสอบ 3 รายการแรกเป็นวิธีการทดสอบแบบทำลาย (Non Destructive Test) ซึ่งจะมีการเจาะคอนกรีตออกจากชิ้นส่วนโครงสร้างเพื่อนำไปทดสอบกำลังรับแรงอัดและกำลังรับแรงดึงในห้องปฏิบัติการ หรือสกัดผิวคอนกรีตออกและตัดเหล็กเสริมเพื่อนำไปทดสอบกำลังรับแรงดึงในห้องปฏิบัติการ ส่วนการทดสอบสุดท้ายก็มีลักษณะทำลายอยู่บ้างแต่อาจไม่รุนแรงเท่ากับ 3 วิธีการแรก เป็นเพียงการเจาะคอนกรีตให้เป็นรูเล็ก ๆ เพื่อนำผงคอนกรีตไปตรวจสอบความลึกการเกิดปฏิกิริยาคาบอเนชัน เนื่องจากการทดสอบ 4 รายการนี้มีจำนวนมาก จึงอาจก่อความเสียหายให้กับโครงสร้างได้ ดังนั้นการวางแผนทดสอบจึงได้พยายามกระจายตำแหน่งทดสอบไปให้ชิ้นส่วนในบริเวณต่าง ๆ ไม่หนาแน่นที่บริเวณใดบริเวณหนึ่งมากเกินไป และคัดเลือกตำแหน่งที่คาดว่าจะมีผลกระทบน้อยต่อโครงสร้าง โดยภาพรวมการคัดเลือกและการกระจายตำแหน่งทดสอบทั้ง 4 รายการแสดงดัง ตารางที่ 5.1 การเก็บตัวอย่างผงคอนกรีตเพื่อทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่นจะเก็บตำแหน่งละ 5 ตัวอย่าง จำนวน 149 ตำแหน่ง รวมมีตัวอย่างผงคอนกรีตทั้งหมด 745 ตัวอย่าง

ตารางที่ 5.1 การกระจายตำแหน่งการทดสอบวัสดุโครงสร้างสะพาน

Concrete compression test	**Member**	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7		SUM	
	Arch beam		1	1	1	1				4	
	Sidewalk	1	2	2	2	2	1	2		12	
	Deck	3	3	4	3	4	2	2		21	
	Diaphragm	1	2	2	2	2	1	1		11	
	Girder	2	2	2	2	2	2	2		14	
	Member	A1	A2	P1	P2	P3	P4	P5	P6		
	Cap Beam	1	1							2	
	Pier	1	1	2	2	2	2	2	2	14	78
Concrete tension test	**Member**	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7		SUM	
	Arch beam		1	1	1	1				15	
	Sidewalk	1	2	3	2	2	1	1		18	
	Deck	2	3	3	3	3	2	2		7	
	Diaphragm	1	2	2	2	2	1	1		7	
	Girder	2	2	2	2	2	2	2		7	
	Member	A1	A2	P1	P2	P3	P4	P5	P6	4	
	Cap Beam	1	1								
	Pier	1	1	2	2	2	2	2	2	12	75
Reinforcing steel tension test	**Member**	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7		SUM	
	Arch beam		1	1	1	1				4	
	Sidewalk	1	1	1	1	1	1	1		7	
	Deck	1	1	1	1	1	1	1		7	
	Diaphragm	1	1	1	1	1	1	1		7	
	Girder	1	1	1	1	1	1	1		7	
	Member	A1	A2	P1	P2	P3	P4	P5	P6		
	Cap Beam	1	1							2	
	Pier			1	1	1	1	1	1	6	40
Carbonation test	**Member**	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7		SUM	
	Arch beam		2	2	2	2				8	
	Sidewalk	1	1	1	1	1	1	1		7	
	Deck	5	5	5	5	5	5	5		35	
	Diaphragm	2	2	2	2	2	2	2		14	
	Girder	5	7	7	7	7	5	5		43	
	Member	A1	A2	P1	P2	P3	P4	P5	P6		
	Cap Beam	1	1							2	
	Pier	2	2	6	6	6	6	6	6	40	149*

*การทดสอบคาร์บอเนชั่น เก็บตัวอย่างทดสอบตำแหน่งละ 5 ตัวอย่าง รวมเป็น 745 ตัวอย่าง

5.1 การทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

การทดสอบนี้จะอ้างอิงมาตรฐานการทดสอบ ASTM C 42 โดยจะเจาะแท่งตัวอย่างคอนกรีตออกมาจากชิ้นส่วนโครงสร้างตามสภาพการใช้งานจริง เพื่อนำมาทดสอบกำลังรับแรงอัดประลัยของคอนกรีต (Ultimate Concrete Compressive Strength) โดยใช้เครื่องกดแท่งตัวอย่างคอนกรีตจนถึงจุดพังทลาย ค่าที่ได้จะเป็นกำลังรับแรงอัด (Compressive Strength) ที่แท้จริงของโครงสร้าง ณ ปัจจุบัน การทดสอบด้วยวิธีนี้ควรใช้ควบคู่กับเครื่องมือสแกนหาตำแหน่งของเหล็กเสริม (Rebar Locator) เพื่อหลีกเลี่ยงการเจาะถูกเหล็กเสริมขาด นอกจากนี้การเลือกตำแหน่งในการเจาะนั้น ๆ จะต้องส่งผลกระทบต่อตัวโครงสร้างน้อยที่สุด

การเจาะแท่งตัวอย่างคอนกรีตเพื่อนำมาทดสอบตามมาตรฐาน ASTM C42 มีข้อกำหนด คือ เส้นผ่าศูนย์กลางของแท่งตัวอย่างควรมีขนาดไม่น้อยกว่า 3 เท่าของขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางมากที่สุดของวัสดุมวลคละ และระยะความลึกของแท่งตัวอย่างคอนกรีตจะต้องอยู่ระหว่าง 1.0 ถึง 2.0 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง โดยโครงการนี้จะใช้ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 ซม. และมีความลึกของแท่งตัวอย่าง 10 ซม. ตามข้อกำหนด (TOR)

เครื่องมือที่ใช้ในการทดสอบ ประกอบด้วย

1) เครื่องเจาะเก็บแท่งตัวอย่างคอนกรีต (Core Drilling Machine) เป็นเครื่องเจาะแบบ Rotary Drilling พร้อมด้วยกระบอกเจาะเก็บแท่งตัวอย่างคอนกรีต เป็นกระบอกเจาะหัวเพชร (Diamond Barrel) แบบ Single Core โดยมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 5 เซนติเมตร ดังแสดงในรูปที่ 5.1 (ก)
2) เครื่องมือสำหรับหาตำแหน่งของเหล็กเสริม (Rebar Locator) ดังรูปที่ รูปที่ 5.2 (ก)



(ก) เครื่องเจาะเก็บแท่งตัวอย่างคอนกรีต



(ข) การเก็บแท่งตัวอย่างคอนกรีต

รูปที่ 5.1 เครื่องมือที่ใช้ในการเจาะเก็บตัวอย่างคอนกรีตแบบ Core Drilling



(ก) เครื่องมือสำหรับหาตำแหน่งของเหล็กเสริม



(ข) การหาตำแหน่งของเหล็กเสริม

รูปที่ 5.2 เครื่องมือที่ใช้ในการหาตำแหน่งเหล็กเสริมในโครงสร้าง

วิธีการทดสอบ

1) กำหนดตำแหน่งการเจาะ โดยตำแหน่งนั้น ๆจะต้องส่งผลกระทบกับตัวโครงสร้างน้อยที่สุด จากนั้นทำการตรวจสอบเหล็กเสริมให้ทราบตำแหน่งที่ชัดเจนด้วยเครื่องมือ Rebar Locator
2) ติดตั้งเครื่องเจาะคอนกรีต (Concrete Drilling Machine) แบบ Rotary Drilling ด้วย Anchor Bolt บริเวณจุดที่ต้องการเจาะเก็บแท่งตัวอย่างคอนกรีต จากนั้นติดตั้งกระบอกเจาะแบบ Single Core
3) ต่อสายยางจากถังน้ำเข้ากับเครื่องเจาะเก็บแท่งตัวอย่างคอนกรีต
4) เมื่อได้ตรวจสอบความเรียบร้อยแล้ว จึงเริ่มทำการเจาะแท่งตัวอย่างคอนกรีต โดยในขณะทำการเจาะ ต้องเปิดน้ำหล่อเลี้ยงเพื่อป้องกันความร้อนที่เกิดจากการเสียดสีระหว่าง Diamond barrel กับคอนกรีต
5) เมื่อได้แท่งตัวอย่างคอนกรีตแล้ว (รูปที่ 5.3) ให้ทำความสะอาดแล้วห่อด้วยพลาสติกเพื่อนำไปทดสอบในห้องปฏิบัติการต่อไป



รูปที่ 5.3 แท่งตัวอย่างคอนกรีตหลังจากการ Core Drilling

6) ทำการซ่อมแซมคอนกรีตบริเวณที่ได้ทำการเจาะเก็บแท่งตัวอย่างคอนกรีตให้เรียบร้อย โดยใช้ Low Shrinkage Cement หรือ Cement Grout หรือ Epoxy Resin ในการอุดซ่อมแซม
7) แท่งตัวอย่างคอนกรีตที่ได้จากการ Core Drilling ที่ภาคสนามจะถูกนำมาทดสอบหาค่ากำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่ห้องปฏิบัติการ ดังรูปที่ 5.4 ด้วยอัตราการกดระหว่าง 12 ถึง 24 N/(mm2.min)



รูปที่ 5.4 ตัวอย่างการทดสอบกำลังอัดของแท่งคอนกรีตแบบทำลาย

5.2 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

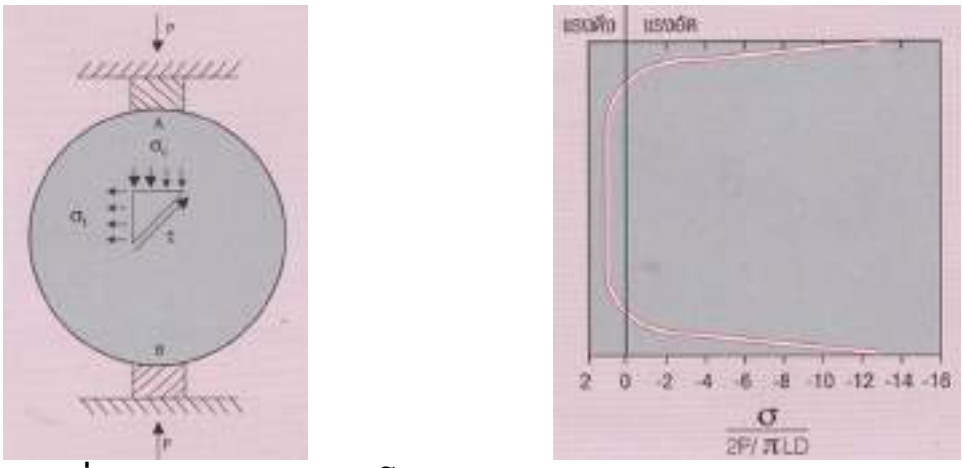
การทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตโดยตรง (Direct Tension Test) เป็นสิ่งที่กระทำได้ยากและเสียเวลามาก ดังนั้นจึงไม่นิยมใช้ในภาคปฏิบัติ ทางเลือกอื่นที่สามารถให้ค่ากำลังรับแรงดึงได้ คือ วิธีการทดสอบกำลังรับแรงดึงแบบผ่าซีก (Splitting tensile test) ซึ่งทดสอบได้ง่ายกว่า อีกทั้งผลการทดสอบค่าแปรปรวนต่ำ จึงเป็นวิธีหนึ่งที่นิยมมากในการหากำลังรับแรงดึงของคอนกรีต ดังนั้นโครงการนี้จะเลือกใช้วิธีนี้

การทดสอบนี้ครอบคลุมถึงการทดสอบกำลังดึงผ่าซีกของคอนกรีตรูปทรงกระบอก ซึ่งเป็นคอนกรีตที่ได้จากการหล่อคอนกรีตทั้งจากในสนามหรือจากห้องปฏิบัติการ หรือเป็นคอนกรีตที่ได้จากการเจาะมาจากโครงสร้าง (Drilled core) เพื่อทดสอบกำลังดึงผ่าซีกของคอนกรีตก็ได้

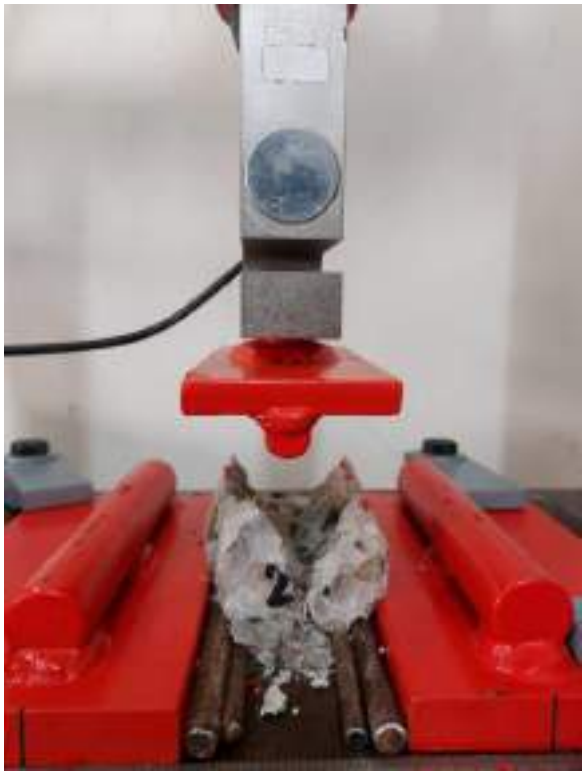
การทดสอบแรงดึงโดยวิธีการผ่าซีก (Splitting tensile test) พัฒนาขึ้นในประเทศบราซิล และมีวิธีการทดสอบตาม ASTM C496 การทดสอบโดยย่อคือ ใช้ตัวอย่างคอนกรีตรูปทรงกระบอกวางนอนเพื่อรับแรงกดตามแกนที่ส่งผ่านจากแผ่นไม้อัดหนา 3 มม. กว้าง 25 มม. แรงอัดที่ส่งผ่านไม้อัดจะทำให้เกิดแรงดึงขึ้นซึ่งเกือบคงที่ตลอดหน้าตัดดังแสดงในรูปที่ 5.5 โดยแรงอัดที่ผิวสัมผัสด้านบนของตัวอย่างไม่ทำให้คอนกรีตวิบัติ แต่แรงดึงบริเวณกลางตัวอย่างซึ่งจะเกิดขึ้นสูงกว่ากำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่จะรับได้ ทำให้คอนกรีตแตกออกเป็น 2 ซีกดังแสดงในรูปที่ 5.6

กำลังรับแรงดึงของคอนกรีตที่ทดสอบโดยวิธีผ่าซีกมีค่าสูงกว่ากำลังดึงที่ทดสอบโดยการดึงโดยตรง (Direct Tension Test) ประมาณร้อยละ 15 ขณะที่กำลังดึงของคอนกรีตโดยวิธีผ่าซีกมีค่าประมาณร้อยละ 50 ถึง 75 ของกำลังดึงที่ทดสอบโดยวิธีดัด (Modulus of Rupture, โมดูลัสแตกร้าว) สำหรับแรงดึงโดยวิธีผ่าซีกที่อายุ 28 วันของคอนกรีตกำลังธรรมดามีค่าประมาณร้อยละ 10 ถึง 20 ของกำลังรับแรงอัด แต่ในกรณีของคอนกรีตกำลังสูง (มากกว่า 800 กก./ซม² ขึ้นไป) จะมีค่าประมาณร้อยละ 5 ถึง 10 ของกำลังรับแรงอัด

ขั้นตอนการเจาะเก็บแท่งตัวอย่างคอนกรีต (เส้นผ่าศูนย์กลาง 5 ซม. ความลึก 10 ซม.) ดำเนินการด้วยวิธีการเดียวกันกับการทดสอบกำลังรับแรงอัด ซึ่งได้อธิบายไว้ในหัวข้อ 5.1



รูปที่ 5.5 การทดสอบแรงดึงโดยวิธีการผ่าซีก (Splitting tensile test)



รูปที่ 5.6 ผลการทดสอบแรงดึงโดยวิธีการผ่าซีก (Splitting tensile test)

5.3 การทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

คุณสมบัติการรับแรงดึงของเหล็กเสริมที่ใช้ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กนับว่าเป็นคุณสมบัติทางกลที่สำคัญ ทั้งนี้เนื่องจากเหล็กเสริมที่ใช้ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กส่วนใหญ่จะทำหน้าที่รับแรงดึง ถึงแม้ว่าบางครั้งอาจจะใช้ช่วยรับแรงอัด แต่กำลังรับแรงดึงและแรงอัดของเหล็กเสริมมีค่าเท่ากัน หากไม่เกิดการโก่งเดาะขึ้น ซึ่งโดยทั่วไปเหล็กเสริมตามยาวจะถูกยึดด้วยเหล็กเสริมตามขวางและหุ้มด้วยคอนกรีต ทำให้มีโอกาสโก่งเดาะน้อยมาก ดังนั้นการทดสอบเหล็กเสริมจึงทดสอบเฉพาะคุณสมบัติการรับแรงดึงเท่านั้น

เหล็กเสริมที่ใช้ในงานโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมี 2 ประเภท ได้แก่ เหล็กเส้นกลม (Round Bar) และเหล็กข้ออ้อย (Deform Bar) ดังรูปที่ 5.7 ซึ่งเป็นเหล็กกล้าคาร์บอนต่ำหรือเหล็กกล้าละมุน คุณสมบัติการรับแรงดึงของเหล็กเสริมถูกนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เช่น พื้น คาน เสา เพื่อให้ได้คุณสมบัติต้านทานการรับแรงดึงของเหล็กเสริมตามที่ออกแบบในการก่อสร้างต้องมีการตรวจสอบคุณสมบัติทางกายภาพและทางกลของเหล็กเสริมที่จะนำมาใช้งาน



(ก) เหล็กเส้นกลม



(ข) เหล็กข้ออ้อย

รูปที่ 5.7 เหล็กเสริม

1) มาตรฐานการทดสอบการรับแรงดึงของเหล็กเส้น
   - มอก 20-2543 มาตรฐานเหล็กเส้นเสริมคอนกรีต (เหล็กเส้นกลม)
   - มอก 24-2536 มาตรฐานเหล็กเส้นเสริมคอนกรีต (เหล็กข้ออ้อย)
   - มาตรฐานงานเหล็กเส้นเสริมคอนกรีต (มยธ.103-2533)
   - ASTM A615 M- 79 Deformed and Plain Billet- Steel Bars for Concrete Reinforcement (Metric)
   - BS 4449: 1969 Hot Rolled steel bars for the reinforcement of concrete
   - JIS G3112-1975 Steel bars for concrete reinforcement
   - AASHTO (American Association for State Highway and Transportation Officials)

5.4 การทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่น

การทดสอบหาความลึกการเกิดปฏิกิริยาคาร์บอเนชั่น (Carbonation Depth) ในคอนกรีต เป็นการตรวจสอบระดับการเสื่อมสภาพของผิวคอนกรีตที่ใช้ป้องกันสนิมให้กับเหล็กเสริม โดยการเกิดคาร์บอเนชั่นในเนื้อคอนกรีตเป็นกระบวนการเปลี่ยนแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) และแคลเซียมซิลิเกตไฮเดรท (C-S-H) ที่เป็นผลิตผลจากปฏิกิริยาไฮเดรชันให้เป็นผลิตภัณฑ์คาร์บอเนต โดยปฏิกิริยานี้จะเกิดขึ้นได้ก็ต่อเมื่อมีความชื้นและก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์

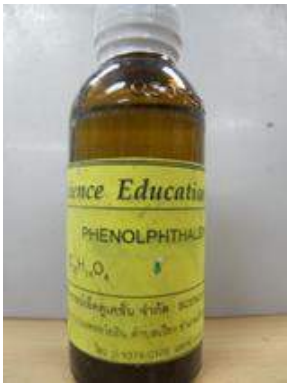
คอนกรีตในสภาวะเริ่มต้นจะเป็นสารประกอบของซีเมนต์ไฮเดรท จำพวกแคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH)_2$) ซึ่งมีสภาวะเป็นด่าง มีค่า pH ประมาณ 12 ซึ่งเหล็กเสริมในสภาวะที่เป็นด่างสูงจะไม่เกิดสนิม แต่เมื่อปล่อยทิ้งไว้เป็นเวลานาน ๆ ผิวคอนกรีตจะทำปฏิกิริยากับก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ (CO_2) ทำให้เกิดสารประกอบแคลเซียมคาร์บอเนต ($CaCO_3$) ขึ้น ดังสมการ

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \qquad (5.1)$$

กระบวนการทางเคมีดังกล่าวนี้จะเกิดขึ้นที่ผิวคอนกรีตที่สัมผัสกับอากาศและความชื้นโดยตรง และจะค่อย ๆ เกิดลึกลงไปเรื่อย ๆ ตามปริมาณคาร์บอนไดออกไซด์และความชื้นที่ซึมผ่านเข้าไปในเนื้อคอนกรีต ผลของคาร์บอเนชั่นจะทำให้แคลเซียมไฮดรอกไซด์ ($Ca(OH_2)$) ในคอนกรีตถูกใช้ไปในปฏิกิริยาดังกล่าว หากความลึกของคาร์บอเนชั่นเกิดเข้าไปจนถึงตำแหน่งเหล็กเสริม จะทำให้ความเป็นด่างของคอนกรีตรอบเหล็กเสริมลดต่ำลง ส่งผลให้เหล็กเสริมสามารถเกิดสนิมขึ้นได้

1) สารเคมีที่ใช้ในการทดสอบ

สารละลายฟีนอล์ฟทาลีน (Phenolphthalein $C_20H_{14}O_4$) 1% ในแอลกอฮอล์



รูปที่ 5-8 สารละลายฟีนอล์ฟทาลีน

2) วิธีการทดสอบ

ทำการเจาะเก็บผงตัวอย่างคอนกรีตดังรูปที่ 5.9 (ก) ที่ระดับความลึกทุก ๆ 1 ซม.จนถึง 5 ซม. จากผิวคอนกรีต โดยหลีกเลี่ยงการเจาะถูกเหล็กเสริม นำผงตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับความลึกต่าง ๆ มาทดสอบด้วยสารละลาย Phenolphthalein 1% ในแอลกอฮอล์ ที่ห้องปฏิบัติการ หากผงคอนกรีตเปลี่ยนเป็นสีม่วงแดง แสดงว่าคอนกรีตยังคงสภาพความเป็นด่างอยู่ แต่หากไม่เปลี่ยนสีหรือเปลี่ยนเป็นสีจาง ๆ แสดงว่า คอนกรีตมีค่าความเป็นด่างลดลง หรือเกิดคาร์บอเนชั่นขึ้นในระดับความลึกนี้ดังรูปที่ 5.9 (ข)



(ก) การเจาะเก็บผงตัวอย่างคอนกรีตที่ระดับความลึกต่าง ๆ



(ข) การตรวจคาร์บอเนชั่น

รูปที่ 5.9 การทดสอบความลึกของการเกิดปฏิกิริยาคาร์บอเนชั่น

5.5 ผลการทดสอบวัสดุ

การดำเนินการเก็บวัสดุตัวอย่างสำหรับการทดสอบคุณสมบัติ จะทำการบันทึกภาพในขั้นตอนการดำเนินการของแต่ละตัวอย่าง จัดทำเป็นรายงานการเก็บตัวอย่าง แสดงในภาคผนวก หลังจากเก็บตัวอย่างและจดบันทึกรหัสตัวอย่าง จะส่งตัวอย่างไปทดสอบที่มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือต่อไป โดยผลการทดสอบจะแสดงในหัวข้อถัดไป

5.5.1 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

โครงการนี้ได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตในทุกช่วงสะพาน (Span) ทุกตอม่อสะพาน (Pier) และตอม่อตับริม A1 A2 รวมทั้งสิ้น 78 ตำแหน่ง โดยกระจายการทดสอบให้กับชิ้นส่วนประเภทต่าง ๆ ประกอบด้วย คานโค้ง (Arch beam, ARC) พื้นสะพาน (Deck, DK) ทางเท้า (Sidewalk, SW) คานหลัก (Girder, GD) คานขวาง (Diaphragm, DP) คานรัดหัวเสา(Cap beam, CB) เสาตอม่อ (Pier, CL) กำแพงตอม่อ (Pier Wall, PW) แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตในตารางถัดไป

ตารางที่ 5.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

No	Specimen No.	Area	Member	Member	Compressive Strength(ksc)
1	S1-WS-1	S1	DK	Deck	422
2	S1-WS-2	S1	DK	Deck	194
3	S1-WS-2*	S1	DK	Deck	377
4	S1-SW-2	S1	SW	Sidewalk	255
5	S1-DP1-2	S1	DP	Diaphragm	191
6	S1-GD2-L	S1	GD	Girder	359
7	S1-GD3-L	S1	GD	Girder	246
8	S2-SW1	S2	SW	Sidewalk	311
9	S2-SW2	S2	SW	Sidewalk	207
10	S2-WS1	S2	DK	Deck	269
11	S2-WS2	S2	DK	Deck	380
12	S2-WS3	S2	DK	Deck	314
13	S2-DP9-1	S2	DP	Diaphragm	202
14	S2-DP10-1	S2	DP	Diaphragm	257
15	S2-STG-L	S2	STG	Girder	176
16	S2-GDL	S2	GD	Girder	199

No	Specimen No.	Area	Member	Member	Compressive Strength(ksc)
17	S2-ARC-L	S2	ARC	Arch beam	395
18	S3-WS-2	S3	DK	Deck	443
19	S3-WS-1	S3	DK	Deck	345
20	S3-WS-2*	S3	DK	Deck	306
21	S3-WS3	S3	DK	Deck	271
22	S3-SW1	S3	SW	Sidewalk	207
23	S3-SW2	S3	SW	Sidewalk	422
24	S3-DP-9-2	S3	DP	Diaphragm	261
25	S3-DP10-2	S3	DP	Diaphragm	229
26	S3-GD2-L	S3	GD	Girder	334
27	S3-STG-L	S3	STG	Girder	303
28	S3-ARC-L	S3	ARC	Arch beam	367
29	S4-WS-1	S4	DK	Deck	400
30	S4-WS-2	S4	DK	Deck	341
31	S4-SW-1	S4	SW	Sidewalk	297
32	S4-SW2	S4	SW	Sidewalk	236
33	S4-WS3	S4	DK	Deck	296
34	S4-GD2-L	S4	GD	Girder	202
35	S4-STG-R	S4	STG	Girder	217
36	S4-EDP1-2	S4	DP	Diaphragm	236
37	S4-EDP1-4	S4	DP	Diaphragm	250
38	S4-ARC-R	S4	ARC	Arch beam	308
39	S5-SW1	S5	SW	Sidewalk	388
40	S5-SW2	S5	SW	Sidewalk	238
41	S5-WS1	S5	DK	Deck	263
42	S5-WS2	S5	DK	Deck	204
43	S5-WS	S5	DK	Deck	208
44	S5-WS3	S5	DK	Deck	240
45	S5-DP3-1	S5	DP	Diaphragm	217
46	S5-END-DP2	S5	DP	Diaphragm	175

No	Specimen No.	Area	Member	Member	Compressive Strength(ksc)
47	S5-GD2-L	S5	GD	Girder	219
48	S5-STG-L	S5	STG	Girder	208
49	S5-ARC-R	S5	ARC	Arch beam	192
50	S6-WS-1	S6	DK	Deck	422
51	S6-WS-2	S6	DK	Deck	224
52	S6-SW-2	S6	SW	Sidewalk	227
53	S6-GD1-R	S6	GD	Girder	254
54	S6-GD3-L	S6	GD	Girder	193
55	S6-DP-2-2	S6	DP	Diaphragm	189
56	S7-SW2	S7	SW	Sidewalk	223
57	S7-SW2*	S7	SW	Sidewalk	272
58	S7-WS-1	S7	DK	Deck	321
59	S7-WS-2	S7	DK	Deck	323
60	S7-DP1-2	S7	DP	Diaphragm	193
61	S7-GD-3-L	S7	GD	Girder	359
62	S7-GD2-R	S7	GD	Girder	188
63	P1-R-1	P1	PW	Pier Wall	180
64	P1-RE-3	P1	PW	Pier Wall	169
65	P2-F-1	P2	PW	Pier Wall	179
66	P2-F-3	P2	PW	Pier Wall	177
67	P3-RE-2	P3	PW	Pier Wall	274
68	P3-RE-4	P3	PW	Pier Wall	278
69	P4-RE-2	P4	PW	Pier Wall	180
70	P4-RE-4	P4	PW	Pier Wall	216
71	P5-RE-1	P5	PW	Pier Wall	227
72	P5-RE-3	P5	PW	Pier Wall	184
73	P6-F-1	P6	PW	Pier Wall	192
74	P6-F-3	P6	PW	Pier Wall	195
75	A1-CB	A1	CB	Cap Beam	217
76	A1-CL-2	A1	CL	Pier Column	208

No	Specimen No.	Area	Member	Member	Compressive Strength(ksc)
77	A2-CL-2	A2	CL	Pier Column	265
78	A2-CB	A2	CB	Cap Beam	344

5.5.2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

โครงการนี้ได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตในทุกช่วงสะพาน (Span) ทุกตอม่อสะพาน (Pier) และตอม่อตับริม A1 A2 รวมทั้งสิ้น 75 ตำแหน่ง โดยกระจายการทดสอบให้กับชิ้นส่วนประเภทต่าง ๆ ประกอบด้วย คานโค้ง (Arch beam, ARC) พื้นสะพาน (Deck, DK) ทางเท้า (Sidewalk, SW) คานหลัก (Girder, GD) คานขวาง (Diaphragm, DP) คานรัดหัวเสา(Cap beam, CB) เสาตอม่อ (Pier, CL) กำแพงตอม่อ (Pier Wall, PW) แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตในตารางถัดไป

ตารางที่ 5.3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

No	Specimen No.	Area	Member	Member	Tensile Strength (ksc)
1	S1-WS-1	S1	DK	Deck	31
2	S1-WS-2	S1	DK	Deck	43
3	S1-SW1	S1	SW	Sidewalk	51
4	S1-DP1-1	S1	DP	Diaphragm	28
5	S1-GD1-R	S1	GD	Girder	37
6	S1-GD3-L	S1	GD	Girder	28
7	S2-SW1	S2	SW	Sidewalk	42
8	S2-SW2	S2	SW	Sidewalk	46
9	S2-WS1	S2	DK	Deck	40
10	S2-WS2	S2	DK	Deck	37
11	S2-WS3	S2	DK	Deck	49
12	S2-DP9-2	S2	DP	Diaphragm	31
13	S2-DP10-2	S2	DP	Diaphragm	31
14	S2-STG-L	S2	STG	Girder	20
15	S2-GD1-R	S2	GD	Girder	18
16	S2-ARC-R	S2	ARC	Arch beam	32
17	S3-WS-1	S3	DK	Deck	51

No	Specimen No.	Area	Member	Member	Tensile Strength (ksc)
18	S3-WS-2	S3	DK	Deck	46
19	S3-WS-3	S3	DK	Deck	49
20	S3-SW-1	S3	SW	Sidewalk	28
21	S3-SW-1	S3	SW	Sidewalk	32
22	S3-SW-2	S3	SW	Sidewalk	29
23	S3-DP9-1	S3	DP	Diaphragm	35
24	S3-DP10-1	S3	DP	Diaphragm	28
25	S3-GD-1-R	S3	GD	Girder	21
26	S3-STG-R	S3	STG	Girder	30
27	S3-ARC-L	S3	ARC	Arch beam	32
28	S4-WS-1	S4	DK	Deck	34
29	S4-WS-2	S4	DK	Deck	47
30	S4-SW-1	S4	SW	Sidewalk	34
31	S4-SW-2	S4	SW	Sidewalk	41
32	S4-WS-3	S4	DK	Deck	47
33	S4-GD1-R	S4	GD	Girder	19
34	S4-STG-1	S4	STG	Girder	33
35	S4-EDP1-1	S4	DP	Diaphragm	24
36	S4-EDP1-3	S4	DP	Diaphragm	41
37	S4-ARC-L	S4	ARC	Arch beam	50
38	S5-SW-1	S5	SW	Sidewalk	40
39	S5-SW-2	S5	SW	Sidewalk	45
40	S5-WS-1	S5	DK	Deck	36
41	S5-WS-2	S5	DK	Deck	50
42	S5-WS-3	S5	DK	Deck	36
43	S5-DP3-2	S5	DP	Diaphragm	38
44	S5-END-DP1	S5	DP	Diaphragm	21
45	S5-GD1-R	S5	GD	Girder	29
46	S5-STG-R	S5	STG	Girder	30
47	S5-ARC-L	S5	ARC	Arch beam	30

No	Specimen No.	Area	Member	Member	Tensile Strength (ksc)
48	S6-WS-1	S6	DK	Deck	40
49	S6-WS-2	S6	DK	Deck	48
50	S6-SW-1	S6	SW	Sidewalk	48
51	S6-GD1-R	S6	GD	Girder	29
52	S6-GD3-L	S6	GD	Girder	35
53	S6-DP-2-1	S6	DP	Diaphragm	28
54	S7-SW-1	S7	SW	Sidewalk	36
55	S7-WS-1	S7	DK	Deck	28
56	S7-WS-2	S7	DK	Deck	43
57	S7-DP1-1	S7	DP	Diaphragm	34
58	S7-GD3-L	S7	GD	Girder	37
59	S7-GD2-R	S7	GD	Girder	45
60	P1-R-2	P1	PW	Pier Wall	30
61	P1-F-4	P1	PW	Pier Wall	27
62	P2-F-2	P2	PW	Pier Wall	26
63	P2-F-4	P2	PW	Pier Wall	27
64	P3-RE-1	P3	PW	Pier Wall	40
65	P3-RE-3	P3	PW	Pier Wall	38
66	P4-RE-1	P4	PW	Pier Wall	41
67	P4-RE-3	P4	PW	Pier Wall	36
68	P5-RE-2	P5	PW	Pier Wall	30
69	P5-RE-4	P5	PW	Pier Wall	30
70	P6-F-2	P6	PW	Pier Wall	26
71	P6-F-4	P6	PW	Pier Wall	30
72	A1-CB	A1	CB	Cap Beam	20
73	A1-CL2	A1	CL	Pier Column	36
74	A2-CL2	A2	CL	Pier Column	30
75	A2-CB	A2	CB	Cap Beam	35

5.5.3 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

โครงการนี้ได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริมในทุกช่วงสะพาน (Span) ทุกตอม่อสะพาน (Pier) และตอม่อตับริม A1 A2 รวมทั้งสิ้น 40 ตำแหน่ง โดยกระจายการทดสอบให้กับชิ้นส่วนประเภทต่าง ๆ ประกอบด้วย คานโค้ง (Arch beam, ARC) พื้นสะพาน (Deck, DK) ทางเท้า (Sidewalk, SW) คานหลัก (Girder, GD) คานขวาง (Diaphragm, DP) คานรัดหัวเสา(Cap beam, CB) กำแพงตอม่อ (Pier Wall, PW) โดยพบว่าเหล็กเสริมทั้งหมดเป็นเหล็กเส้นกลม (Round Bar) แสดงผลการทดสอบกำลังรับดึงของเหล็กเสริมในตารางถัดไป

ตารางที่ 5.4 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

Specimen No.	Area	Member		diameter (mm)	Yield Stress (MPa)	Ultimate Stress (MPa)
S7-DP2-1	S7	DP	Diaphragm	6	381.9	422.7
S7-DK	S7	DK	Deck	9	370.9	433.9
S7-GD1-R	S7	GD	Girder	9	340.0	399.1
S7-SW1	S7	SW	Sidewalk	9	384.9	456.2
A2-CB	A2	CB	Cap Beam	9	363.4	424.5
A1-CB	A1	CB	Cap Beam	9	355.0	379.9
S5-ARC-R	S5	ARC	Arch beam	6	387.7	408.2
S5-SW1	S5	SW	Sidewalk	9	380.1	459.3
S5-GD1-R	S5	GD	Girder	9	364.8	424.0
P5-RE	P5	PW	Pier Wall	9	379.8	448.9
S5-END-DP1-1	S5	DP	Diaphragm	9	374.2	396.5
S5-DK-CL-L/2	S5	DK	Deck	12	383.1	449.6
S6-DP3-1	S6	DP	Diaphragm	6	442.5	474.0
S6-SW1	S6	SW	Sidewalk	6	410.1	446.5
P6-F	P6	PW	Pier Wall	9	331.7	390.5
S6-DK	S6	DK	Deck	9	356.9	431.3
S6-GD1-R	S6	GD	Girder	9	368.5	414.7
S3-DP9-1	S3	DP	Diaphragm	6	295.4	398.8
P3-RE	P3	PW	Pier Wall	9	358.1	435.6
S3-ARC-L	S3	ARC	Arch beam	9	383.0	438.1
S3-SW1	S3	SW	Sidewalk	9	349.6	398.8
S3-GD1-R	S3	GD	Girder	9	361.8	408.7
S3-DK1-3-L/4	S3	DK	Deck	16	403.6	482.8
S4-ARC-R	S4	ARC	Arch beam	6	317.6	413.7
S4-EDP1-1	S4	DP	Diaphragm	6	344.7	383.0
S4-GD1-R	S4	GD	Girder	9	374.2	414.2

Specimen No.	Area	Member		diameter (mm)	Yield Stress (MPa)	Ultimate Stress (MPa)
S4-SW1	S4	SW	Sidewalk	9	353.3	426.5
P4-RE	P4	PW	Pier Wall	12	370.6	426.2
S4-DK2-L/2	S4	DK	Deck	12	384.9	451.7
S1-SWI	S1	SW	Sidewalk	9	354.5	412.1
S1-GD1-R	S1	GD	Girder	9	366.7	407.4
S1-DK	S1	DK	Deck	9	369.9	411.0
S1-DP2-1	S1	DP	Diaphragm	6	360.5	400.5
P1-RE	P1	PW	Pier Wall	12	365.2	405.8
S2-SW1	S2	SW	Sidewalk	6	377.2	414.9
S2-DP10-2	S2	DP	Diaphragm	6	363.8	415.7
S2-ARC-L	S2	ARC	Arch beam	9	293.2	328.4
S2-GD1-R	S2	GD	Girder	9	277.1	318.7
P2-F	P2	PW	Pier Wall	12	302.1	332.3
S2-DK2	S2	DK	Deck	9	381.2	423.6

5.5.4 ผลการทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่น

โครงการนี้ได้ทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่น 149 ตำแหน่ง ๆ ละ 5 ระดับความลึก (รวมทั้งสิ้น 745 ตัวอย่าง) โดยกระจายการทดสอบให้กับชิ้นส่วนประเภทต่าง ๆ ประกอบด้วย คานโค้ง (Arch beam, ARC) พื้นสะพาน (Deck, DK) ทางเท้า (Sidewalk, SW) คานหลัก (Girder, GD) คานขวาง (Diaphragm, DP) คานรัดหัวเสา(Cap beam, CB) กำแพงตอม่อ (Pier Wall, PW) เสาตอม่อ (Pier, CL) ตารางที่ 5.5 แสดงผลการเกิดคาร์บอเนชั่น (รูปการทดสอบแสดงใน ภาคผนวก ง) ซึ่งจะระบุสีของผงคอนกรีตหลังการทดสอบ การสรุปผลการทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่นจากสีผงคอนกรีตดังนี้

1. ถ้าสีของผงคอนกรีตไม่เปลี่ยนสีและยังเป็นสีเทา แสดงว่าเกิดคาร์บอเนชั่นที่ระยะลึกนั้น ๆ
2. ถ้าสีของผงคอนกรีตเปลี่ยนเป็นสีม่วงหรือม่วงเข้ม คือไม่ได้เกิดคาร์บอเนชั่นที่ระยะลึกนั้น ๆ

โดยส่วนใหญ่การเกิดคาร์บอเนชั่นจะเริ่มตั้งแต่ผิวคอนกรีต ลึกเข้าไปในคอนกรีต ซึ่งแต่ละตำแหน่งจะสรุปความลึกการพบคาร์บอเนชั่นตามความลึกสูงสุดที่พบการเกิดคาร์บอเนชั่น แม้ว่าบางครั้งการเกิดคาร์บอเนชั่นจะไม่พบในระดับความลึกก่อนหน้าก็ตาม และถ้าไม่พบการเกิดคาร์บอเนชั่นจะกำหนดให้ความลึกการพบคาร์บอเนชั่นเท่ากับ 0

ตารางที่ 5.5 ผลการทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่น

No.	Specimen No.	Area	Member	ผลทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่นที่ความลึก					ความลึกการพบปฏิกิริยาคาร์บอเนชั่น (cm)
				1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	
1	S2-Arch-RT	S2	ARC	ม่วง	ม่วง	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วง	0
2	S2-Arch-LT	S2	ARC	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
3	S3-Arch-RT	S3	ARC	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
4	S3-Arch-LT	S3	ARC	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
5	S4-Arch-RT	S4	ARC	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
6	S4-Arch-LT	S4	ARC	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
7	S5-Arch-RT	S5	ARC	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
8	S5-Arch-LT	S5	ARC	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
9	S1-DK-1	S1	DK	ม่วง	ม่วง	ม่วง	เทา	เทา	5
10	S1-DK-2	S1	DK	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
11	S1-DK-3	S1	DK	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
12	S1-DK-4	S1	DK	เทา	เทา	ม่วง	เทา	เทา	5
13	S1-DK-5	S1	DK	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
14	S2-DK-1	S2	DK	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
15	S2-DK-2	S2	DK	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
16	S2-DK-3	S2	DK	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วง	2
17	S2-DK-4	S2	DK	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วง	2
18	S2-DK-5	S2	DK	เทา	ม่วง	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วง	1

No.	Specimen No.	Area	Member	ผลทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่นที่ความลึก					ความลึกการพบปฏิกิริยาคาร์บอเนชั่น (cm)
				1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	
19	S3-DK-1	S3	DK	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
20	S3-DK-2	S3	DK	ปกติ	ปกติ	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
21	S3-DK-3	S3	DK	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
22	S3-DK-4	S3	DK	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	1
23	S3-DK-5	S3	DK	เทา	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	3
24	S4-DK-1	S4	DK	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
25	S4-DK-2	S4	DK	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
26	S4-DK-3	S4	DK	ม่วงเข้ม	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	3
27	S4-DK-4	S4	DK	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
28	S4-DK-5	S4	DK	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
29	S5-DK-1	S5	DK	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
30	S5-DK-2	S5	DK	เทา	เทา	เทา	ม่วง	เทา	5
31	S5-DK-3	S5	DK	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
32	S5-DK-4	S5	DK	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
33	S5-DK-5	S5	DK	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
34	S6-DK-1	S6	DK	เทา	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	3
35	S6-DK-2	S6	DK	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วง	0
36	S6-DK-3	S6	DK	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	4
37	S6-DK-4	S6	DK	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
38	S6-DK-5	S6	DK	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
39	S7-DK-1	S7	DK	เทา	เทา	ปกติ	ม่วง	ปกติ	2
40	S7-DK-2	S7	DK	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
41	S7-DK-3	S7	DK	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
42	S7-DK-4	S7	DK	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
43	S7-DK-5	S7	DK	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
44	S1-DP-1	S1	DP	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
45	S1-DP-2	S1	DP	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
46	S2-DP-1	S2	DP	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
47	S2-DP-2	S2	DP	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
48	S3-DP-1	S3	DP	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
49	S3-DP-2	S3	DP	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
50	S4-DP-1	S4	DP	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	0
51	S4-DP-2	S4	DP	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	0
52	S5-DP-1	S5	DP	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
53	S5-DP-2	S5	DP	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
54	S6-DP-1	S6	DP	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5

No.	Specimen No.	Area	Member	ผลทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่นที่ความลึก					ความลึกการพบปฏิกิริยาคาร์บอเนชั่น (cm)
				1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	
55	S6-DP-2	S6	DP	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
56	S7-DP-1	S7	DP	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
57	S7-DP-2	S7	DP	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
58	S1-GD-1	S1	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
59	S1-GD-2	S1	GD	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
60	S1-GD-3	S1	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
61	S1-GD-4	S1	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
62	S1-GD-5	S1	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
63	S2-GD-1	S2	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
64	S2-GD-2	S2	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
65	S2-GD-3	S2	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
66	S2-GD-4	S2	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
67	S2-GD-5	S2	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
68	S3-GD-1	S3	GD	เทา	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	3
69	S3-GD-2	S3	GD	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
70	S3-GD-3	S3	GD	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
71	S3-GD-4	S3	GD	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
72	S3-GD-5	S3	GD	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
73	S4-GD-1	S4	GD	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
74	S4-GD-2	S4	GD	ม่วงเข้ม	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
75	S4-GD-3	S4	GD	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
76	S4-GD-4	S4	GD	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
77	S4-GD-5	S4	GD	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	1
78	S5-GD-1	S5	GD	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
79	S5-GD-2	S5	GD	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
80	S5-GD-3	S5	GD	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
81	S5-GD-4	S5	GD	เทา	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	3
82	S5-GD-5	S5	GD	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
83	S6-GD-1	S6	GD	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
84	S6-GD-2	S6	GD	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วง	2
85	S6-GD-3	S6	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
86	S6-GD-4	S6	GD	เทา	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	3
87	S6-GD-5	S6	GD	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
88	S7-GD-1	S7	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
89	S7-GD-2	S7	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
90	S7-GD-3	S7	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วงเข้ม	4

No.	Specimen No.	Area	Member	ผลทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่นที่ความลึก					ความลึกการพบปฏิกิริยาคาร์บอเนชั่น (cm)
				1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	
91	S7-GD-4	S7	GD	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
92	S7-GD-5	S7	GD	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
93	P1-1	P1	PW	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	0
94	P1-2	P1	PW	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	0
95	P1-3	P1	PW	เทา	เทา	เทา	ม่วง	เทา	5
96	P1-4	P1	PW	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	0
97	P1-5	P1	PW	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
98	P1-6	P1	PW	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	1
99	P2-1	P2	PW	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
100	P2-2	P2	PW	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
101	P2-3	P2	PW	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
102	P2-4	P2	PW	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
103	P2-5	P2	PW	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
104	P2-6	P2	PW	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
105	P3-1	P3	PW	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
106	P3-2	P3	PW	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
107	P3-3	P3	PW	เทา	ม่วง	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	1
108	P3-4	P3	PW	ม่วง	ม่วง	ม่วง	เทา	เทา	5
109	P3-5	P3	PW	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
110	P3-6	P3	PW	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
111	P4-1	P4	PW	ม่วงเข้ม	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	2
112	P4-2	P4	PW	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
113	P4-3	P4	PW	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
114	P4-4	P4	PW	เทา	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	1
115	P4-5	P4	PW	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
116	P4-6	P4	PW	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
117	P5-1	P5	PW	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
118	P5-2	P5	PW	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	เทา	5
119	P5-3	P5	PW	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
120	P5-4	P5	PW	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
121	P5-5	P5	PW	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	1
122	P5-6	P5	PW	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
123	P6-1	P6	PW	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
124	P6-2	P6	PW	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
125	P6-3	P6	PW	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	0
126	P6-4	P6	PW	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2

No.	Specimen No.	Area	Member	ผลทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่นที่ความลึก					ความลึกการพบปฏิกิริยาคาร์บอเนชั่น (cm)
				1 cm	2 cm	3 cm	4 cm	5 cm	
127	P6-5	P6	PW	เทา	ม่วง	ม่วง	เทา	เทา	5
128	P6-6	P6	PW	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	1
129	A1-1	A1	CB	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
130	A1-2	A1	CL	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
131	A1-3	A1	CL	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
132	A2-1	A2	CB	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	0
133	A2-2	A2	CL	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
134	A2-3	A2	CL	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
135	S1-SW1	S1	SW	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
136	S2-SW2	S2	SW	เทา	ม่วง	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	เทา	5
137	S3-SW1	S3	SW	เทา	ม่วง	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	1
138	S4-SW2	S4	SW	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	ม่วงเข้ม	0
139	S5-SW1	S5	SW	เทา	เทา	เทา	ม่วง	เทา	5
140	S6-SW2	S6	SW	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
141	S7-SW1	S7	SW	เทา	เทา	ม่วง	เทา	ม่วง	4
142	S2-STG-1	S2	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
143	S2-STG-2	S2	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	เทา	5
144	S3-STG-1	S3	GD	เทา	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	3
145	S3-STG-2	S3	GD	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2
146	S4-STG-1	S4	GD	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	1
147	S4-STG-2	S4	GD	เทา	เทา	เทา	เทา	ม่วง	4
148	S5-STG-1	S5	GD	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	ม่วง	0
149	S5-STG-2	S5	GD	เทา	เทา	ม่วง	ม่วง	ม่วง	2

5.6 สรุปผลทดสอบวัสดุสะพาน

5.6.1 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีต

ตารางที่ 5.6 แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตแยกตามประเภทชิ้นส่วน ผลทดสอบกำลังรับแรงอัดในส่วนนี้ จะนำไปใช้ในประเมินและออกแบบเสริมกำลังสะพานในลำดับต่อไป โดยจะใช้ค่ากำลังอัดที่ 5 เปอร์เซ็นไทล์ ซึ่งจะมีโอกาสที่กำลังอัดจะต่ำกว่านี้ 5%

ตารางที่ 5.6 ผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต

Member	N	Avg (ksc)	SD (ksc)	5th PERCENTILE (ksc)
Arch beam	4	315	89.79	168
Cap Beam	2	280	89.34	133
Deck	21	313	76.03	188
Diaphragm	11	218	30.17	169
Girder	14	247	64.82	140
Pier Column	2	236	40.62	170
Pier Wall	12	204	37.32	143
Sidewalk	12	274	69.92	159
ผลรวมทั้งหมด	78	262	73.45	141

5.6.2 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

ตารางที่ 5.7 แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตแยกตามประเภทชิ้นส่วน ผลทดสอบกำลังรับแรงดึงในส่วนนี้ จะนำไปใช้ในประเมินและออกแบบเสริมกำลังสะพานในลำดับต่อไป โดยจะใช้ค่ากำลังดึงที่ 5 เปอร์เซ็นไทล์ ซึ่งจะมีโอกาสที่กำลังดึงจะต่ำกว่านี้ 5%

ตารางที่ 5.7 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต

Member	N	Avg (ksc)	SD (ksc)	5th PERCENTILE (ksc)
Arch beam	4	36	9.54	20
Cap Beam	2	27	10.58	10
Deck	18	42	6.95	31
Diaphragm	11	31	5.89	21
Girder	14	29	7.94	16
Pier Column	2	33	4.72	25
Pier Wall	12	32	5.42	23
Sidewalk	12	39	7.70	27
ผลรวมทั้งหมด	75	35	8.54	21

5.6.3 สรุปผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

แสดงผลการทดสอบเหล็กเสริม (RB) ของสะพาน เมื่อนำข้อมูลจำนวน 40 ตัวอย่างมาวิเคราะห์ พบว่ามีค่าเฉลี่ยความเค้นดึงที่จุดครากเท่ากับ 3653 ksc ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐานเท่ากับ 450 ksc ผลทดสอบความเค้นดึงที่จุดครากในส่วนนี้ จะนำไปใช้ในประเมินและออกแบบเสริมกำลังสะพานในลำดับต่อไป โดยจะใช้ความเค้นดึงที่จุดครากที่ 5 เปอร์เซ็นไทล์ ซึ่งจะมีโอกาสที่ความเค้นดึงที่จุดครากจะต่ำกว่านี้ 5%

ตารางที่ 5.8 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของเหล็กเสริม

Member	N	Yield Stress (MPa)			Ultimate Stress (MPa)		
		AVG	SD	5th PERCENTILE	AVG	SD	5th PERCENTILE
	(จำนวนตัวอย่าง)	(ค่าเฉลี่ย)	(ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน)		(ค่าเฉลี่ย)	(ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน)	
Arch beam	4	345.4	47.25	267.7	397.1	47.59	318.8
Cap Beam	2	359.2	5.95	349.4	402.2	31.56	350.3
Deck	7	378.6	14.72	354.4	440.6	23.39	402.1
Diaphragm	7	366.1	44.03	293.7	413.0	29.86	363.9
Girder	7	350.5	34.09	294.4	398.1	35.84	339.1
Pier Wall	6	351.2	29.10	303.4	406.5	41.95	337.5
Sidewalk	7	372.8	21.84	336.9	430.6	23.63	391.7
ผลรวมทั้งหมด	40	362.1	31.77	309.8	415.2	34.57	358.3

5.6.4 สรุปผลการทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่น

ตารางที่ 5.9 แสดงผลการทดสอบค่าความลึกการเกิดปฏิกิริยาคาร์บอเนชั่นแยกตามประเภทชิ้นส่วน ถ้าคาร์บอเนชั่นเกิดลึกถึงชั้นเหล็กเสริม เหล็กเสริมอาจเกิดสนิมได้ จากการสำรวจสะพานคอนกรีตหุ้มหนาประมาณ 2.5 ซมและเมื่อพิจารณาความแปรปรวนของค่าที่ตรวจวัดได้ โครงสร้างทั้งหมดมีโอกาศเกิดสนิมได้มาก ควรทาน้ำยาป้องกันการเสื่อมสภาพคอนกรีตเพื่อป้องกันความเสียหายที่อาจเกิดขึ้น

ตารางที่ 5.9 ผลการทดสอบค่าความลึกการเกิดปฏิกิริยาคาร์บอเนชั่น

Member	N	AVG (cm)	Std (cm)	Covering (cm)	Prob (depth > covering) (%)
ARC	8	3.375	1.685	2.5	69.0%
CB	2	2.500	3.536	2.5	50.0%
CL	4	2.500	0.577	2.5	50.0%
*DK	35	2.686	1.778	2.5	54.1%
DP	14	3.214	1.847	2.5	64.7%
GD	43	2.907	1.645	2.5	59.7%
PW	36	2.611	2.004	2.5	52.2%
SW	7	3.429	2.070	2.5	66.5%
ผลรวมทั้งหมด	149	2.846	1.792	2.5	57.6%

*DK (พื้นสะพาน) จะทดสอบการเกิดคาร์บอเนชั่นบริเวณท้องพื้นด้านล่างทั้งหมด

บทที่ 6 การตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก

6.1 วิธีการตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน

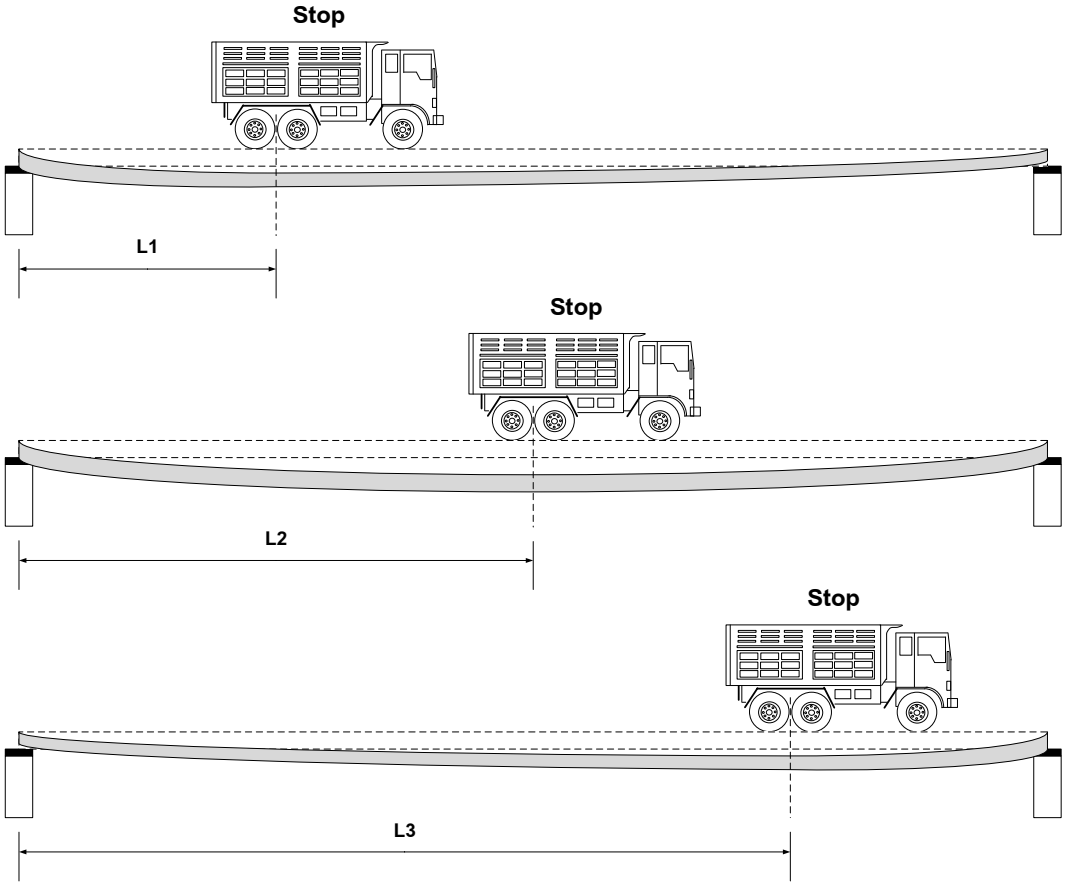
การทดสอบและการตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุก (Bridge Load Test) เป็นการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานภายใต้น้ำหนักบรรทุกขนาดต่าง ๆ เพื่อนำผลที่ได้ไปใช้ในการวิเคราะห์ด้วยแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์และประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของสะพาน ตลอดจนนำข้อมูลที่ได้มาปรับปรุงแบบจำลองให้มีความถูกต้องและสอดคล้องกับพฤติกรรมจริงของสะพานมากที่สุด เพื่อใช้ในการศึกษาพฤติกรรมต่าง ๆ ที่สนใจต่อไป

หลักการโดยทั่วไปของการทดสอบสะพานประเภทนี้ คือ การนำข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดมาประเมินผลเปรียบเทียบกับค่าที่คำนวณได้ทางทฤษฎี โดยจะต้องควบคุมน้ำหนักรถที่จะนำมาทดสอบให้ผลการตอบสนองของสะพานอยู่ภายในช่วงยืดหยุ่นเชิงเส้น (Linear Elastic) และสามารถประเมินหากำลังรับน้ำหนักสูงสุดได้โดยใช้วิธีการ Extrapolate ค่าที่ได้จากการทดสอบเป็นระดับของน้ำหนักบรรทุกที่ปลอดภัย (Safe Load Level)

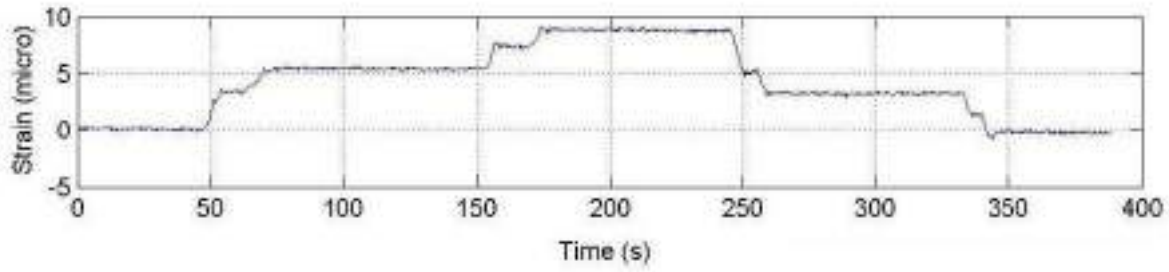
การทดสอบสะพานภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุกจริงเพื่อทำให้ทราบถึงผลการตอบสนองที่แท้จริงของโครงสร้างสะพาน นอกจากนี้เพื่อใช้เป็นข้อมูลพื้นฐานประกอบการวิเคราะห์และประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพาน และใช้ในการตรวจสอบความถูกต้องและปรับแก้แบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง รวมถึงเพื่อใช้เป็นข้อมูลเปรียบเทียบอ้างอิง (Benchmark/Reference) และติดตามการเสื่อมสภาพของสะพานในอนาคต

6.1.1 การทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test)

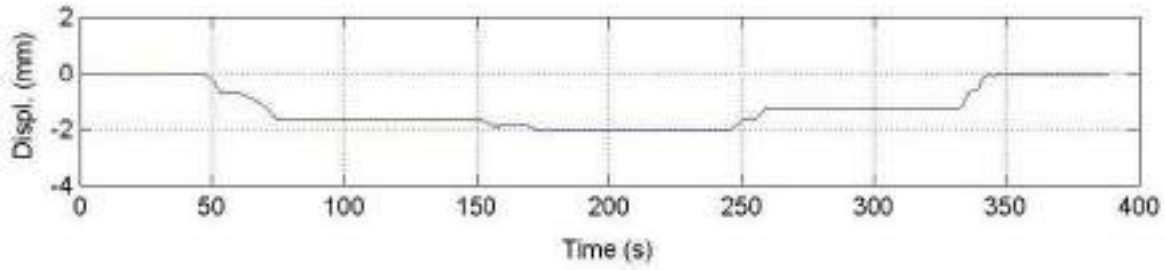
การทดสอบสะพานแบบสถิต (Static Load Test) เป็นการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพานเนื่องจากน้ำหนักและตำแหน่งของรถบรรทุกที่กระทำต่อสะพานแบบสถิต ในการทดสอบจะนำรถบรรทุกมาจอดนิ่งอยู่กับที่ โดยให้ระยะกึ่งกลางของชุดเพลาหลังตรงกับตำแหน่งต่าง ๆ ที่ต้องการจะทดสอบดังรูปที่ 6.1 ในแต่ละตำแหน่งที่ทำการหยุดรถ จะบันทึกผลการตอบสนองของโครงสร้าง เช่น ค่าความเครียด (Strain) ค่าการแอ่นตัว (Deflection) ดังแสดงในรูปที่ 6.2 และรูปที่ 6.3 ตามลำดับ โดยจะนำข้อมูลจากการตรวจวัดที่ตำแหน่งต่าง ๆ นี้มาวิเคราะห์และแสดงให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ต่าง ๆ เช่น ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเครียดกับตำแหน่งของรถบรรทุก ความสัมพันธ์ระหว่างค่าการแอ่นตัวแนวดิ่งกับตำแหน่งของรถบรรทุก เป็นต้น นอกจากนี้ผลการตอบสนองที่ได้จากตำแหน่งที่น้ำหนักรถบรรทุกกระทำกับสะพาน สามารถนำไปใช้ในการปรับแก้แบบจำลองของสะพานให้มีพฤติกรรมสอดคล้องกับโครงสร้างจริงมากที่สุด



รูปที่ 6.1 การทดสอบสะพานแบบสถิต โดยการให้รถบรรทุกจอดที่ตำแหน่งต่าง ๆ บนสะพาน



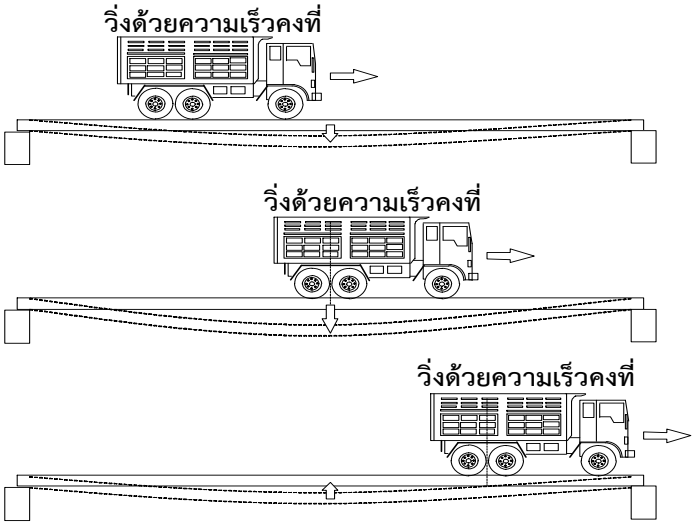
รูปที่ 6.2 ตัวอย่างผลการตรวจวัดค่าความเครียดจาก Strain Gauge



รูปที่ 6.3 ตัวอย่างผลการตรวจวัดค่าการแอ่นตัวที่ได้จาก Displacement Transducer

6.1.2 การทดสอบสะพานแบบพลวัต (Dynamic Load Test)

เป็นการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักเชิงพลวัตของโครงสร้างสะพานเนื่องจากน้ำหนักและความเร็วของรถบรรทุกที่วิ่งบนสะพาน ในการทดสอบจะนำรถบรรทุกมาวิ่งผ่านบนสะพานที่ความเร็วต่าง ๆ กัน ในแต่ละความเร็วที่วิ่งบนสะพาน จะทำการตรวจวัดการสั่นไหวของโครงสร้างสะพาน เพื่อนำไปวิเคราะห์หาคุณสมบัติทางพลศาสตร์ (Dynamic Properties) ของสะพานด้านต่าง ๆ เช่น ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) รูปร่างการสั่นไหวในโหมดต่าง ๆ (Mode Shape) อัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratios) และตัวคูณเพิ่มค่าแรงกระแทก (Impact Factor) รวมถึงตรวจวัดระดับการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานและผลกระทบที่มีต่อการใช้งาน (Serviceability) ของสะพาน



รูปที่ 6.4 การทดสอบแบบพลวัติโดยให้รถบรรทุกวิ่งด้วยความเร็วคงที่บนสะพาน

6.1.2.1 ตัวคูณเพิ่มค่าแรงกระแทก (Impact Factor)

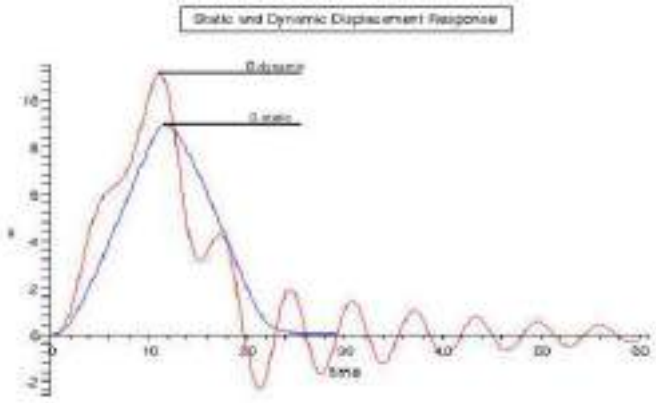
เป็นค่าแฟคเตอร์ที่ใช้คูณกับแรงกระทำของรถบรรทุกในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานแบบสถิต เพื่อพิจารณาผลกระทบจากแรงกระแทกและการสั่นไหวของโครงสร้างสะพานเมื่อมีรถบรรทุกวิ่งผ่าน ตัวคูณเพิ่มค่าแรงกระแทกสามารถคำนวณได้โดยสมการ (6.1)

$$I = \frac{R_{Dyn}}{R_{Sta}} \qquad (6.1)$$

โดยที่ R_{Dyn} = ค่าสูงสุดของผลการตอบสนองแบบพลวัต ณ ตำแหน่งที่พิจารณา

R_{Sta} = ค่าสูงสุดของผลการตอบสนองแบบสถิต ณ ตำแหน่งที่พิจารณา

ในกรณีที่ไม่สามารถตรวจวัดแบบสถิตได้ จะทำการคำนวณโดยใช้ข้อมูลที่ได้จากการตรวจวัดแบบ Dynamic Load Test มาผ่านกระบวนการกรองความถี่แบบ Low Pass Filter เพื่อแยกส่วน Pseudo-Static ออกมาจาก Dynamic Response โดยส่วนที่เป็น Pseudo-Static นี้จะเปรียบเสมือนผลการตอบสนองของโครงสร้างแบบสถิต ณ ตำแหน่งที่พิจารณา ซึ่งไม่รวมผลกระทบจากการสั่นไหวของโครงสร้าง โดยจะใช้ค่าสูงสุดของ Pseudo-Static สำหรับค่า R_{Sta} เพื่อใช้คำนวณในสมการ

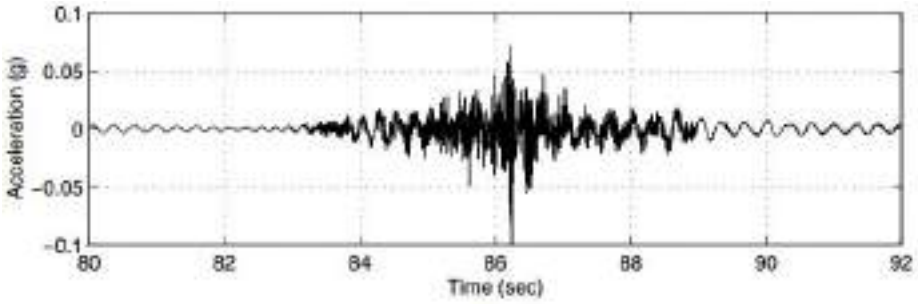


รูปที่ 6.5 ค่าการตอบสนองของโครงสร้างแบบ Pseudo Static และแบบ Dynamic

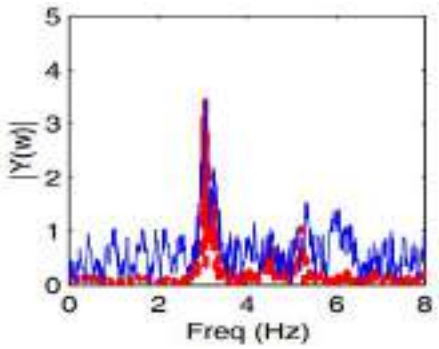
6.1.2.2 ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency)

ค่าความถี่ธรรมชาติเป็นคุณสมบัติพื้นฐานทางพลศาสตร์ของโครงสร้างสะพาน สามารถตรวจวัดได้จากการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้าง (Free Vibration) ถ้าสะพานได้รับแรงกระทำจากภายนอกที่มีความถี่ใกล้เคียงหรือเท่ากับค่าความถี่ธรรมชาติ สะพานจะมีการตอบสนองแบบสั่นพ้อง (Resonance) โดยระดับการตอบสนองจะเพิ่มสูงขึ้นเรื่อย ๆ จนกระทั่งวิบัติ

การวิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติ สามารถทำได้โดยนำข้อมูลการสั่นไหวที่บันทึกในรูปแบบ Time-History (เช่น ประวัติข้อมูลความเร่ง) มาพิจารณาดังตัวอย่างในรูปที่ 6.3 จากนั้นทำการแปลงข้อมูลด้วยวิธี Fourier Transform ให้อยู่ในรูปของ Frequency Domain สุดท้ายจะพิจารณาค่าความถี่ที่มีขนาดค่าสัมประสิทธิ์ฟูเรียร์สูงสุดเป็นค่าความถี่หลักหรือความถี่ธรรมชาติของโครงสร้างสะพานดังรูปที่ 6.4



รูปที่ 6.6 ตัวอย่างข้อมูลการสั่นไหวในแนวดิ่งแบบ Time History

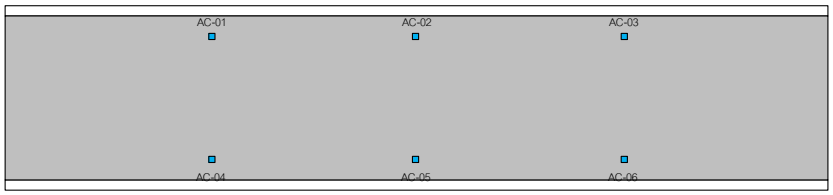


รูปที่ 6.7 ตัวอย่าง Frequency Domain ของการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้างสะพาน

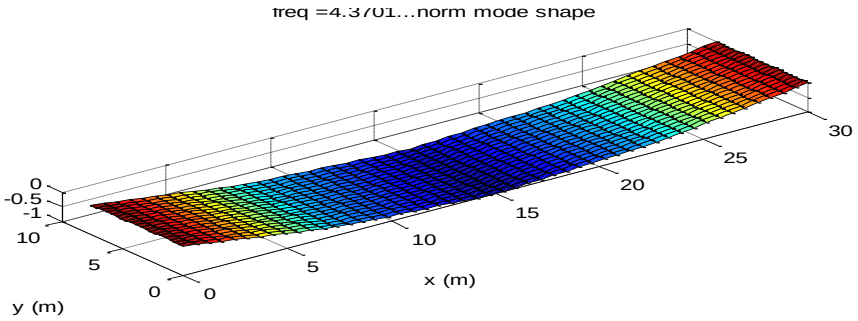
6.1.2.3 รูปร่างการสั่นไหว (Mode Shapes)

รูปร่างการสั่นไหว (Mode Shapes) เป็นลักษณะจำเพาะของการเสียรูปแบบพลวัตของแต่ละสะพาน โดยทั่วไปจะเกิดขึ้นได้หลายโหมด แต่โหมดที่สำคัญจะเป็นโหมดแรกๆ (มีค่าความถี่ธรรมชาติต่ำ) ส่วนโหมดท้ายๆ (ซึ่งมีค่าความถี่สูง) จะเป็นการสั่นสะเทือน หรือ Noise และจะมีความสำคัญน้อยกว่าโหมดแรกๆ

การหารูปร่างการสั่นไหวจำเป็นจะต้องติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดความเร่ง (Accelerometer) ให้กระจายและครอบคลุมช่วงสะพานที่พิจารณา โดยตำแหน่งที่ติดตั้งต้องเป็นตำแหน่งที่อ่อนไหว (Sensitive) ต่อค่าความถี่ธรรมชาติ และควรสามารถสั่นไหวได้หลายโหมด การสร้าง Mode Shape จะสร้างตามค่าความถี่ธรรมชาติที่เลือก โดยใช้ค่า Amplitude ของแต่ละตำแหน่งอุปกรณ์เป็นตัวแทนการพล็อตค่าการแอ่นตัว และใช้ Phase ของ Accelerometer ในการกำหนดทิศทางของการแอ่นตัวว่าเป็นไปในทิศทางเดียวกันหรือตรงกันข้าม โดยตัวอย่างการติดตั้ง Accelerometer และ Mode Shape ได้แสดงไว้ดังรูปที่ 6.5 หากมีตำแหน่งการติดตั้ง Accelerometer น้อยเกินไป จะไม่สามารถตรวจสอบรูปร่างการสั่นไหวที่เกิดขึ้นได้ แต่การติดตั้ง Accelerometer จำนวนมากเกินไปจะมีค่าใช้จ่ายงานทดสอบที่สูง ดังนั้นโครงการนี้จะใช้ Accelerometer จำนวน 6 ตัว ซึ่งเพียงพอต่อการหา Mode Shape แรก ๆ ของสะพาน เช่น Bending Mode 1 ซึ่งเป็นโหมดที่มีความสำคัญมากของสะพาน



(ก) ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ Accelerometer

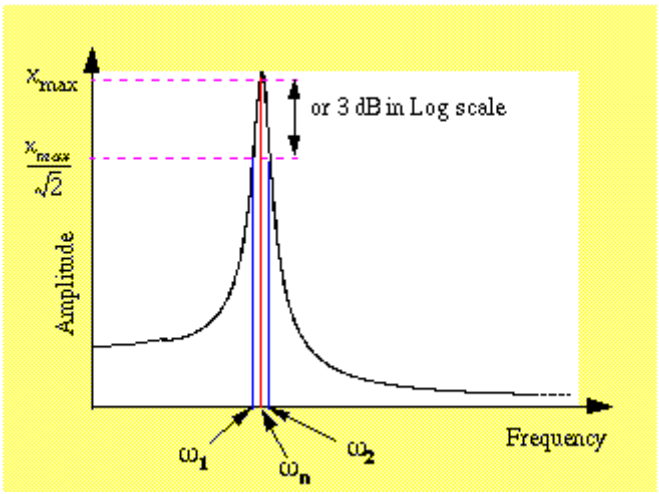


(ข) Mode Shape ของสะพาน

รูปที่ 6.8 ตัวอย่าง Mode Shape ของการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้างสะพาน

6.1.2.4 ค่าอัตราส่วนความหน่วง (Damping Ratio)

ค่าอัตราส่วนความหน่วงของโครงสร้างสะพาน เป็นค่าที่บ่งบอกถึงการลดลงของพลังงานการสั่นไหวของโครงสร้างให้กลับมาอยู่ในสภาวะหยุดนิ่ง ถ้าสะพานมีอัตราส่วนความหน่วงสูง เมื่อรถวิ่งออกจากสะพานแล้ว สะพานจะสั่นไหวแบบอิสระเพียงไม่กี่รอบก็จะกลับมาอยู่ในสภาวะหยุดนิ่ง ในทางกลับกัน ถ้าสะพานที่มีค่าอัตราส่วนความหน่วงต่ำ การสั่นไหวจนกระทั่งหยุดนิ่งจะใช้เวลานาน การหาค่าอัตราส่วนความหน่วงกระทำได้โดย นำข้อมูลการสั่นไหวแบบอิสระ (Free Vibration) มาแปลงให้อยู่ในรูปความถี่ (Frequency Domain) ทำการให้ค่าความถี่ธรรมชาติ และวิเคราะห์ค่าอัตราส่วนความหน่วงด้วยวิธี Half Power Bandwidth ดังรูปที่ 6.6 และสมการที่ (6.2)



รูปที่ 6.9 ตัวอย่าง Mode Shape ของการสั่นไหวแบบอิสระของโครงสร้างสะพาน

$$\zeta_n = \frac{\omega_2 - \omega_1}{2\omega_n} \quad (6\text{-}2)$$

โดยที่

ζ_n = ค่าอัตราส่วนความหน่วงของโหมดการสั่นไหว n ที่พิจารณา

ω_n = ค่าความถี่ธรรมชาติของโหมด n

ω_2 = ค่า Upper frequency ที่ระดับ Amplitude = Half power (2^-0.5 = 0.707) ของค่า Amplitude ที่ความถี่ธรรมชาติที่พิจารณา ω_n

ω_1 = ค่า Lower frequency ที่ระดับ Amplitude = Half power (2^-0.5 = 0.707) ของค่าAmplitude ที่ความถี่ธรรมชาติที่พิจารณา ω_n

6.1.3 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ

1. อุปกรณ์วัดความเครียดบนผิวคอนกรีต (Strain Gauge for Concrete) เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้วัดค่าความเครียดที่เกิดขึ้นบนผิวคอนกรีตเนื่องจากการยืดหรือหดตัวของโครงสร้างสะพานเมื่อรับน้ำหนักบรรทุก ณ ตำแหน่งที่กำหนด
2. อุปกรณ์วัดการเคลื่อนที่ (Displacement Transducer) เป็นอุปกรณ์สำหรับวัดการเคลื่อนที่ของโครงสร้างที่เกิดขึ้นเนื่องจากการรับน้ำหนักบรรทุกหรือผลของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ โดยจะใช้ในการวัดค่าการแอ่นตัวของคานพื้นและคานหลักของสะพาน
3. อุปกรณ์ตรวจวัดความเร่งจากการสั่นไหว (Accelerometer) เป็นอุปกรณ์สำหรับตรวจวัดความเร่งเนื่องจากการสั่นไหวของโครงสร้างสะพาน เพื่อใช้วิเคราะห์หาค่าความถี่ธรรมชาติ รูปแบบโหมดการสั่นไหว อัตราส่วนความหน่วง และค่าตัวคูณแรงกระแทก
4. อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ (Data Acquisition) เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้รวบรวมสัญญาณจากอุปกรณ์ตรวจวัดต่าง ๆ ควบคุมการทำงานด้วยคอมพิวเตอร์
5. อุปกรณ์คอมพิวเตอร์แบบพกพา (Laptop Computer) เป็นอุปกรณ์สำหรับใช้ในการควบคุมการทำงานของอุปกรณ์รวมสัญญาณและบันทึกผล



(ก) อุปกรณ์วัดความเครียดบนผิวคอนกรีต
(Strain Gauge for Concrete)



(ข) อุปกรณ์วัดการเคลื่อนที่
(Displacement Transducer)



(ค) อุปกรณ์วัดการเคลื่อนที่
(Displacement Transducer)



(ง) อุปกรณ์วัดความเร่งจากการสั่นไหว
(Accelerometer)



(จ) อุปกรณ์รวบรวมสัญญาณ
(Data Acquisition)



(ฉ) อุปกรณ์คอมพิวเตอร์แบบพกพา
(Computer Notebook)

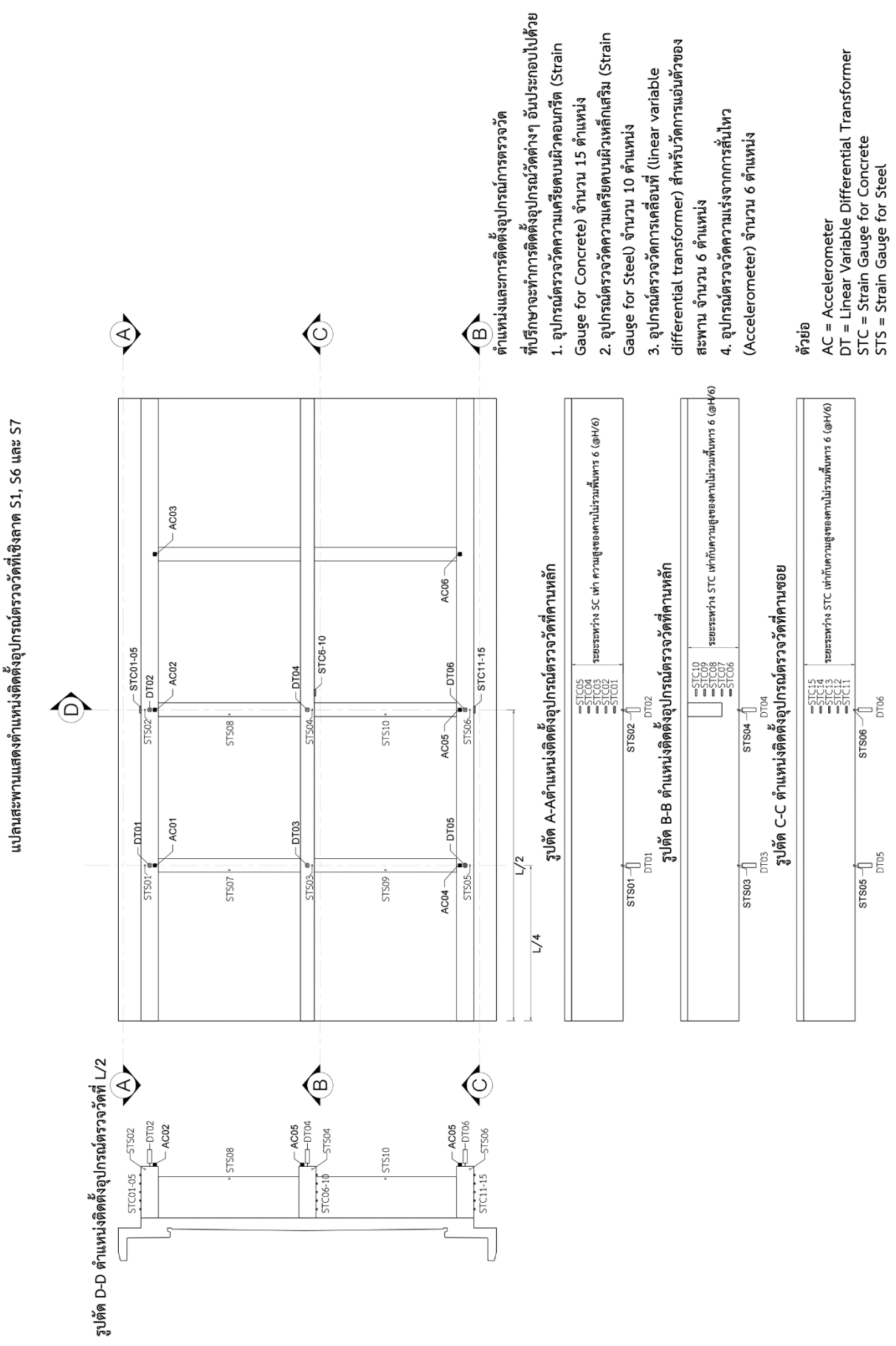
รูปที่ 6.10 อุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบสะพาน

6.2 ตำแหน่งการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด

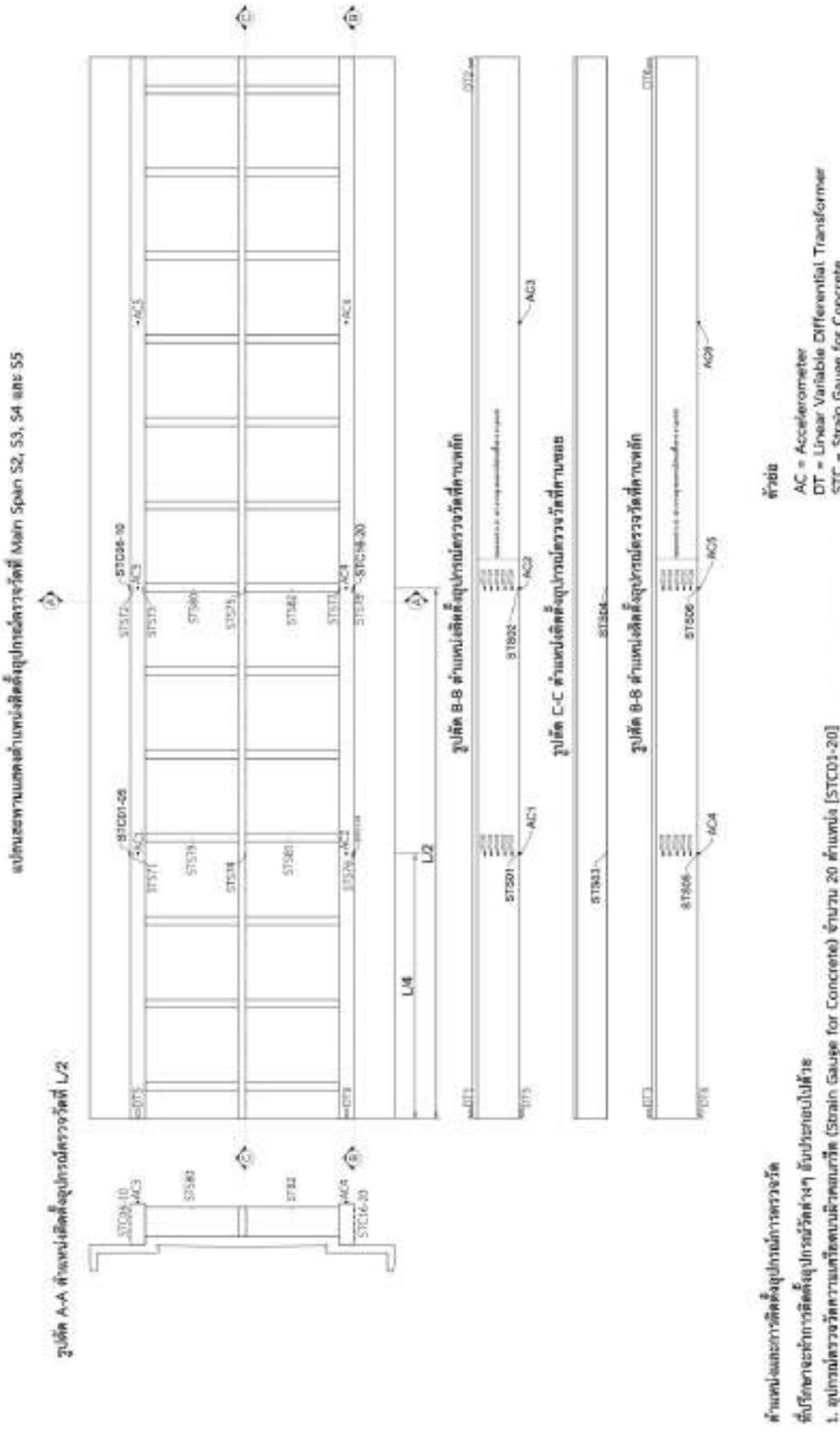
การติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดประเภทต่าง ๆ จะติดตั้งกับชิ้นส่วนที่สำคัญ เพื่อทำการตรวจวัดพฤติกรรมการถ่ายแรงภายในโครงสร้างที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกจร สะพานวุฒิกุลเปิดให้บริการมากถึง 70 ปี และผลการตรวจสอบสะพาน พบว่ามีชิ้นส่วนโครงสร้างบางส่วนมีการแตกร้าวและปัจจุบันมีการกำหนดน้ำหนักรถบรรทุก 20 ตัน ดังนั้นการทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานจึงใช้รถบรรทุกสิบล้อจำนวน 2 คัน น้ำหนักคันละ 20 ตัน ซึ่งจะให้น้ำหนักบรรทุกสูงสุดใกล้เคียงกับ รถบรรทุกมาตรฐาน HL-93 การใช้น้ำหนักบรรทุกที่เหมาะสมกับโครงสร้างขนาดใหญ่ทำให้ผลตอบสนองของโครงสร้าง (Structural Response) มีค่าสูงพอที่จะให้ผลการตรวจวัดไม่โดยรบกวน จากค่าสัญญาณรบกวน (Noise) ตารางที่ 6.1 แสดงการกระจายการติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดประเภทต่าง ให้กับชิ้นส่วนโครงสร้างส่วนบน (Superstructure) ที่สำคัญ

ตารางที่ 6.1 การกระจายตำแหน่งการตรวจวัดพฤติกรรมของโครงสร้างสะพาน

Sensor	Member	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	Sum	
									Member	All
Strain Gauge (Concrete)	Girder	15	20	20	20	20	15	15	125	
	Arch Beam		4	4	4	4			16	141
Strain Gauge (Steel)	Diaphragm	4	4	4	4	4	4	4	28	
	Girder	6	8	8	8	8	6	6	50	
	Wind Bracing				1				1	
	Hanger		64	64	40	40			208	287
Accelerometer	Girder	6	6	6	6	6	6	6	42	
	Arch Beam		1	1	1	1			4	46
Displacement Transducer	Girder	6	6	6	6	6	6	6	42	42



รูปที่ 6.11 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดโครงสร้างส่วนบน



รูปที่ 6.12 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดโครงสร้างส่วนบน

รูปที่ 6.13 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัดเหล็กยึดคานและคานโค้ง

รูปที่ 6.14 ตำแหน่งติดตั้งอุปกรณ์ตรวจวัด เหล็กยึดคานและคานโค้ง





รูปที่ 6.15 ภาพการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดบนผิวคอนกรีต



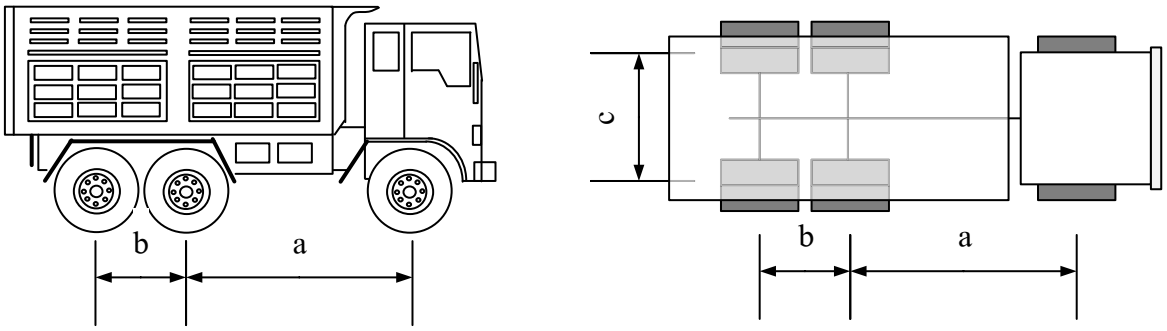
รูปที่ 6.16 ภาพการติดตั้งอุปกรณ์วัดความเครียดบนผิวเหล็ก

6.3 น้ำหนักบรรทุกทดสอบ

ที่ปรึกษาได้ทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักของสะพานภายใต้สภาวะควบคุม โดยใช้รถบรรทุก 10 ล้อ จำนวน 2 คัน โดยมีรายละเอียดระยะเพลารถและน้ำหนักรถบรรทุกดังนี้

ตารางที่ 6.2 น้ำหนักบรรทุกทดสอบ

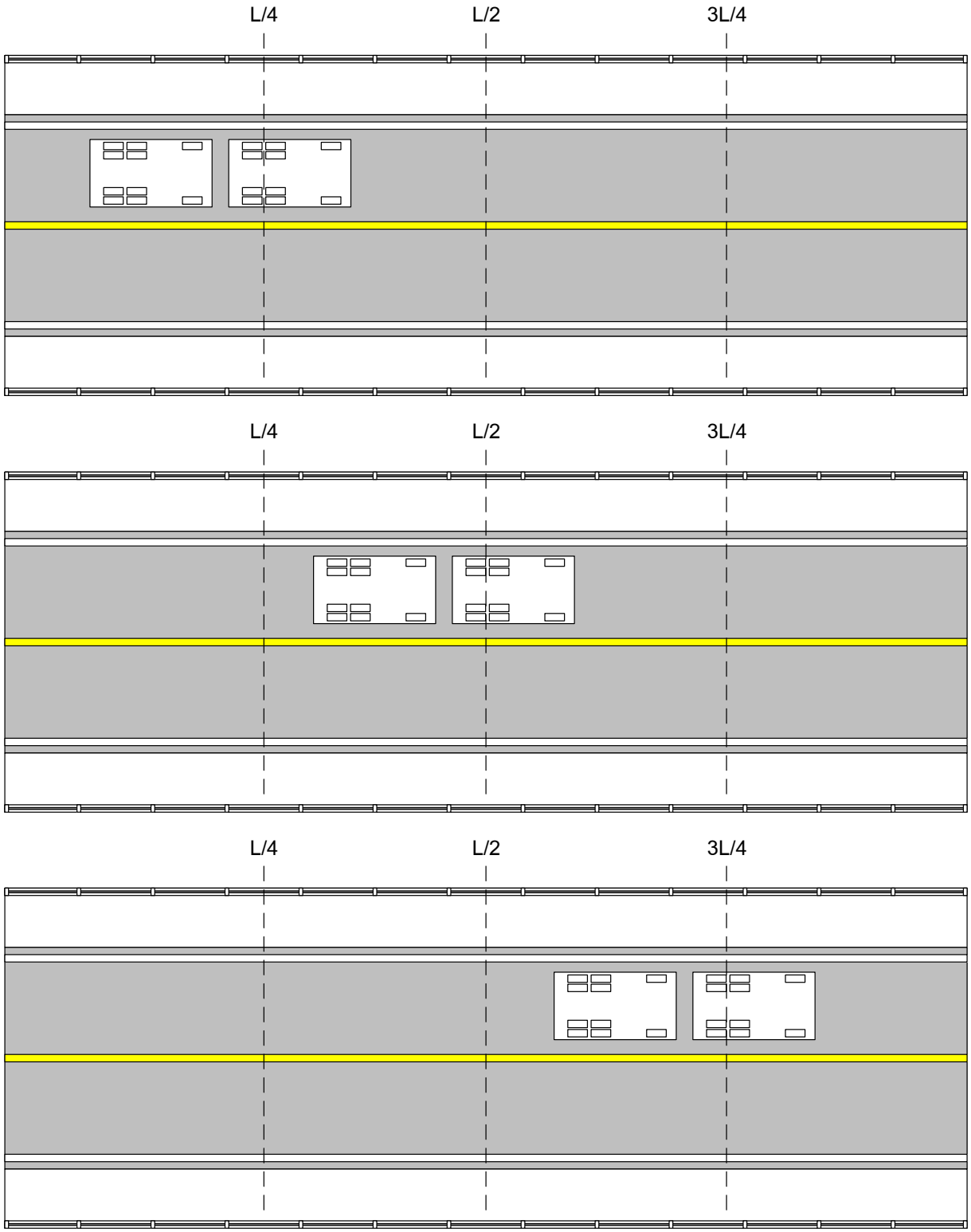
คันที่	1	2
ประเภท	รถบรรทุก 10 ล้อ 3 เพลา	รถบรรทุก 10 ล้อ 3 เพลา
น้ำหนักรถบรรทุก (ตัน)	20	20
ระยะเพลาที่ 1 ถึง 2 (a, เมตร)	4.00	4.00
ระยะเพลาที่ 2 ถึง 3 (b, เมตร)	1.35	1.35
ความกว้างฐานล้อ (c,เมตร)	1.85	1.85



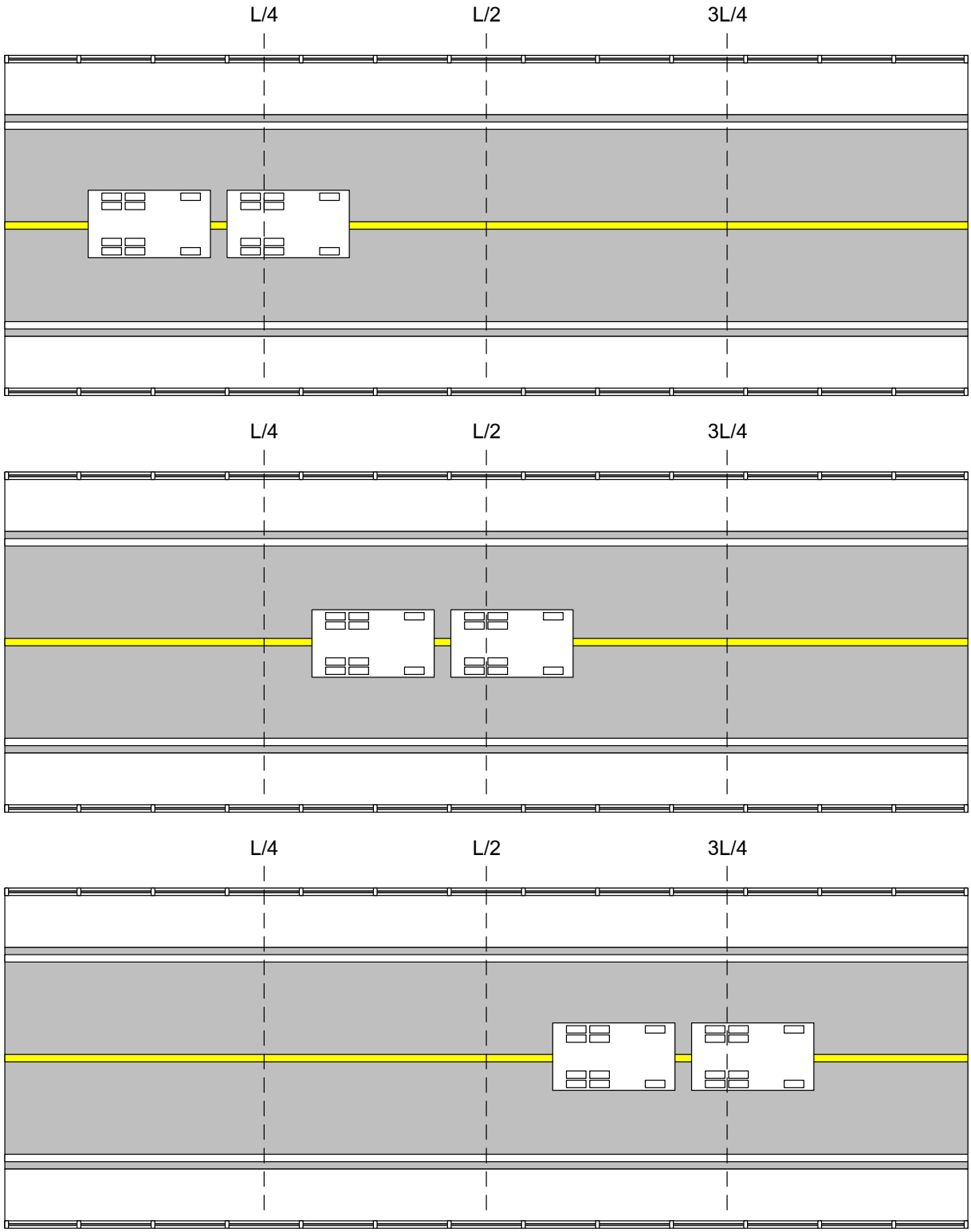
6.4 การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบสถิต

การทดสอบแบบสถิต (Static Test) เป็นการนำรถบรรทุกทดสอบจอดตามตำแหน่งต่าง ๆ ที่กำหนด 5 รูปแบบ โดยมีรายละเอียดดังนี้

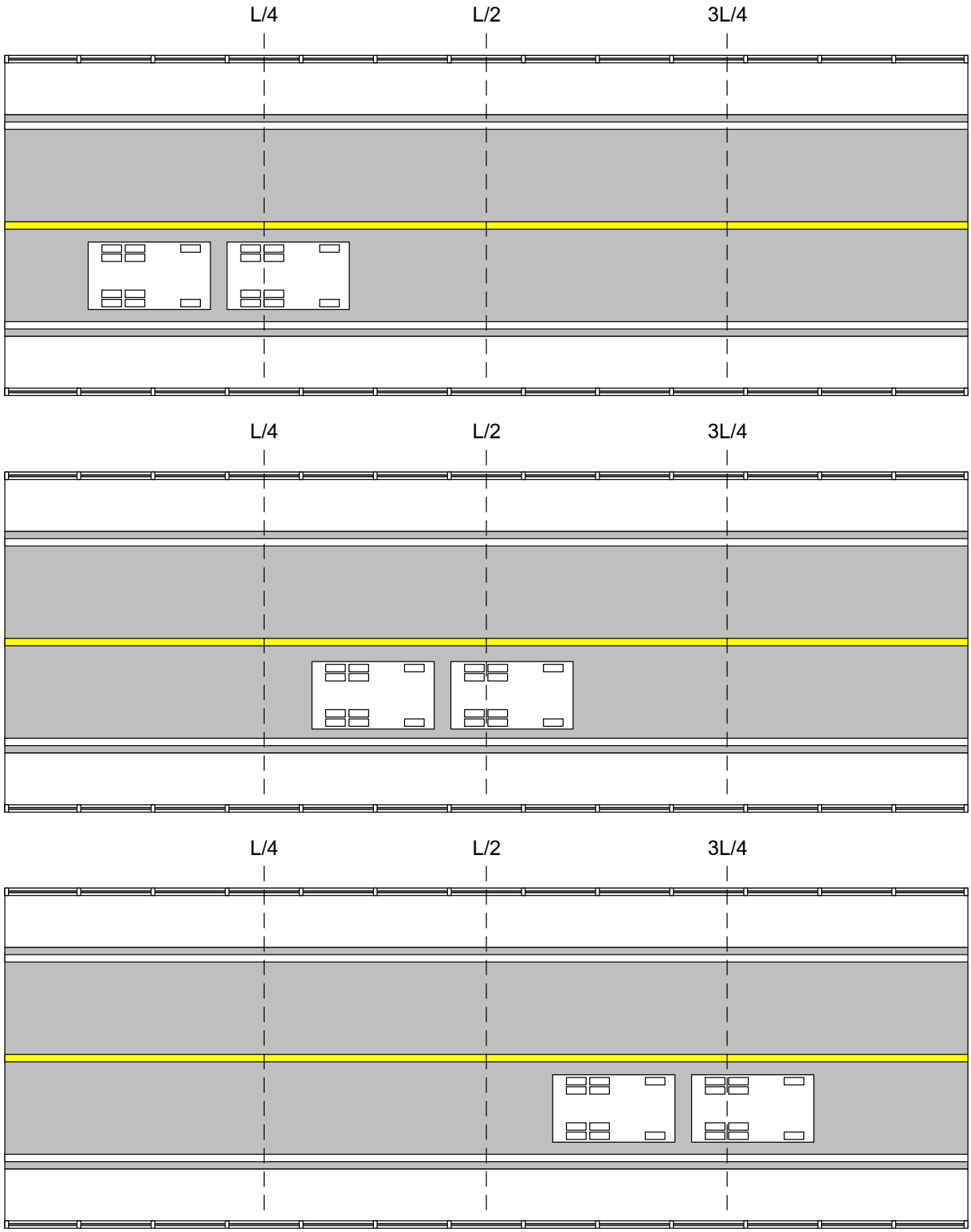
- Static 1: ทดสอบด้วยรถบรรทุกจำนวน 2 คัน จอดต่อท้ายเรียงกันที่ตำแหน่ง L/4, L/2 และ 3L/4 ของความยาวช่วง ช่องทางจราจรฝั่งซ้าย
- Static 2: ทดสอบด้วยรถบรรทุกจำนวน 2 คัน จอดต่อท้ายเรียงกันที่ตำแหน่ง L/4, L/2 และ 3L/4 ของความยาวช่วง กึ่งกลางสะพาน (คร่อมช่องทางจราจร)
- Static 3: ทดสอบด้วยรถบรรทุกจำนวน 2 คัน จอดต่อท้ายเรียงกันที่ตำแหน่ง L/4, L/2 และ 3L/4 ของความยาวช่วง ช่องทางจราจรฝั่งขวา



รูปที่ 6.17 ตำแหน่งการทดสอบแบบสถิต Static 1



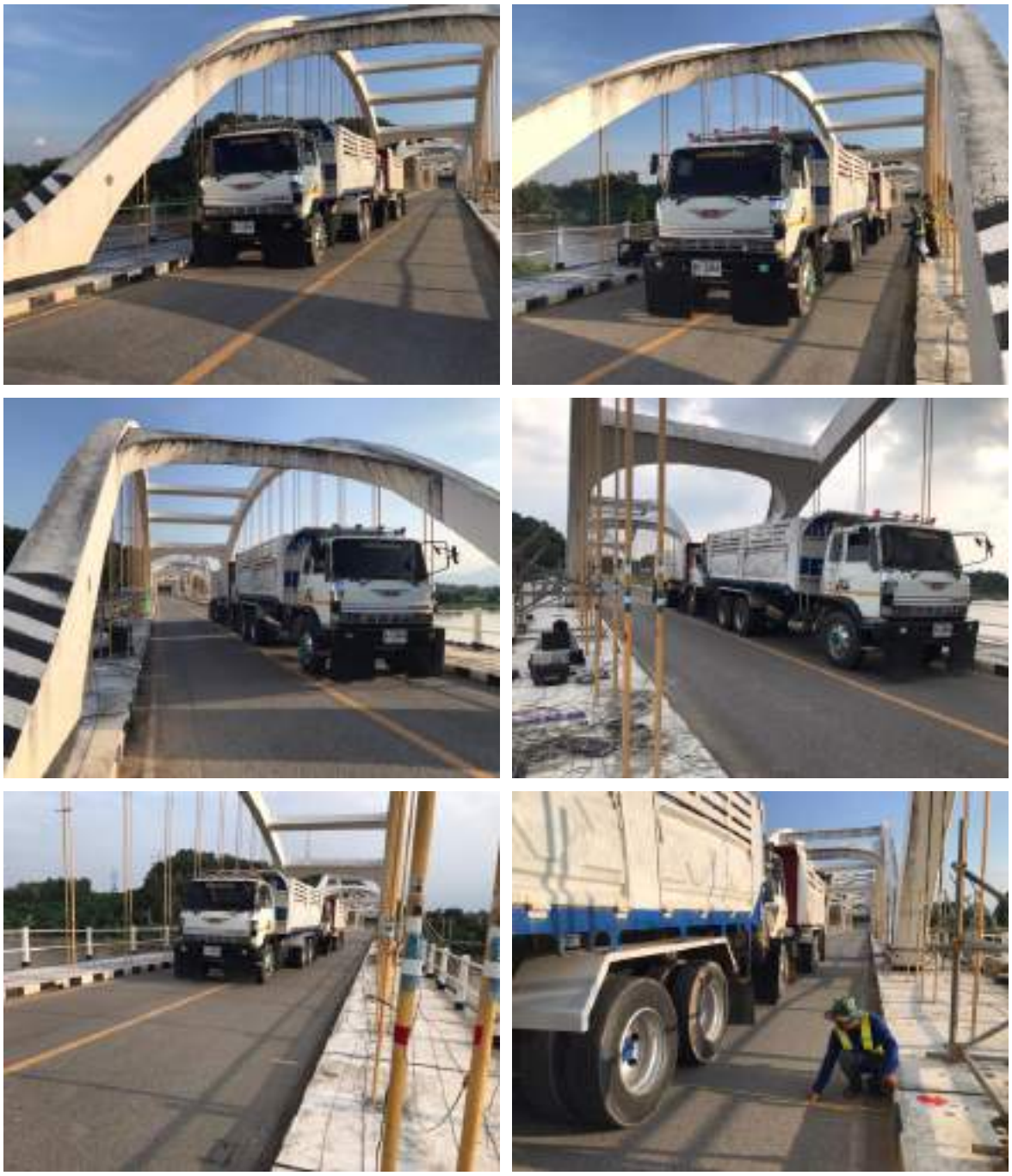
รูปที่ 6.18 ตำแหน่งการทดสอบแบบสถิต Static 2



รูปที่ 6.19 ตำแหน่งการทดสอบแบบสถิต Static 3



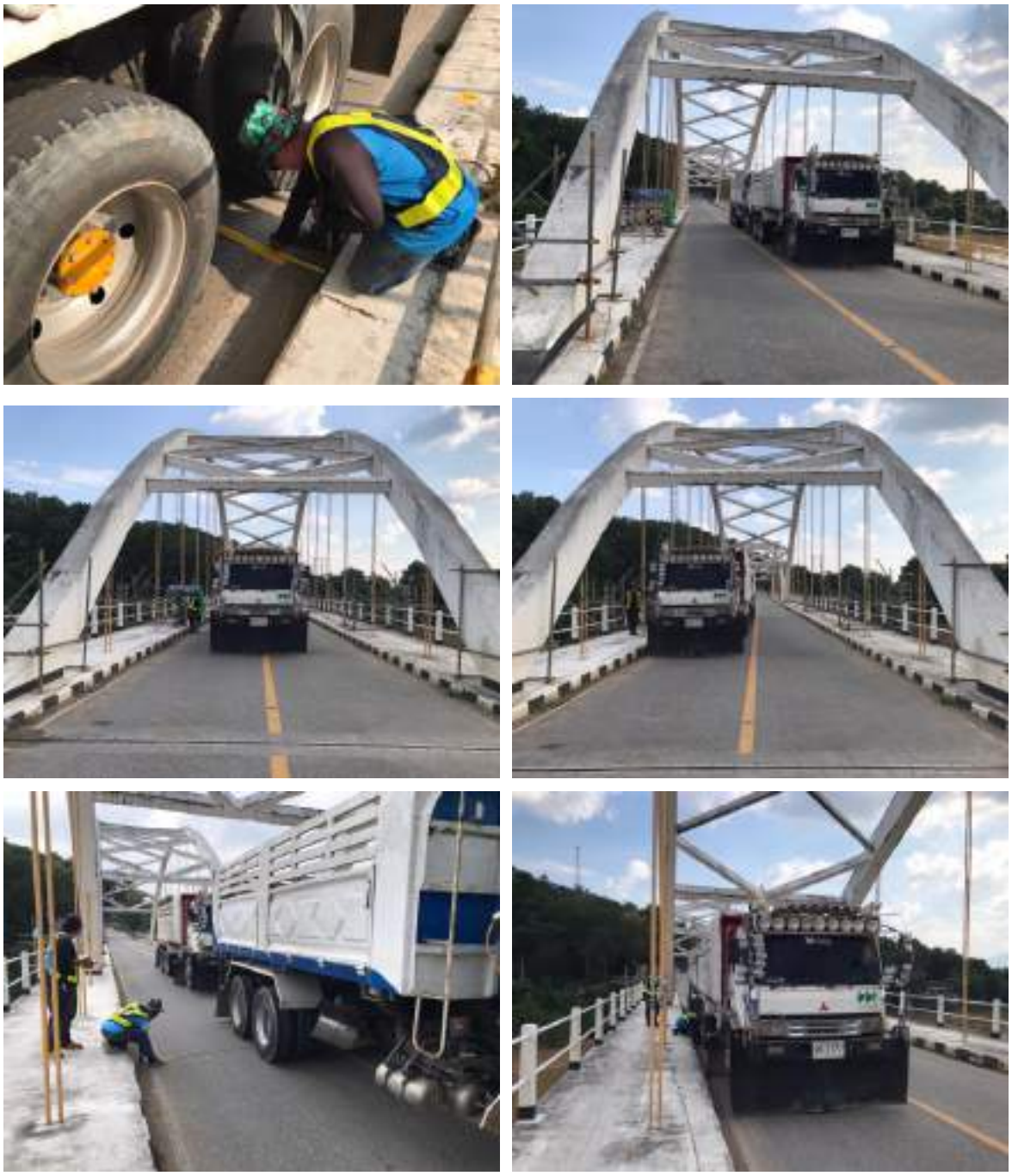
รูปที่ 6.20 การปฏิบัติงานตรวจวัดพฤติกรรมแบบสถิต Span 1



รูปที่ 6.21 การปฏิบัติงานตรวจวัดพฤติกรรมแบบสถิต Span 2



รูปที่ 6.22 การปฏิบัติงานตรวจวัดพฤติกรรมแบบสถิต Span 3



รูปที่ 6.23 การปฏิบัติงานตรวจวัดพฤติกรรมแบบสถิต Span 4



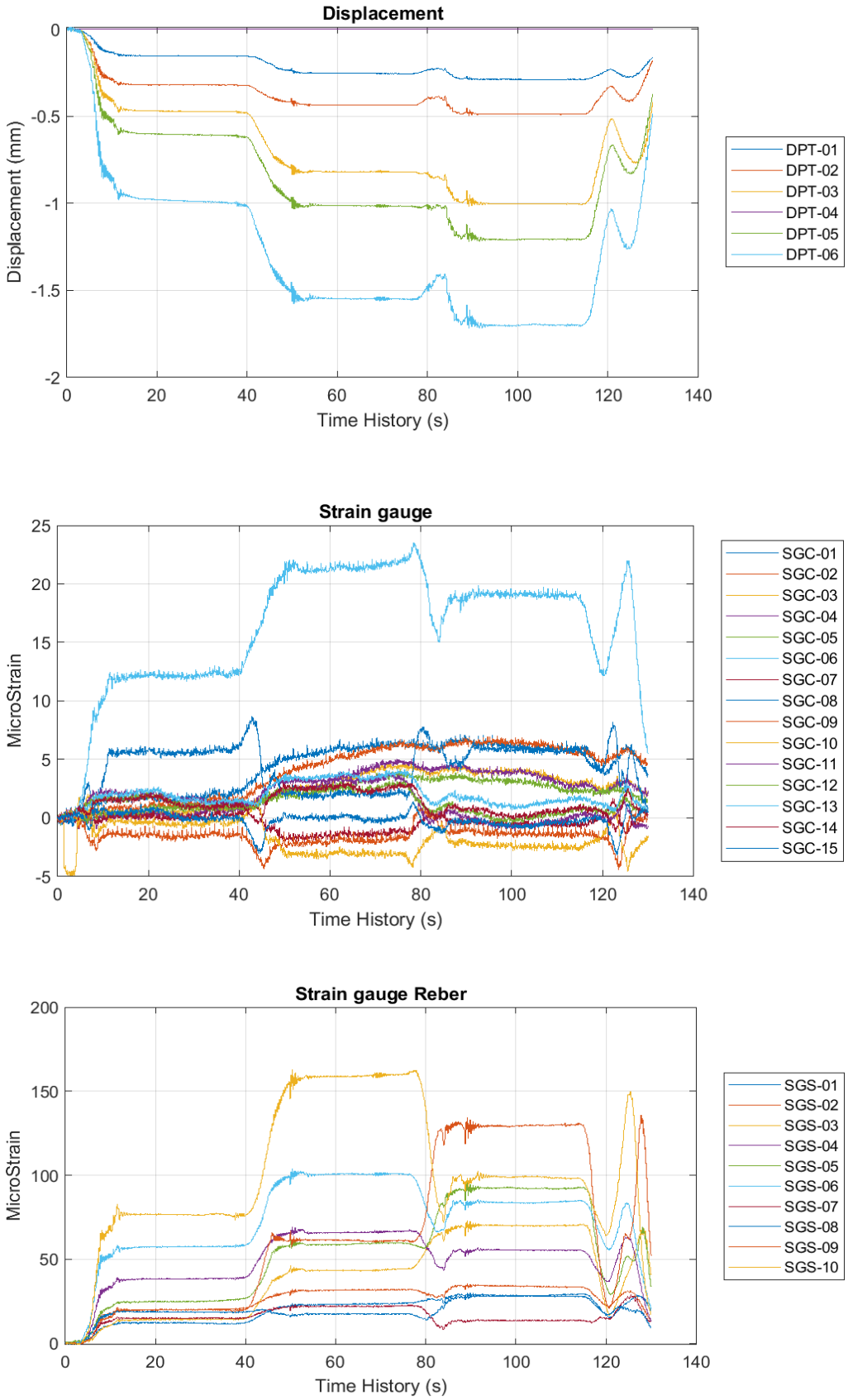
รูปที่ 6.24 การปฏิบัติงานตรวจวัดพฤติกรรมแบบสถิต Span 5



รูปที่ 6.25 การปฏิบัติงานตรวจวัดพฤติกรรมแบบสถิต Span 6



รูปที่ 6.26 การปฏิบัติงานตรวจวัดพฤติกรรมแบบสถิต Span 7



รูปที่ 6.27 ตัวอย่างสัญญาณการตรวจวัดพฤติกรรมช่วงสะพานที่ 1 (Span 1) - Static 1

6.4.1 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานแบบสถิต

ตารางที่ 6.3 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานแบบสถิตช่วงสะพานที่ 1 (Span 1)

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
DPT-01	-0.301	-0.498	0.705	-0.300	-0.473	-0.569	-0.154	-0.253	-0.288
DPT-02	-0.420	-0.543	1.127	-0.522	-0.767	-0.836	-0.321	-0.435	-0.488
DPT-03	-0.294	-0.498	0.490	-0.445	-0.825	-1.068	-0.470	-0.819	-1.002
DPT-04	-0.440	-0.747	0.735	-0.667	-1.237	-1.601	-0.705	-1.228	-1.504
DPT-05	-0.049	-0.073	0.113	-0.297	-0.502	-0.599	-0.602	-1.013	-1.208
DPT-06	-0.099	-0.158	0.242	-0.511	-0.812	-0.948	-0.980	-1.547	-1.702
SGC-01	4.119	2.115	-3.089	2.107	4.973	3.423	1.708	6.021	6.154
SGC-02	1.388	2.148	-2.898	2.506	2.504	1.189	0.956	5.037	6.612
SGC-03	0.485	0.945	-1.060	1.254	1.273	0.019	0.096	2.885	3.994
SGC-04	-0.771	0.066	0.231	0.457	0.232	-1.331	0.238	3.019	3.711
SGC-05	0.415	0.025	-0.992	0.858	0.356	-0.502	0.540	2.515	3.146
SGC-06	11.730	6.770	-11.897	12.071	24.367	17.957	12.036	21.416	19.056
SGC-07	0.933	0.920	0.320	-0.229	-1.115	-1.298	0.242	-1.383	-0.588
SGC-08	10.570	4.759	-4.995	5.936	10.376	7.569	5.734	1.923	5.903
SGC-09	0.831	0.559	1.267	-1.036	-1.254	-1.254	-1.694	-1.975	-1.321
SGC-10	1.407	1.165	0.780	-0.577	-1.760	-1.665	-0.585	-3.086	-2.344
SGC-11	0.452	-0.806	0.002	0.011	-0.208	-0.716	2.146	3.348	-0.594
SGC-12	1.052	-0.646	0.679	-0.457	-0.552	-0.748	1.619	2.511	-0.060
SGC-13	1.213	-0.265	0.469	-0.073	0.094	0.185	2.173	3.475	1.084
SGC-14	1.478	-0.235	0.538	-0.048	0.169	0.102	2.019	2.600	0.058
SGC-15	1.254	0.006	0.673	-0.631	-0.758	-0.811	0.596	0.096	-0.663
SGS-01	30.150	65.140	-26.279	15.230	34.710	54.650	12.325	23.051	28.441
SGS-02	41.030	23.830	-65.429	31.640	53.520	48.910	20.195	31.515	34.215
SGS-03	24.190	58.720	-16.127	10.851	42.968	85.608	14.158	43.478	70.138
SGS-04	30.250	17.210	-37.738	37.280	74.020	54.030	38.315	65.815	55.495
SGS-05	6.480	12.710	-11.690	15.859	36.712	59.232	24.890	58.590	92.110
SGS-06	6.550	9.090	-15.494	30.470	52.440	50.660	57.267	100.47	83.607
SGS-07	45.830	129.17	-23.063	26.936	66.456	107.70	14.825	22.075	13.595
SGS-08	64.260	21.990	-57.089	46.870	87.670	69.500	18.796	17.266	28.016
SGS-09	3.910	-5.865	-13.390	26.635	66.165	115.71	19.584	61.374	129.54
SGS-10	-2.870	17.570	-22.647	81.880	143.32	114.40	76.794	158.70	98.994

ตารางที่ 6.4 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานแบบสถิตช่วงสะพานที่ 2 (Span 2)

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
DPT-01	0.095	0.813	0.121	0.075	0.200	0.769	0.186	0.146	1.093
DPT-02	0.201	-0.002	-0.196	0.037	-0.065	-0.205	0.152	0.105	0.010
DPT-03	0.000	0.000	0.001	-0.001	-0.002	0.000	0.001	0.001	0.007
DPT-04	0.006	0.010	-0.003	0.001	-0.022	-0.062	0.093	0.042	-0.009
DPT-05	-0.033	-0.036	0.074	-0.016	-0.015	0.057	-0.012	-0.013	0.039
DPT-06	-0.016	-0.015	0.018	-0.010	-0.005	0.041	-0.013	-0.009	0.045
SGC-01	-5.517	2.841	-3.723	-3.461	2.210	-0.577	0.265	3.656	1.494
SGC-02	-47.918	-88.578	-42.608	4.640	42.960	114.480	8.310	23.923	20.600
SGC-03	-3.296	4.427	21.090	0.031	4.356	18.169	-3.729	-1.609	7.573
SGC-04	-0.179	2.892	-0.213	-1.225	0.313	0.253	0.843	0.460	0.656
SGC-05	-0.063	2.100	-0.401	-0.785	0.663	-0.008	0.519	0.652	0.173
SGC-06	19.398	4.946	-5.300	11.399	1.429	-6.621	9.456	2.167	-5.083
SGC-07	3.817	2.784	-1.333	0.965	0.431	-1.783	2.784	1.694	-0.644
SGC-08	4.863	-0.250	-4.162	1.748	-1.575	-3.409	2.875	0.198	-2.050
SGC-09	2.075	-1.585	0.538	0.913	-0.421	1.477	1.041	-0.631	-0.119
SGC-10	0.444	0.094	0.019	-0.502	-0.541	0.392	0.623	-0.310	-0.227
SGC-11	-0.820	-0.490	-16.060	-39.640	-24.740	-4.940	7.970	3.730	-11.140
SGC-12	-0.327	-0.106	-0.425	-0.104	0.154	0.354	-0.127	-1.023	-1.769
SGC-13	-2.602	-0.267	-3.921	-2.742	2.104	-3.277	0.513	5.346	-1.654
SGC-14	-0.657	-0.038	1.688	0.254	0.723	2.858	-0.490	-0.786	0.156
SGC-15	-0.175	0.961	6.796	0.546	1.217	8.117	-1.731	-1.620	4.136
SGC-16	-3.100	-4.420	-2.890	11.940	7.050	-9.959	-0.748	3.720	1.093
SGC-17	0.892	-0.834	1.198	2.427	-0.523	2.298	1.187	-2.373	-0.809
SGC-18	-1.340	0.073	1.134	-1.409	-0.881	0.733	-2.998	-0.594	-0.223
SGC-19	5.475	1.415	0.144	7.887	0.127	2.158	6.161	-4.304	-1.387
SGC-20	1.310	2.627	0.650	0.919	2.071	0.509	2.592	3.327	0.610
SGC-21	0.191	-7.261	-3.254	-1.223	-4.908	-1.531	-3.173	-6.313	-3.067
SGC-22	1.179	-11.563	-3.308	1.380	-7.980	-6.360	-2.377	-1.814	0.919
SGC-23	-3.393	-7.770	-3.760	-0.419	-3.988	1.102	-7.336	-15.269	-12.394
SGC-24	3.294	-1.804	0.529	6.285	-1.121	4.704	-3.352	-16.258	-9.188
SGS-01	1.870	17.250	19.930	0.700	24.787	20.227	7.629	14.484	10.744
SGS-02	1.070	16.760	20.350	1.193	19.217	19.277	7.373	14.713	12.713
SGS-03	8.410	14.854	10.462	1.735	14.365	14.395	8.469	24.889	26.959
SGS-04	12.007	17.387	6.332	-4.234	21.926	22.636	5.510	27.190	22.720
SGS-05	1.290	22.910	28.450	0.821	25.392	24.172	11.154	20.504	13.964
SGS-06	0.660	23.430	31.190	1.836	24.026	26.406	11.139	21.269	17.699

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
SGS-07	10.698	18.389	14.179	2.170	16.060	19.370	11.064	32.454	41.504
SGS-08	12.515	22.445	15.575	2.540	22.070	24.700	12.505	38.555	45.965
SGS-09	0.930	25.700	39.190	2.219	26.609	30.939	11.786	22.466	17.246
SGS-10	2.160	26.140	42.810	8.131	30.319	43.449	12.034	21.074	19.084
SGS-11	12.740	22.780	19.080	2.580	21.750	32.140	15.038	40.568	59.848
SGS-12	15.215	21.365	16.865	2.310	18.980	27.540	15.150	38.390	51.900
SGS-13	0.750	25.920	37.330	2.327	24.517	27.847	11.628	21.688	16.158
SGS-14	-1.750	20.260	29.940	11.870	-30.468	-1.110	9.812	18.945	16.595
SGS-15	6.717	12.238	9.301	1.577	13.902	19.032	7.462	24.562	35.032
SGS-16	12.441	21.131	14.631	3.040	22.670	27.170	12.907	38.767	48.567
SGS-17	0.810	22.380	29.090	1.448	20.709	22.429	8.887	17.062	13.352
SGS-18	0.690	24.270	31.900	1.337	22.020	26.050	9.475	19.454	16.954
SGS-19	11.576	20.166	17.776	1.750	19.660	24.070	12.667	39.987	45.827
SGS-20	11.273	19.493	15.113	2.040	20.860	25.260	12.709	39.469	43.849
SGS-21	-0.570	25.850	28.240	0.794	22.316	22.196	8.215	17.778	14.858
SGS-22	-0.750	24.200	27.520	0.325	21.230	22.180	7.346	16.768	14.908
SGS-23	8.112	15.032	4.102	1.667	19.537	21.107	10.142	34.742	37.812
SGS-24	7.790	17.010	14.870	2.650	23.590	24.760	10.558	36.768	39.348
SGS-25	-0.740	28.670	29.530	0.270	24.320	22.880	8.654	18.954	16.674
SGS-26	-0.880	28.750	30.850	0.898	25.668	26.178	9.336	21.152	19.172
SGS-27	12.293	25.963	23.223	3.760	30.810	30.390	19.422	56.382	56.282
SGS-28	10.294	20.353	16.773	3.250	27.030	24.720	16.904	49.124	48.304
SGS-29	-0.370	26.830	19.910	0.625	22.334	16.654	7.161	16.402	13.752
SGS-30	-0.420	29.210	22.000	-0.431	24.631	17.231	7.188	18.221	14.501
SGS-31	7.384	19.204	15.734	2.800	25.860	20.240	14.156	47.636	39.166
SGS-32	9.182	19.422	15.872	4.150	28.270	24.680	17.625	53.945	44.815
SGS-33	0.230	29.740	18.300	-2.050	36.515	22.575	8.179	18.309	14.209
SGS-34	0.070	38.500	22.790	0.230	32.520	20.040	9.813	25.640	19.000
SGS-35	8.058	20.265	15.635	3.630	26.520	17.970	15.934	50.214	37.314
SGS-36	7.827	17.575	14.625	4.420	25.710	19.150	15.220	47.910	36.150
SGS-37	-0.160	28.410	18.600	-0.644	23.269	16.439	6.207	18.283	14.893
SGS-38	0.490	30.530	19.470	-0.273	25.507	17.397	6.987	21.022	16.222
SGS-39	6.434	19.922	16.582	3.300	25.640	16.460	16.643	45.983	32.753
SGS-40	8.225	21.915	19.245	4.790	29.940	20.390	19.893	55.203	39.683
SGS-41	0.450	30.070	13.230	1.730	24.610	15.330	9.469	22.204	18.364
SGS-42	0.120	29.430	11.910	1.810	26.180	15.380	10.638	24.340	18.920

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
SGS-43	8.175	22.368	19.768	3.540	25.500	13.360	24.441	55.881	35.631
SGS-44	4.598	13.603	13.403	4.027	20.937	12.507	16.075	37.685	22.565
SGS-45	-0.190	-1.917	0.365	-1.406	-2.904	-2.977	-1.946	-3.525	-3.756
SGS-46	-0.950	-28.200	-6.130	-1.960	-21.770	-9.660	-9.280	-19.830	-15.660
SGS-47	5.337	15.142	15.272	4.683	23.823	17.863	32.340	42.370	22.860
SGS-48	6.545	17.755	18.865	4.600	23.230	12.970	30.278	46.428	27.358
SGS-49	1.310	25.050	4.400	1.680	24.260	12.130	11.373	24.993	20.723
SGS-50	0.670	23.220	-0.040	1.430	24.690	9.650	14.657	29.034	22.554
SGS-51	8.881	20.551	21.441	5.960	22.110	10.630	37.504	55.094	31.614
SGS-52	8.655	21.755	25.335	6.740	23.800	12.600	40.229	58.959	35.279
SGS-53	0.093	3.387	-11.637	0.578	9.397	0.143	13.907	20.409	15.356
SGS-54	-0.140	5.590	-12.040	0.160	10.100	-1.630	13.435	21.025	15.355
SGS-55	11.021	19.873	22.583	4.350	11.740	4.310	38.584	49.014	28.984
SGS-56	9.862	21.903	25.343	4.560	16.420	8.400	42.313	58.643	38.163
SGS-57	1.720	11.710	6.430	1.740	14.580	11.910	7.245	16.215	14.985
SGS-58	1.930	11.310	4.730	3.130	13.620	10.650	11.001	18.941	17.201
SGS-59	7.573	13.549	17.969	4.070	10.480	6.950	27.314	30.194	20.634
SGS-60	8.277	19.755	25.075	4.500	16.350	11.440	33.304	41.934	30.334
SGS-61	0.630	11.260	7.180	0.517	13.787	10.657	3.554	10.805	9.555
SGS-62	-0.050	8.740	4.440	2.412	12.249	9.769	5.202	10.231	10.061
SGS-63	3.808	11.507	15.607	2.567	11.297	9.727	22.951	31.851	20.351
SGS-64	1.569	10.684	13.354	2.418	12.478	10.478	18.322	28.282	18.182
SGS-71	69.680	20.820	-21.520	41.822	7.822	-27.478	34.191	9.451	-19.069
SGS-72	-19.266	1.900	-8.547	-9.669	23.448	6.138	-4.713	36.432	11.692
SGS-73	-10.841	0.132	-2.425	-9.331	12.194	5.934	-3.321	28.095	14.655
SGS-74	69.290	-9.040	-2.092	92.053	-9.117	5.092	61.559	-10.571	-1.208
SGS-75	-5.894	34.442	-11.948	3.829	58.169	-4.385	-0.810	42.064	-6.158
SGS-76	31.119	8.119	-11.601	35.336	3.460	-23.544	44.197	6.037	-23.393
SGS-77	-37.937	8.820	-14.960	-14.466	13.100	1.790	-2.134	16.578	8.373
SGS-78	-43.092	10.620	-21.330	-17.175	21.980	1.780	0.569	28.273	15.573
SGS-79	48.157	34.197	1.584	37.258	26.718	-4.888	24.630	17.550	2.506
SGS-80	-75.950	-19.840	-71.519	-19.778	34.440	-12.597	-0.246	32.389	6.925
SGS-81	19.820	12.100	1.853	34.094	24.264	-3.896	44.839	29.909	2.559
SGS-82	-38.387	-5.130	-28.990	-19.322	49.000	-9.610	14.926	86.550	30.560

ตารางที่ 6.5 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานแบบสถิตช่วงสะพานที่ 3 (Span 3)

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
DPT-01	0.836	0.767	0.986	-0.37	-0.073	0.155	-0.436	-0.548	-0.146
DPT-02	0.298	0.039	-0.295	0.327	0.112	-0.245	0.316	0.247	-0.145
DPT-03	0.000	0.001	0.099	-0.019	-0.026	0.108	-0.004	-0.004	0.169
DPT-04	0.282	0.153	-0.156	0.364	0.146	-0.238	0.385	0.21	-0.284
DPT-05	0.148	0.161	0.096	0.06	0.079	0.084	-0.004	0.04	0.11
DPT-06	-0.015	0.014	0.072	0.053	0.086	0.104	0.148	0.181	0.189
SGC-01	-2.543	10.105	8.503	-0.008	7.481	5.281	-0.84	4.429	3.061
SGC-02	0.219	6.715	2.123	1.129	4.033	1.236	-0.396	2.683	1.392
SGC-03	0.779	4.621	0.869	0.569	1.784	-1.289	0.027	1.796	0.179
SGC-04	7.292	18.829	-3.258	4.567	9.313	-5.496	2.702	7.148	-1.187
SGC-05	2.821	8.269	0.954	2.928	3.578	-1.232	0.785	2.694	0.183
SGC-06	10.976	2.227	-5.558	9.769	1.848	-5.331	5.042	3.302	-4.137
SGC-07	3.661	2.086	-0.731	3.66	1.293	-1.248	1.156	1.164	-1.38
SGC-08	3.786	4.536	2.423	7.14	5.388	2.675	-0.373	1.605	-0.631
SGC-09	5.296	5.333	0.633	4.328	1.673	-2.1	2.454	2.504	-1.529
SGC-10	4.083	4.965	1.879	4.077	1.812	-0.575	2.436	2.002	-0.033
SGC-11	-0.588	5.487	1.189	2.819	11.142	0.917	-1.129	7.933	0.439
SGC-12	-2.079	0.905	2.555	-1.398	2.255	1.371	-1.363	2.738	4.775
SGC-13	-1.938	0.343	0.246	-0.834	2.7	-1.392	0.104	2.858	1.054
SGC-14	-2.183	0.125	1.265	-0.673	2.588	0.396	-1.431	1.494	2.948
SGC-15	-4.22	-1.54	1.586	-4.39	-0.084	1.725	-1.873	1.835	7.623
SGC-16	0.95	1.096	-1.798	11.523	10.819	11.867	1.708	1.264	-2.188
SGC-17	17.006	4.323	-12.534	23.855	6.633	-13.195	26.403	12.143	-15.027
SGC-18	2.471	1.715	-1.319	2.431	-0.506	-4.704	5.373	4.252	-1.529
SGC-19	7.389	2.535	-4.422	12.477	6.019	-0.963	16.793	12.023	0.498
SGC-20	1.107	-0.1	-2.137	4.017	2.229	0.992	6.525	4.906	2.802
SGC-21	1.775	-9.258	-7.027	0.254	-6.506	-3.07	2.131	-0.684	0.46
SGC-22	1.204	-8.487	-9.31	2.265	-7.239	-5.775	-0.246	-5.857	-6.554
SGC-23	-1.237	-3.468	5.402	1.115	0.419	2.677	-1.123	-10.625	-8.995
SGC-24	3.433	-12.7	-16.269	4.356	-5.325	-2.162	3.437	-11.402	-7.072
SGS-01	-41.51	-26.92	-23.879	0.82	13.2	10.64	43.29	6.94	39.74
SGS-02	-33.78	-18.986	-13.823	1.97	15.39	14.74	35.349	5.549	34.269
SGS-03	0.183	6.563	11.31	2.188	16.158	15.038	1.8	16.69	21.72
SGS-04	0.131	5.956	7.19	2.04	19.49	15.8	1.71	17.14	19.98
SGS-05	240.92	260.05	264.62	4.28	17.47	12.11	-237.84	8	-203.6
SGS-06	-24.741	-5.68	0.32	2.19	17.73	20.09	26.6	8.22	28.57

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
SGS-07	2.944	4.019	10.849	1.33	17.3	15.07	0.709	12.727	16.937
SGS-08	1.896	7.668	10.738	3.82	24.1	20.77	2.66	24.51	28.97
SGS-09	-12.038	7.01	21.88	2.78	18.79	25.5	14.657	7.547	17.407
SGS-10	-14.592	4.23	22.53	2.77	19.13	27.96	17.329	8.269	22.789
SGS-11	0.967	7.557	13.377	3.78	22.93	27.66	2.94	22.61	31.37
SGS-12	1.073	3.408	5.748	5.86	26.34	29.17	2.86	21.34	27.39
SGS-13	-11.218	8.09	14.26	2.54	18.33	21.09	12.63	6.76	13.85
SGS-14	0.58	19.58	31.24	3.21	18.19	20.45	2.209	8.099	7.859
SGS-15	2.346	-2.127	6.996	2.31	8.367	8.667	-0.719	-0.304	3.498
SGS-16	0.996	4.572	4.302	7.26	33.38	32.81	3.17	27.98	34.88
SGS-17	0.49	23.46	28.38	2.49	20.1	19.21	1.56	8.58	5.2
SGS-18	-25.969	-3.27	0.73	2.24	20.98	23.49	27.57	8.85	28.83
SGS-19	4.47	25.49	36.03	9.08	38.49	48.25	11.91	52.92	71.42
SGS-20	1.929	-3.28	5.285	0.957	3.363	5.077	-2.144	-11.967	-3.038
SGS-21	2.13	25.72	26.37	2.16	22.02	20.12	-0.761	7.609	4.799
SGS-22	2	23.13	23.99	1.84	20.46	20.03	-0.61	7.521	6.741
SGS-23	-0.41	11.97	13.83	5.63	25.93	31.23	1.96	25.46	30.44
SGS-24	1.385	13.905	14.465	5.938	25.018	23.568	2.52	30.25	31.38
SGS-25	1.7	28.93	24.13	2.48	24.19	20.85	-1.631	8.199	4.649
SGS-26	2.65	32.93	30.82	2.33	28.64	25.08	-0.395	12.782	9.862
SGS-27	0.7	14.998	16.648	3.647	14.117	15.867	4.033	15.652	25.132
SGS-28	-0.937	13.37	8.92	8.09	26.63	25.51	2.53	27.93	27.6
SGS-29	2.67	35.61	21.14	2.67	27.46	19.53	-0.898	9.754	5.534
SGS-30	3.06	32.2	20.53	2.1	26.78	17.38	-0.737	11.327	6.017
SGS-31	-1.042	10.121	7.489	1.534	6.82	14.83	-3.798	1.829	7.502
SGS-32	-0.575	11.598	2.358	5.63	25.7	34.78	0.271	23.922	15.812
SGS-33	1.81	28.51	17.47	2.04	22.06	16.47	-0.371	9.575	5.365
SGS-34	2.24	31.6	18.02	2.93	25.98	16.59	0.543	13.748	7.378
SGS-35	-0.786	19.475	2.812	4.39	28.65	21.76	3.63	32.27	16.23
SGS-36	-1.698	13.157	-1.515	3.29	31.84	29.5	3.82	36.97	20.52
SGS-37	4.65	29.92	15.52	2.58	22.51	16.62	-0.643	10.44	6.76
SGS-38	2.04	30.33	14.86	2.45	25.56	16.22	-0.323	12.435	6.455
SGS-39	0.23	11.04	3.05	1.77	26.48	18.15	3.85	31.66	15.52
SGS-40	-0.389	1.936	-6.723	2.35	26.42	21.59	2.83	29.86	14.67
SGS-41	1.52	27.66	7.42	3.77	23.58	12.02	0.144	10.396	4.096
SGS-42	1.79	27.36	6.84	2.79	23.44	9.28	0.15	11.545	3.245

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
SGS-43	1.69	7.63	-6.62	3.05	25.46	11.58	4.36	31.97	12.35
SGS-44	3.65	9.12	-2.38	2.15	27.25	17.54	4.37	34.02	12.52
SGS-45	2.86	28.66	1.84	3.44	25.38	5.68	-1.337	11.168	1.778
SGS-46	2.38	28.98	2.83	2.75	27	3.45	-1.56	12.16	0.85
SGS-47	2.019	-3.767	-8.279	0.642	6.202	10.982	-3.306	0.733	5.948
SGS-48	1.35	2.61	-6.47	4.48	34.03	26.33	4.58	36.55	11.05
SGS-49	1.31	17.86	-7.42	2.41	16.53	3.68	-0.9	6.51	0.5
SGS-50	1.95	18.04	-10.09	2.98	15.66	-0.25	-1.14	6.50	-2.39
SGS-51	-0.55	3.17	-0.3	1.88	19.72	11.04	2.44	21.8	-0.01
SGS-52	-0.06	4.81	3.5	1.82	23.76	16.54	4.34	27.97	4.68
SGS-53	1.33	9.85	-7.53	3.97	12.59	5.82	-0.912	5.07	0.700
SGS-54	2.19	8.00	-11.12	4.48	11.46	0.22	-0.29	3.94	-1.91
SGS-55	2.827	3.257	3.937	-10.165	-1.12	15.54	-0.24	-0.80	-15.25
SGS-56	4.385	-2.115	-1.323	2.561	10.481	10.551	0.164	3.054	0.902
SGS-57	1.18	17.19	7.74	4.21	19.37	16.47	-0.267	11.253	6.123
SGS-58	2.33	17.15	6.67	4.29	17.45	14.71	-0.298	8.656	6.116
SGS-59	7.374	4.504	6.144	2.76	13.06	12.28	3.07	14.84	5.58
SGS-60	7.932	7.482	8.222	4.27	21.14	21.04	3.58	17.04	5.70
SGS-61	-1.48	12.97	5.63	0.331	13.558	13.168	-0.312	8.61	10.05
SGS-62	-1.000	12.14	5.39	2.044	13.374	11.684	-0.152	6.128	5.368
SGS-63	2.59	3.46	3.9	1.94	13.36	15.18	0.26	19.94	11.14
SGS-64	4.161	4.992	5.4	3.67	15.73	16.32	1.04	13.57	6.78
SGS-71	84.02	30.37	-40.78	69.353	20.753	-36.827	45.498	29.218	-28.532
SGS-72	-4.594	49.208	17.308	-4.136	34.343	9.008	-2.837	21.716	9.079
SGS-73	-17.102	27.168	8.65	-0.109	36.146	27.216	-6.752	6.813	5.113
SGS-74	94.118	-13.472	-9.252	115.985	-23.125	-9.248	90.398	30.168	-8.742
SGS-75	-0.461	111.179	-15.471	-3.768	132.49	-30.31	-2.294	107.366	-13.094
SGS-76	30.212	11.105	-16.608	40.541	10.923	-23.249	45.598	30.118	-25.482
SGS-77	-5.742	16.51	14.72	-7.654	29.014	20.354	-9.983	35.848	28.108
SGS-78	-3.133	24.95	14.31	-10.527	28.913	7.846	-10.543	38.897	21.797
SGS-79	64.431	51.881	1.985	57.985	41.155	-1.077	31.721	34.331	0.664
SGS-80	1.029	44.408	5.004	1.615	41.676	4.402	-0.554	21.357	4.352
SGS-81	26.596	21.616	1.594	53.387	39.457	2.51	49.55	73.09	0.756
SGS-82	2.504	30.27	4.591	1.517	53.065	5.681	0.25	56.058	8.256

ตารางที่ 6.6 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานแบบสถิตช่วงสะพานที่ 4 (Span 4)

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
DT_1	-0.06	0.054	0.642	-0.05	-0.022	0.546	-0.232	-0.243	0.362
DT_2	0.003	0.001	0	-0.001	-0.001	-0.001	0	0.001	-0.002
DT_3	-0.021	-0.025	0.474	-0.017	0.014	0.401	-0.078	-0.04	0.261
DT_4	0.002	0.001	0.001	0	-0.001	0	0	-0.002	-0.002
DT_5	0.048	0.023	0.011	0.029	0.019	-0.001	0.148	0.145	0.154
DT_6	0.039	0.038	0.098	0.021	0.017	0.032	0.139	0.125	0.089
SGC-01	-0.333	-1.277	-0.179	0.265	-0.35	1.817	-1.132	-0.035	2.404
SGC-02	-0.425	-1.302	4.131	0.133	0.039	9.235	-2.223	-1.481	10.842
SGC-03	-0.033	-0.644	0.802	0.45	-0.319	1.861	0.033	-0.848	1.352
SGC-04	0.308	-1.073	-0.667	0.535	0.7	2.032	0.756	1.096	3.436
SGC-05	0.038	-0.988	-1.208	0.627	1.123	1.165	0.665	1.121	0.531
SGC-06	-4.39	61	24.93	-7.394	113.556	28.496	-17.211	161.659	19.779
SGC-07	0.31	3.198	1.26	0.096	7.348	1.905	0.802	10.008	-0.852
SGC-08	1.217	0.969	0.969	0.367	1.891	0.594	1.586	3.846	-0.177
SGC-09	0.929	1.256	0.269	0.156	1.983	0.308	1.711	3.701	0.313
SGC-10	2.461	3.032	0.7	0.373	3.744	4.335	-1.033	3.396	5.579
SGC-11	12.186	11.927	54.078	-2.052	-2.458	27.11	-9.867	-9.513	12.41
SGC-12	13.318	14.578	22.088	-0.102	1.377	6.39	-1.877	-1.083	0.613
SGC-13	7.765	7.923	11.367	0.113	1.359	2.942	-1.096	-0.725	-0.121
SGC-14	13.673	17.743	23.083	-0.069	1.723	4.139	-2.358	-2.325	-1.921
SGC-15	4.625	6.927	3.21	0.538	2.156	-1.015	-0.74	0.616	-2.232
SGC-16	-9.68	129.89	48.99	-8.658	74.782	31.152	-11.059	38.911	15.911
SGC-17	6.263	14.734	12.944	-0.608	3.25	3.987	-1.092	0.527	1.996
SGC-18	5.044	-0.846	-8.038	0.429	-2.021	0.85	-0.531	-2.738	4.5
SGC-19	5.736	12.051	10.811	0.192	2.669	2.994	-0.733	-0.233	-0.512
SGC-20	3.194	10.307	3.046	0.063	5.106	-1.736	1.696	3.013	-2.417
SGC-21	-3	-16.95	8.752	1.11	1.82	19.99	4.768	3.47	11.583
SGC-22	3.012	-13.045	-4.285	-2.946	-11.895	-10.365	1.571	-8.091	-10.02
SGC-23	-5.15	-7.071	2.068	-1.758	-8.058	1.933	-0.906	-14.964	-7.864
SGC-24	8.369	-2.246	-8.904	10.461	-5.617	-6.273	0.815	-12.831	-11.99
SGS-01	3.37	30.2	41.67	6.533	26.093	30.903	12.34	23.87	18.56
SGS-02	2.51	29.89	42.42	7.09	27.59	33.31	13.488	24.118	19.008
SGS-03	1.206	2.931	4.625	-3.63	-3.157	6.61	-1.075	-1.1	-2.532
SGS-04	21.407	40.487	26.397	-2.2	27.45	24.88	-4.62	32.49	40.69
SGS-05	3.03	42.34	61.09	10.89	38.44	46.51	20.555	35.845	28.605
SGS-06	3.77	46.95	66.04	11.95	43.89	54.76	21.886	40.266	35.796

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
SGS-07	18.865	28.345	-83.885	-1.41	15.11	22.62	2.68	23.91	49.31
SGS-08	21.997	34.527	31.597	3.32	26.94	45.02	0.93	34.45	67.63
SGS-09	4.56	52.63	72.45	12.08	46.85	56.19	23.04	43.32	37.36
SGS-10	5.65	48.02	64.91	12	43.54	49.96	20.901	42.711	37.091
SGS-11	23.588	35.428	28.258	1.99	24.62	38	1.1	29.84	62
SGS-12	17.353	37.203	32.183	-3.74	23.55	33.32	-3.72	32.11	43.02
SGS-13	5.23	57.23	57.71	12.5	48.64	46.29	20.791	43.661	34.731
SGS-14	5.63	56.34	54.34	12.55	48.48	45.62	20.526	45.316	37.846
SGS-15	23.08	36.7	21.75	0.98	23.41	33.18	1.82	37.95	59.94
SGS-16	17.855	32.855	40.205	0.31	24.78	43.43	3.5	37.68	56.21
SGS-17	5.21	58.08	45.93	9.21	46.18	37.31	17.43	39.4	31.17
SGS-18	5.4	60.9	45.86	9.99	48.09	37.39	17.884	45.894	34.534
SGS-19	19.047	31.367	29.087	1.08	24.33	37.15	3.03	38.29	49.95
SGS-20	19.533	49.433	41.053	1.89	46.55	36.35	1.33	63.99	44.51
SGS-21	6.6	67.47	44.21	11.91	56.45	42.56	16.425	41.225	35.235
SGS-22	5.73	59.52	42.65	11.16	50.61	39.76	18.273	43.863	35.973
SGS-23	19.543	49.223	41.343	2.22	46.44	36.25	4.21	66.81	44.72
SGS-24	16.722	52.202	45.722	-6.54	37.18	16.34	1.92	71.61	44.57
SGS-25	7.07	50.09	24.27	13.32	43.88	28.39	14.272	37.352	29.462
SGS-26	8.18	59.57	27.83	17.08	55.43	34.13	19.984	48.904	35.164
SGS-27	11.718	33.488	30.168	-2.16	29.19	19.52	1.41	44.47	21.73
SGS-28	8.172	43.062	29.632	-5.56	39.8	16.68	1.98	57.4	21.03
SGS-29	4	35.03	10.08	12.04	37.13	22.95	14.748	32.228	29.148
SGS-30	-2.77	24.52	2.8	6.91	31.44	17.48	16.553	33.613	29.083
SGS-31	10.756	43.726	39.096	-4.76	40.46	22.08	1.66	63.24	26.62
SGS-32	24.516	39.416	37.076	8.56	32.88	15.09	1.17	37.86	-6.88
SGS-33	10.57	35.98	9.07	14	35.68	22.23	18.379	35.999	38.609
SGS-34	9.58	35.11	7.7	15.31	33.87	19.01	23.349	38.269	39.799
SGS-35	24.98	40.87	45.31	8.93	34.84	18.13	1.89	41.33	-3.1
SGS-36	22.845	32.765	34.965	12.94	24.05	14.54	5.37	27.17	-11.03
SGS-37	22.75	44.73	16.65	16.62	34.93	20.68	23.79	36.4	39.64
SGS-38	10.75	33.63	13.27	12.04	31.99	20.16	19.274	29.254	30.004
SGS-39	15.2	27.78	29.47	9.89	22.36	15.27	4.4	23.22	-3.25
SGS-40	19.142	28.312	31.992	17.72	20.55	17.63	-0.52	13.47	-3.23
SGS-41*	14.961	28.391	29.051	13.2	19.34	15.66	-1.11	15.17	0.75
SGS-71	-8.03	-9.07	66.29	-8.34	-14	99.53	-39.271	-46.631	91.299



Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
SGS-72	-4.505	24.655	11.258	-5.023	49.437	21.117	-15.098	65.942	19.872
SGS-73	4.427	40.621	26.491	-5.078	46.612	23.472	-17.344	48.896	18.786
SGS-74	-3.476	-7.766	116.734	-4.72	-8.19	157.21	-15.791	-18.261	117.92
SGS-75	-3.579	98.326	-15.054	-2.877	141.142	-21.548	-5.887	110.199	-13.691
SGS-76	4.21	-2.32	127.45	-7.6	-10.45	82.3	-24.967	-24.287	43.703
SGS-77	-8.62	46.65	25.68	-5.891	35.319	19.699	-8.727	20.264	11.084
SGS-78	5.544	98.94	46.78	-7.086	51.524	27.894	-9.63	25.563	16.193
SGS-79	-0.335	-1.369	-6.527	-1.831	-1.952	18.392	-0.102	-0.017	36.545
SGS-80	0.477	-15.819	-4.004	0.167	38.376	-1.507	-1.354	85.304	-5.36
SGS-81	-0.752	-2.229	35.116	0.165	1.217	-0.373	-0.685	-0.131	-4.001
SGS-82	2.995	52.037	0.606	0.008	-9.785	0.808	-0.054	-6.973	0.827

***SGS-41 ติดตั้งบริเวณเหล็กเสริมที่คานค้ำยันคานโค้งที่เกิดการแตกร้าวจากรถบรรทุกชน**

ตารางที่ 6.7 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานแบบสถิตช่วงสะพานที่ 5 (Span 5)

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
DT_1	-0.452	-0.366	0.775	-0.415	-0.286	0.782	-0.361	-0.159	0.744
DT_2	0.366	-0.176	-1.039	0.289	-0.144	-1.045	0.379	-0.044	-0.894
DT_3	-0.333	-0.153	0.803	-0.385	-0.243	0.819	-0.448	-0.318	0.856
DT_4	0.428	0.022	-0.942	0.269	-0.198	-1.182	0.376	-0.281	-1.204
DT_5	0.007	0.007	0.007	0.006	0.007	0.018	0.008	0.015	0.032
DT_6	0	0.001	0	0	-0.001	0	-0.006	-0.006	-0.006
SGC-01	-9.886	57.404	9.752	-6.76	37.95	7.155	-6.114	19.963	5.569
SGC-02	-0.521	1.696	1.329	0.45	2.191	2.156	-1.521	0.952	0.446
SGC-03	-0.658	-2.756	1.773	-0.071	-0.507	1.681	-0.823	0.327	-1.259
SGC-04	0.665	2.704	1.165	0.463	1.433	2.177	-1.788	1.787	2.621
SGC-05	2.336	3.238	1.107	1.995	3.183	2.814	1.16	2.708	4.343
SGC-06	-69.704	-71.254	187.466	-61.812	-60.122	153.638	-52.921	-40.621	108.749
SGC-07	-4.477	-2.885	13.648	-3.319	-3.419	10.319	-1.146	-3.096	7.293
SGC-08	-0.085	1.402	1.602	1.817	1.248	2.092	2.254	-0.354	1.379
SGC-09	0.052	1.098	-0.438	2.161	0.74	0.478	2.261	-0.593	0.488
SGC-10	1.629	-0.988	-6.729	2.975	-0.315	-5.179	2.45	0.438	-1.558
SGC-11	-24.649	53.181	36.381	-31.91	90.53	44.01	-44.095	160.485	48.755
SGC-12	-1.471	4.081	4.158	-1.875	3.663	2.428	-2.956	6.513	-0.546
SGC-13	0.017	3.715	1.525	-0.542	2.731	0.825	-1.457	3.585	0.929
SGC-14	0.752	2.6	0.575	0.8	1.841	-1.436	-0.058	4.096	-3.046
SGC-15	0.704	2.69	2.552	-0.138	-0.44	-1.486	-0.052	3.392	-3.206
SGC-16	-17.455	-13.745	99.595	-20.538	-19.428	161.412	-26.123	-23.973	308.967
SGC-17	-1.635	1.006	4.594	-3.033	-2.31	2.252	-2.707	-3.29	0.525
SGC-18	-2.983	-0.015	10.908	-4.307	-3.598	11.626	-4.115	-3.869	18.739
SGC-19	2.735	4.587	5.608	3.769	7.098	13.665	5.596	11.462	37.242
SGC-20	2.246	3.496	-1.483	1.679	3.85	2.959	2.167	7.042	24.192
SGC-21	0.033	-14.573	-8.965	-0.289	-6.533	2.213	-4.652	-6.75	2.019
SGC-22	4.123	-17.473	-14.173	4.894	-11.906	-12.446	5.202	-5.504	-8.431
SGC-23	-4.678	-4.858	-3.881	-2.99	-5.677	1.487	-9.013	-22.607	-18.197

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
SGC-24	7.177	-5.371	-6.317	-0.133	-20.348	-21.848	6.083	-18.851	-14.481
SGS-01	1.36	25.52	35.91	2.88	24.43	27.88	12.337	24.967	16.157
SGS-02	33.787	36.987	44.237	11.74	20.81	8.1	-3.16	-9.55	-4.02
SGS-03	1.719	19.97	6.14	8.29	34.57	35.36	17.077	41.937	51.467
SGS-04	2.26	20.505	7.685	12.55	38.03	35.78	15.871	41.011	45.921
SGS-05	8.35	48.99	58.27	6.81	37.53	39.95	21.951	39.381	24.751
SGS-06	9.94	58.26	75.78	5.01	29.97	29.59	17.773	29.983	18.943
SGS-07	6.71	20.15	9.54	17.916	53.506	50.896	24.667	57.367	67.617
SGS-08	4.84	22.48	7.49	18.46	48.57	44.69	22.123	58.693	68.603
SGS-09	6.27	49.88	100.89	19.57	61.91	95.82	17.96	37.76	36.36
SGS-10	4.92	47.16	67.56	4.86	36.68	49.48	17.708	34.978	33.068
SGS-11	10.4	21.79	20.09	13.69	46.56	51.53	25.696	63.736	77.396
SGS-12	11.64	24.55	16.58	20.617	53.657	54.077	24.975	65.535	76.785
SGS-13	6.56	53	60.7	5.16	38.38	40.37	15.694	33.944	29.114
SGS-14	7.27	57.38	64.35	6.98	44.41	47.27	17.494	39.774	36.294
SGS-15	4.62	23.12	23.62	18.02	53.07	51	28.727	71.857	72.857
SGS-16	8.55	27.38	22.68	20.648	56.138	54.738	26.449	70.709	71.399
SGS-17	9.97	64.74	46.67	8.77	47.36	29.8	18.699	41.789	29.579
SGS-18	10.29	66.08	47.24	9.24	48.98	33.2	17.169	42.489	29.759
SGS-19	4.82	41.15	32.25	20.042	72.652	51.502	37.055	98.935	79.925
SGS-20	5.49	34.35	25.17	20.65	74.99	54.78	36.868	97.158	80.078
SGS-21	3.55	45.48	25.04	5.39	47.08	39.56	9.843	33.813	29.723
SGS-22	4.98	52.8	24.95	6.22	57.56	48.56	10.441	40.981	33.431
SGS-23	4.65	42.68	41.5	18.598	73.708	51.348	38.333	106.093	74.883
SGS-24	4.04	34.26	35.5	19.611	72.511	58.481	36.979	101.269	72.549
SGS-25	9.28	63.59	28.11	5.48	48.93	26.33	14.16	42.86	36.74
SGS-26	9.82	62.1	28.82	4.49	51.23	25.84	15.522	46.652	36.292
SGS-27	1.68	33.5	28.82	20.801	64.641	38.551	40.523	95.703	54.463
SGS-28	2.14	30.99	28.93	19.745	60.915	41.475	39.241	94.231	54.371
SGS-29	7.71	42.67	13.16	3.61	33.33	16.69	12.632	35.782	34.912

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
SGS-30	8.2	36.37	1.84	3.96	37.07	20.87	15.199	38.919	29.479
SGS-31	-0.27	25.39	26.36	26.367	49.367	29.397	50.408	87.888	50.008
SGS-32	0.43	24.17	30.26	27.663	54.973	38.063	53.506	90.266	50.486
SGS-33	12.28	29.9	8.13	6.62	25.58	14.77	12.409	33.869	38.059
SGS-34	12.17	27.89	8.46	6.95	22.46	11.52	15.559	33.919	35.479
SGS-35	4.11	19.87	27.35	19.56	26.47	19.07	47.652	58.672	39.592
SGS-36	1.62	19.76	29.58	19.21	30.97	25.04	48.516	62.436	40.176
SGS-37	26.74	39.8	15.21	19.58	33.33	17.97	18.494	38.404	41.724
SGS-38	14.92	21.93	9.74	15.11	17.72	8.28	14.655	22.115	25.535
SGS-39	8.12	17.43	29.7	9.99	11.39	7.34	49.855	61.965	42.305
SGS-40	4.083	21.103	30.953	12.47	24.85	20.58	44.496	56.186	39.046
SGS-71	-44.654	-44.724	115.746	-37.898	-37.008	95.372	-32.476	-26.016	66.004
SGS-72	-11.184	89.816	10.666	-5.8	63.082	7.9	-4.291	34.847	6.586
SGS-73	-9.547	66.273	17.363	-9.091	47.299	9.149	-8.8	17.23	-12.17
SGS-74	-10.996	-11.446	101.864	-10.448	-10.578	119.383	-9.769	-8.721	98.176
SGS-75	-4.609	131.764	-16.866	-5.036	165.939	-22.801	-4.775	113.3	-12.09
SGS-76	-26.719	-20.859	58.441	-31.363	-28.933	73.847	-36.961	-34.431	107.849
SGS-77	-8.241	25.472	11.262	-11.446	38.304	16.024	-17.641	53.429	19.309
SGS-78	-8.584	28.043	15.333	-11.592	46.638	21.098	-18.316	76.574	24.734
SGS-79	0.308	56.698	2.708	0.968	27.025	4.96	1.217	-4.379	9.121
SGS-80	1.604	3.962	106.325	2.09	4.342	116.843	3.383	7.456	69.366
SGS-81	1.633	4.287	56.08	2.792	4.081	92.76	0.319	0.111	87.707
SGS-82	0.588	-9.008	-0.306	1.087	-1.496	0.321	0.398	87.943	1.517

ตารางที่ 6.8 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานแบบสถิตช่วงสะพานที่ 6 (Span 6)

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
DT_1	0.733	-1.119	-1.437	-0.121	-1.207	-1.344	0.111	-0.362	-0.470
DT_2	0.664	-0.550	-0.834	-0.125	-0.927	-1.029	0.093	-0.275	-0.362
DT_3	0.532	-0.927	-1.047	-0.138	-1.690	-1.715	0.285	-1.096	-1.206
DT_4	0.692	-1.205	-1.361	-0.179	-2.197	-2.230	0.371	-1.425	-1.568
DT_5	0.248	-0.322	-0.421	-0.140	-1.342	-1.516	0.398	-1.429	-1.683
DT_6	0.215	-0.204	-0.269	-0.132	-0.918	-1.061	0.340	-0.812	-1.036
SGC-01	-17.940	44.280	31.980	2.560	39.850	34.060	-3.640	12.720	13.610
SGC-02	-2.775	7.915	5.705	0.819	7.050	6.012	-0.325	2.552	3.387
SGC-03	-1.808	5.032	3.335	0.260	4.594	4.337	0.700	2.363	3.475
SGC-04	-0.946	0.844	-0.516	-0.040	1.750	1.050	0.215	1.482	1.640
SGC-05	-0.450	-2.248	-2.298	0.106	0.414	-0.381	0.402	0.979	0.923
SGC-06	0.583	-0.242	0.491	0.033	-0.121	0.227	0.929	0.081	1.215
SGC-07	0.044	0.079	0.025	0.359	0.138	0.307	0.337	0.227	0.752
SGC-08	-5.390	34.190	19.950	1.640	37.340	24.210	-1.210	18.920	20.150
SGC-09	73.993	356.930	201.810	-15.740	308.080	143.900	64.240	291.240	219.050
SGC-10	0.288	3.911	0.273	0.404	4.841	0.531	0.777	2.617	1.583
SGC-11	-0.469	-1.546	-3.365	1.013	0.048	-2.256	-2.908	5.185	4.475
SGC-12	2.283	3.254	3.002	2.654	4.396	4.731	-3.483	3.473	0.946
SGC-13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SGC-14	-1.079	4.069	3.848	3.219	9.014	8.185	-3.035	6.575	4.115
SGC-15	0.004	1.033	1.504	1.300	3.083	3.894	-0.759	5.097	3.491
SGS-01	-54.360	-20.880	13.710	9.280	38.860	46.730	-8.460	11.590	16.980
SGS-02	-25.970	61.480	41.210	4.720	58.900	48.510	-6.310	19.340	21.090
SGS-03	-39.550	-34.450	-5.220	10.250	3.990	44.370	-26.160	-16.430	20.110
SGS-04	-20.380	46.850	26.550	5.350	82.810	47.090	-12.400	53.680	32.420
SGS-05	-10.375	2.928	5.858	5.650	20.420	28.940	-18.370	-4.350	13.350
SGS-06	-11.607	18.160	23.500	7.840	73.050	66.030	-17.620	83.400	63.830
SGS-07	-7.750	-65.020	-0.850	1.920	-10.520	10.330	-4.023	9.097	6.127
SGS-08	-5.250	85.770	28.300	1.250	70.550	38.630	-3.070	7.300	13.610
SGS-09	-14.100	15.460	6.910	3.620	-17.560	25.820	-11.510	-62.320	-2.360
SGS-10	-2.870	9.740	16.777	1.230	75.980	44.460	-3.800	77.160	23.790

ตารางที่ 6.9 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมสะพานแบบสถิตช่วงสะพานที่ 7 (Span 7)

Sensor	Static 1			Static 2			Static 3		
	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4	L/4	L/2	3L/4
DT_1	-0.858	-1.650	-2.011	-0.022	-0.476	-0.540	-0.091	-0.275	-0.340
DT_2	-1.192	-2.154	-2.448	-0.031	-0.576	-0.553	-0.108	-0.298	-0.354
DT_3	-0.704	-1.424	-1.746	-0.040	-0.835	-1.018	-0.252	-0.871	-1.009
DT_4	-1.056	-2.137	-2.620	-0.060	-1.253	-1.527	-0.378	-1.307	-1.514
DT_5	-0.183	-0.299	-0.343	-0.028	-0.296	-0.350	-0.231	-0.651	-0.679
DT_6	-0.366	-0.599	-0.687	-0.056	-0.591	-0.700	-0.462	-1.302	-1.358
SGC-01	23.670	49.700	39.960	0.220	21.360	6.150	4.320	15.260	12.360
SGC-02	-2.765	-6.477	-4.271	-0.437	-1.610	-2.156	0.083	-0.031	-0.440
SGC-03	0.927	0.623	2.377	0.033	1.429	0.429	-0.173	1.455	0.982
SGC-04	-0.990	-2.590	-3.080	-0.989	0.188	-1.596	-0.364	1.331	6.500
SGC-05	-1.723	-4.012	-3.000	-0.833	-1.658	-1.267	0.077	0.342	0.177
SGC-06	-1.286	-2.894	-1.902	-0.652	-3.996	-2.056	-0.425	-4.634	-2.957
SGC-07	0.393	-1.650	-1.638	-0.192	-1.050	-1.140	0.117	0.309	-0.027
SGC-08	0.327	0.035	0.233	-0.371	-0.306	-0.229	0.485	0.702	-0.273
SGC-09	0.069	0.548	0.808	-0.377	0.402	0.465	0.477	0.573	-0.069
SGC-10	0.810	-0.008	0.558	0.069	0.735	0.340	0.827	1.554	0.106
SGC-11	9.830	18.170	18.990	0.790	18.910	9.720	9.730	30.090	16.770
SGC-12	1.430	2.844	3.890	0.093	3.370	0.597	0.969	3.235	0.712
SGC-13	2.144	3.390	6.065	0.936	5.500	2.700	2.604	5.696	2.684
SGC-14	0.644	1.827	2.633	0.221	2.192	-0.039	1.833	0.335	0.146
SGC-15	-0.134	0.050	0.889	0.109	0.161	-1.279	1.094	-2.817	-1.719
SGS-01	11.882	47.382	78.472	0.680	23.690	34.340	2.671	12.171	15.381
SGS-02	54.090	105.630	90.520	0.860	33.190	15.260	6.010	18.450	16.930
SGS-03	20.780	44.465	34.715	1.220	33.710	11.795	8.015	35.785	21.545
SGS-04	41.560	88.930	69.430	2.440	67.420	23.590	16.030	71.570	43.090
SGS-05	7.132	16.372	22.692	1.172	22.572	34.892	5.334	40.324	69.264
SGS-06	18.204	31.364	34.474	1.880	33.790	25.700	20.580	69.530	47.080
SGS-07	8.946	50.536	125.136	1.140	53.980	101.820	1.625	9.707	3.811
SGS-08	43.360	123.210	75.070	1.690	58.040	21.240	4.197	6.127	11.957
SGS-09	5.706	11.579	0.933	1.090	66.670	127.510	6.120	78.540	169.490
SGS-10	20.967	28.077	37.527	1.980	81.690	35.680	11.640	97.480	32.300

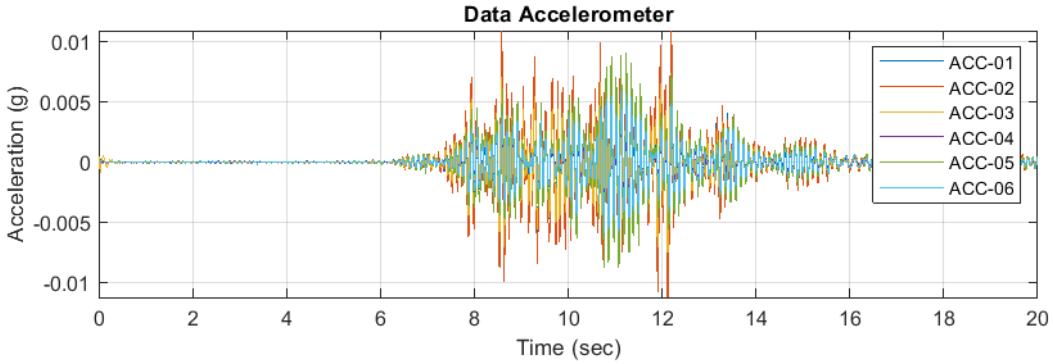
6.5 การทดสอบภายใต้สภาวะควบคุมแบบพลวัต

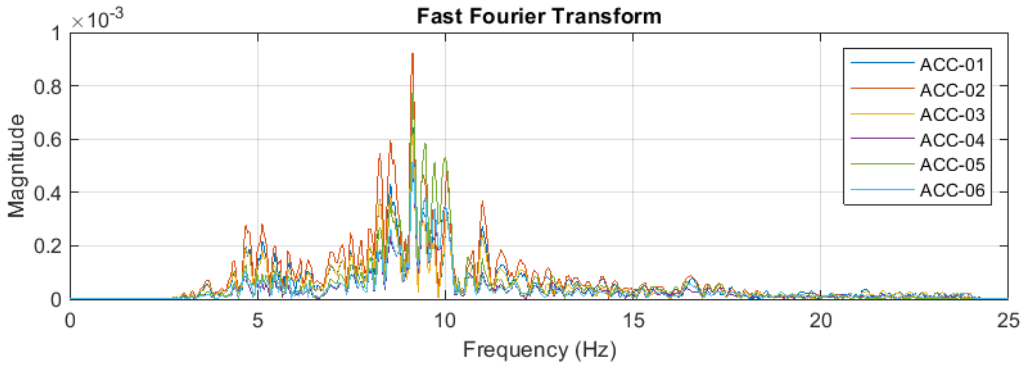
การทดสอบแบบพลวัต (Dynamic Test) เป็นการทดสอบโดยใช้รถบรรทุกวิ่งผ่านช่วงสะพาน ทดสอบหลายรูปแบบโดยมีรายละเอียดดังนี้

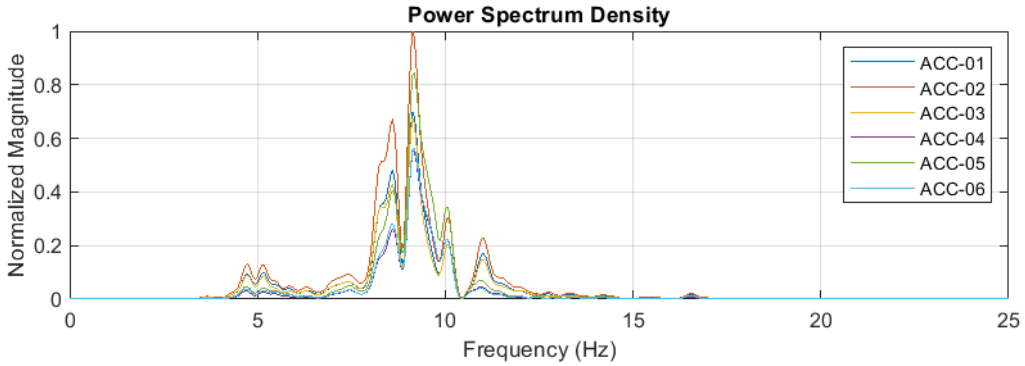
- Dynamic 1 : ทดสอบด้วยรถบรรทุกจำนวน 2 คัน วิ่งช่องทางจราจรฝั่งซ้าย
- Dynamic 2 : ทดสอบด้วยรถบรรทุกจำนวน 2 คัน กึ่งกลางสะพาน (คร่อมช่องทางจราจร)
- Dynamic 3 : ทดสอบด้วยรถบรรทุกจำนวน 2 คัน วิ่งช่องทางจราจรฝั่งขวา

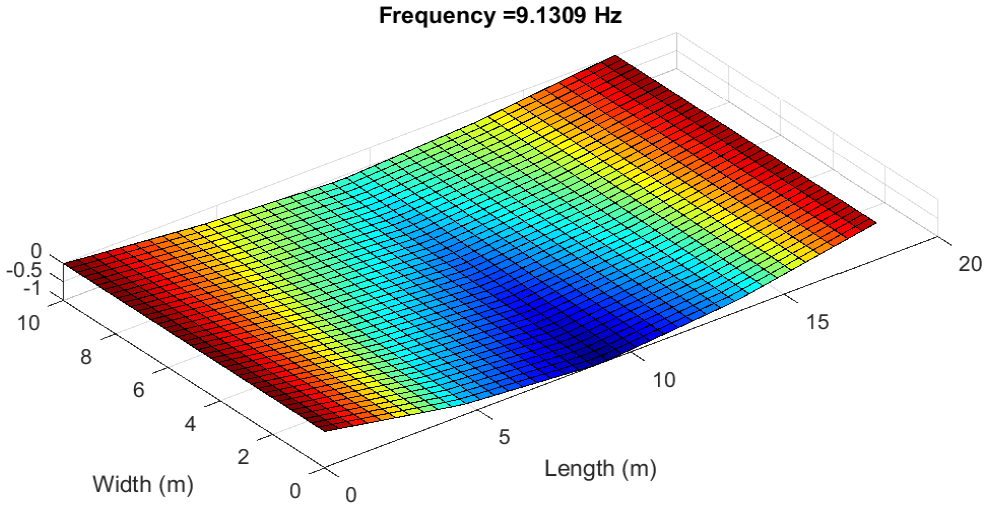
6.5.1 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมแบบพลวัต span 1

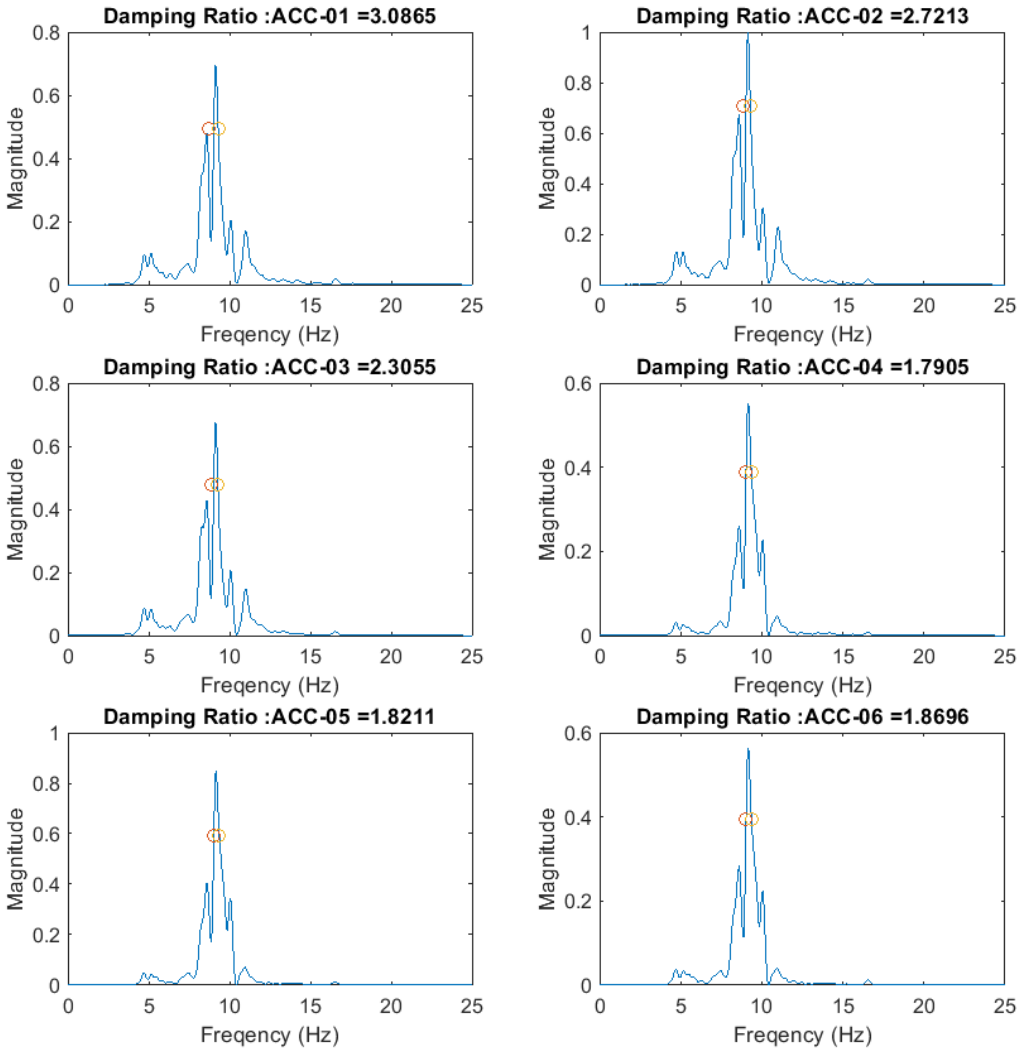
6.5.1.1 Dynamic 1



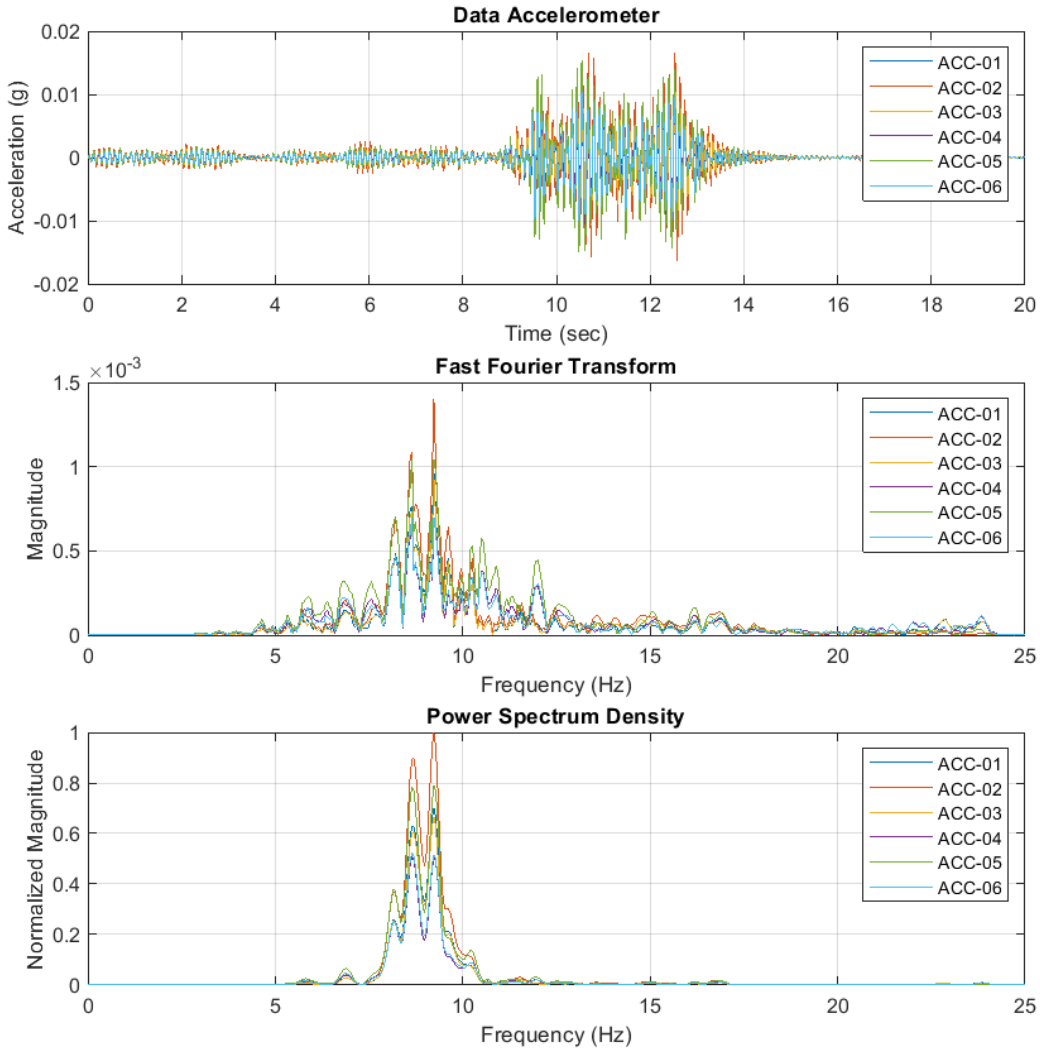


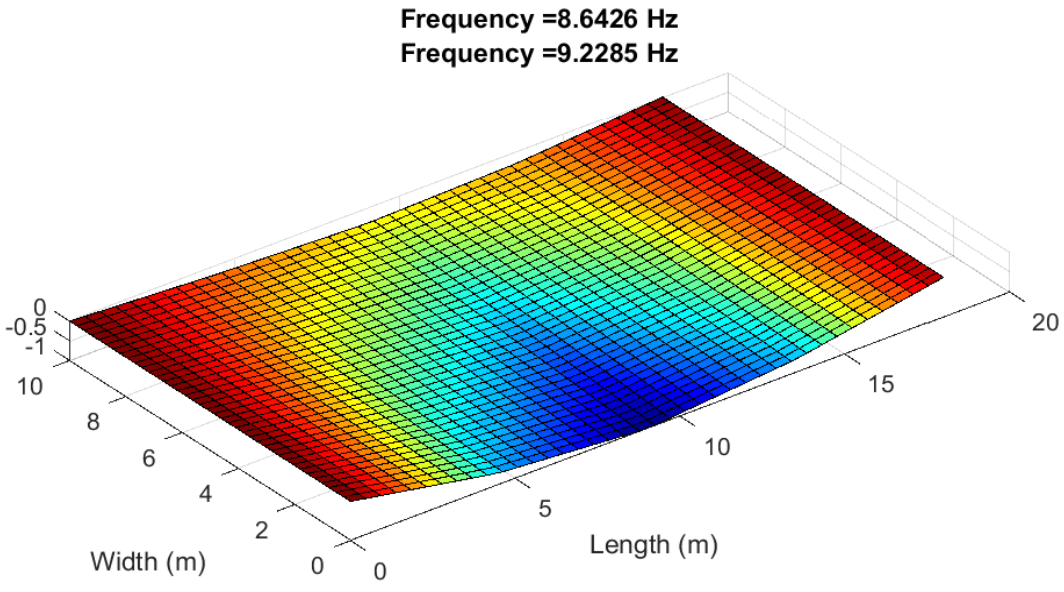


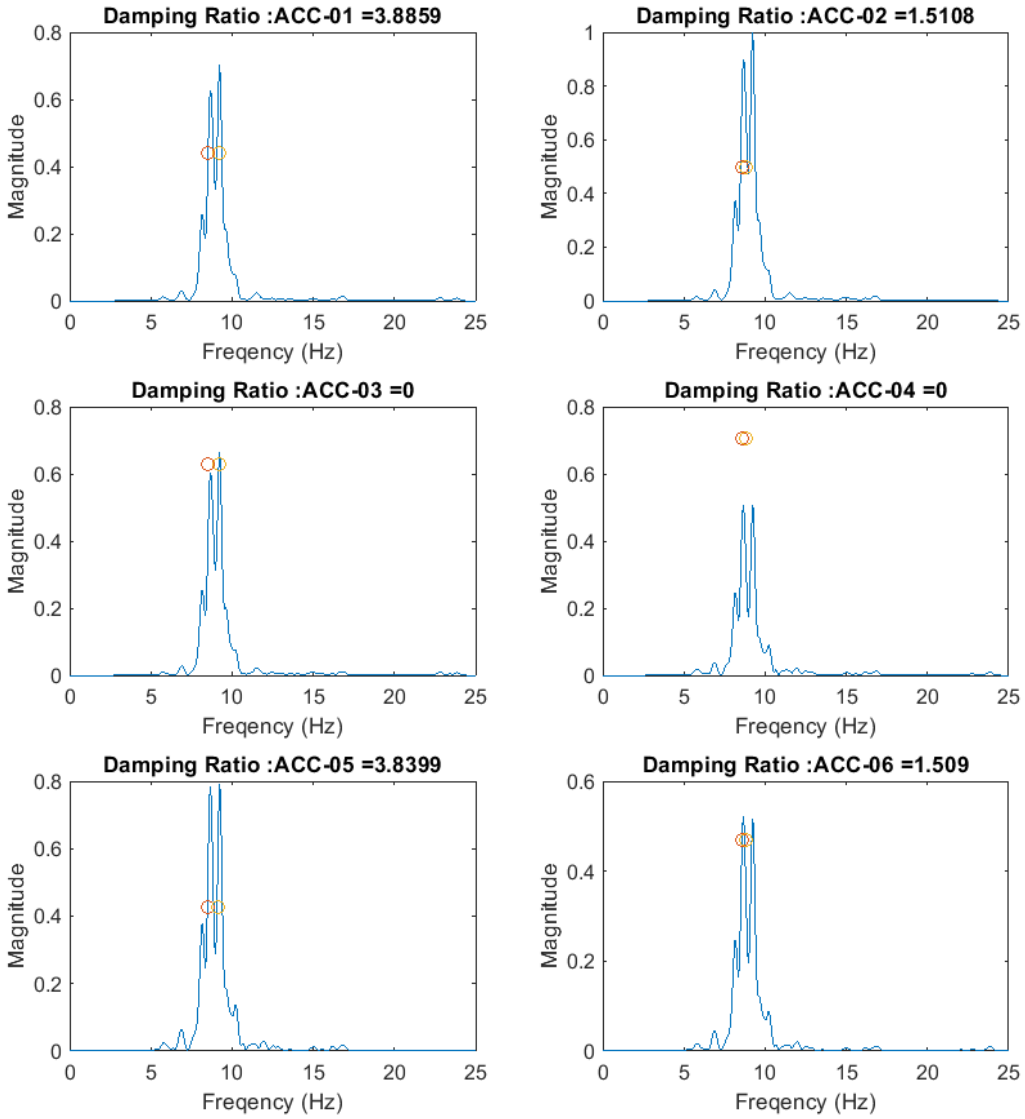



Damping Ratio :ACC-01 =3.0865
Damping Ratio :ACC-02 =2.7213
Damping Ratio :ACC-03 =2.3055
Damping Ratio :ACC-04 =1.7905
Damping Ratio :ACC-05 =1.8211
Damping Ratio :ACC-06 =1.8696
Magnitude
Freqency (Hz)

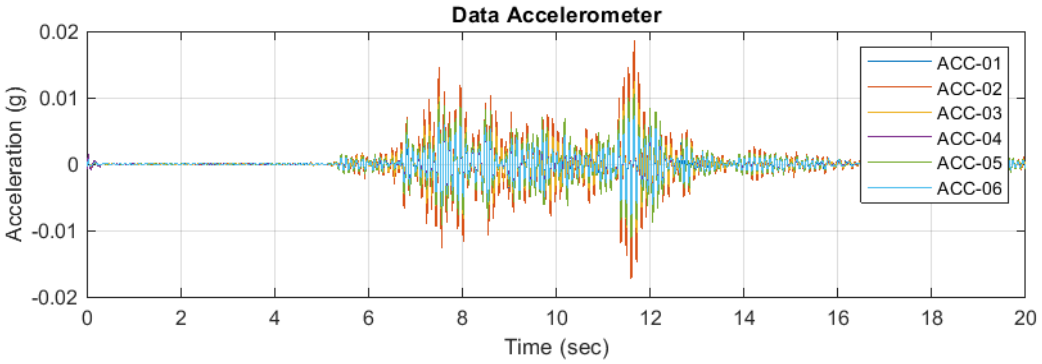
6.5.1.2 Dynamic 2

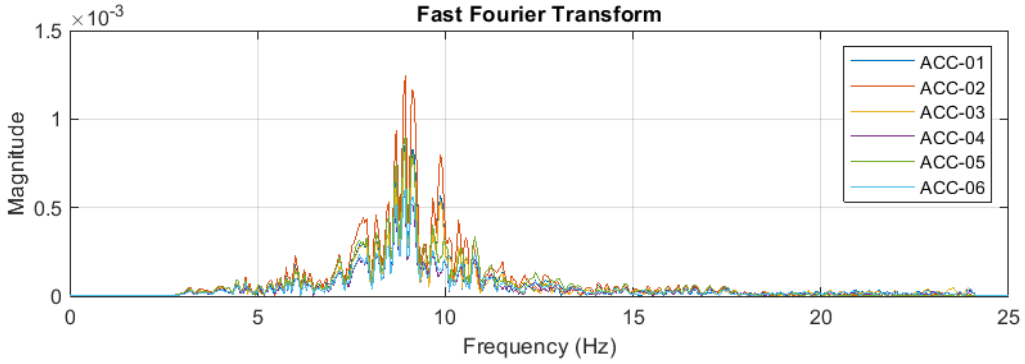


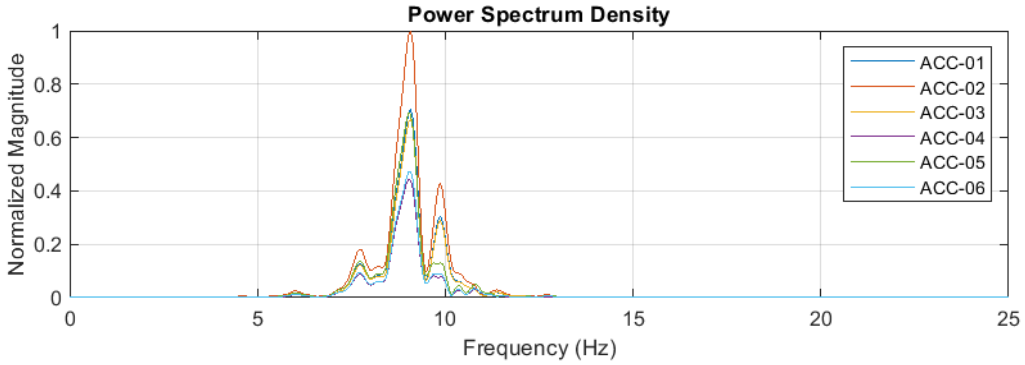


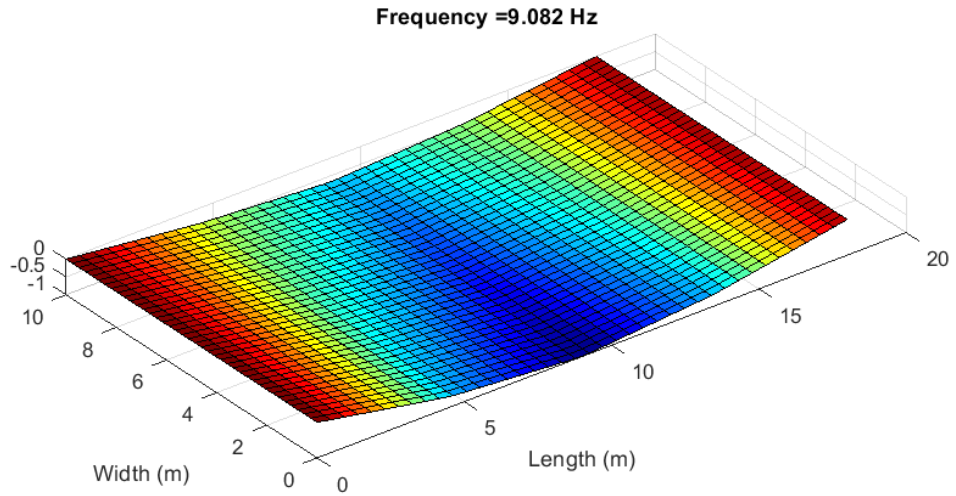

Damping Ratio :ACC-01 =3.8859
Damping Ratio :ACC-02 =1.5108
Damping Ratio :ACC-03 =0
Damping Ratio :ACC-04 =0
Damping Ratio :ACC-05 =3.8399
Damping Ratio :ACC-06 =1.509
Magnitude
Freqency (Hz)

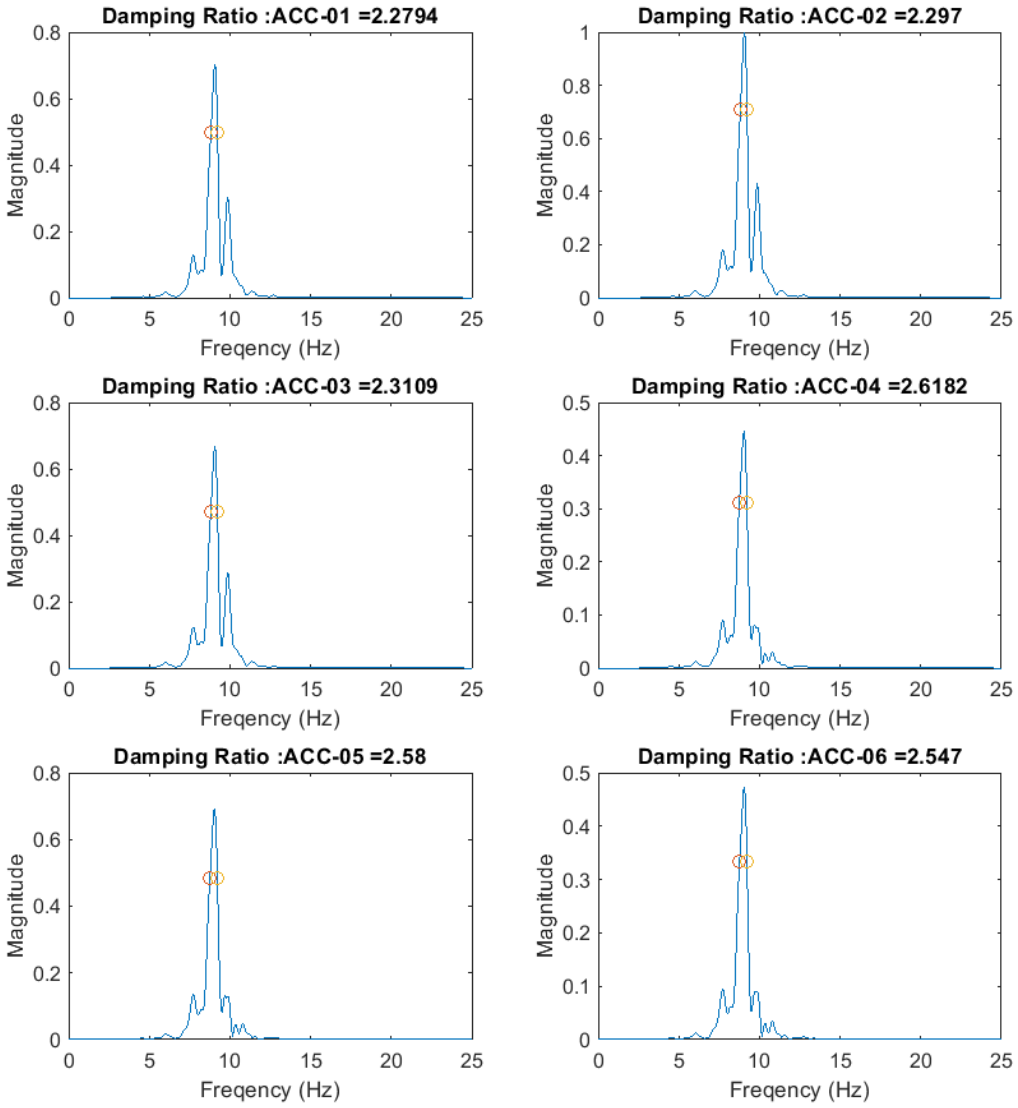
6.5.1.3 Dynamic 3





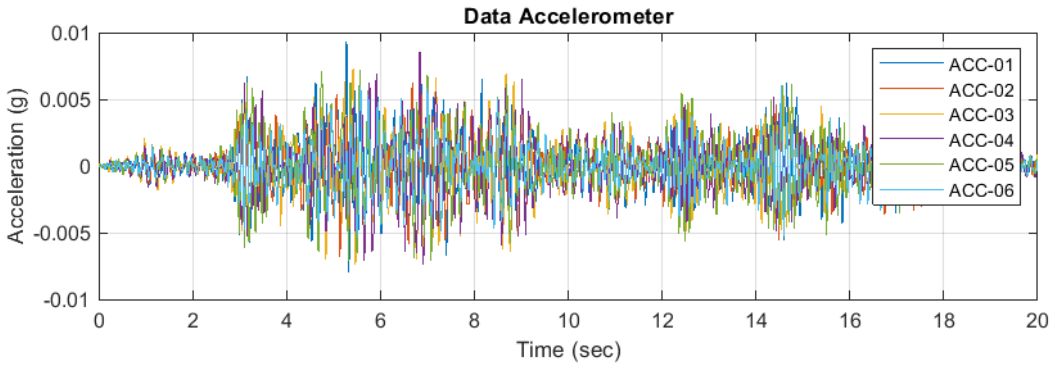


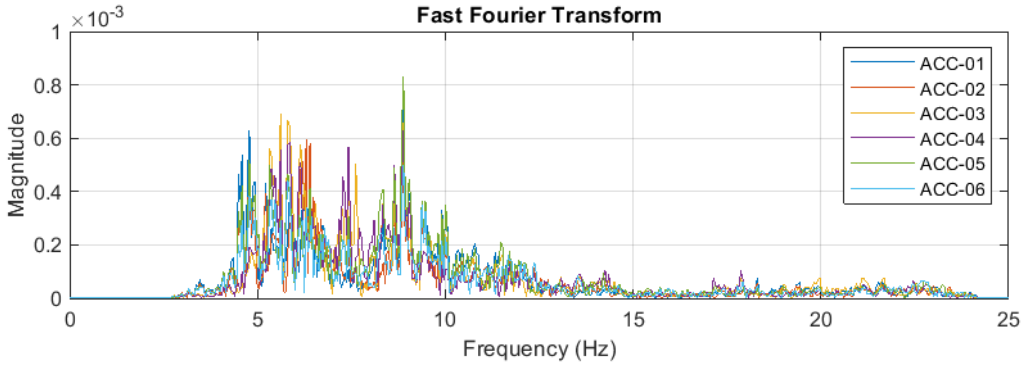


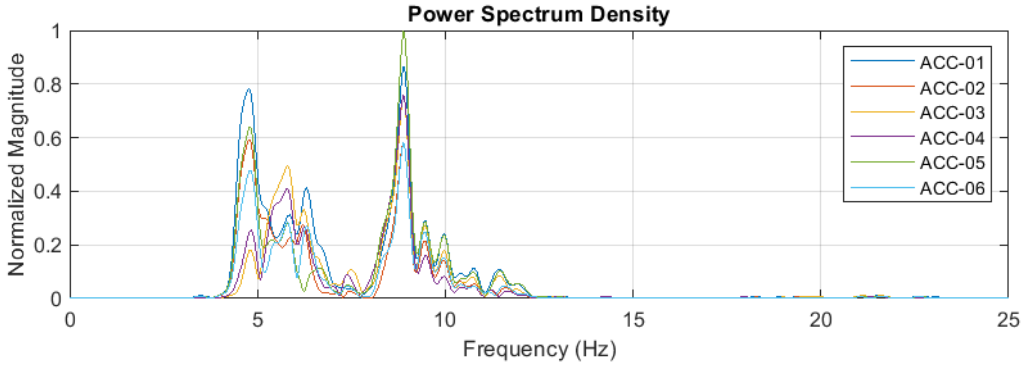

Damping Ratio :ACC-01 =2.2794
Damping Ratio :ACC-02 =2.297
Damping Ratio :ACC-03 =2.3109
Damping Ratio :ACC-04 =2.6182
Damping Ratio :ACC-05 =2.58
Damping Ratio :ACC-06 =2.547
Magnitude
Freqency (Hz)

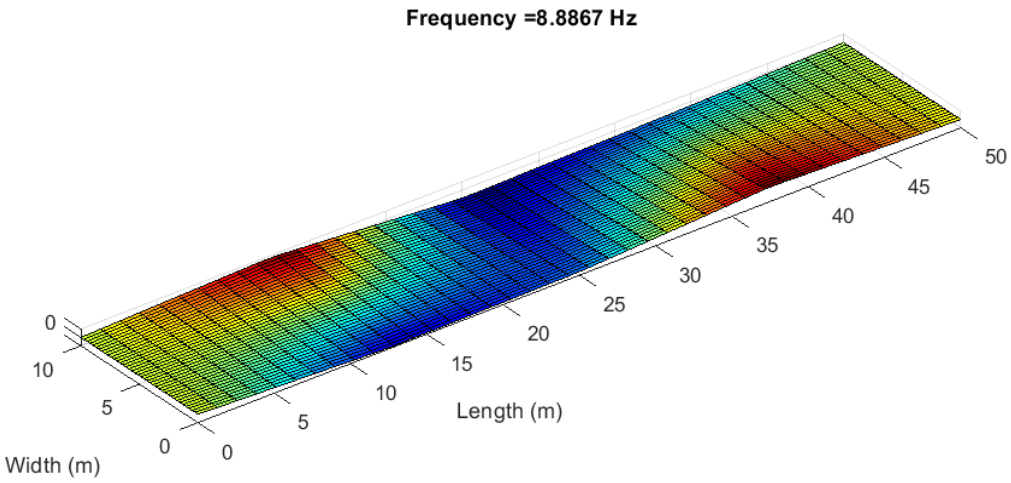
6.5.2 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมแบบพลวัต span 2

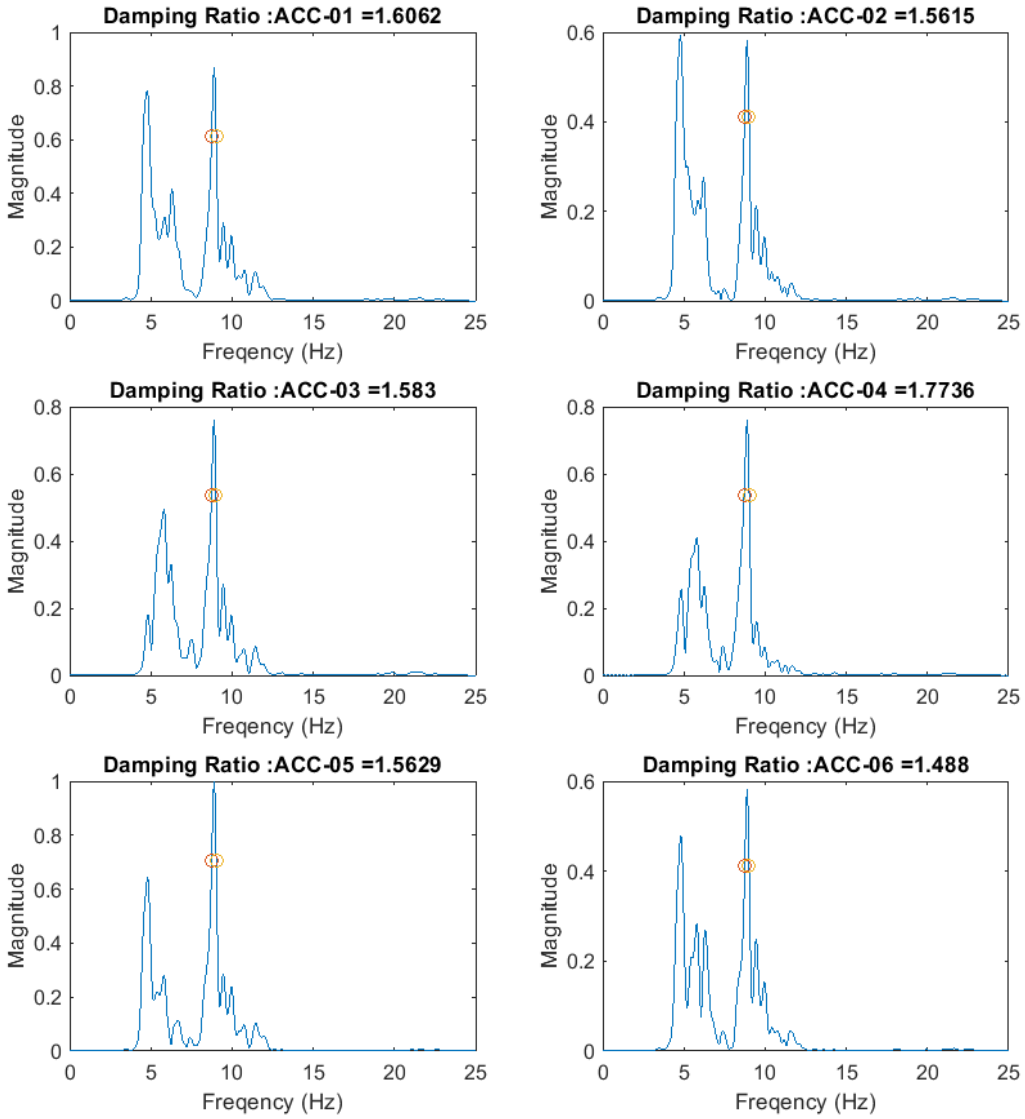
6.5.2.1 Dynamic 1



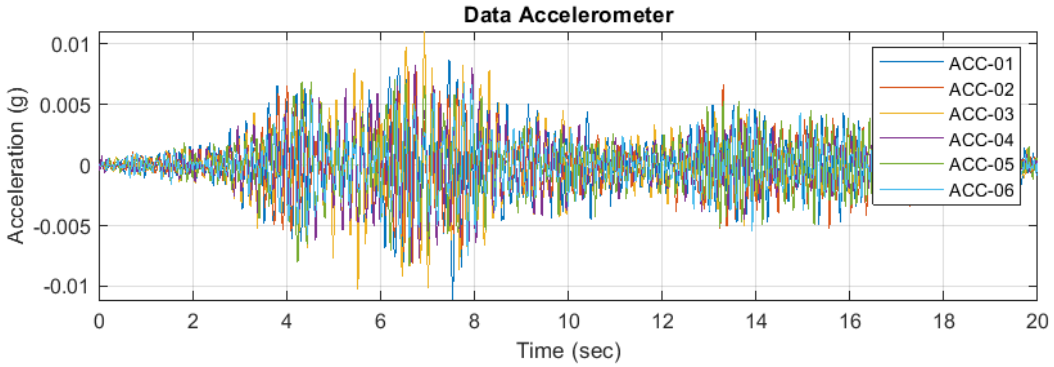


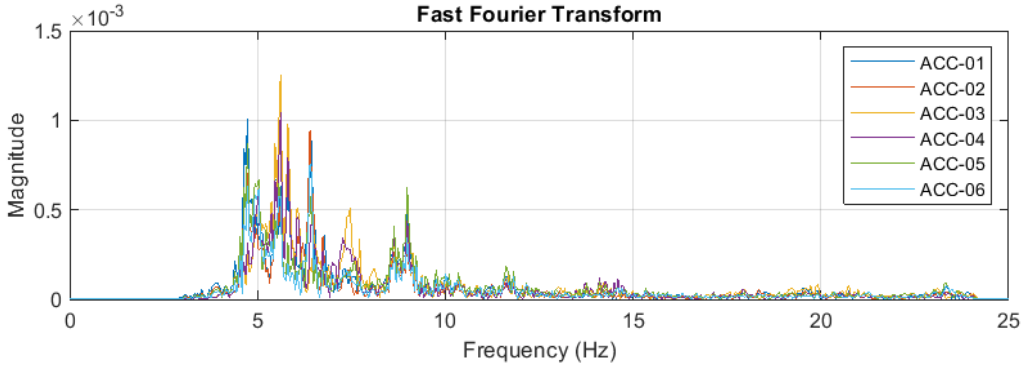


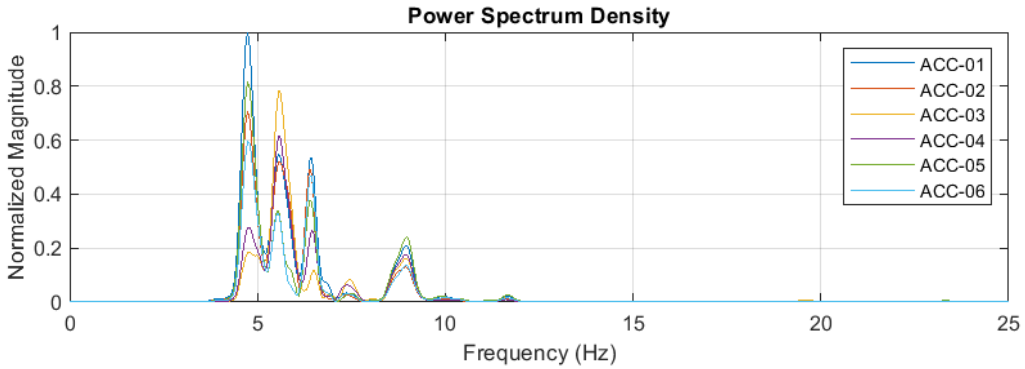


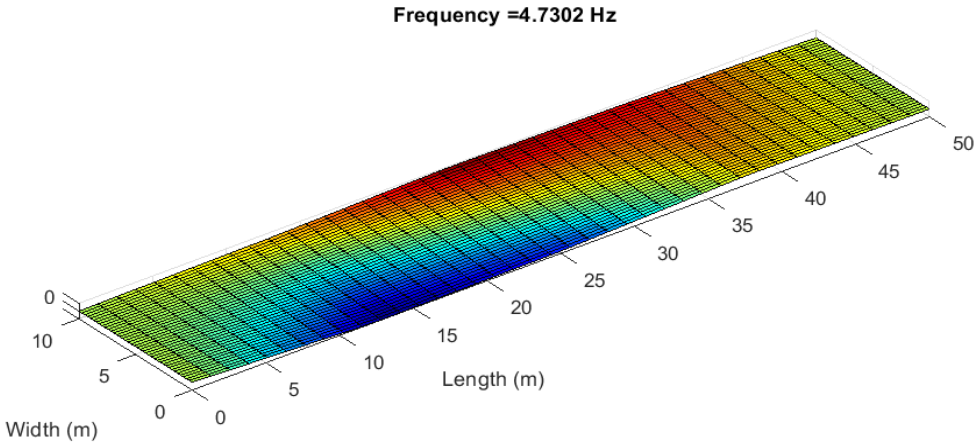

Damping Ratio :ACC-01 =1.6062
Damping Ratio :ACC-02 =1.5615
Damping Ratio :ACC-03 =1.583
Damping Ratio :ACC-04 =1.7736
Damping Ratio :ACC-05 =1.5629
Damping Ratio :ACC-06 =1.488
Magnitude
Freqency (Hz)

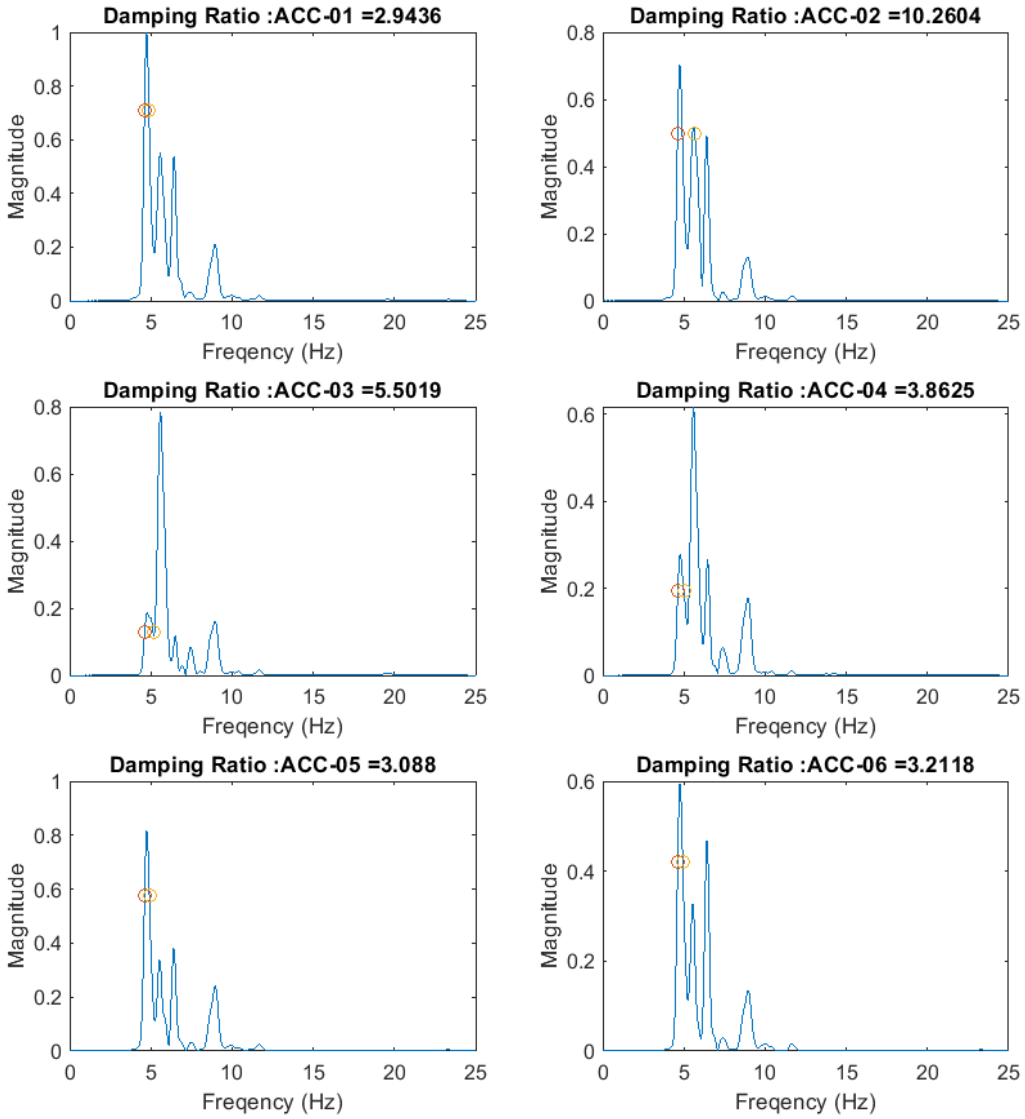
6.5.2.2 Dynamic 2



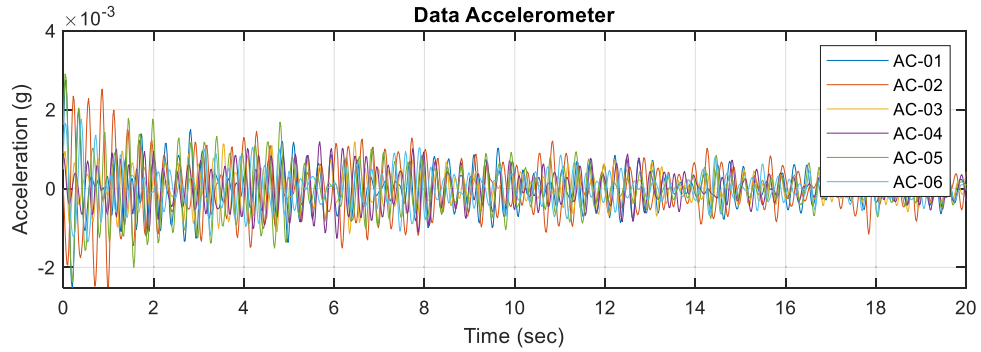


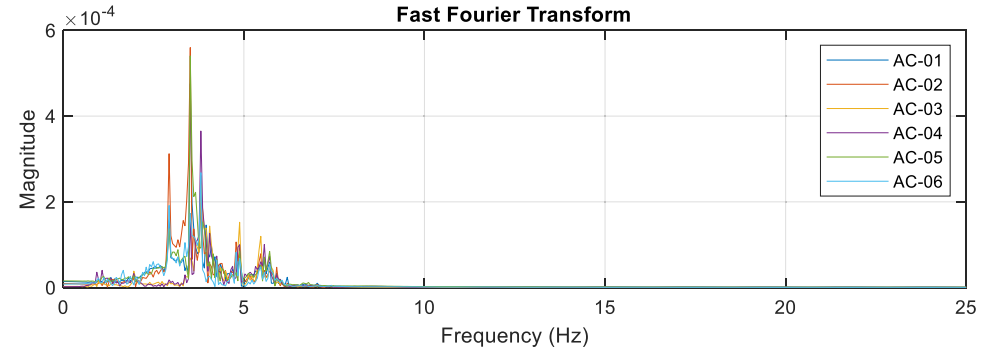


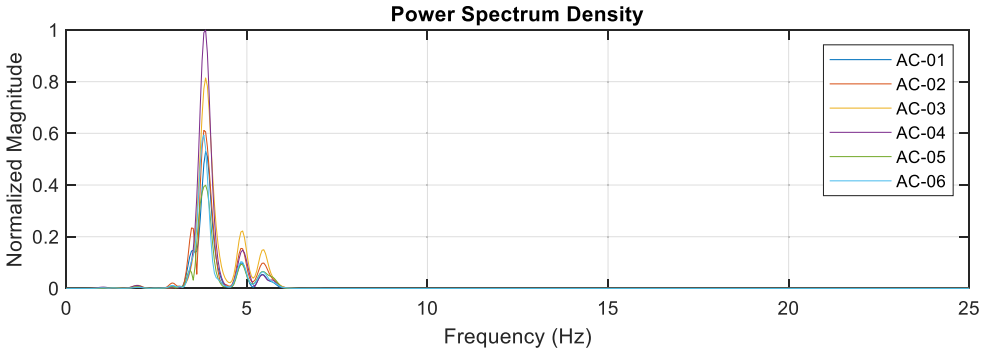


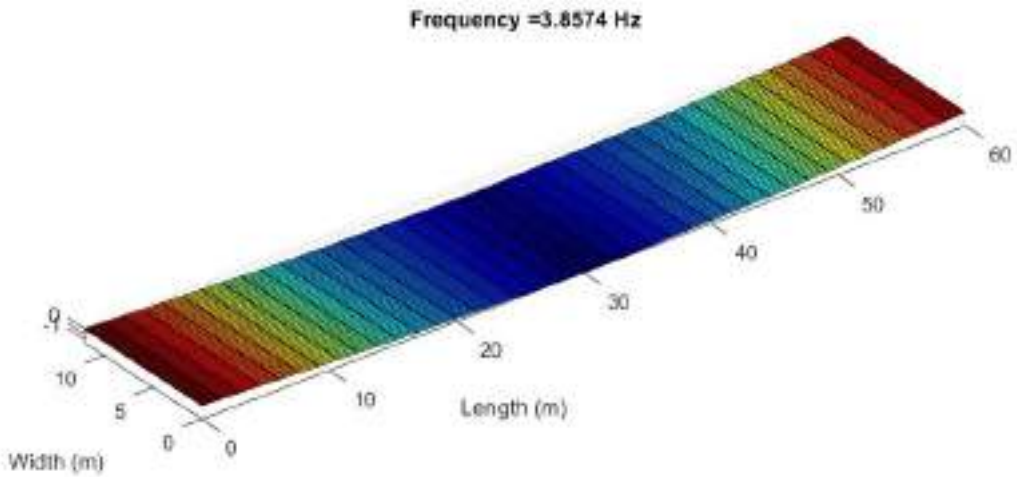

Damping Ratio :ACC-01 =2.9436
Damping Ratio :ACC-02 =10.2604
Damping Ratio :ACC-03 =5.5019
Damping Ratio :ACC-04 =3.8625
Damping Ratio :ACC-05 =3.088
Damping Ratio :ACC-06 =3.2118
Magnitude
Freqency (Hz)

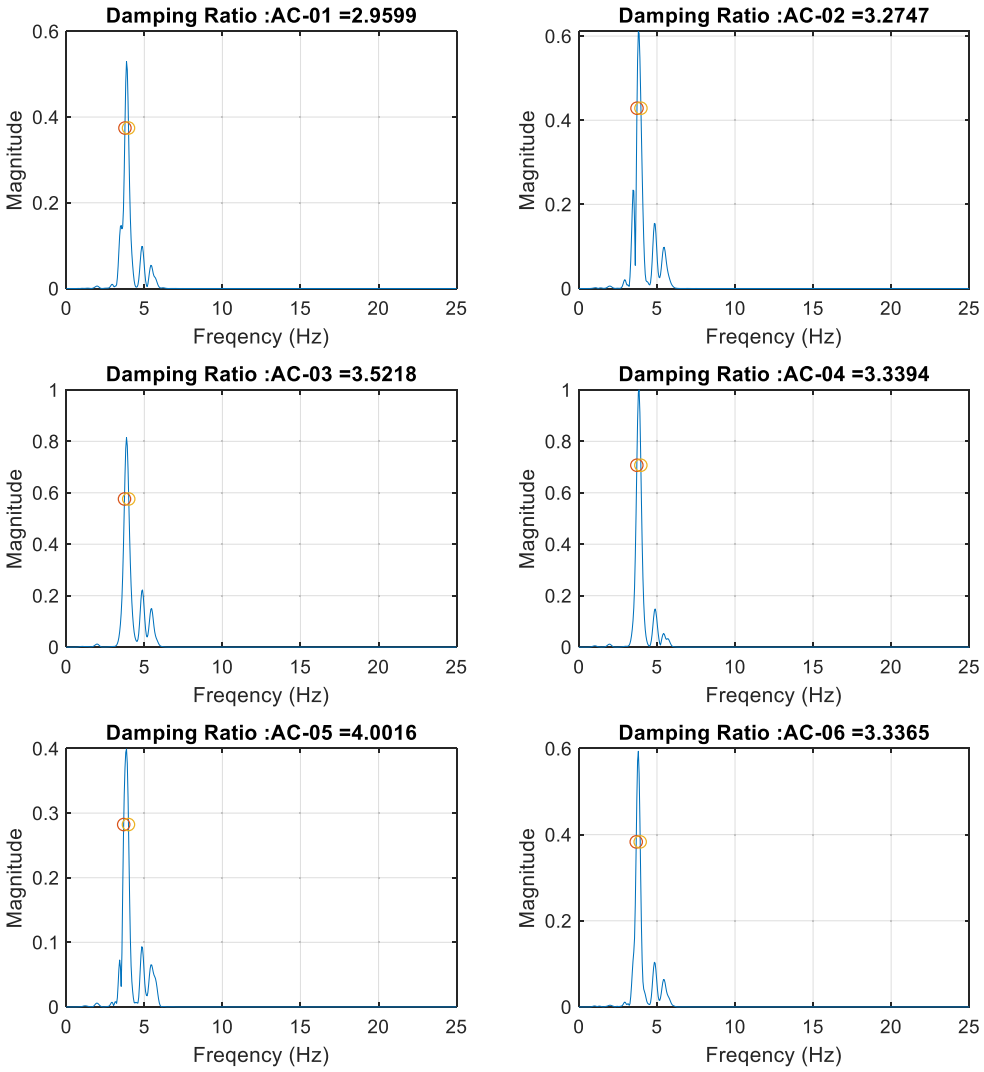
6.5.2.3 Dynamic 3





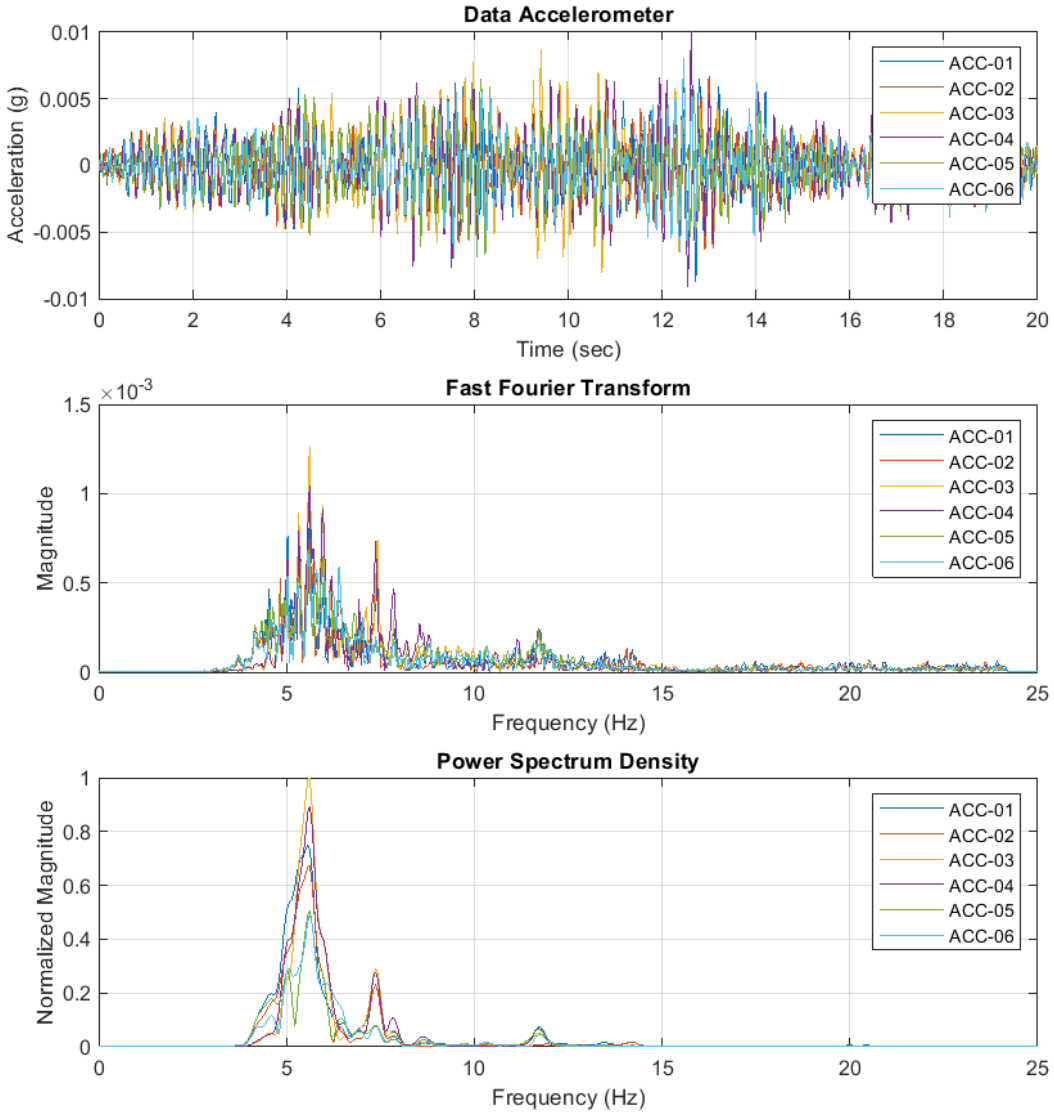


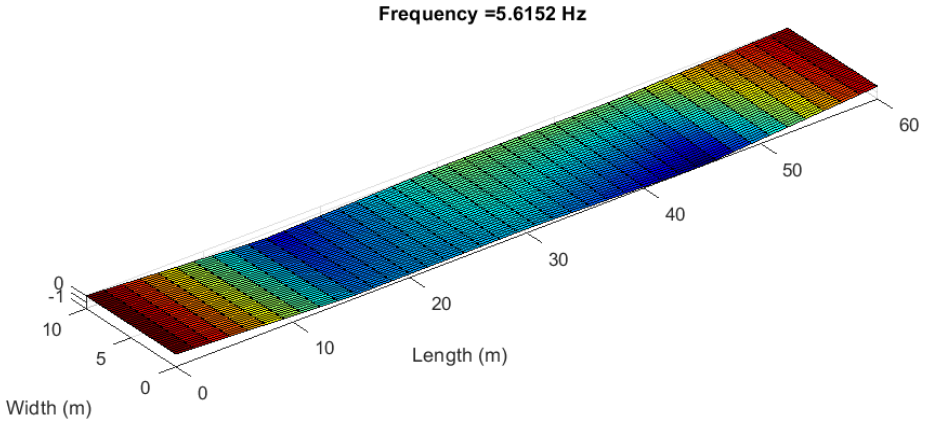


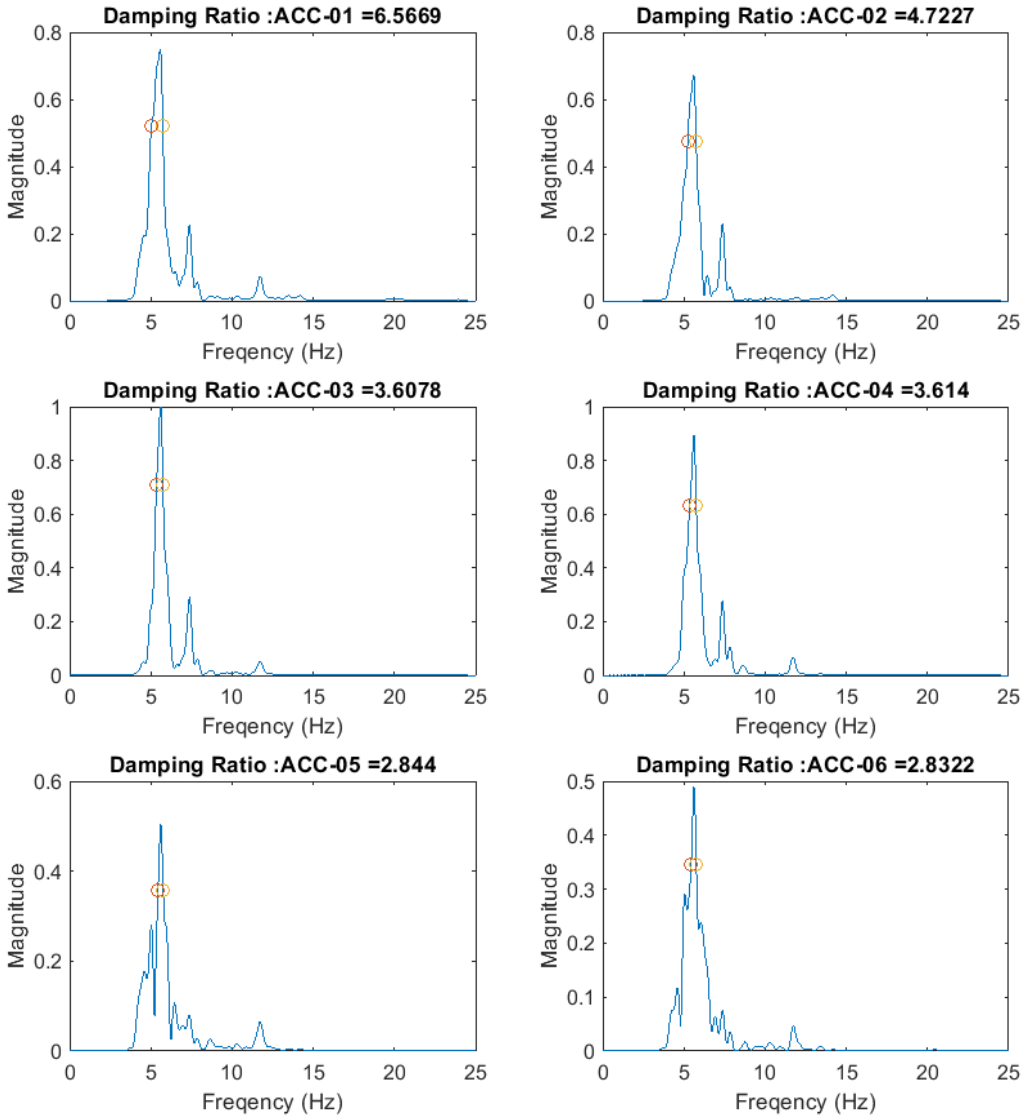

Damping Ratio :AC-01 =2.9599
Damping Ratio :AC-02 =3.2747
Damping Ratio :AC-03 =3.5218
Damping Ratio :AC-04 =3.3394
Damping Ratio :AC-05 =4.0016
Damping Ratio :AC-06 =3.3365
Magnitude
Freqency (Hz)

6.5.3 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมแบบพลวัต span 3

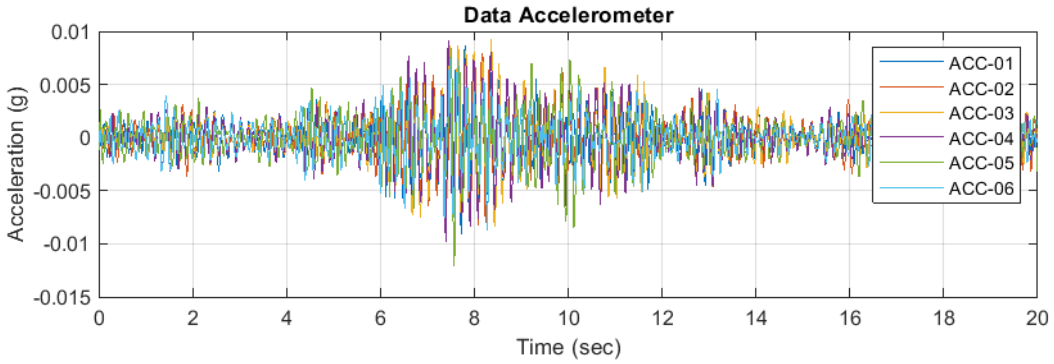
6.5.3.1 Dynamic 1

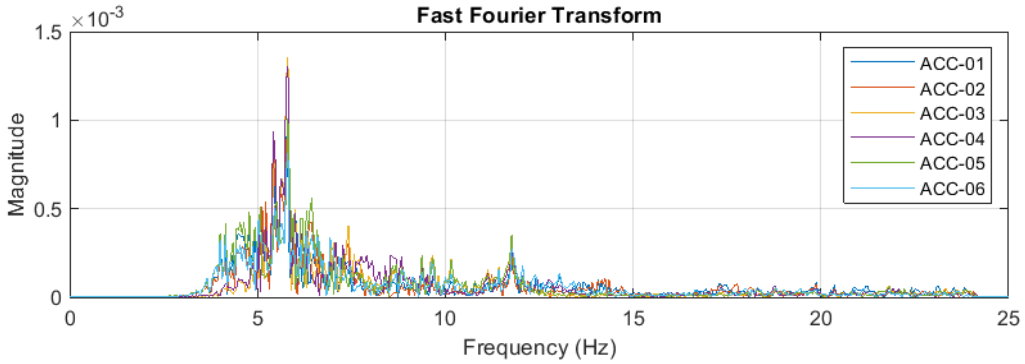


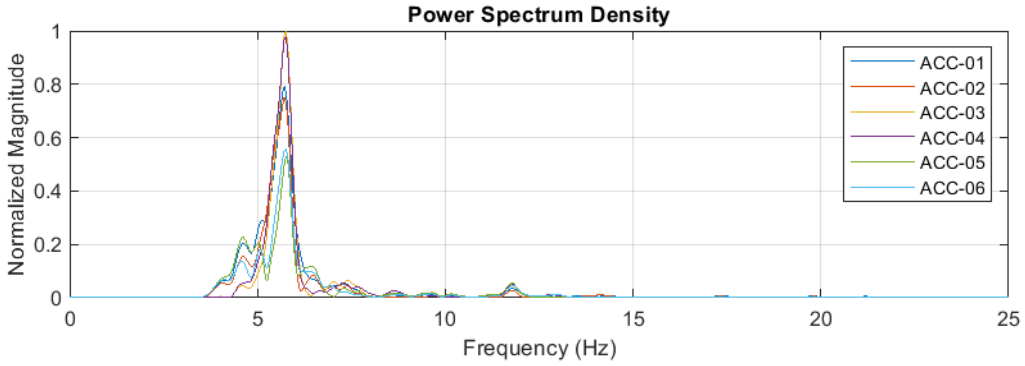


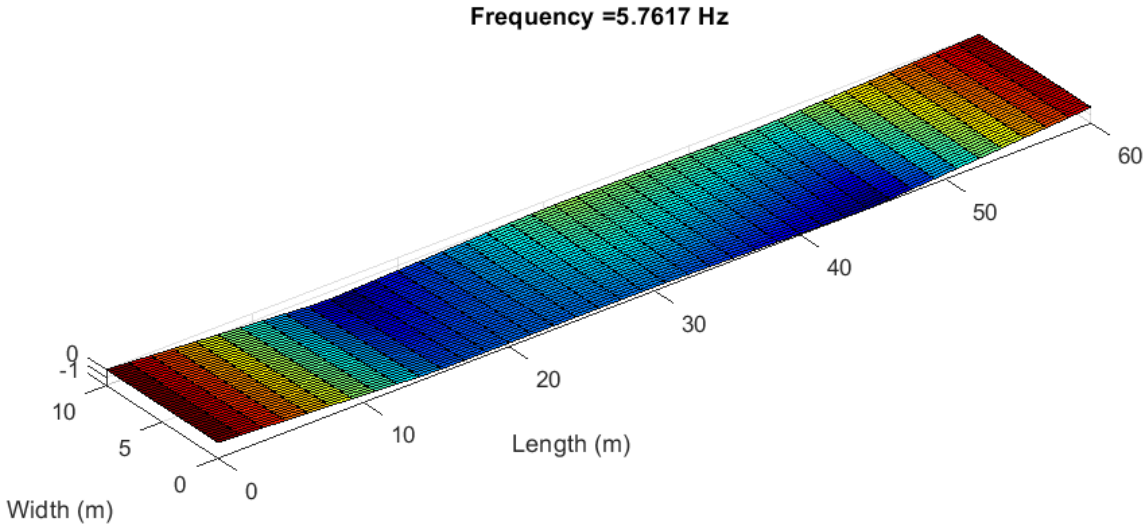

Damping Ratio :ACC-01 =6.5669
Damping Ratio :ACC-02 =4.7227
Damping Ratio :ACC-03 =3.6078
Damping Ratio :ACC-04 =3.614
Damping Ratio :ACC-05 =2.844
Damping Ratio :ACC-06 =2.8322
Magnitude
Freqency (Hz)

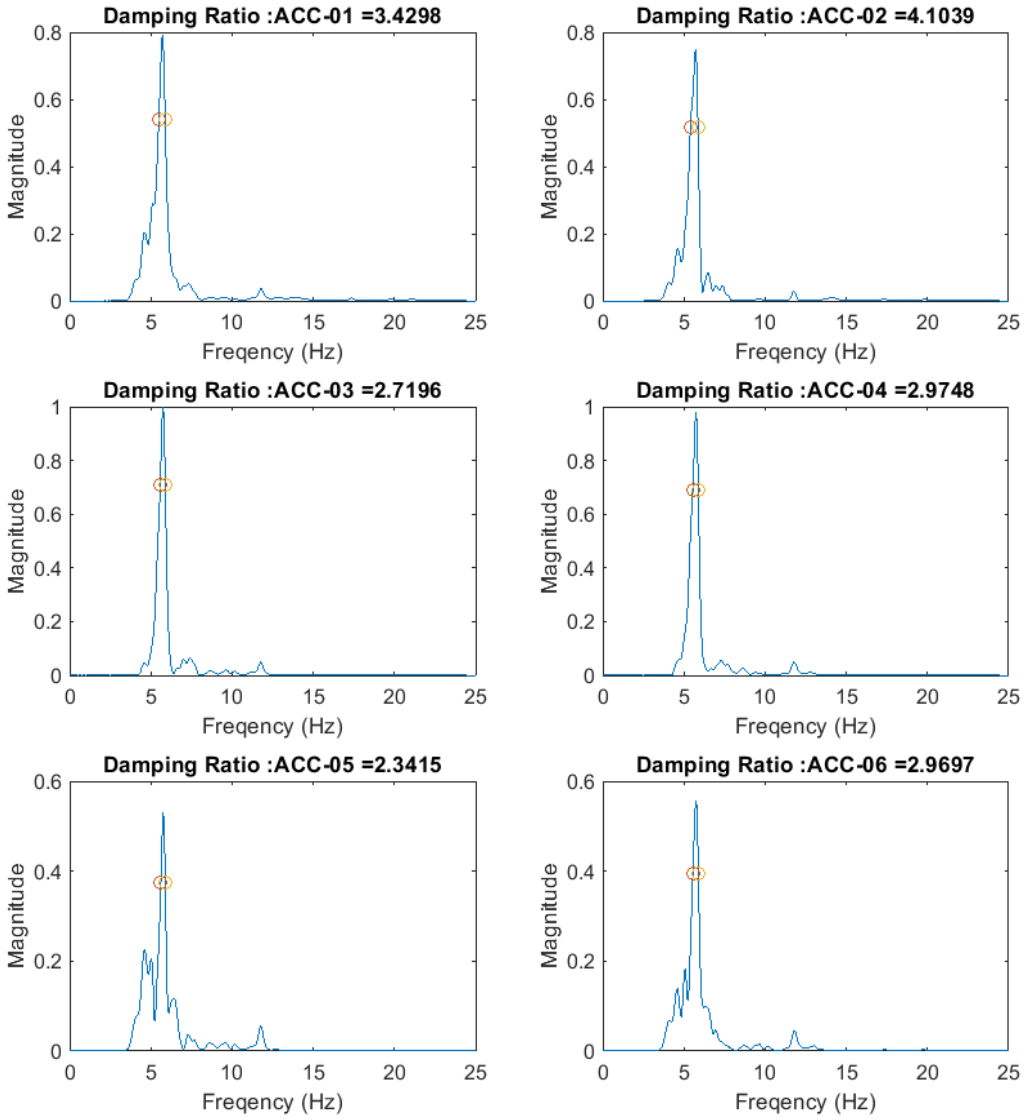
6.5.3.2 Dynamic 2



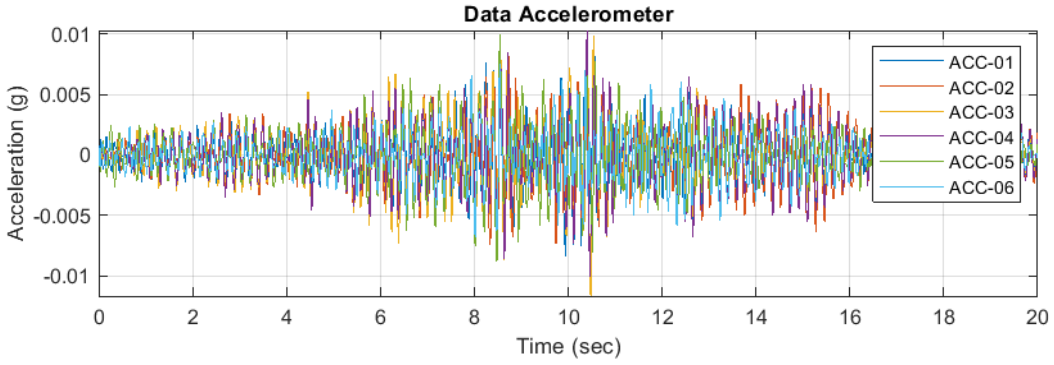


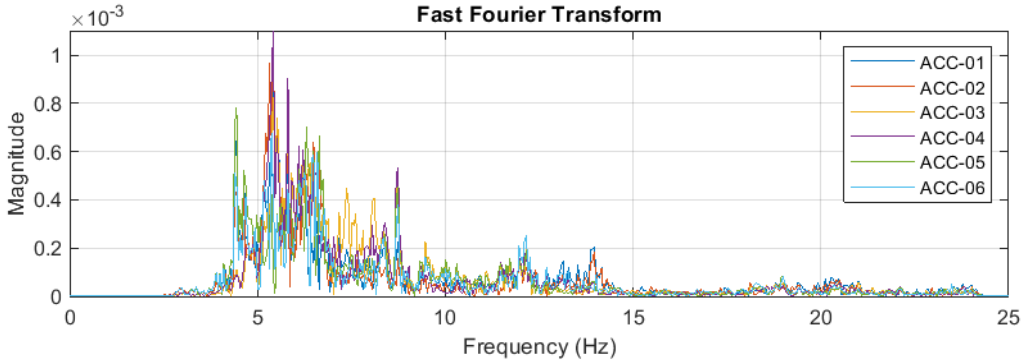


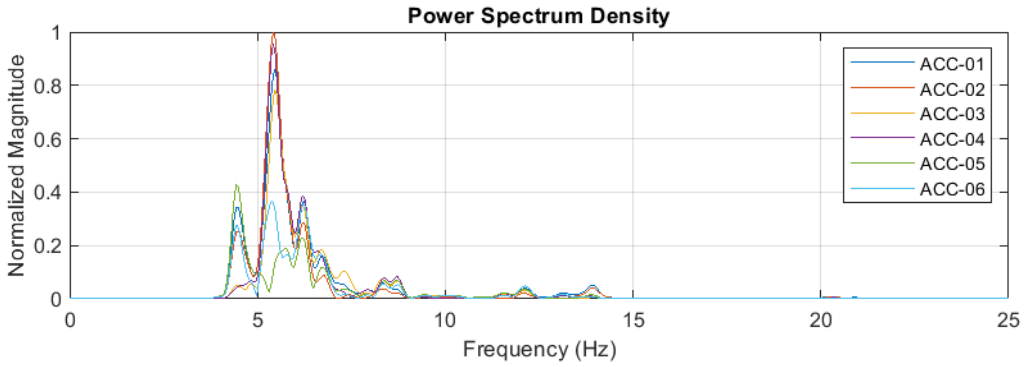


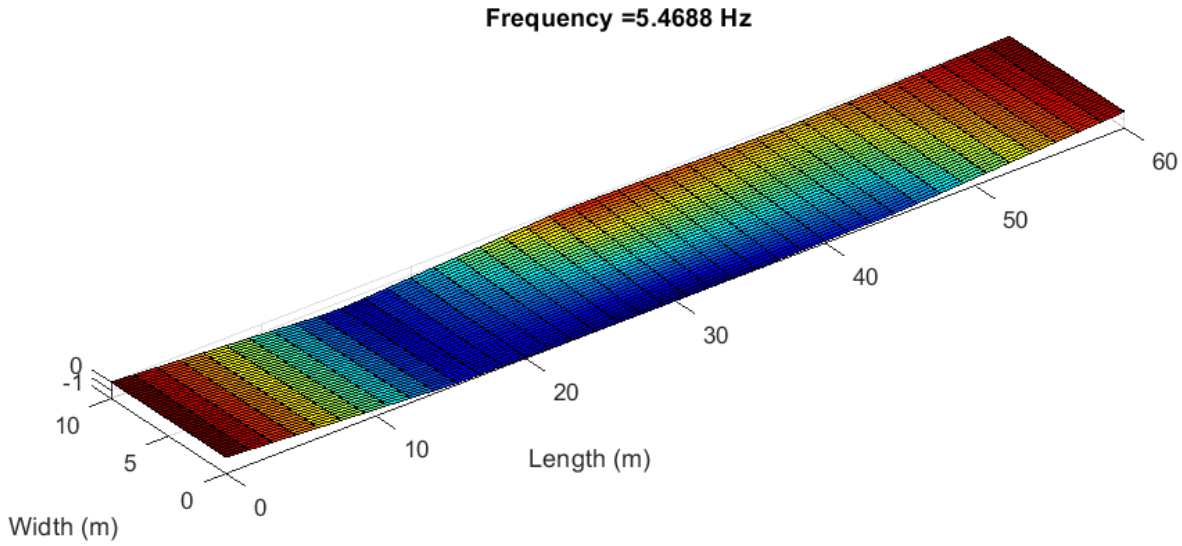

Damping Ratio :ACC-01 =3.4298
Damping Ratio :ACC-02 =4.1039
Damping Ratio :ACC-03 =2.7196
Damping Ratio :ACC-04 =2.9748
Damping Ratio :ACC-05 =2.3415
Damping Ratio :ACC-06 =2.9697
Magnitude
Freqency (Hz)

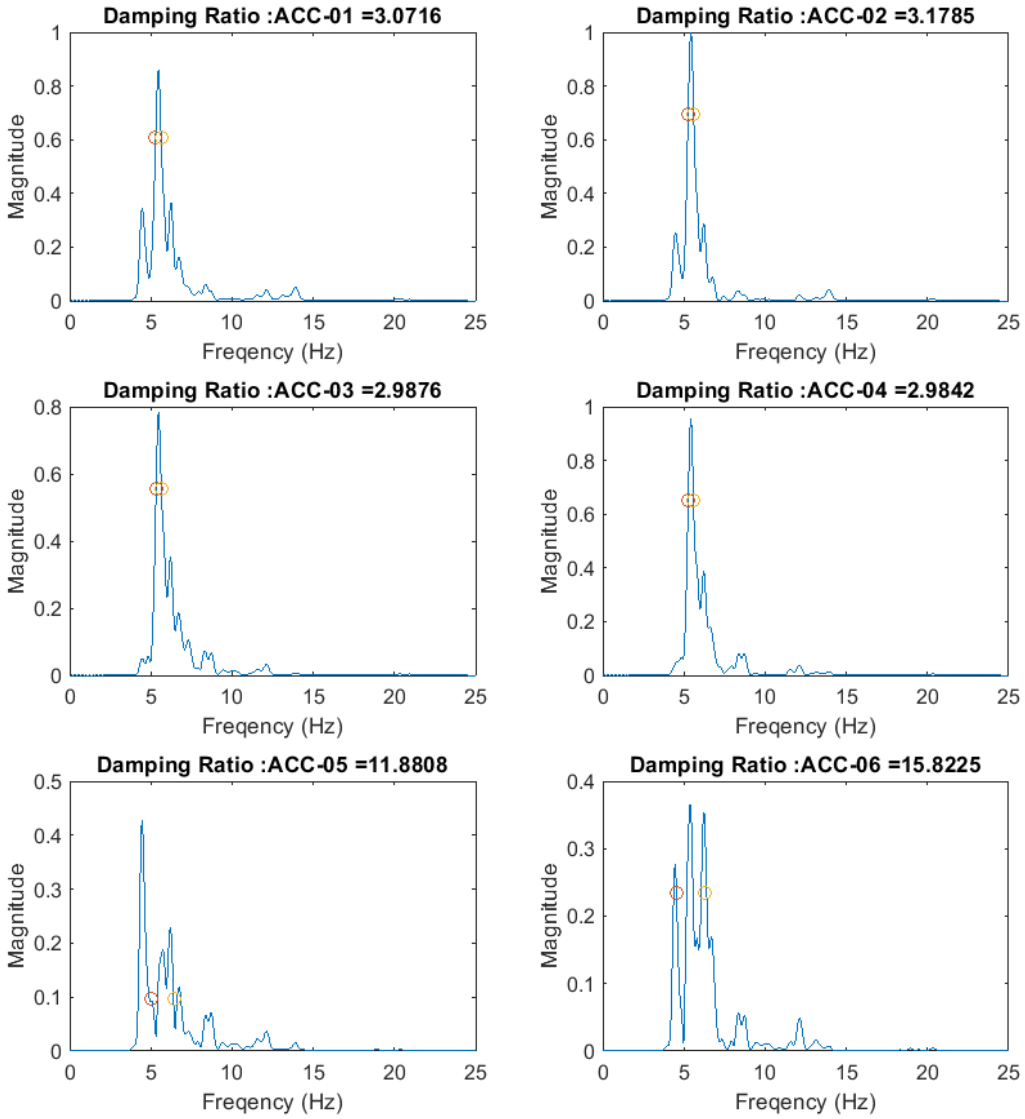
6.5.3.3 Dynamic 3





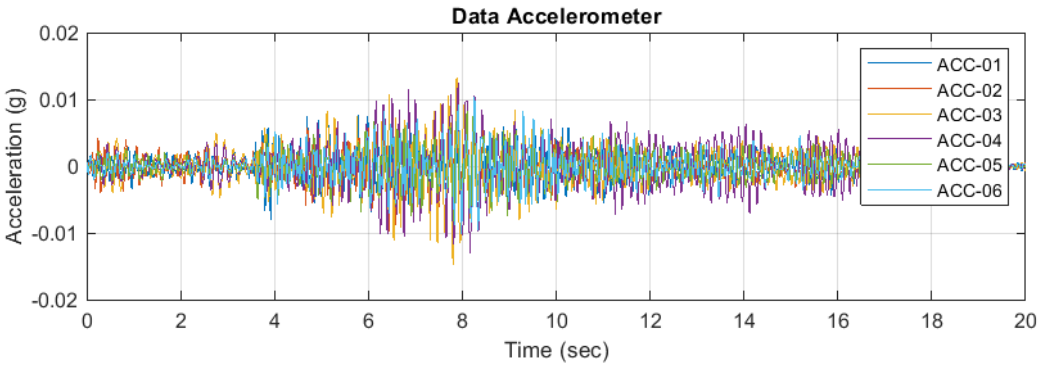


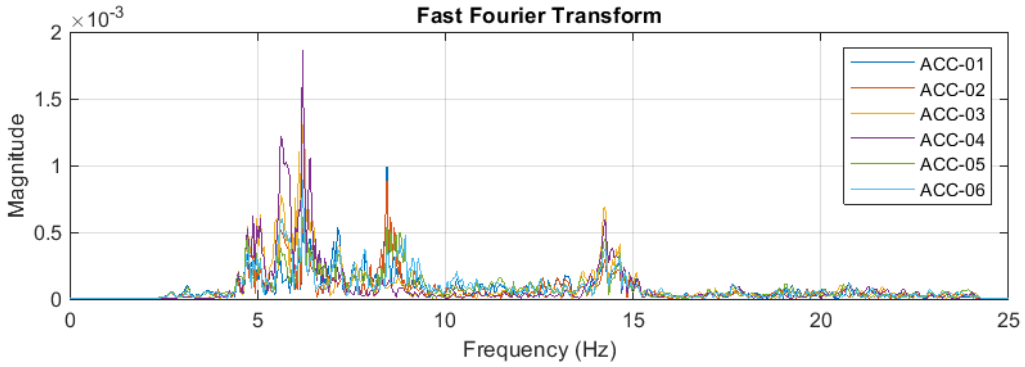


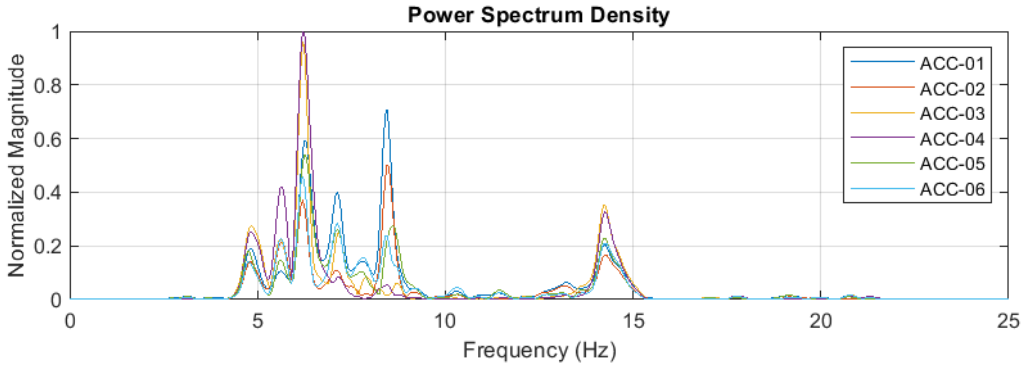

Damping Ratio :ACC-01 =3.0716
Damping Ratio :ACC-02 =3.1785
Damping Ratio :ACC-03 =2.9876
Damping Ratio :ACC-04 =2.9842
Damping Ratio :ACC-05 =11.8808
Damping Ratio :ACC-06 =15.8225
Magnitude
Freqency (Hz)

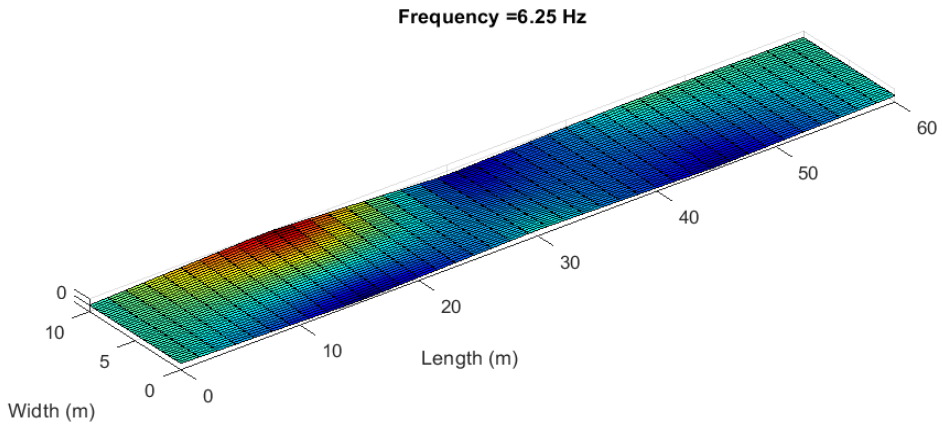
6.5.4 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมแบบพลวัต span 4

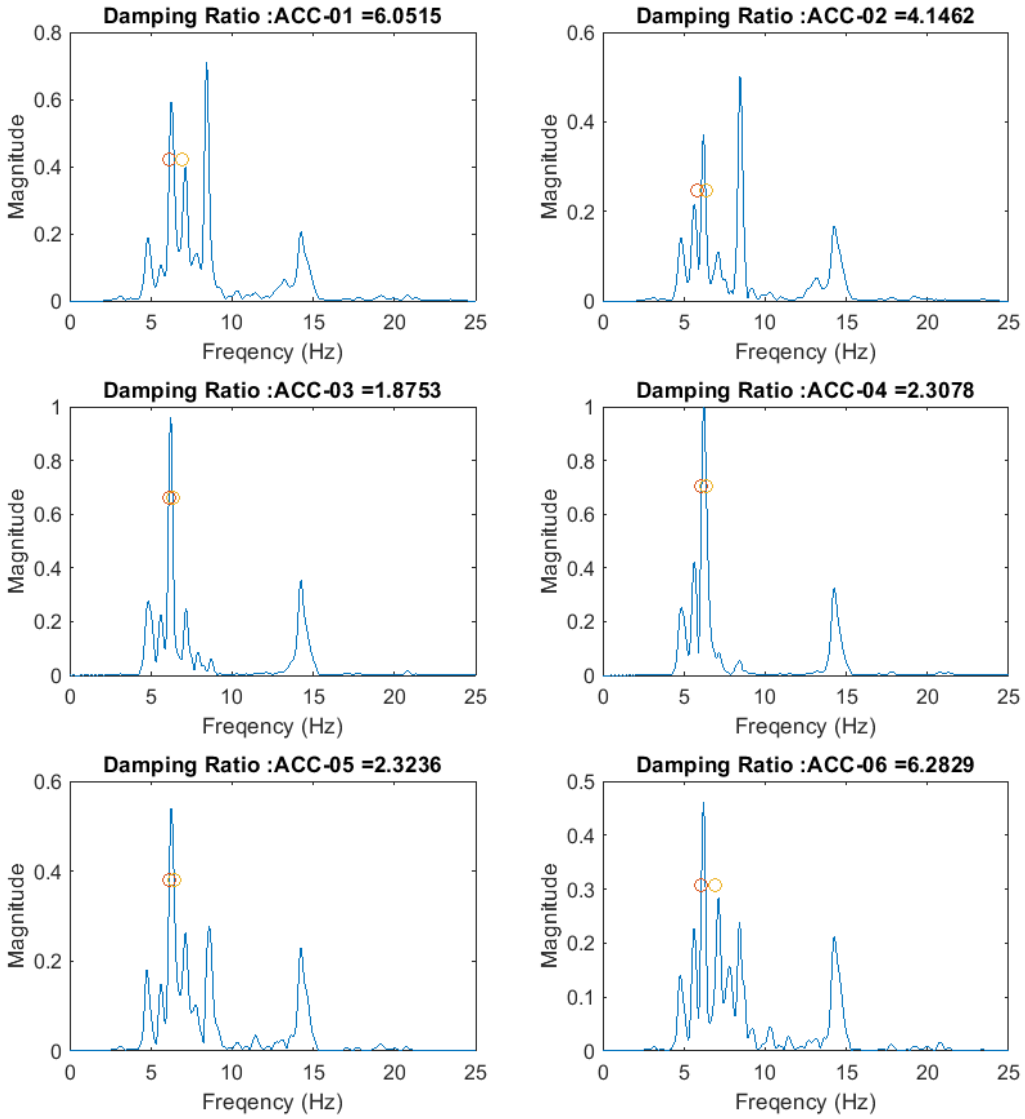
6.5.4.1 Dynamic 1



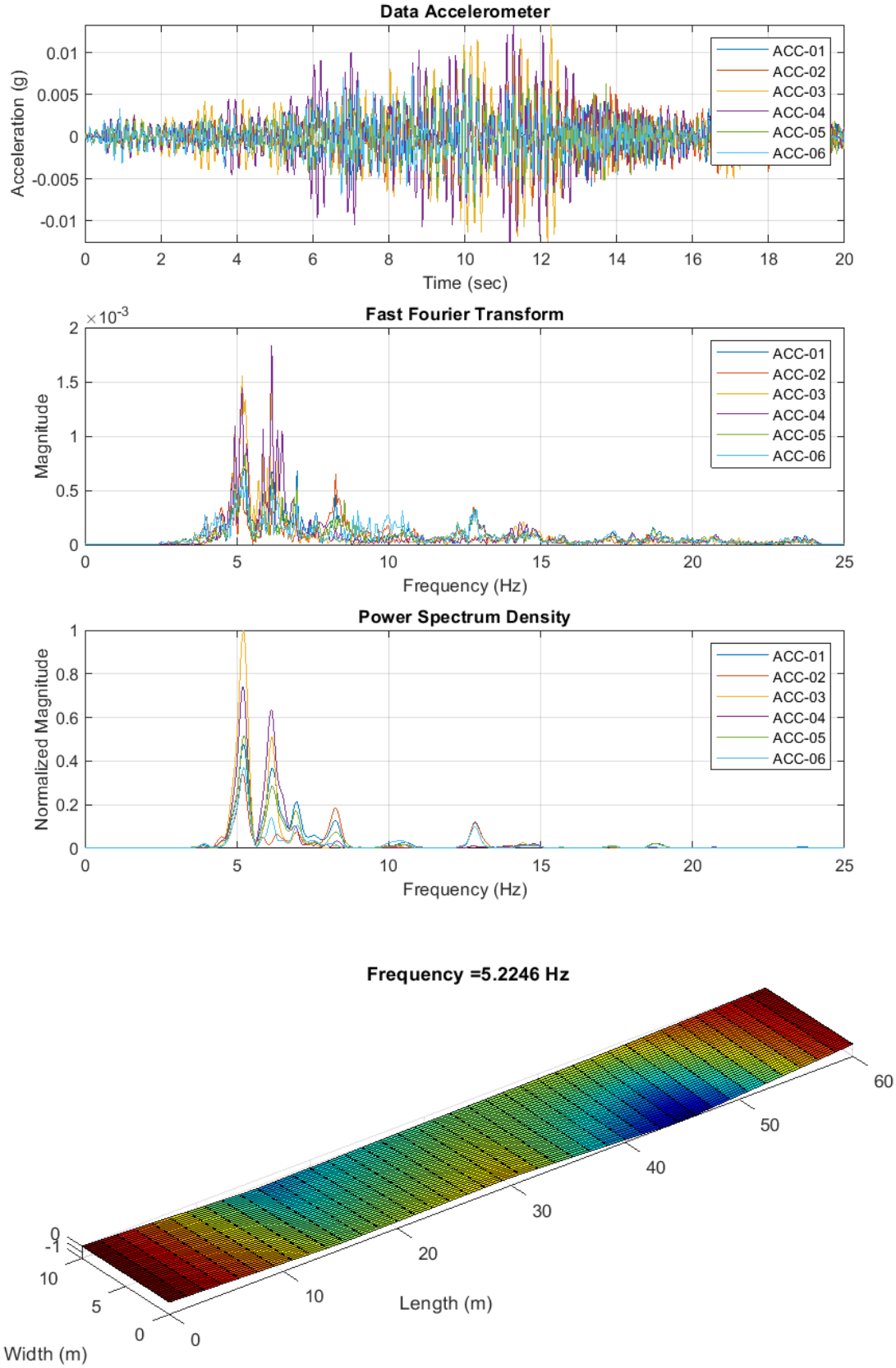


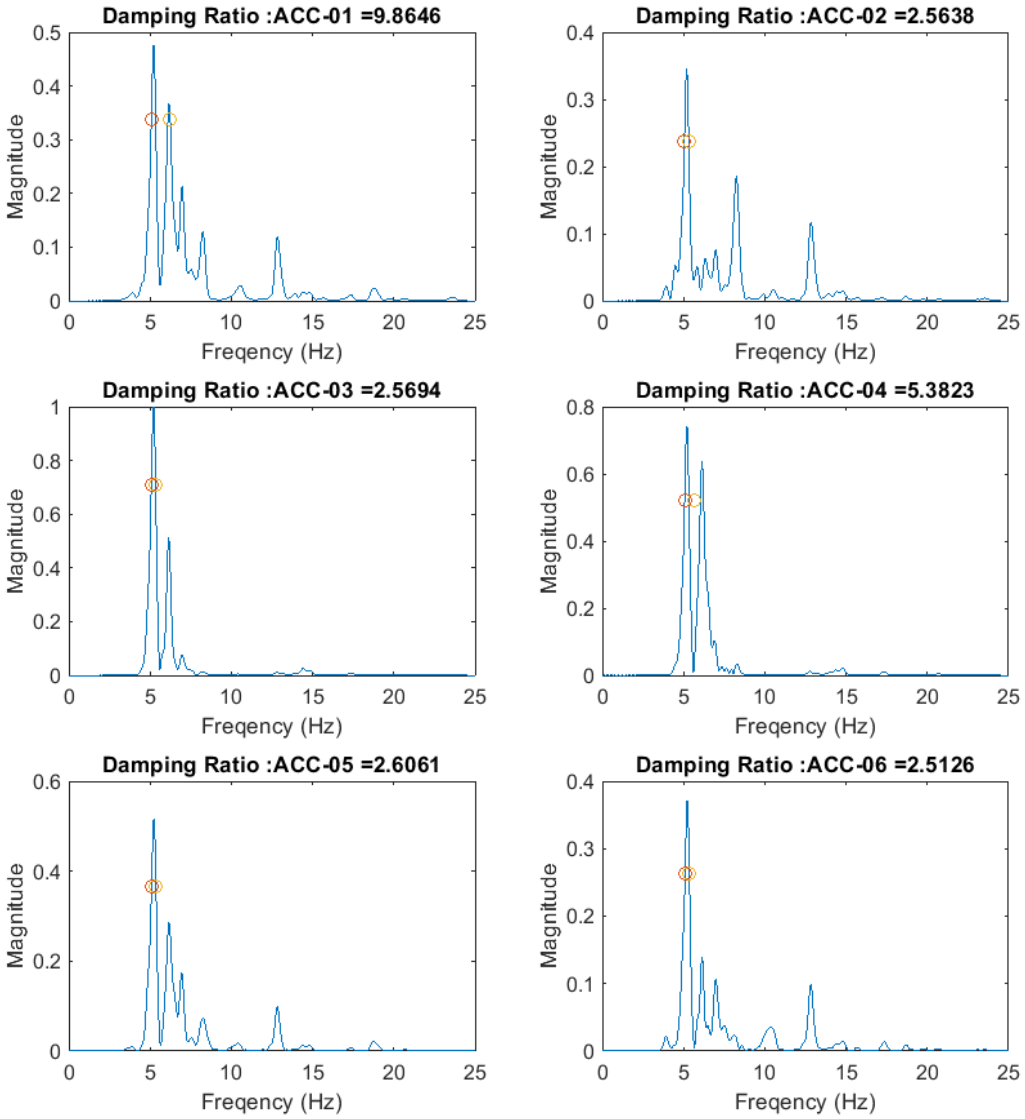




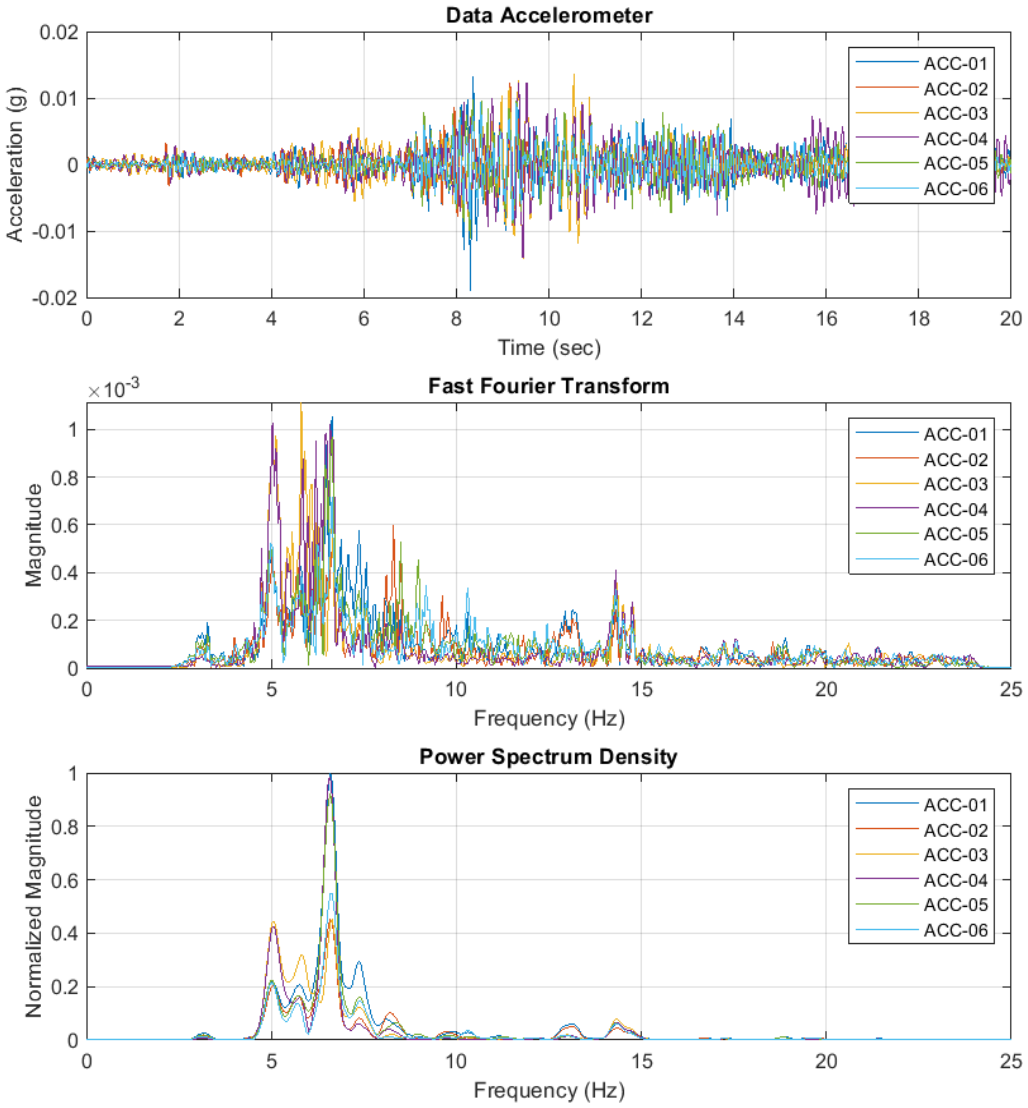

Damping Ratio :ACC-01 =6.0515
Damping Ratio :ACC-02 =4.1462
Damping Ratio :ACC-03 =1.8753
Damping Ratio :ACC-04 =2.3078
Damping Ratio :ACC-05 =2.3236
Damping Ratio :ACC-06 =6.2829
Magnitude
Freqency (Hz)

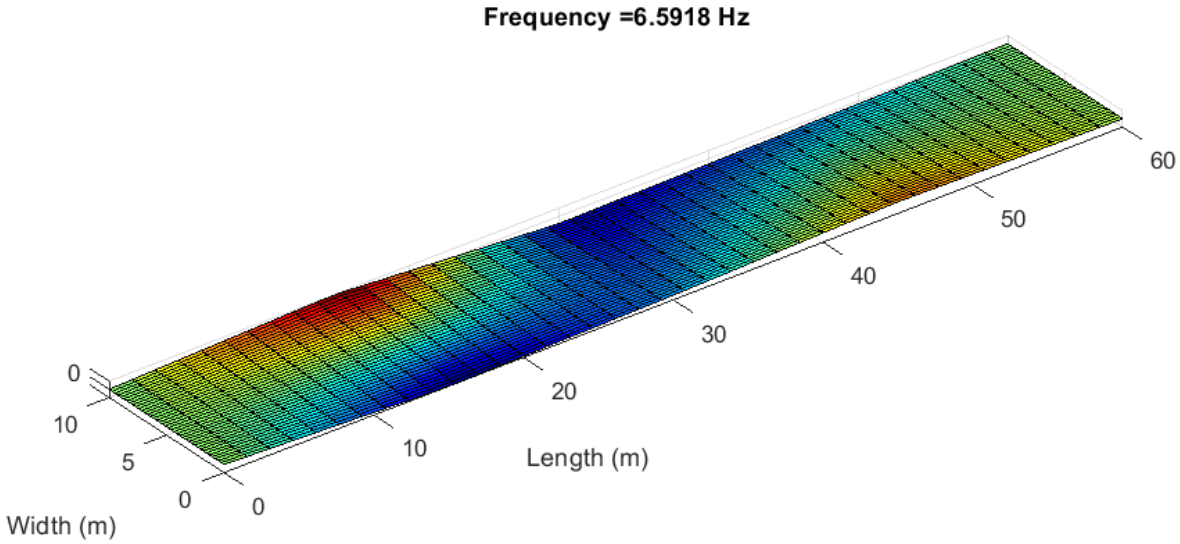
6.5.4.2 Dynamic 2

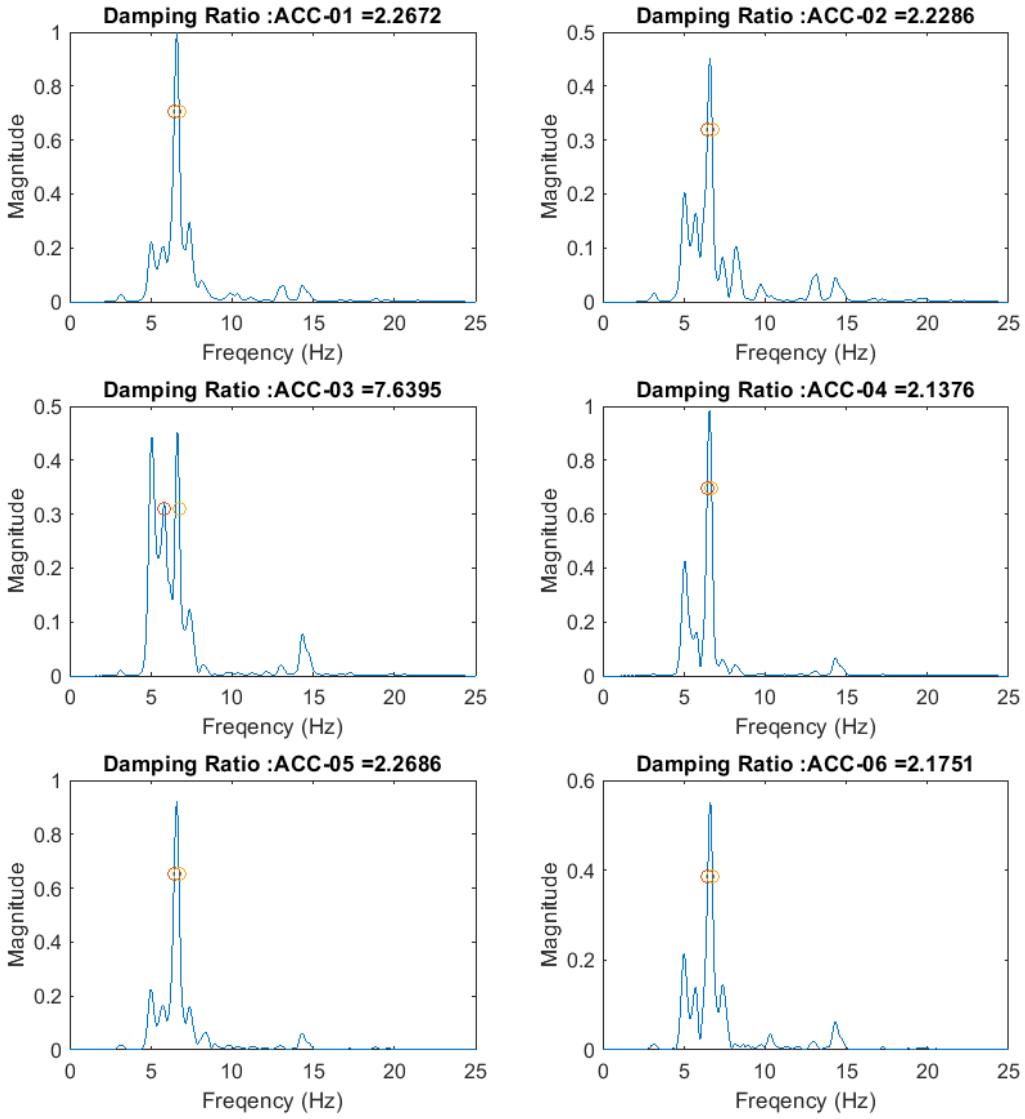



Damping Ratio :ACC-01 =9.8646
Damping Ratio :ACC-02 =2.5638
Damping Ratio :ACC-03 =2.5694
Damping Ratio :ACC-04 =5.3823
Damping Ratio :ACC-05 =2.6061
Damping Ratio :ACC-06 =2.5126
Magnitude
Freqency (Hz)

6.5.4.3 Dynamic 3

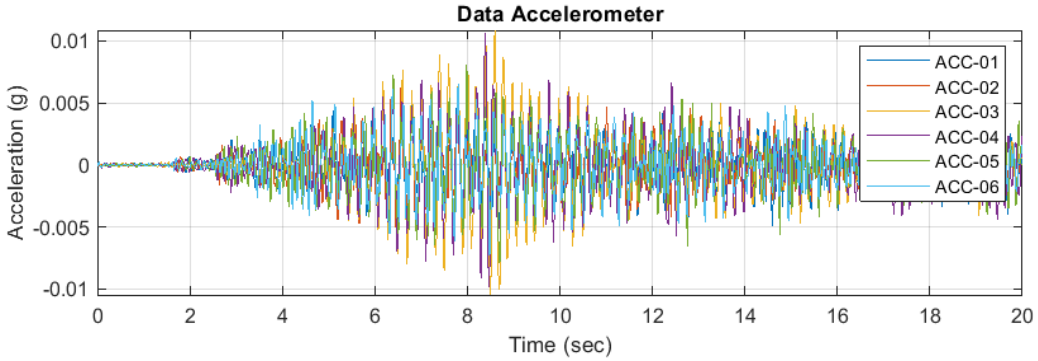


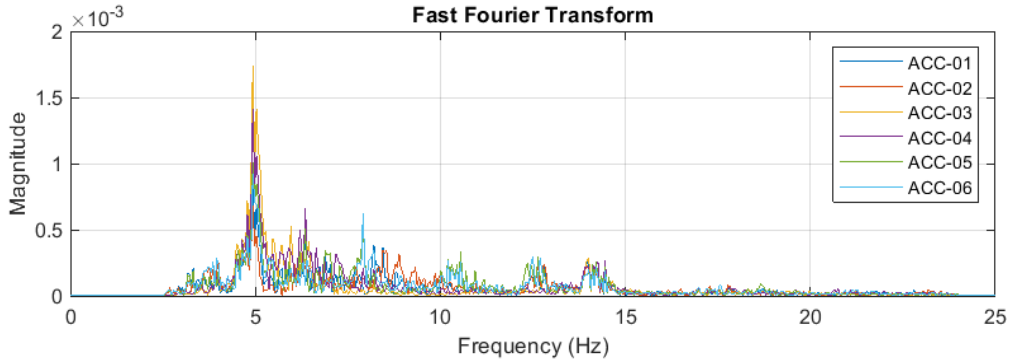


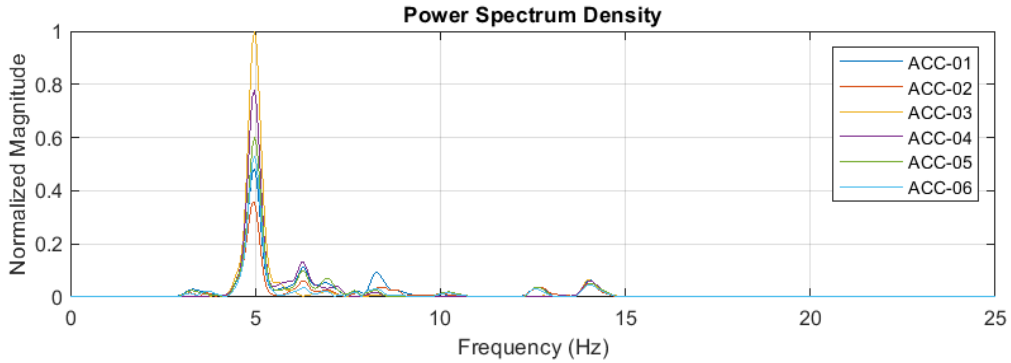

Damping Ratio :ACC-01 =2.2672
Damping Ratio :ACC-02 =2.2286
Damping Ratio :ACC-03 =7.6395
Damping Ratio :ACC-04 =2.1376
Damping Ratio :ACC-05 =2.2686
Damping Ratio :ACC-06 =2.1751
Magnitude
Freqency (Hz)

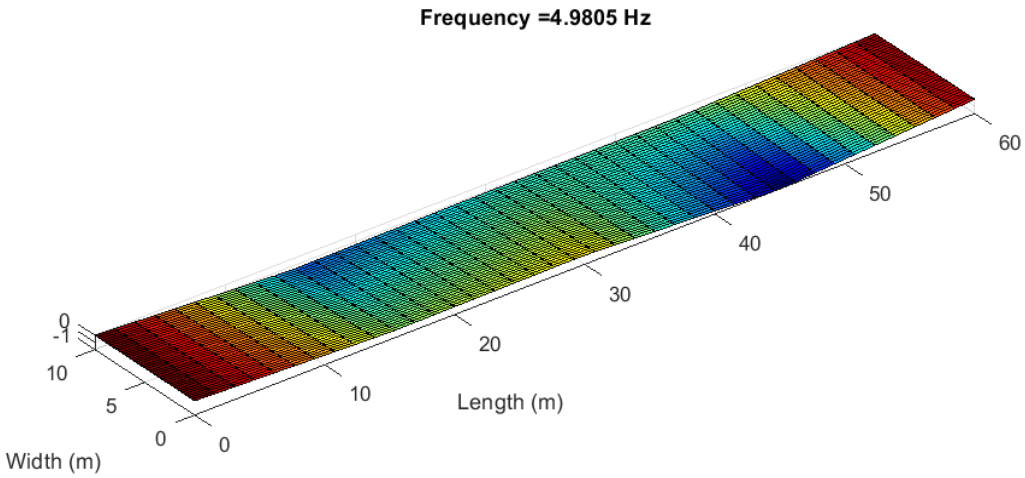
6.5.5 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมแบบพลวัต span 5

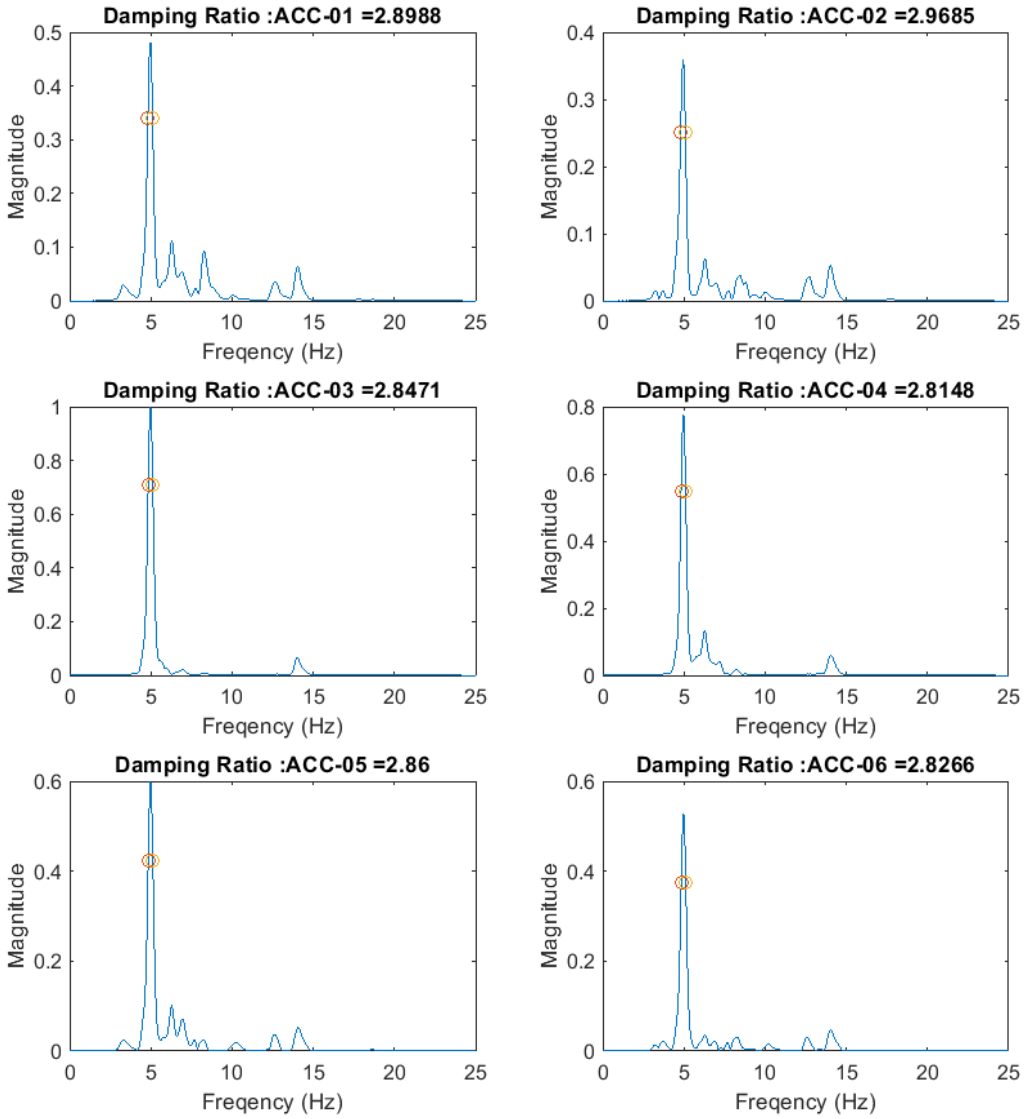
6.5.5.1 Dynamic 1



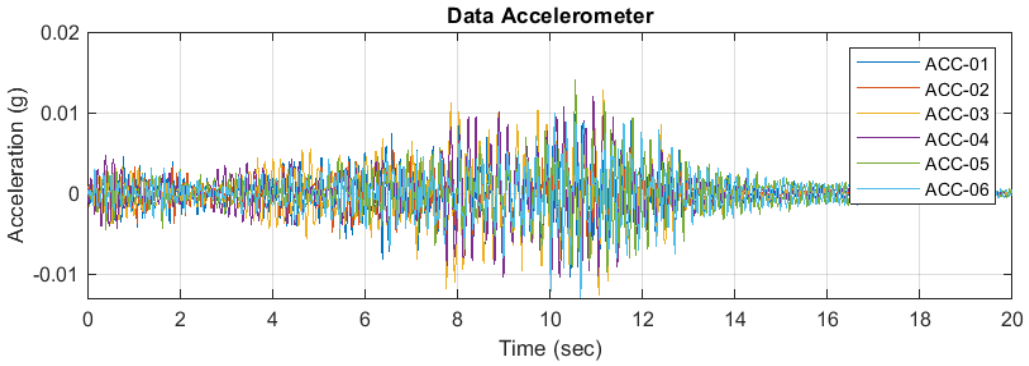


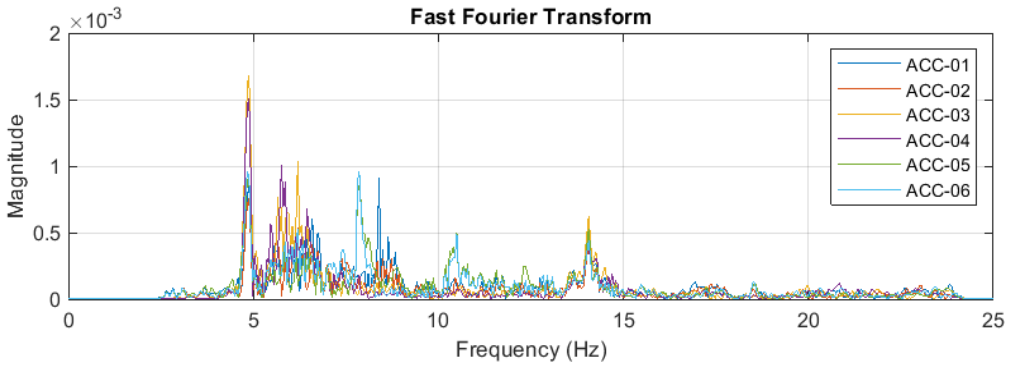


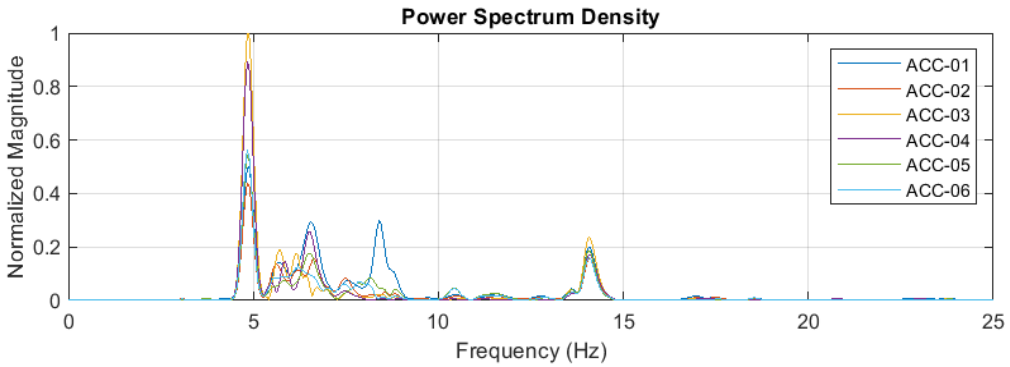


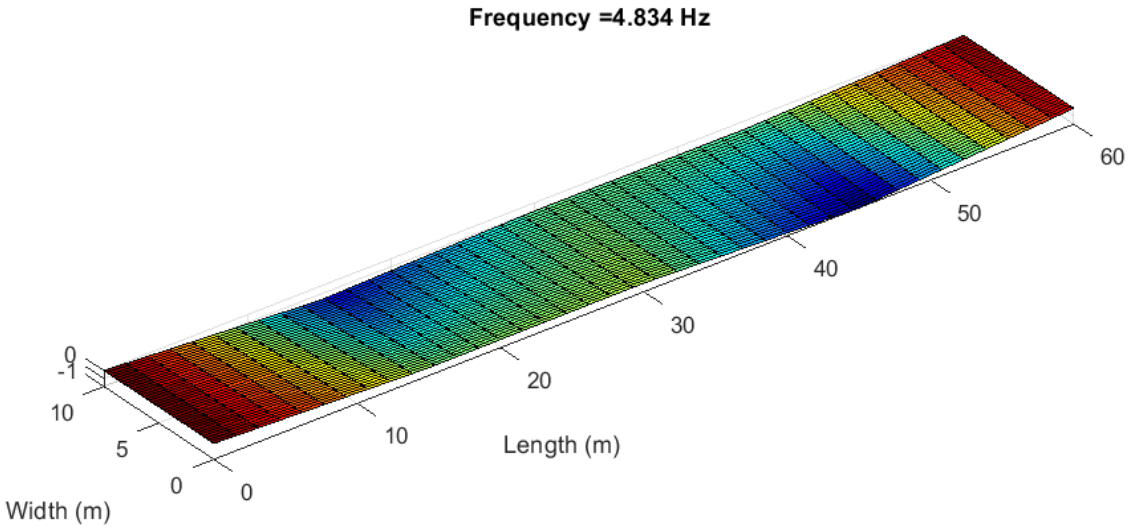

Damping Ratio :ACC-01 =2.8988
Damping Ratio :ACC-02 =2.9685
Damping Ratio :ACC-03 =2.8471
Damping Ratio :ACC-04 =2.8148
Damping Ratio :ACC-05 =2.86
Damping Ratio :ACC-06 =2.8266
Magnitude
Freqency (Hz)

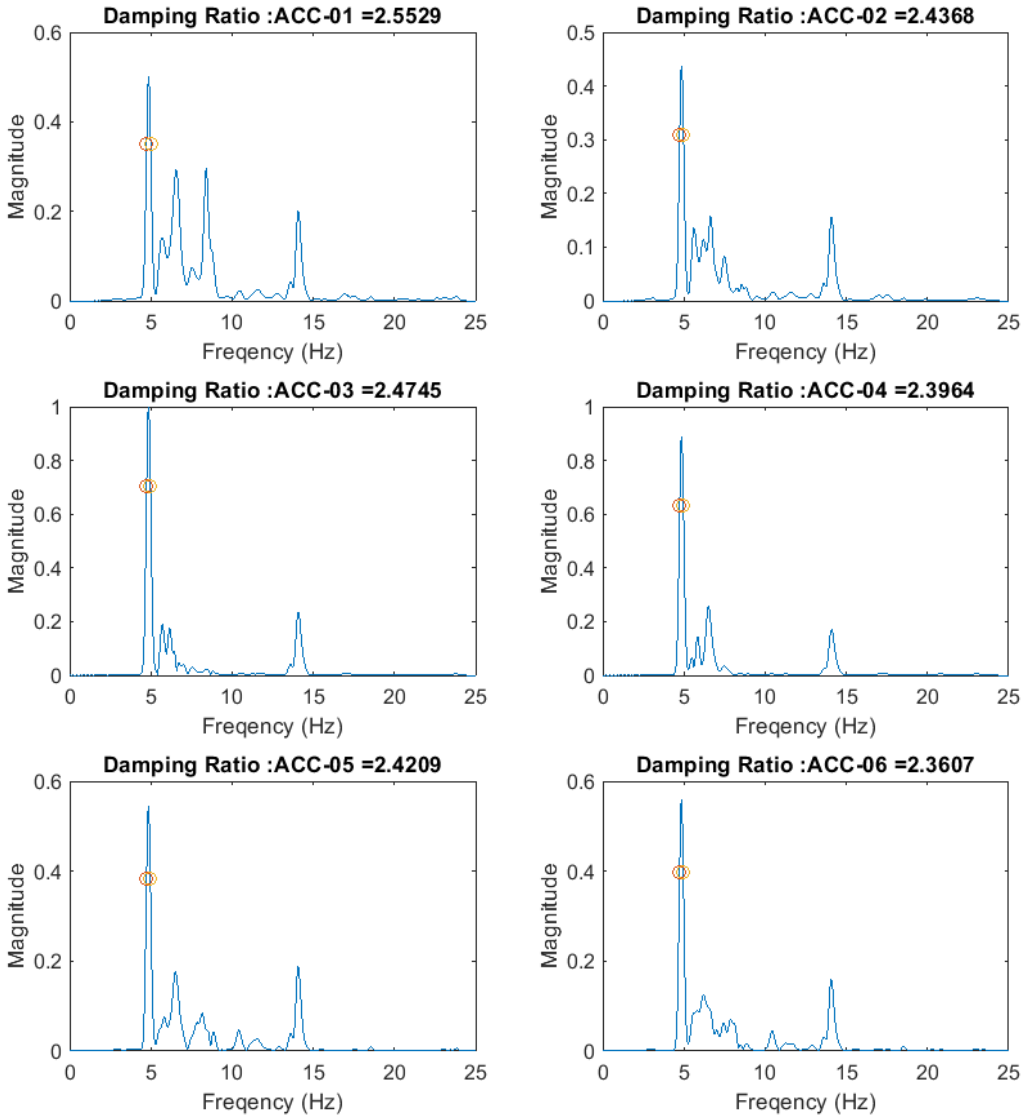
6.5.5.2 Dynamic 2



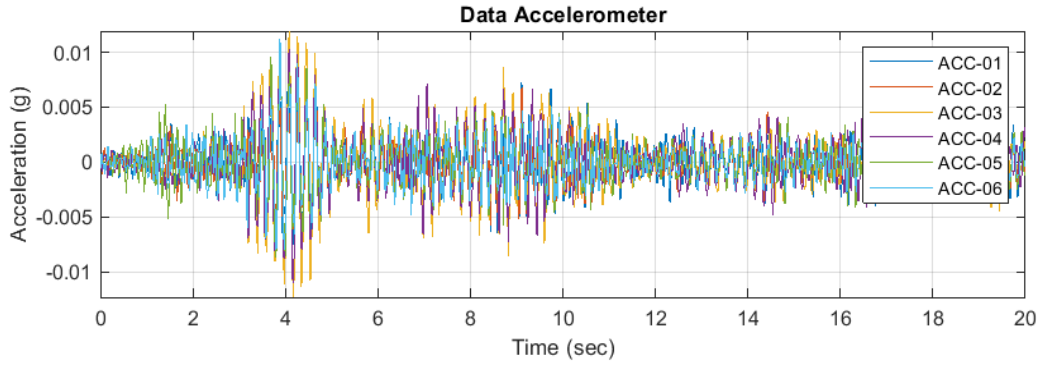


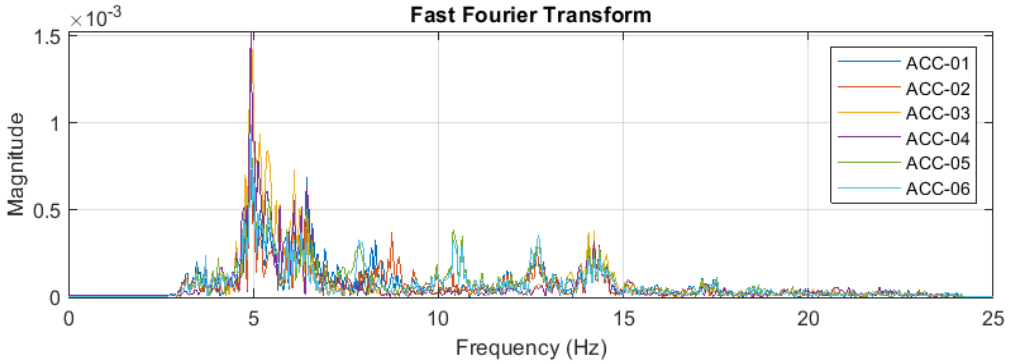


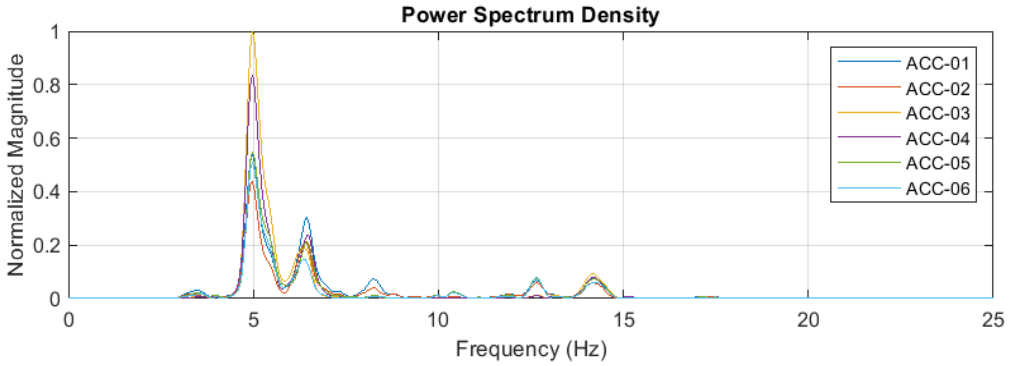


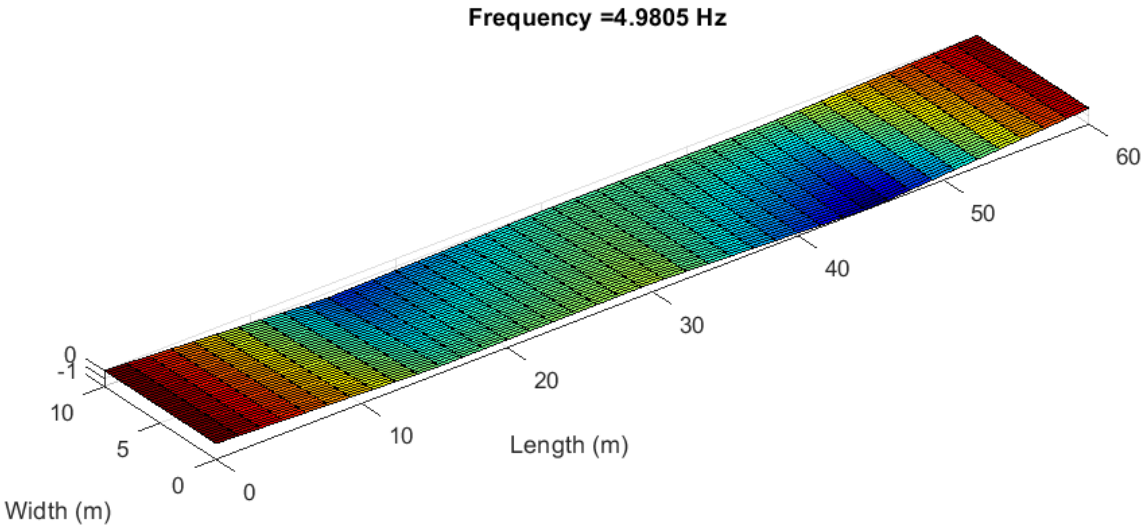

Damping Ratio :ACC-01 =2.5529
Damping Ratio :ACC-02 =2.4368
Damping Ratio :ACC-03 =2.4745
Damping Ratio :ACC-04 =2.3964
Damping Ratio :ACC-05 =2.4209
Damping Ratio :ACC-06 =2.3607
Magnitude
Freqency (Hz)

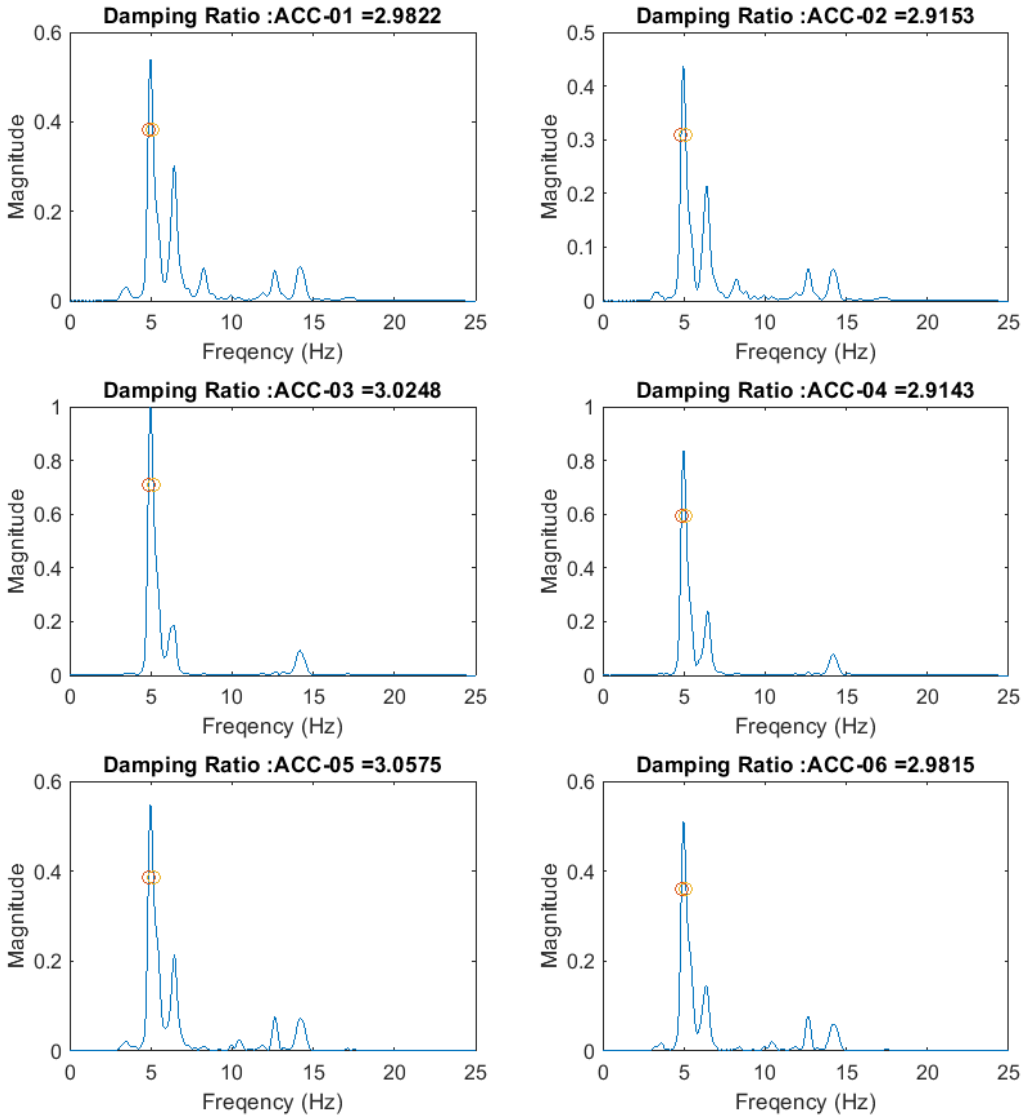
6.5.5.3 Dynamic 3





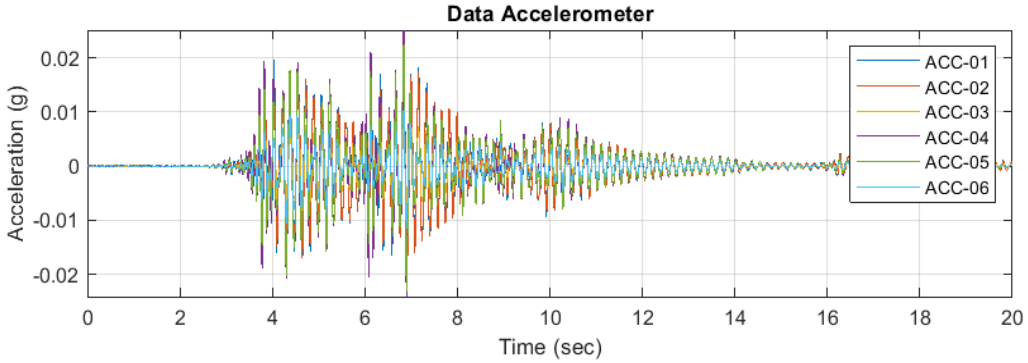


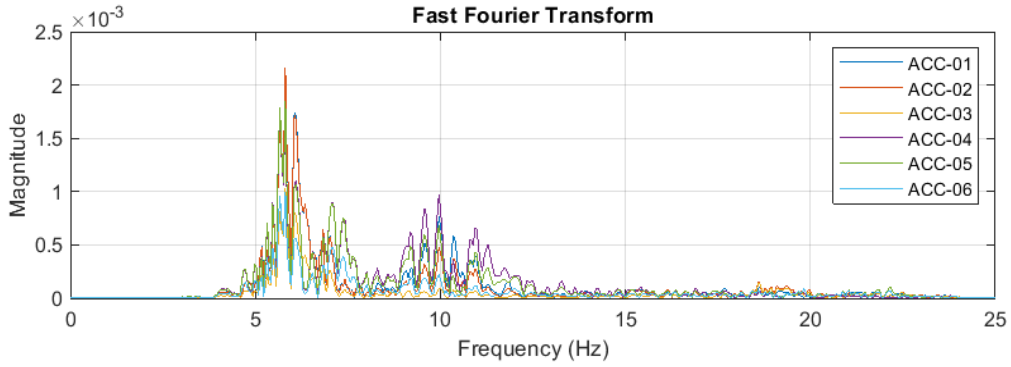


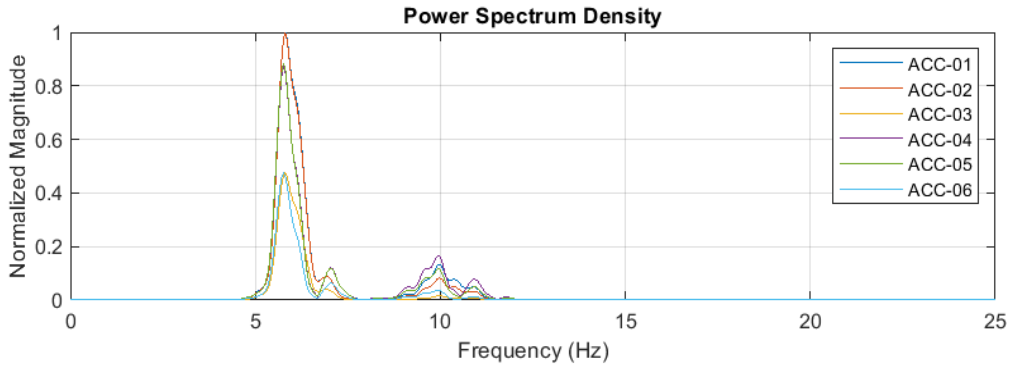

Damping Ratio :ACC-01 =2.9822
Damping Ratio :ACC-02 =2.9153
Damping Ratio :ACC-03 =3.0248
Damping Ratio :ACC-04 =2.9143
Damping Ratio :ACC-05 =3.0575
Damping Ratio :ACC-06 =2.9815
Magnitude
Freqency (Hz)

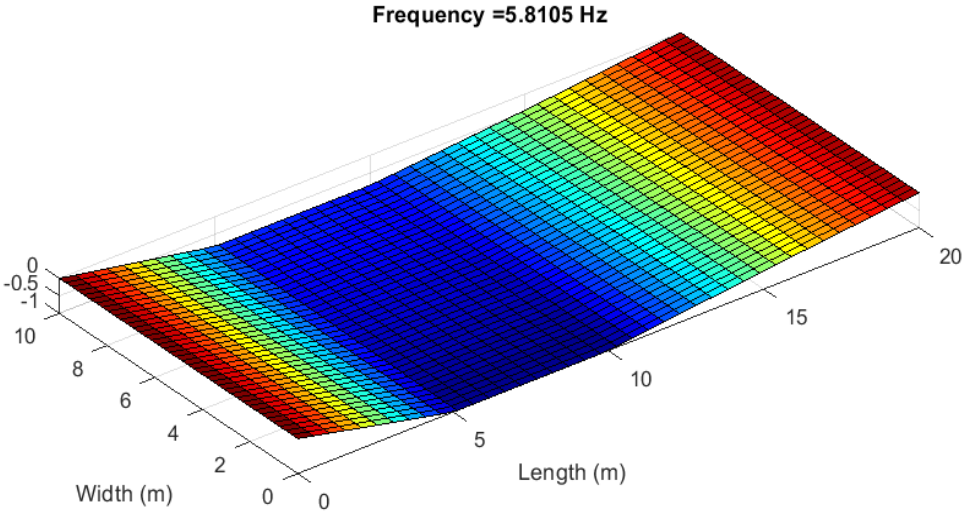
6.5.6 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมแบบพลวัต span 6

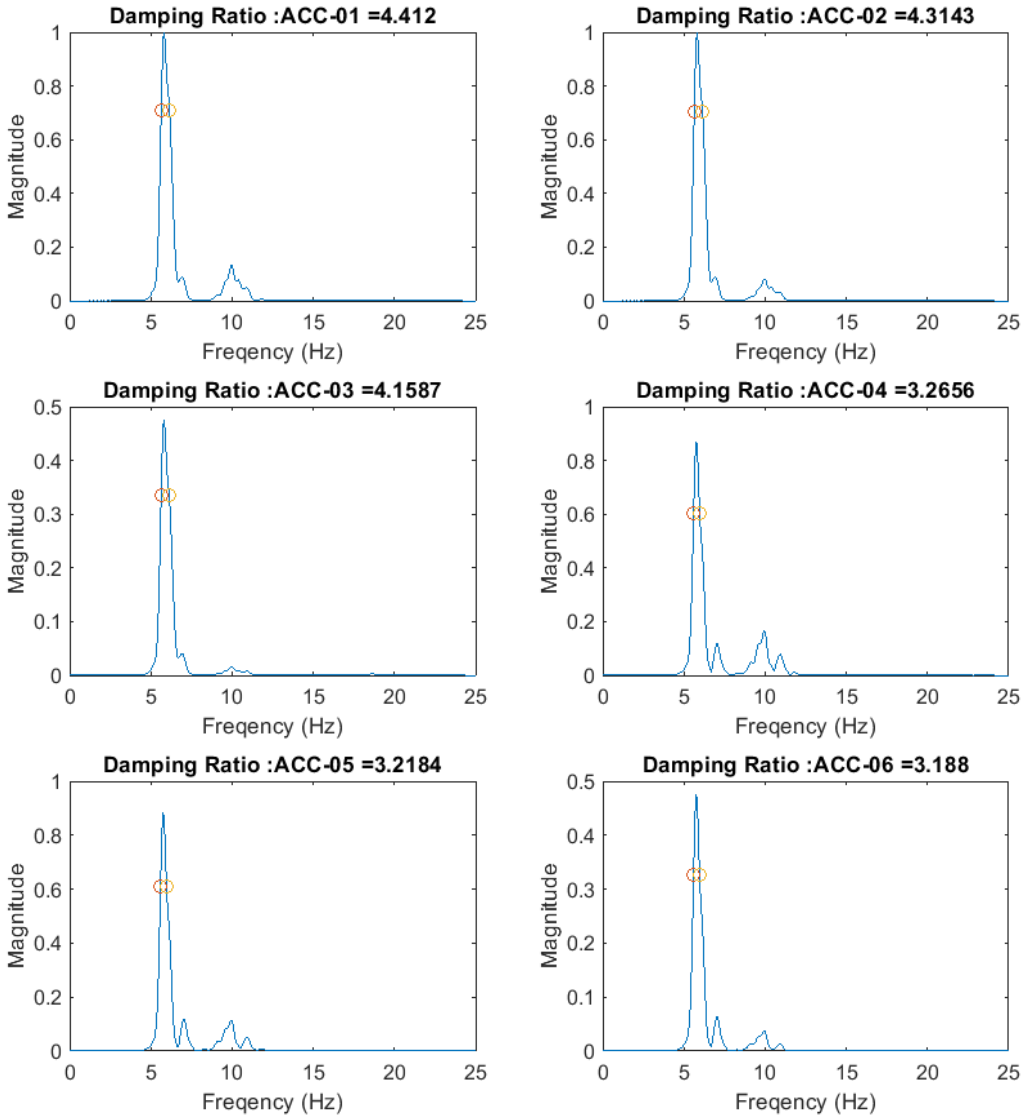
6.5.6.1 Dynamic 1



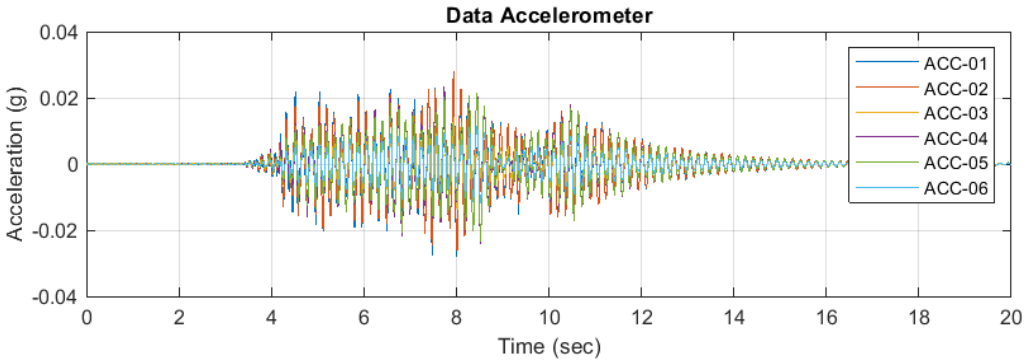


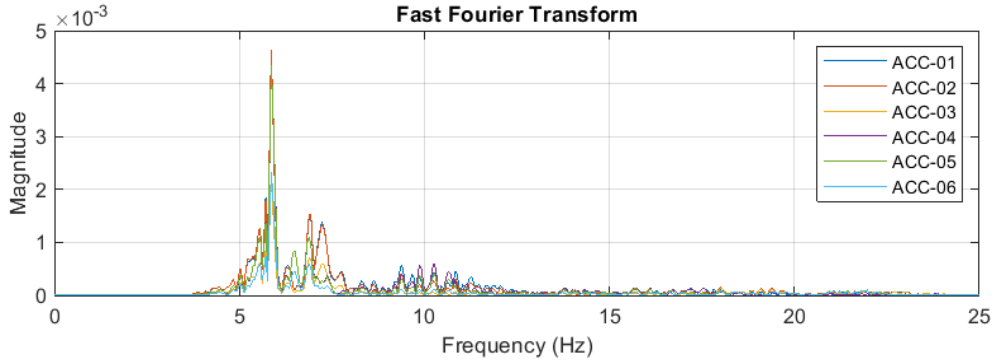


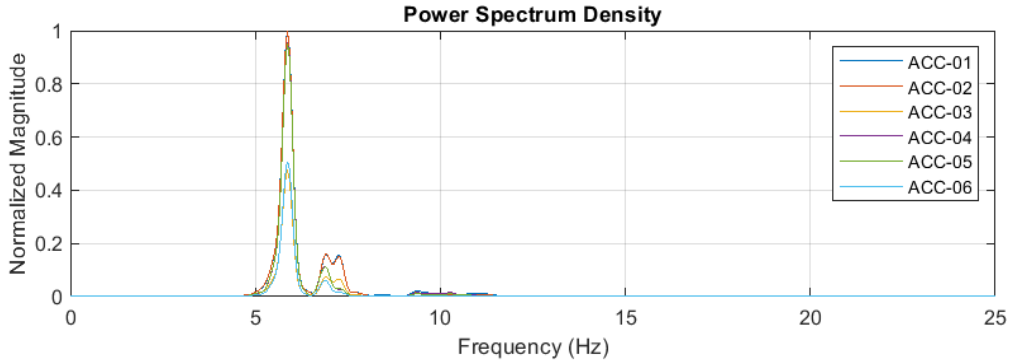


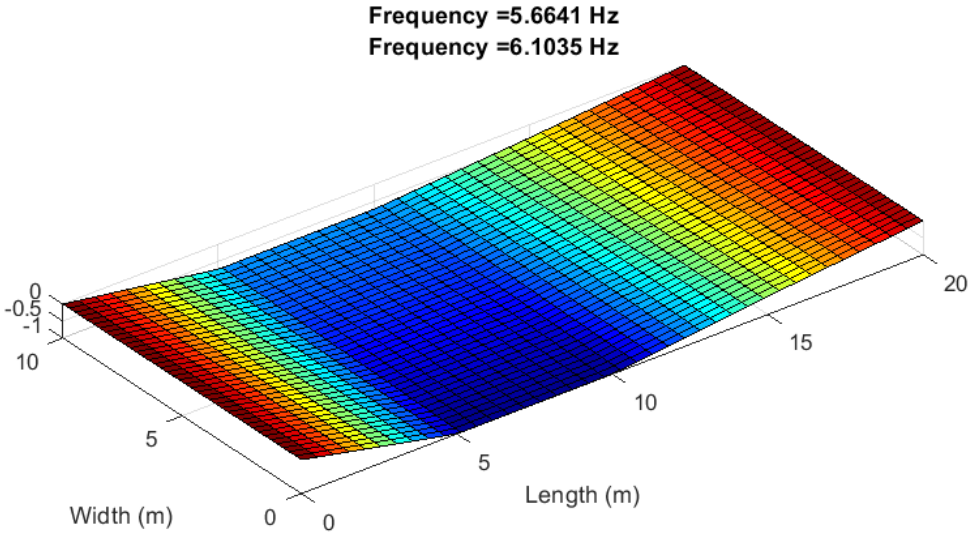

Damping Ratio :ACC-01 =4.412
Damping Ratio :ACC-02 =4.3143
Damping Ratio :ACC-03 =4.1587
Damping Ratio :ACC-04 =3.2656
Damping Ratio :ACC-05 =3.2184
Damping Ratio :ACC-06 =3.188
Magnitude
Freqency (Hz)

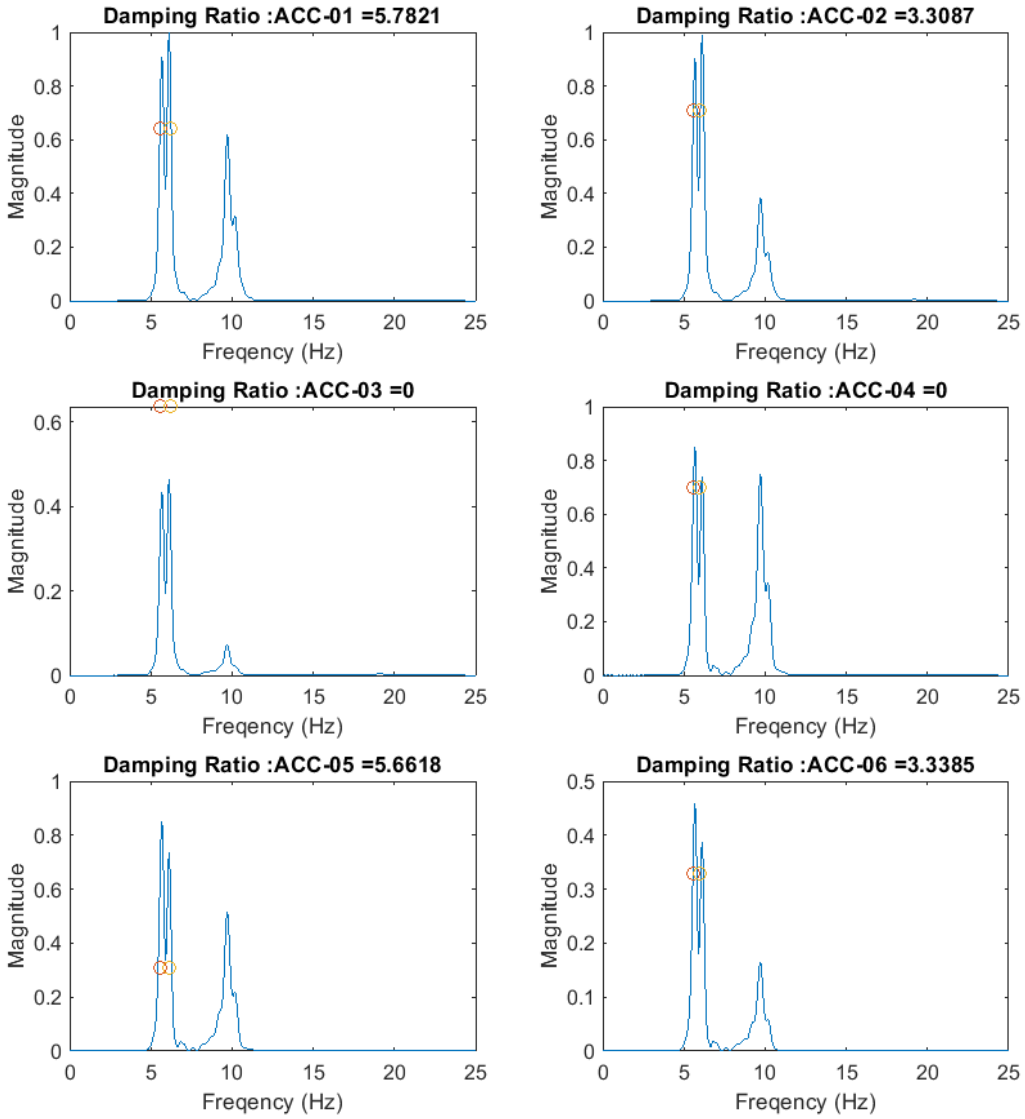
6.5.6.2 Dynamic 2



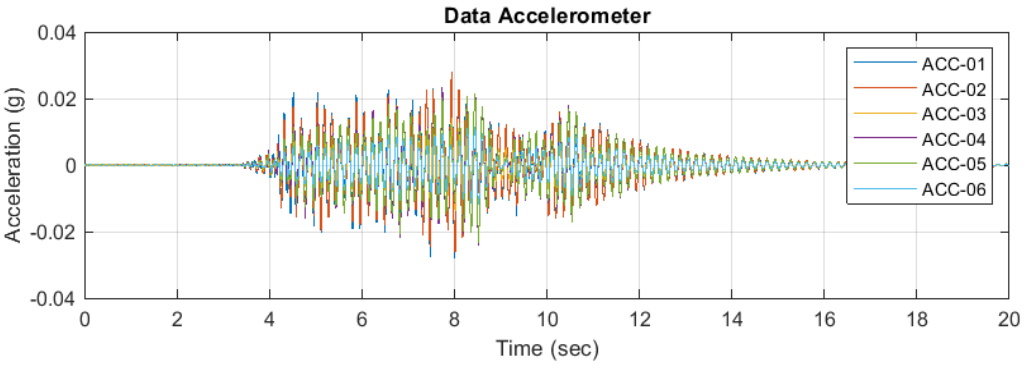


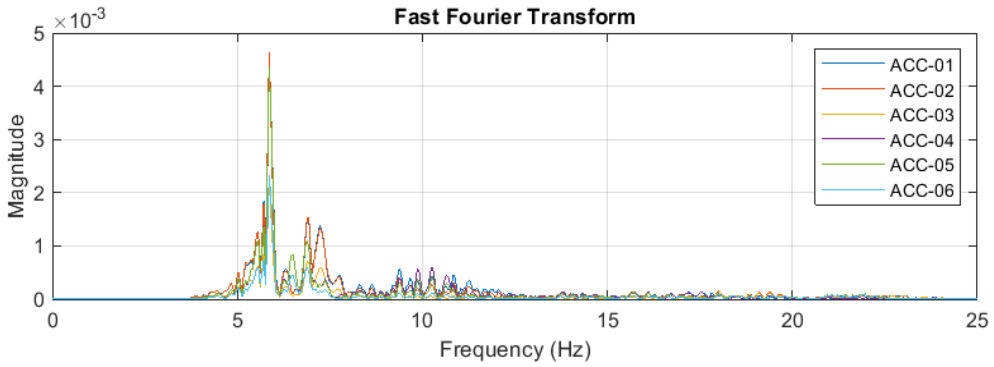


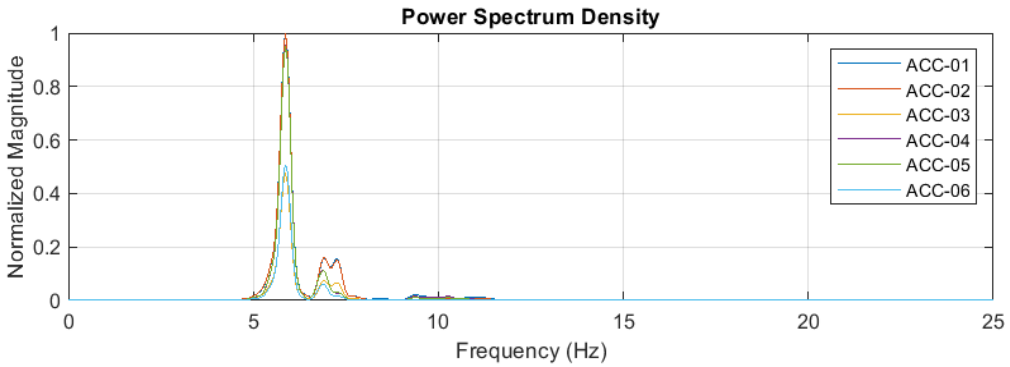


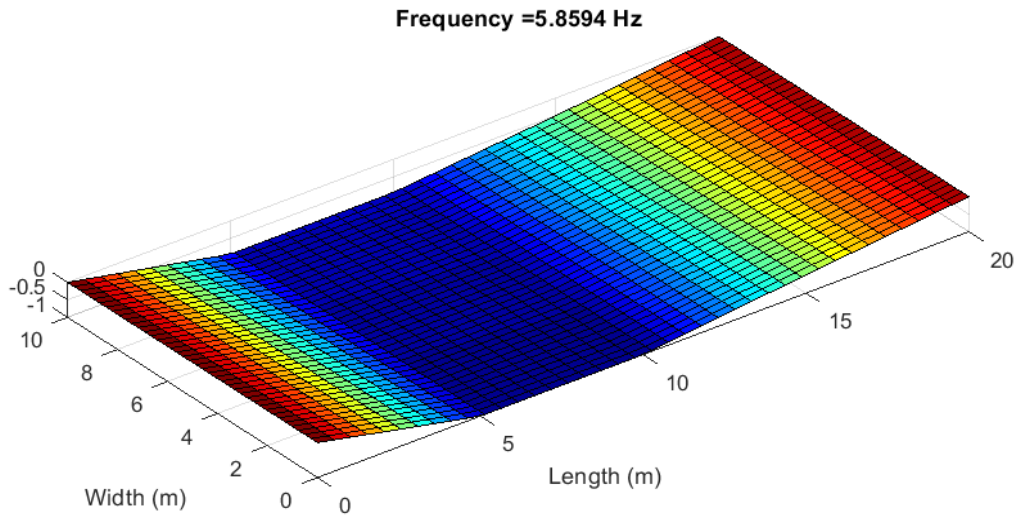

Damping Ratio :ACC-01 =5.7821
Damping Ratio :ACC-02 =3.3087
Damping Ratio :ACC-03 =0
Damping Ratio :ACC-04 =0
Damping Ratio :ACC-05 =5.6618
Damping Ratio :ACC-06 =3.3385
Magnitude
Freqency (Hz)

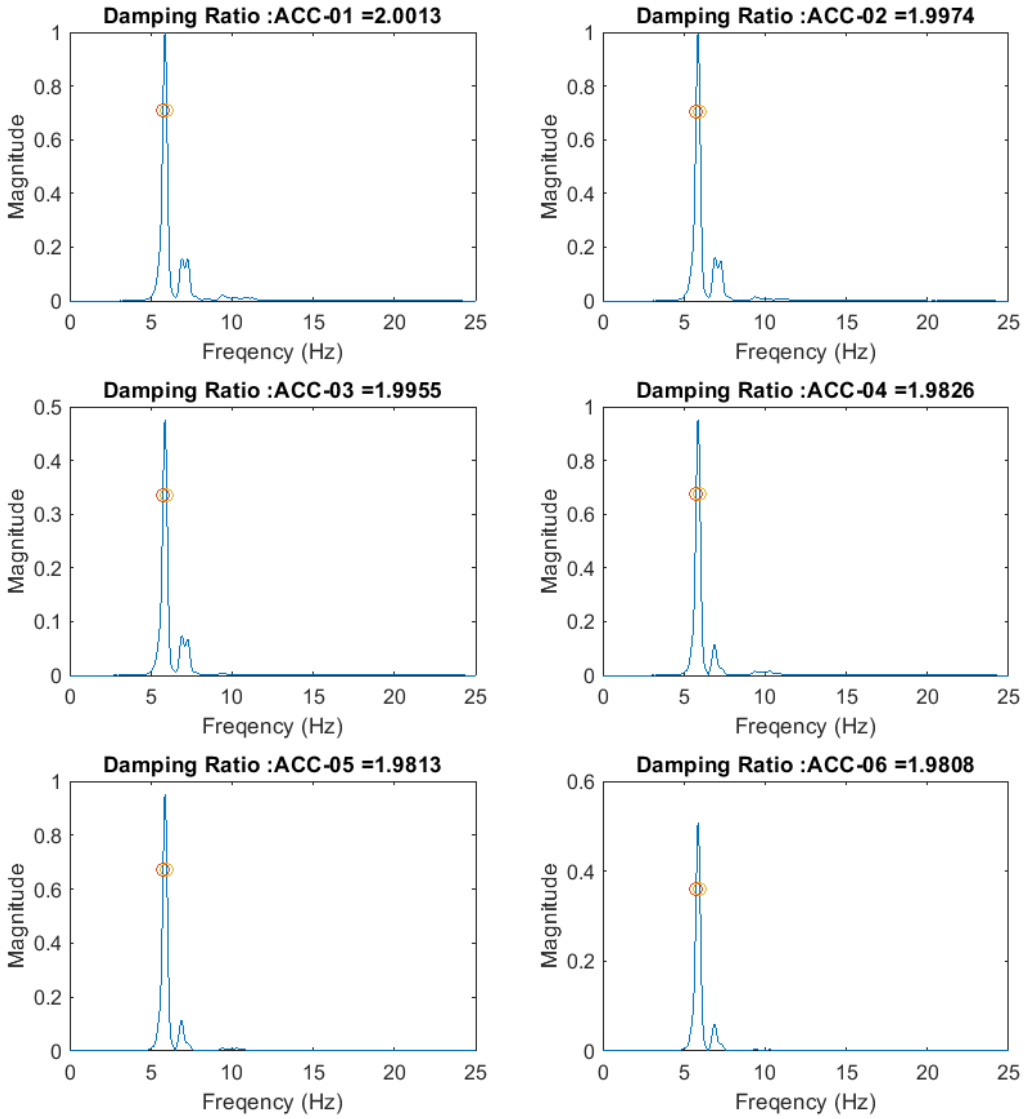
6.5.6.3 Dynamic 3





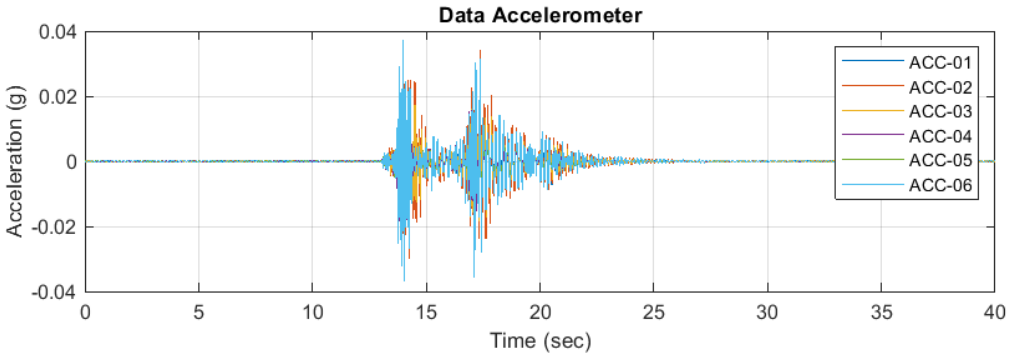


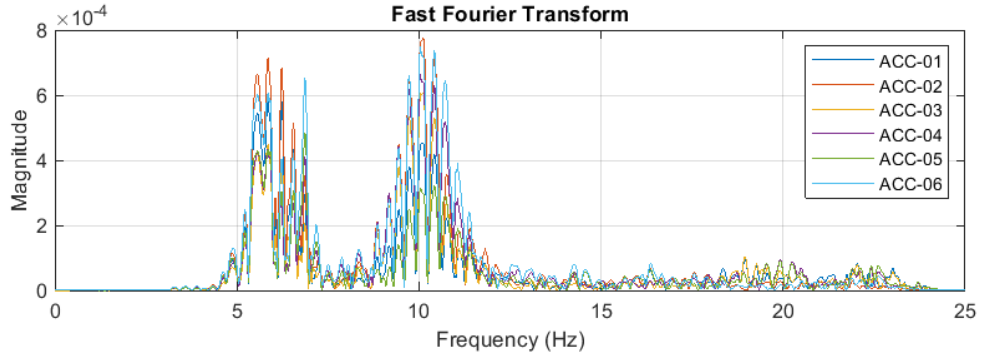


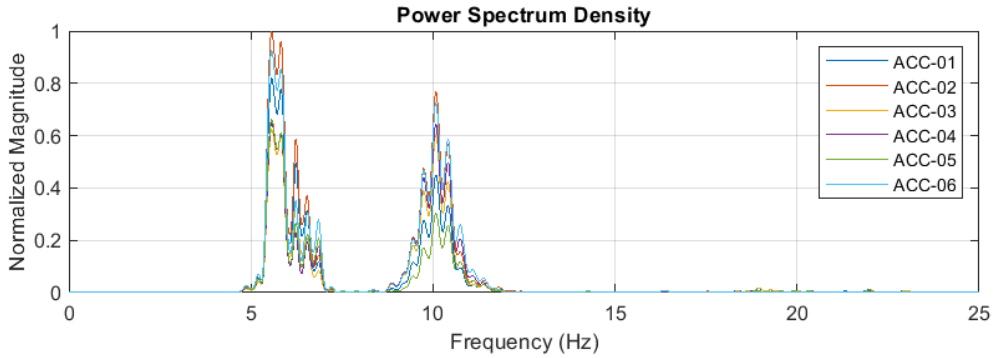

Damping Ratio :ACC-01 =2.0013
Damping Ratio :ACC-02 =1.9974
Damping Ratio :ACC-03 =1.9955
Damping Ratio :ACC-04 =1.9826
Damping Ratio :ACC-05 =1.9813
Damping Ratio :ACC-06 =1.9808
Magnitude
Freqency (Hz)

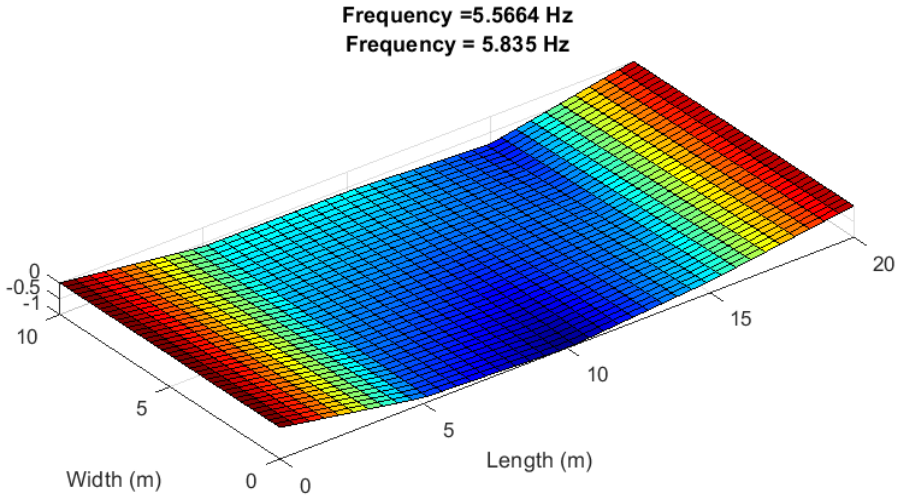
6.5.7 ผลการตรวจวัดพฤติกรรมแบบพลวัต span 7

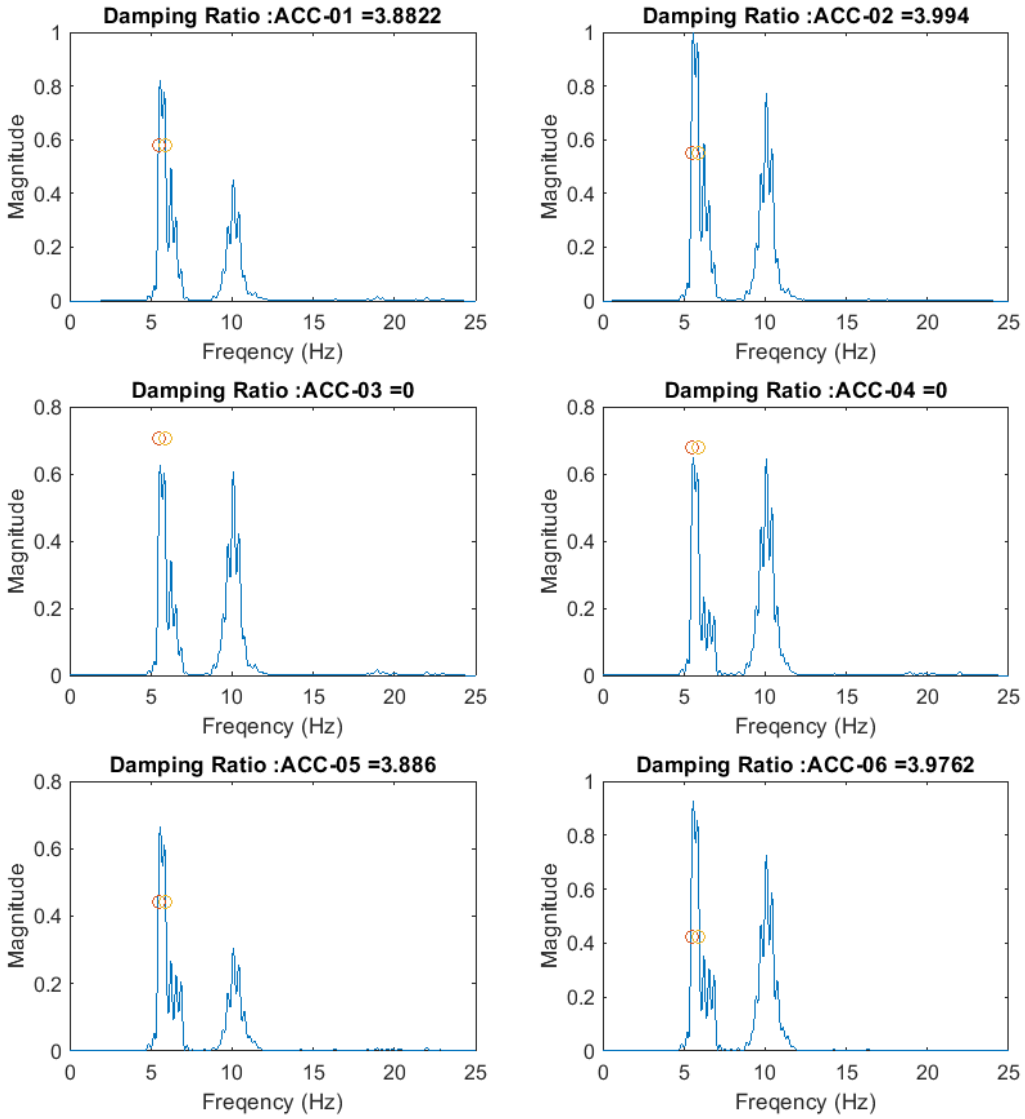
6.5.7.1 Dynamic 1



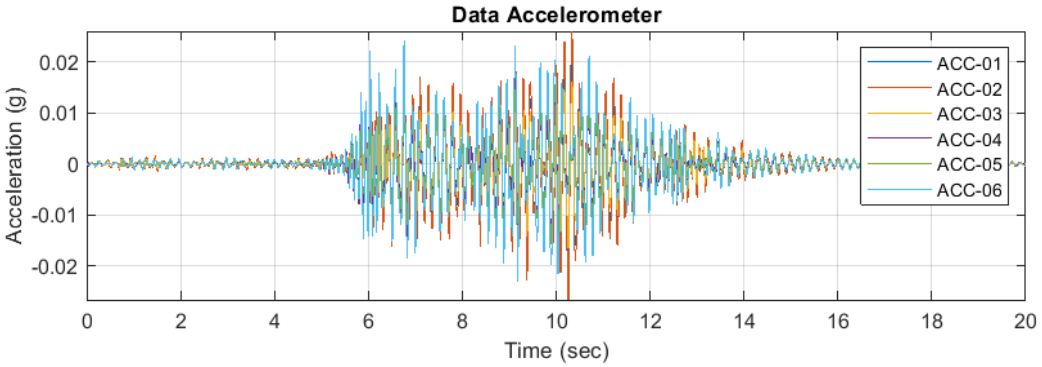


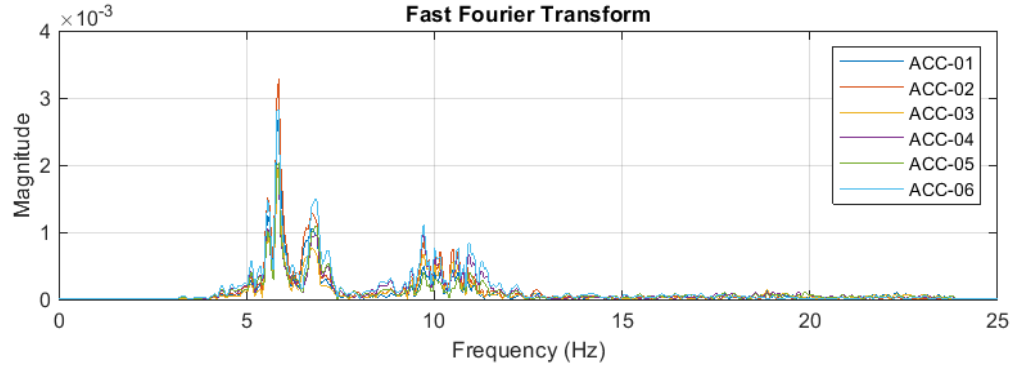


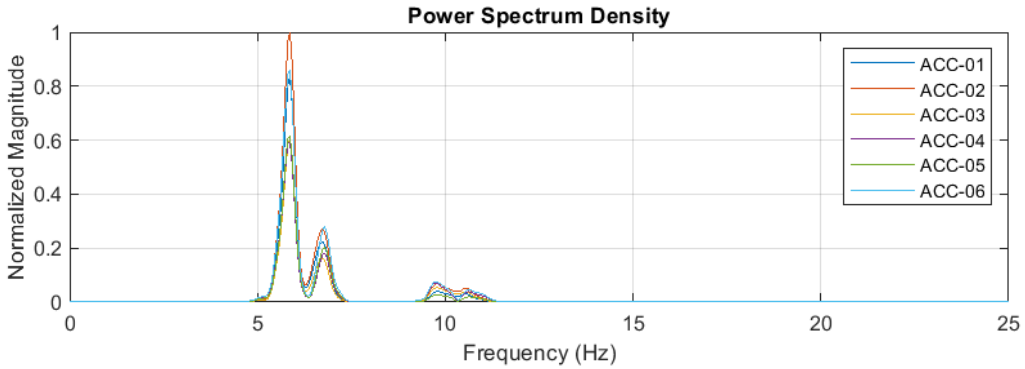


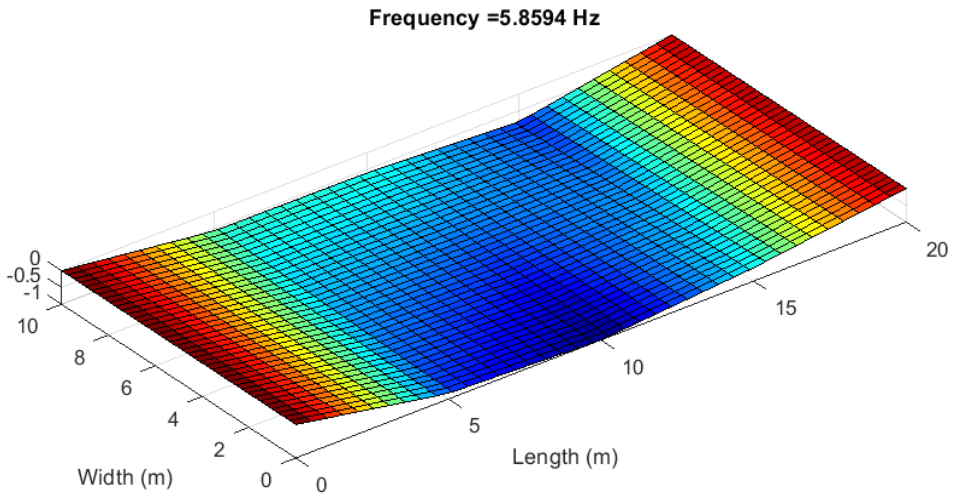

Damping Ratio :ACC-01 =3.8822
Damping Ratio :ACC-02 =3.994
Damping Ratio :ACC-03 =0
Damping Ratio :ACC-04 =0
Damping Ratio :ACC-05 =3.886
Damping Ratio :ACC-06 =3.9762
Magnitude
Freqency (Hz)

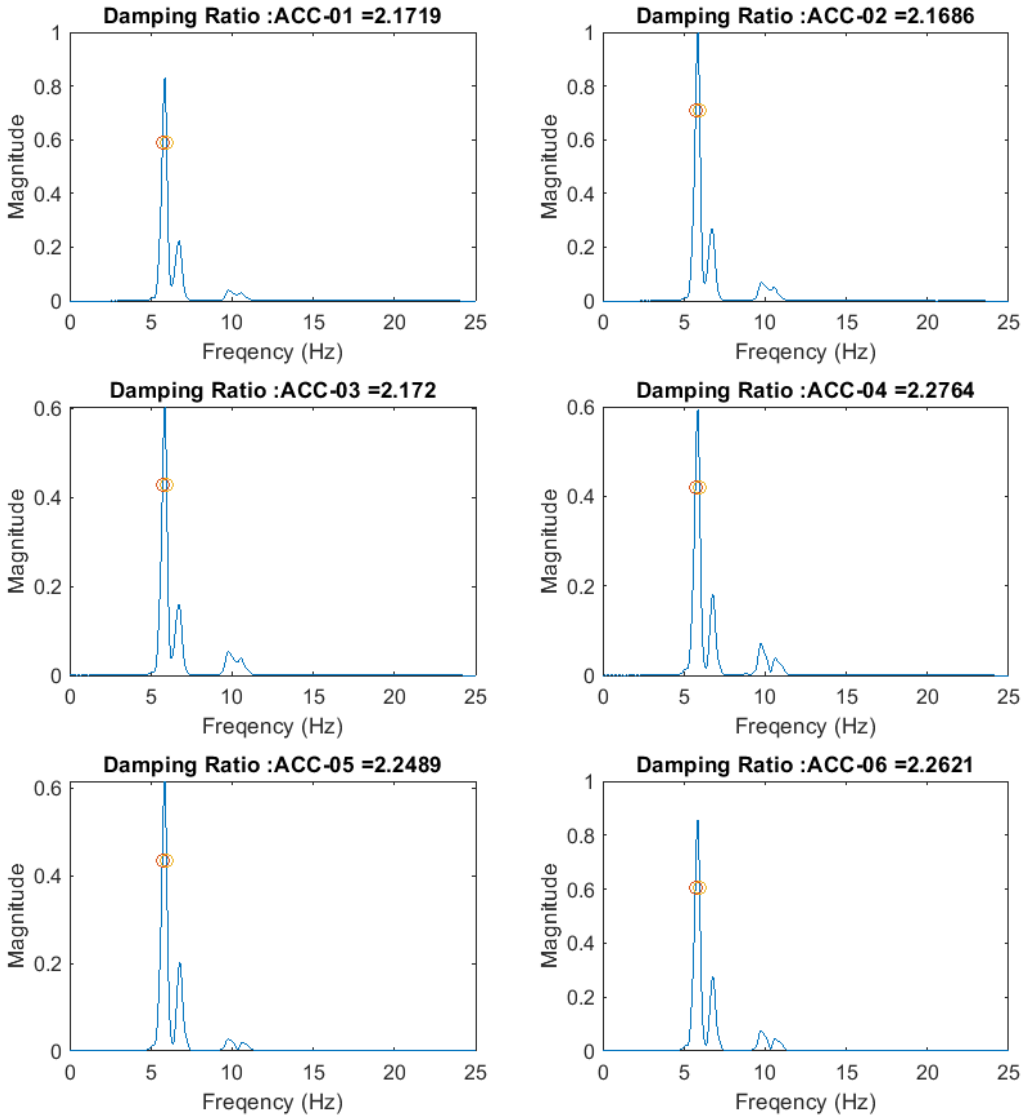
6.5.7.2 Dynamic 2



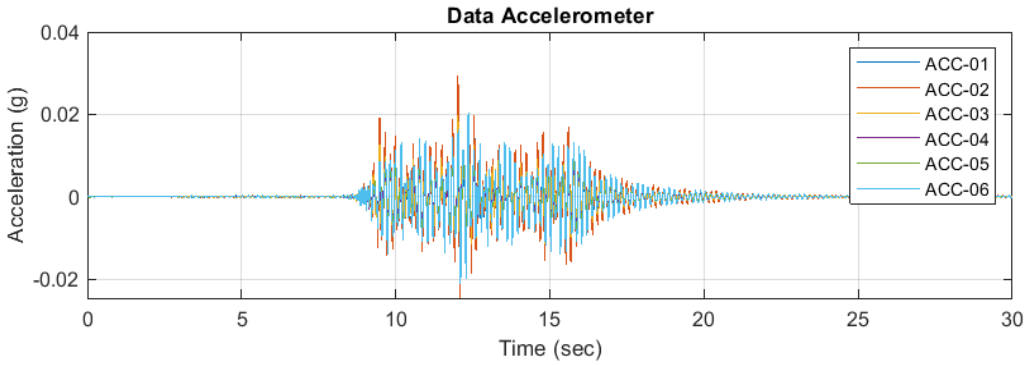


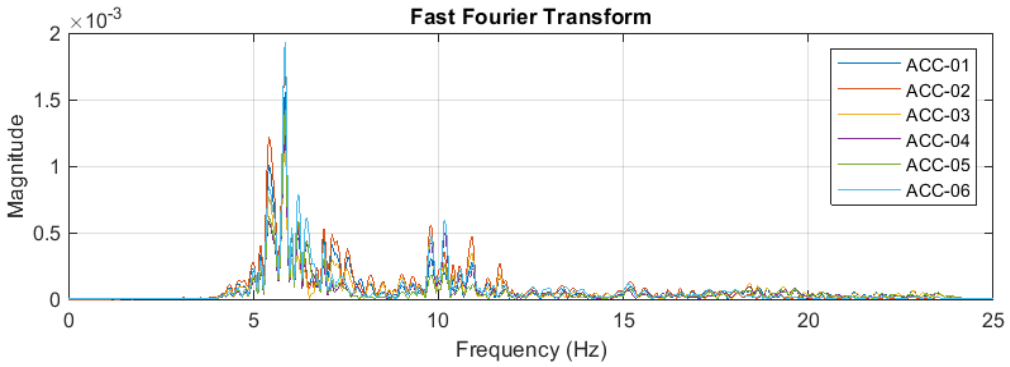


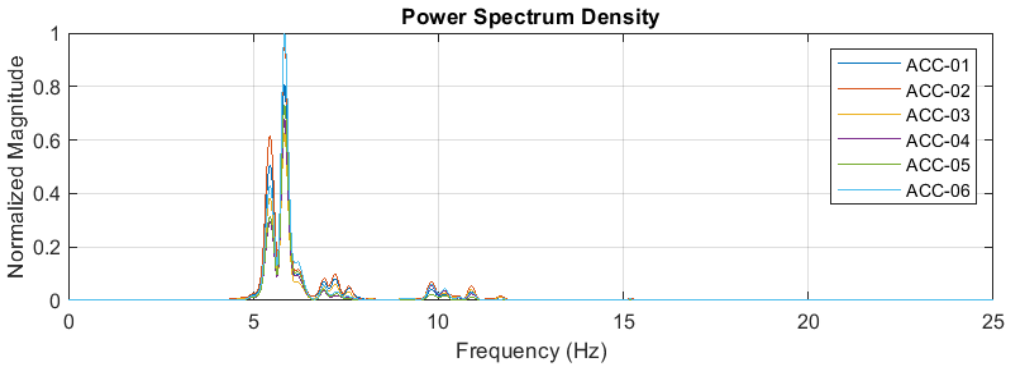


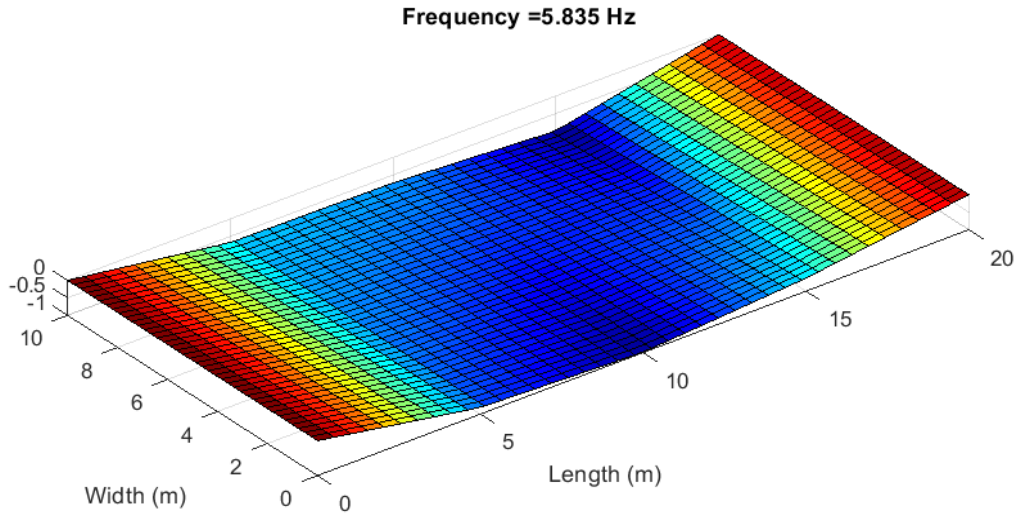

Damping Ratio :ACC-01 =2.1719
Damping Ratio :ACC-02 =2.1686
Damping Ratio :ACC-03 =2.172
Damping Ratio :ACC-04 =2.2764
Damping Ratio :ACC-05 =2.2489
Damping Ratio :ACC-06 =2.2621
Magnitude
Freqency (Hz)

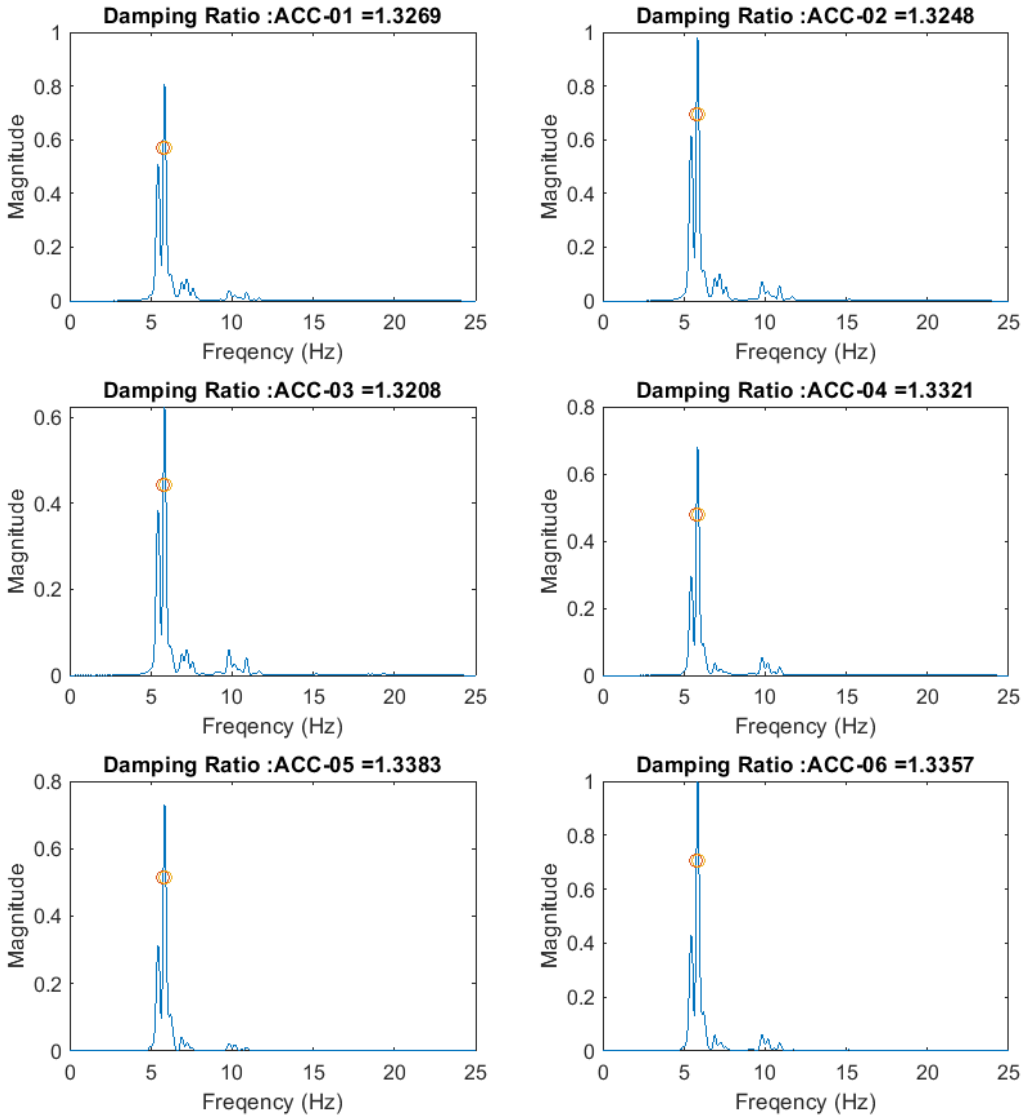
6.5.7.3 Dynamic 3










Damping Ratio :ACC-01 =1.3269
Damping Ratio :ACC-02 =1.3248
Damping Ratio :ACC-03 =1.3208
Damping Ratio :ACC-04 =1.3321
Damping Ratio :ACC-05 =1.3383
Damping Ratio :ACC-06 =1.3357
Magnitude
Freqency (Hz)

ตารางที่ 6.10 ผลการวิเคราะห์ Natural Frequency, Mode Shape และ Damping Ratio

Test Span	Dynamic Case	Truck Lane	Frequency (Hz)	Mode Shape (1st Mode)	Damping Ratio (%)
Span 1	Dynamic1	Left	9.131	Bending	1.79 - 3.09
Span 1	Dynamic2	Center	9.229	Bending	1.51 - 4.09
Span 1	Dynamic3	Right	9.082	Bending	2.28 - 2.62
Span 2	Dynamic1	Left	8.887	Torsion	1.49 - 1.77
Span 2	Dynamic2	Center	4.736	Torsion	2.94 - 5.5
Span 2	Dynamic3	Right	3.857	Bending	2.96 - 4
Span 3	Dynamic1	Left	5.615	Bending	2.83 - 6.57
Span 3	Dynamic2	Center	5.762	Bending	2.34 - 4.1
Span 3	Dynamic3	Right	5.469	Bending	2.98 - 3.18
Span 4	Dynamic1	Left	6.250	Torsion	1.88 - 4.15
Span 4	Dynamic2	Center	5.225	Bending	2.51 - 5.38
Span 4	Dynamic3	Right	6.592	Torsion	2.14 - 2.27
Span 5	Dynamic1	Left	4.980	Bending	2.81 - 2.97
Span 5	Dynamic2	Center	4.834	Bending	2.36 - 2.55
Span 5	Dynamic3	Right	4.980	Bending	2.91 - 3.06
Span 6	Dynamic1	Left	5.811	Bending	3.19 - 4.41
Span 6	Dynamic2	Center	5.664	Bending	4.89 - 5.78
Span 6	Dynamic3	Right	5.859	Bending	1.98 - 2
Span 7	Dynamic1	Left	5.835	Bending	3.96 - 4.13
Span 7	Dynamic2	Center	5.859	Bending	2.17 - 2.28
Span 7	Dynamic3	Right	5.835	Bending	1.32 - 1.34

6.6 การวัดแรงดึงในเหล็กยึดคาน

ตารางที่ 6.11 และตารางที่ 6.14 แสดงผลการตรวจวัดแรงดึงในเหล็กยึดคาน (Hanger) ของสะพานกลุ่ม Arch Span โดยลวดขึงจะแบ่งเป็น 2 ฝั่ง คือ ด้านซ้ายและด้านขวา ในแต่ละตำแหน่งของลวดขึงจะมี 2 เส้นย่อย โดยทดสอบในช่วงการจราจรปกติ โดยเหล็กยึดคานมีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็ก 40 mm

ตารางที่ 6.11 ผลการวิเคราะห์แรงดึงเหล็กยึดคานช่วงสะพานที่ 2 (span 2)

ตำแหน่งเหล็กยึดคานตามยาวสะพาน (แถวที่)	ค่าแรงดึงของเหล็กยึดคาน (tonf)			
	ตำแหน่งตามขวางสะพาน			
	L-1	L-2	R-1	R-2
1	1.91	2.39	0.32	0.91
2	18.25	18.07	17.98	18.85
3	14.58	14.49	14.24	15.18
4	14.79	14.51	13.99	15.50
5	10.79	10.79	10.29	11.33
6	10.34	9.41	11.71	11.91
7	8.83	13.10	10.36	10.95
8	14.91	14.06	13.60	11.78
9	12.86	14.25	11.90	15.04
10	10.09	10.76	10.52	11.36
11	12.47	11.75	11.40	12.42
12	13.39	9.47	13.12	13.35
13	15.94	15.47	11.26	11.44
14	14.46	14.72	13.82	15.01
15	18.03	17.09	17.53	17.71
16	2.41	1.90	2.42	1.43

ตารางที่ 6.12 ผลการวิเคราะห์แรงดึงเหล็กยึดคานช่วงสะพานที่ 3 (span 3)

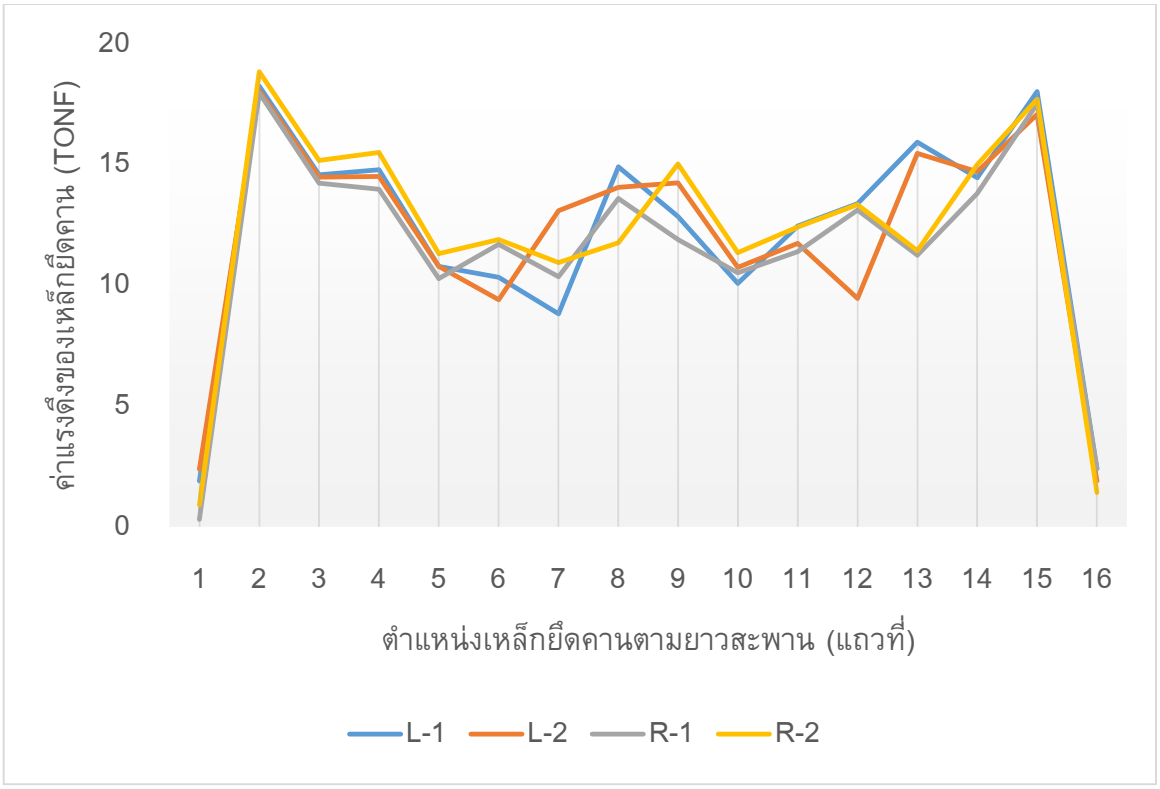
ตำแหน่งเหล็กยึดคาน ตามยาวสะพาน (แถวที่)	ค่าแรงดึงของเหล็กยึดคาน (tonf)			
	ตำแหน่งตามขวางสะพาน			
	L-1	L-2	R-1	R-2
1	1.05	0.40	3.01	2.99
2	16.36	15.24	17.50	16.47
3	12.56	12.41	10.34	8.97
4	13.27	10.15	7.24	8.55
5	10.01	9.30	11.46	6.37
6	10.84	10.54	11.25	8.19
7	10.08	8.35	14.30	12.76
8	11.20	11.30	13.75	17.91
9	10.05	8.26	10.20	13.77
10	9.93	9.60	11.64	11.80
11	10.69	10.76	12.68	12.96
12	11.20	10.76	8.49	9.43
13	12.52	12.03	8.86	8.26
14	11.79	12.43	14.43	9.31
15	16.36	15.77	17.18	17.35
16	0.41	0.14	0.51	0.36

ตารางที่ 6.13 ผลการวิเคราะห์แรงดึงเหล็กยึดคานช่วงสะพานที่ 4 (span 4)

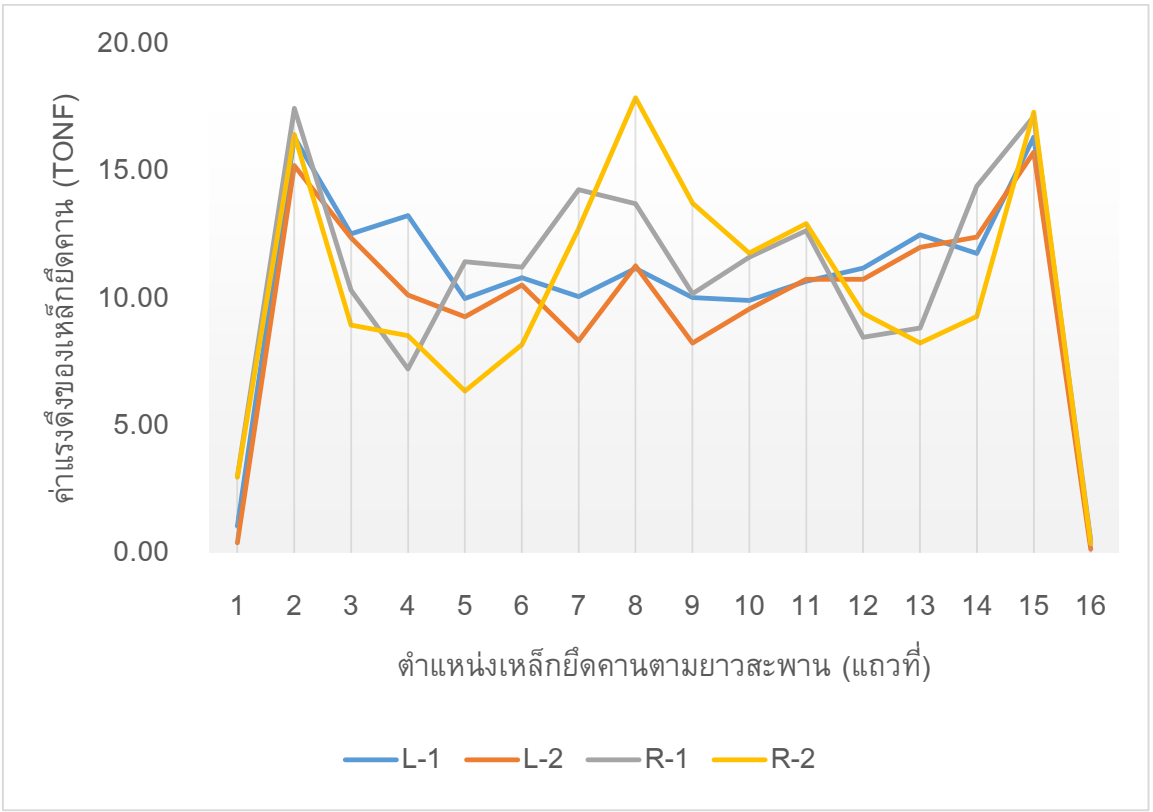
ตำแหน่งเหล็กยึดคาน ตามยาวสะพาน (แถวที่)	ค่าแรงดึงของเหล็กยึดคาน (tonf)			
	ตำแหน่งตามขวางสะพาน			
	L-1	L-2	R-1	R-2
1	6.34	7.20	5.90	6.16
2	16.13	17.21	13.95	3.99
3	13.68	13.18	7.00	13.26
4	14.11	13.35	16.40	19.30
5	23.75	23.75	17.29	14.11
6	15.26	15.26	20.91	20.91
7	15.43	18.84	14.84	14.84
8	15.51	14.11	13.53	12.74
9	14.82	13.41	14.69	15.42
10	6.63	7.22	8.81	4.58

ตารางที่ 6.14 ผลการวิเคราะห์แรงดึงเหล็กยึดคานช่วงสะพานที่ 5 (span 5)

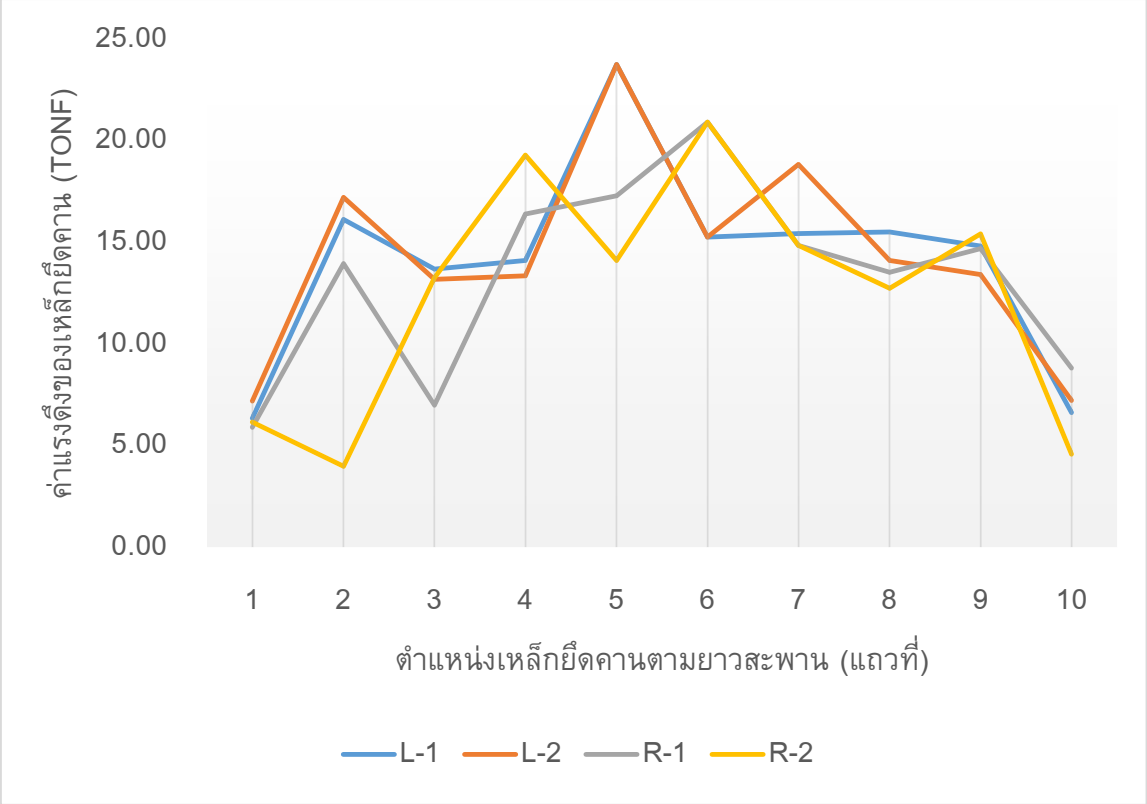
ตำแหน่งเหล็กยึดคาน ตามยาวสะพาน (แถวที่)	ค่าแรงดึงของเหล็กยึดคาน (tonf)			
	ตำแหน่งตามขวางสะพาน			
	L-1	L-2	R-1	R-2
1	6.01	6.41	6.30	5.62
2	15.55	14.01	14.66	16.03
3	13.65	12.27	13.48	14.25
4	14.46	15.64	20.89	13.14
5	15.99	14.16	24.73	24.73
6	14.25	14.69	15.02	15.02
7	14.49	15.60	15.87	15.87
8	12.83	11.52	13.29	14.43
9	16.47	15.75	16.65	15.12
10	7.54	7.53	6.42	6.17



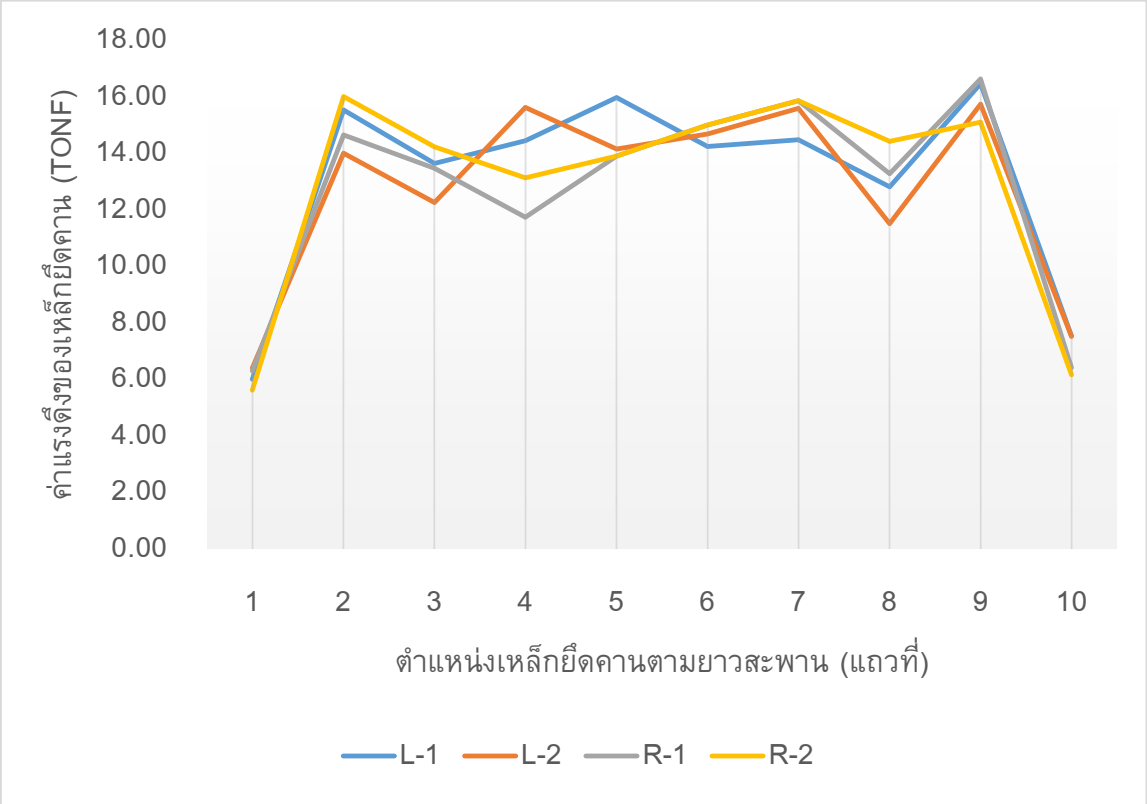
รูปที่ 6.28 แรงดึงในเหล็ก Hanger ของ Arch Span (S2)



รูปที่ 6.29 แรงดึงในเหล็ก Hanger ของ Arch Span (S3)



รูปที่ 6.30 แรงดึงในเหล็ก Hanger ของ Arch Span (S4)

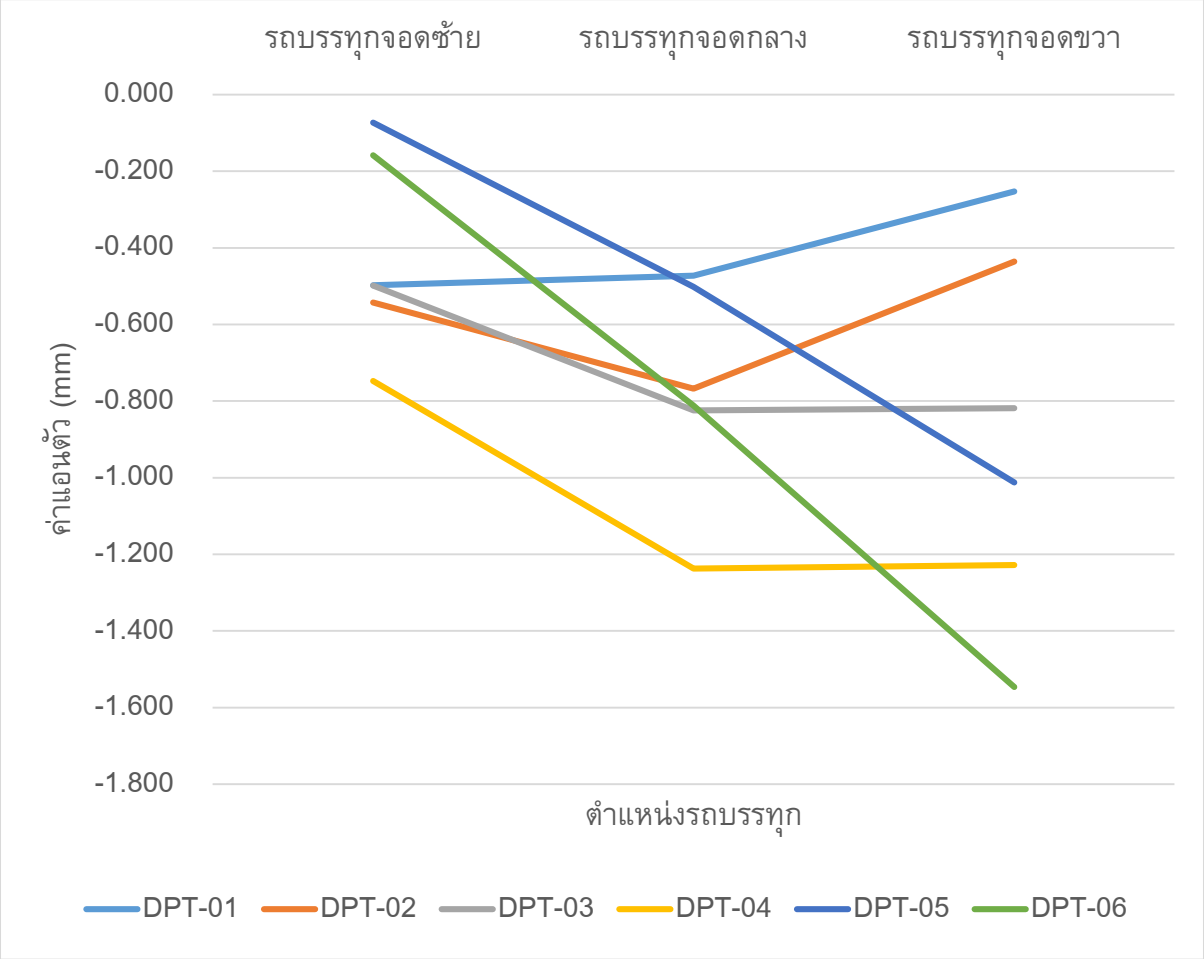


รูปที่ 6.31 แรงดึงในเหล็ก Hanger ของ Arch Span (S5)

6.7 สรุปผลการทดสอบพฤติกรรมสะพาน

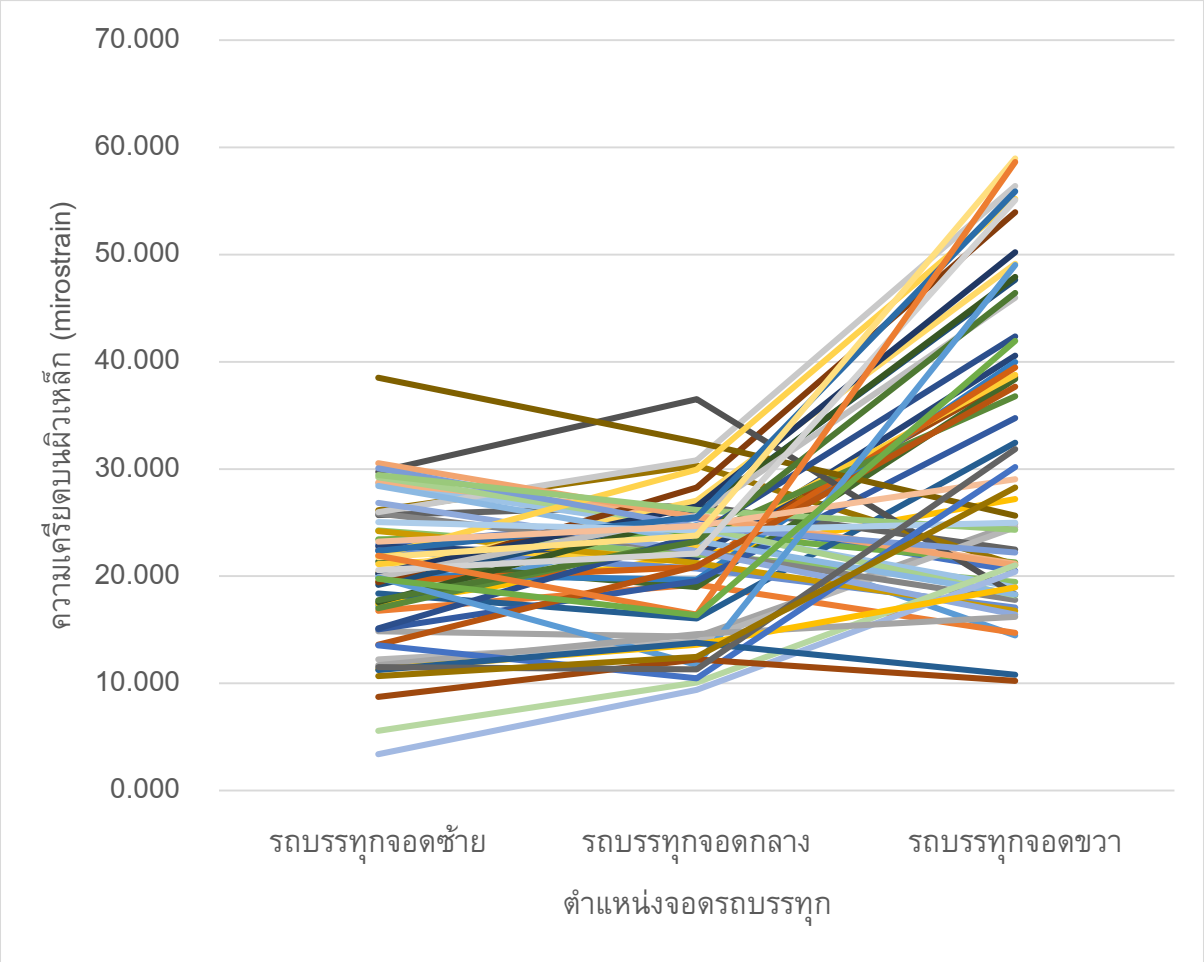
โครงสร้างส่วนบนของสะพานวุฒิกุล สามารถจำแนกได้เป็น 4 กลุ่มช่วงสะพาน ได้แก่ สะพานคานตัวทีช่วงเดียว (S1) Arch Span type 1 (S2, S3) Arch Span type 2 (S4, S5) สะพานคานตัวทีต่อเนื่อง (S6 S7)

ในสะพานช่วงที่ 1 พบมีการแอ่นของคานฝั่งขวาที่มากกว่าคานตัวอื่นดังรูปที่ 6.32 โดยแอ่นสูงสุดที่ 1.7 มม. แสดงว่าคานฝั่งขวามีความแข็งแรงน้อยลงจากการใช้งานมากกว่าคานตัวอื่น



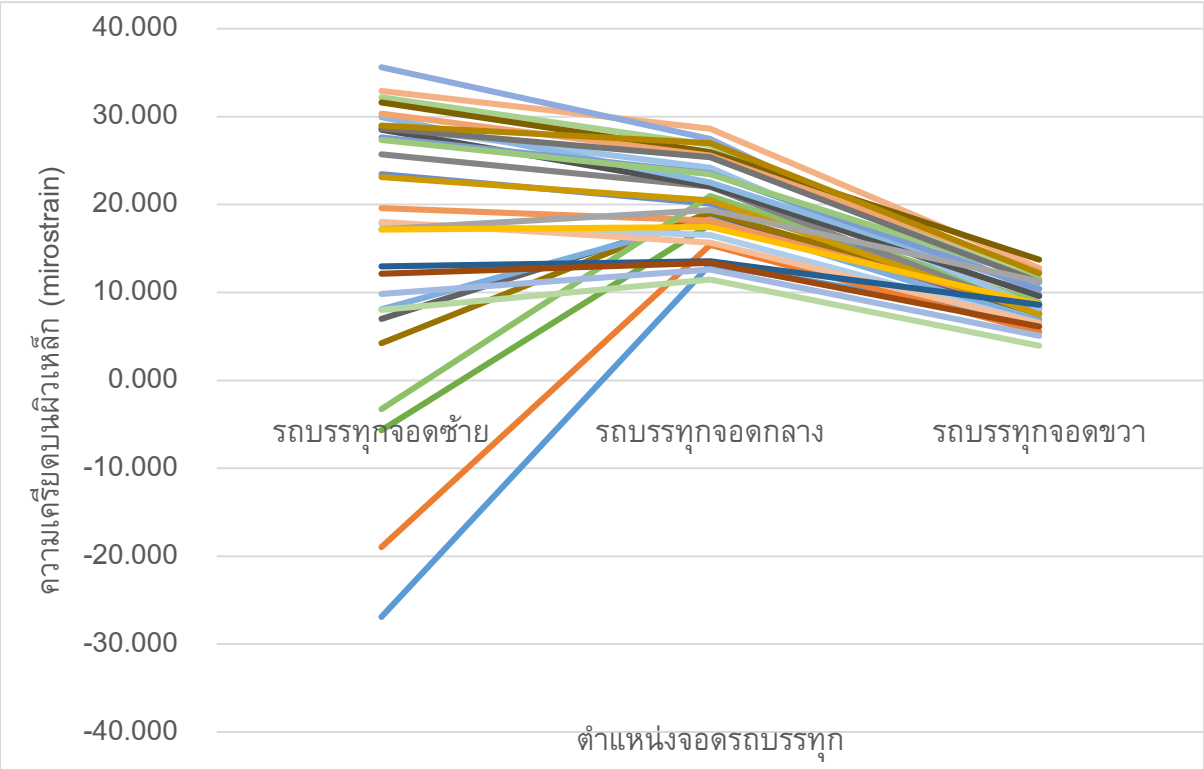
รูปที่ 6.32 ค่าการแอ่นตัวของสะพานช่วงที่ 1

ในสะพานช่วงที่ 2 ถึง 5 เป็นสะพานประเภทคานโค้ง ซึ่งเหล็กกระทำจากน้ำหนักรถบรรทุกจะถ่ายส่งต่อไปยังคานโค้งผ่านเหล็กยึดคาน สะพานช่วงที่ 2 ผลการทดสอบดังรูปที่ 6.33 จะเห็นได้มีแรงจะเพิ่มสูงขึ้นเมื่อรถบรรทุกจอดที่ฝั่งขวาของสะพาน

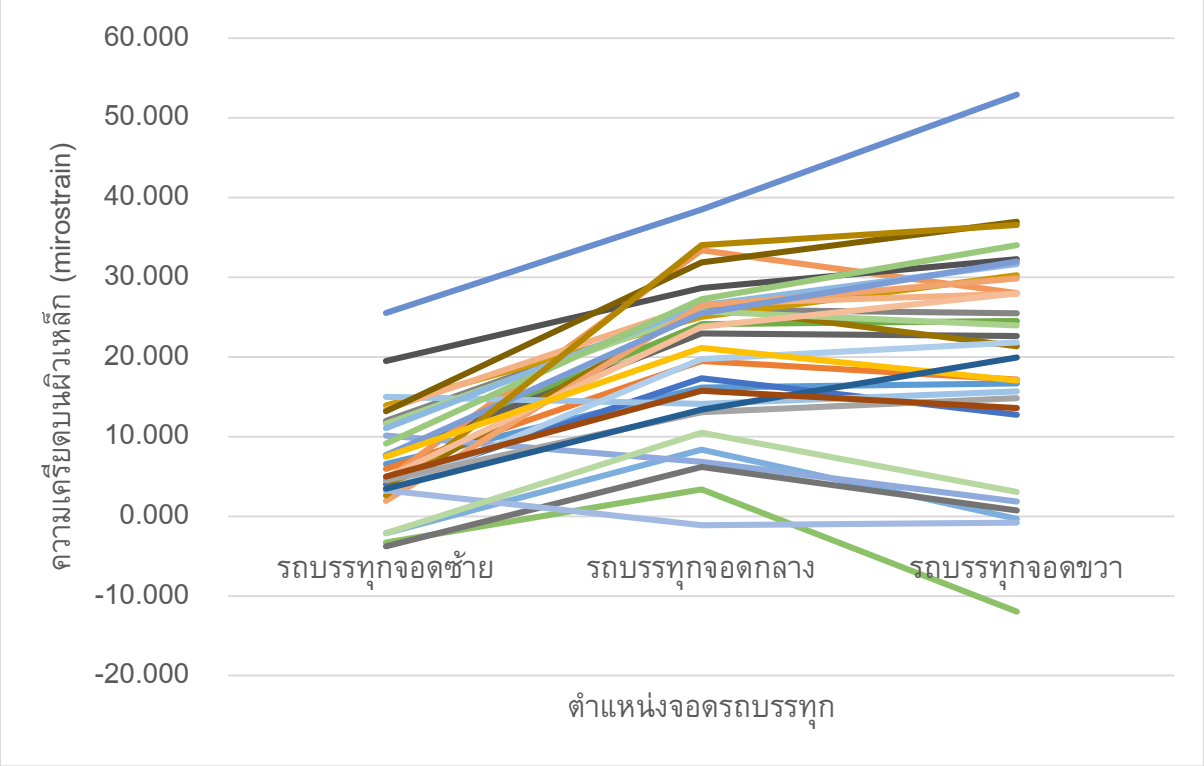


รูปที่ 6.33 ค่าความเครียดบนผิวเหล็กยึดคานสะพานช่วงที่ 2

สะพานช่วงที่ 3 เมื่อแยกกราฟของเหล็กยึดคานฝั่งซ้ายและฝั่งขวาสะพานดังรูปที่ 6.34 และรูปที่ 6.35 พบว่าโดยรวมเหล็กยึดคานฝั่งขวาเกิดความเครียดมากกว่าฝั่งซ้าย

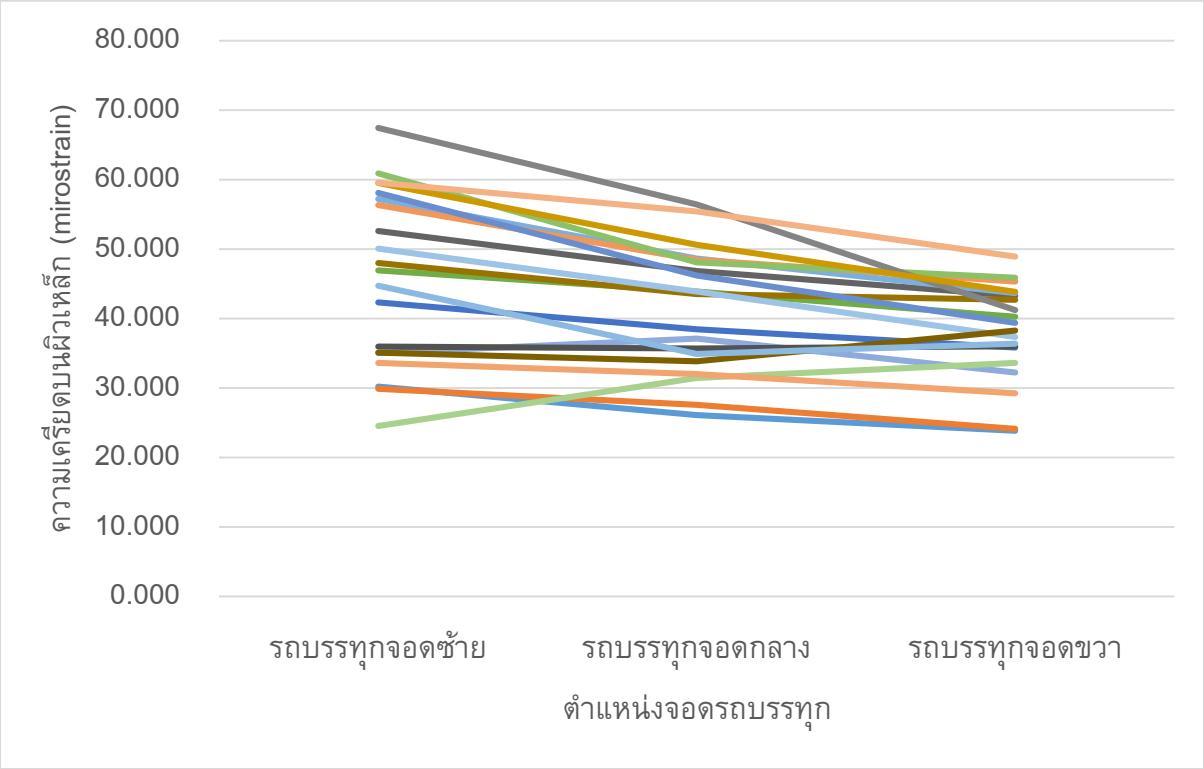


รูปที่ 6.34 ค่าความเครียดบนผิวเหล็กยึดคานสะพานช่วงที่ 3 ฝั่งซ้าย

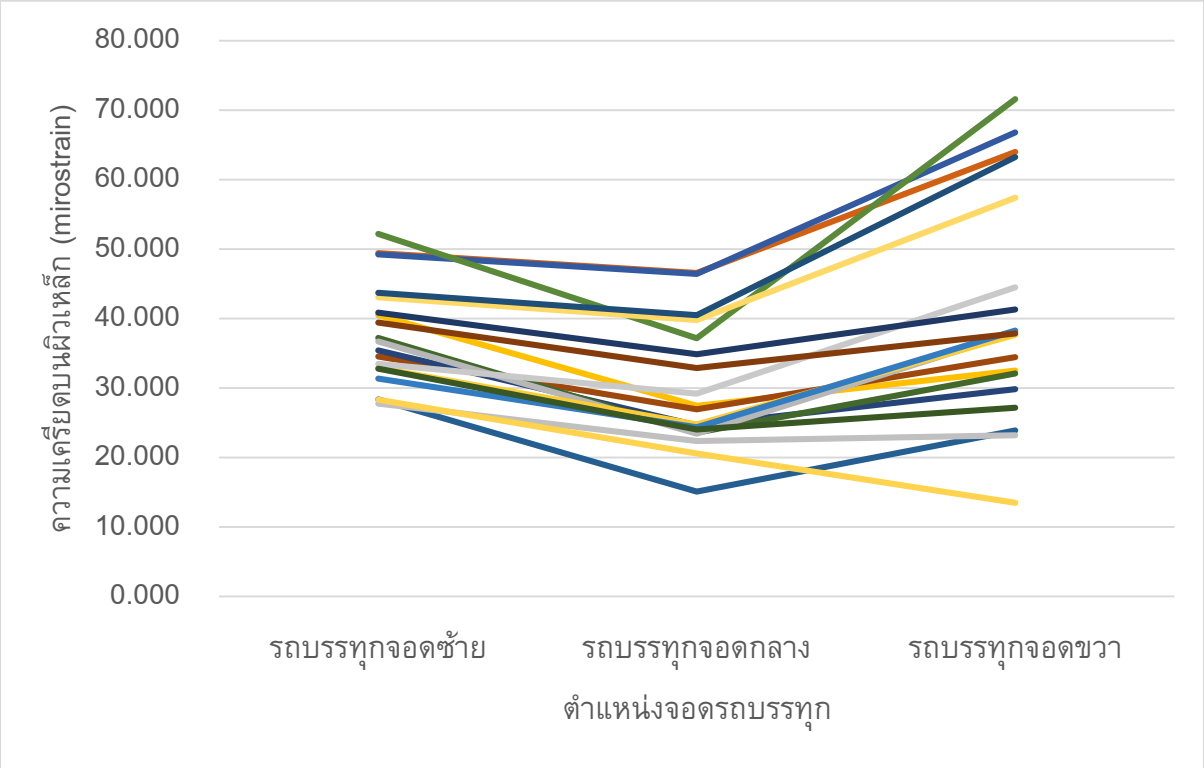


รูปที่ 6.35 ค่าความเครียดบนผิวเหล็กยึดคานสะพานช่วงที่ 3 ฝั่งขวา

ช่วงสะพานที่ 4 เมื่อแยกกราฟของเหล็กยึดคานฝั่งซ้ายและฝั่งขวาสะพานดังรูปที่ 6.34 และรูปที่ 6.35 พบว่าเหล็กยึดคานทั้ง 2 ฝั่งความเครียดใกล้เคียงกันโดยฝั่งขวามากกว่าเล็กน้อย

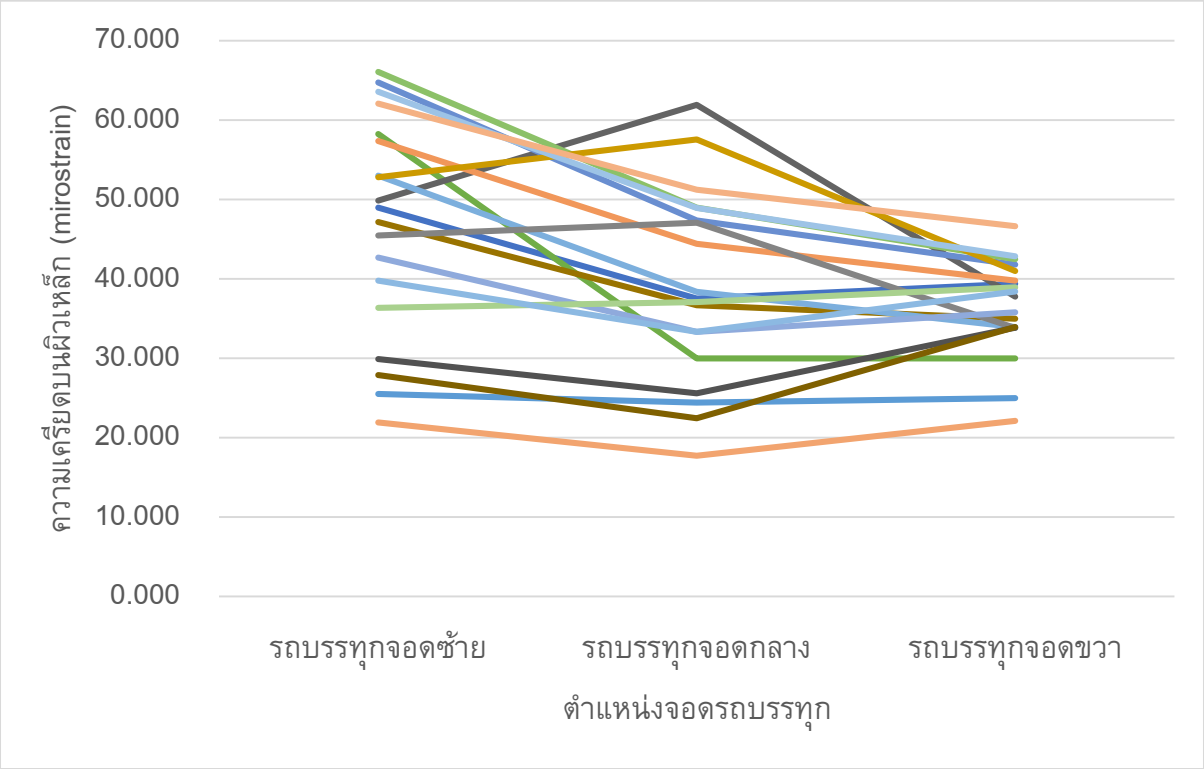


รูปที่ 6.36 ค่าความเครียดบนผิวเหล็กยึดคานสะพานช่วงที่ 4 ฝั่งซ้าย

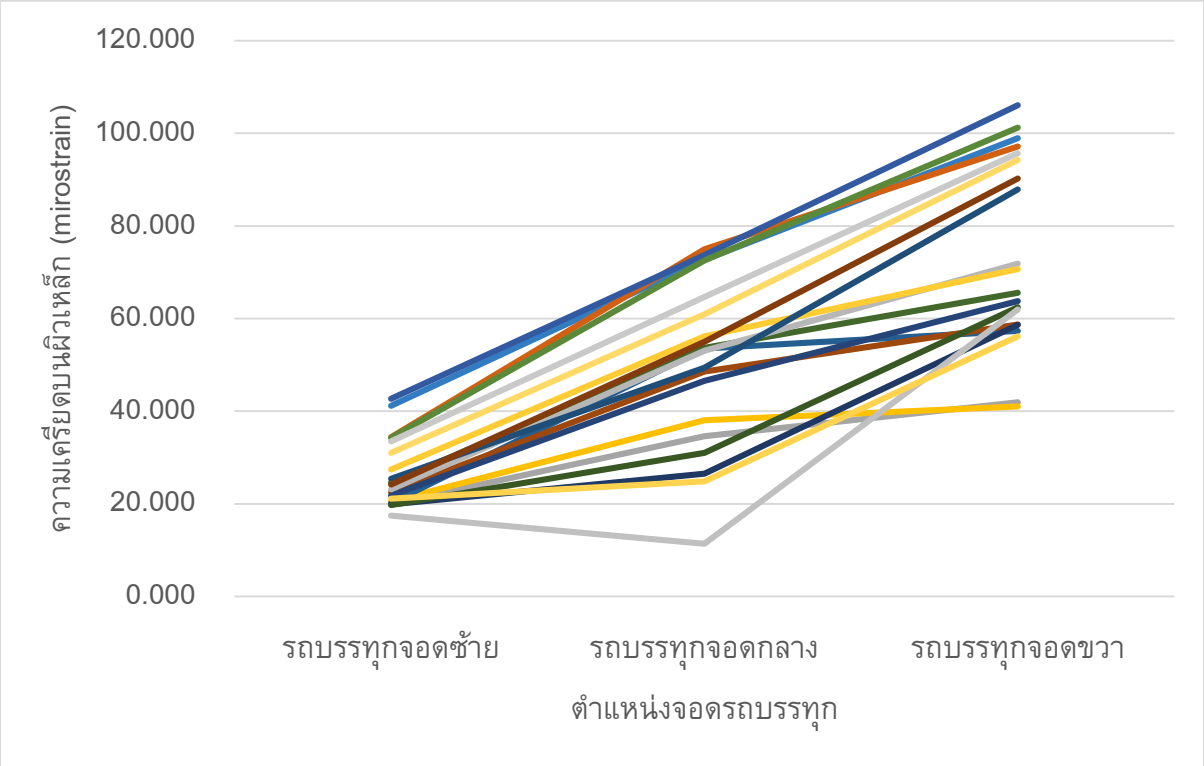


รูปที่ 6.37 ค่าความเครียดบนผิวเหล็กยึดคานสะพานช่วงที่ 4 ฝั่งขวา

สะพานช่วงที่ 5 เมื่อแยกกราฟของเหล็กยึดคานฝั่งซ้ายและฝั่งขวาสะพานดังรูปที่ 6.34 และรูปที่ 6.35 พบว่าโดยรวมเหล็กยึดคานฝั่งขวาเกิดความเครียดมากกว่าฝั่งซ้าย

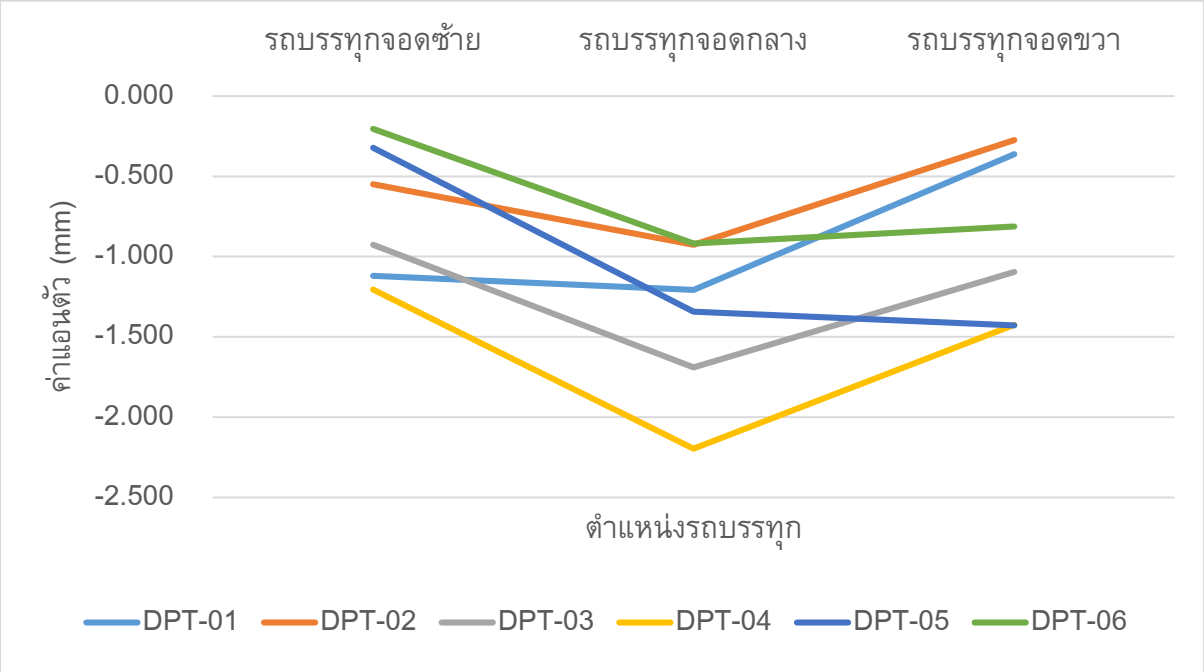


รูปที่ 6.38 ค่าความเครียดบนผิวเหล็กยึดคานสะพานช่วงที่ 5 ฝั่งซ้าย



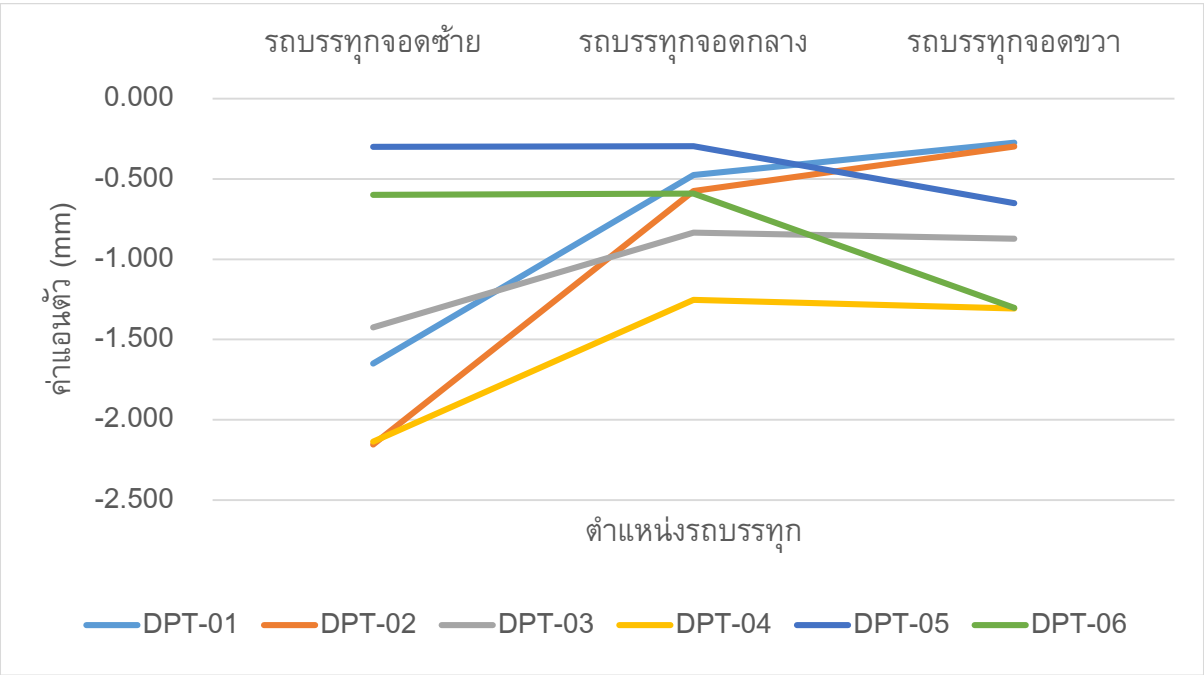
รูปที่ 6.39 ค่าความเครียดบนผิวเหล็กยึดคานสะพานช่วงที่ 5 ฝั่งขวา

ในสะพานช่วงที่ 6 พบมีการแอ่นของคานตัวกลางที่มากกว่าคานตัวอื่นดังรูปที่ 6.32 โดยแอ่นสูงสุดที่ 2.2 มม. แสดงว่าคานตัวกลางอาจมีความแข็งแรงน้อยลงจากการใช้งานมากกว่าคานตัวอื่น



รูปที่ 6.40 ค่าการแอ่นตัวของสะพานช่วงที่ 6

ในสะพานช่วงที่ 7 พบมีการแอ่นของคานฝั่งซ้ายที่มากกว่าคานตัวอื่นดังรูปที่ 6.32 โดยแอ่นสูงสุดที่ 2.2 มม. แสดงว่าคานฝั่งซ้ายมีความแข็งแรงน้อยลงจากการใช้งานมากกว่าคานตัวอื่น



รูปที่ 6.41 ค่าการแอ่นตัวของสะพานช่วงที่ 7

บทที่ 7 การสำรวจชั้นดินและฐานรากสะพาน

7.1 การสำรวจระดับและวัดสภาพความต้านทานไฟฟ้าแบบ 2 มิติ

สะพานวุฒิกุลเป็นสะพานโค้งคอนกรีตเสริมเหล็ก ข้ามแม่น้ำปิง ตั้งอยู่บนเส้นทางหลวง 104 ที่ อ.วังเจ้า จังหวัดตาก ดังแสดงในรูปที่ 7.1 และรูปที่ 7.2 ขอบเขตงานสำรวจระดับ และ สำรวจสภาพต้านทานไฟฟ้า มีดังนี้

1) งานสำรวจระดับ: ดำเนินการสำรวจระดับ 2 โซน คือ (i) โซนผิวดิน เริ่มตั้งแต่ Pier No.1 และ Pier No.5 และ วัดระดับ ตามแบบสะพาน คอสะพาน และถนน ทุก ๆ ระยะ 5 m (หรือเมื่อมีการเปลี่ยนแปลงระดับผิวดินอย่างมีนัยยะสำคัญ) ออกไป 50 m และ (ii) โซนท้องน้ำ นับจาก Pier No. 1 ถึง Pier No.5 โดยสำรวจระดับท้องน้ำ ตามแนวสะพาน ทุก ๆ ระยะประมาณ 20 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 1.3

2) งานสำรวจสภาพต้านทานไฟฟ้า แบบ 2 มิติ: สำรวจสภาพต้านทานไฟฟ้า บริเวณริมตลิ่ง คอสะพาน และถนน ฝั่ง จ.ตาก โดยเริ่มจาก Pier No.1 เป็นระยะทาง ~ 200 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 7.3

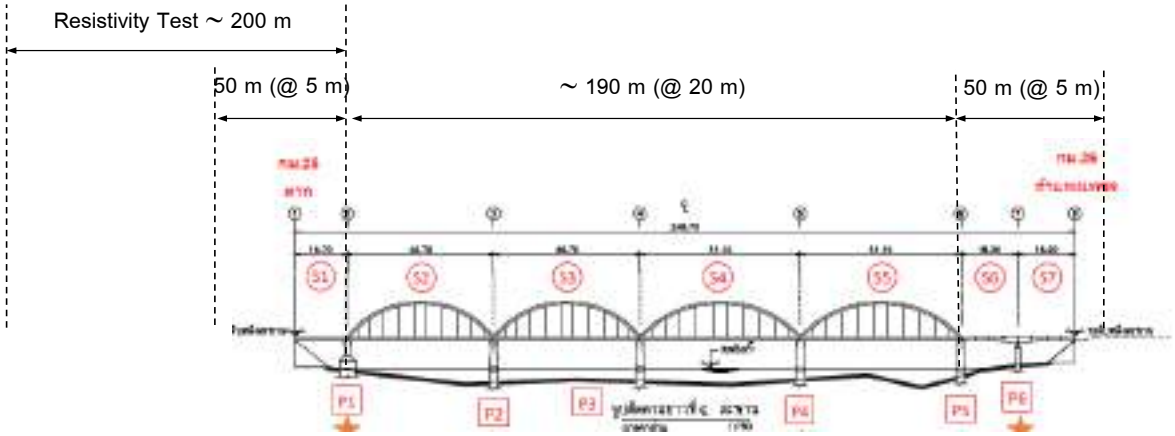
งานสำรวจระดับดำเนินระหว่างวันที่ 9 ถึง 20 กันยายน พ.ศ. 2567 และงานสำรวจต้านทานไฟฟ้าแบบ 2 มิติ ดำเนินการ ระหว่างวันที่ 5 ถึง 6 กันยายน พ.ศ. 2567



รูปที่ 7.1 ที่ตั้งโครงการ สะพานวุฒิกุล อ.วังเจ้า จังหวัดตาก



รูปที่ 7.2 สะพานวุฒิกุล



รูปที่ 7.3 ขอบเขตการสำรวจ Topographic Survey และ Resistivity Test

7.1.1 การสำรวจค่าระดับ

การสำรวจระดับผิวดินและท้องน้ำ อ้างอิงจากหมุดโครงการ จำนวน 2 หมุด คือ GNSS-01 และ GNSS-02 ดังสรุปในตารางที่ 7.1 และรูปที่ 7.4 ถึง รูปที่ 7.5 อุปกรณ์หลักที่ใช้สำรวจ ประกอบด้วย (i) กล้องสำรวจ Real-Time Kinematic GPS (RTK GPS, Timble R8S), (ii) เครื่องวัดความลึกของน้ำด้วยเสียงสะท้อน (Echo Sounder, Single Beam), (iii) อากาศยานไร้คนขับ (Drone) การสำรวจระดับ มีวิธีการดังนี้

ตารางที่ 7.1 สรุปค่าพิกัดหมุดอ้างอิง (UTM Coordinate) ที่ใช้ในการสำรวจ

No.	Point ID	Easting (m)	Northing (m)	Ortho. Height (m)
1	GNSS-01	529244.5687	1844619.1249	103.7747
2	GNSS-02	529217.6816	1844813.5566	103.5422





(ก) **(ข)**

รูปที่ 7.4 หมุดอ้างอิงโครงการ (ก) GNSS-001 และ (ข) GNSS-002





(ก) **(ข)**

รูปที่ 7.5 ภาพถ่ายแสดงตำแหน่งติดตั้งหมุดอ้างอิงโครงการ (ก) GNSS-001 และ (ข) GNSS-002

7.1.1.1 การสำรวจระดับผิวดิน

การสำรวจระดับผิวดิน มีขอบเขตพื้นที่การสำรวจนับจาก Pier No.1 และ Pier No.5 ไปบนตลิ่งและขนานกับถนนเป็นระยะทาง 50 เมตร และวัดจากแนวกึ่งกลางสะพานออกไปทางซ้ายและขวา อีก 100 เมตร โดยใช้อุปกรณ์ RTK GPS ร่วมกับ ภาพถ่ายทางอากาศ โดย Drone

อุปกรณ์ RTK GPS เป็นอุปกรณ์ใช้หาตำแหน่งพิกัดโดยระบบ GPS โดยเครื่องหนึ่ง (Source) จะติดตั้งอยู่ ณ หมุดอ้างอิงโครงการ ส่วนเครื่องที่เหลือ (Receiver) วางไว้ ณ จุดที่ต้องการหาตำแหน่งเพิ่มเติม โดยปกติเครื่องรับจะถูกวางไว้ไม่น้อยกว่าหนึ่งชั่วโมง ทั้งนี้เพื่อให้มีข้อมูลของการวัดระยะที่เพียงพอ และให้ค่าความถูกต้อง 5 – 10 มิลลิเมตร หรือประมาณ 1:100,000 ถึง 1:1,000,000

วิธีการวัดค่าพิกัดและระดับ โดยเครื่องมือ RTK GPS เริ่มโดยการกำหนดแนวสำรวจขนานกับสะพาน จำนวน 5 แนว ได้แก่ แนวกึ่งกลางสะพาน จำนวน 1 แนว แนวขนานกับสะพานและห่างจากกึ่งกลาง 50 เมตร จำนวน 2 แนว (ซ้ายและขวา) และ แนวขนานกับสะพานและห่างจากกึ่งกลาง 100 เมตร จำนวน 2 แนว (ซ้ายและขวา) การสำรวจใช้วิธี การติดตั้ง RTK GPS Source ที่ตำแหน่งหมุดอ้างอิง ที่ทราบค่าพิกัด และ ติดตั้ง RTK GPS Receiver ตามจุดสำรวจ บน 5 แนว โดยมีระยะห่างระหว่างจุดสำรวจประมาณ ทุก ๆ 5 เมตร หรือมีการเปลี่ยนแปลงระดับผิวดิน มากกว่า 0.3 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 7.6

สำหรับอุปกรณ์ Drone จะติดตั้งกล้อง เพื่อใช้ถ่ายรูปทางอากาศ และนำมาวิเคราะห์สร้างแบบจำลอง 3 มิติ โดยหลักการ Photogrammetry ซึ่งเป็นศาสตร์การสำรวจรังวัดจากการใช้รูปถ่ายของบริเวณที่สำรวจ โดยจะนำภาพถ่ายไปวิเคราะห์เชิงเรขาคณิต โดยโปรแกรม AGI Soft Metashape ทำให้ได้ค่าตำแหน่ง พิกัด ขนาด รูปร่างของวัตถุและพื้นที่นั้น ๆ

วิธีสำรวจโดยภาพถ่ายทางอากาศ (Photogrammetry) ด้วยภาพถ่ายจาก Drone เริ่มจากการติดตั้งหมุดควบคุม (Ground Control Point, GCP) ณ ตำแหน่งที่ทราบพิกัด จำนวน 9 ตำแหน่ง และกำหนดเส้นทางการบินของ Drone ให้ครอบคลุมพื้นที่สำรวจ (กว้าง x ยาว ~ 200 เมตร x 300 เมตร) และกำหนดความสูงของการบิน (ประมาณ 30 เมตร จากพื้นดิน ซึ่งขึ้นกับ Resolution ของกล้องและความละเอียดของผลงาน) และกำหนดความถี่ในการถ่ายภาพ (ทุก ๆ 2 วินาที) รูปที่ 7.7 แสดงภาพถ่ายขณะการสำรวจด้วย Drone ข้อมูลภาพถ่าย และข้อมูลพิกัด (x, y, z) ของ GCP จะถูกป้อนเข้าโปรแกรม AGI Soft Metashape เพื่อสร้าง Digital Elevation Model (DEM) และ Orthophoto หรือภาพถ่ายทางอากาศ ที่ได้รับการแก้ไขทางเรขาคณิต




รูปที่ 7.6 ภาพถ่ายแสดงการสำรวจระดับผิวดิน และพิกัด โดย เครื่องมือ RTK GPS




รูปที่ 7.7 ภาพถ่ายแสดงการสำรวจโดยภาพถ่ายทางอากาศ (Photogrammetry) ด้วยภาพถ่ายจาก Drone

7.1.1.2 การสำรวจระดับท้องน้ำ

การสำรวจระดับท้องน้ำ (Bottom Level) ของแม่น้ำปิง มีขอบเขตพื้นที่การสำรวจวัดจากแนวกึ่งกลางสะพานออกไปทางซ้ายและขวา อีก 100 เมตร โดยใช้อุปกรณ์ RTK GPS ร่วมกับ Echo Sounder ติดตั้งบนเรือ

เครื่องหยั่งความลึกของน้ำด้วยเสียงสะท้อน (Echo Sounder) เป็นอุปกรณ์สำหรับสำรวจระยะทางใต้น้ำ โดยใช้คลื่นเสียง Ultrasonic ซึ่งสามารถเดินทางใต้น้ำได้ด้วยความเร็ว 1,500 เมตร/วินาที เมื่อคลื่นเสียงเดินทางไปกระทบกับผิวดินใต้น้ำ คลื่นจะสะท้อนกลับมายังตัวรับสัญญาณ (Transducer) ระยะเวลาระหว่างคลื่นเสียงที่ส่งไปและคลื่นเสียงที่สะท้อนกลับมาจะนำมาใช้ประมวลผลหาความลึกของท้องน้ำได้

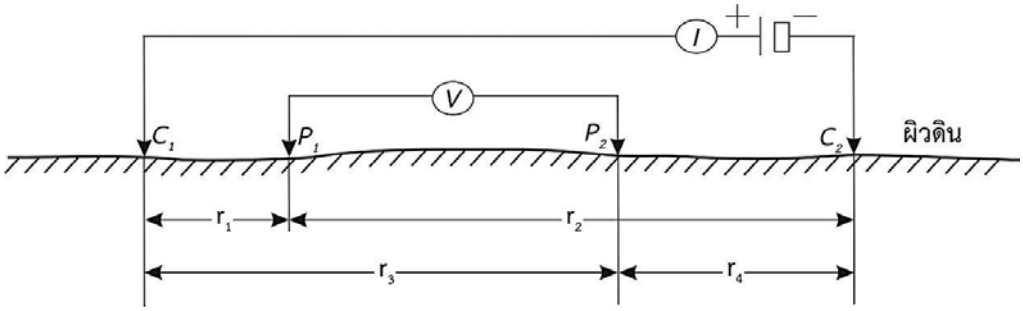
เนื่องจาก ช่วงที่ทำการสำรวจเป็นฤดูน้ำหลาก กระแสน้ำในลำน้ำปิงค่อนข้างแรง จึงกำหนดแนวเดินเรือตามแนวลำน้ำ โดยห่างกันประมาณ 20 m ในแต่ละแนว เรือจะวิ่งเป็นระยะทางประมาณ 200 เมตร/แนว และขณะที่เรือเคลื่อนตัวไป ณ ตำแหน่งต่าง ๆ อุปกรณ์ RTK GPS จะเก็บค่าพิกัดและระดับผิวน้ำ และอุปกรณ์ Echo Sounder จะเก็บความลึกของน้ำ เพื่อใช้คำนวณหา ระดับท้องน้ำ (Bottom Level) ดังแสดงในรูปที่ 7.8



รูปที่ 7.8 การติดตั้งและสำรวจระดับท้องน้ำด้วยอุปกรณ์ RTK GPS และ Echo Sounder

7.1.2 การสำรวจวัดสภาพต้านทานไฟฟ้าแบบ 2 มิติ

การสำรวจวัดสภาพต้านทานไฟฟ้า (Resistivity Test) เป็นหนึ่งในการสำรวจธรณีฟิสิกส์ (Geophysical Survey) เพื่อช่วยในการวิเคราะห์หาความลึกของชั้นหิน ตำแหน่งสินแร่ ระดับน้ำใต้ดิน และ โครงสร้างทางธรณีวิทยา เป็นต้น โดยกระแสไฟฟ้าจะถูกปล่อยจากอิเล็กโตรด C1 และไหลครบวงจรที่อิเล็กโตรด C2 ความต่างศักย์ไฟฟ้า จะวัดจาก อิเล็กโตรดศักย์ P1 และ P2 ดังรูปที่ 7.9



รูปที่ 7.9 รูปแบบทั่วไปของการสำรวจด้วยวิธีวัดสภาพต้านทานไฟฟ้า ประกอบอิเล็กโตรด 4 แท่ง อิเล็กโตรดกระแส 2 แท่ง และ อิเล็กโตรดศักย์ 2 แท่ง (Telford et al., 1990)

สภาพต้านทานไฟฟ้าของดิน สามารถแสดงได้โดยสมการ

$$\rho = \frac{k\Delta V}{I} \qquad (7.1)$$

โดยที่ ρ = ความต้านทานไฟฟ้าของดิน (Ω*m) โดยดินแต่ละประเภทนั้น จะมีค่าสภาพความต้านทานต่างกัน ดังแสดงในตารางที่ 7.2

k = Geometric Factor เป็นค่าแฟกเตอร์ที่ขึ้นกับระยะห่างของอิเล็กโตรด (m) คำนวณโดยสมการ

$$k = \frac{2\Delta V}{\left\{\left(\frac{1}{I1} - \frac{1}{I2}\right) - \left(\frac{1}{I3} - \frac{1}{I4}\right)\right\}} \qquad (7.2)$$

โดยที่ ΔV = ความต่างศักย์ไฟฟ้า ระหว่างอิเล็กโตรด P1 และ P2 (Volt) โดย มีค่าเท่ากับ Vp1 - Vp2

I = กระแสไฟฟ้า (Amp)

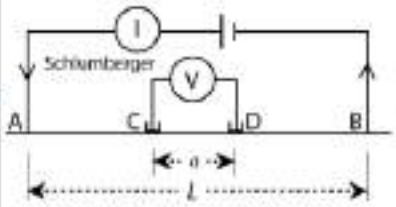
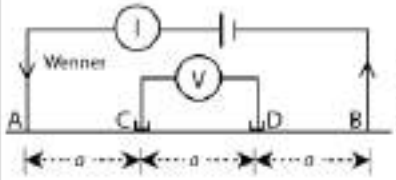
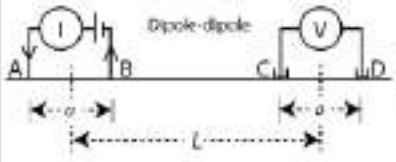
ตารางที่ 7.2 ค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าของวัสดุทางธรณี (รุ่งโรจน์ อาจเวทย์, 2561)

วัสดุทางธรณี	สภาพต้านทานไฟฟ้า (โอห์ม-เมตร)
ดินร่วน (Loam)	160-200
ดินเหนียว (Clay)	2-150
ตะกอนลุ่มน้ำและทราย	10-800
หินทราย (Sandstone)	100-4,000
หินกรวดมน (Conglomerate)	2,000-13,000
หินดินดาน (Shale)	20-2,000
หินปูน (Limestone)	350-6,000
หินแกรนิต (Granite)	300-25,000

ปัจจุบันนี้การสำรวจวัดค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าแบบ 2 มิติ นิยมจัดขั้วอิเล็กโตรดหลายแบบ อย่างเช่น เวนเนอร์ (Wenner) ไดโพล-ไดโพล (Dipole-Dipole) และเวนเนอร์-ซลัมเบอร์เจอร์ (Wenner-Schlumberger) เป็นต้น แต่ละวิธีมีข้อดีแตกต่างกันดังสรุปในตารางที่ 7.3 ความลึกของการวัดจะถูกควบคุมโดยระยะห่างของอิเล็กโทรด เมื่อระยะห่างเพิ่มขึ้น ความลึกของการวัดจะมากขึ้น (แนะนำให้ใช้ความยาวการสำรวจที่มีระยะห่างสูงสุดสามถึงสี่เท่าของความลึกที่สนใจ เพื่อให้สามารถระบุชั้นต่าง ๆ ที่ความลึกได้อย่างเหมาะสม)

ตารางที่ 7.3 สรุปวิธีการจัดขั้วอิเล็กโตรด และ ข้อดี-ข้อด้อย ของแต่ละวิธี

(https://clu-in.org/characterization/technologies/default2.focus/sec/Geophysical_Methods/cat/Electrical_Resistivity_Tomography/)

อาร์เรย์	การกำหนดค่าอิเล็กโทรด	โหมด	จุดแข็ง[1]	จุดอ่อน
ชลัมเบอร์เจอร์		การสะท้อน	• ความละเอียดแนวดิ่งดี • ความลึกและความละเอียดในการวัดที่มากกว่าอาร์เรย์ Wenner เล็กน้อยเพื่อให้มีระยะห่างของอิเล็กโทรดเท่ากัน • ต้องใช้กำลังลบน้อยกว่าอาร์เรย์เวนเนอร์ • ความไม่สม่ำเสมอของพื้นดินด้านข้างที่ใกล้ผิวมีผลกระทบน้อยกว่าเมื่อเทียบกับอาร์เรย์เวนเนอร์	• ข้อมูลมีความน่าเชื่อถือน้อยลงที่ขอบ
เวนเนอร์		การตรวจวัดเสียงและการสร้างโปรไฟล์	• ทนทานต่อแรงกระแทกจากเสียง • ความละเอียดแนวดิ่งดี	• มีความไวต่อการเปลี่ยนแปลงแนวนอนน้อยลง • ความลึกในการสืบสวนคือครึ่งหนึ่งของความยาวอาร์เรย์
ไดโพล-ไดโพล		การตรวจวัดเสียงและการสร้างโปรไฟล์	• ความละเอียดแนวนอนดี • มีความไวต่อลูกเหลี่ยมและการเปลี่ยนแปลงทางเคมีมากขึ้น • เส้น AB และ CD ที่ต่อบข้างอื่นสามารถสำรวจได้ลึกมาก ซึ่งช่วยลดแรงงานภาคสนาม	• ไวต่อเสียงรบกวนมากขึ้น • จำเป็นต้องมีความเชี่ยวชาญในการตีความข้อมูลไดโพล
ขั้ว-ไดโพล		การตรวจวัดเสียงและการสร้างโปรไฟล์	• ความละเอียดแนวนอนดี • ดีกว่าสำหรับการสำรวจอิเล็กโทรดที่จำกัด	• ไวต่อเสียงรบกวนมากขึ้น

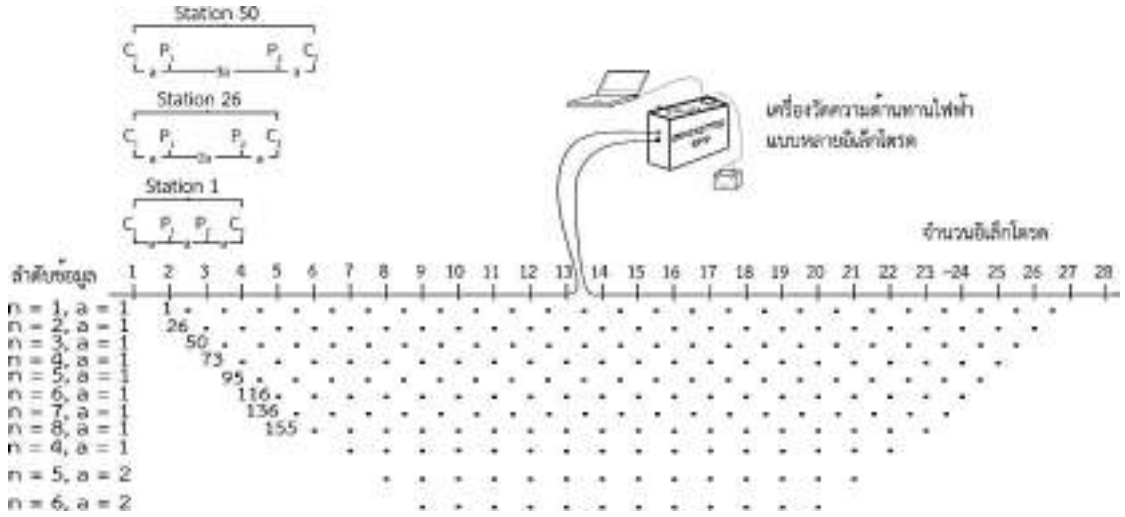
7.1.2.1 เครื่องมือและวิธีการสำรวจ

เครื่องวัดสภาพต้านทานไฟฟ้า (Electrical Resistivity Meter) ที่ใช้สำหรับโครงการนี้ ผลิตโดยบริษัท IRIS Instruments (รุ่น SYSCAL PRO 96) ประกอบด้วยอิเล็กโตรดยาว 0.4 เมตร สายไฟฟ้า 4 เส้น มีระบบการวัดค่าแบบสลับทิศทางกระแสตรงและเฉลี่ยสัญญาณอัตโนมัติ แรงเคลื่อนไฟฟ้าสูงสุด 1,000 โวลต์ กำลังการจ่ายกระแสไฟฟ้าตรง 250 วัตต์ ดังแสดงในรูปที่ 7.10

อิเล็กโตรดจะถูกติดตั้งลงในดินตามแนวสำรวจแบบ Dipole-Dipole และมีระยะห่างของขั้วอิเล็กโตรด 5 เมตร แสดงในรูปที่ 7.11โดยเริ่มตั้งแต่ตำแหน่ง Pier No.1 ขนานไปกับแนวสะพานและถนน 104 รวมระยะทางประมาณ 235 เมตร (พิกัดเริ่มต้น 529196 E 11845005 N และพิกัดสิ้นสุด 529223 E 11844787 N) ดังแสดงในรูปที่ 7.12เมื่อติดตั้งอุปกรณ์เสร็จ จะเริ่มดำเนินการเปิดเครื่อง เพื่อรับส่ง สัญญาณกระแสไฟฟ้าซึ่งใช้เวลาประมาณ 2-4 ชั่วโมง เพื่อให้ได้ข้อมูลที่สมบูรณ์ ข้อมูลจากเครื่องมือ Electrical Resistivity Meter และค่าระดับผิวดินตามแนวสำรวจ จะถูกป้อนลงในโปรแกรม Res2DInv 3.51 เพื่อประมวลผล เป็นภาพตัดขวางค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าของใต้ผิวดิน โดยแสดงความหนาและรูปร่างของชั้นที่มีค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าแตกต่างกัน



รูปที่ 7.10 ชุดอุปกรณ์ Resistivity Test (IRIS Instruments, รุ่น SYSCAL PRO 96)



รูปที่ 7.11 การจัดวางอิเล็กโตรดจำนวนมาก สำหรับการสำรวจวัดสภาพต้านทานไฟฟ้าแบบ 2 มิติ และลำดับของการเก็บข้อมูล



รูปที่ 7.12 แนวสำรวจ Resistivity Test สะพานวุฒิกุล เขตอำเภอวังเจ้า จังหวัดตาก

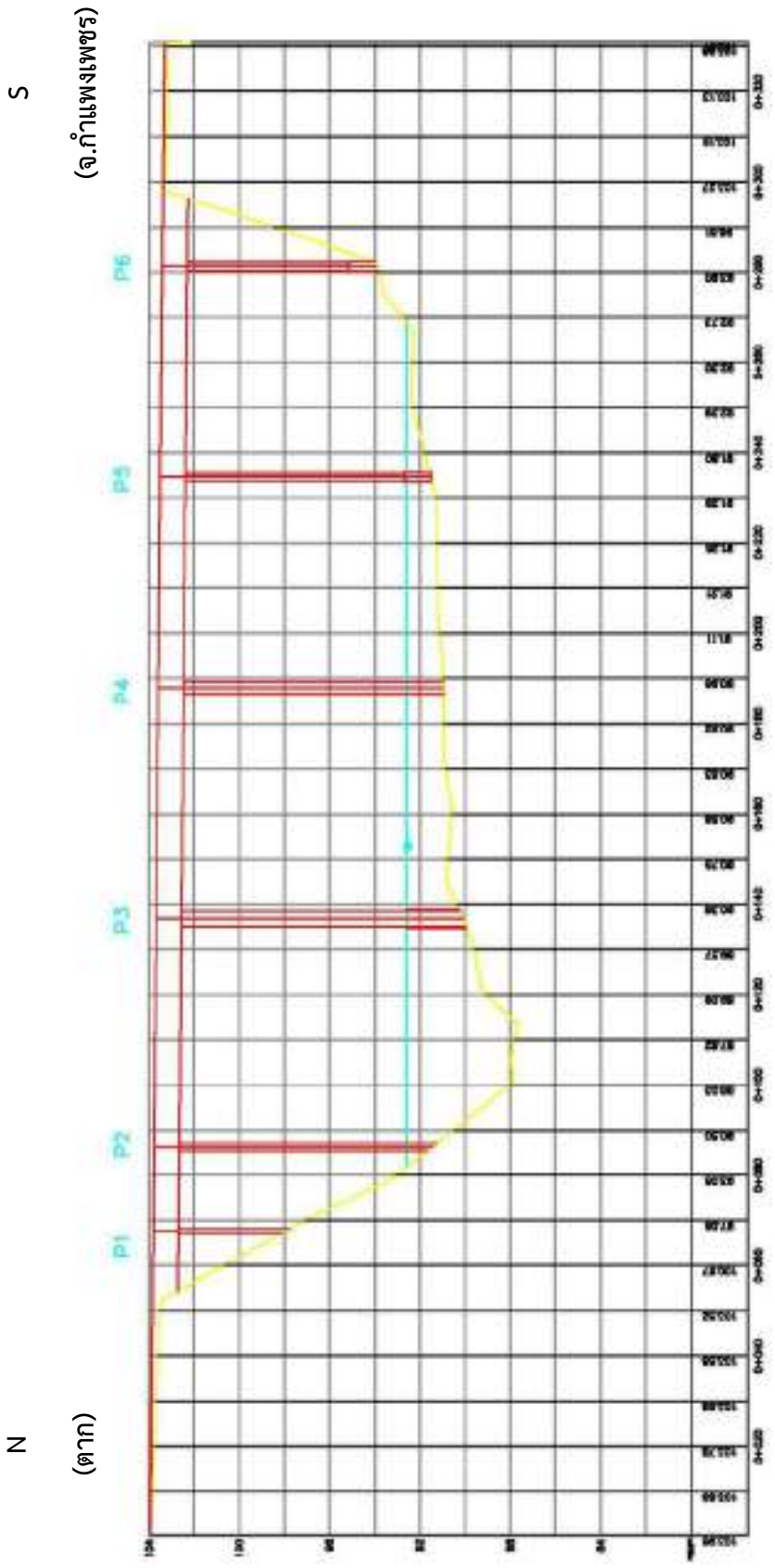
7.1.3 ผลการสำรวจ

7.1.3.1 ผลการสำรวจระดับพื้นที่

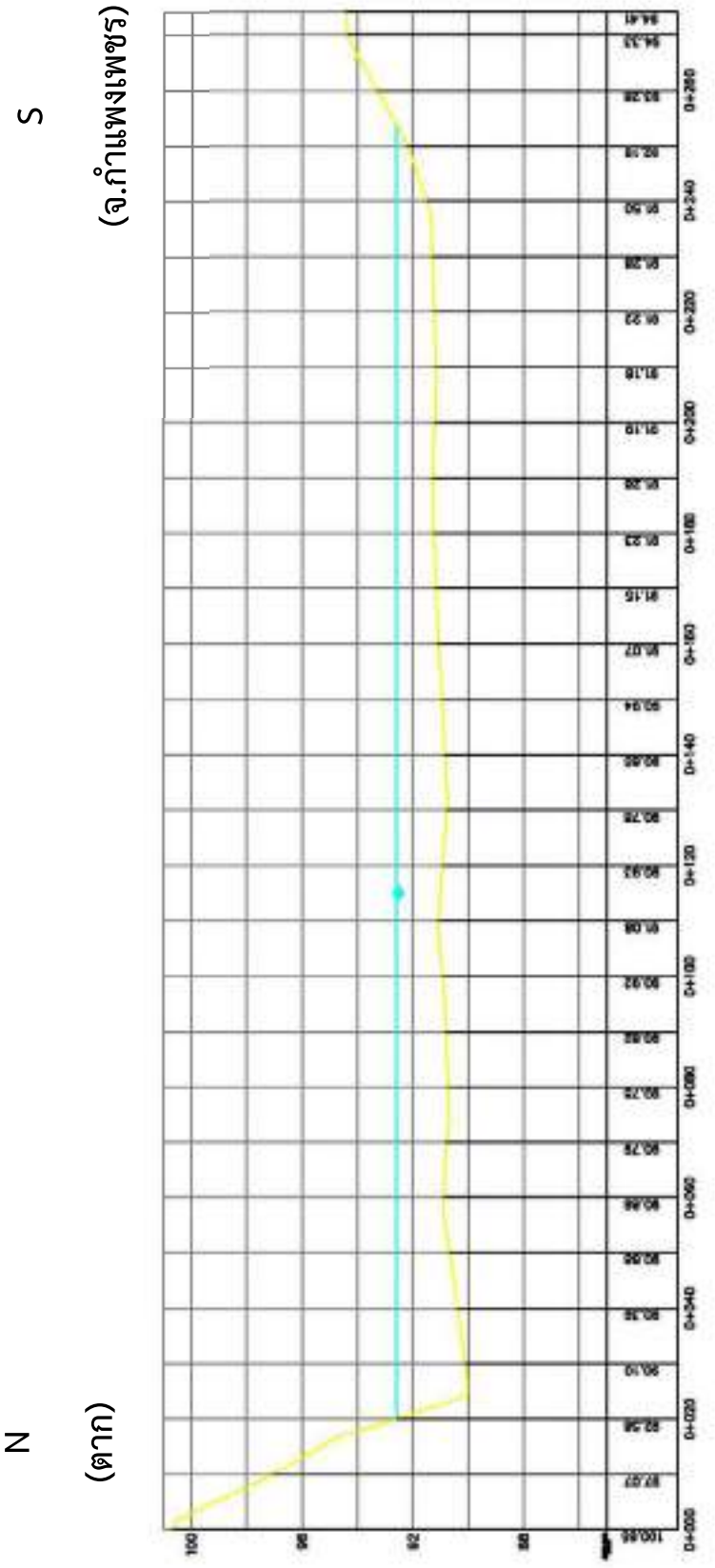
รูปที่ 7.13 แสดงภาพถ่ายทางอากาศ และเส้น Contour ระดับผิวดินและระดับท้องน้ำ ตามแนวสะพานวุฒิกุล ผลสำรวจพบว่า ตลิ่งมีความกว้างประมาณ 250 เมตร โดยสะพานมีค่าระดับเฉลี่ยที่ 103.7 เมตร ท้องน้ำมีระดับลึกสูงสุดประมาณ เท่ากับ 87.7 เมตร ซึ่งเป็นร่องน้ำลึกระหว่าง Pier No.2 และ Pier No.3 และค่าเฉลี่ยระดับท้องน้ำมีค่า 91 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 7.14 ความชันของตลิ่งฝั่งทิศเหนือ (จ.ตาก) และทิศใต้ (จ.กำแพงเพชร) มีค่าประมาณ 16o และ 25 o ตามลำดับ ค่าระดับน้ำ ณ วันที่สำรวจเท่ากับ 92.7 เมตร รูปที่ 7.15 ถึงรูปที่ 7.18 แสดงรูปตัดค่าระดับผิวดินและระดับท้องแม่น้ำปิง Offset 100 เมตรไปทางทิศ N, 50 เมตรไปทางทิศ N, 50 เมตรไปทางทิศ S, และ 100 เมตรไปทางทิศ S จาก Center Line ของสะพานวุฒิกุล, ตามลำดับ



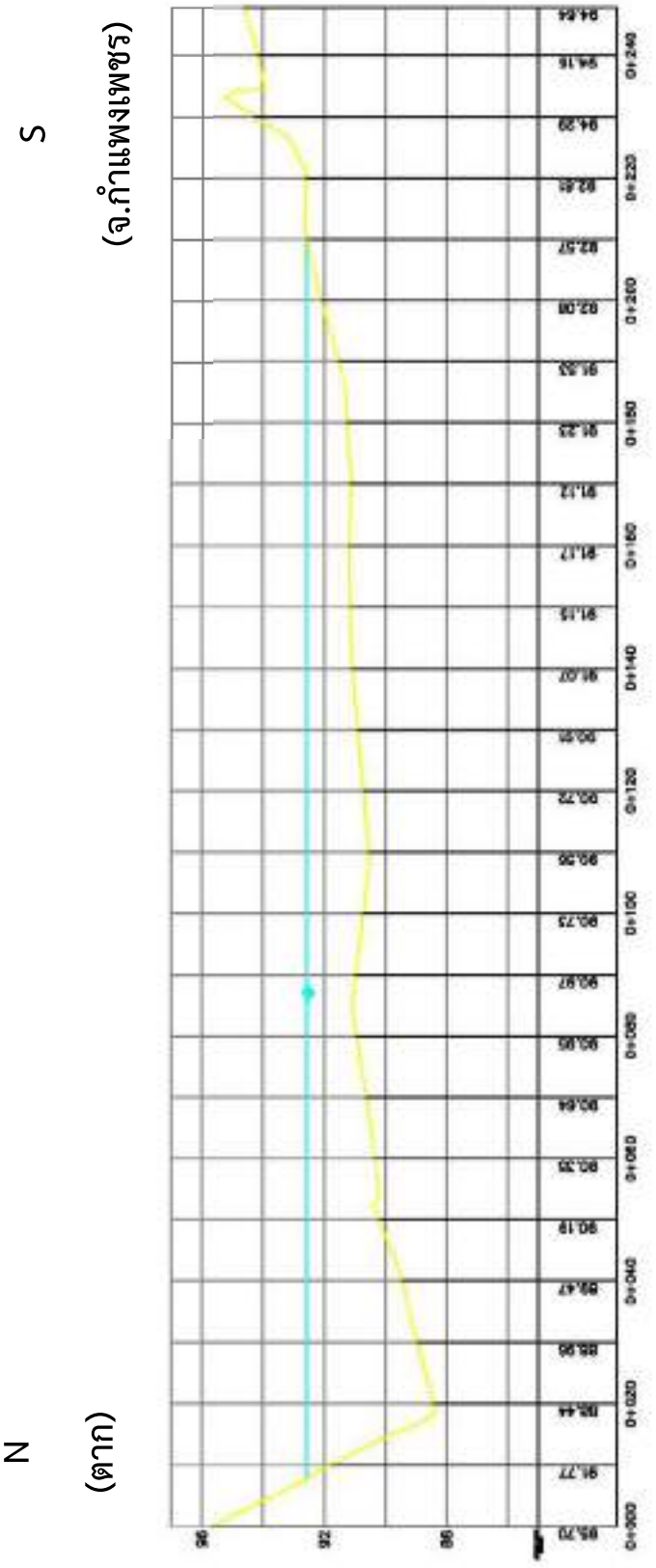
รูปที่ 7.13 Plan View แสดง เส้น Contour ระดับผิวดิน และท้องน้ำ บริเวณสะพานวุฒิกุล



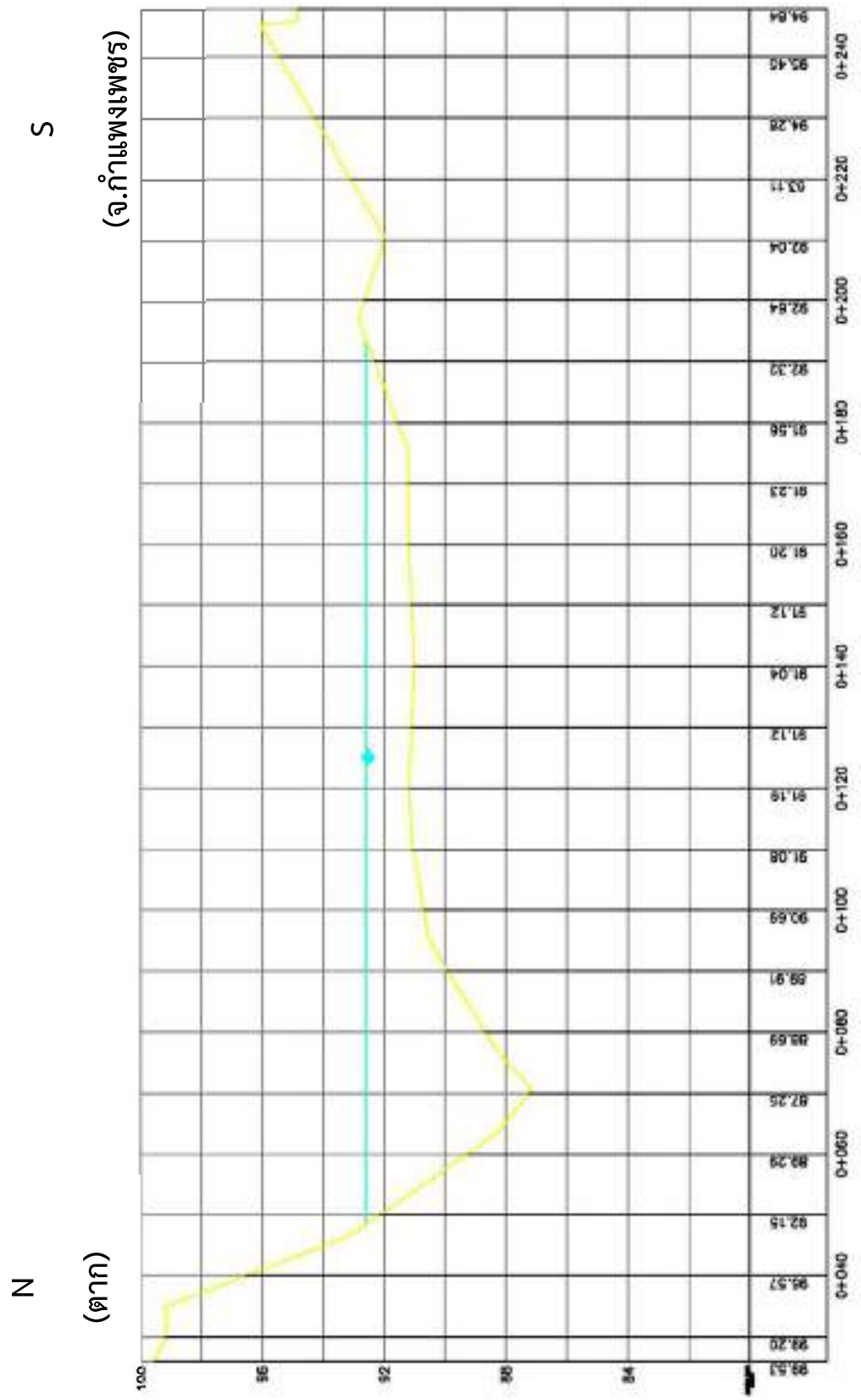
รูปที่ 7.14 รูปตัดแสดงค่าระดับผิวดินและระดับท้องแม่น้ำปิง ตามแนว Center Line ของสะพานวุฒิกุล



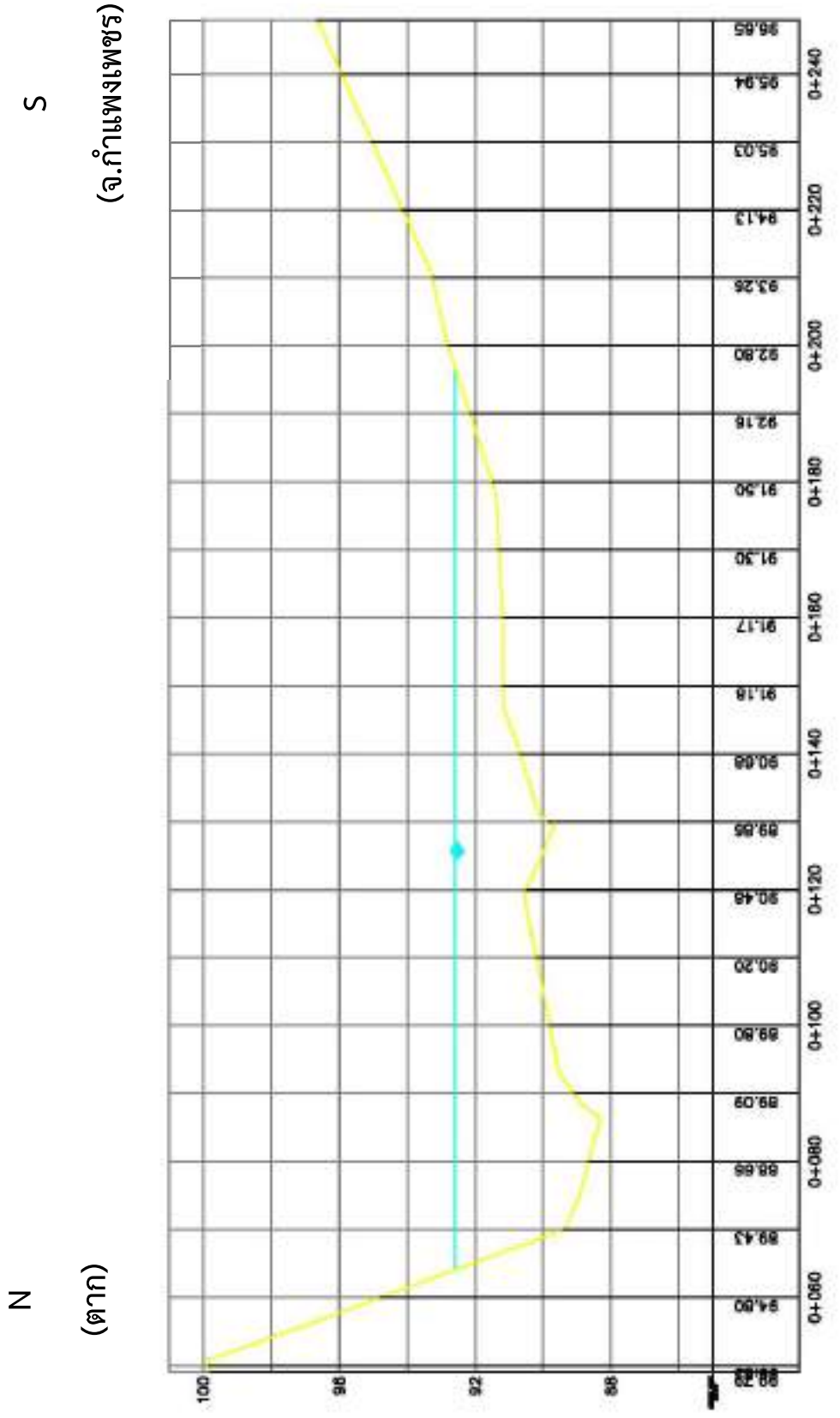
รูปที่ 7.15 รูปตัดแสดงค่าระดับผิวดินและระดับท้องแม่น้ำปิง Offset 100 เมตร ไปทางทิศ N จาก Center Line ของสะพานวุฒิกุล



รูปที่ 7.16 รูปตัดแสดงค่าระดับผิวดินและระดับท้องแม่น้ำปิง Offset 50 เมตร ไปทางทิศ N จาก Center Line ของสะพานวุฒิกุล



รูปที่ 7.17 รูปตัดแสดงค่าระดับผิวดินและระดับท้องแม่น้ำปิง Offset 50 เมตร ไปทางทิศ S จาก Center Line ของสะพานวุฒิกุล

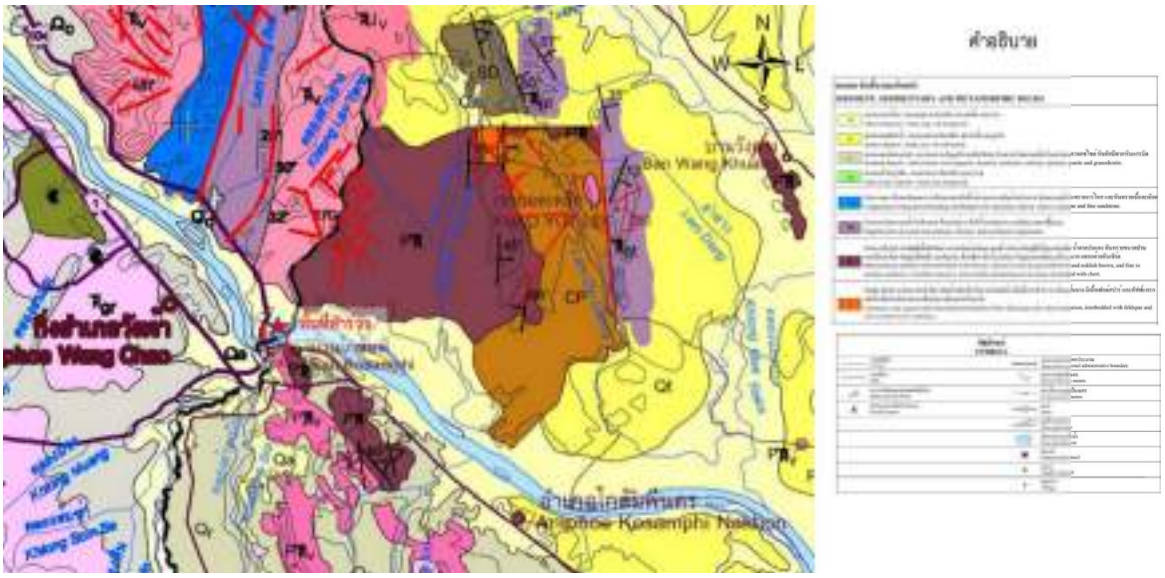


รูปที่ 7.18 รูปตัดแสดงค่าระดับผิวดินและระดับท้องแม่น้ำปิง Offset 100 เมตร ไปทางทิศ S จาก Center Line ของสะพานวุฒิกุล

7.1.4 ผลการสำรวจวัดสภาพต้านทานไฟฟ้าแบบ 2 มิติ

7.1.4.1 ผลสำรวจสภาพธรณีวิทยา

จากแผนที่ธรณีวิทยารอยต่อระหว่างจังหวัดตาก และจังหวัดกำแพงเพชร มาตราส่วน 1:250,0000 (รูปที่ 7.19) พื้นที่สำรวจ มีลักษณะเป็นพื้นที่ราบริมฝั่งแม่น้ำปิง จะมีชั้นตะกอนที่สะสมตัวในช่วงยุคควอเทอร์นารี ธรณีวิทยาประกอบด้วยตะกอนธารน้ำพา ประกอบด้วย ตะกอนทราย ดินเหนียว ทรายแป้ง และกรวด (กรมทรัพยากรธรณี, 2555) ชั้นหินที่พบในพื้นที่พบทางฝั่งจังหวัดกำแพงเพชร เป็นหินตะกอนพวกหินทรายกึ่งแปร มีสภาพผุพัง โผล่ปรากฏจากการตัดถนนหมายเลข 104 และริมฝั่งแม่น้ำปิง (รูปที่ 7.20)



รูปที่ 7.19 แผนที่ธรณีวิทยาพื้นที่รอยต่อจังหวัดตาก และจังหวัดกำแพงเพชร (กรมทรัพยากรธรณี, 2555)

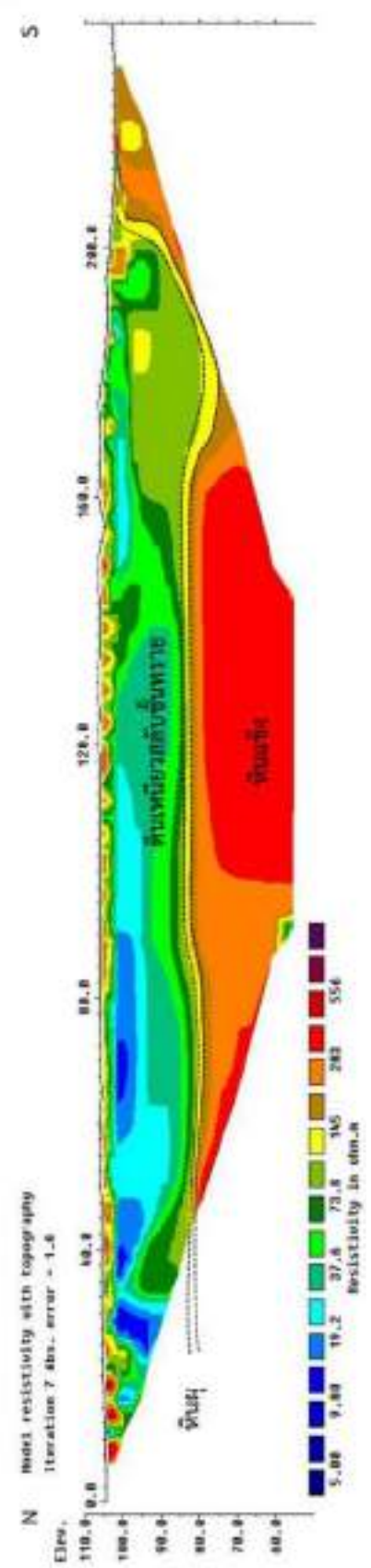


รูปที่ 7.20 หินโผล่ปรากฏในพื้นที่สำรวจ

7.1.4.2 ผลสำรวจ Resistivity Test

การประมวลผล Resistivity Test จะแสดงเป็นภาพตัดขวาง 2 มิติ โดยแกน x คือระยะทางของแนวสำรวจ แกน y คือความลึกของแนวสำรวจ (แสดงในรูปแบบค่าความสูงจากระดับน้ำทะเลปานกลาง) ค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าที่แตกต่างกันตามแถบสี ค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าต่ำจะแสดงเป็นแถบสีโทนสีเย็น และค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าสูงจะแสดงเป็นแถบสีโทนสีร้อน ดังแสดงในรูปที่ 7.21

ผลการสำรวจพบว่า วัสดุดินและหินบริเวณสำรวจ มีค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าอยู่ระหว่าง 6-655 Ω*m บริเวณที่มีค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าน้อยกว่า 145 โอห์ม-เมตร แปลความได้เป็นชั้นดินเหนียวสลับชั้นทราย โดยดินเหนียวจะมีค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าน้อยกว่าชั้นทราย บริเวณที่มีค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าระหว่าง 145-202 โอห์ม-เมตร แปลความได้เป็นชั้นหินผุ/แนวแตก และบริเวณที่มีค่าสภาพต้านทานไฟฟ้ามากกว่า 202 โอห์ม-เมตร แปลความได้เป็นชั้นหินแข็ง โดยบริเวณที่แปลความเป็นชั้นดินเหนียวสลับชั้นทราย พบตั้งแต่ผิวดินถึงความลึกประมาณ 20 เมตร และความหนาจะเริ่มลดลงเมื่อเข้าใกล้แม่น้ำปิง โดยเริ่มจากระยะสำรวจที่ 200 เมตรเป็นต้นไป ส่วนบริเวณที่แปลความเป็นชั้นหินผุ มีความหนาประมาณ 2 เมตร และบริเวณค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าสูงแปลความเป็นชั้นหินแข็ง พลที่ความลึกมากกว่า 22 เมตร และจะพบในระดับความลึกที่ตื้นขึ้นเมื่อเข้าใกล้แม่น้ำปิงเริ่ม โดยจากระยะสำรวจที่ 200 เมตรเป็นต้นไป



รูปที่ 7.21 การแปลผล Resistivity Test แบบ 2 มิติ

7.1.5 สรุปผลการสำรวจ

การสำรวจระดับผิวดินและท้องน้ำ และการสำรวจ Resistivity Test เป็นงานส่วนหนึ่งของโครงการ “ศึกษาการบูรณะสะพานวุฒิกุลเพื่อยกระดับความปลอดภัยในการให้บริการภายหลังการใช้งาน 70 ปี” ผลการสำรวจ สรุปได้ดังนี้

1) ผลสำรวจระดับพบว่า ตลิ่งมีความกว้างประมาณ 250 m และระดับสะพาน และ ท้องน้ำ มีความค่าระดับประมาณ 103.7 เมตร และ 91 เมตร ตามลำดับ ผลการสำรวจท้องน้ำ พบร่องน้ำลึก ระหว่าง Pier No.2 และ Pier No.3 และมีค่าระดับประมาณ 87.7 เมตร ความชันของตลิ่งฝั่งทิศเหนือ (จ.ตาก) และทิศใต้ (จ.กำแพงเพชร) มีค่าประมาณ 16° และ 25° ตามลำดับ

2) ผลการสำรวจวัดค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าแบบ 2 มิติ บริเวณตลิ่งฝั่งทิศเหนือ (จ.ตาก) สามารถแบ่งลักษณะธรณีวิทยาใต้ผิวดินได้เป็น 3 ชั้น คือ ชั้นบนสุดแปลความหมายเป็นชั้นดินเหนียวสลับชั้นทราย มีความหนาประมาณ 20 เมตร และมีความหนาลดลงบริเวณใกล้แม่น้ำปิง ถัดลงมาเป็นชั้นหินผุมีความหนาประมาณ 2 เมตร และรองรับด้วยชั้นหินแข็งซึ่งสันนิษฐานว่าเป็นหินตะกอน พบที่ระดับความลึกประมาณ 22 mจากผิวดินเป็นต้นไป และพบในระดับที่ตื้นขึ้นเมื่อเข้าใกล้แม่น้ำปิง อย่างไรก็ดี การแปลผลสภาพชั้นดินจากข้อมูลค่าสภาพต้านทานไฟฟ้าแบบ 2 มิติ นี้ ควรนำไปพิจารณาร่วมกับผลการเจาะสำรวจชั้นดิน เพื่อความถูกต้องแม่นยำขึ้น

ข้อมูลค่าระดับ และชั้นดินและหิน จะนำไปประกอบการแปลผลสภาพชั้นดิน ร่วมกับการเจาะสำรวจชั้นดิน และวิเคราะห์ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของฐานรากสะพานต่อไป

7.2 การเจาะสำรวจดินและตรวจสอบความยาวเสาเข็ม

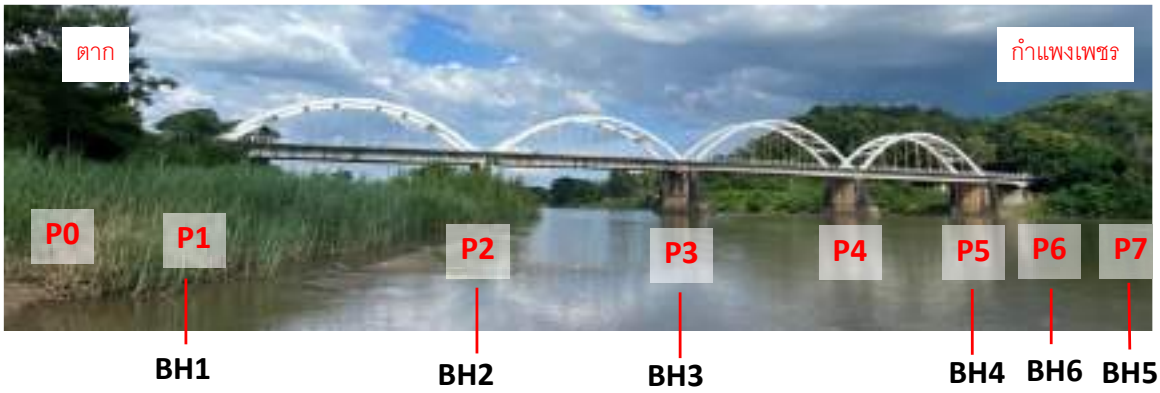
7.2.1 การเจาะสำรวจชั้นดิน

การเจาะสำรวจดิน ได้ดำเนินการทั้งสิ้นจำนวน 6 หลุม โดยมีตำแหน่งหลุมเจาะตามตำแหน่งฐานรากสะพาน ดังสรุปในตารางที่ 7.4 และ รูปที่ 7.22 ถึงรูปที่ 7.23 ความลึกหลุมเจาะ กำหนดให้ถึงชั้นดินแข็ง หรือหิน โดยมีค่า SPT N > 50 blows/ft (3 ครั้งติดต่อกัน) และเจาะสำรวจชั้นดินแข็งหรือหินอีก 1 เมตร เพื่อตรวจสอบว่าเป็นชั้นหินที่ต่อเนื่อง (ไม่ใช่หินลอย) และเก็บตัวอย่าง (ยกเว้น BH5 ซึ่งเจาะที่ตำแหน่ง Bridge Abutment P7) ความยาวรวมของหลุมเจาะ 101.6 เมตร โดยตำแหน่งหลุมเจาะบนบกมีจำนวน 3 หลุม และในร่องน้ำ จำนวน 3 หลุม

การเจาะสำรวจ ดำเนินการระหว่างวันที่ 1 ตุลาคม. 2567 ถึง 7 พฤศจิกายน 2567 ซึ่งเป็นช่วงฤดูฝน และน้ำหลาก และระดับน้ำขึ้นสูงกว่าระดับพื้นดิน บริเวณ Pier No.1 และ Pier No.6 และจำเป็นต้องใช้โป๊ะในการตั้งเครื่องมือ ประกอบกับสภาพดินเป็นดินทราย ทำให้การเจาะสำรวจ ใช้เวลานานกว่า 1 เดือน

ตารางที่ 7.4 การแบ่งบริเวณ ชิ้นส่วน และกลุ่มโครงสร้าง

หลุมเจาะ	ตำแหน่ง	สภาพพื้นที่	ความลึก (m)	ช่วงเวลาดำเนินการ
BH 1	Pier No.1	บนบก/น้ำท่วม	23.0	1 – 2 ต.ค. 67
BH 2	Pier No.2	ร่องน้ำ	22.5	14 – 17 ต.ค. 67
BH 3	Pier No.3	ร่องน้ำ	26.5	19 – 25 ต.ค. 67
BH 4	Pier No.5	ร่องน้ำ	1.5	29 – 30 ต.ค. 67
BH 5	Bridge abutment (P7)	บนบก	25.6	3 – 7 พ.ย. 67
BH 6	Pier No.6	บนบก/น้ำท่วม	2.5	31 ต.ค. – 1 พ.ย. 67



รูปที่ 7.22 ตำแหน่งหลุมเจาะ ตามตำแหน่ง Pier ของสะพาน จำนวนทั้งสิ้น 6 หลุม



รูปที่ 7.23 ภาพถ่ายทางอากาศแสดงตำแหน่งหลุมเจาะ จำนวน 6 หลุม

7.2.1.1 ขั้นตอนการสำรวจ

เนื่องจาก สภาพดินประกอบด้วยดิน Granular Soil และ Cohesive Soil และหินแข็ง การเจาะสำรวจชั้นดินจึงใช้เครื่องมือ Rotary Drilling Machine ซึ่งอุปกรณ์ประกอบด้วย โครงเสาเหล็กและมอเตอร์ ปั๊มน้ำและระบบสูบ-จ่ายน้ำ ชุดก้านเจาะพร้อมหัวเจาะดิน ดังแสดงในรูปที่ 7.24

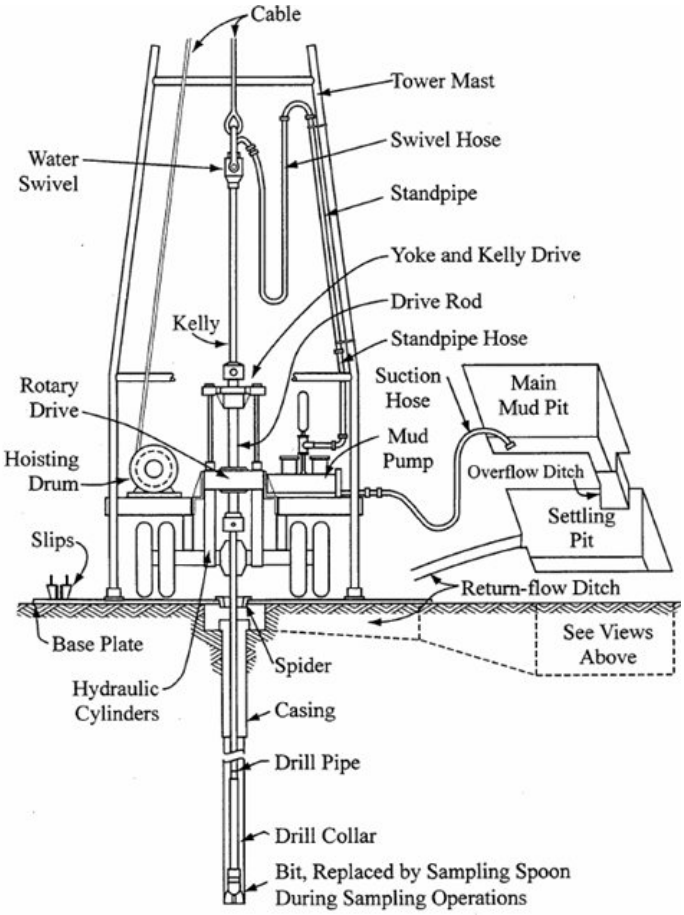
การเจาะดินที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 4 – 6 นิ้ว จะกระทำโดยการกระทุ้งดินและตัดดินด้วยหัวเจาะและฉีดล้างด้วยน้ำผ่านก้านเจาะลงไป จนถึงความลึกที่ต้องการเก็บตัวอย่าง หรือถึงความลึกที่ต้องการทดสอบ Standard Penetration Test (SPT) จากนั้นจึงดึงก้านเจาะขึ้น และประกอบชุดเก็บตัวอย่าง หรือ ประกอบชุดทดสอบ SPT สำหรับดินในโครงการนี้เป็นลักษณะ Granular Soil ได้จัดเก็บตัวอย่างชนิด Disturbed Sample โดยอุปกรณ์ Split Spoon เพื่อนำมาทดสอบหาดัชนีทางวิศวกรรมในห้องปฏิบัติการต่อไป

สำหรับการทดสอบ Standard Penetration Test (SPT) ดำเนินการตามมาตรฐาน ASTM D 1586 ที่ความลึกทุก ๆ 0.5 m ลงไป อุปกรณ์ Split Barrel Sampler (รูปที่ 7.25) ซึ่งมีเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 2 นิ้ว จะถูกนำมาประกอบกับชุดก้านเจาะ และตอกลงไปในชั้นดิน โดยตุ้มตอก Safety Hammer หนัก 140 lbs. โดยมีระยะยกตุ้มเท่ากับ 30 นิ้ว ทำการตอกอย่างต่อเนื่องจนก้านเจาะมีระยะจมเท่ากับ 18 นิ้ว

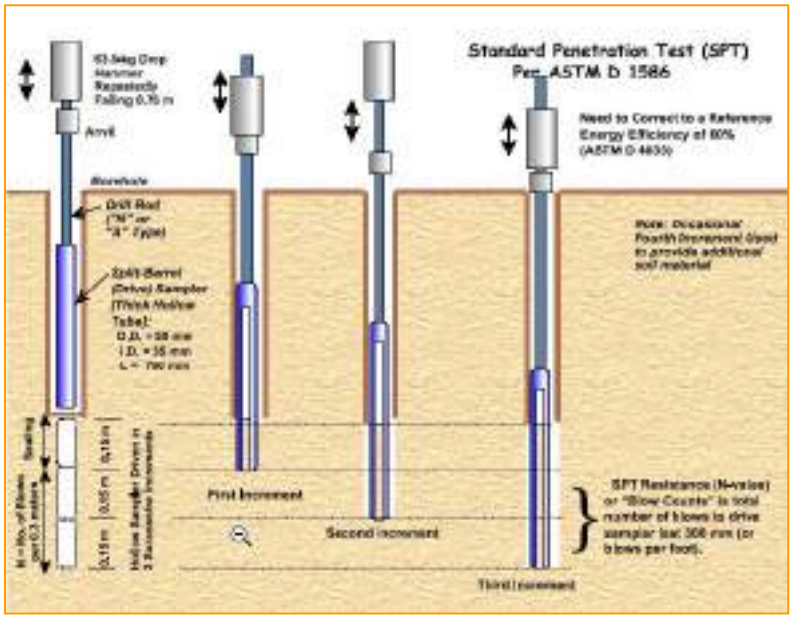
จากนั้น ดำเนินการตอกโดยนับจำนวนครั้งการตอกจนก้านเจาะจมลงไปอีก 12 นิ้ว จำนวนครั้งการตอกนี้ เรียกว่า ค่า Standard Penetration Resistance SPT N VALUE

นอกจากนี้ได้ ดำเนินการฝังท่อ PVC ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 2 นิ้ว จำนวน 2 ตำแหน่ง ที่ตำแหน่ง BH 1 (Pier No.1) และ BH 5 (Bridge Abutment, P7) ภายหลังการเจาะดิน เพื่อใช้ทดสอบ Parallel Seismic Test หาความยาวเสาเข็มของสะพานต่อไป

รายละเอียดผลการเจาะสำรวจและทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ รวมทั้งภาพแสดงชั้นดิน (Log of Boring) ได้รวบรวมไว้ในภาคผนวก จ รูปที่ 7.26 ถึงรูปที่ 7.31 แสดงภาพถ่ายขณะเจาะสำรวจทั้ง 6 หลุม



รูปที่ 7.24 เครื่องมือเจาะสำรวจดิน ชนิด Rotary Drilling Machine



รูปที่ 7.25 Standard Penetration Test (SPT)



รูปที่ 7.26 ภาพถ่ายการเจาะสำรวจดิน BH-1



รูปที่ 7.27 ภาพถ่ายการเจาะสำรวจดิน BH-2



รูปที่ 7.28 ภาพถ่ายการเจาะสำรวจดิน BH-3



รูปที่ 7.29 ภาพถ่ายการเจาะสำรวจดิน BH-4



รูปที่ 7.30 ภาพถ่ายการเจาะสำรวจดิน BH-5



รูปที่ 7.31 ภาพถ่ายการเจาะสำรวจดิน BH-6

7.2.2 การทดสอบดินในห้องปฏิบัติการและในสนาม

7.2.2.1 การทดสอบดินในสนาม

การทดสอบดินในสนาม ประกอบด้วย การทดสอบ Standard Penetration Test (SPT) โดยอ้างอิงวิธีการทดสอบจาก ASTM D-1586 ค่า SPT-N VALUE นั้น สามารถนำมาใช้ในการหาความหนาแน่นของดินประเภท Granular Soil และประมาณกำลังของดินประเภท Cohesive Soil ดังแสดงในตารางที่ 7.5 และ ตารางที่ 7.6 ตามลำดับ ตำแหน่งการทดสอบ SPT จะเป็นตำแหน่งเดียวกับการเจาะสำรวจชั้นดิน

ตารางที่ 7.5 ความสัมพันธ์ระหว่างค่า N-SPT และ Friction angle และ Relative Density ของดินประเภท Granular Soils (Meyerhof, 1956)

N-SPT (blows/ft)	Friction Angle, ϕ' (degree)	Relative density
0 – 4	25 – 30	very loose
4 – 10	27 – 32	loose
10 – 30	30 – 35	medium
30 – 50	35 – 40	dense
> 50	38 - 45	very dense

ตารางที่ 7.6 ความสัมพันธ์ระหว่าง N-SPT และ Consistency ของดินประเภท Cohesive Soil (Terzaghi and Peck, 1967)

N-SPT (blows/ft)	Unconfined compressive strength, q_u (t/m^2)	Consistency
< 2	< 2.5	very soft
2 – 4	2.5 – 5.0	soft
4 – 8	5.0 – 10.0	medium stiff
8 - 15	10.0 – 20.0	stiff
15 – 30	20.0 – 40.0	very stiff
> 30	> 40.0	hard

7.2.2.2 การทดสอบดินตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ

ดินตัวอย่างประเภท Disturbed Soil Sample ถูกเก็บจากหลุมเจาะ 6 หลุม และนำมาทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อหาค่าดัชนีทางวิศวกรรมของดิน ดังสรุปในตารางที่ 7.7 กระบวนการทดสอบได้อ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM ซึ่งประกอบด้วย Natural Water Content, Unit Weight, Liquid Limit, Plastic Limit, และ Grain Size Analysis สำหรับโครงการนี้ ชั้นดินส่วนใหญ่เป็นดินประเภท Granular Soil ไม่สามารถเก็บเป็นแท่งที่วัดขนาดได้ จึงไม่สามารถวิเคราะห์หา Total Unit Weight ของดินตัวอย่างได้

ตารางที่ 7.7 สรุปการทดสอบดินในห้องปฏิบัติการ

No.	Test	No. of Test	Purpose	Reference
1	Water content and unit weight	6 boreholes	Engineering index and soil classification	ASTM D 2216-98
2	Liquid Limit and Plastic Limit	6 boreholes	Engineering index and soil classification	ASTM D 423, D 424, D4943
3	Grain size analysis test (dry sieve only)	6 boreholes	Engineering index and soil classification	ASTM D 4422

7.2.2.3 การประเมินคุณภาพของหินและทดสอบหินตัวอย่างในห้องปฏิบัติการ

สำหรับตัวอย่างหิน ได้เจาะเก็บจากหลุมเจาะ 5 หลุม ที่ความยาว 1 เมตร ได้แก่ BH-1, BH-2, BH-3, BH-4 และ BH-6 เพื่อจำแนกชนิดหิน และประเมินคุณภาพของหิน โดยการตรวจสอบปริมาณหินที่เก็บขึ้นมาได้ และนำตัวอย่างหินไปทดสอบ Uniaxial Compression Test for Rock ดังสรุปในตารางที่ 7.8

ตารางที่ 7.8 สรุปการทดสอบดินหิน

No.	Test	No. of Test	Purpose	Reference
1	Rock Quality Designation (RQD)	5 boreholes	Rock Quality	ASTM D6032-02
2	Uniaxial Compression Test	4 sample	Uniaxial compression Strength, Young's Modulus	ASTM D 7012-14

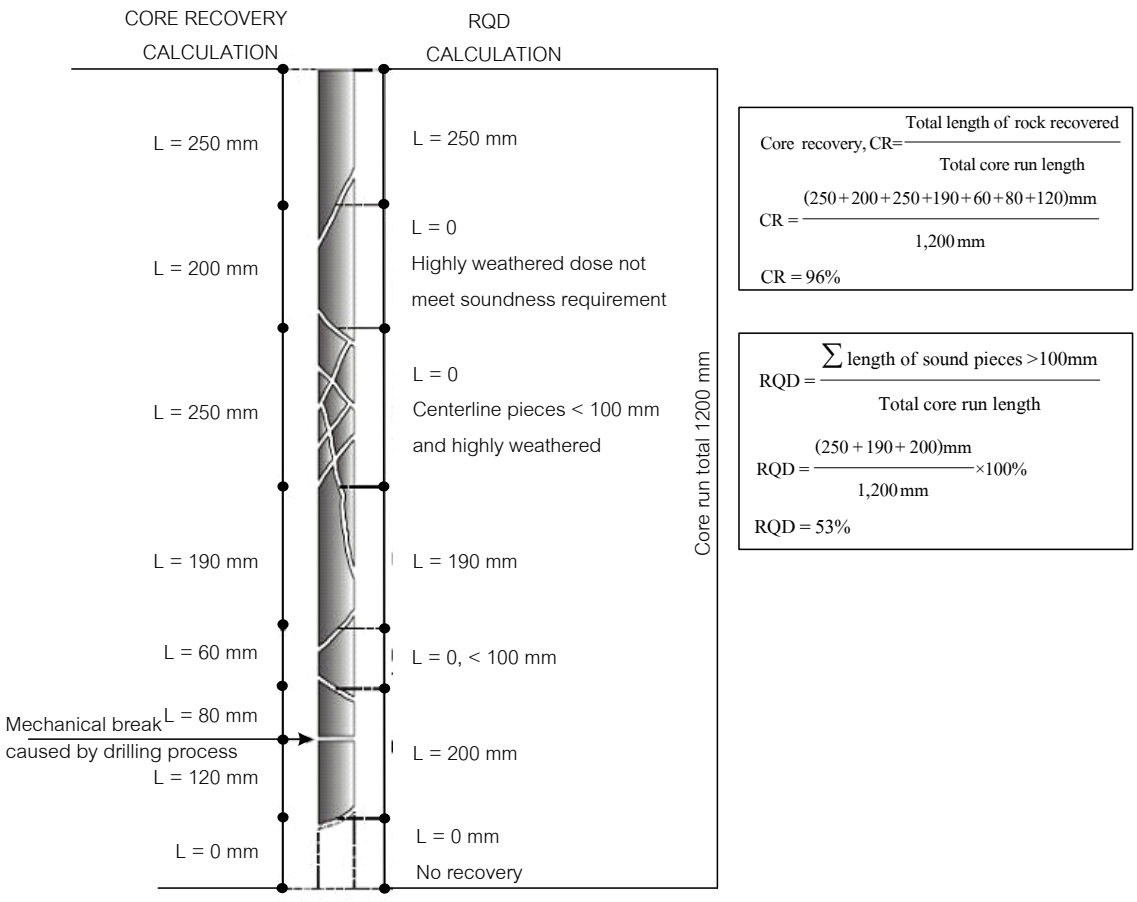
ค่าปริมาณหินที่เก็บขึ้นมาได้ คือเปอร์เซ็นต์ของปริมาณหินที่สามารถเก็บขึ้นมาได้ (วัดเป็นความยาว) ต่อ ความยาวทั้งหมดที่ได้เจาะเก็บ (Core Run) โดยค่าเปอร์เซ็นต์ Core Recovery เป็นค่าพารามิเตอร์ซึ่งวัดได้ง่ายที่สุดในสนาม ดังแสดงในสมการที่ (7.1) สำหรับดัชนีกำหนดคุณภาพของหิน (Rock Quality Designation; RQD) ตามมาตรฐาน ASTM D6032-02 เป็นค่าดัชนีซึ่งคล้ายคลึงกับ Core Recovery แต่ได้ถูกดัดแปลงให้พิจารณาเฉพาะแท่งหินสภาพสมบูรณ์ที่มีความยาวเกิน 10 เซนติเมตร โดยพิจารณาเฉพาะผลรวมของความยาวแท่งหินที่มีความยาวเกิน 10 เซนติเมตร ที่เก็บขึ้นมาได้ต่อความยาวทั้งหมดที่เจาะเก็บ โดยหินชิ้นใดที่ไม่แข็งพอจะไม่นำมารวมแม้ว่าจะมีความยาวเกิน 10 เซนติเมตร เพื่อเป็นการแยกหินที่มีคุณภาพต่ำจากการผุพังออกดังแสดงในสมการที่ (7.2) รูปที่ 7.32 แสดงวิธีการคำนวณค่า Core Recovery และ RQD ที่ถูกต้อง และตารางที่ 7.9 แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง RQD กับคุณภาพหิน

$$CR\ (\%) = \frac{\text{ความยาวรวมของแท่งหินตัวอย่างที่เก็บขึ้นมาได้}}{\text{ความยาวทั้งหมดที่ได้ดำเนินการเจาะเก็บตัวอย่าง}} \times 100 \quad (7.3)$$

$$RQD\ (\%) = \frac{\text{ผลรวมของแท่งหินตัวอย่างสมบูรณ์ที่มีความยาวเกิน 10 cm}}{\text{ความยาวทั้งหมดที่ได้ดำเนินการเจาะเก็บตัวอย่าง}} \times 100 \quad (7.4)$$

ตารางที่ 7.9 คำอธิบายคุณภาพของหินจากค่า RQD (Deere, 1964)

RQD (%)	คุณภาพของหิน
0 ถึง 25	ต่ำมาก
25 ถึง 50	ต่ำ
50 ถึง 75	พอใช้
75 ถึง 90	ดี
90 ถึง 100	ดีเยี่ยม



รูปที่ 7.32 ตัวอย่างการคำนวณค่า Core Recovery และค่า RQD (Sabatini et al., 2002)

สำหรับการทดสอบ Uniaxial Compression Test เป็นการหาค่ากำลังรับแรงกดของหินตัวอย่าง และค่า Young's Modulus โดยตัวอย่างหินที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 2 นิ้ว จะถูกนำไปตัดให้เป็นรูปทรงกระบอก โดยมีขนาดความสูง:เส้นผ่าศูนย์กลาง เท่ากับ 2:1 และนำไปกดในเครื่องทดสอบเพื่อวัดค่าแรงกดและการยุบตัวในแนวดิ่งของตัวอย่าง เนื่องจากตัวอย่างหินแตกมาก และคุณภาพหินของหลุมเจาะ BH-1 มีค่า RQD = 0% จึงไม่สามารถตัดตัวอย่างเพื่อนำไปใช้ทดสอบได้ จำนวนตัวอย่างทดสอบ จึงเท่ากับ 4 ตัวอย่าง ดังสรุปในตารางที่ 7.10

ตารางที่ 7.10 สรุปตัวอย่างหินที่นำไปทดสอบค่า Uniaxial Compression Test

Sample No.	หลุมเจาะ	Depth (m)
1	BH 3	25.83
2	BH 4	1.0
3	BH 6	2.19
4	BH 2	22.39

7.2.3 การแปลผลการสำรวจชั้นดิน

การเจาะสำรวจชั้นดิน จำนวนทั้งสิ้น 6 หลุม สรุปในตารางที่ 7.11 ผลการเจาะสำรวจและทดสอบดินในสนาม และในห้องปฏิบัติการแสดงรายละเอียด ในภาคผนวก จ สำหรับ ผลSummary of Test Result, Boring Log และ ผลทดสอบ Uniaxial Compression Test ของหินตัวอย่าง สำหรับข้อมูลระดับน้ำใต้ดิน ซึ่งตรวจวัดภายหลัง 24 ชั่วโมงจากการเจาะสำรวจชั้นดินนั้น พบระดับน้ำที่ +1.5 m ถึง -4.2 m จากระดับผิวดิน

ตารางที่ 7.11 สรุปความหนาชั้นดิน ชนิดและคุณภาพหินฐานราก และระดับน้ำใต้ดิน จากผลเจาะสำรวจ 6 หลุม

หลุมเจาะ	ตำแหน่ง	ระดับผิวดิน (m)	ความลึกหลุมเจาะ (m)	ความหนาชั้นดิน (m)	ชนิดหินใต้ชั้นดิน	RQD (%)	ระดับน้ำใต้ดิน (m)
BH 1	Pier No.1	98.0	23.0	22.0	Limestone	0	-0.2
BH 2	Pier No.2	91.5	22.5	21.5	Limestone	50	-0.4
BH 3	Pier No.3	90.0	26.5	25.5	Conglomeratic Sandstone	0	+1.5
BH 4	Pier No.5	91.5	2.5	1.5	Chert	60	-0.45
BH 5	Bridge abutment (P7)	104.0	25.6	25.6	N/A	-	-4.2
BH 6	Pier No.6	94.0	2.5	1.5	Chert	10	-0.3

หมายเหตุ: ระดับน้ำใต้ดิน วัดจากระดับปากหลุมเจาะ

ระดับผิวดิน วัดจากหมุดอ้างอิงโครงการฯ GNSS-001 และ GNSS-002

7.2.3.1 ผลการเจาะสำรวจ

ผลการทดสอบและแปลผลดิน จำนวน 6 หลุม สรุปในภาคผนวก จ และลักษณะชั้นดินของหลุมเจาะ แสดงในภาคผนวก ข ค่าระดับปากหลุมเจาะที่แสดงในผลการเจาะสำรวจ (ภาคผนวก จ) เป็นค่าที่วัดเบื้องต้นจากอุปกรณ์ Handheld GPS โดยเป็นค่าเทียบกับระดับน้ำทะเลปานกลาง (MSL) ในการแปลผลรูปตัดชั้นดินและการอธิบายระดับ จะใช้ข้อมูลค่าระดับจากการสำรวจ Topographic Survey โดยอ้างอิงจากหมุดอ้างอิงโครงการฯ GNSS-001 และ GNSS-002 ต่อไป (ตารางที่ 7.1) ผลการทดสอบ Uniaxial Compression Test ของตัวอย่างหิน แสดงในภาคผนวก จ และสรุปในตารางที่ 7.12 จากข้อมูลการสำรวจชั้นดินและหิน สามารถอธิบายลักษณะดังต่อไปนี้

ตารางที่ 7.12 สรุปผลสอบ Uniaxial Compression Test ของหินตัวอย่าง

หลุมเจาะ	ตัวอย่างที่	ชนิดหิน	สภาพความผุ	RQD (%)	Unit Weight (kg/m^3)	Uniaxial Compressive Strength (MPa)	Tangent Young's Modulus (MPa)
BH 2	4	LIMESTONE	Moderate	50	2,580	41.2	798
BH 3	1	CONGLOMERATIC SANDSTONE	Moderate	0	2,130	6.2	481
BH 4	2	CHERT	Moderate	60	2,162	33.8	667
BH 6	3	CHERT	Moderate	10	2,559	8.7	624

BH1 (ระดับผิวดิน Elev. = +98.0 m)

ที่ความลึกจากผิวดิน จนถึงความลึก 0.5 ถึง 1.5 เมตร พบ ดินประเภท Very Loose Silty Fine SAND (SM) โดยมีค่า SPT – N Value ประมาณ 2 blows/ft

ใต้ชั้น Very Loose Silty Fine SAND (SM) พบดิน Soft Stiff CLAY (CL) หนา 0.5 เมตร โดยมีค่า SPT – N Value ตั้งแต่ประมาณ 2 blows/ft จนถึง 4 blows/ft ต่อจากชั้นดังกล่าว พบชั้นดิน Very Loose to Loose Silty Fine to Coarse SAND (SM) ซึ่งมีค่า SPT – N Value 2 ถึง 5 blows/ft จนถึงระดับความลึก 6.0 เมตร

ใต้ชั้น Very Loose to Loose Silty Fine to Coarse SAND (SM) พบดิน Soft Sandy CLAY (CL) หนา 1.5 เมตร ค่า SPT – N Value ที่ 2 – 9 blows/ft และตามด้วย Medium Stiff Sandy CLAY (CL) หนา 1.5 เมตร มีค่า SPT – N Value ประมาณ 27 blows/ft

ที่ความลึก 9 เมตร ถึง 16.5 เมตรเป็นชั้น Medium Dense Silty Fine to Coarse SAND trace with Gravel (SM) และมีค่า SPT – N Value ตั้งแต่ 18 – 29 blows/ft และ ที่ความลึก 16.5 เมตร ถึงความลึก 22.0 เมตร พบ Dense to Very Dense Silty Fine to Coarse SAND trace with Gravel (SM) ค่า SPT-N value สูงถึง 47 – 53 blows/ft

ใต้ชั้น Dense to Very Dense Silty Fine to Coarse SAND trace with Gravel (SM) พบหิน LIMESTONE มีสภาพความผุปานกลาง และมีค่า RQD = 0%

ระดับน้ำใต้ดิน พบที่ -0.2 เมตร จากระดับผิวดิน

BH2 (ระดับผิวดิน Elev. = +91.5 m)

จากระดับผิวดินจนถึงความลึก 10.5 เมตร พบดิน Very Loose to Loose Silty Fine to Medium SAND (SM) โดยมีค่า SPT-N Value 2 – 9 blows/ft ใต้ชั้นดังกล่าว พบ Medium dense to Dense Silty

Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM) หนา 4.5 เมตร และมีค่า SPT-N Value ตั้งแต่ 22 – 35 blows/ft

ที่ระดับความลึก 15.0 ถึง 21.5 เมตร พบดิน Very Dense Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM) และ มีค่า SPT-N Value มากกว่า 50 blows/ft

ใต้ชั้น Very Dense Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM) พบหิน LIMESTONE ที่มีสภาพความผุปานกลาง และมีค่า RQD = 50% ค่า Uniaxial Compression Strength เท่ากับ 41.2 MPa และมีค่า Tangent Elastic's Young Modulus เท่ากับ 798 MPa

เนื่องจาก ตำแหน่ง BH 2 อยู่บริเวณตลิ่ง และเป็นช่วงฤดูน้ำหลาก จึงพบระดับน้ำที่ +0.4 เมตร จากระดับผิวดิน

BH3 (ระดับผิวดิน Elev. = 90.0 m)

จากระดับผิวดินจนถึงความลึก 6.0 เมตร พบดิน Very Loose to Loose Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM) โดยมีค่า SPT-N Value 2 – 5 blows/ft ใต้ชั้นดังกล่าว พบ Medium dense Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM) หนา 10.5 เมตร และมีค่า SPT-N Value เพิ่มขึ้นตามความลึก ตั้งแต่ 12 – 29 blows/ft

ที่ความลึก 16.5 เมตร ถึง 25.5 เมตร เป็นดิน Dense Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM) มีค่า SPT-N Value เพิ่มขึ้นตามความลึก ตั้งแต่ 31 – 36 blows/ft

ใต้ชั้น Dense Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM) พบหิน Conglomeratic SANDSTONE สภาพความผุปานกลาง และมีค่า RQD = 0% ค่า Uniaxial Compression Strength เพียง 8.7 MPa และ มีค่า Tangent Elastic's Young Modulus เท่ากับ 624 MPa

เนื่องจาก ตำแหน่ง BH 3 อยู่บริเวณร่องน้ำ และเป็นช่วงฤดูน้ำหลาก จึงพบระดับน้ำที่ +1.5 เมตร จากระดับผิวดิน

BH4 (ระดับผิวดิน Elev. = 91.5 m)

จากระดับผิวดินจนถึงความลึก 0.5 เมตร พบดิน Very Loose Silty Fine to Medium SAND (SM) โดยมีค่า SPT-N Value เท่ากับ 4 blows/ft ใต้ชั้นดังกล่าว พบหิน CHERT สภาพความผุปานกลาง และมีค่า RQD = 60% ค่า Uniaxial Compression Strength เท่ากับ 33.8 MPa และ มีค่า Tangent Elastic's Young Modulus เท่ากับ 666 MPa

ตำแหน่ง BH 4 อยู่บริเวณริมตลิ่งฝั่ง จ.กำแพงเพชร พบระดับน้ำที่ -0.45 เมตร จากระดับผิวดิน

BH5 (ระดับผิวดิน Elev. = 104.0 m)

จากระดับผิวดินจนถึงความลึก 7.5 เมตร พบดิน Very Loose to Loose Silty Fine to Coarse SAND (SM) with Gravel และมีค่า SPT-N Value 5 – 10 blows/ft ใต้ชั้นดังกล่าว พบ Medium dense

Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM) ถึงความลึก 21.0 เมตร และมีค่า SPT-N Value เพิ่มขึ้นตามความลึก ตั้งแต่ 11 – 32 blows/ft

ที่ความลึก 21.0 เมตร ถึง 25.6 เมตร พบ Dense to Very Dense Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM) ค่า SPT-N Value สูงถึง 50 blows/ft

ระดับน้ำใต้ดิน พบที่ความลึก -4.2 เมตร จากระดับผิวดิน

BH6 (ระดับผิวดิน Elev. = 94.0 m)

จากระดับผิวดินจนถึงความลึก 1.5 เมตร พบดิน Loose Silty Fine SAND (SM) โดยมีค่า SPT-N Value เท่ากับ 8 blows/ft ใต้ชั้นดังกล่าว พบหิน CHERT สภาพความผุปานกลาง และมีค่า RQD = 10% ค่า Uniaxial Compression Strength เท่ากับ 8.7 MPa และ มีค่า Tangent Elastic's Young Modulus เท่ากับ 624 MPa

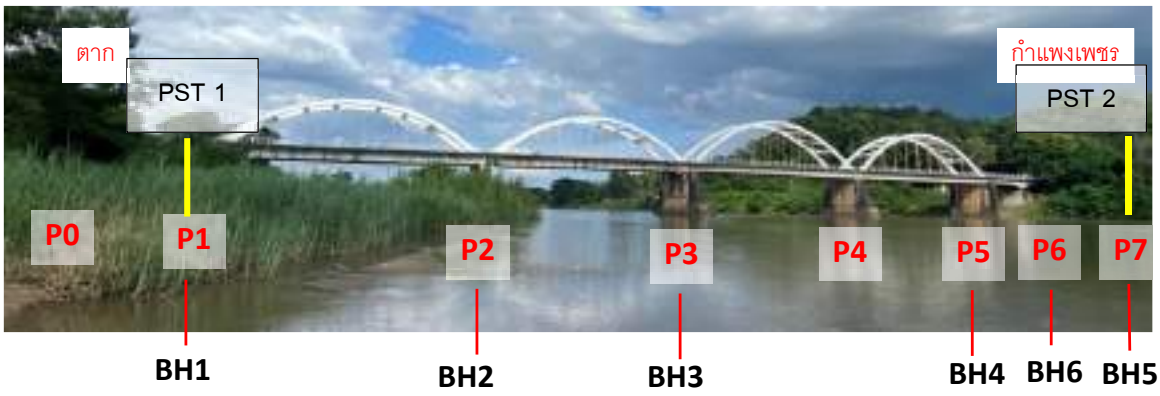
7.2.4 การสำรวจความยาวเข็มโดยวิธี Parallel Seismic Test

โครงการศึกษาการบูรณะสะพานวุฒิกุลเพื่อยกระดับความปลอดภัยในการให้บริการภายหลังการใช้งาน 70 ปีกำหนดให้ดำเนินการสำรวจความยาวเสาเข็มของตอม่อสะพานวุฒิกุล อย่างน้อย 2 ตอม่อ ด้วยวิธี Parallel Seismic Test (PST) การกำหนดตำแหน่งการสำรวจ PST พิจารณาผลจากการเจาะสำรวจชั้นดิน ซึ่งพบว่า ตลิ่งฝั่ง จ.ตาก (ทิศเหนือ) พบชั้นดินประเภท Granular Soil มีความหนาประมาณ 23 เมตร ส่วนตลิ่งฝั่ง จ.กำแพงเพชร (ทิศใต้) พบชั้นหินอยู่ต่ำกว่าระดับผิวดิน เพียง 1.5 ถึง 2.5 เมตร และคาดว่าฐานรากสะพาน Pier No.5 และ Pier No.6 เป็นฐานรากแผ่ และ Pier No.1 และ Pier No.2 รวมทั้ง ฐานราก Bridge Abutment (P7) เป็นฐานรากเสาเข็ม นอกจากนี้การทดสอบต้องดำเนินการบนบก ดังนั้น จึงกำหนดตำแหน่งทดสอบ PST ที่ Pier No. 1 และ Bridge Abutment (P7) ดังแสดงในรูปที่ 7.33 และรูปที่ 7.34 และ สรุปในตารางที่ 7.13

ตารางที่ 7.13 สรุปตำแหน่งการทดสอบ Parallel Seismic Test จำนวน 2 ตำแหน่ง

Test No.	ตำแหน่ง	หลุมเจาะที่ใช้	ความลึกหลุมเจาะ (m)
PST 1	Pier No.1	BH1	23.0
PST 2	Bridge Abutment (P7)	BH5	25.6

การทดสอบ Parallel Seismic Test จำนวน 2 ตำแหน่ง ดำเนินการในวันที่ 26 พฤศจิกายน 2567 ดังแสดงในรูปที่ 7.35 หลักการ และวิธีการทดสอบ และผลการทดสอบหาความยาวเสาเข็มของฐานรากสะพาน มีดังนี้



รูปที่ 7.33 ตำแหน่งทดสอบ Parallel Seismic Test (PST) ทั้งสิ้น 2 ตำแหน่ง



รูปที่ 7.34 ภาพถ่ายทางอากาศแสดงตำแหน่งหลุมเจาะและการทดสอบ Parallel Seismic Test จำนวน 2 ตำแหน่ง



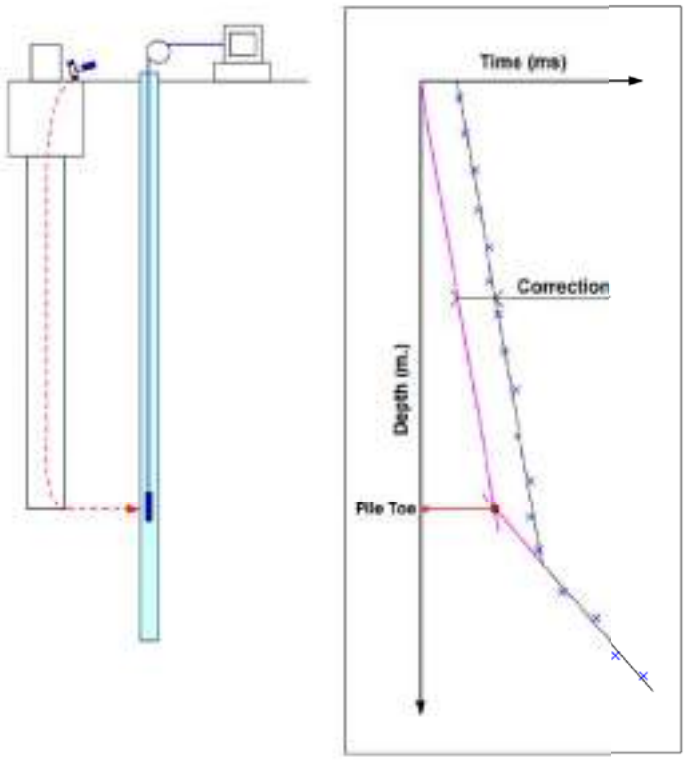
(ก) **(ข)**

รูปที่ 7.35 ตำแหน่งที่ตั้งหลุมเจาะสำหรับตรวจวัดความยาวเสาเข็ม (ก) PST 1 ตำแหน่ง Pier No.1 และ (ข) PST 2 ตำแหน่ง Bridge Abutment (P7)

7.2.4.1 หลักการตรวจวัดความยาวเสาเข็มโดย Parallel Seismic Test

วิธี Parallel Seismic Test เป็นวิธีการตรวจวัดความยาวเสาเข็ม โดยอาศัยคลื่นไหวสะเทือนที่เคลื่อนที่ผ่านโครงสร้างอาคารเสาเข็มและผ่านชั้นดินเข้าสู่อุปกรณ์รับคลื่นที่ถูกหย่อนลงไปในท่อ ซึ่งการทดสอบต้องทำการขุดเจาะเพื่อสร้างหลุมตรวจวัดที่มีความลึกมากกว่าความยาวของเสาเข็ม เพื่อที่จะหย่อนเครื่องมือตรวจวัดลงไปในหลุมเจาะที่ระดับความลึกต่าง ๆ และบันทึกผลคลื่น โดยปกติเครื่องมือตรวจวัดจะมีอุปกรณ์รับคลื่นสัญญาณเป็นจีโอโฟน (Geophone) หรือ ไฮโดรโฟน (Hydrophone)

ค่าที่วัดได้เป็นค่าระยะเวลา (t) ที่คลื่นเดินทางจากจุดกำเนิดคลื่นผ่านเสาเข็มและชั้นดินไปสู่จุดที่วัดค่าที่ระดับความลึกต่าง ๆ ดังนั้นในช่วงของระดับความลึกที่ตรวจวัดมีค่าน้อยกว่าความยาวเสาเข็ม เมื่อคลื่นเคลื่อนที่ผ่านระยะทางและความลึกที่เพิ่มขึ้นในแต่จุดที่ทำการตรวจวัด จะมีค่าระยะเวลาที่คลื่นใช้เดินทางที่วัดได้มีค่าเพิ่มขึ้นเป็นเชิงเส้นแปรผันตรงตามความลึกที่เพิ่มขึ้น แต่เมื่อจุดวัดคลื่นมีระยะความลึกมากกว่าความยาวเสาเข็มแล้ว ระยะเวลาที่คลื่นเดินทางจะมีค่าเปลี่ยนไป คือมีระยะเวลาที่คลื่นเดินทางผ่านชั้นดินมีระยะทางเพิ่มขึ้น ส่งผลให้ความลาด (Slope) ของผลการตรวจวัดมีค่าเปลี่ยนไป (Niederleithinger, 2005 or Liao, 2006) ดังรูปที่ 7.36



รูปที่ 7.36 หลักการตรวจวัดความยาวของเสาเข็มด้วยวิธีการ Parallel Seismic Test

เมื่อคลื่นสัญญาณถูกส่งออกจากตัวกำเนิดคลื่นลงโครงสร้างคอนกรีตและชั้นดินและกระทบกับรอยต่อของชั้นวัสดุที่มีค่าอคูสติกอิมพีเดนส์ต่างกัน จะเกิดการสะท้อนกลับขึ้นมาสู่ตัวรับคลื่นที่วางอยู่บน

ผิวดิน คลื่นจะถูกบันทึกอยู่ในรูปค่าของเวลา (time, t) และแอมพลิจูด (Amplitude, A) ซึ่งค่าของระยะเวลาในการเดินทางของคลื่นบ่งบอกถึงระยะทางที่คลื่นใช้ในการเดินทางมายังตัวรับคลื่นและค่าของแอมพลิจูดบ่งบอกถึงค่าความแตกต่างของสัมประสิทธิ์การสะท้อน (Reflection coefficient, R) ที่บริเวณรอยต่อค่าสัมประสิทธิ์ของการสะท้อน (R) คำนวณจากสมการ

$$R = \frac{\rho_2 V_2 - \rho_1 V_1}{\rho_2 V_2 + \rho_1 V_1} \tag{7.5}$$

เมื่อ ρ_1 และ ρ_2 คือค่าความหนาแน่นของตัวกลางชั้นที่หนึ่งและชั้นที่สอง V_1 และ V_2 คือค่าความเร็วคลื่นของตัวกลางชั้นที่หนึ่งและชั้นที่สอง

เมื่อมีค่าของสัมประสิทธิ์ของการสะท้อนจะมีค่าของสัมประสิทธิ์การส่งผ่าน (Transmission coefficient, T) ของคลื่นที่เคลื่อนผ่านเขตรอยต่อลงไปสู่ชั้นที่สองสามสี่ฯลฯลึกลงไปเรื่อย ๆ ค่าของสัมประสิทธิ์การส่งผ่านคำนวณได้จากสมการ

$$T = \frac{2\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2 + \rho_1 V_1} \text{ หรือ } T = 1 - R \tag{7.6}$$

ระยะเวลาที่คลื่นใช้เดินทางจากแหล่งกำเนิดถึงอุปกรณ์รับสัญญาณ (Travel-time) ใช้เพื่อการคำนวณความยาวของเสาเข็มโดยไม่พิจารณาถึงขนาดหน้าตัดของเสาเข็ม โดยสามารถแสดงเป็นรูปเรขาคณิตดังแสดงในรูปที่ 7.37 (Niederleithinger, 2005)

ในช่วงที่อุปกรณ์รับสัญญาณอยู่ในช่วงของความยาวเสาเข็ม:

$$t_A = \frac{S_1}{V_1} + \frac{S_2}{V_2} = \frac{1}{V_1}\left(z_1 - \frac{x}{\tan\alpha}\right) + \frac{1}{V_2}\frac{x_0}{\sin\alpha} \tag{7.7}$$

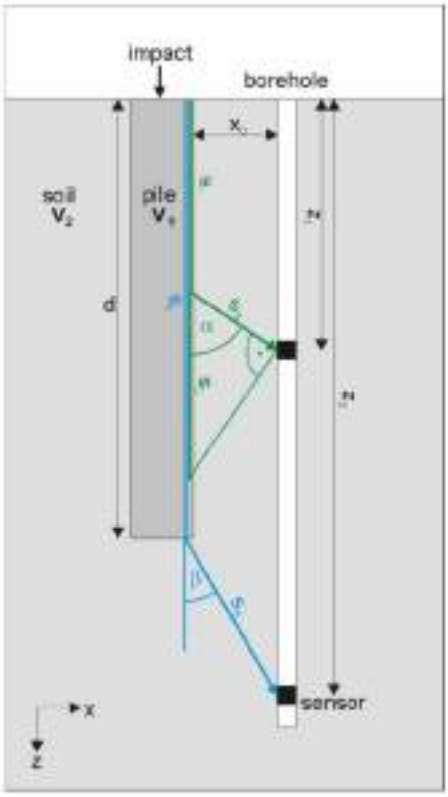
เมื่อ
$$\alpha = \cos^{-1}\left(\frac{V_2}{V_1}\right) \tag{7.8}$$

ในช่วงที่อุปกรณ์รับสัญญาณอยู่เลยช่วงของความยาวเสาเข็ม:

$$z = d + \frac{x_0}{\tan\alpha} \tag{7.9}$$

$$t_B = \frac{S_4}{V_1} + \frac{S_5}{V_{1_2}} = \frac{d}{V_1} + \frac{1}{V_2}\sqrt{x_0^2 + (z_2 - z)^2} \tag{7.10}$$

สมการข้างต้นสามารถใช้เพื่อการคำนวณกราฟระยะเวลาที่คลื่นใช้เดินทางเชิงสังเคราะห์ ซึ่งสามารถปรับให้เข้ากับข้อมูลภาคสนามหรือข้อมูลการจำลองได้ด้วยวิธีการปรับแบบแมนนวลหรือด้วยอัลกอริทึมกำลังสองน้อยที่สุด (Least square algorithm) โดยความน่าเชื่อถือของผลลัพธ์ในการการคำนวณของค่าความลึกที่คำนวณได้จะมีค่าต่ำกว่าความยาวจริงของเสาเข็มประมาณ 1%



รูปที่ 7.37 เรขาคณิตวิเคราะห์สำหรับการคำนวณระยะเวลาที่คลื่นใช้เดินทาง

7.2.4.2 เครื่องมือและวิธีการทดสอบ

เครื่องมือ อุปกรณ์การที่ใช้ในการปฏิบัติงานและทดสอบประกอบด้วย เครื่อง Geophone (Geode24) หัว Probe ค้อนเหล็ก และเทปวัดระยะ ดังแสดงในรูปที่ 7.38



รูปที่ 7.38 ชุดเครื่องมือทดสอบ Parallel Seismic Test

การทดสอบเริ่มจากทำการขุดเจาะหลุม แล้วทำการติดตั้งท่อ PVC (Casing) เป็นท่อ PVC ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง ประมาณ 2 นิ้ว จากปากหลุมเจาะจนถึงก้นหลุมเจาะ สำหรับโครงการนี้ ความลึกหลุมเจาะ ถูกจำกัดด้วยชั้นหิน ซึ่งก้นหลุมเจาะ คาดว่ามีระยะเท่ากับปลายเสาเข็ม ดังนั้นการแปลผลการทดสอบ อาจจะไม่ชัดเจน (เนื่องจาก ความลึกหลุมเจาะ ควรยาวมากกว่าปลายของเสาเข็ม)

การตรวจวัดความยาวเสาเข็ม เริ่มจากการหย่อนหัวอุปกรณ์จับคลื่นไหวสะเทือนลงในหลุมเจาะที่ระดับความลึกของผิวดินแล้วทำการเคาะที่ตอม่อ โดยทำการเคาะที่เสาและบันทึกผลคลื่นเป็นจำนวน 3

ครั้งต่อจุดความลึก จากนั้น ทำการหย่อนหัวอุปกรณ์จับคลื่นไหวสะเทือนให้ลึกลงไป เพื่อตรวจวัดที่ระดับความลึกต่อไป โดยทำการตรวจวัดที่ระดับความลึกทุก ๆ 50 เซนติเมตร ต่อเนื่องไปจนสุดความลึกหลุมเจาะ ดังแสดงในรูปที่ 7.39



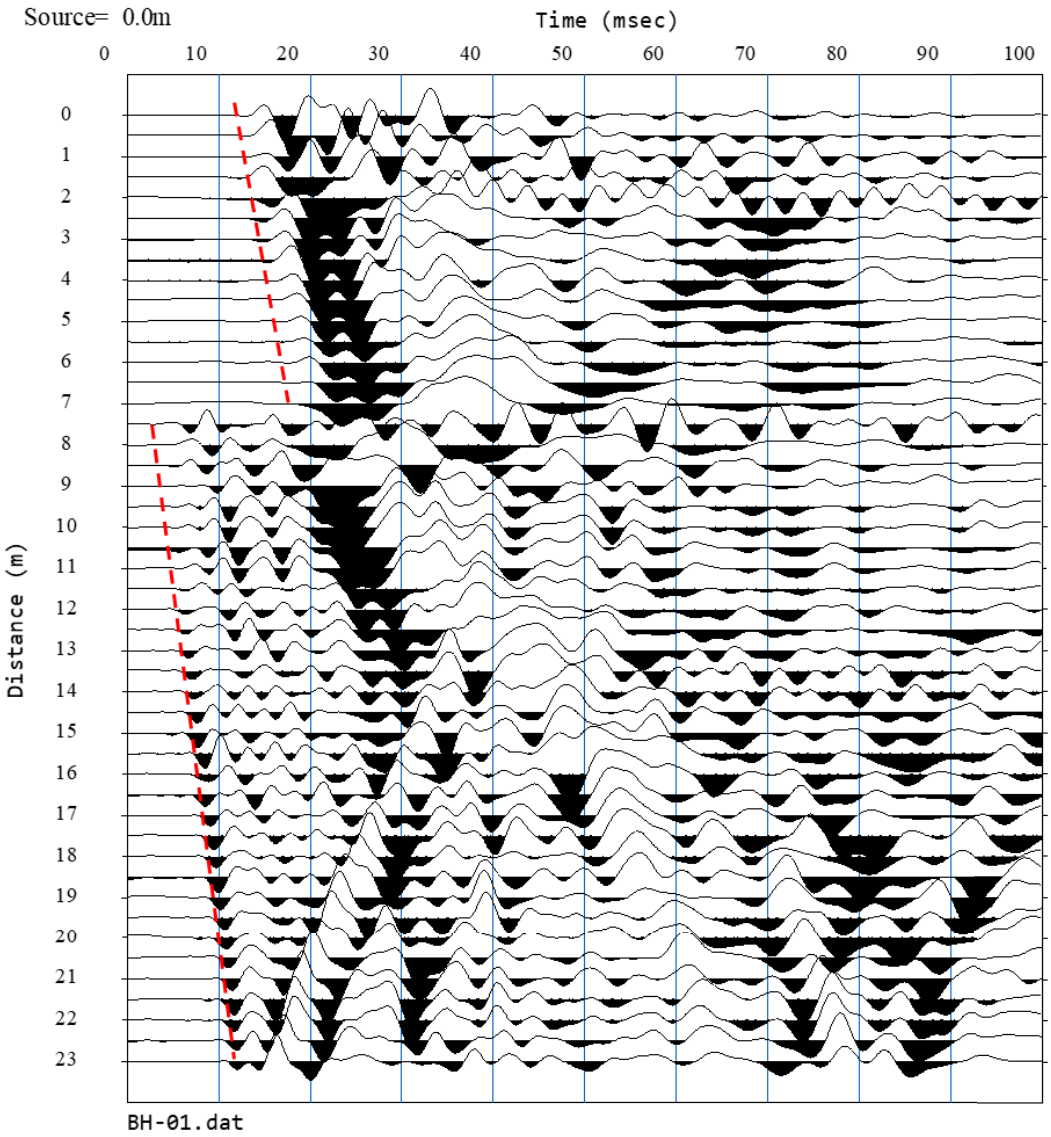
รูปที่ 7.39 7 การทดสอบ Parallel Seismic Test โดยการเคาะที่ตอม่อสะพานวุฒิกุล และตรวจวัดคลื่นโดย Geophone ที่ระดับความลึก ทุก ๆ 0.5 เมตร

7.2.4.3 ผลการสำรวจ

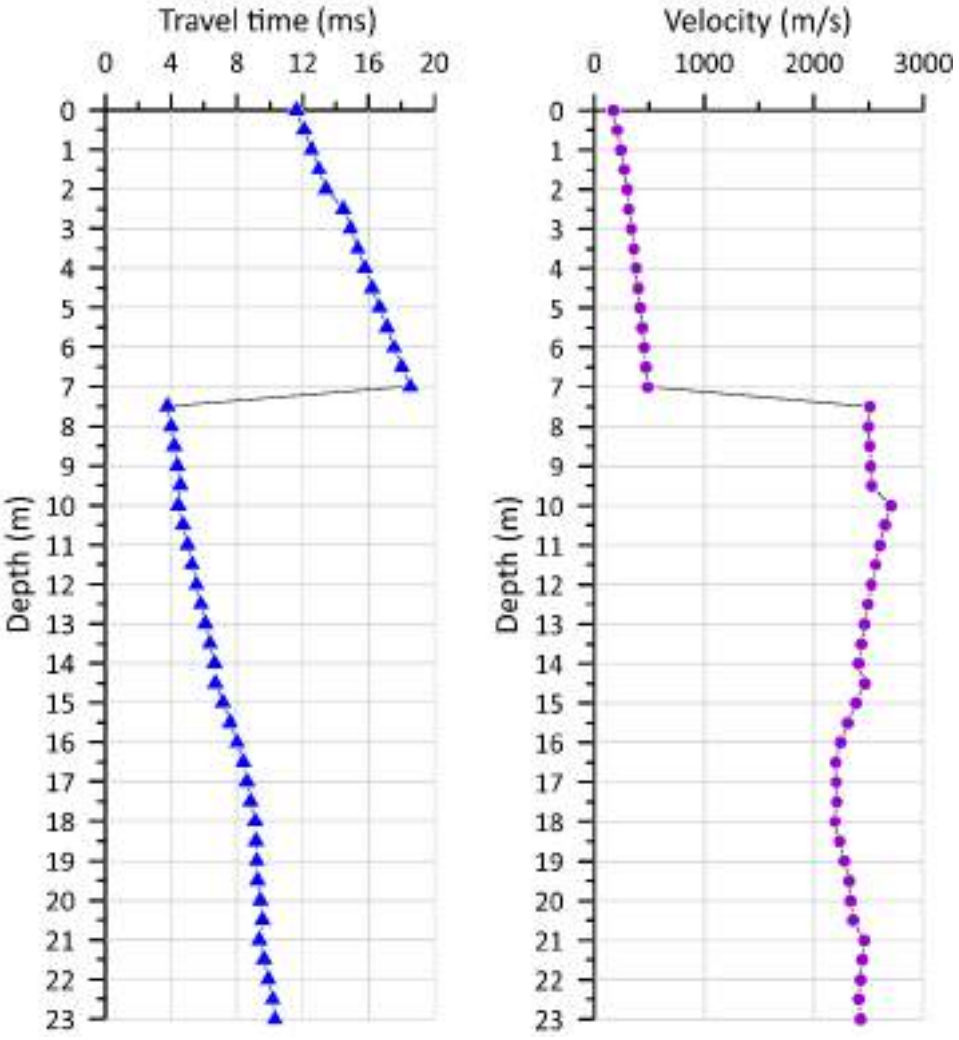
PST 1

ผลการทดสอบที่ตำแหน่ง Pier No.1 (หลุมเจาะ BH-1) ที่มีจุดกำเนิดคลื่นอยู่ห่างจากหลุมเจาะเท่ากับ 2 เมตร พบว่าระยะเวลาที่คลื่นลูกแรกที่เดินทางมาถึงยังอุปกรณ์รับคลื่น (First arrival) มีลักษณะที่ไม่เป็นไปตามทฤษฎี ซึ่งโดยปกติจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นแบบเชิงเส้นจนถึงระดับปลายเสาเข็ม และจะมีค่าเพิ่มขึ้นอีกเมื่ออุปกรณ์รับคลื่นอยู่ลึกมากกว่าระดับเสาเข็ม โดยการเพิ่มขึ้นของระยะเวลาที่คลื่นใช้เดินทาง (Travel time) ที่ระดับความลึกมากกว่าปลายเสาเข็มนี้จะมีลักษณะเป็นเชิงเส้นด้วยเช่นกัน แต่ผลการสำรวจที่ระดับความลึก 0-7 เมตร แสดงได้ถึงระยะเวลาที่คลื่นเดินทางมีค่ามากกว่าค่าที่ตรวจวัดได้ที่ระดับความลึก 7-23 เมตร ดังนั้นเมื่อพิจารณาจากผลการเจาะสำรวจดินที่ตำแหน่งหลุมเจาะ BH-1 (ตารางที่ 2) จะพบได้ว่าที่ระดับความลึกนี้มีค่า SPT-N เท่ากับ 2-5 blows/ft ซึ่งเป็นชั้นดินทรายหลวมมาก (Very loose sand) และชั้นดินเหนียวอ่อน (Soft clay) ซึ่งจัดเป็นดินตะกอนที่มีความเร็วคลื่นต่ำ ซึ่งเป็นสาเหตุที่ทำให้ที่ระดับความลึกตั้งแต่ผิวดินถึงระดับความลึก 7 เมตร มีค่าระยะเวลาที่คลื่นใช้เดินทางมาก ดังแสดงในรูปที่ 7.40 และรูปที่ 7.41

จากผลการตรวจวัดความยาวเสาเข็มและผลการเจาะสำรวจสามารถสรุปได้ว่า เสาเข็มที่ตำแหน่ง Pier No.1 มีความยาวเท่ากับความลึกของหลุมเจาะ BH-1 ที่ปลายเสาเข็มได้นั่งอยู่บนชั้นหินปูนที่ระดับความลึก 23 เมตร จากผิวดิน



รูปที่ 7.40 ผลการตรวจวัดความยาวเสาเข็ม PST 1 ณ ตำแหน่ง Pier No.1 (BH-1)



รูปที่ 7.41 ค่าระยะเวลาที่คลื่นเดินทาง (Travel time) และ ค่าความเร็วเฉลี่ยของดิน (P-wave velocity) ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Pier No.1 (BH-1)

PST 2

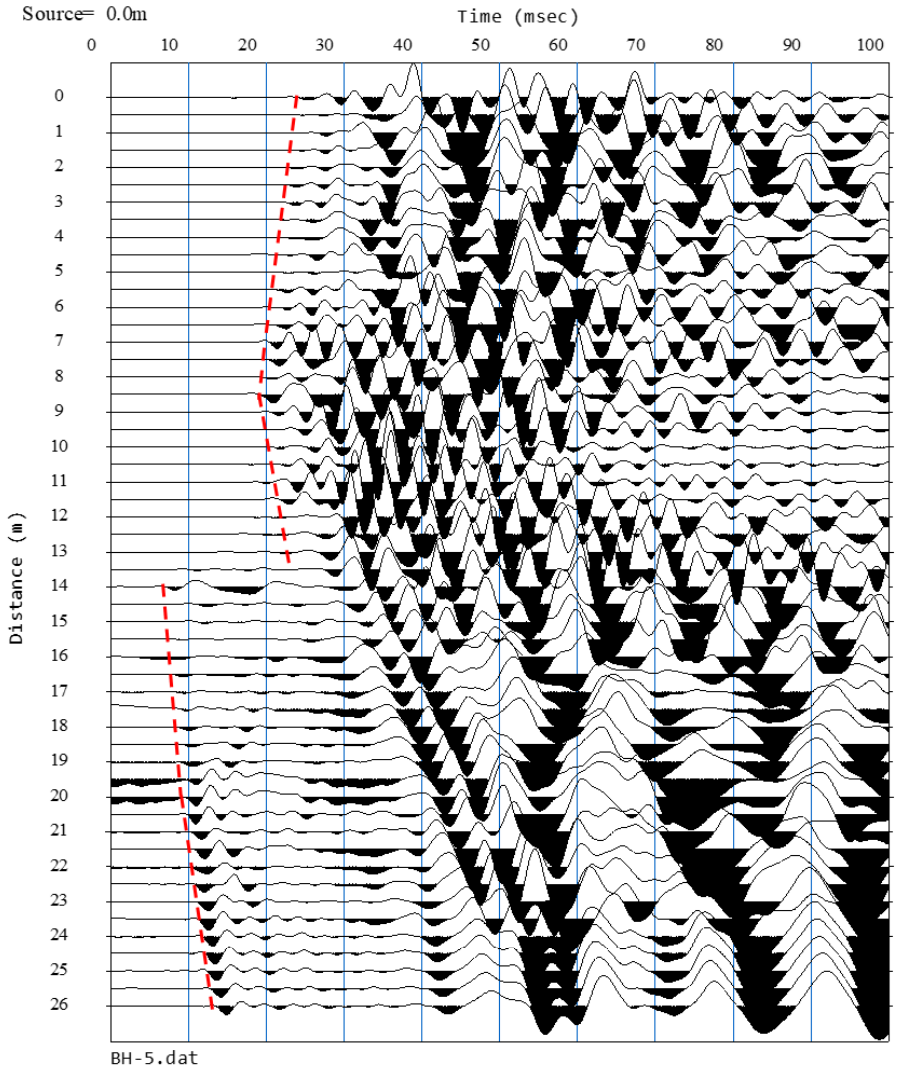
ผลการทดสอบที่ตำแหน่ง Bridge Abutment, P7 (หลุมเจาะ BH-5) ที่มีจุดกำเนิดคลื่นอยู่ห่างจากหลุมเจาะเท่ากับ 4.2 เมตร ผลการทดสอบแสดงในรูปที่ 7.42 และรูปที่ 7.43 พบว่า ผลการทดสอบที่ระดับความลึก 0 - 14 เมตร มีค่าความเร็วต่ำกว่าที่ระดับความลึก 14 - 23 เมตร นอกจากนั้นแล้วที่ระดับความลึก 0 - 8 เมตร พบว่าระยะเวลาที่คลื่นใช้เดินทางมีค่าลดลงตามความลึกที่เพิ่มขึ้น (มีค่าความเร็วที่เพิ่มขึ้นตามความลึก) และที่ระดับความลึก 8 - 13.5 เมตร ผลการทดสอบได้แสงค่าระยะเวลาที่คลื่นใช้เดินทางมีค่าเพิ่มขึ้นแบบเชิงเส้น

เมื่อพิจารณาจากผลการเจาะสำรวจดินที่ตำแหน่งนี้ จะพบได้ว่าที่ตำแหน่งนี้มีชั้นดินเป็นทรายในกลุ่ม SM และ SP-SM (Sandy Silt) ตลอดความลึกหลุมเจาะสำรวจ โดยที่ระดับความลึก 0 - 5 เมตร เป็นชั้นทรายหลวม (Loose Sand) มีค่า SPT-N ระหว่าง 5 -7 blows/ft ซึ่งคาดว่าเป็นชั้นดินถมของคอสะพานที่ได้รับการบดอัดในระหว่างการก่อสร้างเป็นชั้น ๆ โดยมีผลให้ดินถมในชั้นล่างสุดมีค่าความ

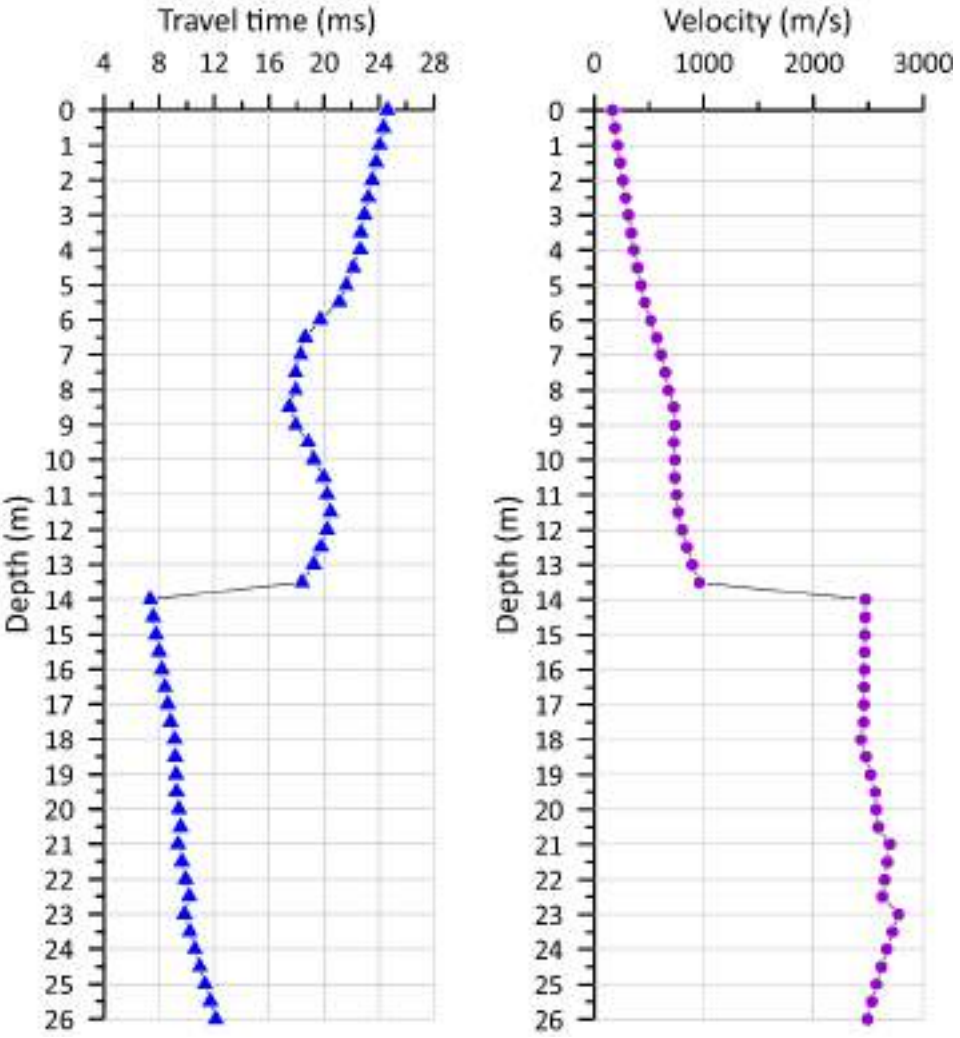
หนาแน่นสูงสุดและค่อย ๆ ลดลงไปจนถึงที่ระดับผิวดิน ซึ่งค่าความหนาแน่นที่ค่อย ๆ เพิ่มขึ้นตามระดับความลึก 0 - 8.5 เมตรนี้ทำให้ระยะเวลาในการเดินทางของคลื่นลดลงดังที่ปรากฏในผลการทดสอบ

ที่ระดับความลึก 8.5 – 13.5 เมตร คาดว่าเป็นชั้นดินเดิมซึ่งเป็นชั้นทรายแน่นปานกลาง มีค่า SPT-N ระหว่าง 22 - 25 blows/ft และที่ระดับความลึก 13.5 - 23 เมตร จัดเป็นชั้นทรายแน่นปานกลางถึงแน่นมาก (Medium Dense to Very Dense Sand)

จากผลการสำรวจสามารถสรุปได้ว่าเสาเข็มที่ตรวจวัดในตำแหน่ง Bridge Abutment P7 มีความยาวเท่ากับความลึกของชั้นทรายแน่นมาก คือ 23 เมตรจากระดับผิวดิน



รูปที่ 7.42 ผลการตรวจวัดความยาวเสาเข็ม PST 2 ณ ตำแหน่ง Bridge Abutment P7 (BH-5)



รูปที่ 7.43 ค่าระยะเวลาที่คลื่นเดินทาง (Travel time) และ ค่าความเร็วเฉลี่ยของดิน (P-wave velocity) ที่ระดับความลึกต่าง ๆ ณ ตำแหน่ง Bridge Abutment P7 (BH-5)

ปัจจัยของความสูงของยอดคลื่นเป็นผลจากค่าค่าความต่างของค่าอคูสติกอิมพีแดนซ์ (Acoustic impedance) ซึ่งเป็นเกี่ยวข้องกับค่าความหนาแน่นของวัสดุ (Density) และความเร็วคลื่นของวัสดุ (Velocity) ตลอดจนค่าการสูญเสียพลังงานของคลื่นเมื่อคลื่นที่ผ่านตัวกลาง (Attenuation) โดยในการทดสอบที่ Pier No.1 มีระยะห่างที่น้อยกว่าการทดสอบที่ตำแหน่ง Bridge Abutment, P7 สามารถพบได้ถึงยอดคลื่นที่มีความสูงที่แตกต่างกัน โดยเฉพาะในช่วงระดับความลึกที่อยู่เหนือชั้นดินแน่น ที่ตำแหน่ง P7 จะพบได้ว่ามียอดคลื่นที่ไม่ชัดเจนเท่ากับผลการทำสอบที่ตำแหน่ง Pier No.1

ความลาดชันของกราฟที่ได้จากผลการตรวจวัดเป็นผลที่ได้จากการวิเคราะห์ได้จากคลื่นลูกแรกที่เดินทางมาถึงยังอุปกรณ์ตรวจวัดในหลุมเจาะ ดังนั้นค่าความเร็วในชั้นวัสดุจึงมีผลต่อลักษณะของความลาดชันของกราฟโดยตรง โดยสามารถพบได้ในชั้นดินที่มีความหนาแน่นที่แตกต่างกันดังเช่นในโครงการนี้ ซึ่งแตกต่างจากการตรวจวัดทดสอบในชั้นดินเหนียวในที่ราบลุ่มแถบภาคกลางของประเทศไทย โดยเฉพาะบริเวณกรุงเทพมหานครและปริมณฑล ที่มีลักษณะชั้นดินและความหนาแน่นค่อนข้างคงที่

นอกจากนี้การวิเคราะห์ผลการทดสอบไม่สามารถแสดงให้เห็นถึงจุดปลายของเสาเข็มจากการเปลี่ยนแปลงความลาดชันของกราฟในผลการทดสอบได้ชัดเจน เนื่องจากความลึกของหลุมเจาะที่สิ้นสุดที่ระดับชั้นหินและชั้นดินทรายแน่นผลการทดตรวจวัด

7.2.4.4 สรุป

การทดสอบ Parallel Seismic Test จำนวน 2 ตำแหน่ง ให้ผลที่ไม่ชัดเจน เนื่องจาก (1) ชั้นดินไม่ Homogeneous ทำให้มีการเบี่ยงเบนของระยะเวลาคลื่นจาก ความเร็วของคลื่น P Wave ที่เดินทางไม่เท่ากันในแต่ละชนิดชั้นดิน และ (2) ความลึกของหลุมสิ้นสุดที่ชั้นหิน และถ้าปลายเสาเข็มวางอยู่บนชั้นดังกล่าว จะไม่เห็นการเบี่ยงเบนของสัญญาณ ชัดเจน และ (3) การเคาะที่ตอม่อสะพาน ส่งผลให้เกิดการกระจายของคลื่น ไปยังโครงสร้าง และสามารถเกิดการสะท้อนของคลื่น ทำให้ คลื่นสัญญาณที่อ่านได้อาจไม่ชัดเจน

อย่างไรก็ดี จากการแปลผลข้อมูลเจาะสำรวจชั้นดิน และผลทดสอบ Parallel Seismic Test คาดว่าความยาวเสาเข็ม ที่ Pier No.1 และ Bridge Abutment P7 มีค่า 23.0 เมตร และ 25.6 เมตร ตามลำดับ

7.3 สรุปและข้อเสนอแนะ

การเจาะสำรวจชั้นดินและตรวจสอบความยาวเสาเข็ม สำหรับโครงการ “โครงการศึกษาการบูรณะสะพานวุฒิกุลเพื่อยกระดับความปลอดภัยในการให้บริการภายหลังการใช้งาน 70 ปี” ประกอบด้วย (1) การเจาะสำรวจชั้นดิน จำนวน 6 หลุม (2) การทดสอบ Parallel Seismic Test เพื่อหาความยาวเสาเข็ม จำนวน 2 ตำแหน่ง โดยสะพานวุฒิกุล เป็นสะพานข้ามแม่น้ำปิง ตั้งอยู่บนเส้นทางหลวง 104 ที่ อ.วังเจ้า จังหวัดตาก ผลการแปลผลการสำรวจชั้นดินพบว่า

1) ชั้นดินฝั่งตอนเหนือ (จ.ตาก) และ ฝั่งตอนใต้ (จ.กำแพงเพชร) มีสภาพไม่เหมือนกัน โดยที่ บริเวณตลิ่งฝั่งตอนใต้ จ.กำแพงเพชร พบชั้นหินที่ความลึก ประมาณ 1.5 เมตร หินที่พบ คือหิน CHERT ซึ่งเป็น Sedimentary Rock มีสภาพผุพังปานกลาง และมีค่า Uniaxial Compressive Strength เท่ากับ 8.7 ถึง 33.8 MPa

2) ชั้นดินบริเวณตลิ่งฝั่งตอนเหนือ (จ.ตาก) ประกอบด้วย ดิน Granular Soil ประเภท SAND (SM) มีความหนาแน่นเพิ่มขึ้นตามความลึก และ มีความหนาประมาณ 21 – 22 เมตร ใต้ชั้นดังกล่าว พบหิน LIMESTONE ซึ่งเป็น Sedimentary Rock มีสภาพผุพังปานกลาง และมีค่า Uniaxial Compressive Strength เท่ากับ 41 MPa

3) ชั้นดินบริเวณร่องน้ำ พบดิน Granular Soil ประเภท SAND (SM) มีความหนาแน่นเพิ่มขึ้นตามความลึก และ มีความหนาประมาณ 25.5 เมตร ใต้ชั้นดังกล่าว พบ หิน CONGLOMERATIC SANDSTONE ซึ่งเป็น Sedimentary Rock มีสภาพผุพังปานกลาง และมีค่า Uniaxial Compressive Strength เพียง 6.2 MPa

จากผลการสำรวจชั้นดิน สันนิษฐานว่า ฐานรากสะพานวุฒิกุล ประกอบด้วยฐานรากแผ่ และฐานรากเสาเข็ม โดย คาดว่า Pier ที่อยู่ริมตลิ่งฝั่งตอนเหนือ (จ.ตาก) เป็นฐานรากเสาเข็ม และ Pier ที่อยู่ริมตลิ่งฝั่งใต้ (จ.กำแพงเพชร) เป็นฐานรากแผ่

การสำรวจความยาวเสาเข็มโดยวิธี Parallel Seismic Test จำนวน 2 ตำแหน่ง ประกอบด้วย PST 1 ที่ตำแหน่ง Pier No.1 (ตลิ่งฝั่งเหนือ จ.ตาก) และ PST 2 ที่ Bridge Abutment P7 (ตลิ่งฝั่งใต้ จ.กำแพงเพชร) พบว่า ข้อมูลสัญญาณไม่สามารถระบุปลายเสาเข็มได้อย่างชัดเจน เนื่องจากปลายหลุมเจาะอยู่บนชั้นหินและ สันนิฐานว่า ปลายเสาเข็มอยู่บนชั้นหิน เช่นกัน โดย คาดว่า ความยาวเสาเข็มของ ฐานราก Pier No.1 อยู่ที่ความลึก 23.0 เมตร และความยาวเสาเข็มของ Bridge Abutment P7 อยู่ที่ความลึก 25.6 เมตร

ในการประเมินความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากสะพาน ณ ปัจจุบัน จำเป็นต้องใช้ข้อมูลดังนี้ (i) ข้อมูลชั้นดิน (ii) ขนาดและความยาวเสาเข็มและจำนวนเสาเข็มต่อฐาน และ (iii) ขนาดความกว้างและความลึกของฐานรากแผ่ ซึ่งอาจจะต้องมีการชุดเปิดเพื่อสำรวจขนาดฐานราก หรือตั้งสมมุติฐานขนาดฐานรากจากประสบการณ์งานก่อสร้างสะพาน ของกรมทางหลวง ต่อไป

บทที่ 8

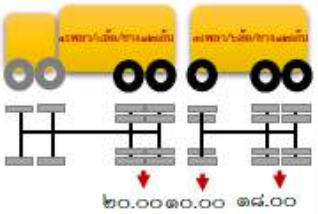
จากการสำรวจภาคสนามเพื่อตรวจสอบและประเมินสภาพของสะพานวุฒิกุล ตามที่ได้รายงานผลไว้ในบทการประเมินสภาพของสะพานวุฒิกุล โดยสภาพส่วนใหญ่ของสะพานเกิดการสึกหรอเนื่องจากการเกิดสนิมของเหล็กจนทำให้เกิดการแตกร้าวของคอนกรีตในบริเวณต่างๆ เช่น บริเวณพื้นสะพาน คานสะพาน ตอม่อสะพานเป็นต้น โดยในขั้นตอนการศึกษาที่ปรึกษาจะดำเนินการประเมินกำลังรับน้ำหนักของสะพานที่เหลืออยู่ภายใต้สภาพที่เสียหายตามผลการสำรวจในภาคสนามเพื่อใช้ในการประกอบการคัดเลือกแนวทางบูรณะสะพาน โดยในบทนี้ ที่ปรึกษาจะดำเนินการนำเสนอแนวทางการบูรณะสะพานที่เหมาะสมกับระดับของน้ำหนักบรรทุกที่จะดำเนินการพิจารณาออกแบบบูรณะในขั้นตอนต่อไป โดยระดับของน้ำหนักบรรทุกที่พิจารณาได้แก่

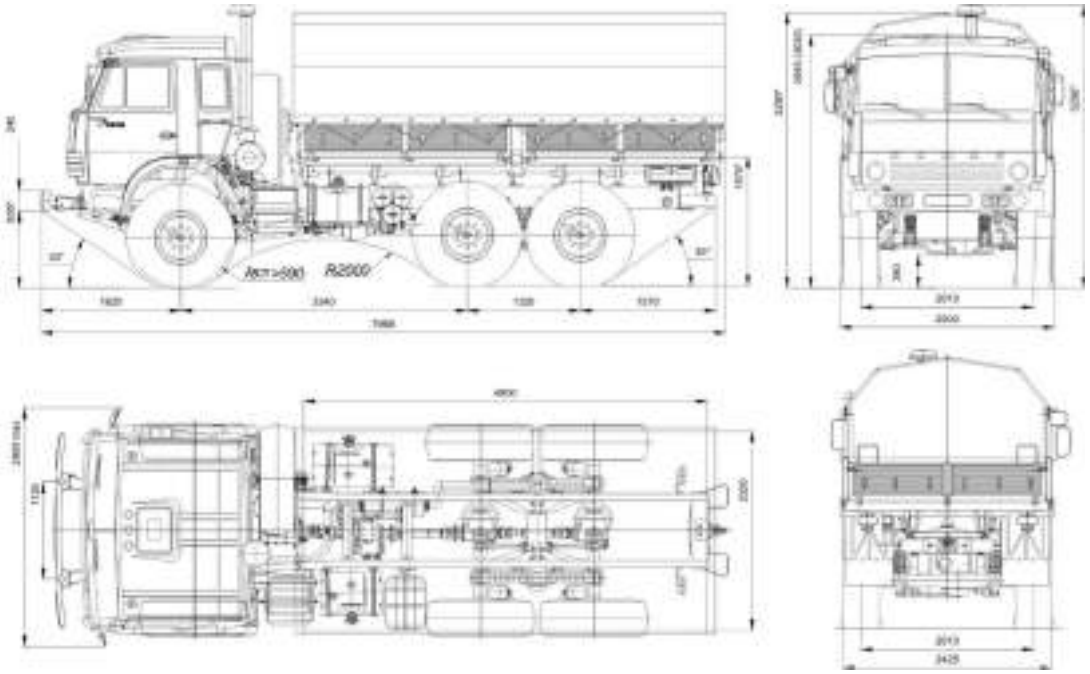
-

8.1. แนวทางการบูรณะสะพานเพื่อรองรับยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น หรือน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบระดับ HL-93

ในหัวข้อนี้ แนวทางการบูรณะสะพานเพื่อรองรับยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น จะถูกนำเสนอ โดยพิจารณาจากสภาพความเสียหายของสะพานตามการสำรวจในภาคสนามและระดับของแรงที่เกิดขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับระดับของน้ำหนักที่ได้ออกแบบไว้ของสะพานเดิม โดยในการจัดเตรียมแนวทางการบูรณะตามหัวในหัวข้อถัดไป ที่ปรึกษาได้ดำเนินการ เพื่อให้ได้แนวทางที่ถูกต้อง

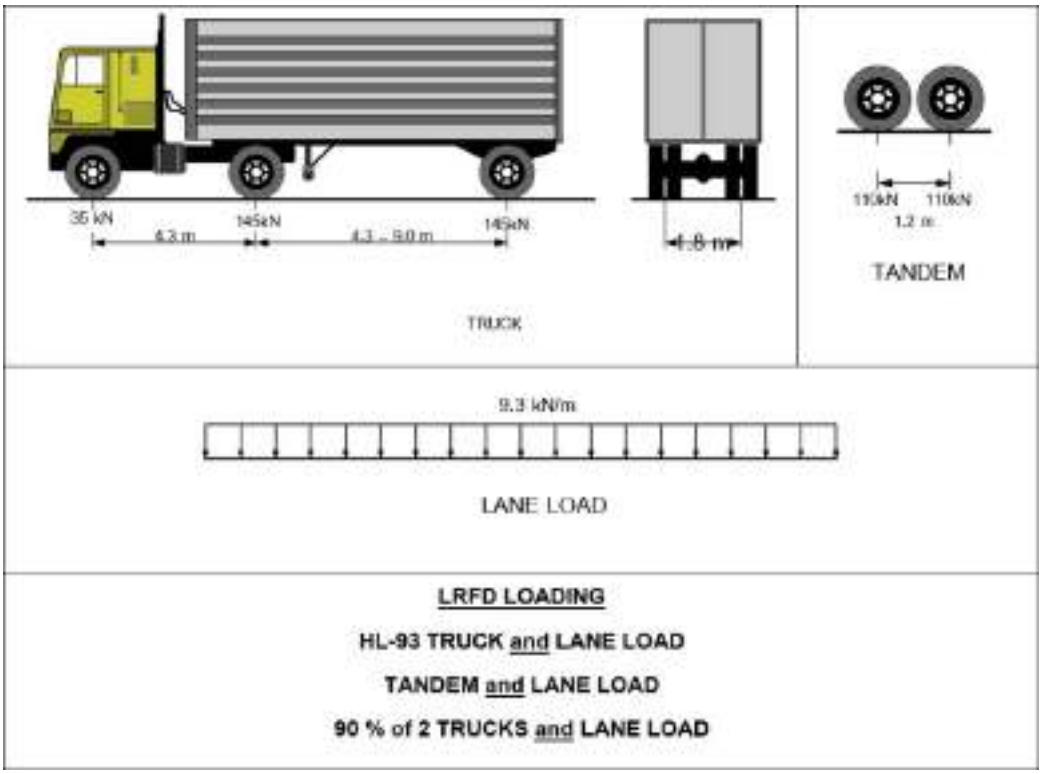
- ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น

หมวดที่ ๑ ส่วนที่ ๓ ยานพาหนะชนิดรถลากจูงและรถพ่วง (FULL TRAILER)				
ข้อที่	ชนิดยานพาหนะ	พิกัดน้ำหนักรวมน้ำหนักบรรทุก	รูปยานพาหนะ	ประกาศฉบับที่/พ.ศ.
๑๔/๒	ยานพาหนะชนิดรถลากจูงและรถพ่วง (FULL TRAILER) ประเภทตัวรถลากจูงมี ๔ เพลา ๘ ล้อ ยาง ๑๒ เส้น ชนิดเพลาหน้า (เพลาที่ ๑ และเพลาที่ ๒) เป็นเพลาเลี้ยวใช้ยางเดี่ยว และเพลาท้าย (เพลาที่ ๓ และเพลาที่ ๔) เป็นเพลาคู่ (TANDEM AXLE) ใช้ยางคู่ และตัวรถพ่วงมี ๓ เพลา ๖ ล้อ ยาง ๑๒ เส้น ชนิดเพลาหน้าใช้ยางคู่ เพลาท้าย (เพลาที่ ๒ และเพลาที่ ๓) เป็นเพลาคู่ (TANDEM AXLE) ใช้ยางคู่ ตัวรถลากจูงต้องมีน้ำหนักลงเพลาคู่ท้ายไม่เกิน ๒๐,๐๐๐ กิโลกรัม หรือมีน้ำหนักยานพาหนะรวมน้ำหนักบรรทุกไม่เกิน ๓๐,๐๐๐ กิโลกรัม ตัวรถพ่วงต้องมีน้ำหนักลงเพลาหน้าไม่เกิน ๑๐,๐๐๐ กิโลกรัม หรือมีน้ำหนักลงเพลาคู่ท้ายไม่เกิน ๑๘,๐๐๐ กิโลกรัม ตัวรถพ่วงเมื่อนำมาต่อพ่วงกับตัวรถลากจูงต้องมีระยะห่างระหว่างกึ่งกลางเพลาคู่ท้ายของรถลากจูงถึงกึ่งกลางเพลาคู่ท้ายของรถพ่วงไม่น้อยกว่า ๙.๗๕ เมตร	๕๐.๕๐ ตัน		๒/๕๒

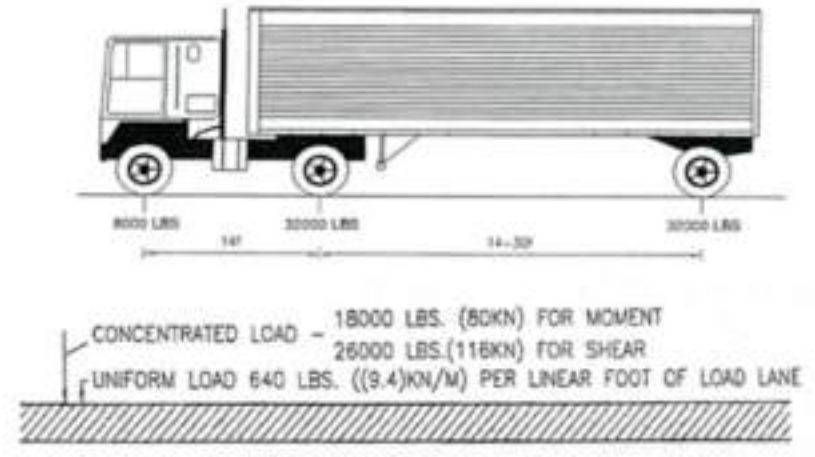


โดยตัวอย่างของรถประเภทนี้ได้แก่ รถบรรทุกสิบล้อที่มีน้ำหนัก 25 ตันขึ้นไป จน ถึงรถพ่วง (FULL TRAILER) ที่มีน้ำหนักรวมน้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 50.50 ตัน โดยในการพิจารณาเนื่องจากเป็นสะพานที่มีความยาวช่วงยาวมากกว่า 40 เมตร ซึ่งพฤติกรรมจะขึ้นกับรถที่มีน้ำหนักบรรทุกสูงสุดและความยาวมากที่สุด ที่ปรึกษาจึงเลือกใช้ [redacted] ์ต่อไป โดยจะดำเนินการในส่วนของ วิ่ง 1 คัน และวิ่งเป็นขบวน โดยในกรณีวิ่งเป็นขบวนจะจัดให้ระยะห่างระหว่างรถเป็น 15 เมตร

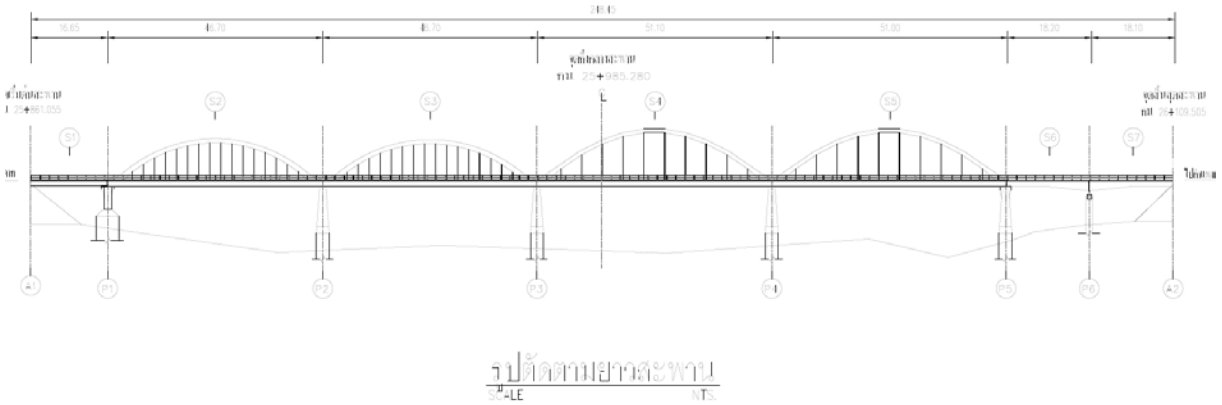
- [redacted]



สำหรับการประเมินจะดำเนินการเปรียบเทียบความแตกต่างของแรงภายในสะพานจากน้ำหนักบรรทุกจรข้างต้นกับ กรณีของ [redacted] ตัวอย่างของ น้ำหนักบรรทุกจร HS20-44 แสดงดังนี้



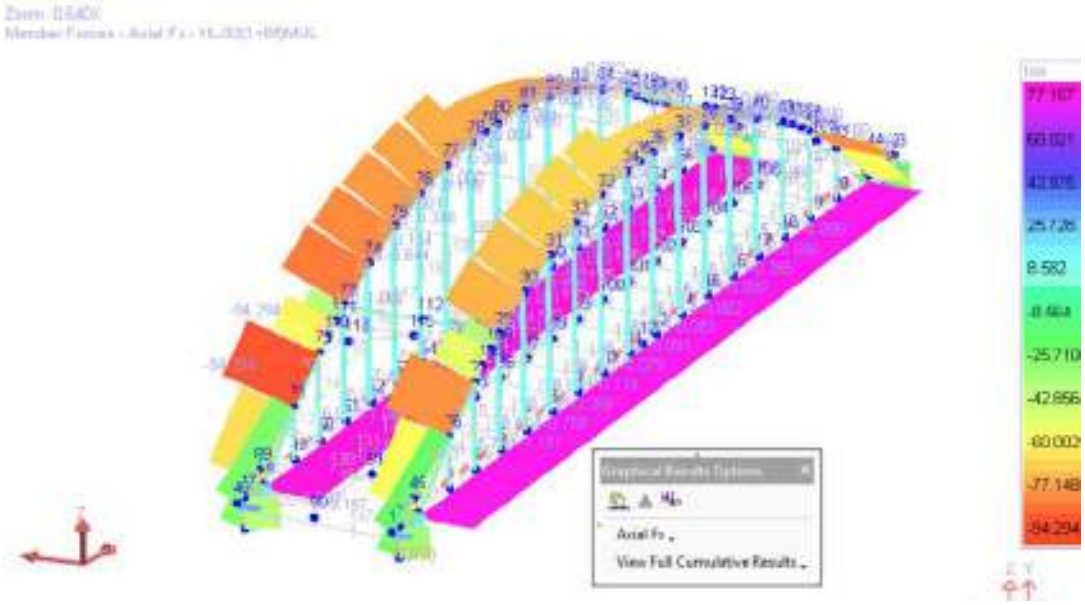
โดยในการแสดงผลการประเมินค่าของยานพาหนะข้างต้นจะนำเสนอในส่วนของช่วงสะพานแต่ละช่วงตามแบบ Elevation ของสะพานที่แสดงนี้



<u>กรณี ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน ต่อ Laneหรือน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบระดับ HL-93</u>

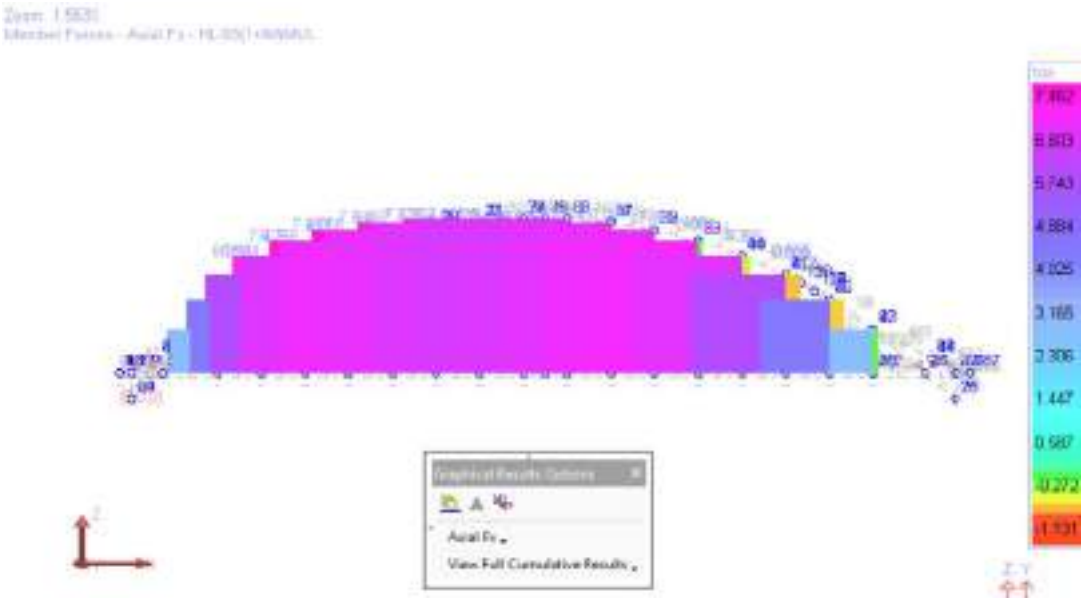
<u>ช่วงสะพาน Arch S2</u>

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Arch Rib



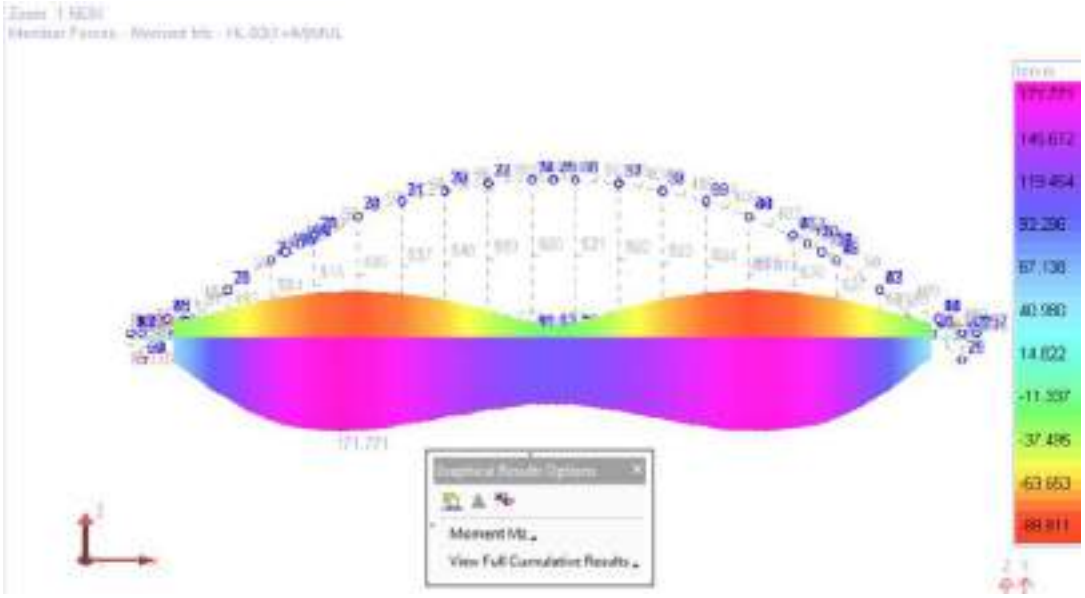
Max Axial Force = -94.294 T Per Rib

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Hangers

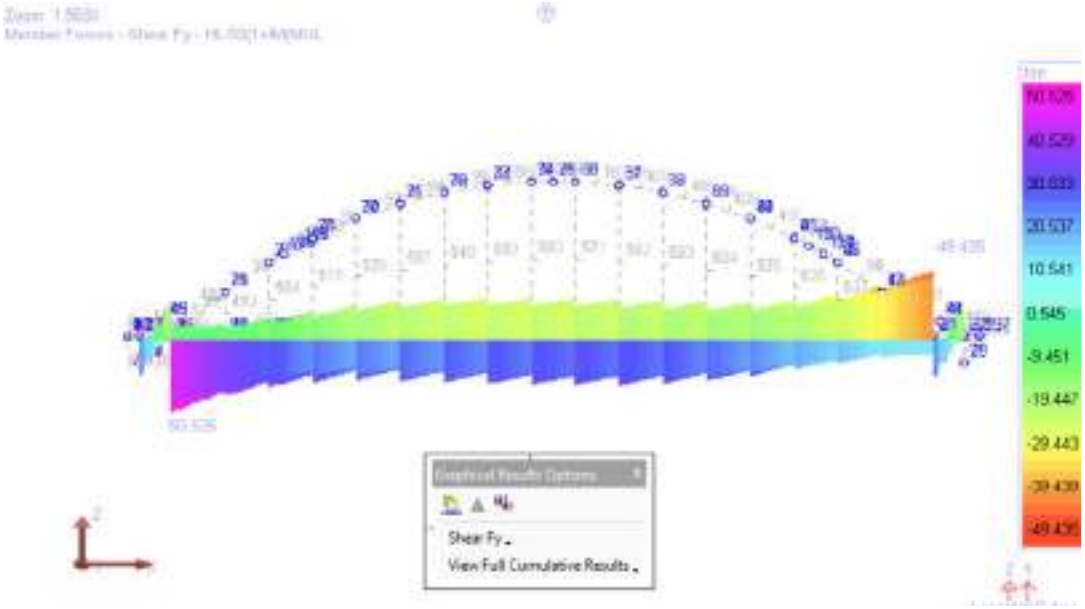


Max Tension = 7.5 T per Hanger

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Stiffening Girder



Max Moment = 171.771 T-m

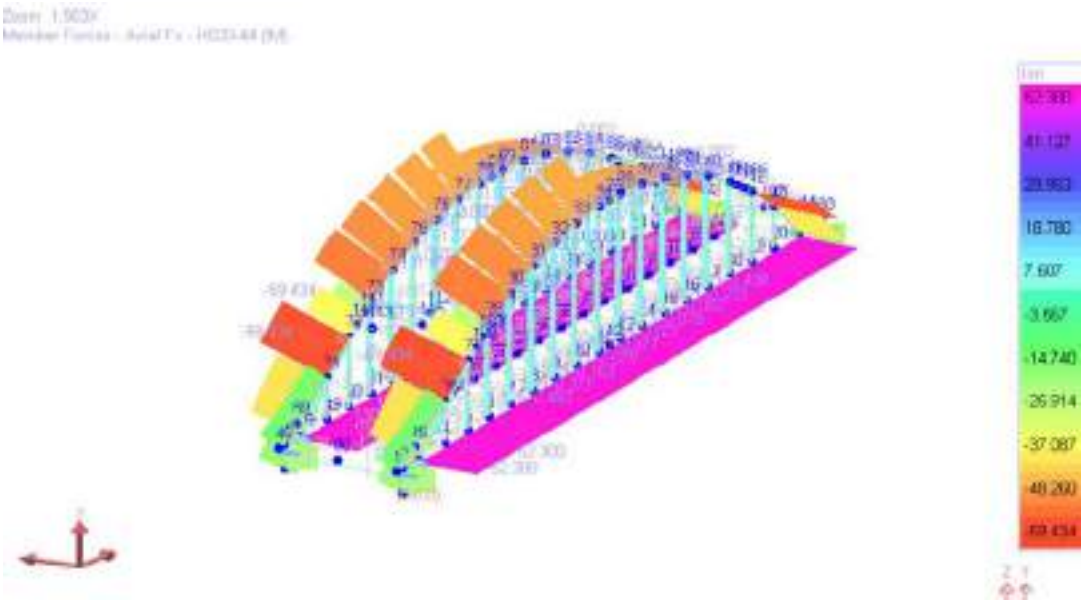


Max Shear = 50.525 T

<u>กรณี น้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบระดับ HS20-44</u>

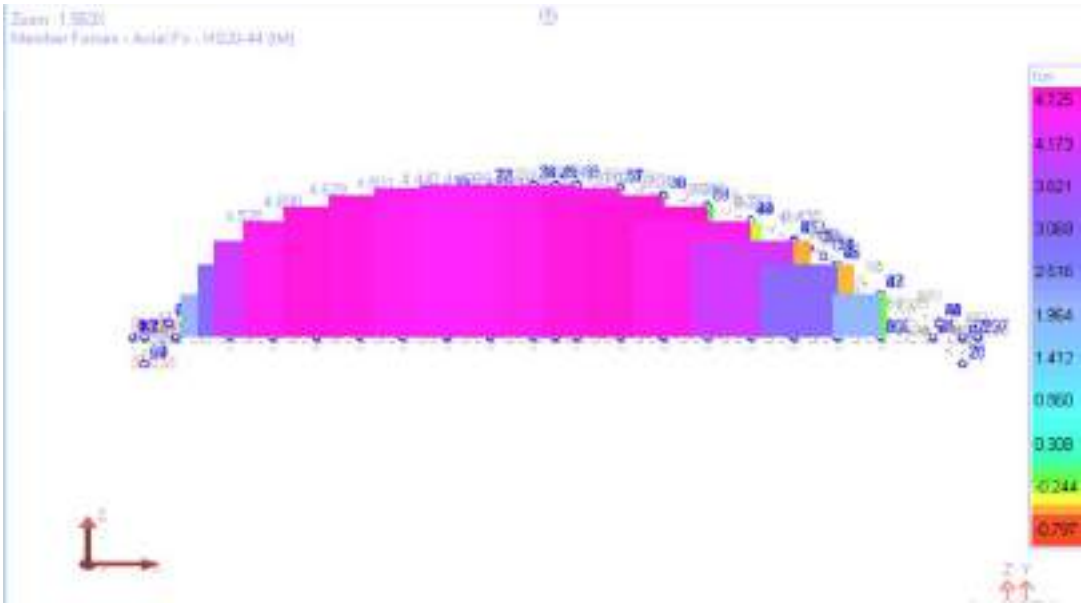
<u>ช่วงสะพาน Arch S2</u>

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Arch Rib



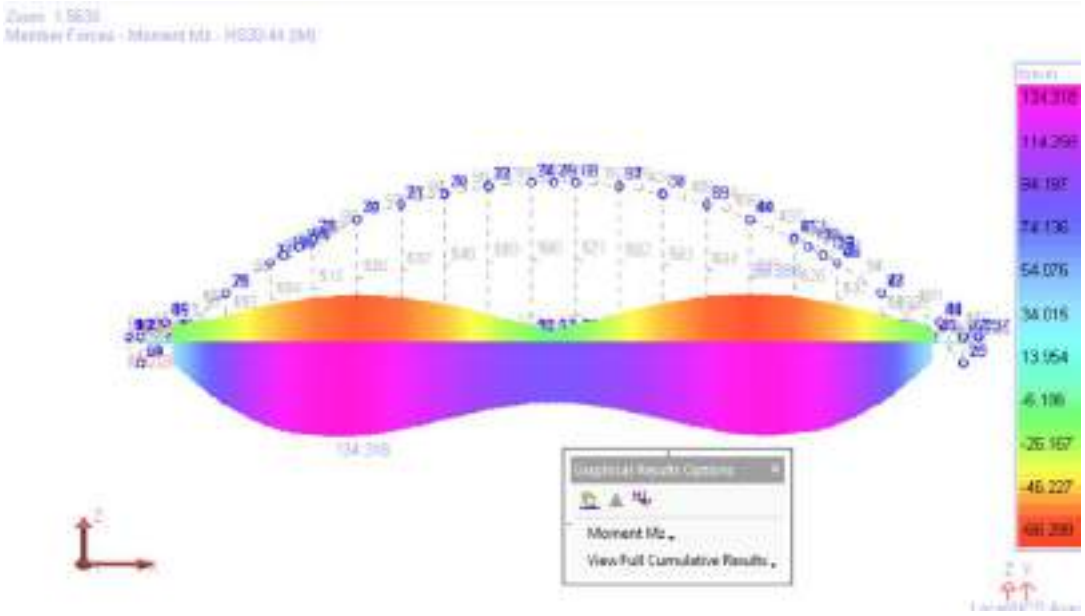
Max Axial Force = -59.434 T Per Rib

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Hangers

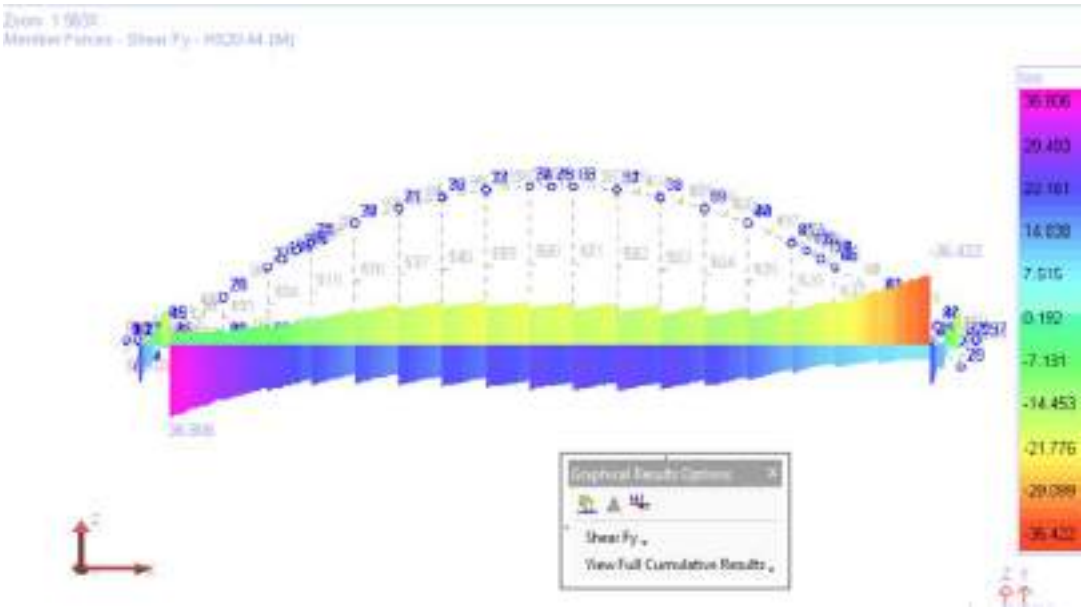


Max Tension = 4.725 T per Hanger

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Stiffening Girder



Max Moment = 134.318 T-m

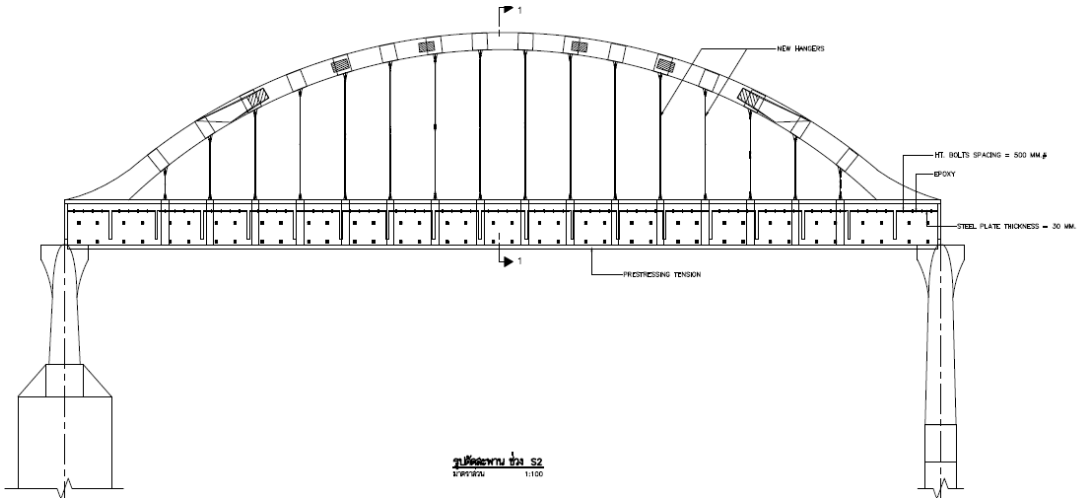


Max Shear = 36.806 T

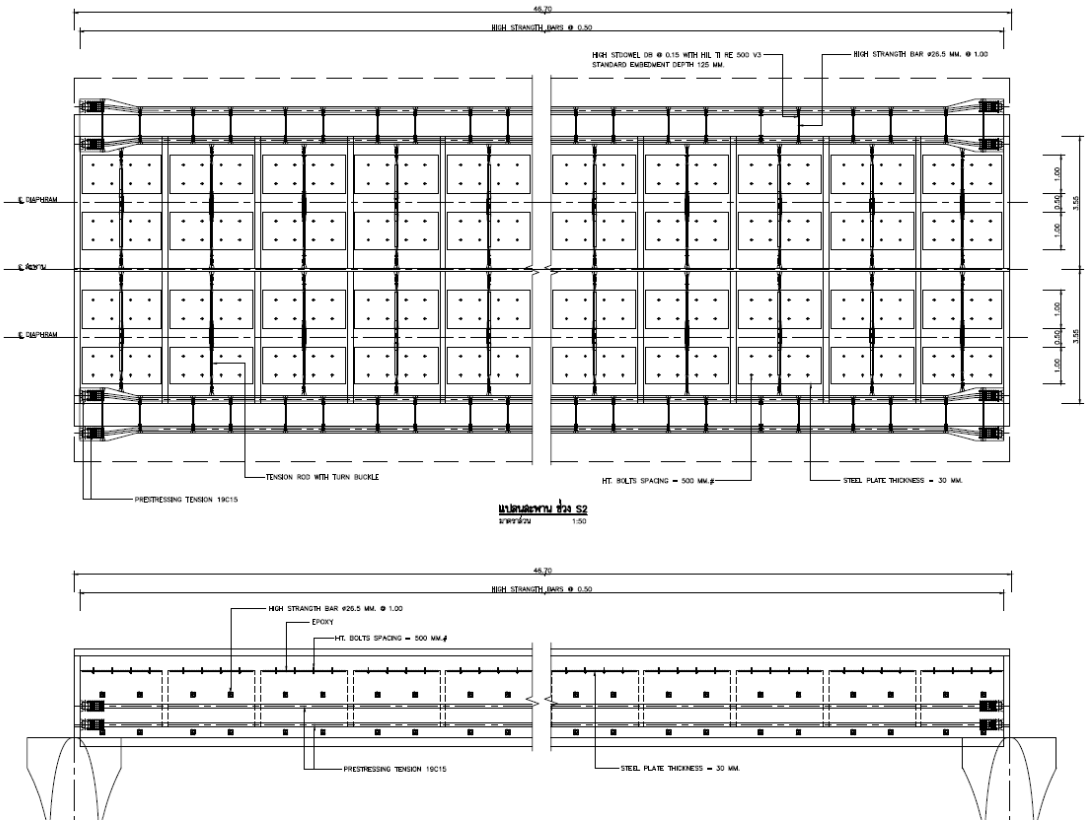
จากการเปรียบเทียบค่าของแรงภายในชิ้นส่วนต่างๆ ของสะพาน ในกรณีของ HS20-44 (ระดับการออกแบบของสะพานก่อนการบูรณะ) และ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane หรือน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 สรุปได้ว่า

- ผลของการวิเคราะห์ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน ในแต่ละ Lane วิ่งขบวน โดยแต่ละคันห่างกัน 15 ม หรือระดับ HL-93 จะพบว่า แรงภายใน Arch Rib จะสูงกว่ากรณี HS20-44 พอสมควร คือประมาณ 1.58 เท่า ส่วนแรงภายใน Hanger จะประมาณ 1.57เท่า และ ส่วนของ Moment และ Shear ใน Stiffening Girder ประมาณ 1.27-1.50 เท่า ดังนั้น ถ้าพิจารณากรณีเปิด วิ่งเป็นขบวน หรือกรณีให้สะพานสามารถรองรับระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 มีความจำเป็นต้องเสริมกำลัง (Structural Strengthening) ใน Member ต่างๆ เช่น Arch Rib , Hanger, Stiffening Girder เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในระหว่างการใช้งาน

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลัง Arch Rib แสดงดังนี้



ตัวอย่างรูปแบบการซ่อมและเสริมกำลังช่วง Arch



รูปแบบของการเสริมกำลัง Arch Rib ที่ปรึกษาเลือกใช้ Concrete Jacketing หุ้มคอนกรีต Arch Rib เดิม เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่าย และ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

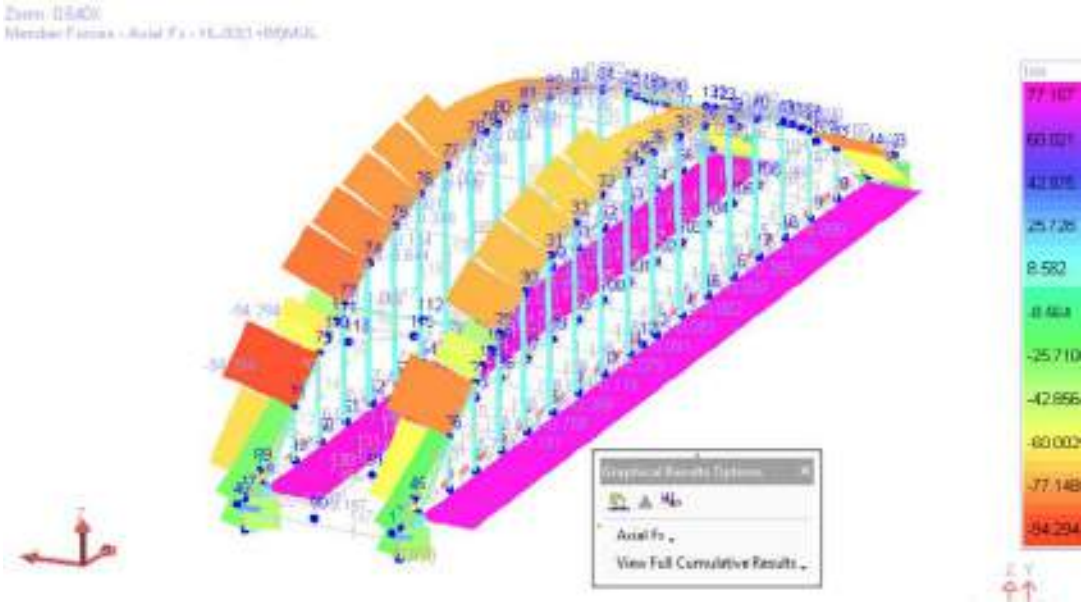
โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

โดยในกรณีนี้ Hanger เดิมทุกชิ้นจะต้องดำเนินการเปลี่ยนด้วย Hanger .ใหม่เพื่อให้สามารถรองรับ น้ำหนักที่เพิ่มจากขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวนหรือระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 โดย สามารถดำเนินการโดยใช้Steel Jacketing หุ้มบริเวณตำแหน่งของ Hanger เดิม เพื่อดำเนินการเปลี่ยนเป็น Hanger รูปแบบใหม่เช่น PT Bar หรือ Stay Cable ซึ่งเป็นระบบที่สามารถถอดเปลี่ยนได้ในอนาคต

ในส่วนของ Stiffening Girder เดิม จะดำเนินการเสริมกำลังโดยใช้ Concrete Jacketing ร่วมกับการใช้ Internal Prestressing System เพื่อช่วยในการลดการแตกร้าวในอนาคต รวมทั้งในบริเวณที่เป็นตำแหน่งของ New Hanger จะดำเนินการเสริมเพิ่มด้วย Steel Jacketing เพื่อให้สามารถยึดกับ New Hanger ที่สามารถเปลี่ยนได้ในอนาคต

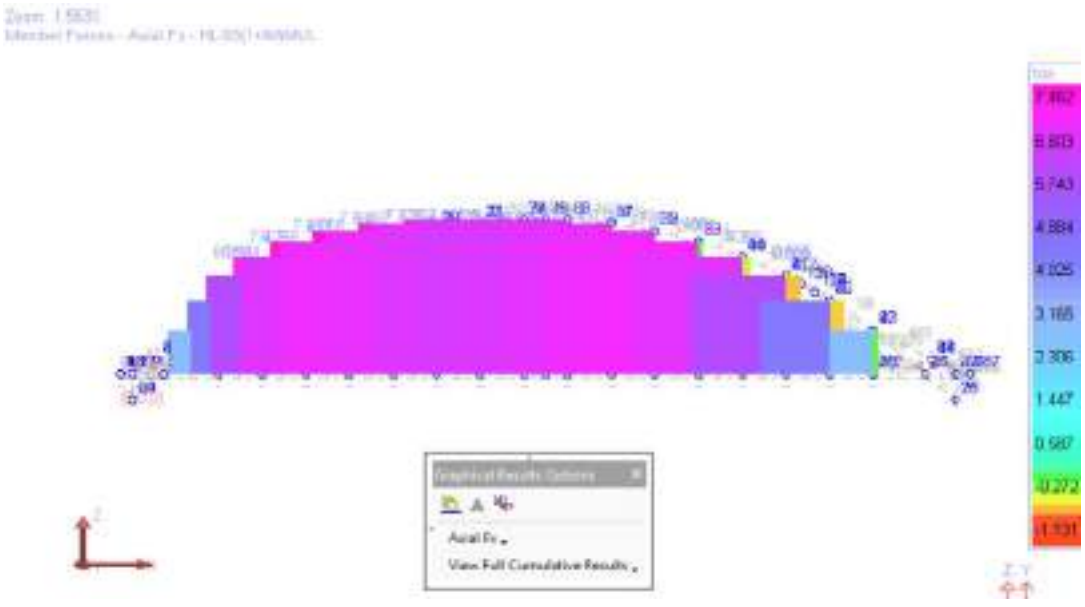
ช่วงสะพาน Arch S3

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Arch Rib



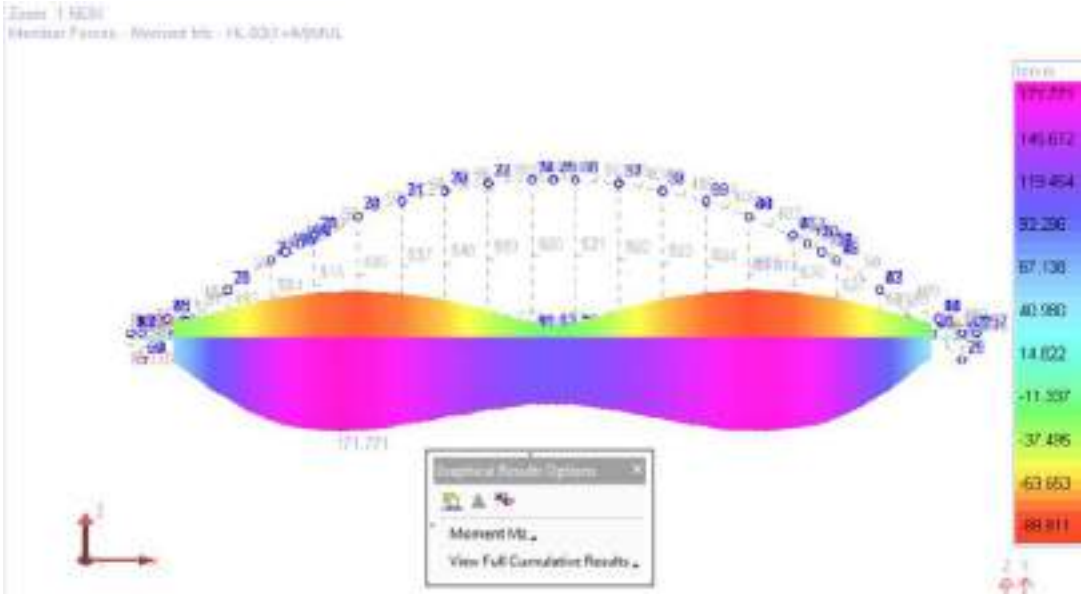
Max Axial Force = -94.294 T Per Rib

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Hangers

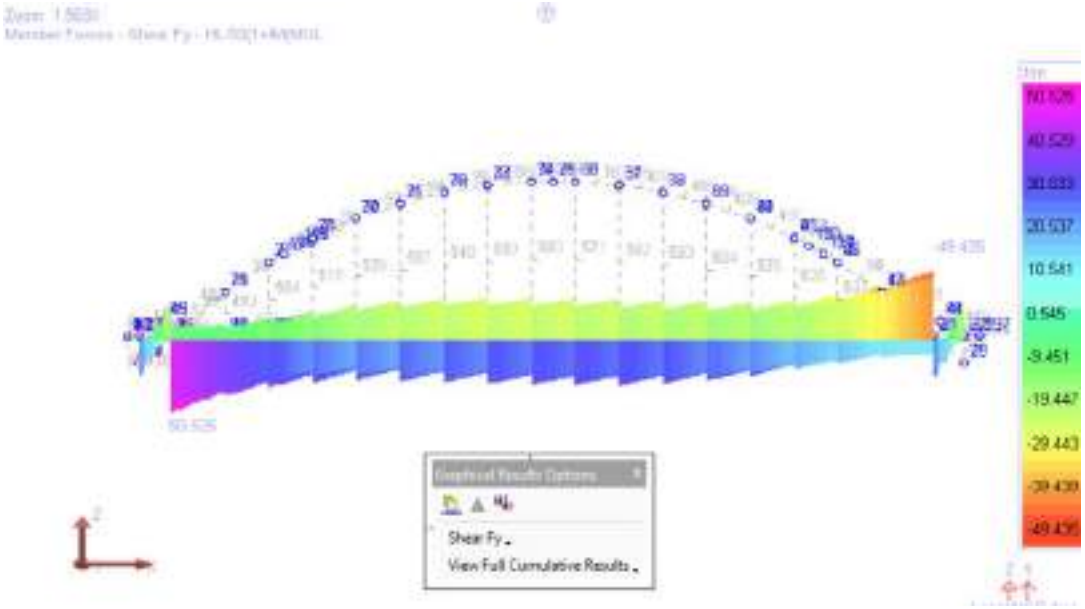


Max Tension = 7.5 T per Hanger

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Stiffening Girder



Max Moment = 171.771 T-m

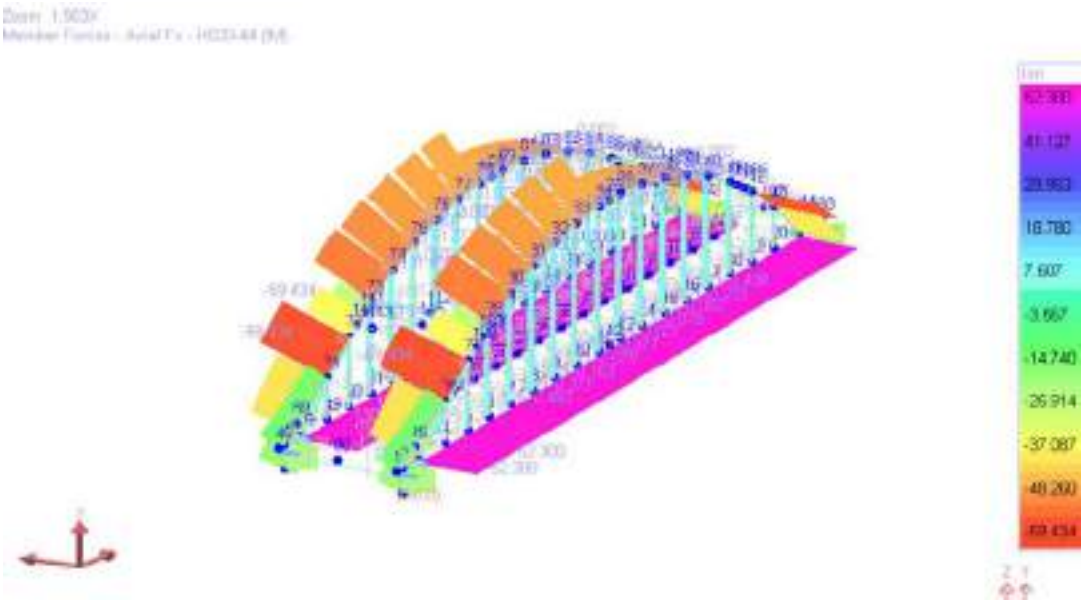


Max Shear = 50.525 T

<u>กรณี น้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบระดับ HS20-44</u>

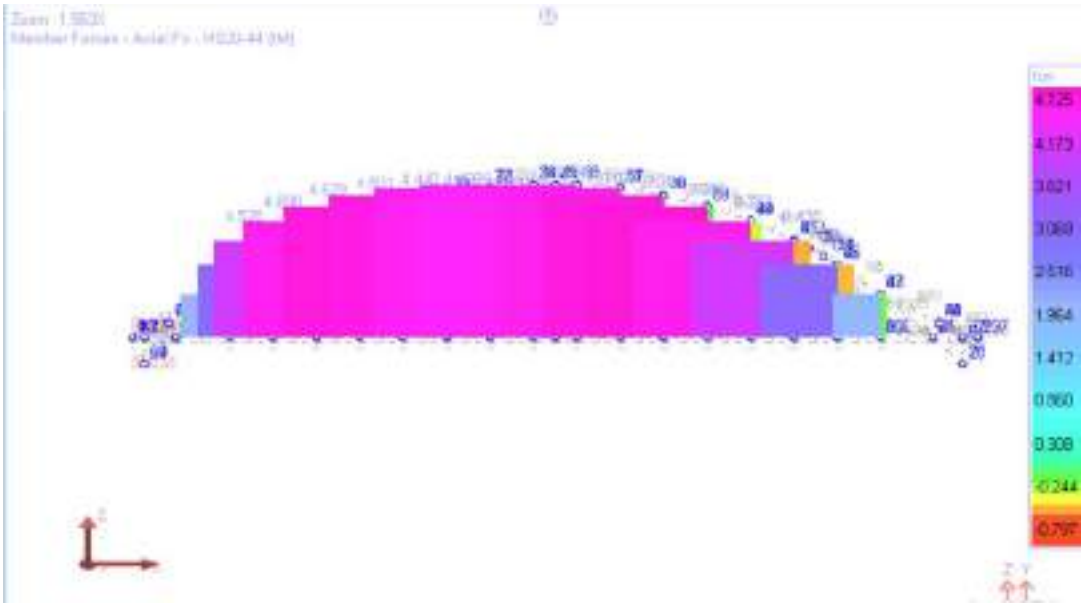
<u>ช่วงสะพาน Arch S3</u>

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Arch Rib



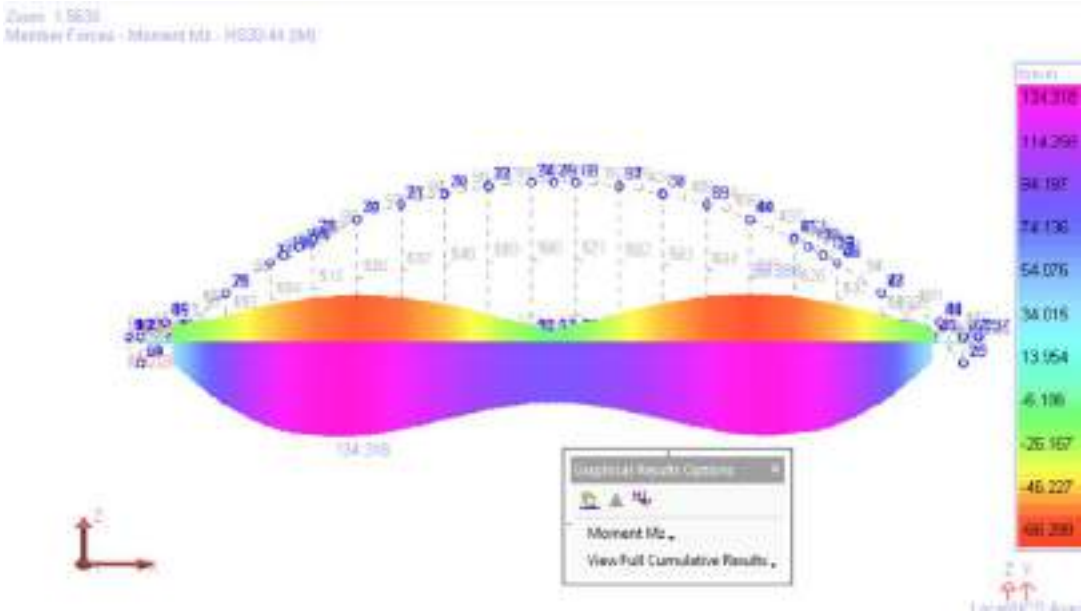
Max Axial Force = -59.434 T Per Rib

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Hangers

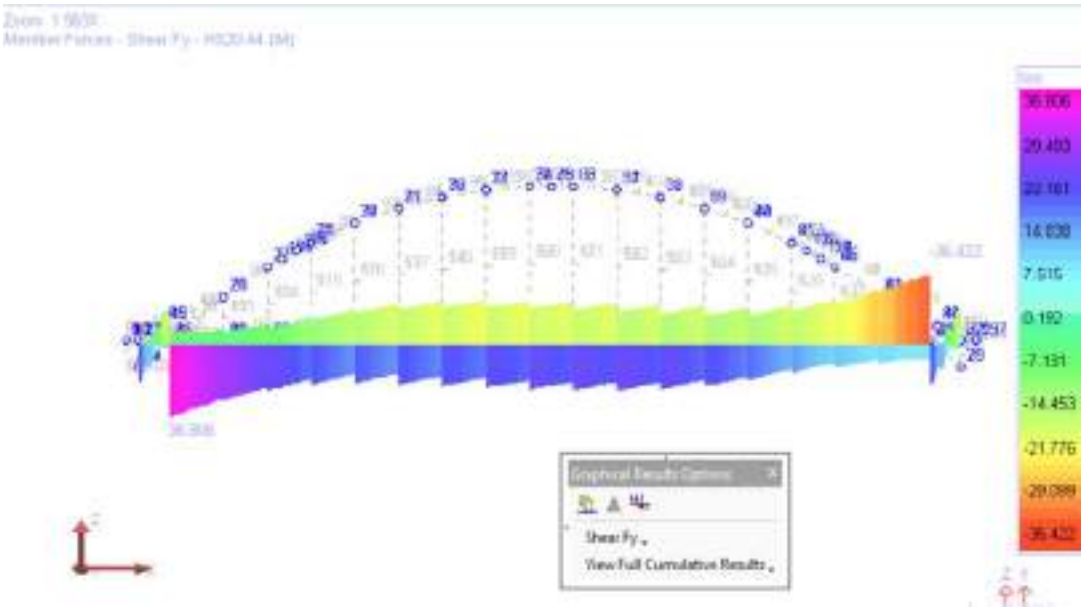


Max Tension = 4.725 T per Hanger

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Stiffening Girder



Max Moment = 134.318 T-m

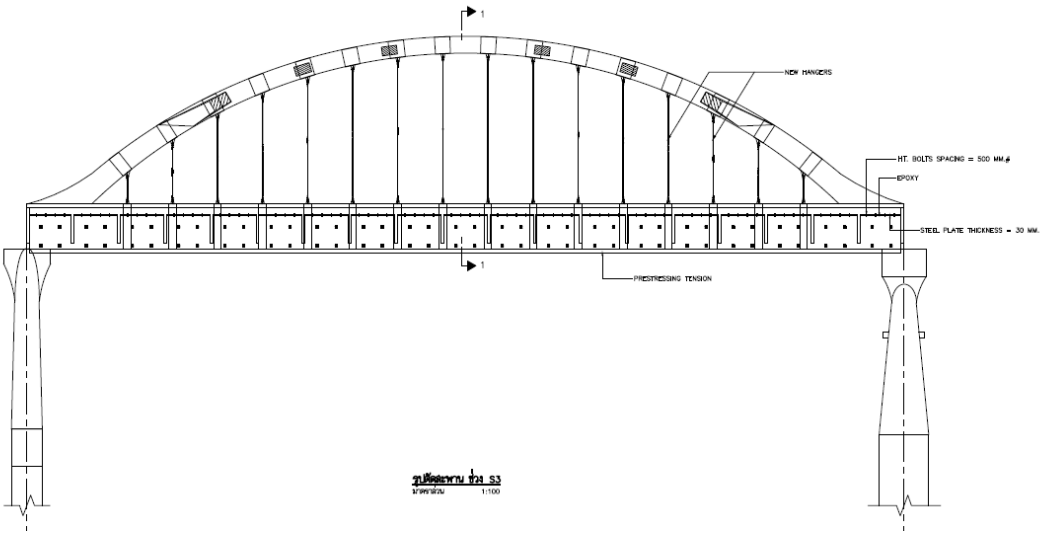


Max Shear = 36.806 T

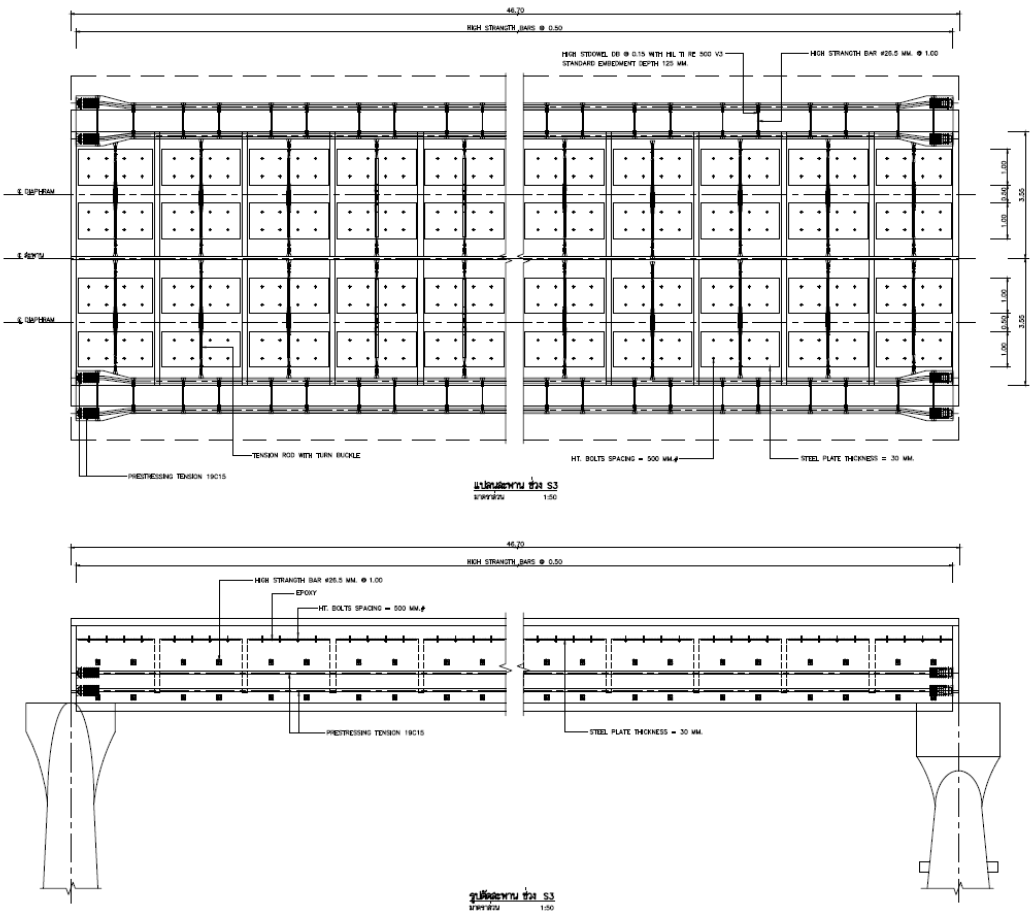
จากการเปรียบเทียบค่าของแรงภายในชิ้นส่วนต่างๆ ของสะพาน ในกรณีของ HS20-44 (ระดับการออกแบบของสะพานก่อนการบูรณะ) และ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane หรือน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 สรุปได้ว่า

- ผลของการวิเคราะห์ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน ในแต่ละ Lane วิ่งขบวน โดยแต่ละคันห่างกัน 15 ม หรือระดับ HL-93 จะพบว่า แรงภายใน Arch Rib จะสูงกว่ากรณี HS20-44 พอสมควร คือประมาณ 1.58 เท่า ส่วนแรงภายใน Hanger จะประมาณ 1.57เท่า และ ส่วนของ Moment และ Shear ใน Stiffening Girder ประมาณ 1.27-1.50 เท่า ดังนั้น ถ้าพิจารณากรณีเปิด วิ่งเป็นขบวน หรือกรณีให้สะพานสามารถรองรับระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 มีความจำเป็นต้องเสริมกำลัง (Structural Strengthening) ใน Member ต่างๆ เช่น Arch Rib , Hanger, Stiffening Girder เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในระหว่างการใช้งาน

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลัง Arch Rib แสดงดังนี้



ตัวอย่างรูปแบบการซ่อมและเสริมกำลังช่วง Arch



รูปแบบของการเสริมกำลัง Arch Rib ที่ปรึกษาเลือกใช้ Concrete Jacketing หุ้มคอนกรีต Arch Rib เดิม เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่าย และ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

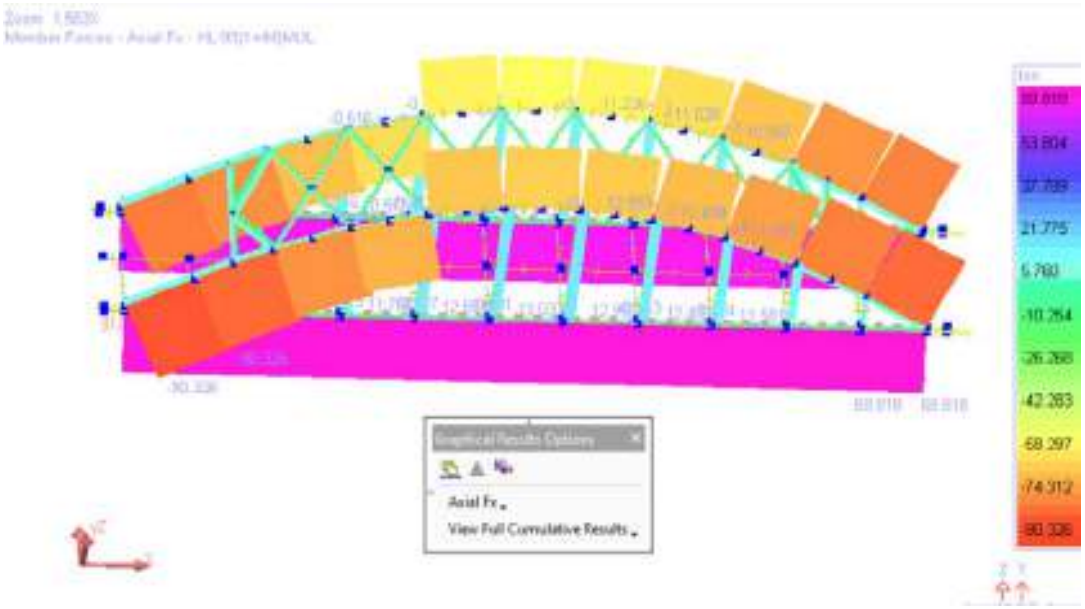
โดยในกรณีนี้ Hanger เดิมทุกชิ้นจะต้องดำเนินการเปลี่ยนด้วย Hanger .ใหม่เพื่อให้สามารถรองรับ น้ำหนักที่เพิ่มจากขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวนหรือระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 โดย สามารถดำเนินการโดยใช้Steel Jacketing หุ้มบริเวณตำแหน่งของ Hanger เดิม เพื่อดำเนินการเปลี่ยนเป็น Hanger รูปแบบใหม่เช่น PT Bar หรือ Stay Cable ซึ่งเป็นระบบที่สามารถถอดเปลี่ยนได้ในอนาคต

ในส่วนของ Stiffening Girder เดิม จะดำเนินการเสริมกำลังโดยใช้ Concrete Jacketing ร่วมกับการใช้ Internal Prestressing System เพื่อช่วยในการลดการแตกร้าวในอนาคต รวมทั้งในบริเวณที่เป็นตำแหน่งของ New Hanger จะดำเนินการเสริม

เพิ่มด้วย Steel Jacketing เพื่อให้สามารถยึดกับ New Hanger ที่สามารถเปลี่ยนได้ในอนาคต

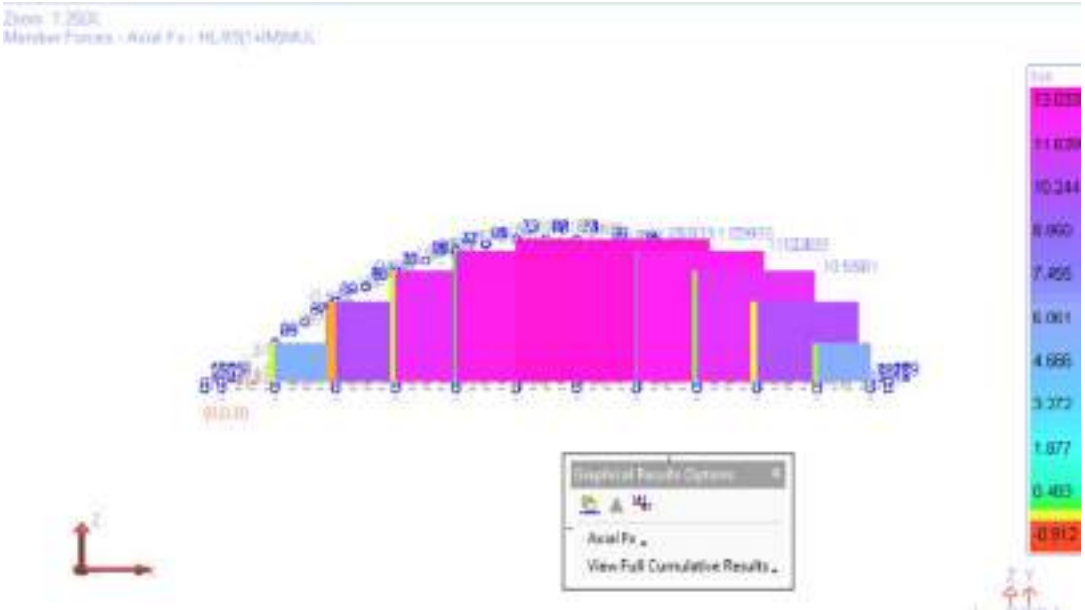
<u>ช่วงสะพาน Arch S4</u>

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Arch Rib



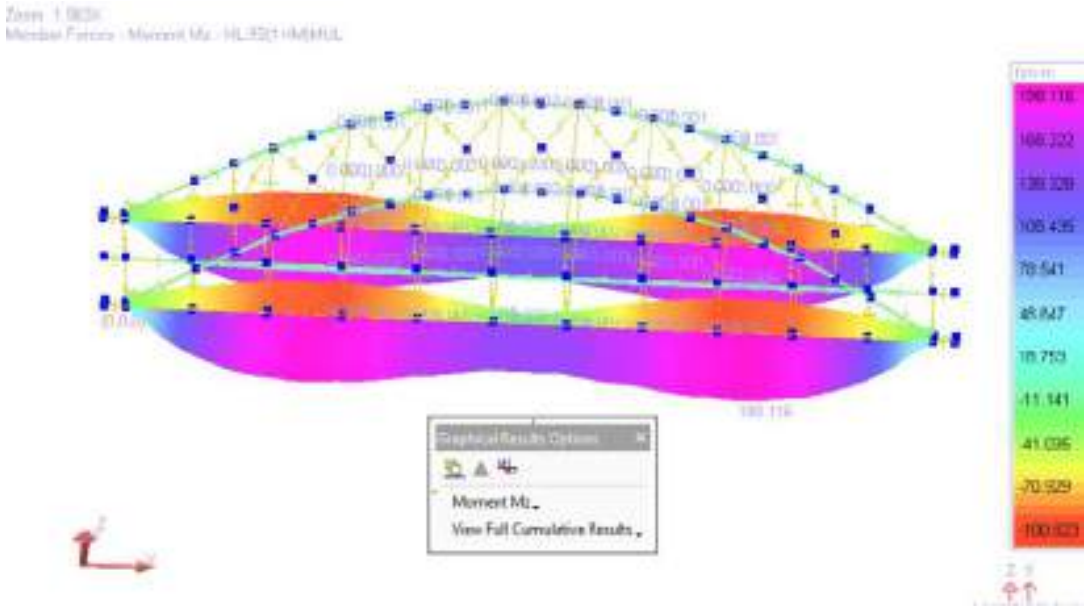
Max Axial Force = -90.326 T Per Rib

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Hangers

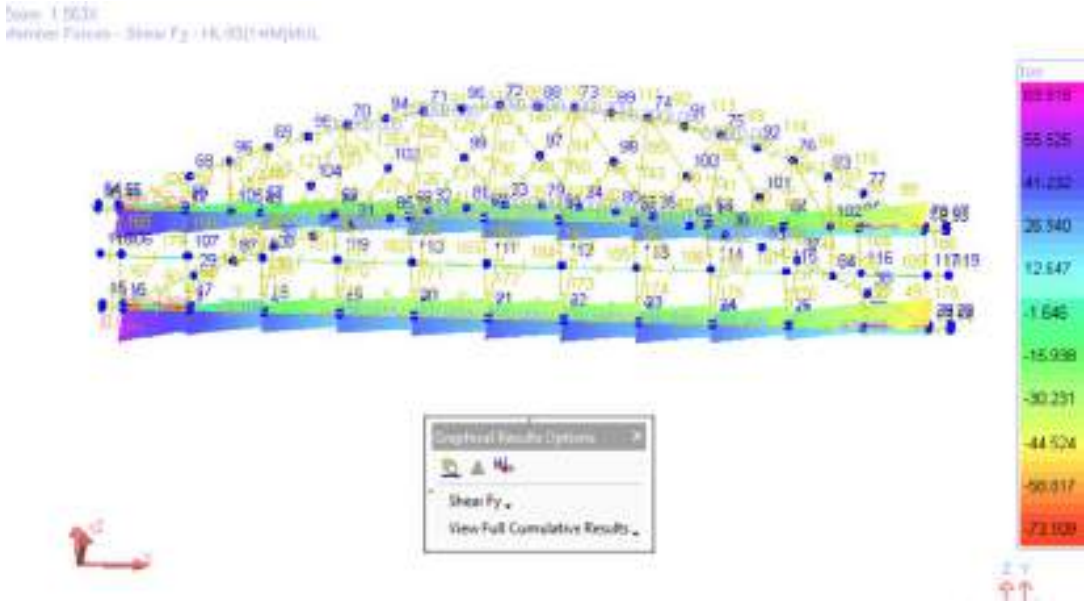


Max Tension = 13.03 T per Hanger

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Stiffening Girder



Max Moment = 198.116 T-m

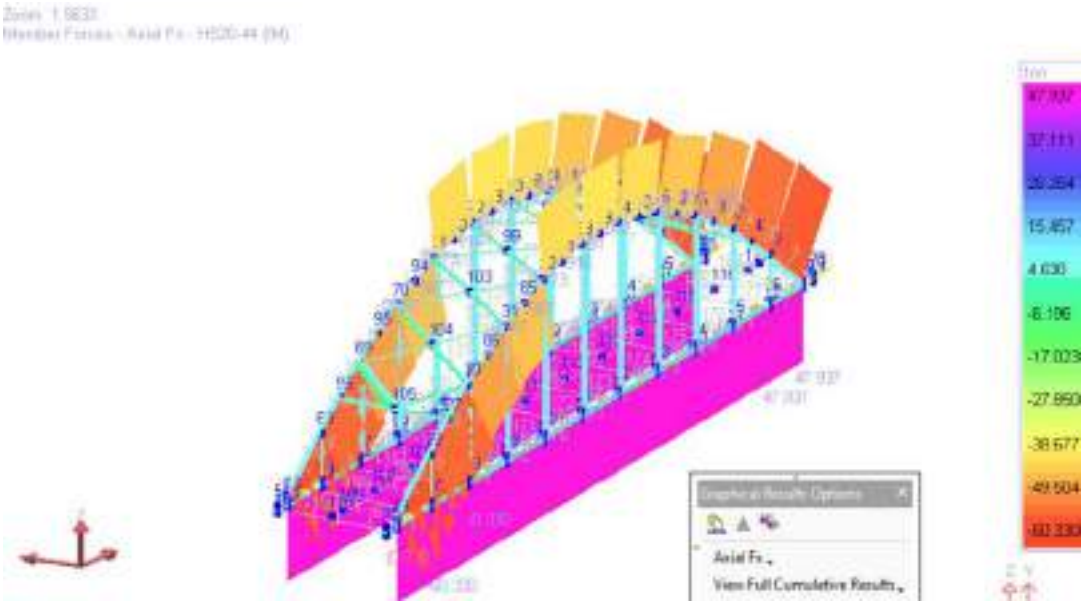


Max Shear = 69.818 T

<u>กรณี น้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบระดับ HS20-44</u>

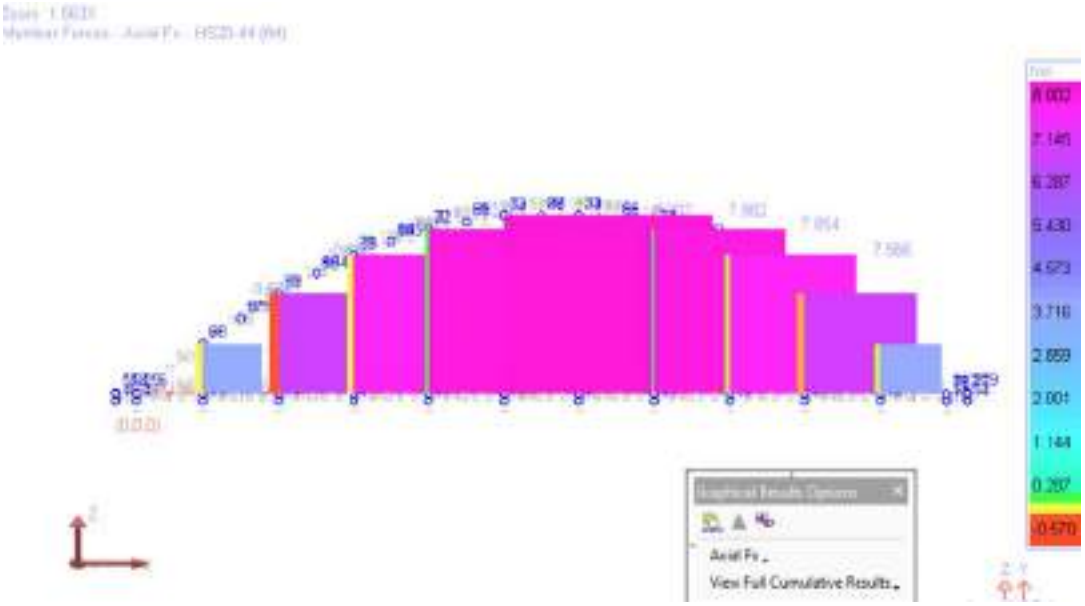
<u>ช่วงสะพาน Arch S4</u>

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Arch Rib



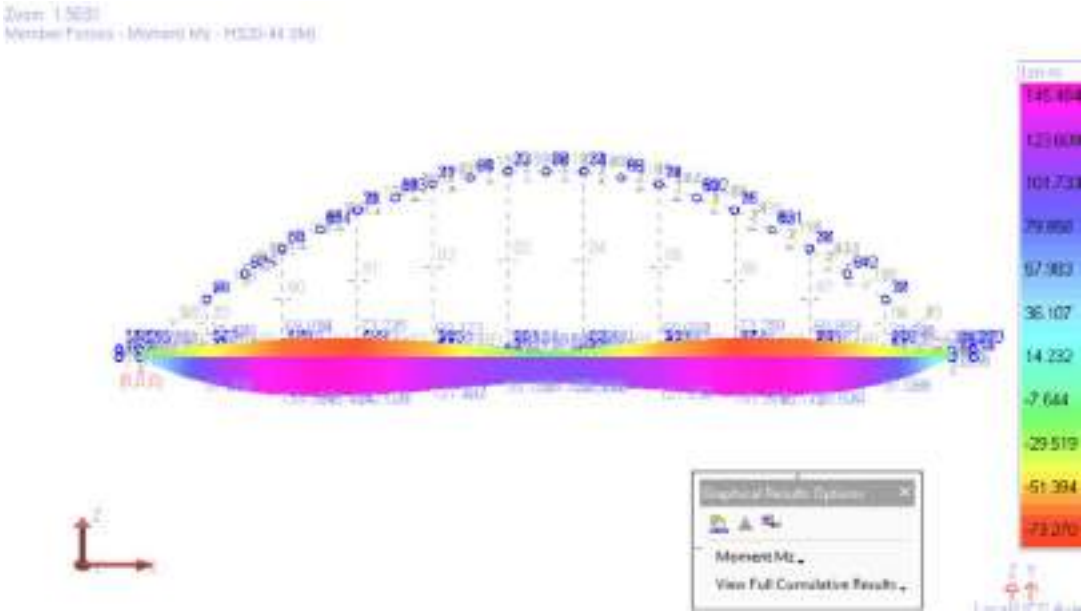
Max Axial Force = -60.330 T Per Rib

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Hangers

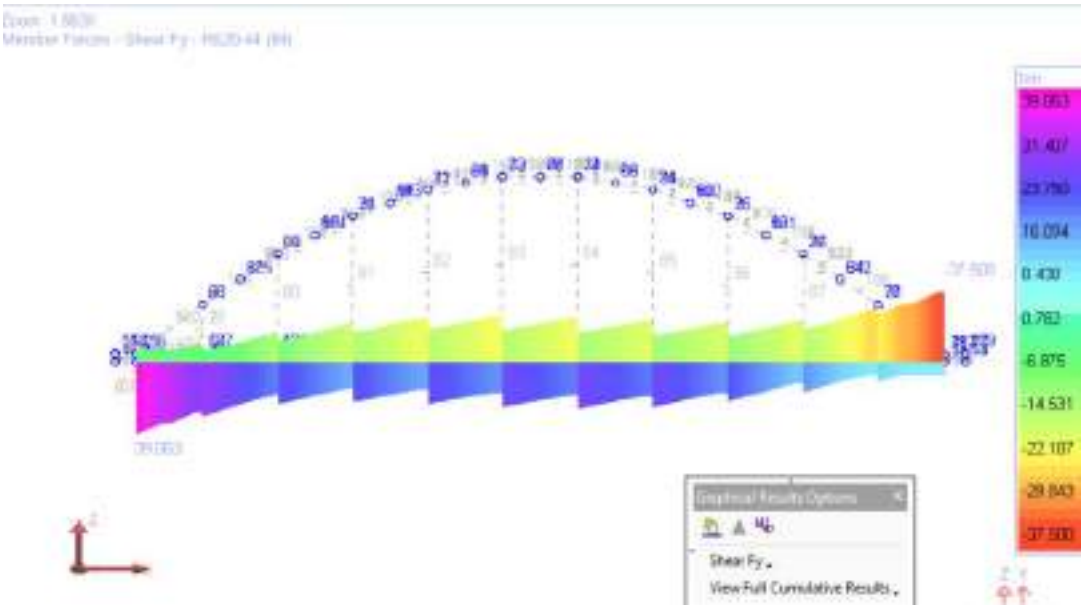


Max Tension = 8.002 T per Hanger

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Stiffening Girder



Max Moment = 145.484 T-m

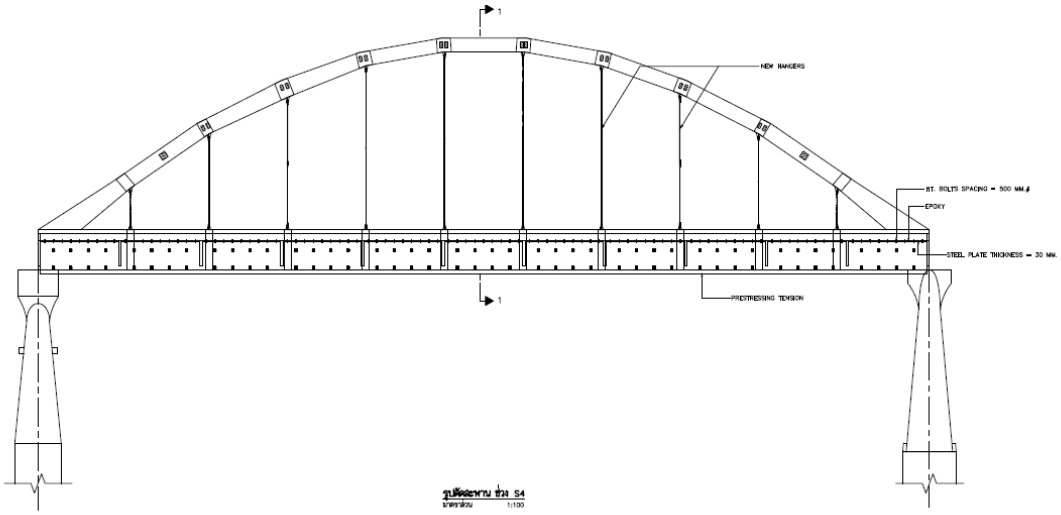


Max Shear = 39.063 T

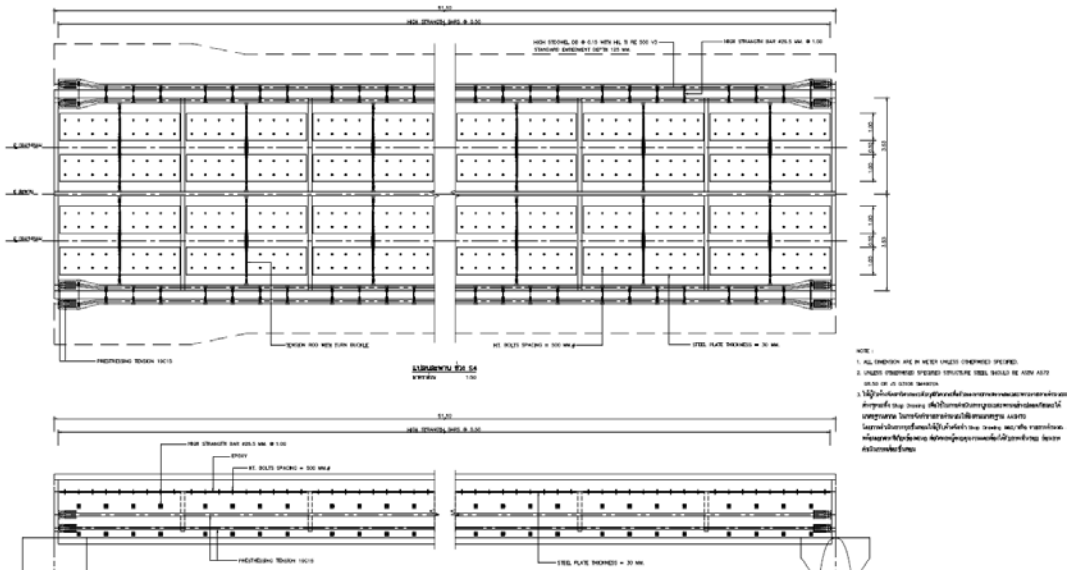
จากการเปรียบเทียบค่าของแรงภายในชิ้นส่วนต่างๆ ของสะพาน ในกรณีของ HS20-44 (ระดับการออกแบบของสะพานก่อนการบูรณะ) และ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane หรือน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 สรุปได้ว่า

- ผลของการวิเคราะห์ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน ในแต่ละ Lane วิ่งขบวน โดยแต่ละคันห่างกัน 15 ม หรือระดับ HL-93 จะพบว่า แรงภายใน Arch Rib จะสูงกว่ากรณี HS20-44 พอสมควร คือประมาณ 1.497 เท่า ส่วนแรงภายใน Hanger จะประมาณ 1.625เท่า และ ส่วนของ Moment และ Shear ใน Stiffening Girder ประมาณ 1.37-1.76 เท่า ดังนั้น ถ้าพิจารณากรณีเปิด วิ่งเป็นขบวน หรือกรณีให้สะพานสามารถรองรับระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 มีความจำเป็นต้องเสริมกำลัง (Structural Strengthening) ใน Member ต่างๆ เช่น Arch Rib , Hanger, Stiffening Girder เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในระหว่างการใช้งาน

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลัง Arch Rib แสดงดังนี้



ตัวอย่างรูปแบบการซ่อมและเสริมกำลังช่วง Arch



รูปแบบของการเสริมกำลัง Arch Rib ที่ปรึกษาเลือกใช้ Concrete Jacketing หุ้มคอนกรีต Arch Rib เดิม เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่าย และ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

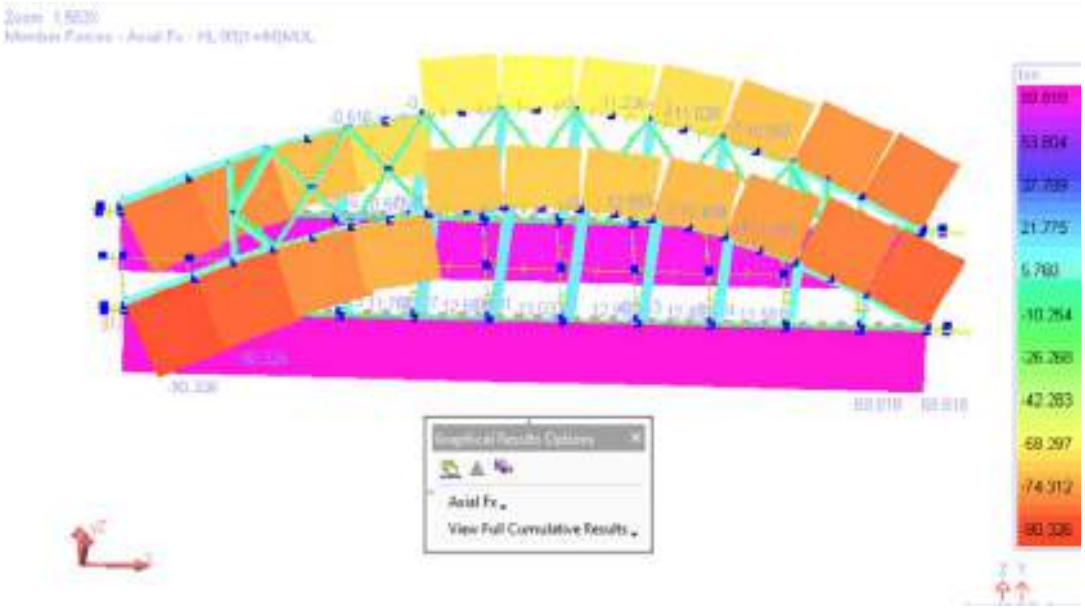
โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

โดยในกรณีนี้ Hanger เดิมทุกชิ้นจะต้องดำเนินการเปลี่ยนด้วย Hanger .ใหม่เพื่อให้สามารถรองรับ น้ำหนักที่เพิ่มจากขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวนหรือระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 โดย สามารถดำเนินการโดยใช้Steel Jacketing หุ้มบริเวณตำแหน่งของ Hanger เดิม เพื่อดำเนินการเปลี่ยนเป็น Hanger รูปแบบใหม่เช่น PT Bar หรือ Stay Cable ซึ่งเป็นระบบที่สามารถถอดเปลี่ยนได้ในอนาคต

ในส่วนของ Stiffening Girder เดิม จะดำเนินการเสริมกำลังโดยใช้ Concrete Jacketing ร่วมกับการใช้ Internal Prestressing System เพื่อช่วยในการลดการแตกร้าวในอนาคต รวมทั้งในบริเวณที่เป็นตำแหน่งของ New Hanger จะดำเนินการเสริมเพิ่มด้วย Steel Jacketing เพื่อให้สามารถยึดกับ New Hanger ที่สามารถเปลี่ยนได้ในอนาคต

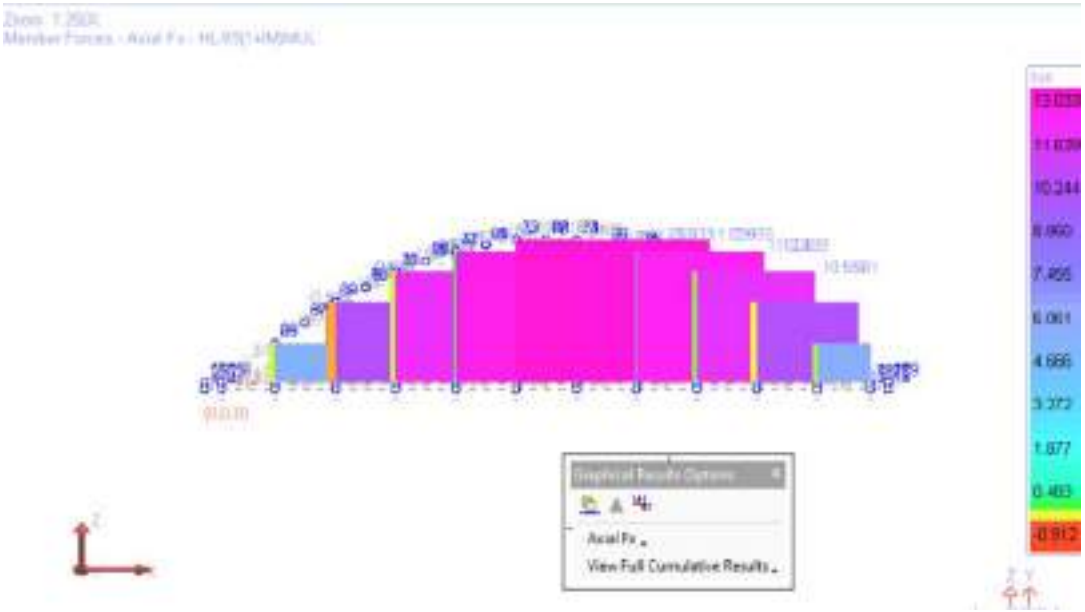
ช่วงสะพาน Arch S5

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Arch Rib



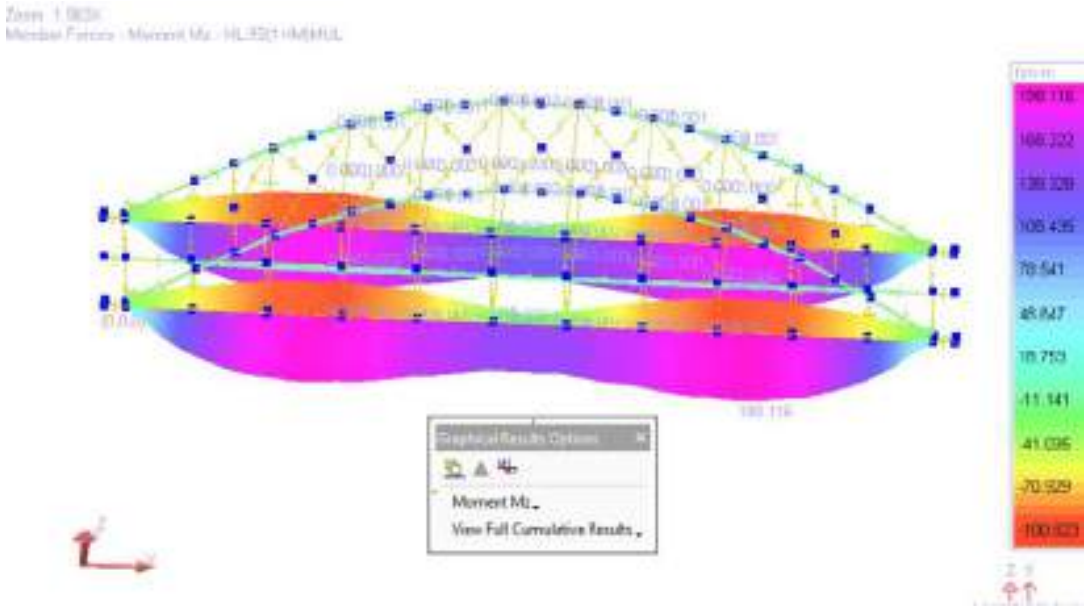
Max Axial Force = -90.326 T Per Rib

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Hangers

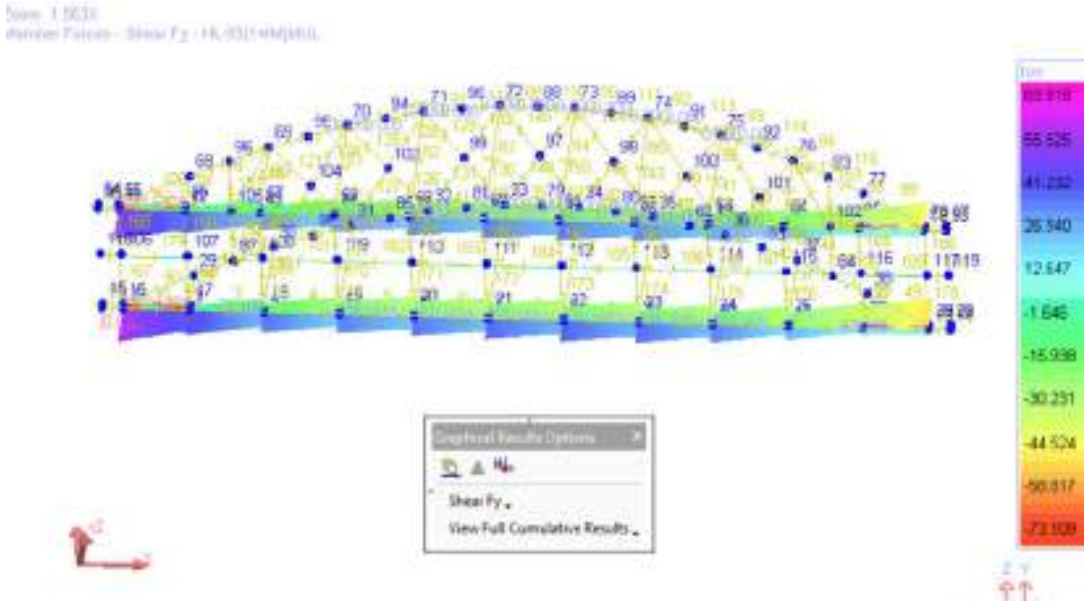


Max Tension = 13.03 T per Hanger

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Stiffening Girder



Max Moment = 198.116 T-m

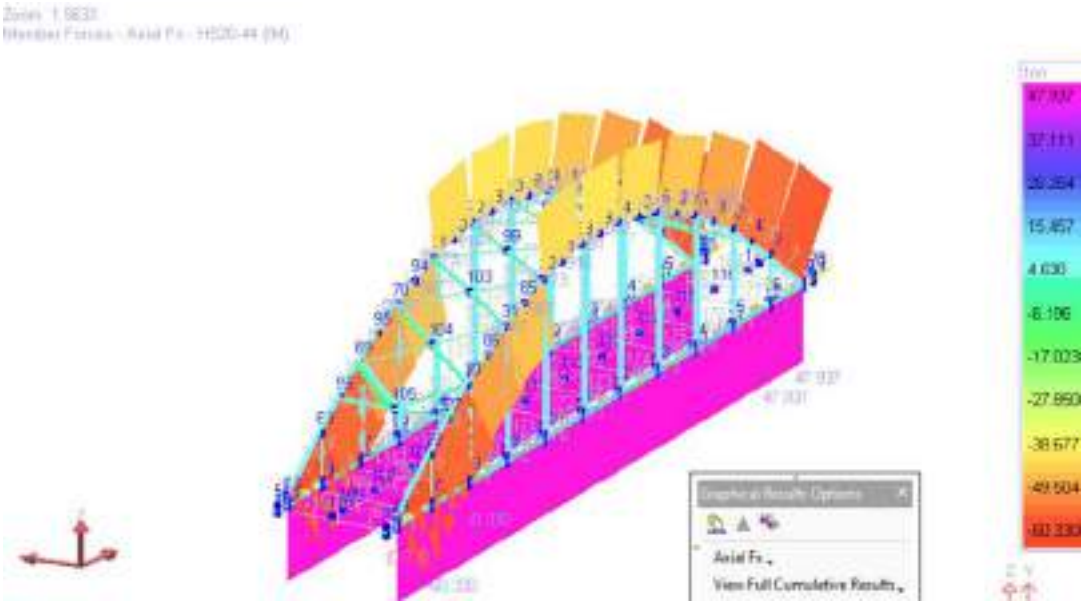


Max Shear = 69.818 T

<u>กรณี น้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบระดับ HS20-44</u>

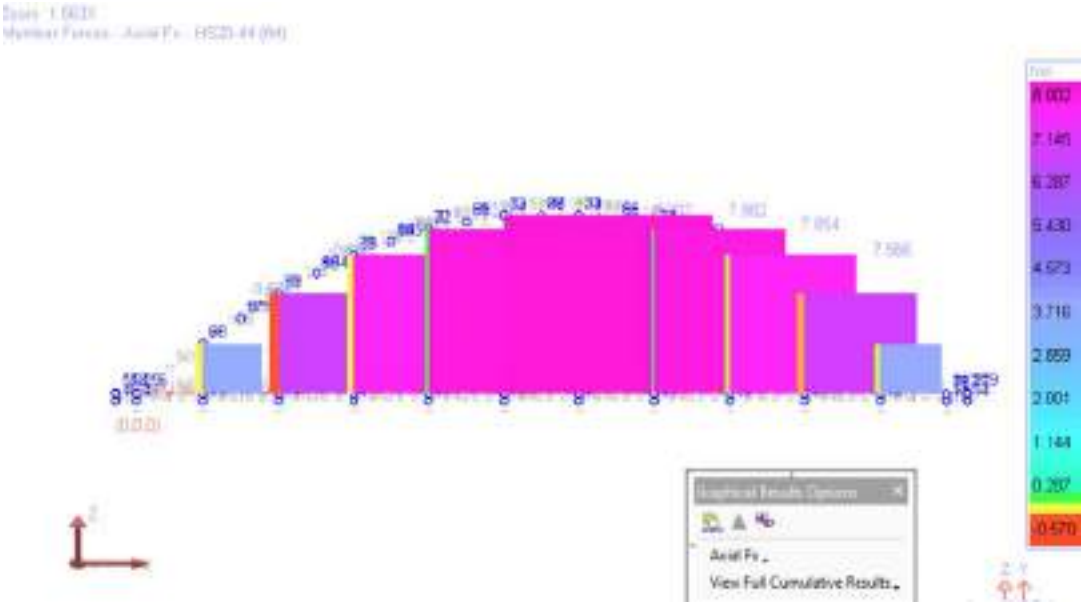
<u>ช่วงสะพาน Arch S5</u>

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Arch Rib



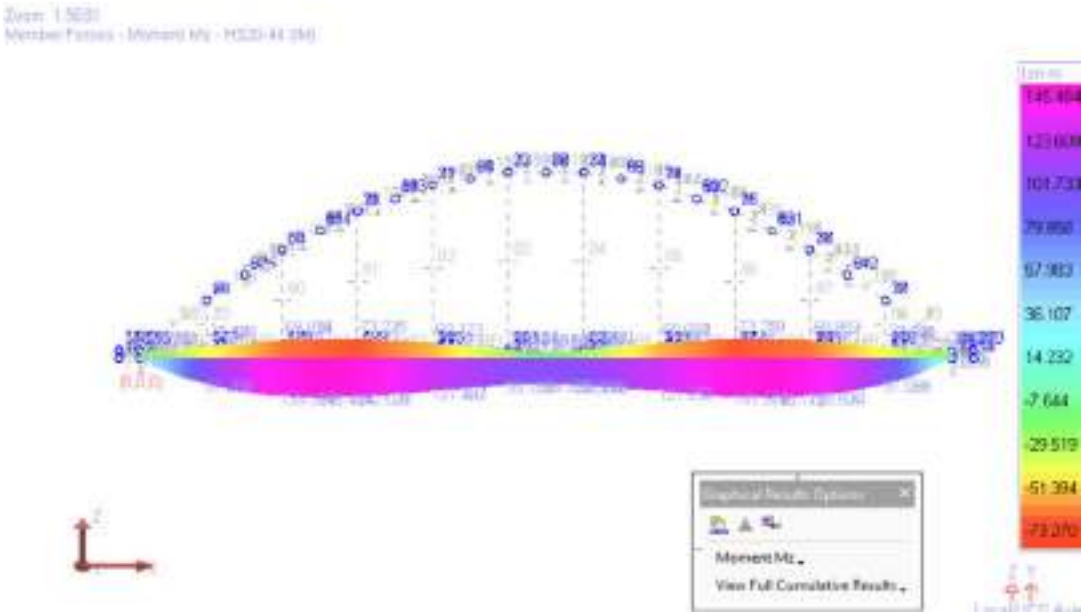
Max Axial Force = -60.330 T Per Rib

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Hangers

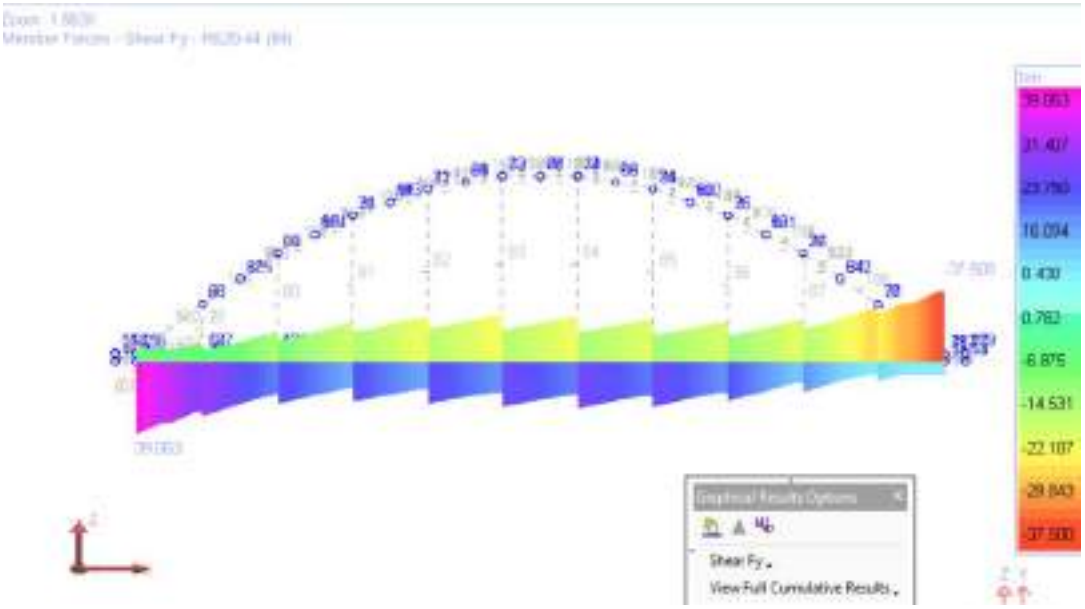


Max Tension = 8.002 T per Hanger

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Stiffening Girder



Max Moment = 145.484 T-m



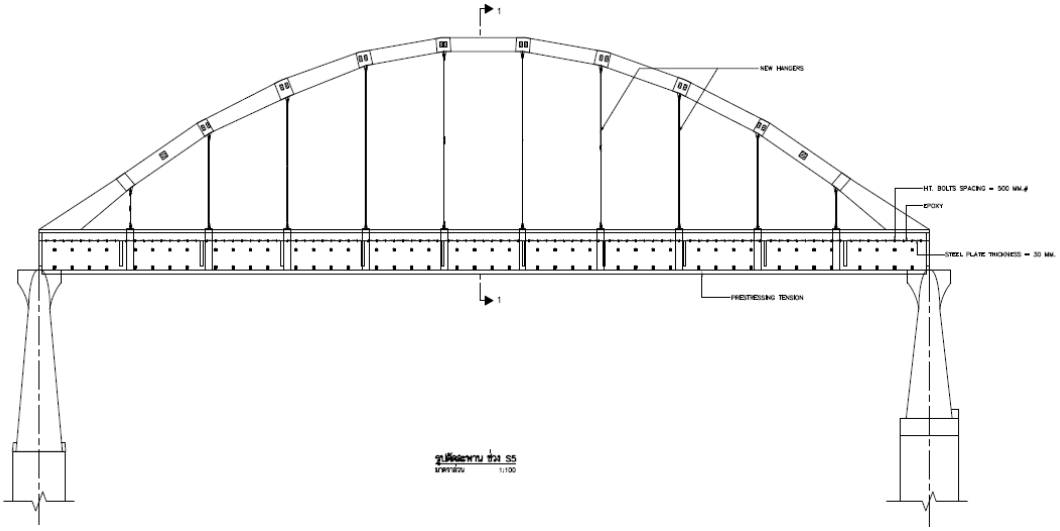
Max Shear = 39.063 T

จากการเปรียบเทียบค่าของแรงภายในชิ้นส่วนต่างๆ ของสะพาน ในกรณีของ HS20-44 (ระดับการออกแบบของสะพานก่อนการบูรณะ) และ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane หรือน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 สรุปได้ว่า

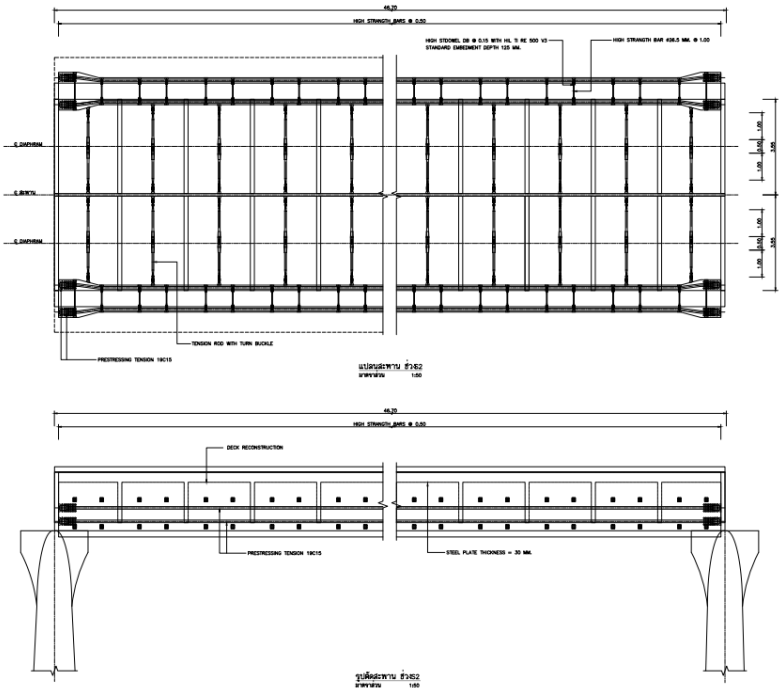
- ผลของการวิเคราะห์ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน ในแต่ละ Lane วิ่งขบวน โดยแต่ละคันห่างกัน 15 ม หรือระดับ HL-93

จะพบว่า แรงภายใน Arch Rib จะสูงกว่ากรณี HS20-44 พอสมควร คือประมาณ 1.497 เท่า ส่วนแรงภายใน Hanger จะประมาณ 1.625เท่า และ ส่วนของ Moment และ Shear ใน Stiffening Girder ประมาณ 1.37-1.76 เท่า ดังนั้น ถ้าพิจารณากรณีเปิด วิ่งเป็นขบวน หรือกรณีให้สะพานสามารถรองรับระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 มีความจำเป็นต้องเสริมกำลัง (Structural Strengthening) ใน Member ต่างๆ เช่น Arch Rib , Hanger, Stiffening Girder เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในระหว่างการใช้งาน

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลัง Arch Rib แสดงดังนี้



ตัวอย่างรูปแบบการซ่อมและเสริมกำลังช่วง Arch



รูปแบบของการเสริมกำลัง Arch Rib ที่ปรึกษาเลือกใช้[redacted]เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่าย และ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

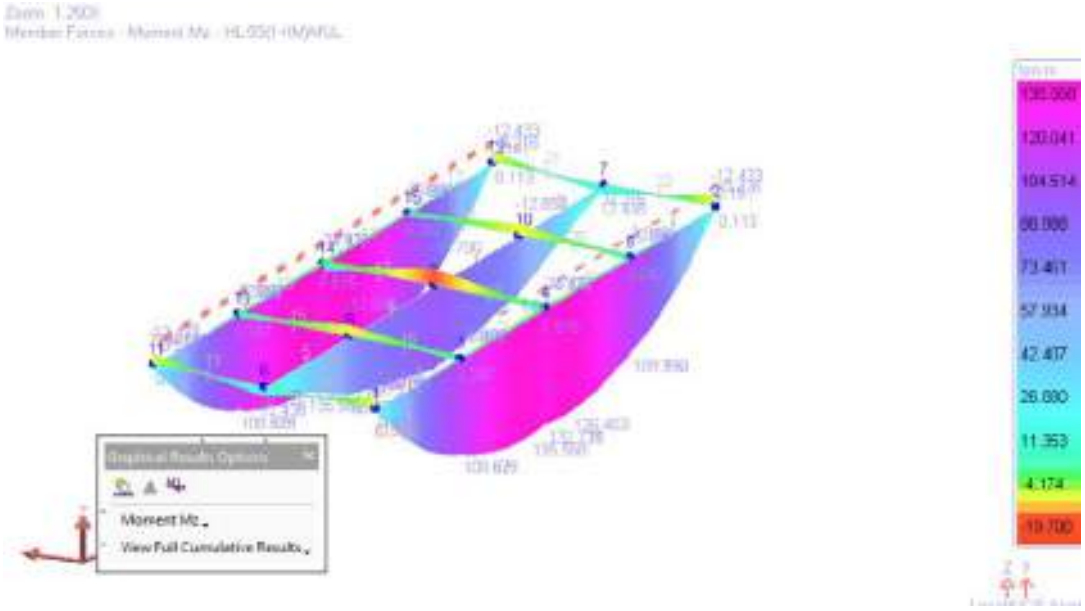
โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

โดยในกรณีนี้[redacted].ใหม่เพื่อให้สามารถรองรับ น้ำหนักที่เพิ่มจากขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวนหรือระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 โดย สามาร[redacted]ม่เช่น PT Bar หรือ Stay Cable ซึ่งเป็นระบบที่สามารถถอดเปลี่ยนได้ในอนาคต

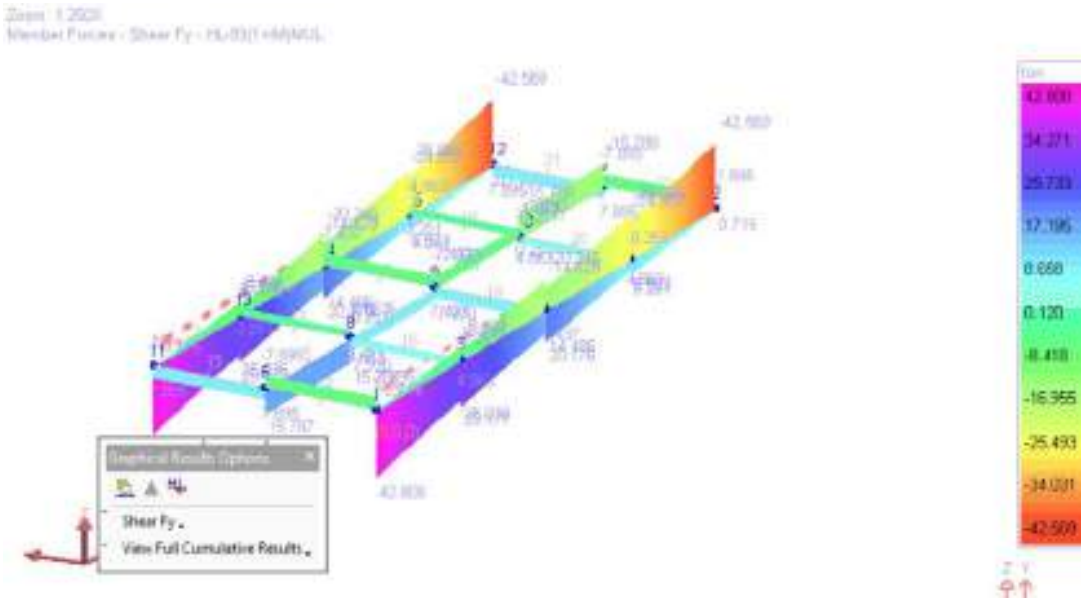
ในส่วนของ[redacted]ิม จะดำเนินการเสริมกำลังโดยใช้[redacted]าต รวมทั้งในบริเวณที่เป็นตำแหน่งของ[redacted]พื่อให้สามารถยึดกับ New Hanger ที่สามารถเปลี่ยนได้ในอนาคต

ช่วงสะพาน S1

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Girder



Max Bending Moment = 135.568 T-m

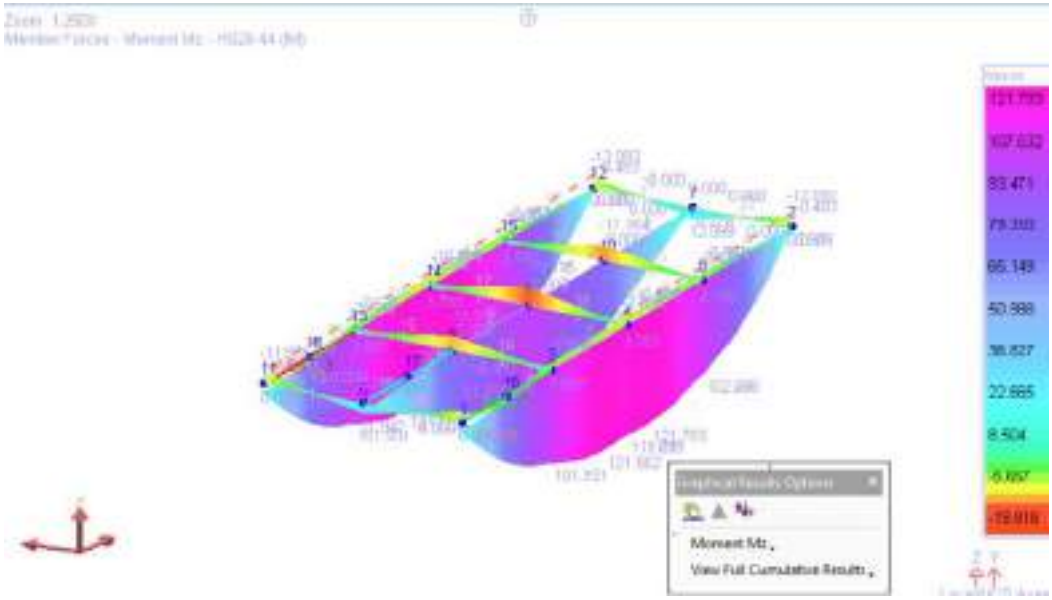


Max Shear = 42.6 T

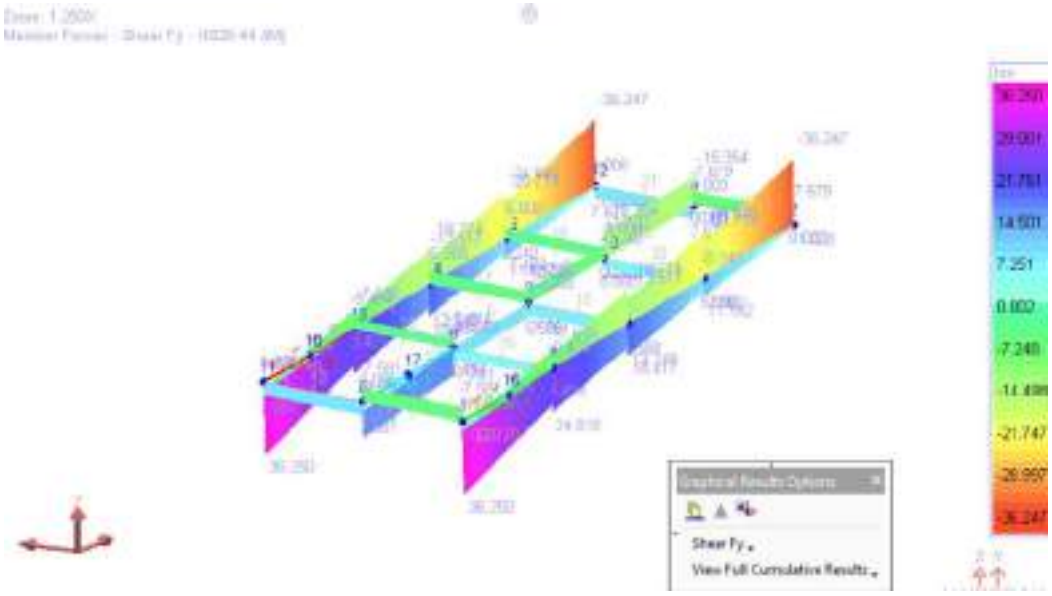
กรณี น้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบระดับ HS20-44

ช่วงสะพาน S1

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Girder



Max Bending Moment = 121.793 T-m



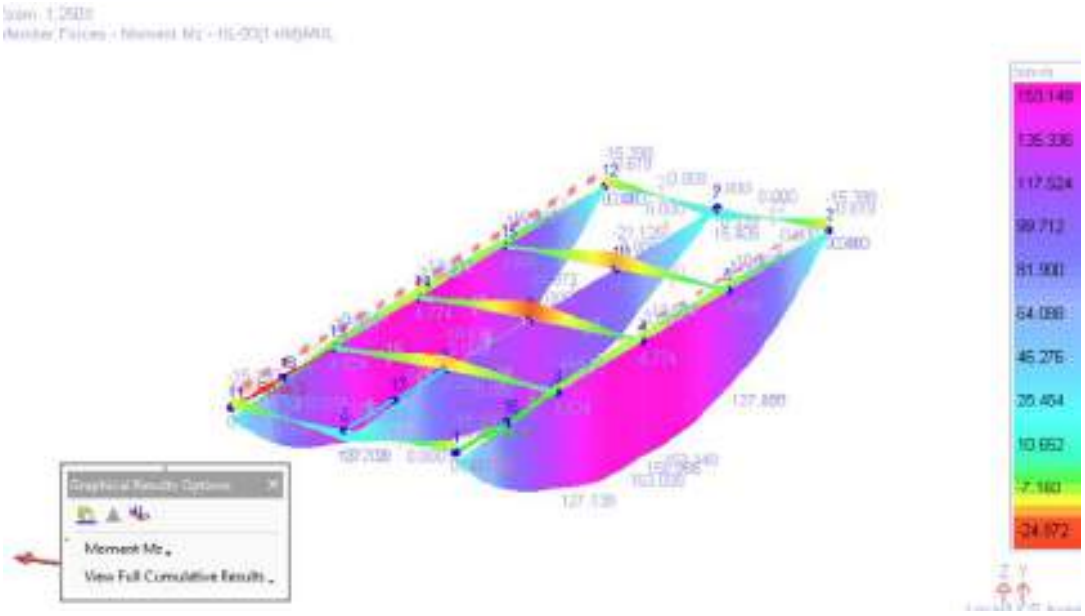
Max Shear = 36.25 T

จากการเปรียบเทียบค่าของแรงภายในชิ้นส่วนต่างๆ ของสะพาน ในกรณีของ HS20-44 (ระดับการออกแบบของสะพานก่อนการบูรณะ) และ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane หรือน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 สรุปได้ว่า

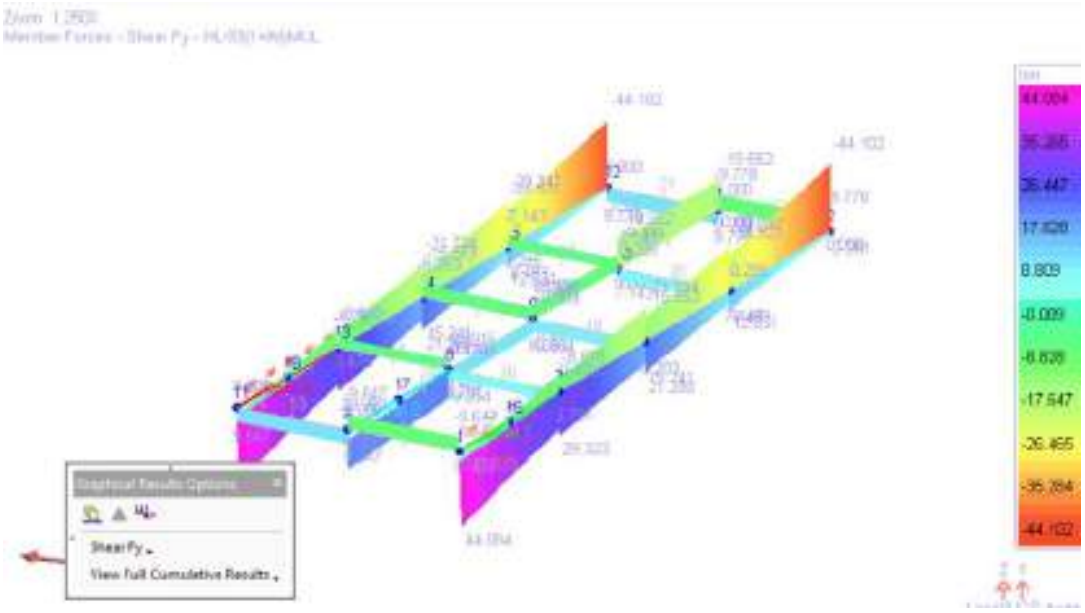
- ผลของการวิเคราะห์ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน ในแต่ละ Lane วิ่งขบวน โดยแต่ละคันห่างกัน 15 ม หรือระดับ HL-93 จะพบว่า แรงภายใน Girder System จะสูงกว่ากรณี HS20-44 พอสมควร คือ ประมาณ 1.11 เท่า สำหรับ Bending Moment และ 1.18 เท่า สำหรับ Shear ดังนั้น ถ้าพิจารณากรณีเปิด วิ่งเป็นขบวน หรือกรณีให้สะพานสามารถรองรับระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 มี

ช่วงสะพาน S6

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Girder



Max Bending Moment = 153.148 T-m

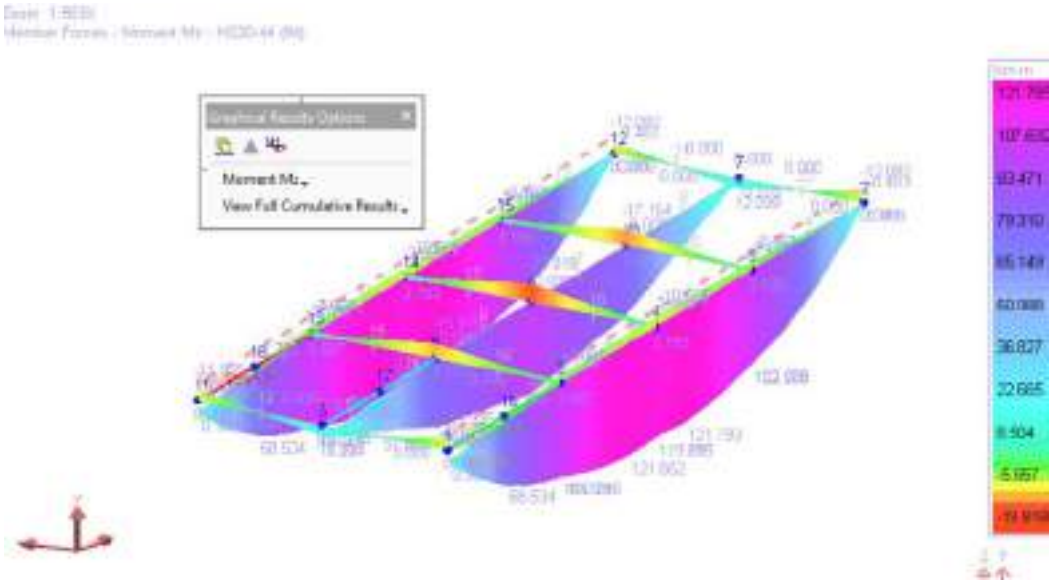


Max Shear = 44 T

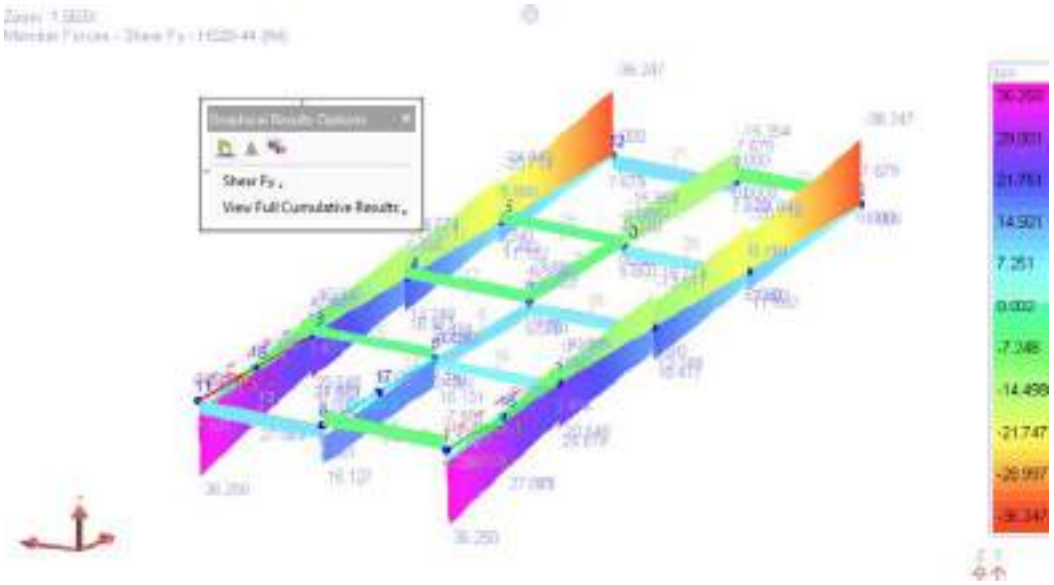
<u>กรณี น้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบระดับ HS20-44</u>

<u>ช่วงสะพาน S6</u>

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Girder



Max Bending Moment = 121.793 T-m



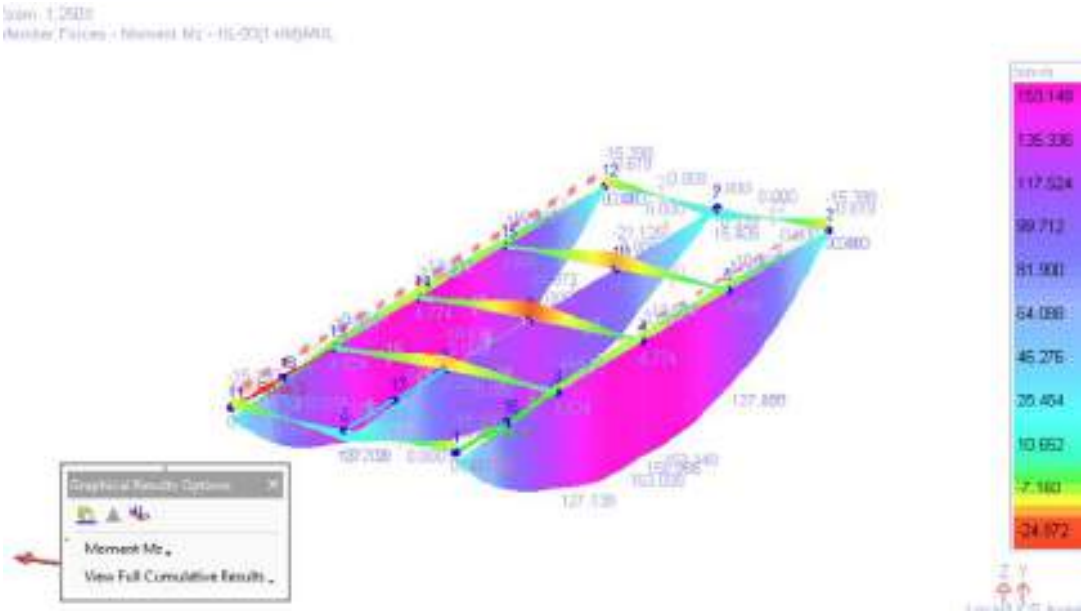
Max Shear = 36.25 T

จากการเปรียบเทียบค่าของแรงภายในชิ้นส่วนต่างๆ ของสะพาน ในกรณีของ HS20-44 (ระดับการออกแบบของสะพานก่อนการบูรณะ) และ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane หรือน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 สรุปได้ว่า

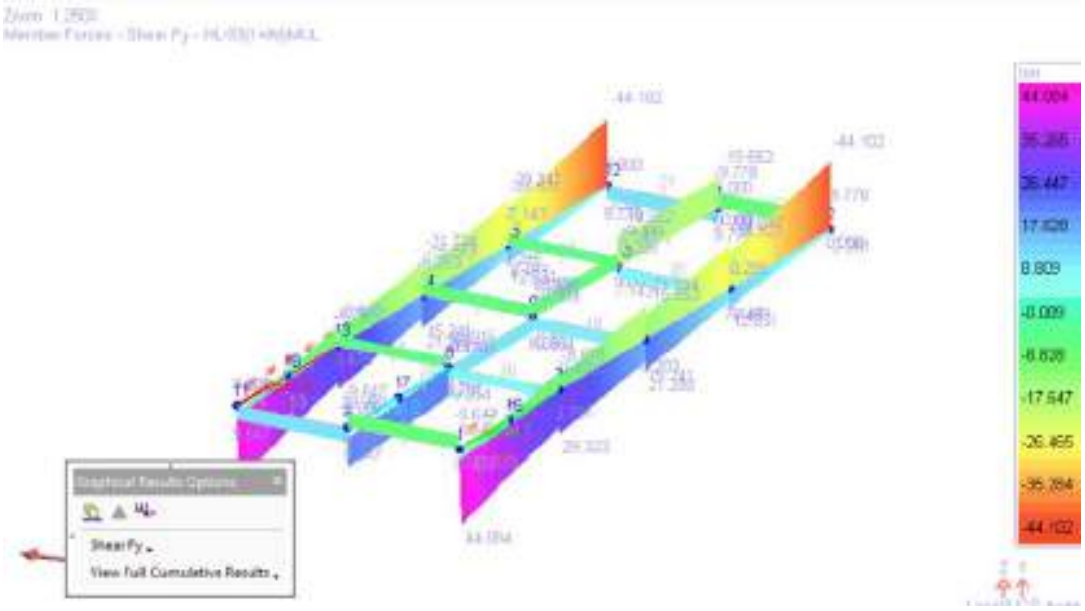
- ผลของการวิเคราะห์ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน ในแต่ละ Lane วิ่งขบวน โดยแต่ละคันห่างกัน 15 ม หรือระดับ HL-93 จะพบว่า แรงภายใน Girder System จะสูงกว่ากรณี HS20-44 พอสมควร คือประมาณ 1.11 เท่า สำหรับ Bending Moment และ 1.18 เท่า สำหรับ Shear ดังนั้น ถ้าพิจารณากรณีเปิด วิ่งเป็นขบวน หรือกรณีให้สะพานสามารถรองรับระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 มีความจำเป็นต้องเสริมกำลัง (Structural Strengthening) ใน Member ต่างๆ เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในระหว่างการใช้งาน

ช่วงสะพาน S7

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Girder



Max Bending Moment = 153.148 T-m

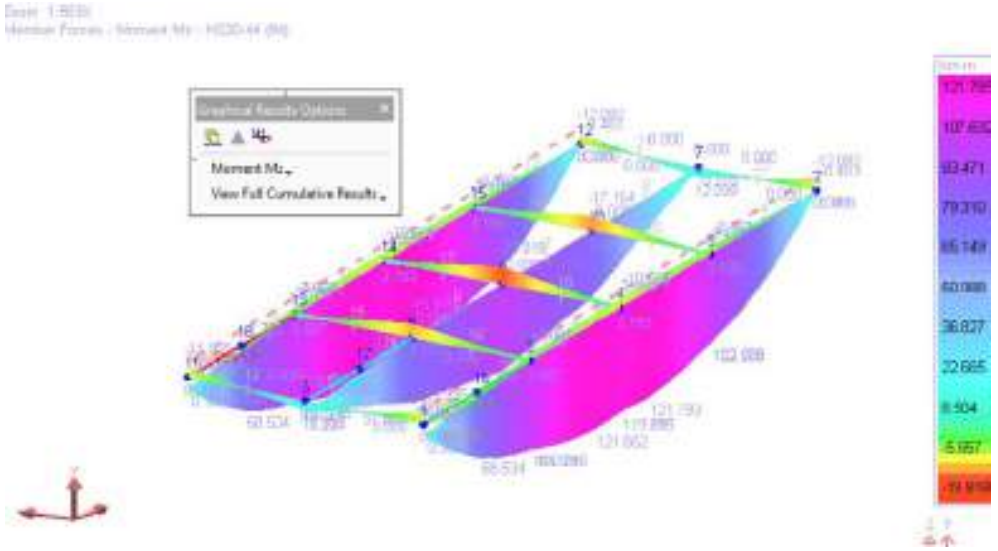


Max Shear = 44 T

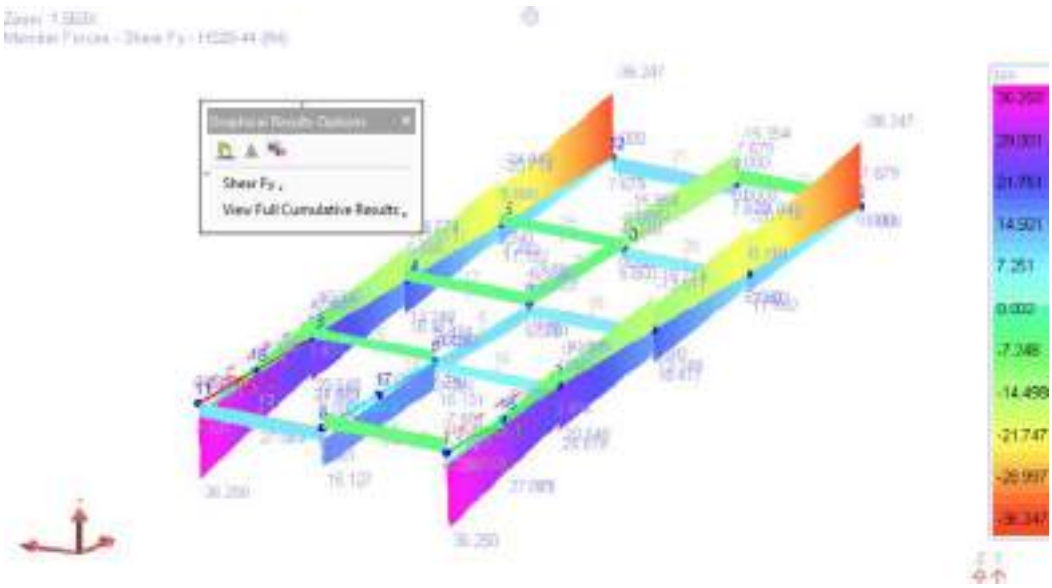
<u>กรณี น้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบระดับ HS20-44</u>

<u>ช่วงสะพาน S7</u>

- ส่วนโครงสร้างสะพาน ประเภท Girder



Max Bending Moment = 121.793 T-m



Max Shear = 36.25 T

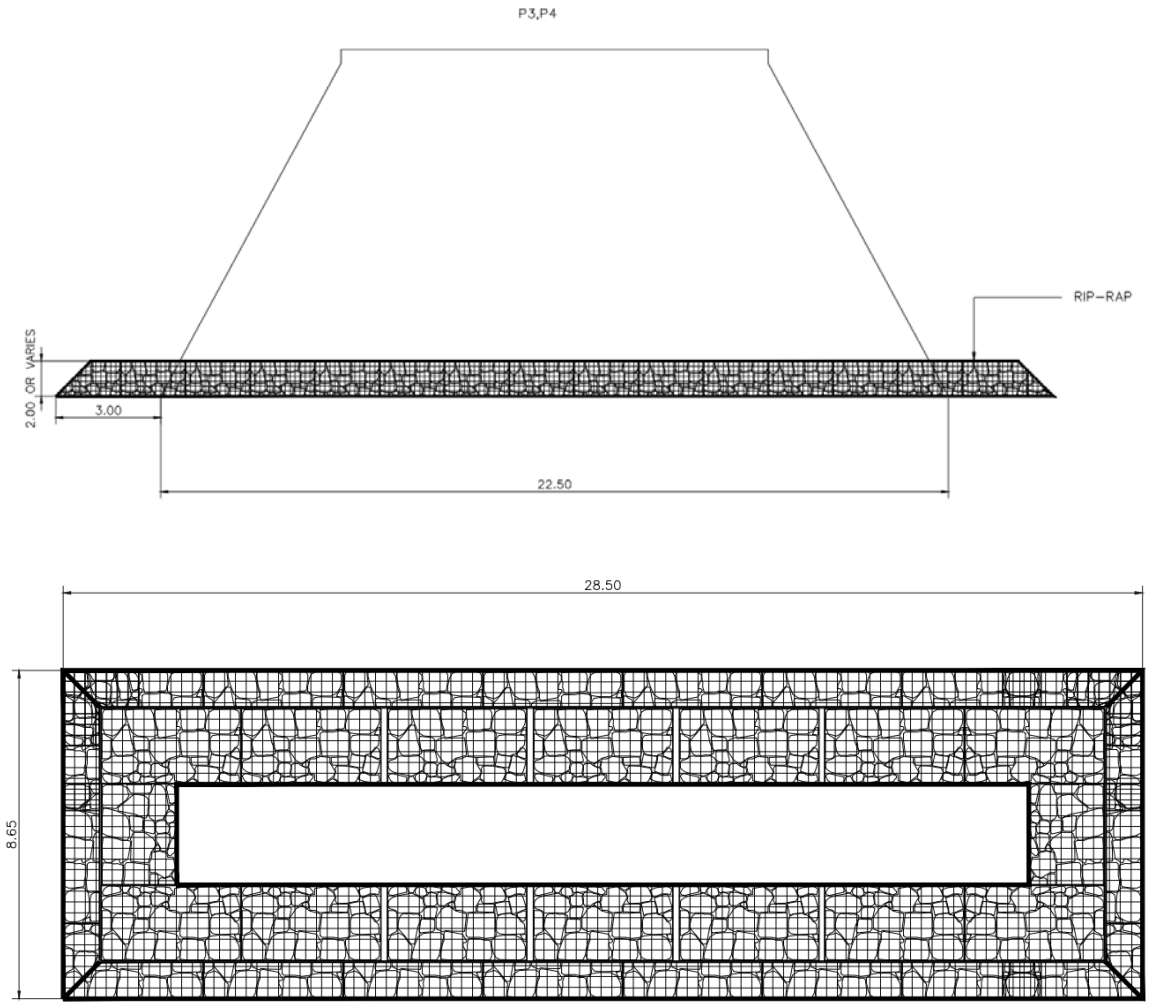
จากการเปรียบเทียบค่าของแรงภายในชิ้นส่วนต่างๆ ของสะพาน ในกรณีของ HS20-44 (ระดับการออกแบบของสะพานก่อนการบูรณะ) และ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane หรือน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 สรุปได้ว่า

ผลของการวิเคราะห์ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน ในแต่ละ Lane วิ่งขบวน โดยแต่ละคันห่างกัน 15 ม หรือระดับ HL-93 จะพบว่า แรงภายใน Girder System จะสูงกว่ากรณี HS20-44 พอสมควร คือประมาณ 1.11 เท่า สำหรับ Bending Moment และ 1.18 เท่า สำหรับ Shear ดังนั้น ถ้าพิจารณากรณีเปิด วิ่งเป็นขบวน หรือกรณีให้สะพานสามารถรองรับระดับน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อการออกแบบ HL-93 มีความจำเป็นต้องเสริมกำลัง (Structural Strengthening) ใน Member ต่างๆ เพื่อเพิ่มความปลอดภัยในระหว่างการใช้งาน

8.2. แนวทางการบูรณะสะพานในส่วนของ Pier

จากการตรวจสอบสภาพตอม่อสะพานไม่พบความเสียหายและไม่พบการทรุดตัวของตอม่อจากวัดระดับหลังสะพาน จากมาตรฐาน Manual for Condition Evaluation and LRFR of Highway Bridges หัวข้อที่ 6.1.8.2 [redacted] condition rating อยู่ในระดับดี ไม่มีการทรุดตัวของตอม่อ)

อย่างไรก็ตาม ที่ปรึกษาเสนอให้ดำเนินการป้องกันการกัดเซาะ โดยใช้กล่องตาข่าย [redacted] ลดโอกาสการกัดเซาะกรณีน้ำหลากในอนาคต หรืออาจใช้วิธีอื่น [redacted] ม่อ



แบบการป้องกันการกัดเซาะโดยใช้กล่องตาข่าย Gabion

8.3. มาตรฐานและข้อกำหนดในการออกแบบ

ในการออกแบบโครงสร้างสะพานโดยยึดตามมาตรฐาน AASHTO LRFD Bridge Design Specifications เป็นหลักยกเว้นในกรณีที่ต้องการขยายโครงสร้างเดิม โดยวิธีต่อเชื่อมโครงสร้าง ก็จะทำการออกแบบให้เป็นไปตามมาตรฐานและขนาดน้ำหนักตามโครงสร้างเดิม ส่วนการออกแบบอาคารจะใช้มาตรฐานการออกแบบของประเทศสหรัฐอเมริกาและไทย โดยมาตรฐานการออกแบบที่ใช้สำหรับโครงการมีดังต่อไปนี้

- มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างสะพาน

AASHTO 2010	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 5th Edition
AASHTO 2003	Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, 2nd 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, 9th 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 หรือน้ำหนักลงเพลาเกินกว่าที่ได้กำหนด หรือโดยที่ยานพาหนะนั้นอาจทำให้ทางหลวงเสียหาย เกินบนทางหลวงพิเศษ ทางหลวงแผ่นดินและทางหลวงสัมปทาน

8.3.1. แรงกระทำต่อโครงสร้าง

โครงสร้างสะพานในโครงการต้องสามารถรับแรงต่างๆ ที่มากระทำตามข้อกำหนดที่ระบุใน AASHTO LRFD Bridge Specifications โดยมีแรงกระทำต่างๆ ดังรายละเอียดดังต่อไปนี้

1) น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead Load)

น้ำหนักบรรทุกคงที่ประกอบด้วย น้ำหนักทั้งหมดของโครงสร้าง รวมถึงน้ำหนักผิวจราจร ทางเท้า ท่อ หรือท่อร้อยสาย และสาธารณูปโภคอื่นๆ ที่เกาะติดกับโครงสร้างนั้น น้ำหนักต่อหน่วยกำหนดไว้ดังนี้

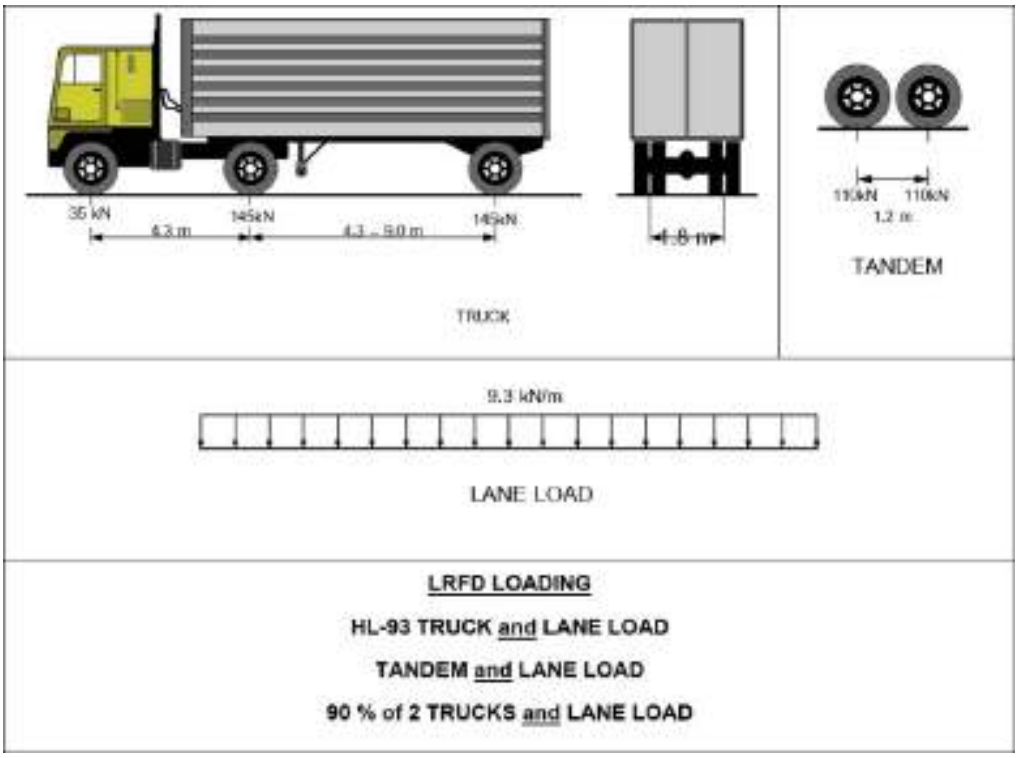
ตารางที่ 8.3-1 น้ำหนักบรรทุกคงที่

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 ประกอบไปด้วยรถบรรทุก รถโดยสาร รถยนต์ส่วนบุคคล น้ำหนักสมทบและน้ำหนักอื่นๆ

- น้ำหนักสำหรับรถบรรทุกต่อช่องจราจรใช้น้ำหนัก [redacted] แสดงในรูปที่ 8.1 ซึ่งเป็นการ [redacted] กจากนั้นในกรณีช่วงสะพานสั้นๆ จะต้องพิจารณาผลเนื่องจากน้ำหนัก Tandem ซึ่งประกอบด้วยเพลาคู่ขนาด 110 kN ระยะห่าง 1.2 เมตรน้ำหนักรถบรรทุกและน้ำหนัก Tandem มีระยะห่างของล้อในแนวขวางเท่ากับ 1.8 เมตร ส่วน Lane Load นั้นมีความกว้างเท่ากับ 3.0 เมตร
- น้ำหนักจรสำหรับออกแบบทางเดินเท้าบนสะพานหรือสะพานลอยคนเดินข้ามใช้ [redacted] แทนน้ำหนัก 0.415 ตัน/ตร.ม. ซึ่งกำหนดโดยมาตรฐาน AASHTO LRFD
- น้ำหนักสมทบ (Surcharge Load) ที่กระทำต่อฐานรากเนื่องจากรถบรรทุกหรือรถไฟ จะต้องนำมาพิจารณาด้วย โดยแรงกระทำบนฐานรากเท่ากับ 1.0 และ 5.0 ตัน/ตร.ม. สำหรับรถบรรทุกและรถไฟตามลำดับ



รูปที่ 8.1 น้ำหนักบรรทุก HL-93 ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD

3) การเพิ่มและลดน้ำหนักบรรทุกจร (Multiple Presence of Live Load)

จากการวิ่งของรถยนต์โอกาสที่รถยนต์จะเต็มทุกช่องจราจร และรับน้ำหนักบรรทุกเต็มที่พร้อมๆ กันนั้นมีน้อยมาก จึงจะต้องมีค่าตัวลดน้ำหนักบรรทุกจร

ตารางที่ 8.3-2 การเพิ่มและลดน้ำหนักบรรทุกจร

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

ตารางที่ 8.3-3 แรงกระแทก

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 นั้นจะต้องคิดแรงกระแทกเช่นเดียวกันโดยมีปัจจัยสำคัญในการใช้คำนวณได้แก่ความลึกส่วนโครงสร้างดังกล่าวสามารถคำนวณได้จาก

$$IM = 33\,(1.0 - 4.1\times10^{-4}D_E) \geq 0\% \qquad (3\text{-}1)$$

โดย D_E คือ ความสูงของดินถมที่อยู่เหนือโครงสร้างเป็นมิลลิเมตร

5) แรงเนื่องจากการเบรค (Breaking Force)

การออกแบบจะพิจารณาให้ โครงสร้างสามารถรับแรงตามทิศทางการเคลื่อนตัวของน้ำหนักบรรทุกจรโดยไม่รวมแรงกระแทก กระทำที่ความสูง 1.80 เมตร จากพื้นผิวจราจร และให้แรงดังกล่าวสามารถกระทำผ่านจากโครงสร้างส่วนบนไปยังโครงสร้างส่วนล่างคำนวณตามจำนวนช่องจราจรโดยคิดผลของการเพิ่มและลดของน้ำหนักบรรทุกจรด้วย สามารถคำนวณได้จาก

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

6) แรงหนีศูนย์กลาง (Centrifugal Force)

โครงสร้างที่อยู่ในทางโค้งจะมีแรงหนีศูนย์กลางเกิดขึ้น โดยจะพิจารณาในอัตราส่วนของน้ำหนักรถบรรทุกจรไม่ต้องพิจารณาแรงกระแทก กระทำในทุกช่องจราจร โดยมีปัจจัยสำคัญในการใช้คำนวนขนาดแรง ได้แก่ความเร็วรถและรัศมีของความโค้งตามแนวราบถึงศูนย์กลางตัวสะพาน กับน้ำหนักบรรทุกจรของแต่ละช่องจราจรรวมกัน และมุ่งหน้าไปในทิศทางเดียวกัน ระยะศูนย์กลางของแรงที่กระทำให้อยู่ที่ระยะ 1.80 เมตร สูงจากระดับ ผิวจราจร โดยความเร็วของรถที่ใช้จะสอดคล้องกับการออกแบบทางด้านเรขาคณิต (Geometric Design) แรงหนีศูนย์กลางตามมาตรฐาน AASHTO LRFD จะคำนวณจากสัดส่วนของน้ำหนักรถบรรทุก โดยสัดส่วนของแรงหนีศูนย์กลางสามารถหาได้จากสมการ

$$C = f v^2 / (g R) \qquad (3\text{-}2)$$

โดย v = ความเร็วของรถตามที่ออกแบบเป็นเมตรต่อวินาที

F = 4/3 สำหรับการรวมแรงตามกลุ่มต่างๆ ยกเว้นการรวมแรงตามกลุ่ม Fatigue ซึ่งจะใช้ 1.0

g = ความเร่งของโลก = 9.807 m/sec2

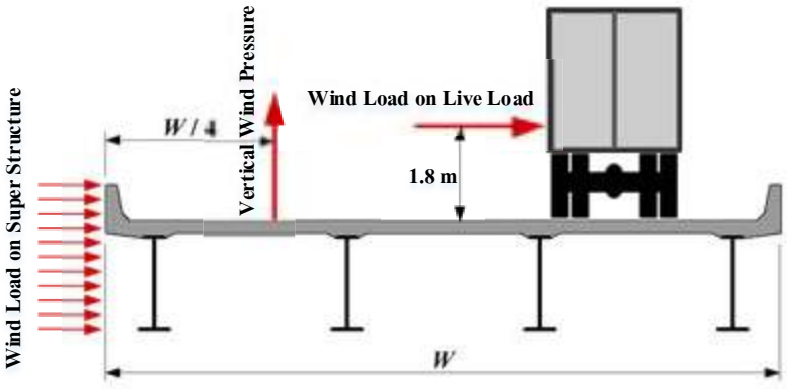
R = รัศมีของโค้งเป็นเมตร

7) แรงลมที่กระทำบนโครงสร้าง (Wind Load on Structure)

แรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างจะนำมาพิจารณาในการออกแบบ โดยใช้ความเร็วลมที่อยู่ที่ 160 กม. /ชั่วโมง สำหรับโครงสร้างสะพานที่มีความสูงน้อยกว่า 10 เมตร (กรณีความสูงมากกว่า 10 เมตร ให้ใช้ตามมาตรฐาน AASHTO LRFD) ซึ่งแรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างจะกระจายบนพื้นที่ตั้งฉากกับทิศทางลมดังแสดงในรูปที่ 8.2 แรงลมที่กระทำต่อโครงสร้างส่วนบน (Wind Load on Superstructure) ใช้ค่าตามตารางที่แสดงดังต่อไปนี้

ตารางที่ 8.3-4 แรงลมที่กระทำบนโครงสร้าง

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 8.2 แรงลมต่าง ๆ ที่กระทำต่อโครงสร้างและยานพาหนะ

- สำหรับโครงสร้างส่วนล่าง (Wind Load on Substructure) นั้นให้ใช้แรงลมขนาด 190 กก./ตร.ม. กระทำลงบนพื้นที่ตั้งฉากพร้อมกับแรงลมที่กระทำบนโครงสร้างส่วนบน
- ในกรณีแรงลมตั้งฉาก (Vertical Wind Pressure) ให้ใช้ขนาดแรงลม 96 กก./ตร.ม. คูณความกว้างของทั้งหมดของสะพานเป็นแรงลัพท์ในทิศทางยกขึ้นกระทำที่ตำแหน่ง ¼ ของความกว้างสะพาน
- อนึ่งแรงลมที่กล่าวมานั้นมีค่ามากกว่าแรงลมตามกฎกระทรวง จึงสามารถนำมาใช้ในการออกแบบโครงสร้างสะพานได้อย่างไม่มีปัญหา

8) แรงลมที่กระทำต่อยานพาหนะ (Wind Load on Live Load)

แรงลมที่กระทำต่อยานพาหนะนั้นสามารถถ่ายเทลงบนโครงสร้างสะพานได้ โดยใช้แรงลม 146 กก./เมตร กระทำตั้งฉากกับทิศทางของยานพาหนะที่ระยะ 1.80 เมตร สูงจากผิวจราจร ดังแสดงในรูปที่ 8.2 แรงลมดังกล่าวสามารถใช้ค่าตามตารางที่แสดงดังต่อไปนี้

ตารางที่ 8.3-5 แรงลมที่กระทำต่อยานพาหนะ

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)

แรงเนื่องจากกระแสน้ำกระทำต่อฐานรากที่ตั้งขวางทางไหลของน้ำขึ้นอยู่กับปัจจัยทิศทาง ความเร็วของกระแสน้ำและรูปร่างของตอม่อ สำหรับโครงการนี้จะใช้ความเร็วกระแสน้ำเฉลี่ย 3 เมตร/วินาทีโดยคำนวณตามมาตรฐาน AASHTO LRFD ด้วยสมการต่อไปนี้

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad \text{(For Longitudinal)} \quad (3\text{-}3)$$

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad \text{(For Lateral)} \quad (3\text{-}4)$$

โดย p = แรงดันเนื่องจากกระแสน้ำมีหน่วยเป็นเมกะปาสคาล

C_D = สัมประสิทธิ์การลาก (Drag Coefficient) สำหรับตอม่อ ในตารางที่ 8.3-6

C_L = สัมประสิทธิ์การลากด้านข้าง (Lateral Drag Coefficient) ตารางที่ 8.3-7 และรูปที่ 8.3

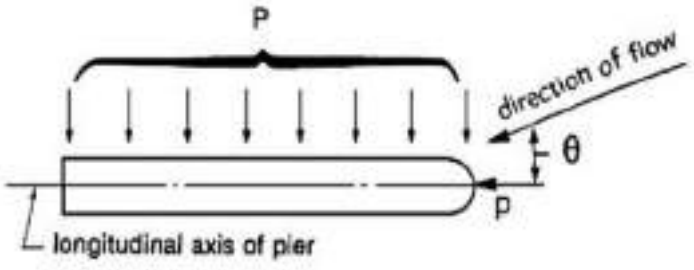
V = ความเร็วของกระแสน้ำมีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที

ตารางที่ 8.3-6 ค่าสัมประสิทธิ์การลาก

Type	C_D
semicular-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 8.3-7 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 8.3 รูปแสดงมุมของกระแสน้ำที่กระทำต่อตอม่อ

11) แรงกระแทกเนื่องจากเรือสัญจรตามแม่น้ำ (Collision from Vessel)

สำหรับโครงสร้างฐานรากที่ตั้งขวางลำน้ำขนาดเล็กหรือปานกลาง จะออกแบบสำหรับแรงกระแทกเนื่องจากเรือที่สัญจรหรือท่อนซุงหรือเศษวัสดุที่ลอยมาตามแม่น้ำ โดยแรงชนิดนี้จะกระทำในทิศทางเดียวกับการไหลของกระแสน้ำโดยการคำนวณตามสูตรที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน ดังนี้

$$F = WV / (2g\Delta t) \qquad (3\text{-}5)$$

โดย F = แรงกระแทกเนื่องจากเรือสัญจรหรือท่อนซุงที่ลอยมาตามแม่น้ำมีหน่วยเป็นนิวตัน

W = น้ำหนักของสิ่งที่มากระแทก มีหน่วยเป็นนิวตัน

V = ความเร็วขณะกระแทก มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที

g = อัตราเร่งของโลก = 9.81 เมตรต่อวินาที^{2}

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

$$Ps = 1.2 \times 10^5 \, V \, (DWT)^{0.5} \qquad (3\text{-}6)$$

โดย Ps = แรงกระแทกเนื่องจากเรือบรรทุกสินค้าสัญจรตามแม่น้ำมีหน่วยเป็นนิวตัน

V = ความเร็วของเรือขณะชน มีหน่วยเป็นเมตรต่อวินาที

DWT = Deadweight tonnage of vessel มีหน่วยเป็นตัน

12) แรงเนื่องจากการคืบและการหดตัวของคอนกรีต (Creep and Shrinkage)

ขึ้นกับปัจจัยหลายอย่างได้แก่ ความชื้นสัมพัทธ์ พื้นที่ผิวคอนกรีต อายุคอนกรีต และหน่วยแรงที่มากระทำเป็นต้น คำนวณตามมาตรฐาน CEB/FIP 90

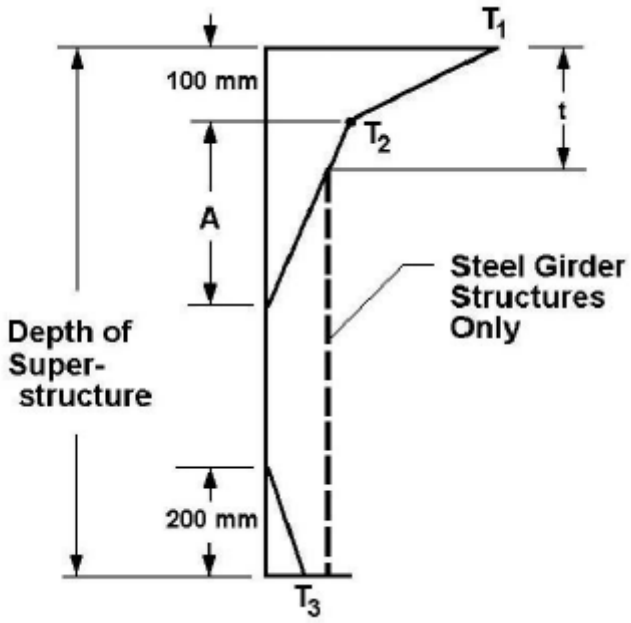
13) แรงจากแผ่นดินไหว (Earthquake Load)

ในการออกแบบโครงสร้างต่างๆ จะต้องคำนึงถึงการจัดรูปแบบเรขาคณิต ให้มีเสถียรภาพในการต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว การกำหนดรายละเอียดปลีกย่อยชิ้นส่วนโครงสร้าง รวมทั้งบริเวณรอยต่อระหว่างปลายชิ้นส่วนโครงสร้างต่างๆ และการจัดให้โครงสร้างทั้งระบบอย่างน้อยให้มีความเหนียวเพียงพอที่สามารถต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวได้ ตามมาตรฐานการออกแบบอาคารเพื่อต้านการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวของกรมโยธาธิการและผังเมือง มยผ.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 8.4 Positive Vertical Temperature Gradient in Concrete and Steel Superstructures.

แรงภายในที่เกิดขึ้นเนื่องจากผลของการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิให้นำมารวมกับแรงภายในหรือความเค้นที่เกิดขึ้นภายในโครงสร้างเนื่องจากแรงกระทำอื่นๆ และนำผลรวมของแรงมาทำการประเมินหรือออกแบบสะพานต่อไป

16) ตัวคูณเพิ่มค่าและการรวมแรงกลุ่มต่าง ๆ (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 หรือแรงกระแทกเนื่องมาจากการชนของเรือ แรงกระทำเหล่านี้อาจมีคาบการเกิดยาวนานกว่าอายุการใช้งานของโครงสร้างอย่างมาก

- Service Limit State I – IV

เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้กลุ่มแรงกระทำที่เกิดมาจากการใช้งานปกติประจำวัน การวิเคราะห์โครงสร้างภายใต้กลุ่มแรงชนิดนี้จะเน้นที่ Stress, deformation และ crack width

- Fatigue Limit State

เป็นการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อตรวจสอบช่วงของความเครียด (Stress Range) เนื่องมาจากรถบรรทุกหนึ่งคันวิ่งอยู่บนโครงสร้าง โดยมีจำนวนรอบของการวิ่งตามที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน

8.3.2. วิธีการออกแบบโครงสร้างสะพาน

1) การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

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

2) การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตอัดแรง

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

3) ค่าตัวคูณน้ำหนักบรรทุก

ตัวคูณน้ำหนักบรรทุก (Load Factor) ขึ้นอยู่กับความไม่แน่นอนของน้ำหนักบรรทุกแต่ละชนิด ความแม่นยำในการกำหนดค่าน้ำหนักบรรทุก เป็นต้น ค่าของตัวคูณน้ำหนักบรรทุกจะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับ 1.0 ค่าตัวคูณ น้ำหนักบรรทุก γ ตามที่กำหนดในมาตรฐาน AASHTO LRFD เป็นดังแสดงในตารางที่ 8.3-8 และตารางที่ 8.3-9

ตารางที่ 8.3-8 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_p	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_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γEQ	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 II—*LL, IM & CE* only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

ตารางที่ 8.3-9 ตัวคูณน้ำหนักบรรทุกสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่มาตรฐาน AASHTO LRFD

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
***DC:* Strength IV only**		**1.50**	**0.90**
DD: 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**
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• *AEP* for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Erection Stresses		1.00	1.00
EV: 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
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

4) ตัวคูณความต้านทาน (ϕ, Resistance Factor)

ค่าตัวความต้านทาน 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

8.3.3. วัสดุก่อสร้างโครงสร้างสะพาน

วัสดุต่างๆ ที่ใช้ในการก่อสร้าง เช่น คอนกรีต เหล็กเสริม ลวดอัดแรง หรือวัสดุจำเป็นอื่นๆ โดยจะใช้วัสดุภายในประเทศไทยซึ่งวัสดุที่ใช้จะเป็นไปตามมาตรฐานสำคัญๆ เช่น มาตรฐานอุตสาหกรรมไทยASTM และ JIS เป็นต้น

1) คอนกรีต

กำลังอัดประลัยของแท่งคอนกรีตรูปทรงลูกบาศก์ ขนาด 15x15x15 ซม. ที่อายุ 28 วัน ในแต่ละส่วนของโครงสร้าง ดังนี้

ตารางที่ 8.3-10 คอนกรีต

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 โดยมีกำลังที่จุดคลาก 4,900 กก./ซม.^{2}
- เหล็กเสริมขนาด 10-25 มม. เป็นเหล็กข้ออ้อยชนิด Hot-rolled High Yield ระดับ SD-40 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 24 โดยมีกำลังที่จุดคลาก 3,900 กก./ซม.^{2}
- เหล็กเสริม 9 มม. และเล็กกว่า เป็นเหล็กชนิด Hot-rolled Mild Steel ระดับ SR-24 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 20 โดยมีกำลังที่จุดคลาก 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 หรือลวดอัดแรงเป็นลวดเหล็กกล้า (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 โดยมีกำลังที่จุดคลาก 2,400 กก./ซม.^{2}
- เหล็กโครงสร้างรูปตัดกลวงเป็นชนิด Hot-rolled หรือ Cold-rolled Mild Steel ชั้น HS 41 ตามมาตรฐานอุตสาหกรรมไทย TIS 107 โดยมีกำลังที่จุดคลาก 2,400 กก./ซม.^{2}
- นอกจากนั้นในโครงการนี้ ได้อ้างอิงวัสดุตามแบบ As-Built ของโครงการสะพานข้ามแยกลาดพร้าวประกอบในการประเมิน

ข้อกำหนดการออกแบบสะพานประเภท Tie Arch Bridge

ในการออกแบบปรับปรุงสะพานประเภท Arch ที่พิจารณาในโครงการนี้ ที่ปรึกษาจะพิจารณาเพิ่มเติมจากข้อกำหนดตาม AASHTO LRFD ดังนี้

- การพิจารณาความถี่ธรรมชาติของสะพาน Tie Arch ต่อการสัญจรของรถยนต์ (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

8.4. การปรับแก้แบบจำลองของสะพาน จากผลการทดสอบในภาคสนาม

ก่อนการการออกแบบโครงสร้างสะพานโดยยึดตามมาตรฐาน AASHTO LRFD Bridge Design Specifications ที่ได้นำเสนอในหัวข้อที่ผ่านมา ที่ปรึกษาจะดำเนินการปรับแก้แบบจำลองของสะพาน ให้มีพฤติกรรมใกล้เคียงกับสภาพของสะพานสนาม โดยแบบจำลองที่ใช้ในการวิเคราะห์และปรับแก้แสดงดังนี้

- แบบจำลองคณิตศาสตร์ของสะพาน

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

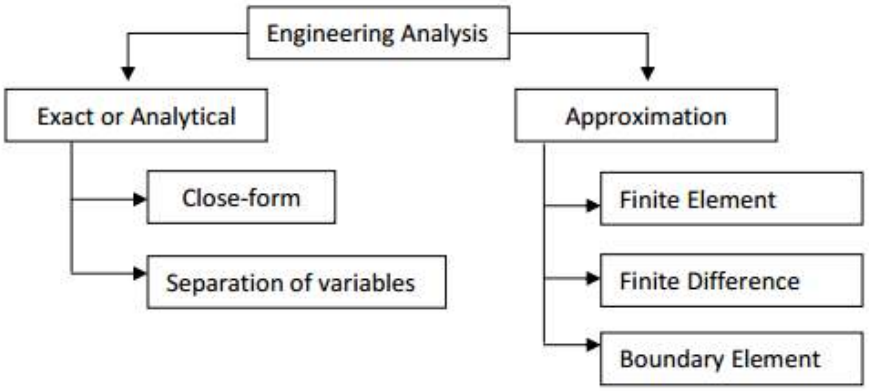
- การแอ่นตัว (Deflection)
- การบิด (Torsion)
- ความเค้น (Stress)
- การเคลื่อนตัวตามยาวของสะพาน
- ความเร่งที่เกิดจากการสั่นไหว
- ค่าความถี่ธรรมชาติ (Natural Frequency) ของโครงสร้างสะพาน
- ลักษณะการสั่นไหวอิสระ

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 8.4-5 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 เป็นสมการพีชคณิตซึ่งสามารถเขียนอยู่ในรูปเมตทริกซ์ได้ดังนี้

$$[M]\{\ddot{U}\}+[C]\{\dot{U}\}+[K]\{U\}=\{P(t)\} \qquad (3\text{-}7)$$

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 สามารถทำได้โดยสะดวกด้วยวิธีการทางเมตทริกซ์

ในกรณีที่แรงกระทำ $P(t)$ ทำให้โครงสร้างเคลื่อนตัวอย่างช้าๆ ($\ddot{U}=0$ และ $\dot{U}=0$) สมการ 3-8) สามารถเขียนได้เป็น

$$[K]\{U\}=\{P(t)\} \qquad (3\text{-}8)$$

ซึ่งเป็นการวิเคราะห์แบบ Statics

หลังจากที่ได้ U การเคลื่อนที่ของ Nodesแล้ว การเคลื่อนที่ของจุดต่างๆ ภายใน Element สามารถคำนวณหาได้จาก Shape Function ของ Element นั้นๆ ความเครียด *(*Strain*)* สามารถคำนวณหาได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับการเคลื่อนที่ *(*Strain-Displacement Relationship*)* และสุดท้ายคำนวณหาความเค้น *(*Stress*)* ได้จากความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นกับความเครียดซึ่งแตกต่างกันไปตามประเภทของวัสดุในแต่ละ Element

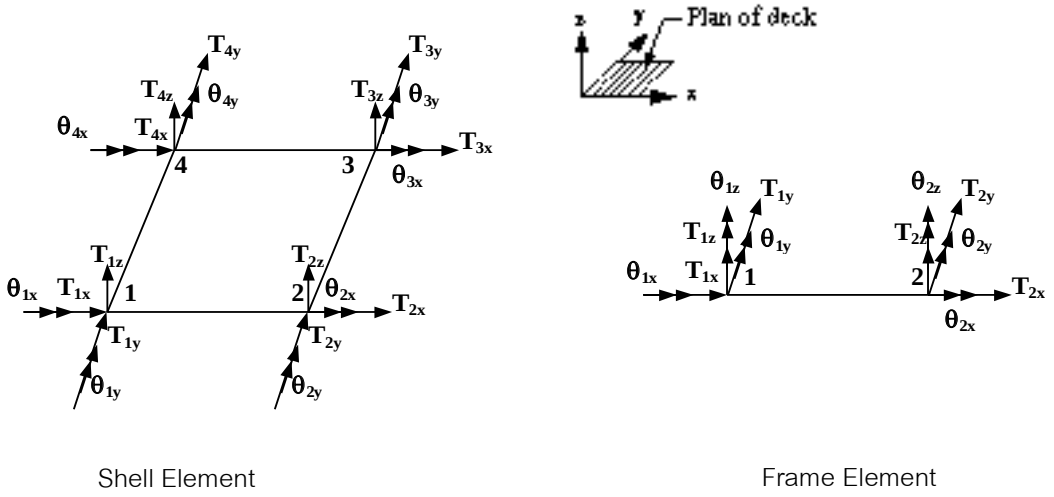
การวิเคราะห์ Finite Element ในโครงการนี้ใช้โปรแกรม FEA ซึ่งสามารถใช้วิเคราะห์ Finite Element ได้ทั้งทางด้าน Statics และ Dynamics มี Element ให้เลือกใช้ได้หลายประเภท และได้รับความนิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในการวิเคราะห์โครงสร้างสะพานขนาดใหญ่โดยสามารถพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างในการสร้างแบบจำลองได้อีกด้วย

8.4.1. แบบจำลอง Finite Element ของสะพาน

แบบจำลองโครงสร้างเบื้องต้นของสะพาน ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์โดยโปรแกรม FEA จะประกอบด้วยขั้นตอนต่างๆ ตามลำดับดังต่อไปนี้

8.4.1.1 การกำหนดชนิดของ Element ให้เหมาะสมกับสะพานที่ทำการวิเคราะห์

การเลือกใช้ชนิดของชิ้นส่วนนั้นอาจจะเลือกใช้ 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 และShell Element โดยจะใช้ Cable Element ในการจำลองสายเคเบิ้ล และได้กำหนดให้ x เป็นแกนในแนวตามขวางของสะพาน y เป็นแกนในแนวตามยาวของสะพานและ z เป็นแกนตามความสูงของสะพาน (ความสูงของเสาสะพาน)



รูปที่ 8.4-6 ตัวอย่างชนิดของ Element

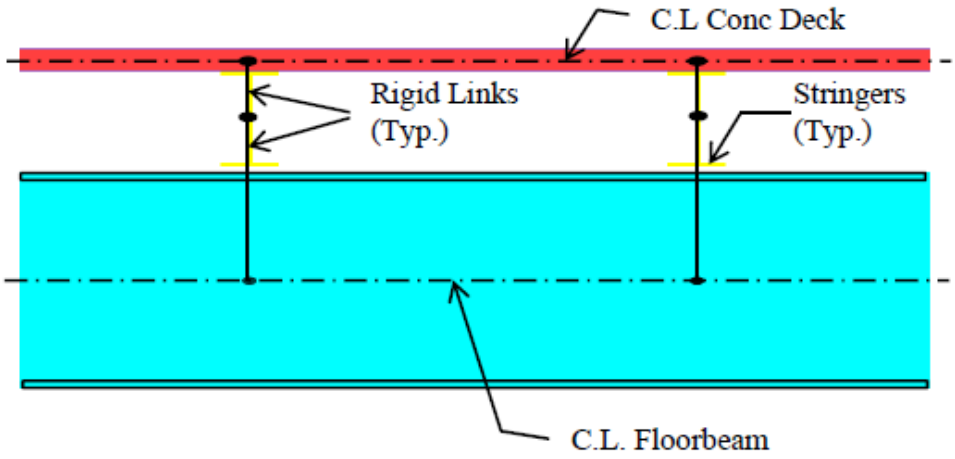
8.4.1.2 แบ่งโครงสร้างสะพานเป็น Element ย่อย ๆ (Discretization)

การแบ่งส่วนประกอบของแบบจำลองโครงสร้างสะพานจริงออกให้เป็นชิ้นส่วนย่อย ๆ หลาย ๆ ชิ้นส่วน โดยแต่ละชิ้นส่วนจะต้องต่อเนื่องกับชิ้นส่วนข้างเคียงตรงจุด (Node) หรือตามขอบของชิ้นส่วน (Element) ซึ่งเรียกว่าจุดต่อเนื่อง และจะต้องคำนึงถึงรูปร่างลักษณะของโครงสร้างเดิมให้มากที่สุด กล่าวคือแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิ-เมนต์จะต้องเหมือนหรือสอดคล้องกับโครงสร้างเดิมมากที่สุด ตัวอย่างเช่น ในการจำลองส่วนที่รองรับน้ำหนักบรรทุกโดยตรง เช่นแผ่นพื้นต้องจำลองโดยพิจารณาอัตราส่วนความยาวต่อความกว้างของชิ้นส่วนที่เหมาะสม และจำลองขนาดชิ้นส่วน (Meshing) ขนาดเล็กเพียงพอที่จะให้ผลการวิเคราะห์นั้นถูกต้องแม่นยำ แต่ถ้าแบบจำลองมีจำนวนชิ้นส่วนมากเกินไปก็จะทำให้ค่าใช้จ่ายในการคำนวณสูง และอาจไม่สามารถทำงานได้ถ้าคอมพิวเตอร์มีข้อจำกัดในเรื่องหน่วยความจำ และการนำเสนอข้อมูล

8.4.1.3 ตัวอย่างแบบจำลอง Finite Element ของสะพาน

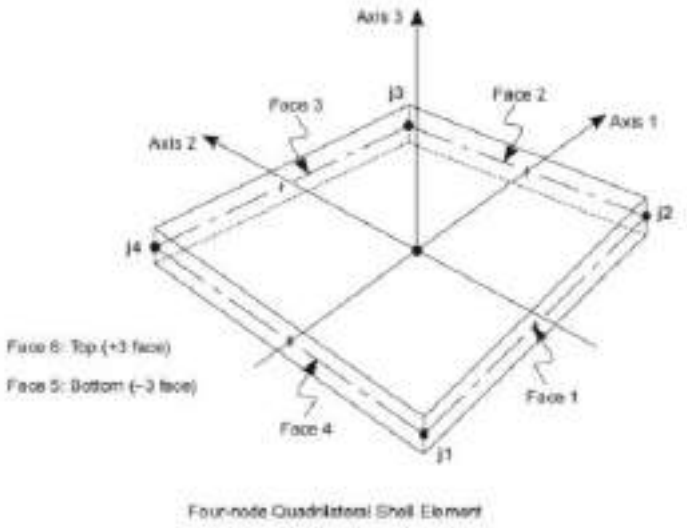
แบบจำลอง Finite Element ของสะพา ประกอบด้วย Element ประเภทต่าง ๆ ดังต่อไปนี้

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

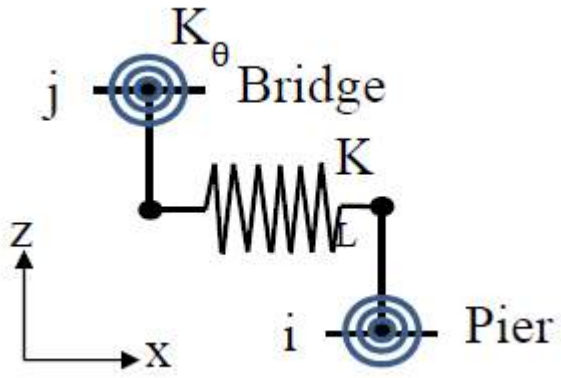


3) FRAME ELEMENT จำลอง Tie Girder ของช่วงความยาวหลักจำลอง Arch Rib

4) Shell Element จำลองส่วนของพื้นของสะพาน

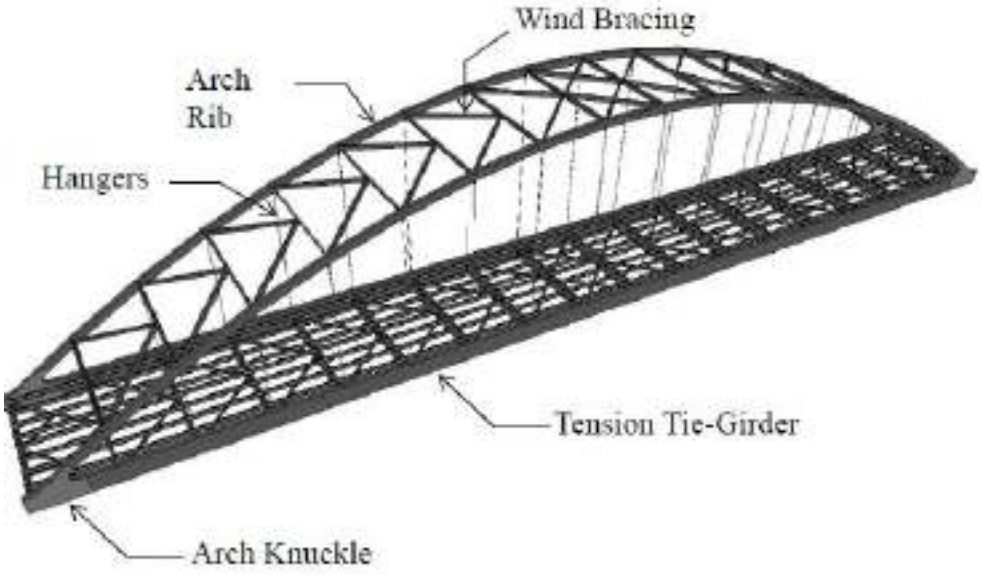


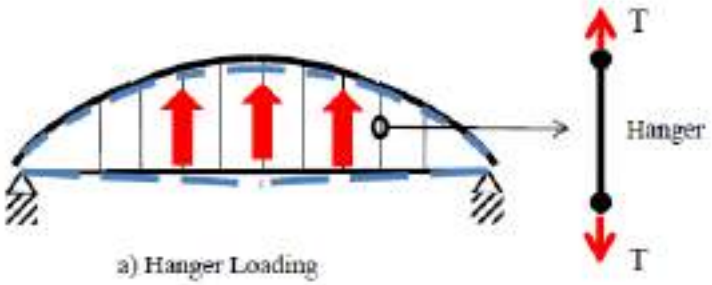
5) Spring เพื่อจำลองพฤติกรรมของ Bearing และ Expansion Joint



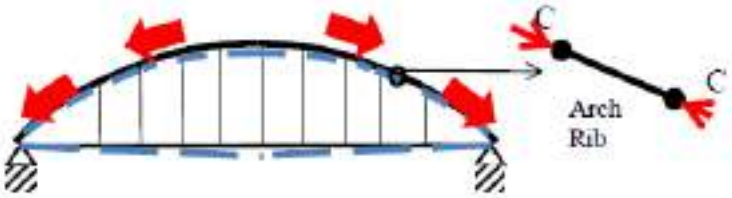
6)

โดยในการสร้างแบบจำลองข้างต้น หลักการเลือกประเภทของ Element เพื่อจำลองพฤติกรรมของ Tie Arch Bridge ดังนี้

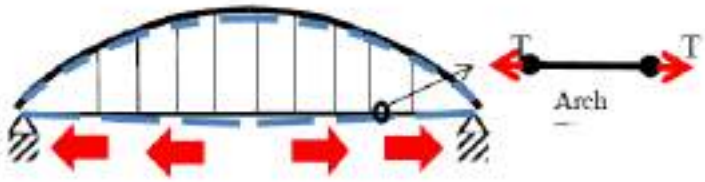




a) Hanger Loading



b) Arch Rib Loading



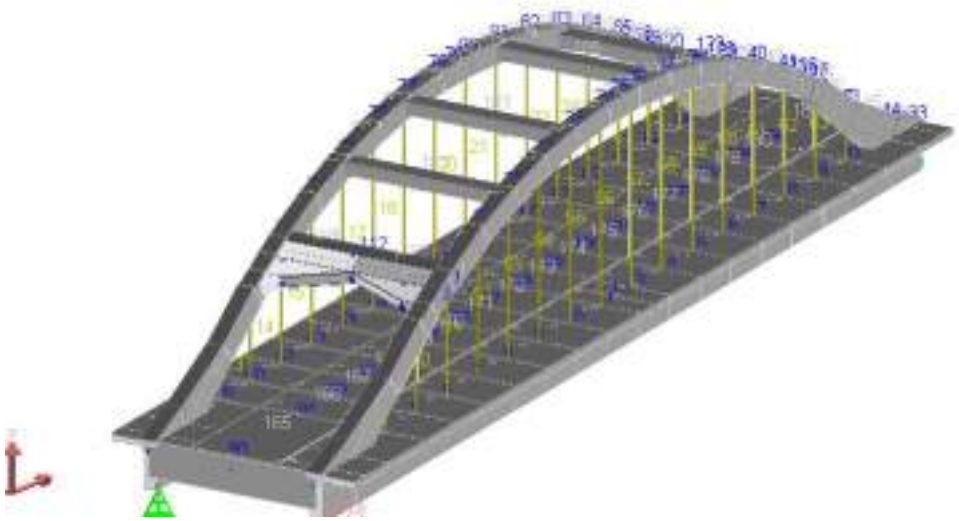
c) Arch Tie Loading

ในส่วนของ Hangers หรือ Cable ของ Tie Arch จะถูกจำลองให้สามารถรับแรงดึงที่เกิดจากน้ำหนักของพื้นสะพานและผลของแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรต่างๆ

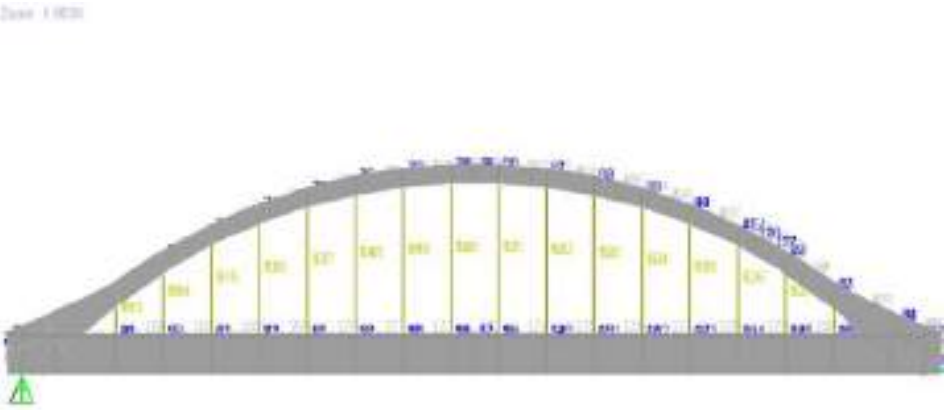
ส่วนของ Arch Rib จะถูกจำลองให้สามารถถ่ายแรงอัดที่เกิดจากการรองรับแรงดึงจาก Hanger ลงไปยังฐานรองรับ และ Arch Tie ที่เกิดแรงดึงเพื่อเกิดสมดุลย์แรงตามแนวราบ

โดยตัวอย่างของแบบจำลองของสะพานแสดงดังนี้

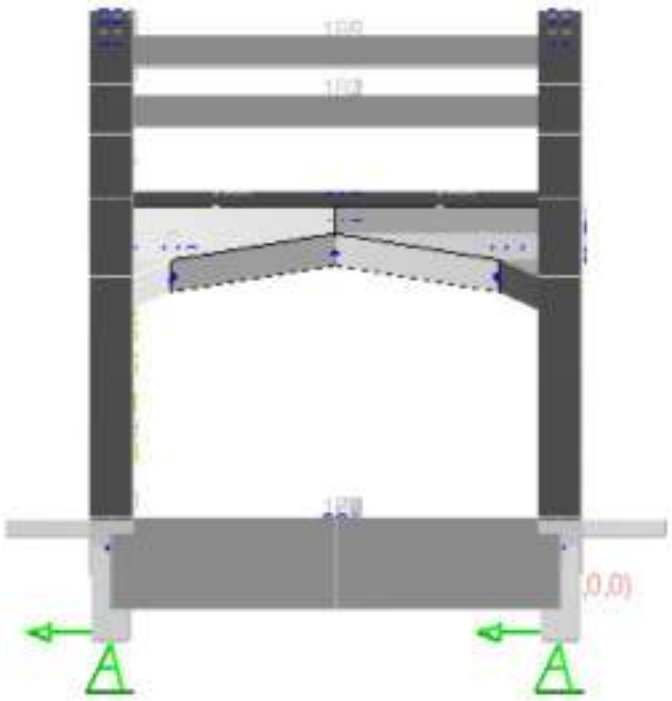
- สะพานช่วง S2



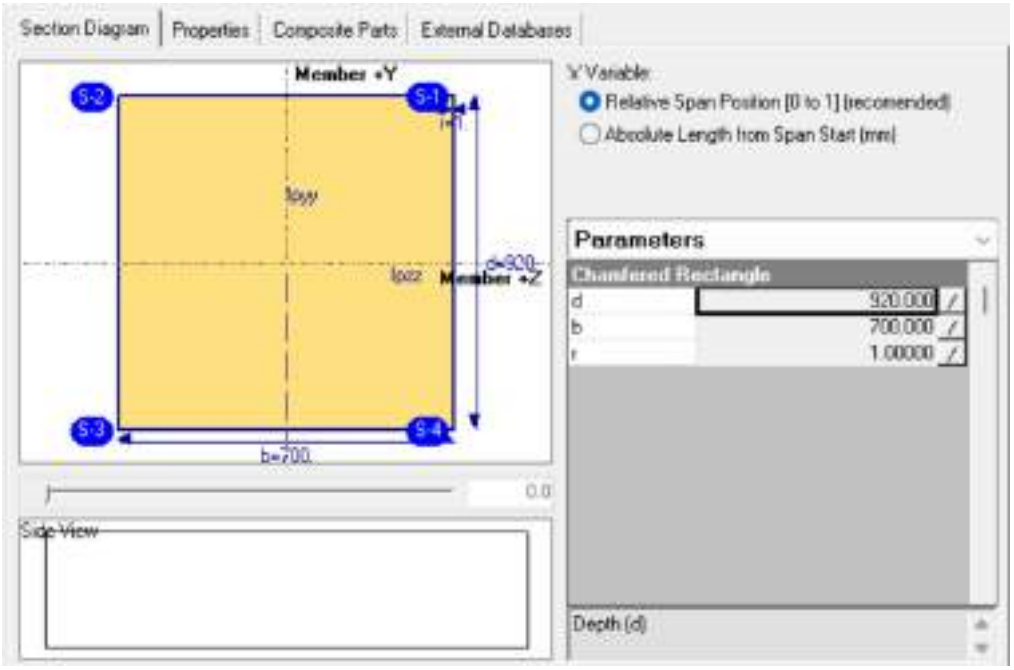
รูปที่ 8.5 แบบจำลองของ สะพานช่วง S2 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) 3D View



รูปที่ 8.6 แบบจำลองของ สะพานช่วง S2 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Elevation View

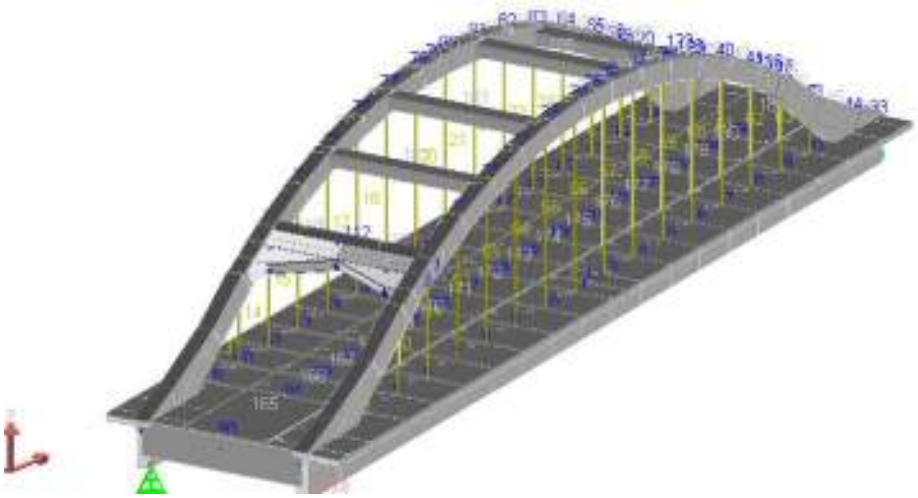


รูปที่ 8.7 แบบจำลองของ สะพานช่วง S2 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Front View

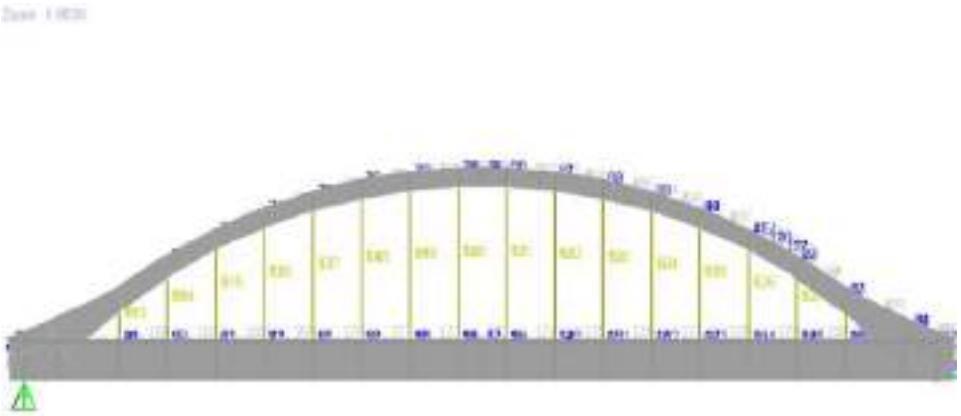


รูปที่ 8.8 แบบจำลองของ สะพานช่วง S2 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) หน้าตัดของ Arch Rib Example

สะพานช่วง S3

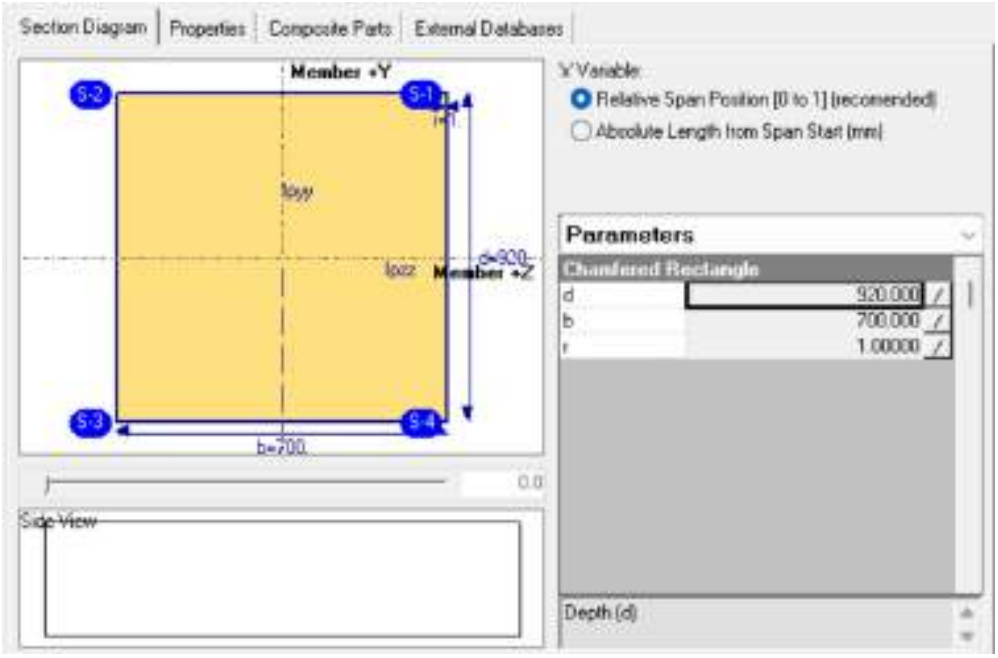


รูปที่ 8.9 แบบจำลองของ สะพานช่วง S3 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) 3D View



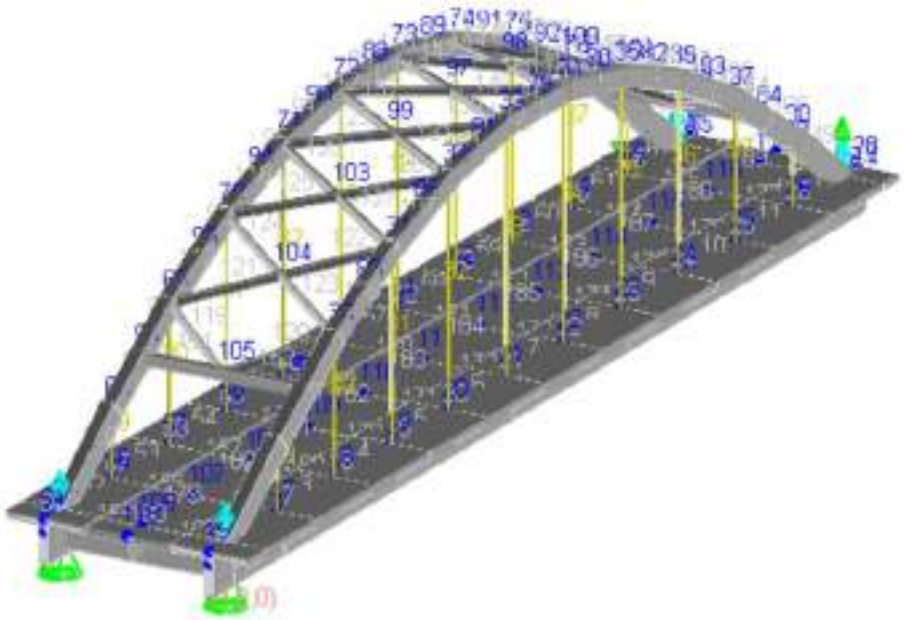
รูปที่ 8.10 แบบจำลองของ สะพานช่วง S3 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Elevation View

ฟ

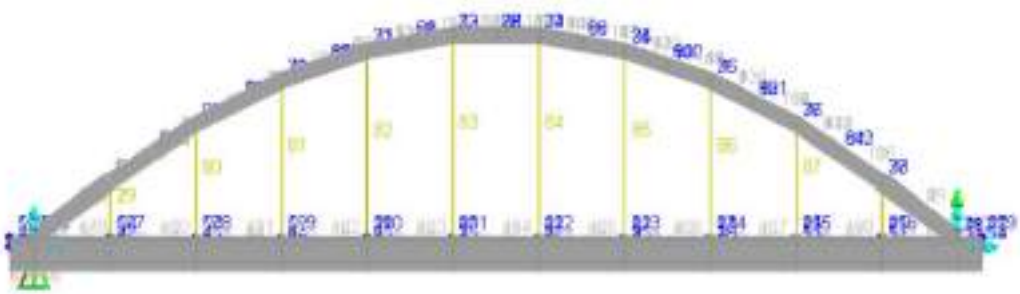


รูปที่ 8.11 แบบจำลองของ สะพานช่วง S3 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) หน้าตัดของ Arch Rib Example

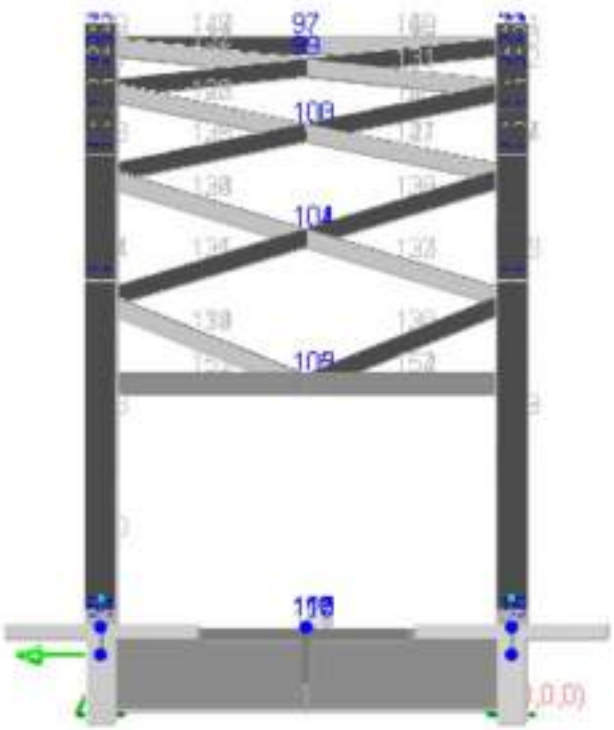
- สะพานช่วง S4



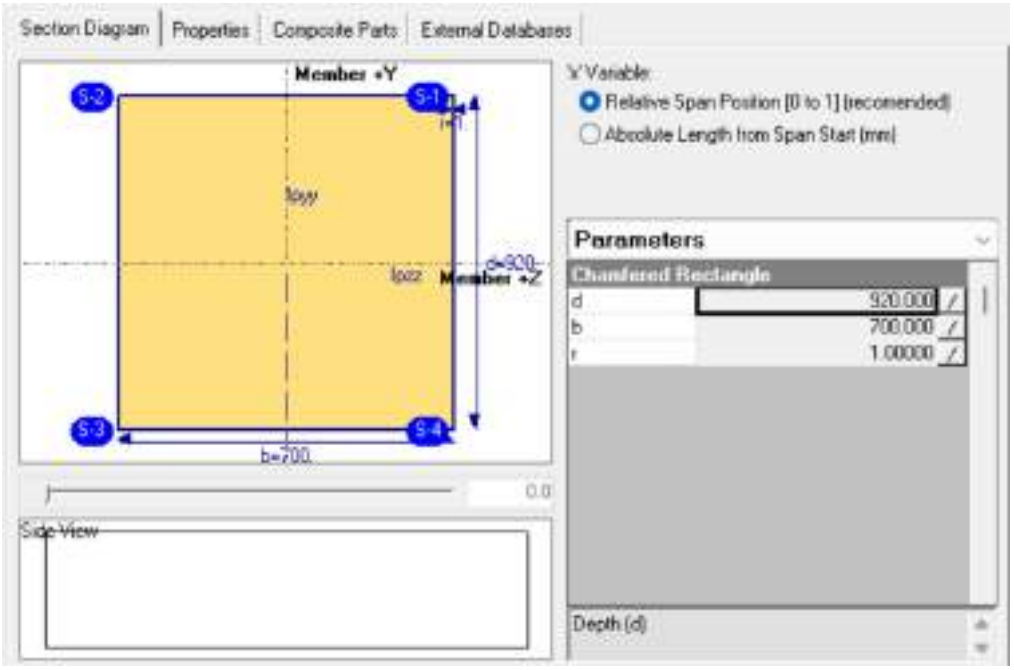
รูปที่ 8.12 แบบจำลองของ สะพานช่วง S4 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) 3D View



รูปที่ 8.13 แบบจำลองของ สะพานช่วง S4 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Elevation View

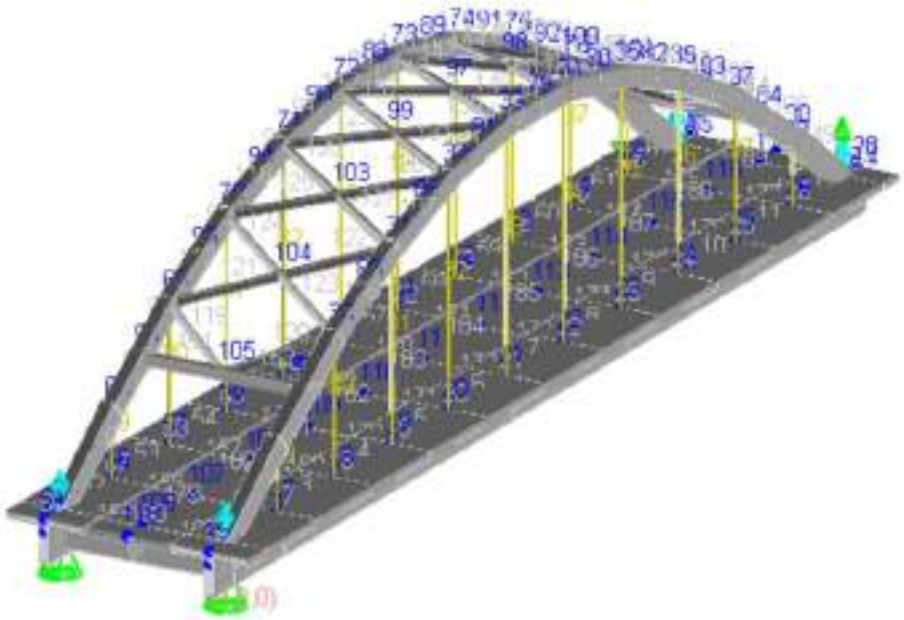


รูปที่ 8.14 แบบจำลองของ สะพานช่วง S4 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Front View

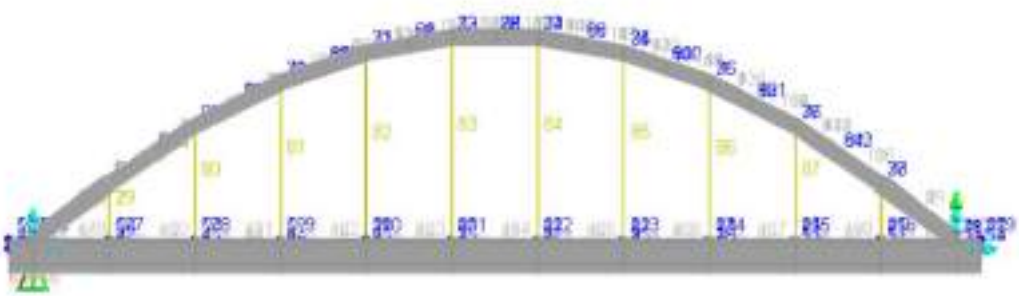


รูปที่ 8.15 แบบจำลองของ สะพานช่วง S4 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) หน้าตัดของ Arch Rib Example

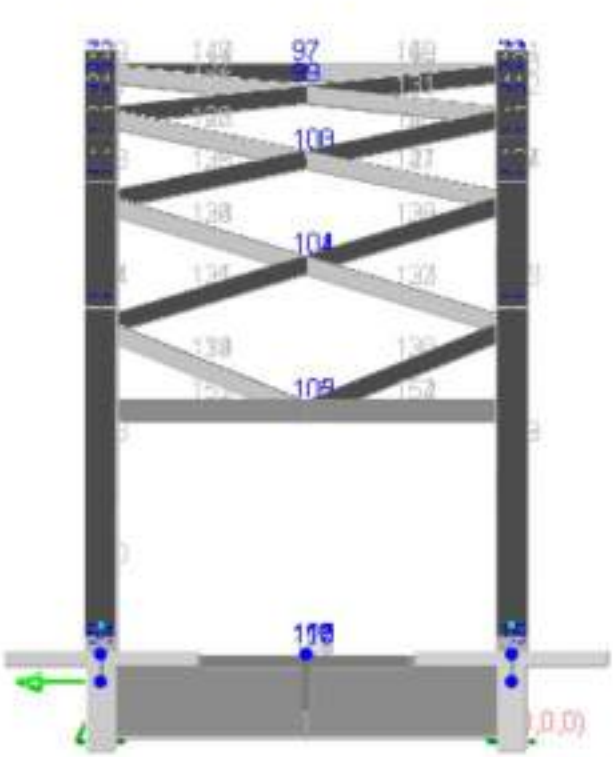
- สะพานช่วง S5



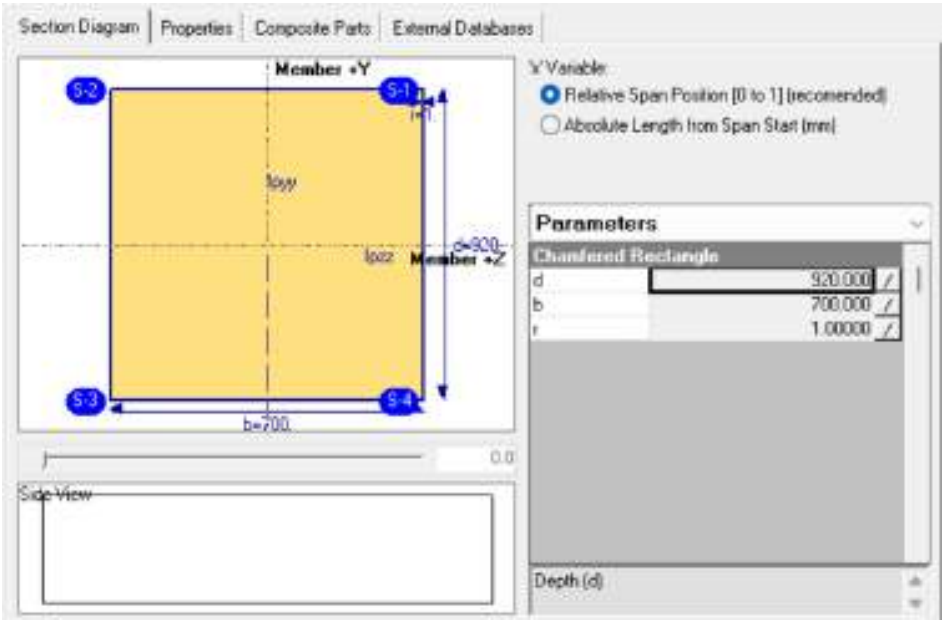
รูปที่ 8.16 แบบจำลองของ สะพานช่วง S5 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) 3D View



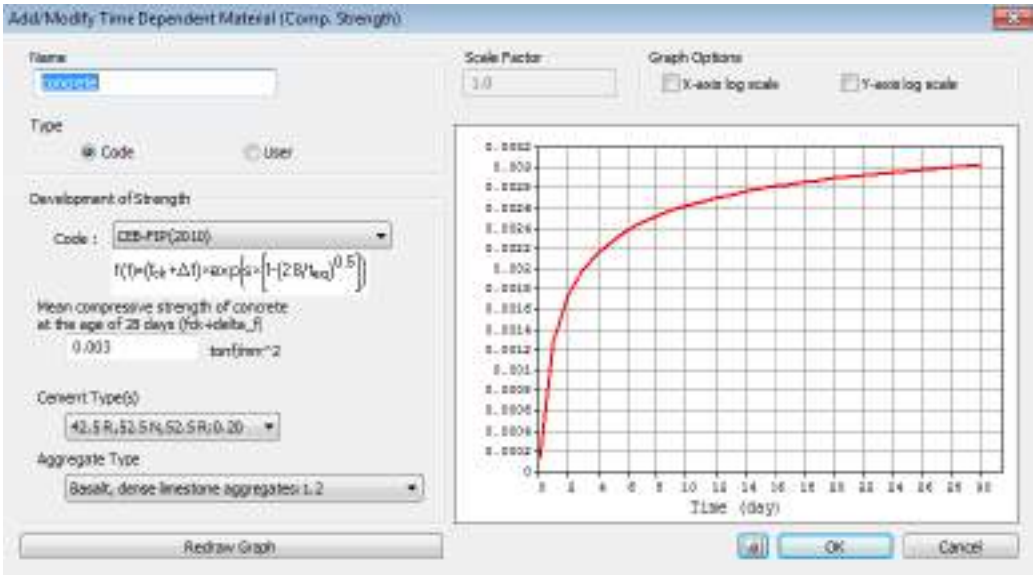
รูปที่ 8.17 แบบจำลองของ สะพานช่วง S5 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Elevation View



รูปที่ 8.18 แบบจำลองของ สะพานช่วง S5 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Front View



รูปที่ 8.19 แบบจำลองของ สะพานช่วง S5 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) หน้าตัดของ Arch Rib Example



รูปที่ 8.20 แบบจำลองของสะพานในส่วนของวัสดุ Long Term Effect โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model)

8.4.1.4 ก

ภายหลังจากการสร้างแบบจำลองโดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์แล้ว ในขั้นตอนต่อไปที่ปรึกษาได้ดำเนินการวิเคราะห์แบบจำลองของสะพานดังกล่าวโดยพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างที่ได้ดำเนินการในภาคสนาม เพื่อให้ผลของอายุของคอนกรีต ขั้นตอนการดึงลวด Cable Hanger รวมทั้งลำดับการติดตั้งส่วนของ Tie Girder และการหล่อพื้น RC Deck จนสมบูรณ์เป็นคานสะพาน ได้นำมารวมในแบบจำลอง ซึ่งจะทำให้ในขั้นตอนของการปรับค่าของแบบจำลองดำเนินการได้ใกล้เคียงกับผลการทดสอบมากขึ้น

สำหรับวิธีการในการพิจารณาขั้นตอนการก่อสร้างในแบบจำลองนี้ ที่ปรึกษาเลือกใช้ Nonlinear Construction Stage Analysis ซึ่งลำดับการก่อสร้างที่ใช้ในแบบจำลองแสดงดังนี้

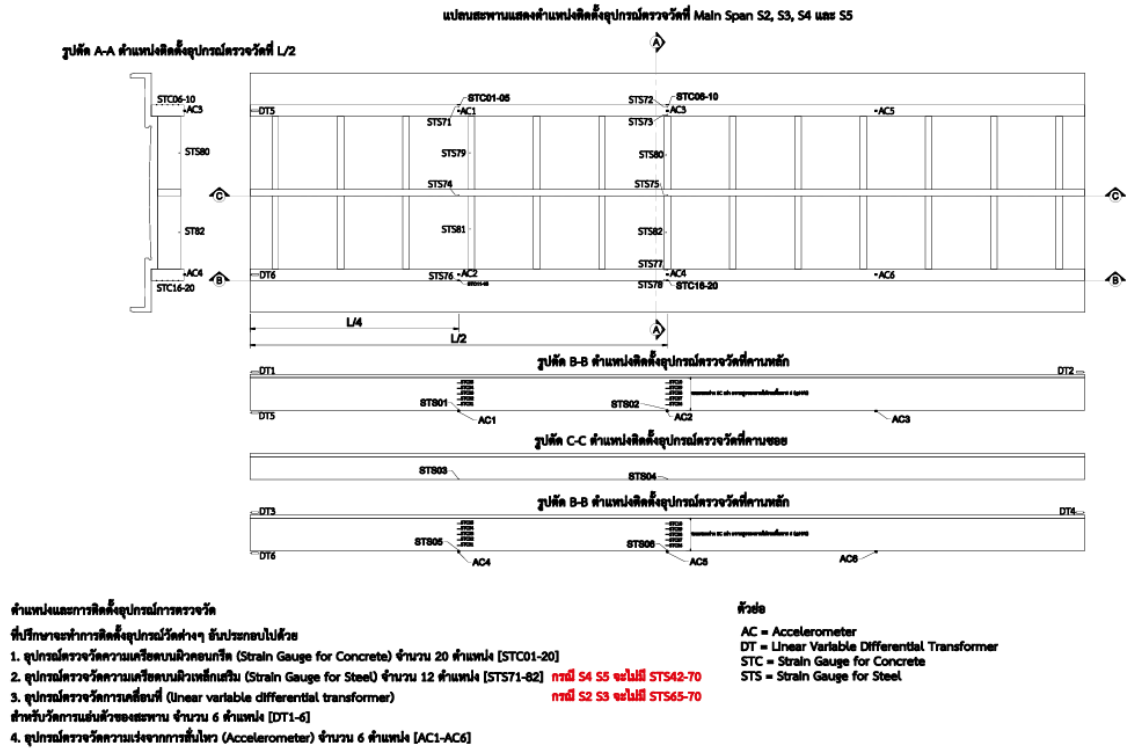
- ก่อสร้างโครงสร้างส่วนล่าง
- หล่อคาน Arch Rib
- ติดตั้งคาน Tie Arch และ คานรองรับพื้นสะพาน บน Temporary Falsework
- ทำการดึงลวด Hanger
- ดำเนินการหล่อพื้นสะพาน
- ติดตั้ง Barrier และ Wearing
- วิเคราะห์สะพานภายหลังการก่อสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกของรถบรรทุกที่ได้ใช้ทดสอบในโครงการนี้

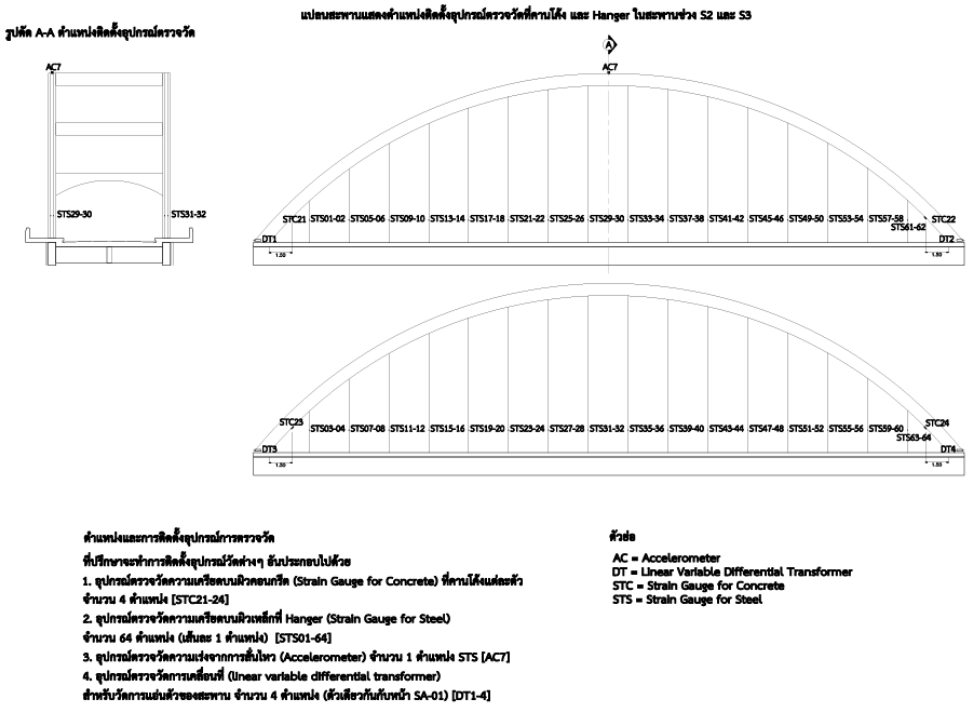
- การปรับค่าแบบจำลอง โดยอาศัยผลของ Natural Frequency

เพื่อให้การวิเคราะห์ผลเนื่องจากแบบจำลองของสะพานมีความถูกต้อง แบบจำลองตามยาวของสะพานโดยวิธี Finite Element ได้นำมาปรับค่าของ Natural Frequency ให้สอดคล้องกับค่าที่ตรวจวัดได้ในสะพาน โดยในการปรับค่าของแบบจำลองได้พิจารณา กำลังของวัสดุ ขั้นตอนการก่อสร้างแบบจำลองของวัสดุเทียบกับเวลา เงื่อนไขของฐานรองรับของแบบจำลอง เป็นต้น

ตัวอย่างของตำแหน่งของอุปกรณ์ตรวจวัดที่ใช้ในการปรับค่าของแบบจำลองแสดงดังนี้

- สะพานช่วง S2

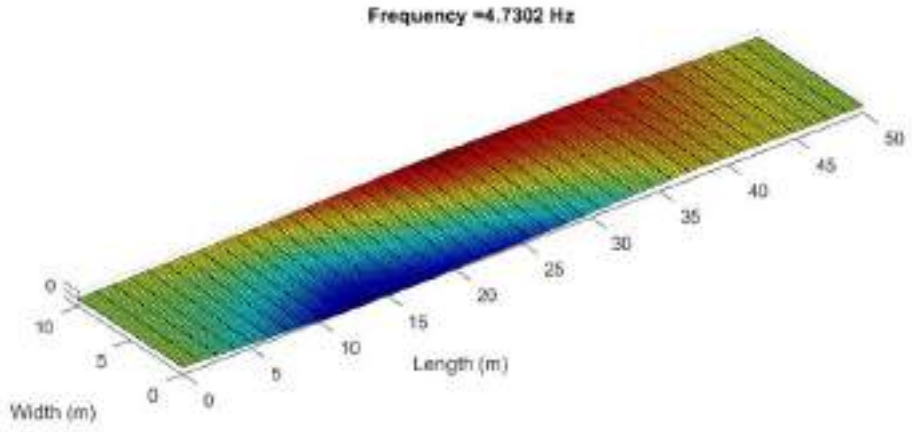




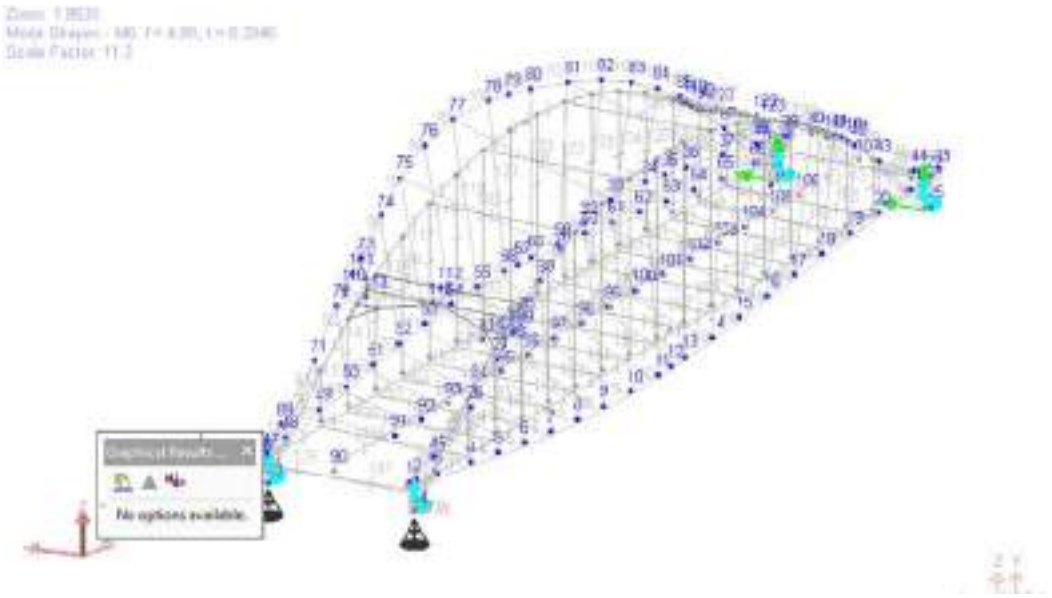
โดยตัวอย่างของแบบจำลองที่ได้ทำการสร้างและทำการวิเคราะห์ค่าของ Natural Frequency แสดงดังรูปต่างๆดังนี้

ซึ่งหลังจากการปรับค่าของแบบจำลองสะพาน นั้น แสดงค่าของ Natural Frequency อยู่ในช่วงประมาณ 4.7 Hz โดยค่าของ Mode Shape เป็นการสั่นไหวในแนวดิ่ง (Vertical Translation in z direction) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ให้ค่าของ Natural Frequency และมี Mode Shape เป็น Vertical Translation

Span 2 case 3

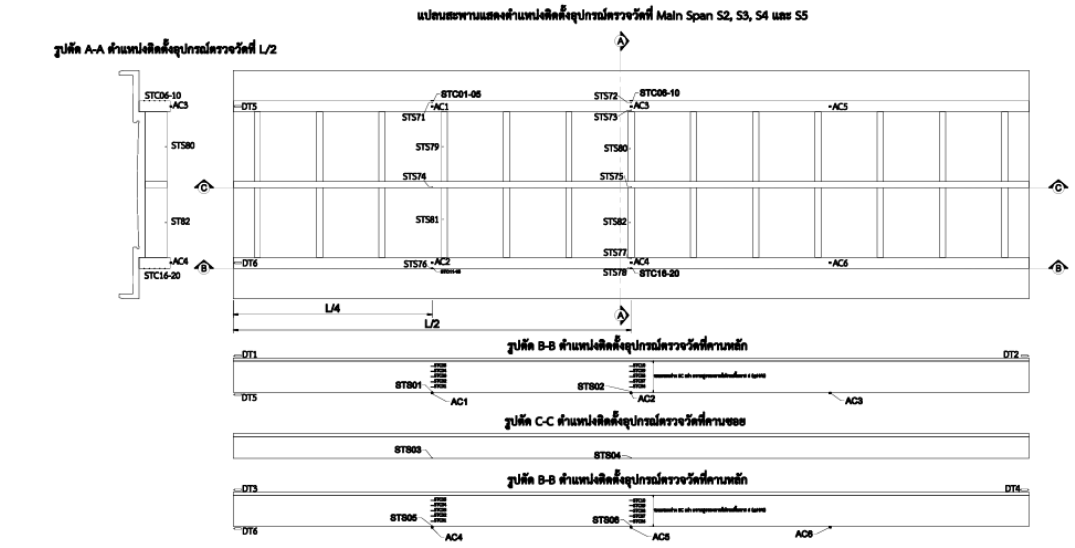


ที่ปรึกษาได้ ดำเนินการวิเคราะห์แบบจำลองของสะพาน โดยพิจารณาผลของ ขั้นตอนการก่อสร้าง ผลของอายุของคอนกรีต และ เวลาของสะพาน ณ ปัจจุบัน หลังการก่อสร้าง และ ดำเนินการวิเคราะห์ Eigenvalue และ Eigenvector ของสะพาน ณ เวลานั้น เพื่อหาค่าของ Natural Frequency และนำมาเปรียบเทียบกับ ผลการทดสอบ โดย จะดำเนินการปรับ ค่าของ วัสดุ และ Boundary Condition ของสะพาน เพื่อให้ ค่าใกล้เคียงกับค่าที่ทดสอบ โดยแสดงค่าของแบบจำลองและค่าของ Natural Frequency หลังการปรับค่าดังนี้



รูปที่ 3-20 Mode Shape ของ แบบจำลองของ สะพานช่วง S2 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Natural Frequency = 4.89 Hz (3D View) (Torsional Bending Mode of Deck)

- สะพานช่วง S3



ตำแหน่งและการติดตั้งอุปกรณ์การตรวจวัด

ที่ปรึกษาจะทำการติดตั้งอุปกรณ์วัดต่างๆ อันประกอบไปด้วย

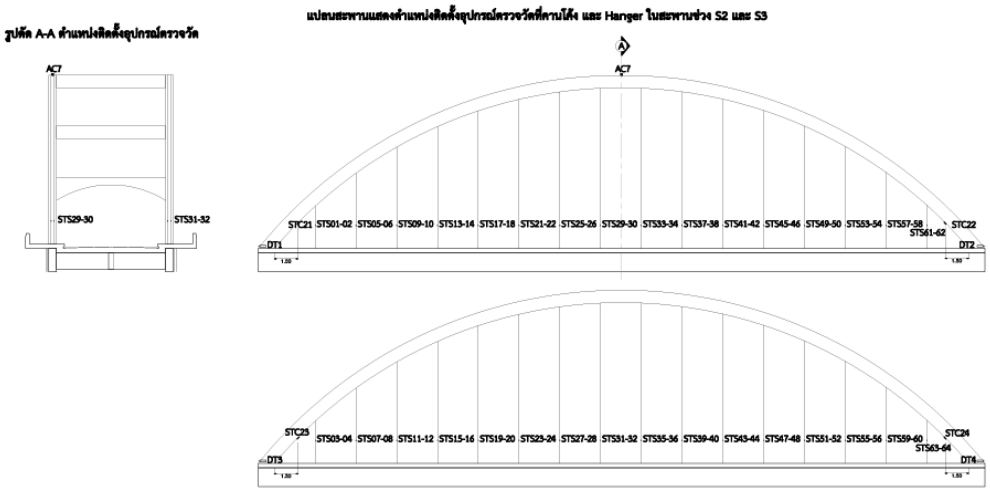
1. อุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนผิวคอนกรีต (Strain Gauge for Concrete) จำนวน 20 ตำแหน่ง [STC01-20]
2. อุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนผิวเหล็กเสริม (Strain Gauge for Steel) จำนวน 12 ตำแหน่ง [STS71-82] กรณี S4 S5 จะไม่มี STS42-70
3. อุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนที่ (Linear variable differential transformer) กรณี S2 S3 จะไม่มี STS65-70

สำหรับวัดการแอ่นตัวของสะพาน จำนวน 6 ตำแหน่ง [DT1-6]

4. อุปกรณ์ตรวจวัดความเร่งจากการสั่นไหว (Accelerometer) จำนวน 6 ตำแหน่ง [AC1-AC6]

ตัวย่อ

AC = Accelerometer
DT = Linear Variable Differential Transformer
STC = Strain Gauge for Concrete
STS = Strain Gauge for Steel



ตำแหน่งและการติดตั้งอุปกรณ์การตรวจวัด

ที่ปรึกษาจะทำการติดตั้งอุปกรณ์วัดต่างๆ อันประกอบไปด้วย

1. อุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนผิวคอนกรีต (Strain Gauge for Concrete) ที่คานโค้งแต่ละข้าง จำนวน 4 ตำแหน่ง [STC21-24]
2. อุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนผิวเหล็กที่ Hanger (Strain Gauge for Steel) จำนวน 64 ตำแหน่ง (เส้นละ 1 ตำแหน่ง) [STS01-64]
3. อุปกรณ์ตรวจวัดความเร่งจากการสั่นไหว (Accelerometer) จำนวน 1 ตำแหน่ง STS [AC7]
4. อุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนที่ (Linear variable differential transformer) สำหรับวัดการแอ่นตัวของสะพาน จำนวน 4 ตำแหน่ง (ตัวเดียวกันกับหน้า SA-01) [DT1-4]

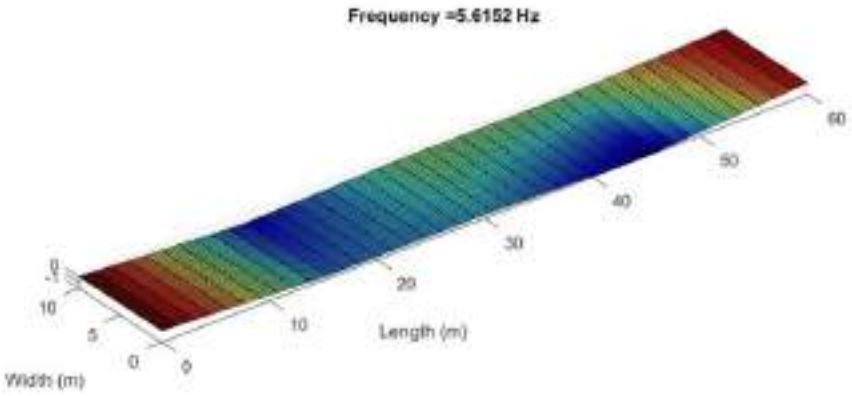
ตัวย่อ

AC = Accelerometer
DT = Linear Variable Differential Transformer
STC = Strain Gauge for Concrete
STS = Strain Gauge for Steel

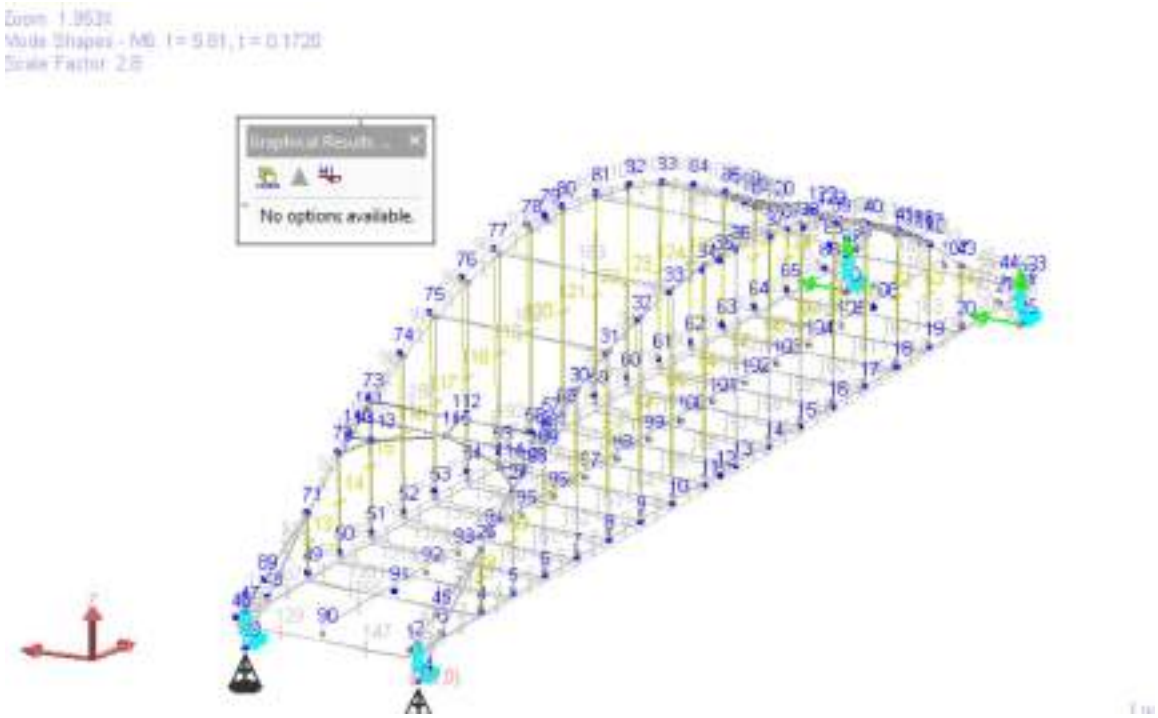
โดยตัวอย่างของแบบจำลองที่ได้ทำการสร้างและทำการวิเคราะห์ค่าของ Natural Frequency แสดงดังรูปต่างๆดังนี้

ซึ่งหลังจากการปรับค่าของแบบจำลองสะพาน นั้น แสดงค่าของ Natural Frequency อยู่ในช่วงประมาณ 5.7 Hz โดยค่าของ Mode Shape เป็นการสั่นไหวในแนวดิ่ง (Vertical Translation in z direction) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ให้ค่าของ Natural Frequency และมี Mode Shape เป็น Vertical Translation

Span 3 case 1

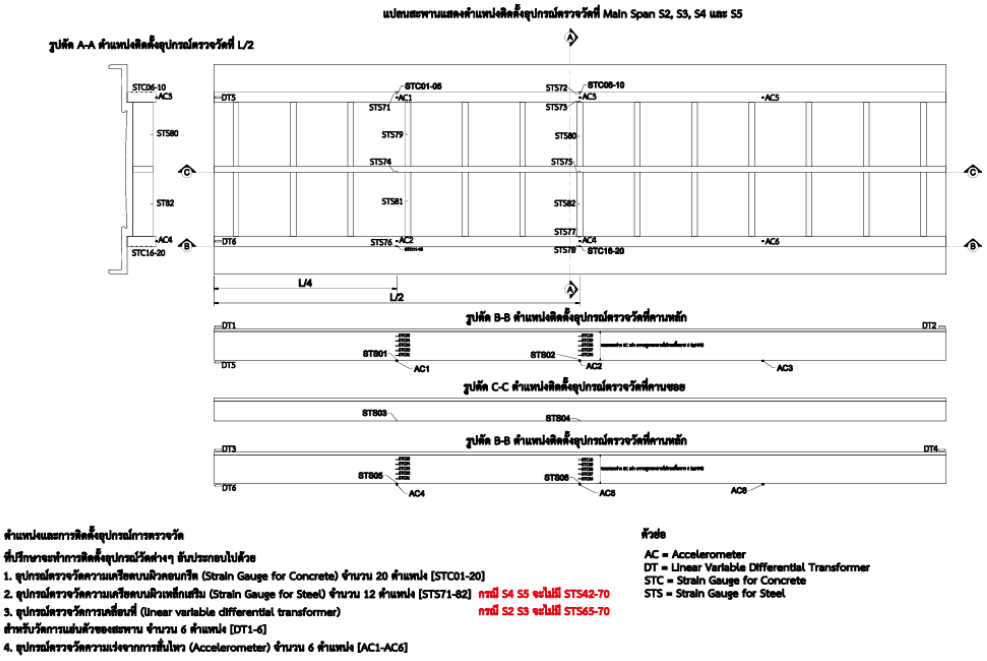


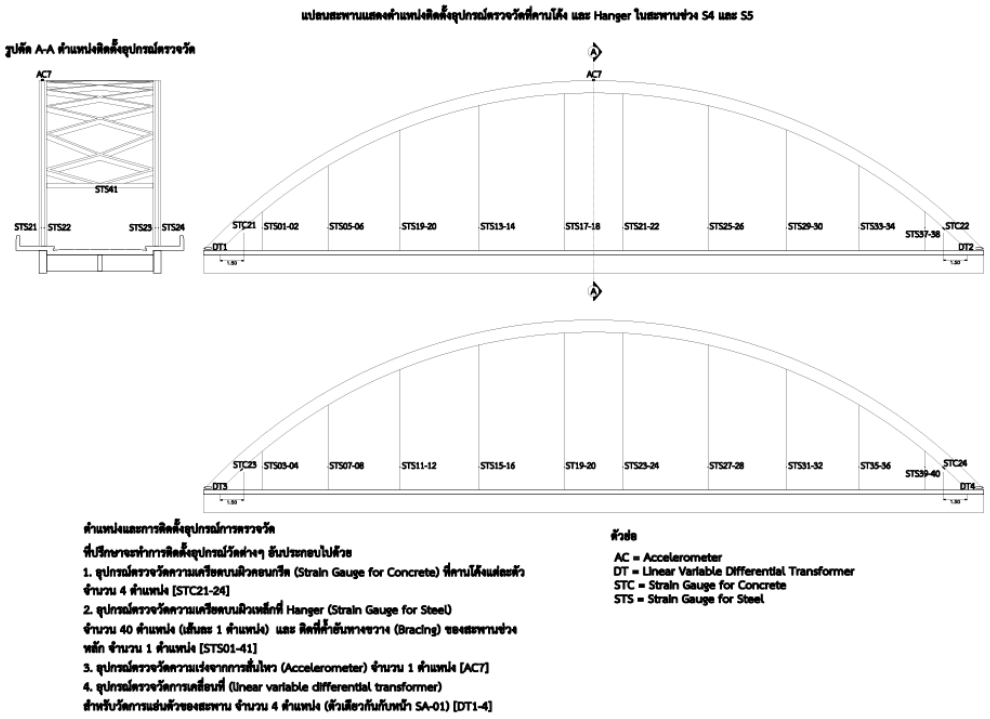
ที่ปรึกษาได้ ดำเนินการวิเคราะห์แบบจำลองของสะพาน โดยพิจารณาผลของ ขั้นตอนการก่อสร้าง ผลของอายุของคอนกรีต และ เวลาของสะพาน ณ ปัจจุบัน หลังการก่อสร้าง และ ดำเนินการวิเคราะห์ Eigenvalue และ Eigenvector ของสะพาน ณ เวลานั้น เพื่อหาค่าของ Natural Frequency และนำมาเปรียบเทียบกับ ผลการทดสอบ โดย จะดำเนินการปรับ ค่าของ วัสดุ และ Boundary Condition ของสะพาน เพื่อให้ ค่าใกล้เคียงกับค่าที่ทดสอบ โดยแสดงค่าของแบบจำลองและค่าของ Natural Frequency หลังการปรับค่าดังนี้



รูปที่ 3-21 Mode Shape ของ แบบจำลองของ สะพานช่วง S2 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Natural Frequency = 5.81 Hz (3D View) (Torsional Bending Mode of Deck)

- สะพานช่วง S4

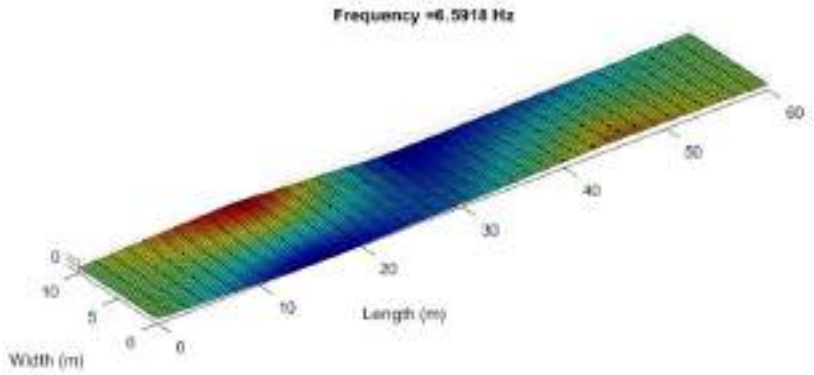




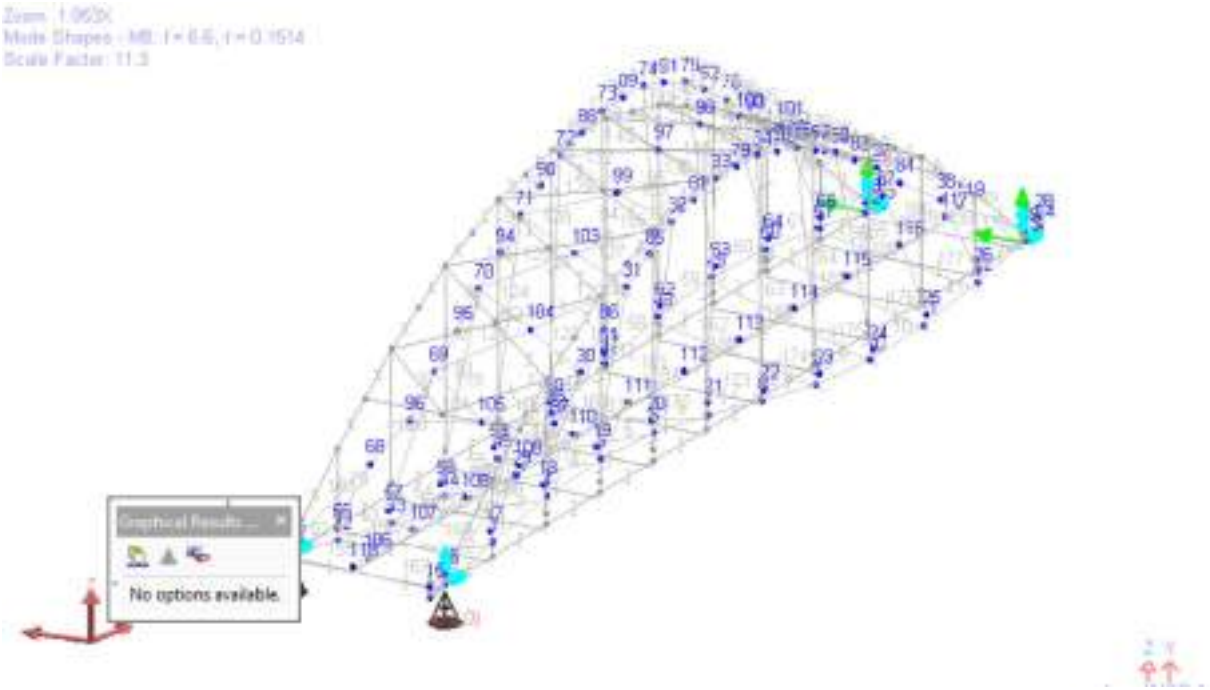
โดยตัวอย่างของแบบจำลองที่ได้ทำการสร้างและทำการวิเคราะห์ค่าของ Natural Frequency แสดงดังรูปต่าง ๆดังนี้

ซึ่งหลังจากการปรับค่าของแบบจำลองสะพาน นั้น แสดงค่าของ Natural Frequency อยู่ในช่วงประมาณ 6.59 Hz โดยค่าของ Mode Shape เป็นการสั่นไหวในแนวดิ่ง (Torsional Translation in z direction) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ให้ค่าของ Natural Frequency และมี Mode Shape เป็น Torsional Translation

Span 4 case 3

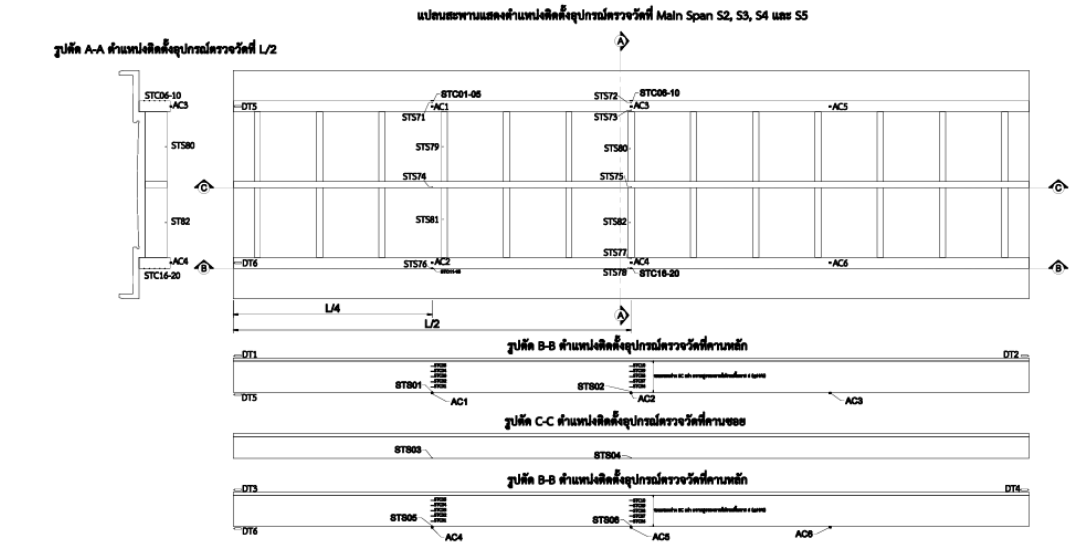


ที่ปรึกษาได้ ดำเนินการวิเคราะห์แบบจำลองของสะพาน โดยพิจารณาผลของ ขั้นตอนการก่อสร้าง ผลของอายุของคอนกรีต และ เวลาของสะพาน ณ ปัจจุบัน หลังการก่อสร้าง และ ดำเนินการวิเคราะห์ Eigenvalue และ Eigenvector ของสะพาน ณ เวลานั้น เพื่อหาค่าของ Natural Frequency และนำมาเปรียบเทียบกับ ผลการทดสอบ โดย จะดำเนินการปรับ ค่าของ วัสดุ และ Boundary Condition ของสะพาน เพื่อให้ ค่าใกล้เคียงกับค่าที่ทดสอบ โดยแสดงค่าของแบบจำลองและค่าของ Natural Frequency หลังการปรับค่าดังนี้



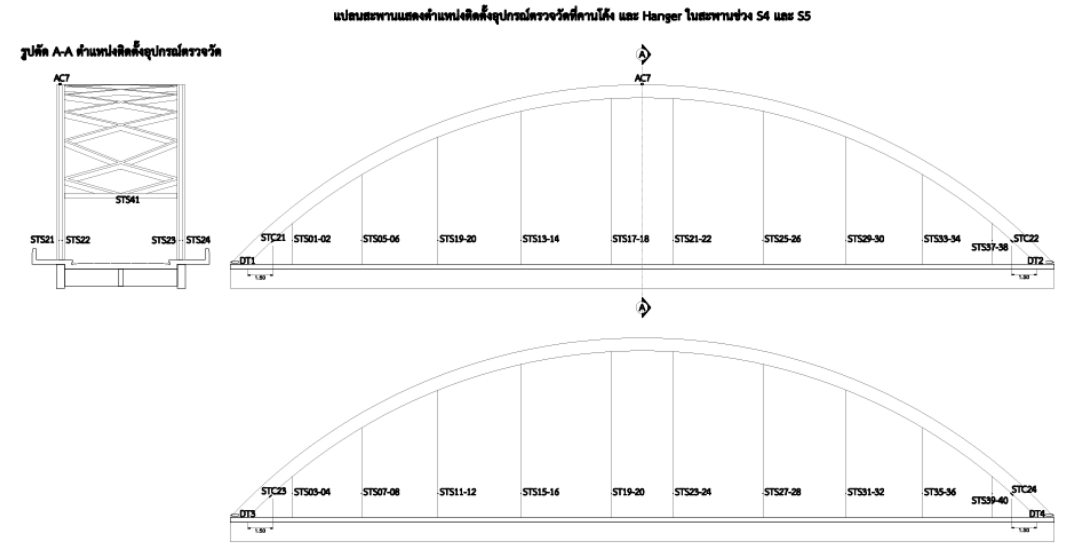
รูปที่ 3-22 Mode Shape ของ แบบจำลองของ สะพานช่วง S4 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Natural Frequency = 6.6 Hz (3D View) (Torsional Bending Mode of Deck)

- สะพานช่วง S5



ตำแหน่งและการติดตั้งอุปกรณ์การตรวจวัด
ที่ปรึกษาจะทำการติดตั้งอุปกรณ์วัดต่างๆ ดังประกอบไปด้วย
1. อุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนผิวคอนกรีต (Strain Gauge for Concrete) จำนวน 20 ตำแหน่ง [STC01-20]
2. อุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนผิวเหล็กเสริม (Strain Gauge for Steel) จำนวน 12 ตำแหน่ง [STS71-82] กรณี S4 S5 จะไม่มี STS42-70
3. อุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนที่ (linear variable differential transformer) กรณี S2 S3 จะไม่มี STS65-70
สำหรับวัดการแอ่นตัวของสะพาน จำนวน 6 ตำแหน่ง [DT1-6]
4. อุปกรณ์ตรวจวัดความเร่งจากการสั่นไหว (Accelerometer) จำนวน 6 ตำแหน่ง [AC1-AC6]

ตัวย่อ
AC = Accelerometer
DT = Linear Variable Differential Transformer
STC = Strain Gauge for Concrete
STS = Strain Gauge for Steel



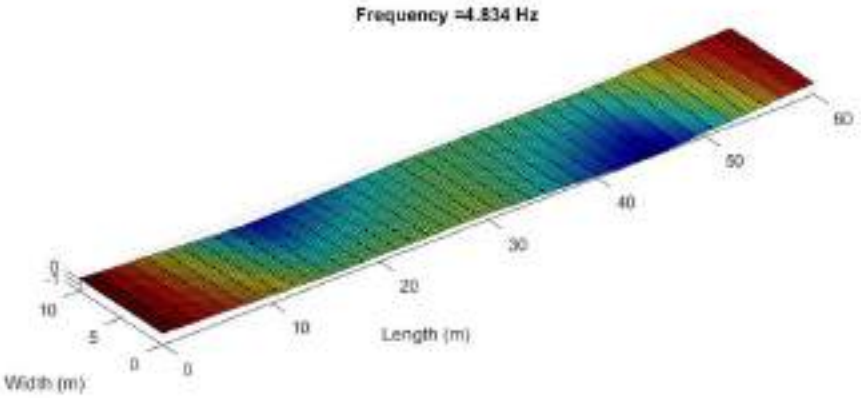
ตำแหน่งและการติดตั้งอุปกรณ์การตรวจวัด
ที่ปรึกษาจะทำการติดตั้งอุปกรณ์วัดต่างๆ ดังประกอบไปด้วย
1. อุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนผิวคอนกรีต (Strain Gauge for Concrete) ที่คานโค้งแต่ละตัว จำนวน 4 ตำแหน่ง [STC21-24]
2. อุปกรณ์ตรวจวัดความเครียดบนผิวเหล็กที่ Hanger (Strain Gauge for Steel) จำนวน 40 ตำแหน่ง (เส้นละ 1 ตำแหน่ง) และ ติดที่ค้ำยันทางขวาง (Bracing) ของสะพานช่วงหลัก จำนวน 1 ตำแหน่ง [STS01-41]
3. อุปกรณ์ตรวจวัดความเร่งจากการสั่นไหว (Accelerometer) จำนวน 1 ตำแหน่ง [AC7]
4. อุปกรณ์ตรวจวัดการเคลื่อนที่ (linear variable differential transformer) สำหรับวัดการแอ่นตัวของสะพาน จำนวน 4 ตำแหน่ง (ตัวเดียวกันกับหน้า SA-01) [DT1-4]

ตัวย่อ
AC = Accelerometer
DT = Linear Variable Differential Transformer
STC = Strain Gauge for Concrete
STS = Strain Gauge for Steel

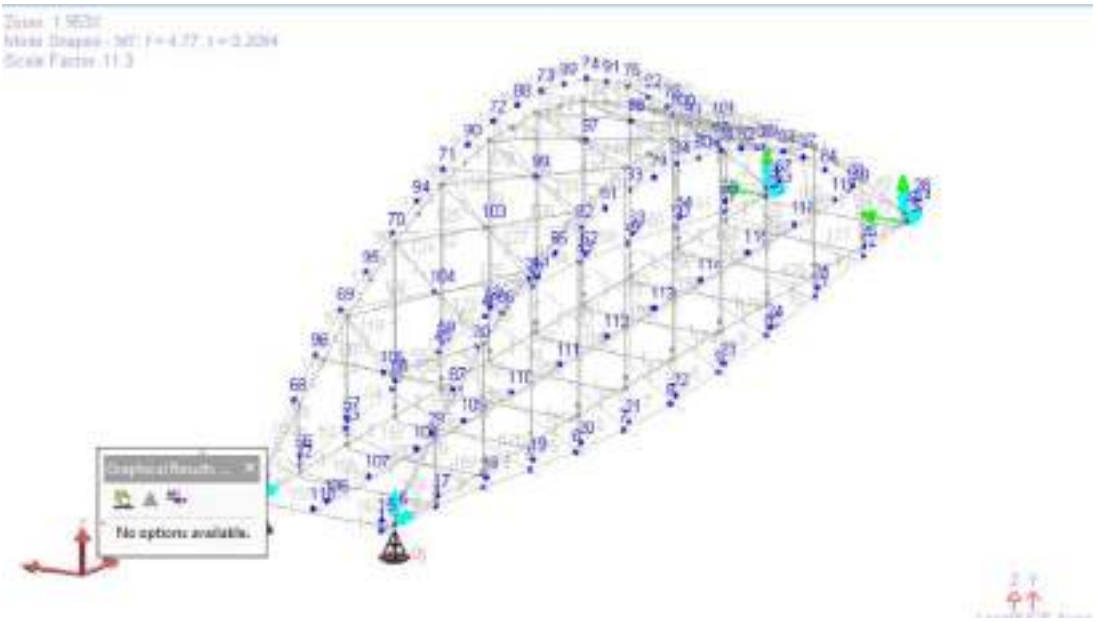
โดยตัวอย่างของแบบจำลองที่ได้ทำการสร้างและทำการวิเคราะห์ค่าของ Natural Frequency แสดงดังรูปต่าง ๆดังนี้

ซึ่งหลังจากการปรับค่าของแบบจำลองสะพาน นั้น แสดงค่าของ Natural Frequency อยู่ในช่วงประมาณ 4.83 Hz โดยค่าของ Mode Shape เป็นการสั่นไหวในแนวดิ่ง (Torsional Translation in z direction) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ให้ค่าของ Natural Frequency และมี Mode Shape เป็น Torsional Translation

Span 5 case 2

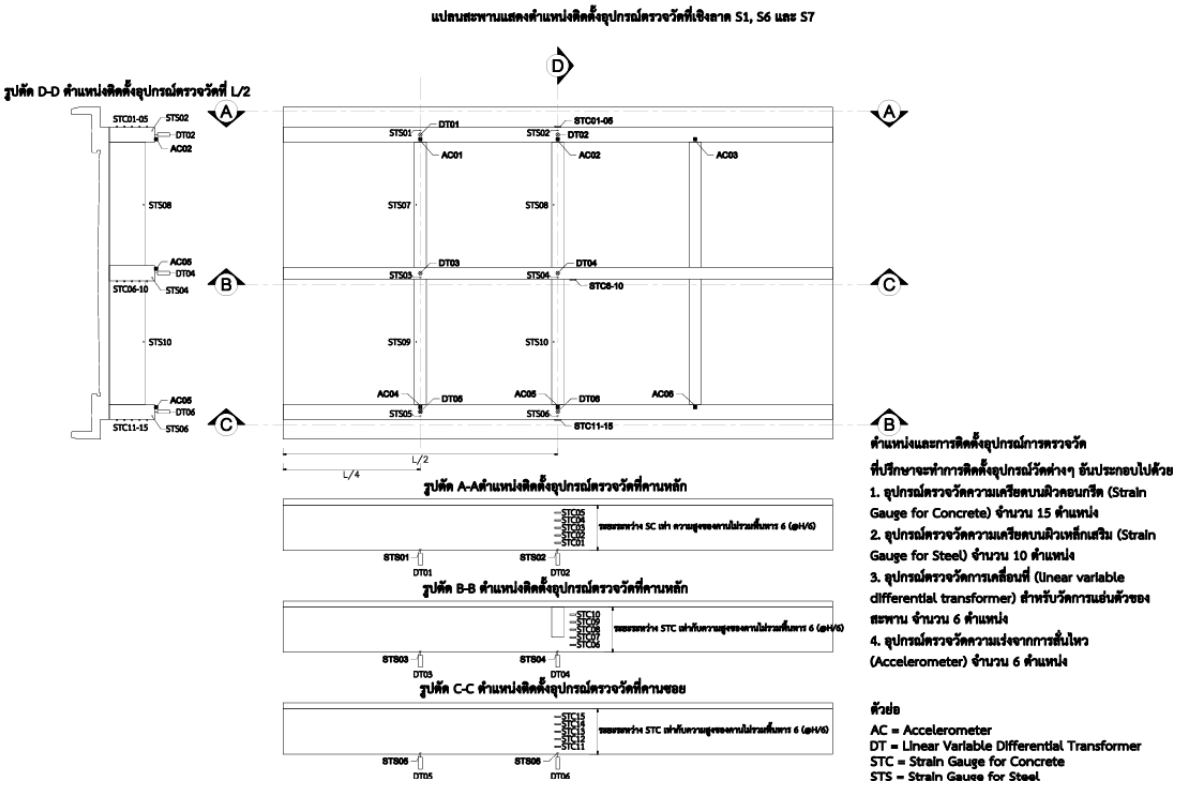


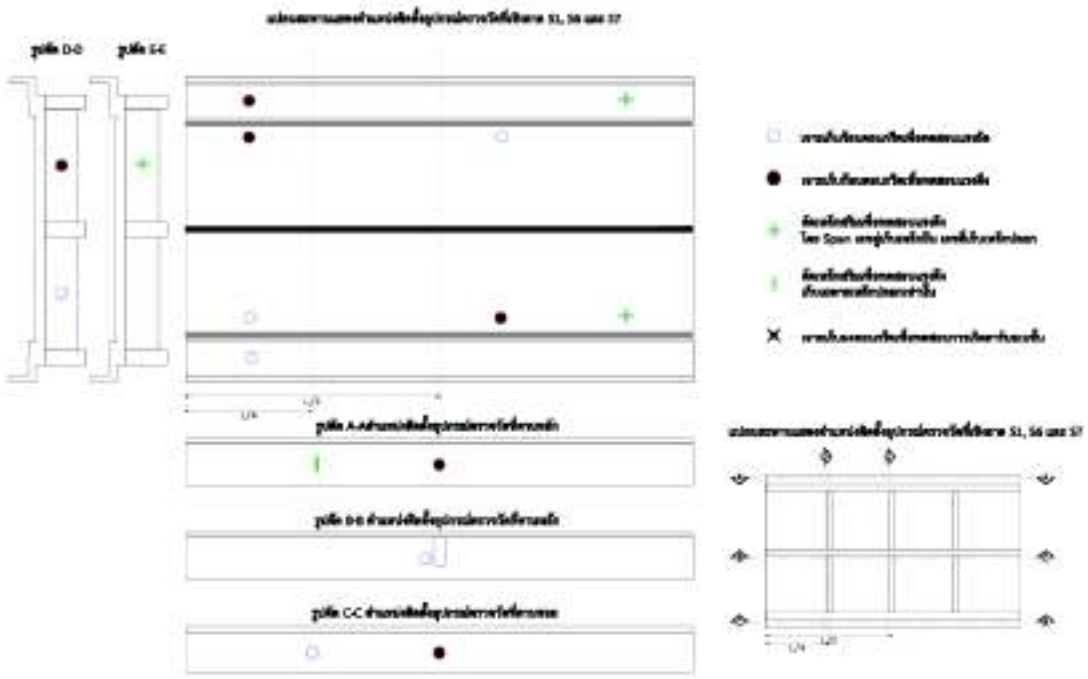
ที่ปรึกษาได้ ดำเนินการวิเคราะห์แบบจำลองของสะพาน โดยพิจารณาผลของ ขั้นตอนการก่อสร้าง ผลของอายุของคอนกรีต และ เวลาของสะพาน ณ ปัจจุบัน หลังการก่อสร้าง และ ดำเนินการวิเคราะห์ Eigenvalue และ Eigenvector ของสะพาน ณ เวลานั้น เพื่อหาค่าของ Natural Frequency และนำมาเปรียบเทียบกับ ผลการทดสอบ โดย จะดำเนินการปรับ ค่าของ วัสดุ และ Boundary Condition ของสะพาน เพื่อให้ ค่าใกล้เคียงกับค่าที่ทดสอบ โดยแสดงค่าของแบบจำลองและค่าของ Natural Frequency หลังการปรับค่าดังนี้



รูปที่ 3-23 Mode Shape ของ แบบจำลองของ สะพานช่วง S5 (Tied Arch Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Natural Frequency = 4.77 Hz (3D View) (Torsional Bending Mode of Deck)

- สะพานช่วง S1

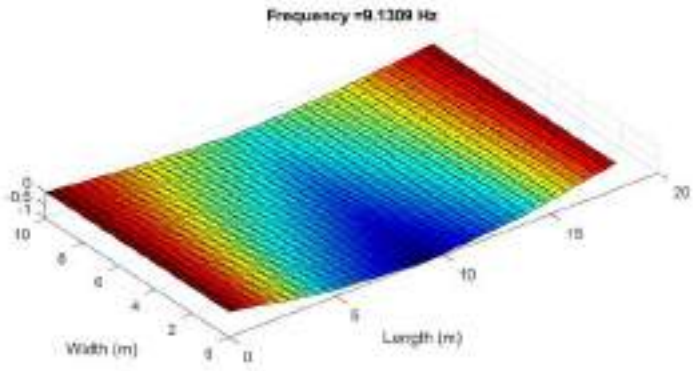




โดยตัวอย่างของแบบจำลองที่ได้ทำการสร้างและทำการวิเคราะห์ค่าของ Natural Frequency แสดงดังรูปต่าง ๆดังนี้

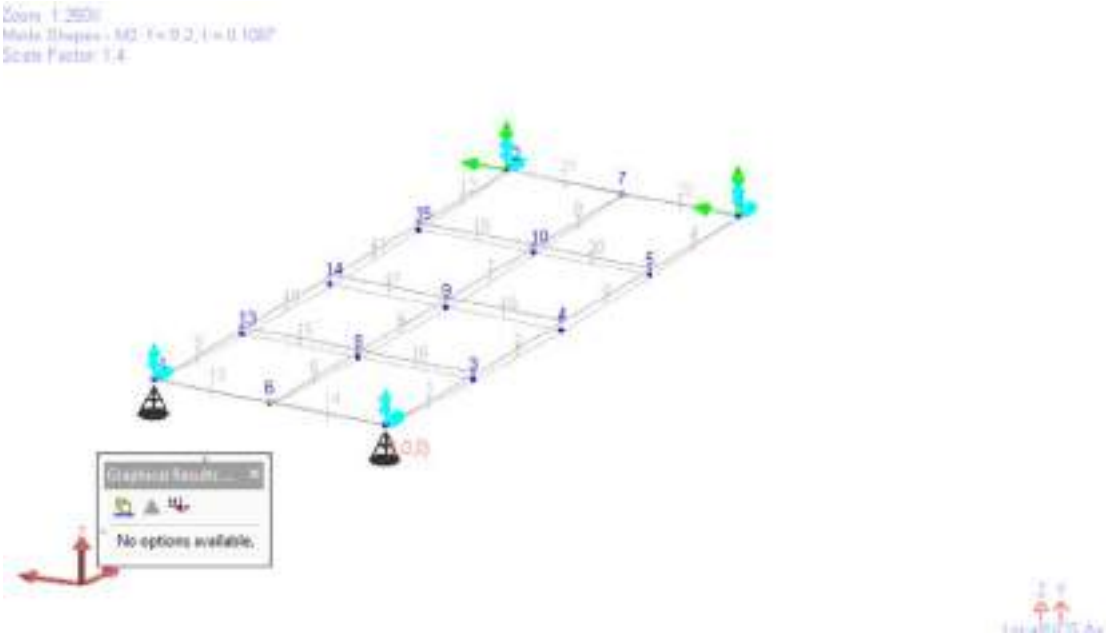
ซึ่งหลังจากการปรับค่าของแบบจำลองสะพาน นั้น แสดงค่าของ Natural Frequency อยู่ในช่วงประมาณ 9.13 Hz โดยค่าของ Mode Shape เป็นการสั่นไหวในแนวดิ่ง (Torsional Translation in z direction) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ให้ค่าของ Natural Frequency และมี Mode Shape เป็น Torsional Translation

Span 1 case 1



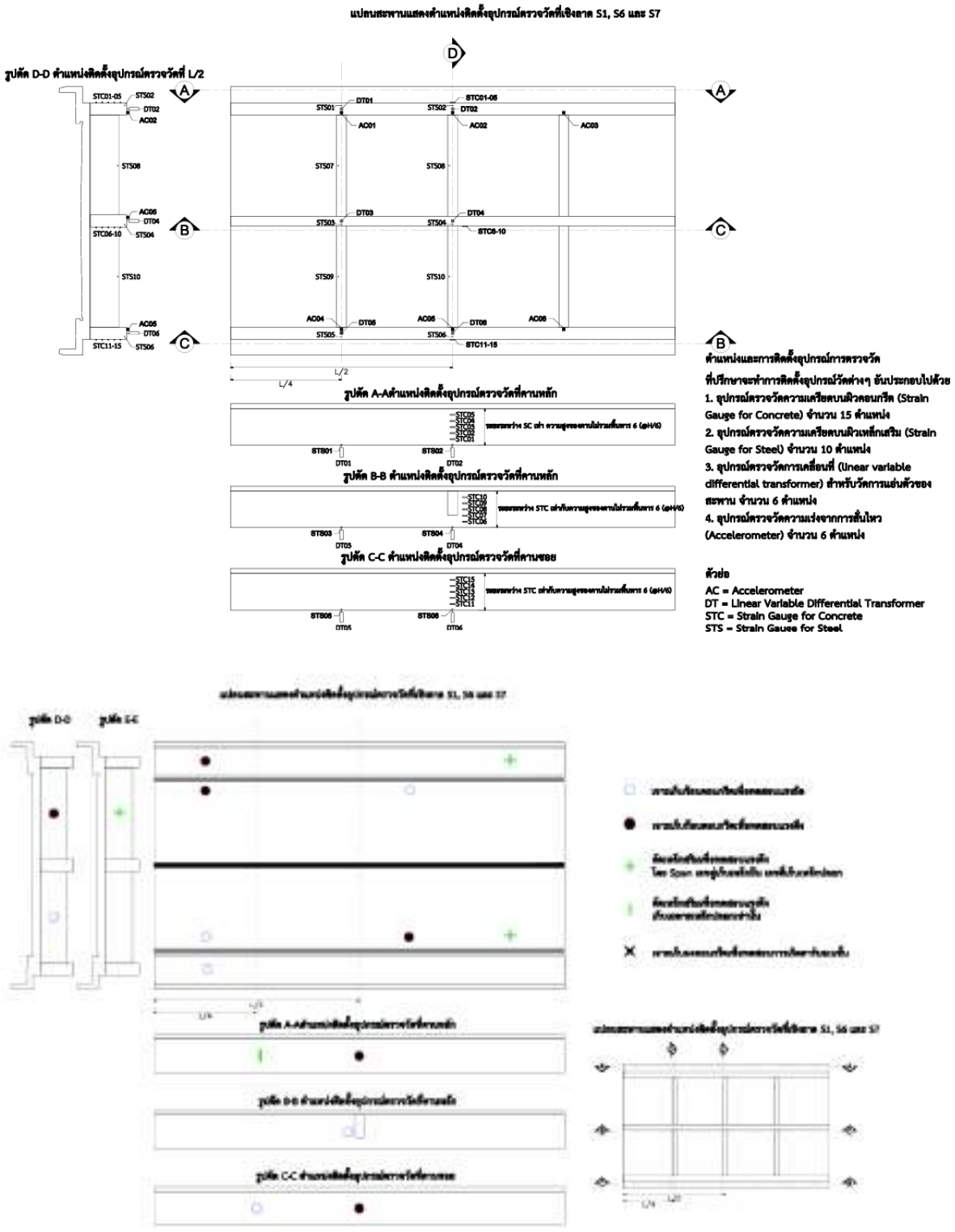
ที่ปรึกษาได้ ดำเนินการวิเคราะห์แบบจำลองของสะพาน โดยพิจารณาผลของ ขั้นตอนการก่อสร้าง ผลของอายุของคอนกรีต และ เวลาของสะพาน ณ ปัจจุบัน หลังการก่อสร้าง และ ดำเนินการวิเคราะห์

Eigenvalue และ Eigenvector ของสะพาน ณ เวลานั้น เพื่อหาค่าของ Natural Frequency และนำมาเปรียบเทียบกับ ผลการทดสอบ โดย จะดำเนินการปรับ ค่าของ วัสดุ และ Boundary Condition ของสะพาน เพื่อให้ ค่าใกล้เคียงกับค่าที่ทดสอบ โดยแสดงค่าของแบบจำลองและค่าของ Natural Frequency หลังการปรับค่าดังนี้



รูปที่ 3-24 Mode Shape ของ แบบจำลองของ สะพานช่วง S1 (Girder System Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Natural Frequency = 9.2 Hz (3D View) (Torsional Bending Mode of Deck)

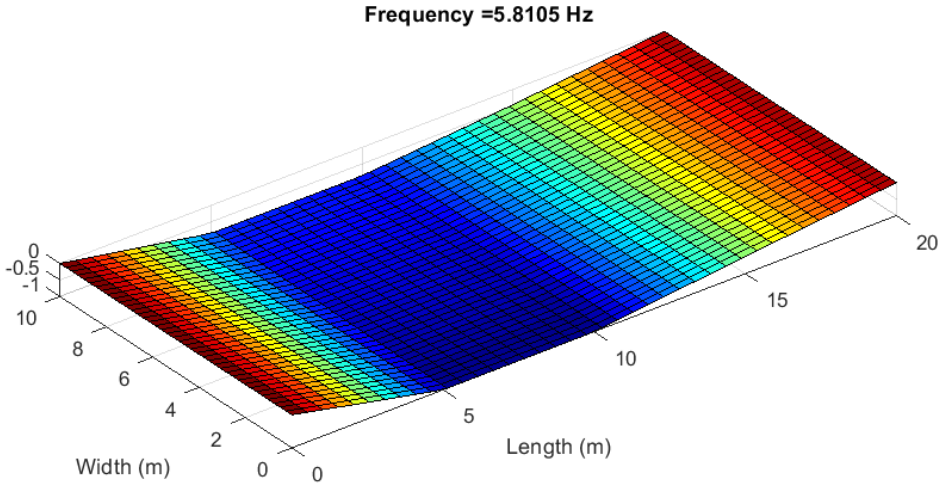
- สะพานช่วง S6



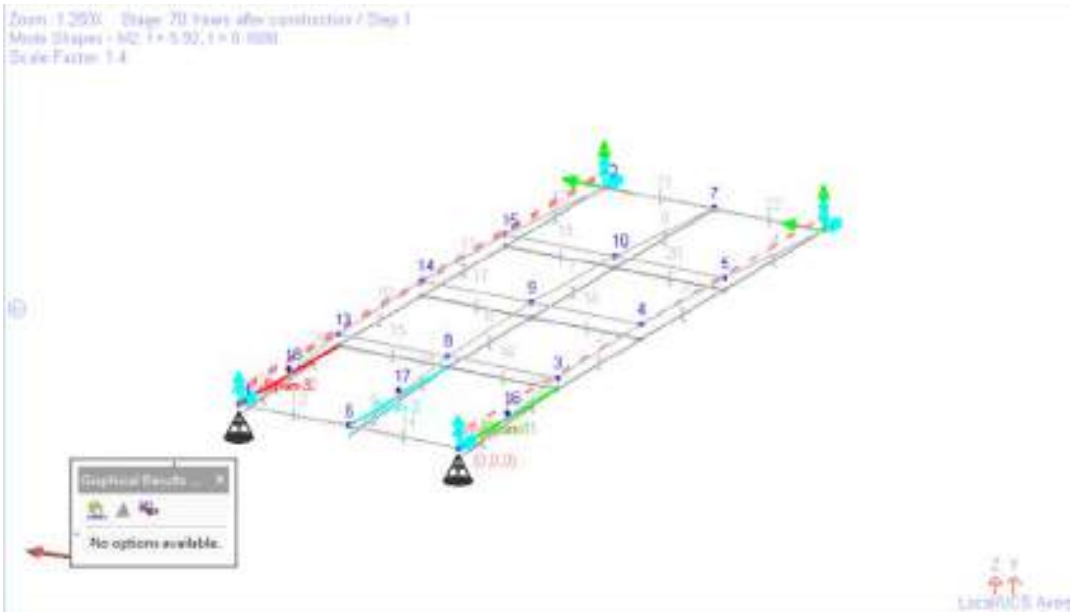
โดยตัวอย่างของแบบจำลองที่ได้ทำการสร้างและทำการวิเคราะห์ค่าของ Natural Frequency แสดงดังรูปต่างๆดังนี้

ซึ่งหลังจากการปรับค่าของแบบจำลองสะพาน นั้น แสดงค่าของ Natural Frequency อยู่ในช่วงประมาณ 5.81 Hz โดยค่าของ Mode Shape เป็นการสั่นไหวในแนวดิ่ง (Torsional Translation in z

direction) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ให้ค่าของ Natural Frequency และมี Mode Shape เป็น Torsional Translation

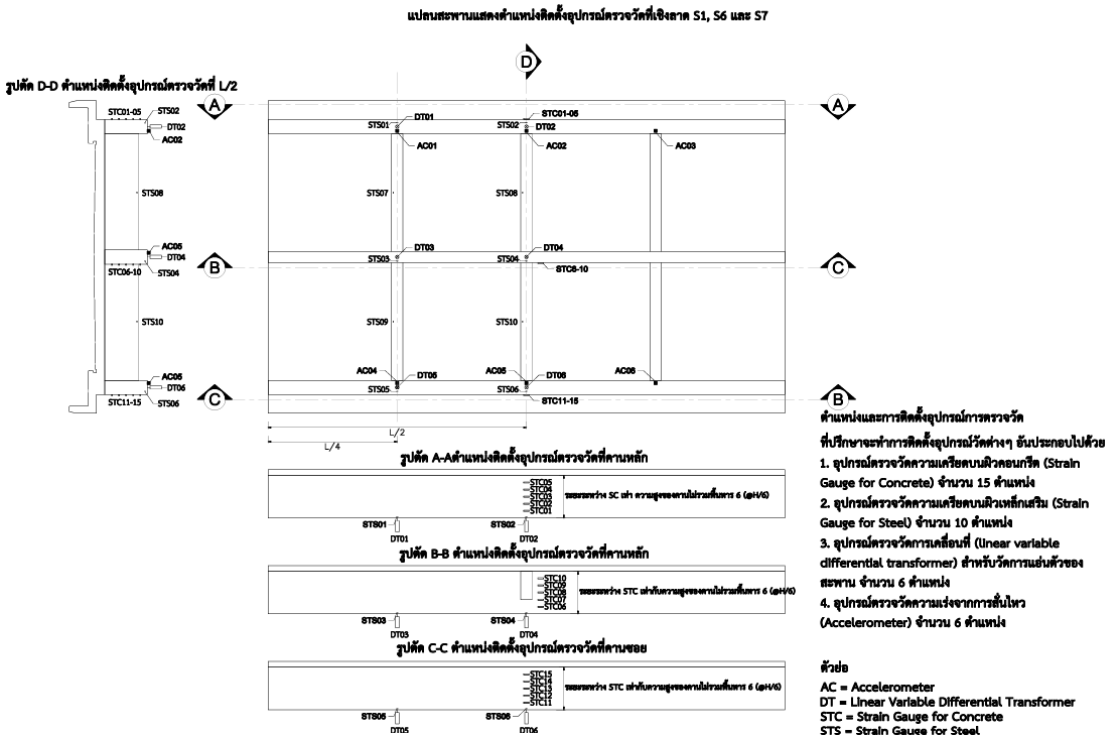


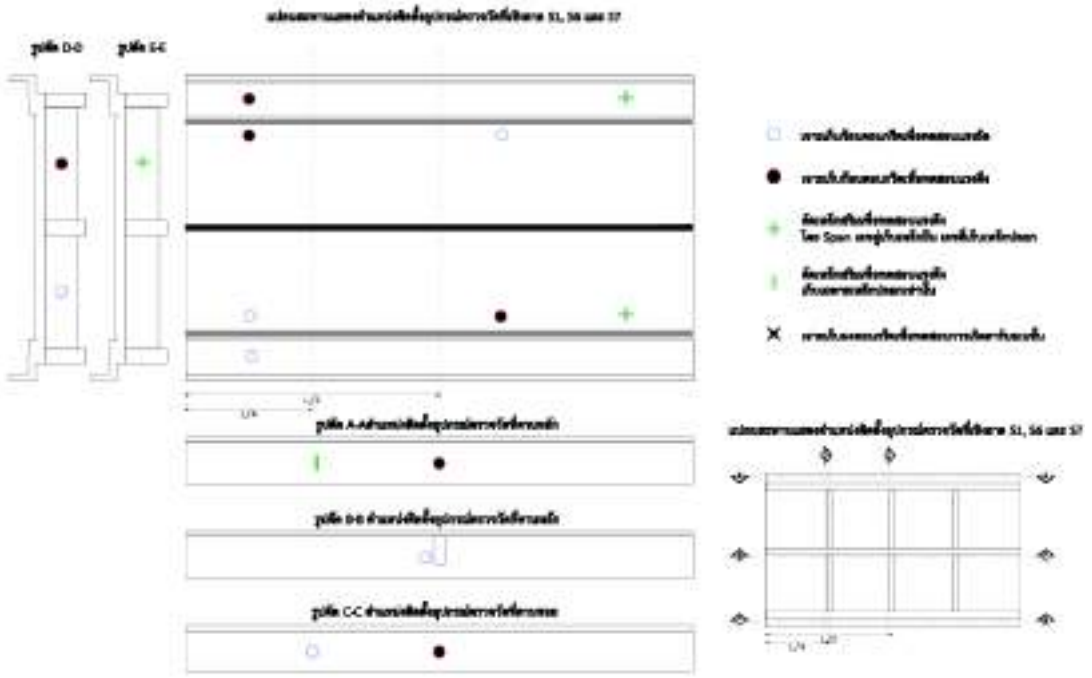
ที่ปรึกษาได้ ดำเนินการวิเคราะห์แบบจำลองของสะพาน โดยพิจารณาผลของ ขั้นตอนการก่อสร้าง ผลของอายุของคอนกรีต และ เวลาของสะพาน ณ ปัจจุบัน หลังการก่อสร้าง และ ดำเนินการวิเคราะห์ Eigenvalue และ Eigenvector ของสะพาน ณ เวลานั้น เพื่อหาค่าของ Natural Frequency และนำมาเปรียบเทียบกับ ผลการทดสอบ โดย จะดำเนินการปรับ ค่าของ วัสดุ และ Boundary Condition ของสะพาน เพื่อให้ ค่าใกล้เคียงกับค่าที่ทดสอบ โดยแสดงค่าของแบบจำลองและค่าของ Natural Frequency หลังการปรับค่าดังนี้



รูปที่ 3-25 Mode Shape ของ แบบจำลองของ สะพานช่วง S6 (Girder System Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Natural Frequency = 5.92 Hz (3D View) (Torsional Bending Mode of Deck)

- สะพานช่วง S7



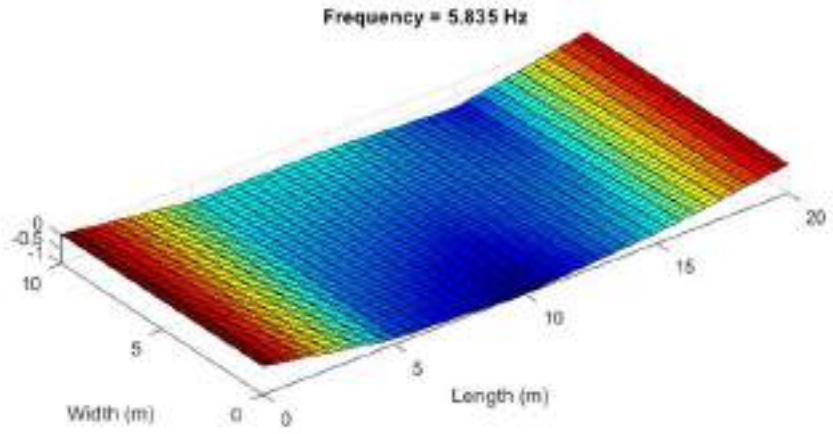


โดยตัวอย่างของแบบจำลองที่ได้ทำการสร้างและทำการวิเคราะห์ค่าของ Natural Frequency แสดงดังรูปต่างๆดังนี้

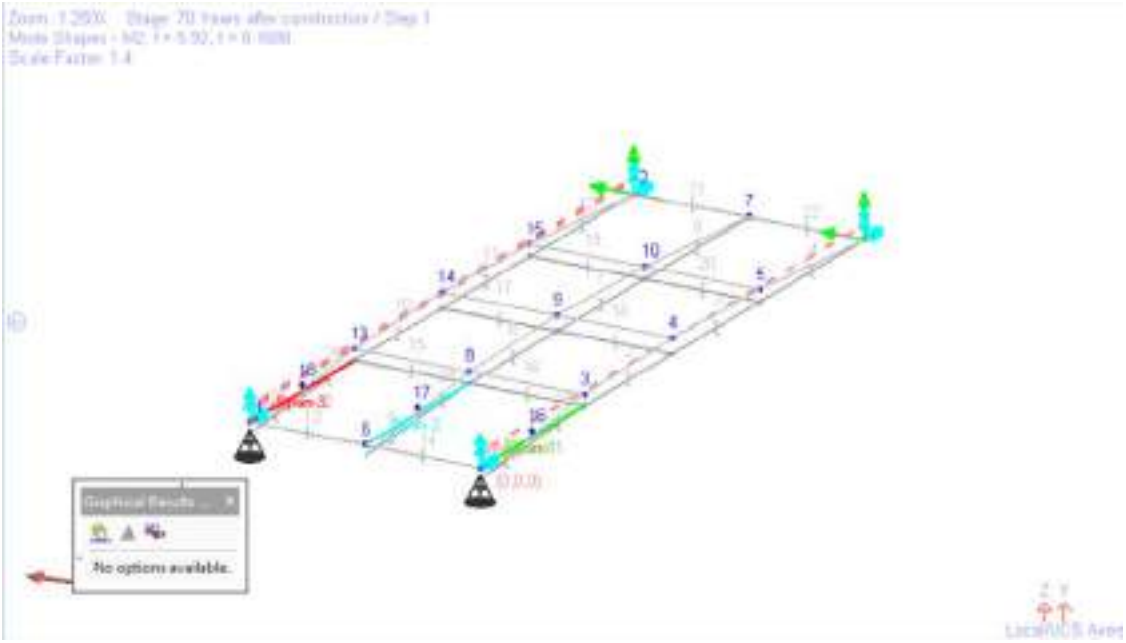
ซึ่งหลังจากการปรับค่าของแบบจำลองสะพาน นั้น แสดงค่าของ Natural Frequency อยู่ในช่วงประมาณ 5.81 Hz โดยค่าของ Mode Shape เป็นการสั่นไหวในแนวดิ่ง (Torsional Translation in z

direction) ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบที่ให้ค่าของ Natural Frequency และมี Mode Shape เป็น Torsional Translation

Span 7 case 1



ที่ปรึกษาได้ ดำเนินการวิเคราะห์แบบจำลองของสะพาน โดยพิจารณาผลของ ขั้นตอนการก่อสร้าง ผลของอายุของคอนกรีต และ เวลาของสะพาน ณ ปัจจุบัน หลังการก่อสร้าง และ ดำเนินการวิเคราะห์ Eigenvalue และ Eigenvector ของสะพาน ณ เวลานั้น เพื่อหาค่าของ Natural Frequency และนำมาเปรียบเทียบกับ ผลการทดสอบ โดย จะดำเนินการปรับ ค่าของ วัสดุ และ Boundary Condition ของสะพาน เพื่อให้ ค่าใกล้เคียงกับค่าที่ทดสอบ โดยแสดงค่าของแบบจำลองและค่าของ Natural Frequency หลังการปรับค่าดังนี้



รูปที่ 3-26 Mode Shape ของ แบบจำลองของ สะพานช่วง S7 (Girder System Bridge) โดยระเบียบวิธีไฟไนต์อิลิเมนต์ (Finite Element Model) Natural Frequency = 5.92 Hz (3D View) (Torsional Bending Mode of Deck)

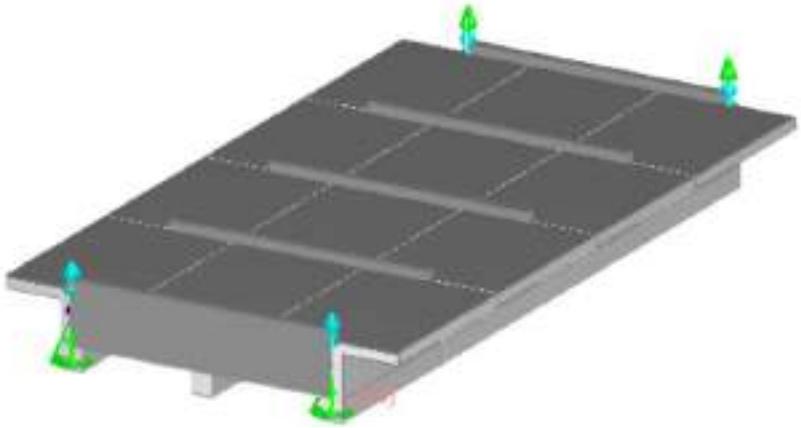
จากการปรับแก้แบบจำลองข้างต้นแบบจำลองของสะพานจะนำไปใช้ในการวิเคราะห์หาแรงภายในของสะพานของส่วนประกอบต่าง ๆภายใต้แรงกระทำที่ใช้ในการออกแบบตามมาตรฐาน AASHTOและข้อกำหนดพิเศษอื่นๆเพื่อใช้ในการประเมินสมรรถภาพของสะพานก่อนดำเนินการออกแบบปรับปรุงต่อไป

8.5. การบูรณะสะพานเพื่อรองรับยานพาหนะขนาดไม่เกิน ยานพาหนะ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (HL-93)

ในหัวข้อนี้ที่ปรึกษาจะนำ[redacted]นำมาใช้ในการประเมิน แรงภายในรวม ตามมาตรฐาน AASHTO โดย จะดำเนินการใช้ผลของน้ำหนักบรรทุกกรณี น้ำหนักบรรทุกจรที่ใช้ในการออกแบบ HL-93 ที่ได้วิเคราะห์ก่อนหน้านี้ประกอบการประเมิน

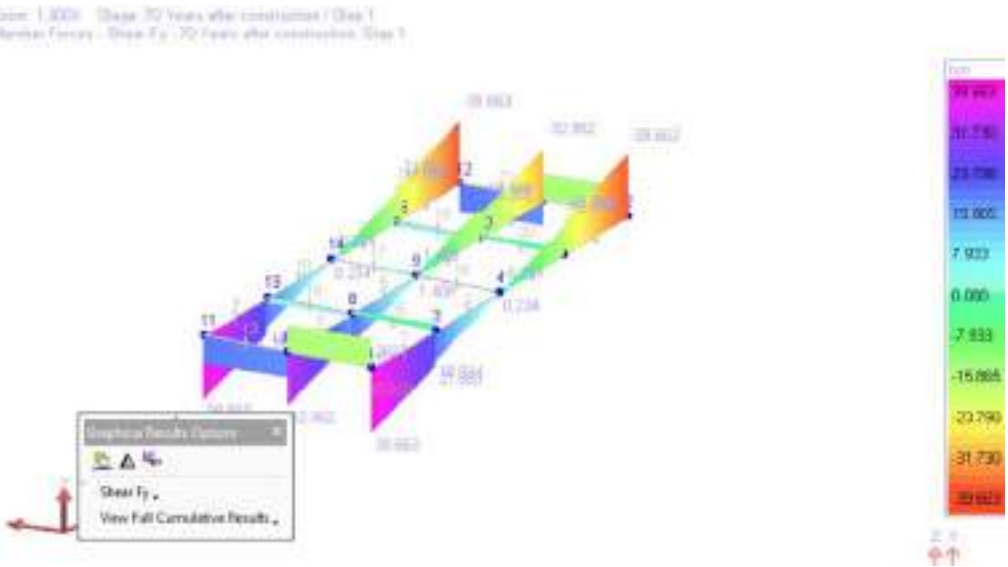
ที่ปรึกษาได้นำแบบจำลองของสะพานที่ได้ปรับแก้ตามผลการทดสอบทำการวิเคราะห์หาแรงภายในแสดงดังนี้

ความยาวช่วง S1

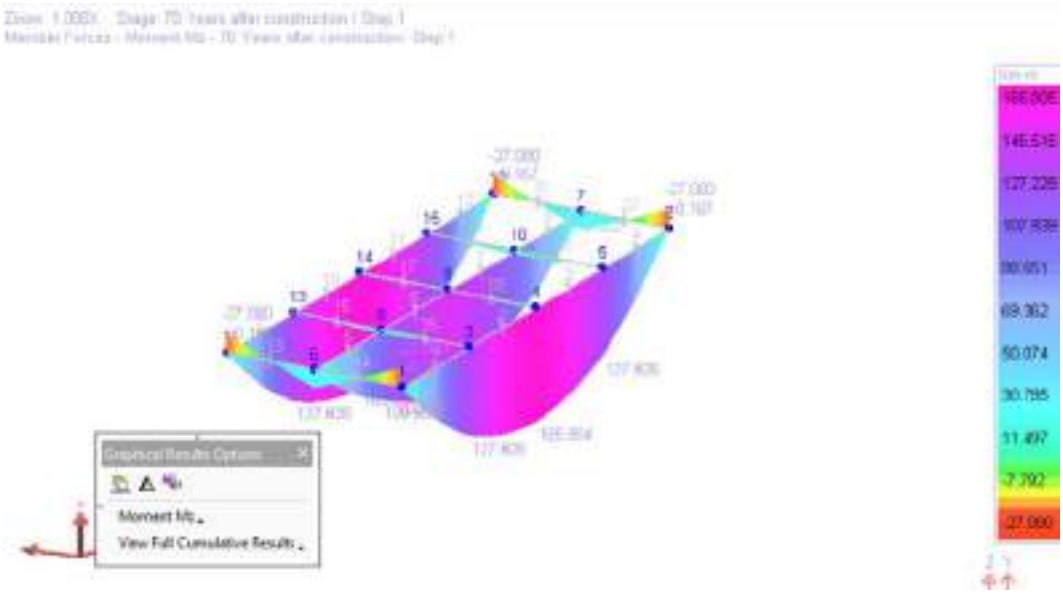


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL+SDL

Fy (Shear Force) T

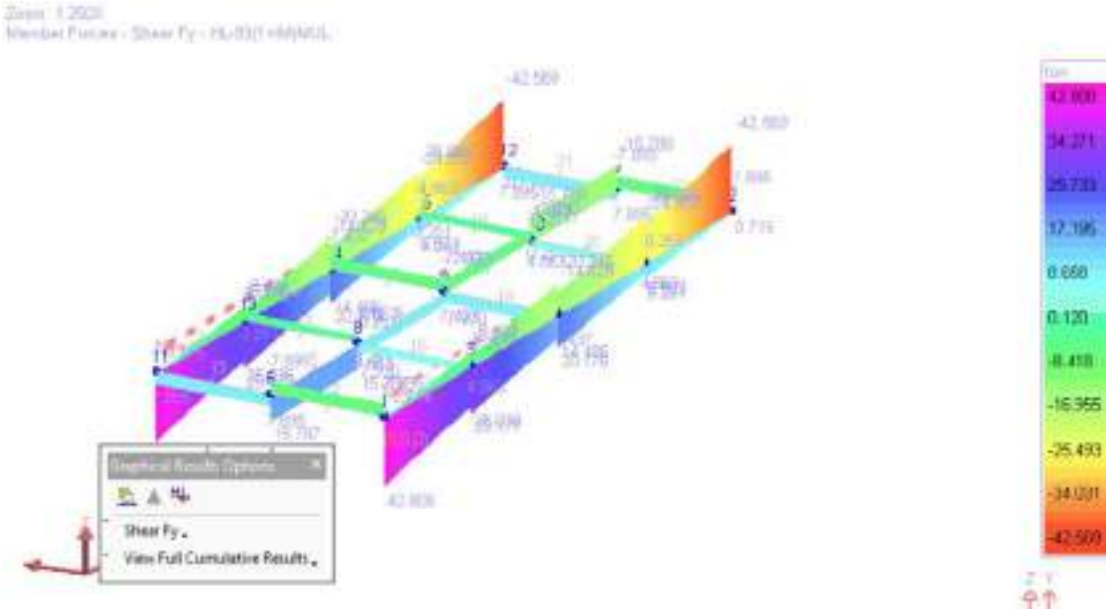


Mz (Moment) T-m

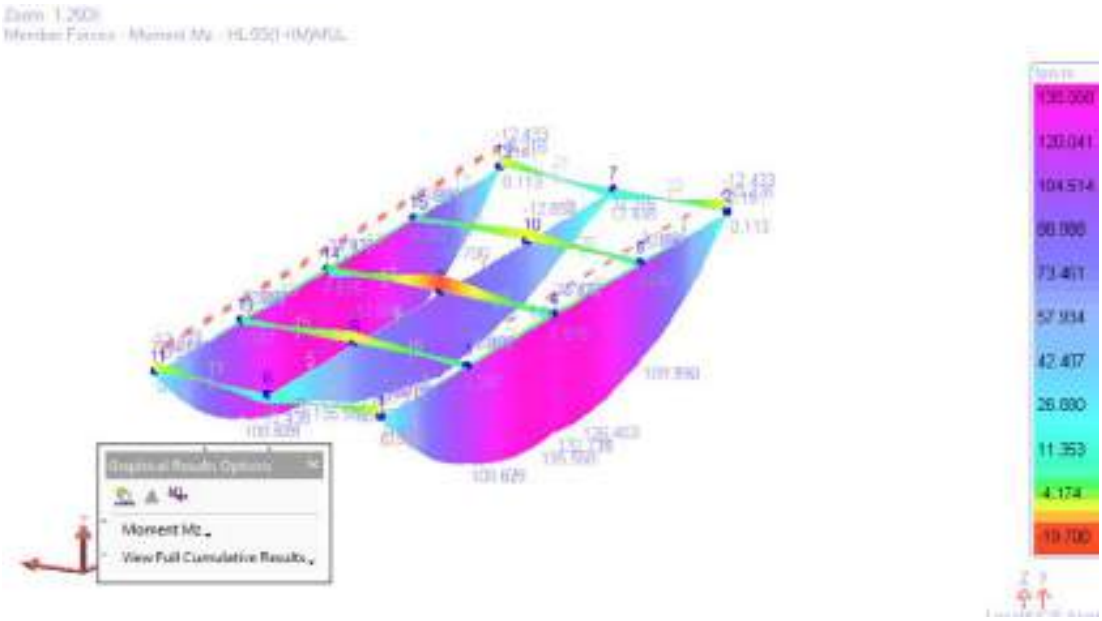


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (น้ำหนักบรรทุกจรที่ใช้ในการออกแบบ HL-93**)**

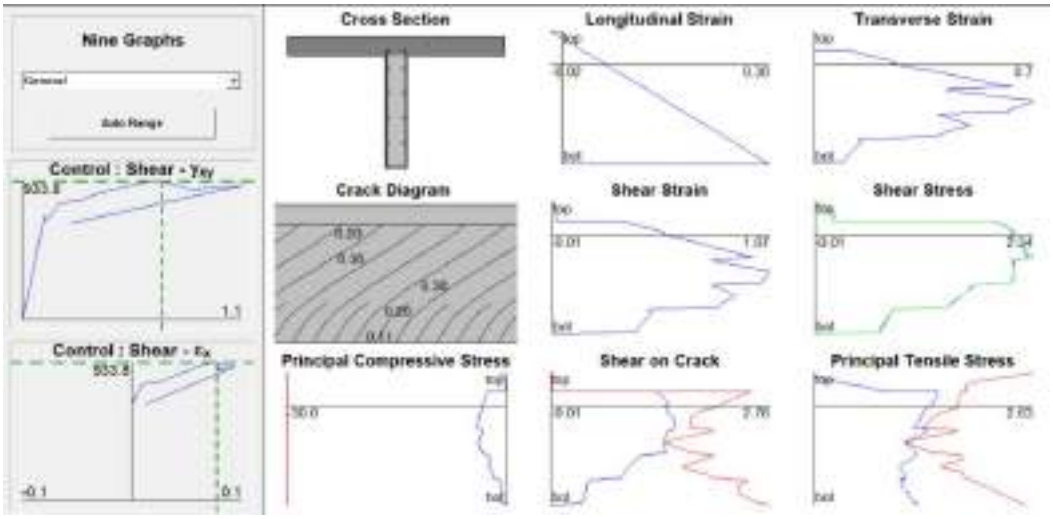
Fy (Shear Force) T



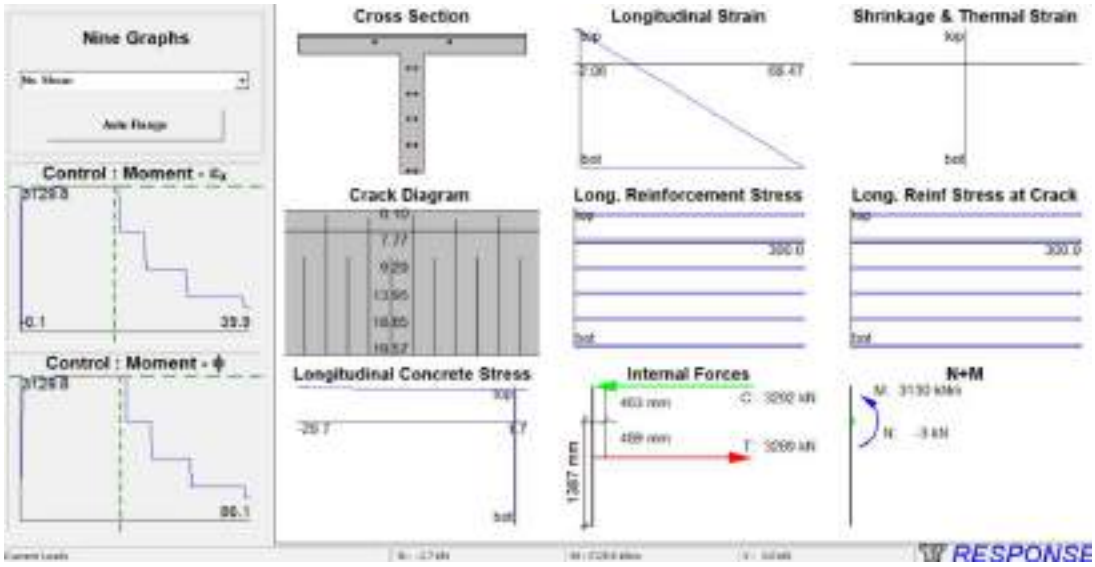
Mz (Moment) T-m



สำหรับกำลังของหน้าตัดคานตามค่าสำรวจของมิติสะพานจำนวนเหล็กและกำลังวัสดุที่ได ดำเนินการทดสอบแสดงดังนี้



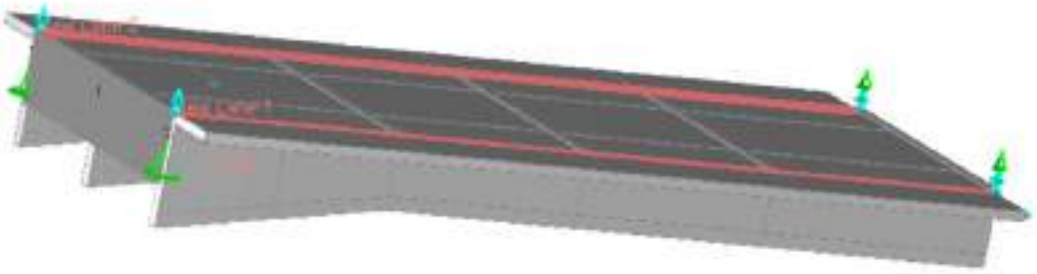
กำลังรับน้ำหนักของคานด้านแรงเฉือน



กำลังรับน้ำหนักของคานด้านโมเมนต์ดัด

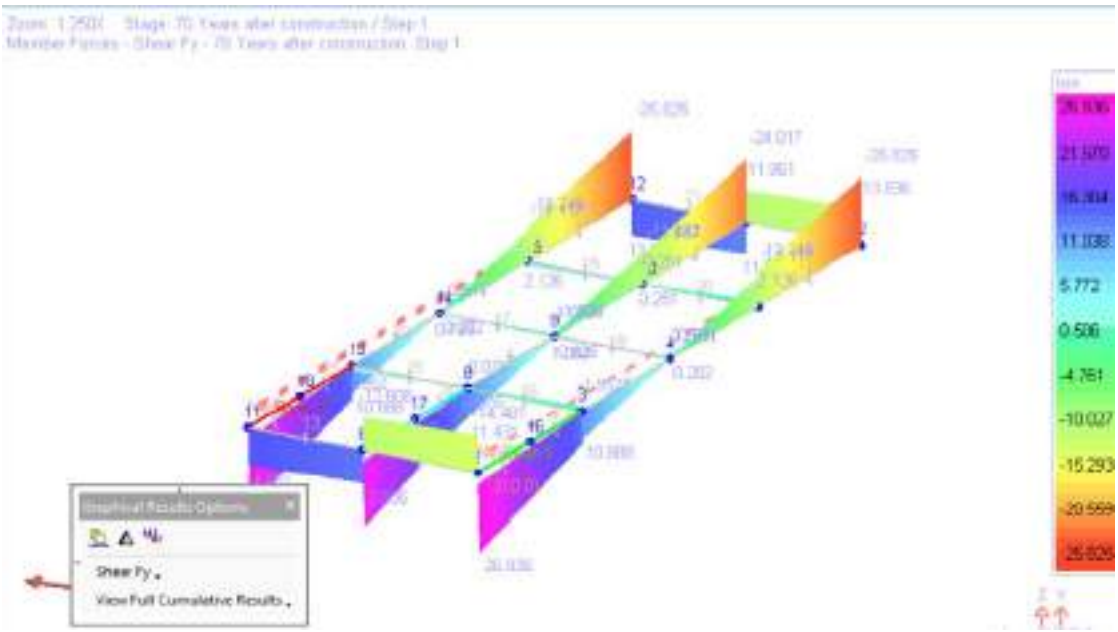
จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Girder ไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ในกรณีของ HL-93 (1+IM) (Mu = 428 T-m < 0.95Mn (296 T-m), (Vu = 122T < 0.90Vn = 83 T)

<u>ความยาวช่วง S6</u>

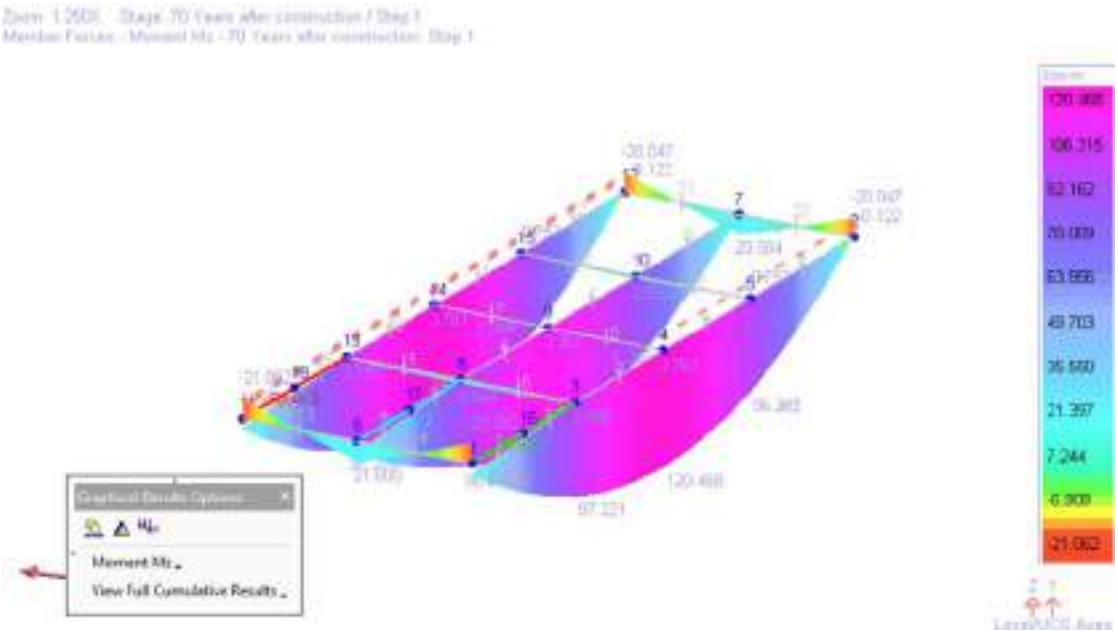


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL+SDL

Fy (Shear Force) T

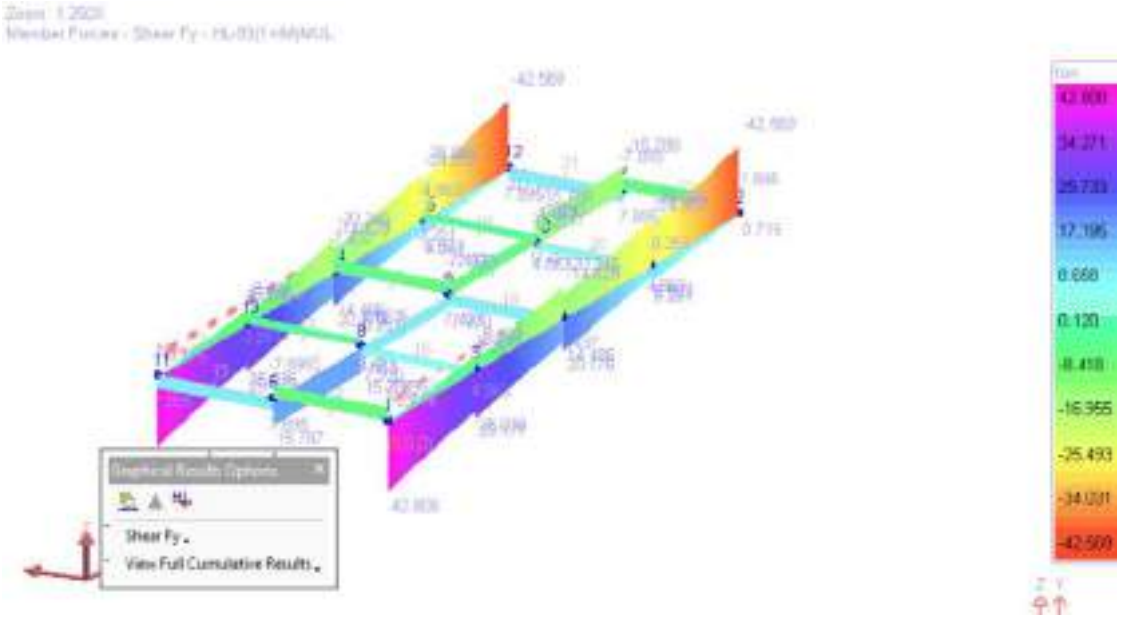


Mz (Moment) T-m

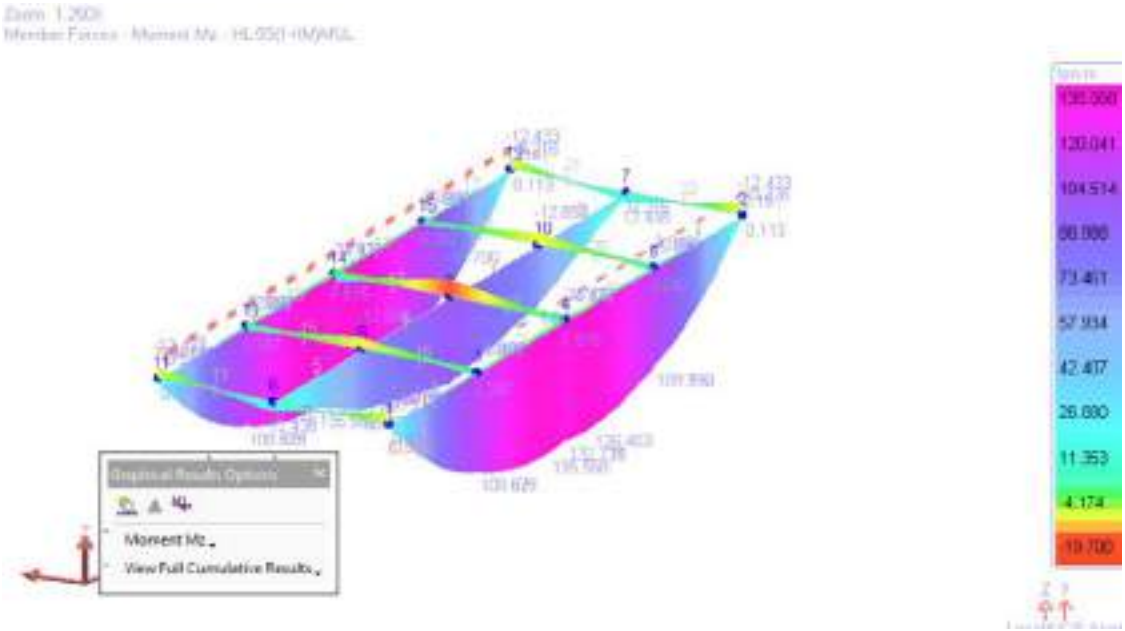


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (น้ำหนักบรรทุกจรที่ใช้ในการออกแบบ HL-93**)**

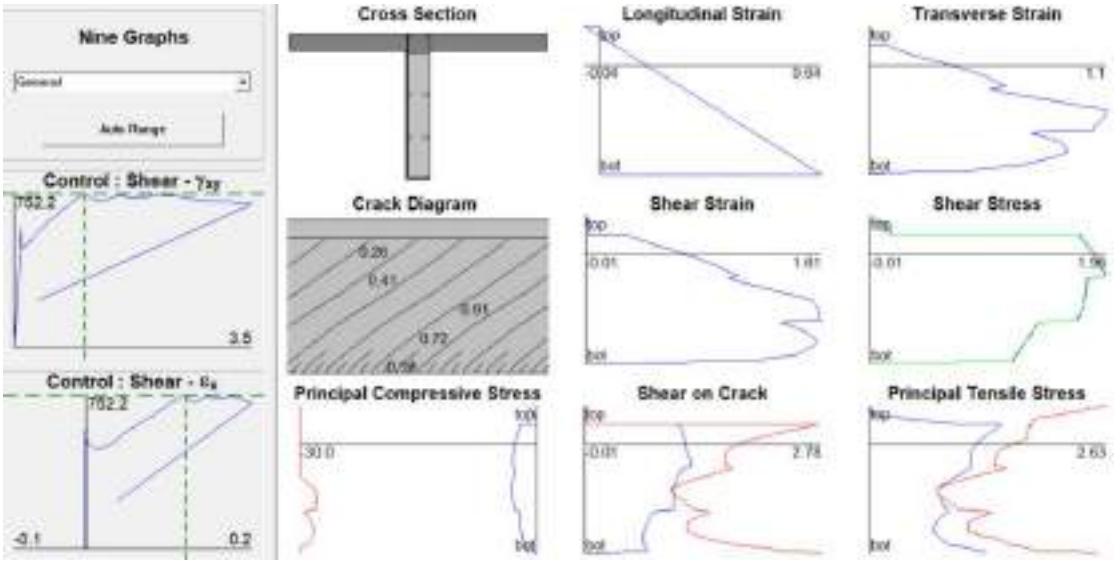
Fy (Shear Force) T



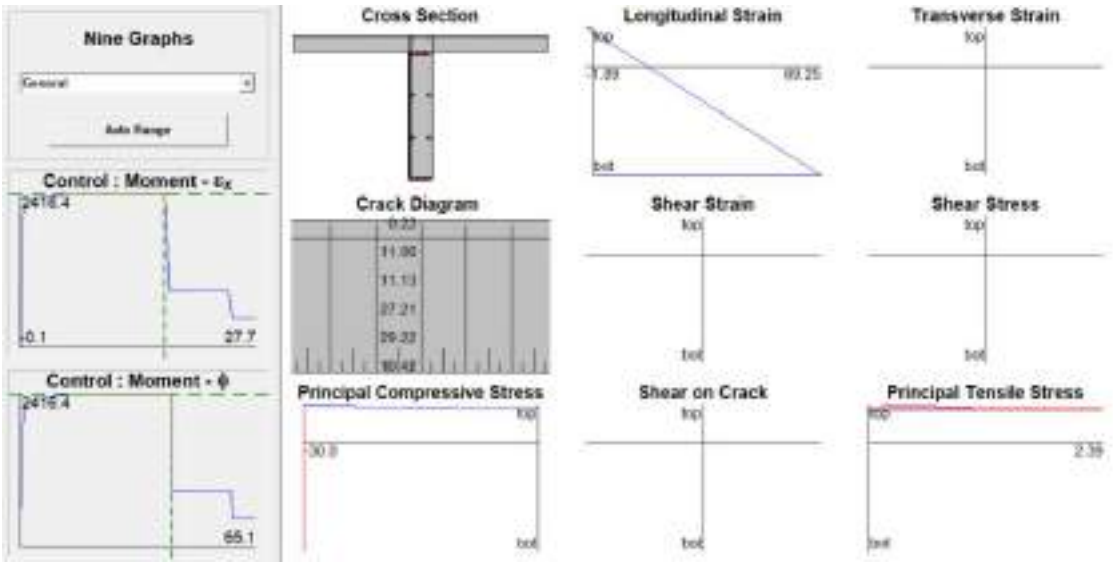
Mz (Moment) T-m



สำหรับกำลังของหน้าตัดคานตามค่าสำรวจของมิติสะพาน จำนวนเหล็กและกำลังวัสดุที่ได้ดำเนินการทดสอบแสดงดังนี้



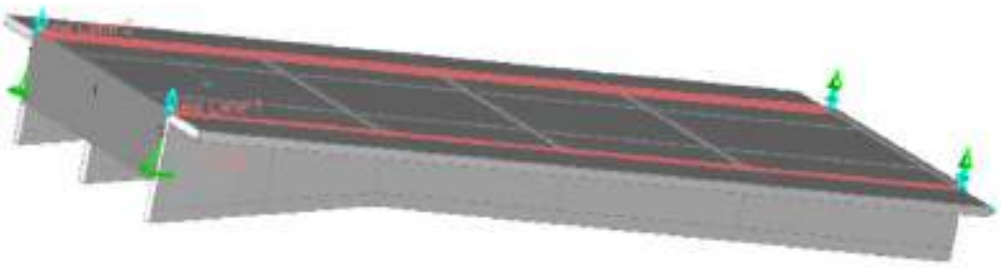
กำลังรับน้ำหนักของคานด้านแรงเฉือน



กำลังรับน้ำหนักของคานด้านโมเมนต์ดัด

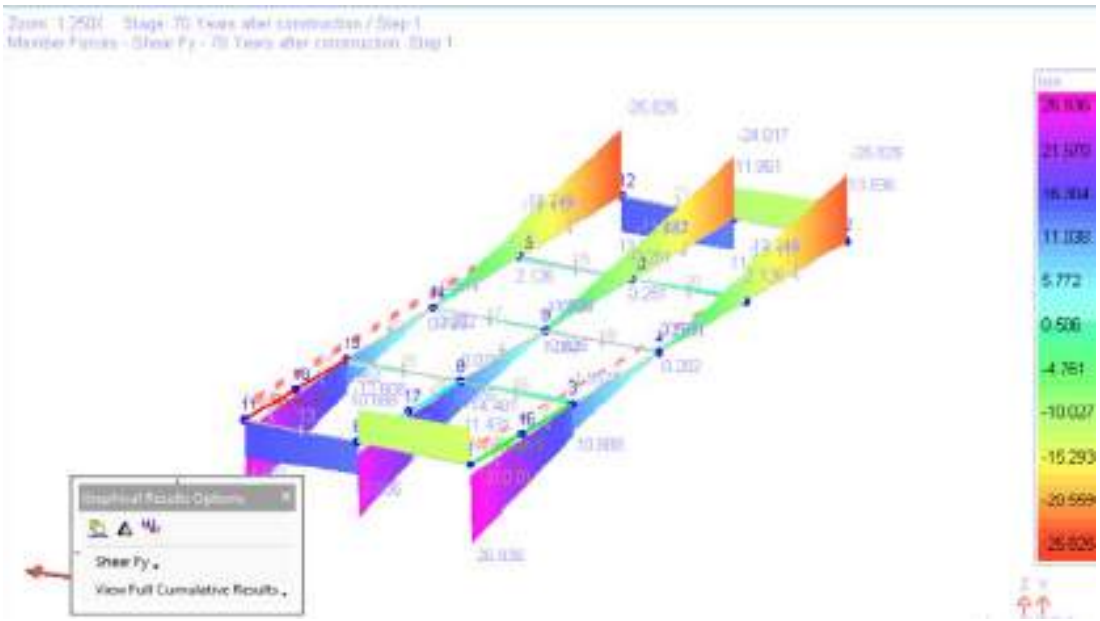
จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Girder ไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ในกรณีของ HL-93 (1+IM) (Mu = 387 T-m > 0.95Mn (228 T-m), (Vu = 108T > 0.90Vn = 67.5 T)

ความยาวช่วง S7

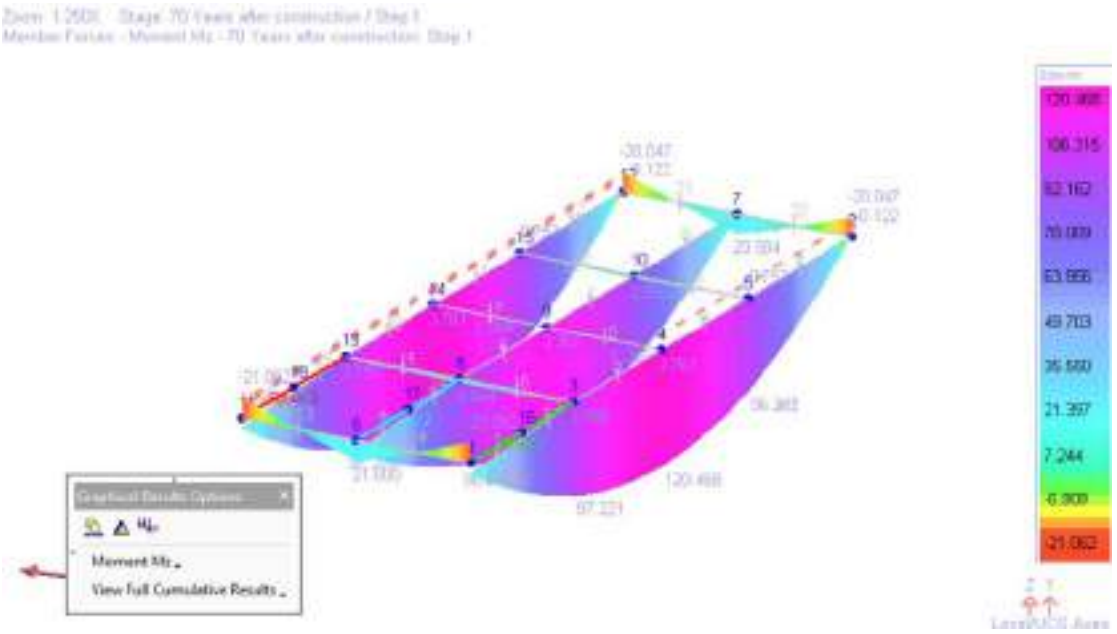


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL+SDL

Fy (Shear Force) T

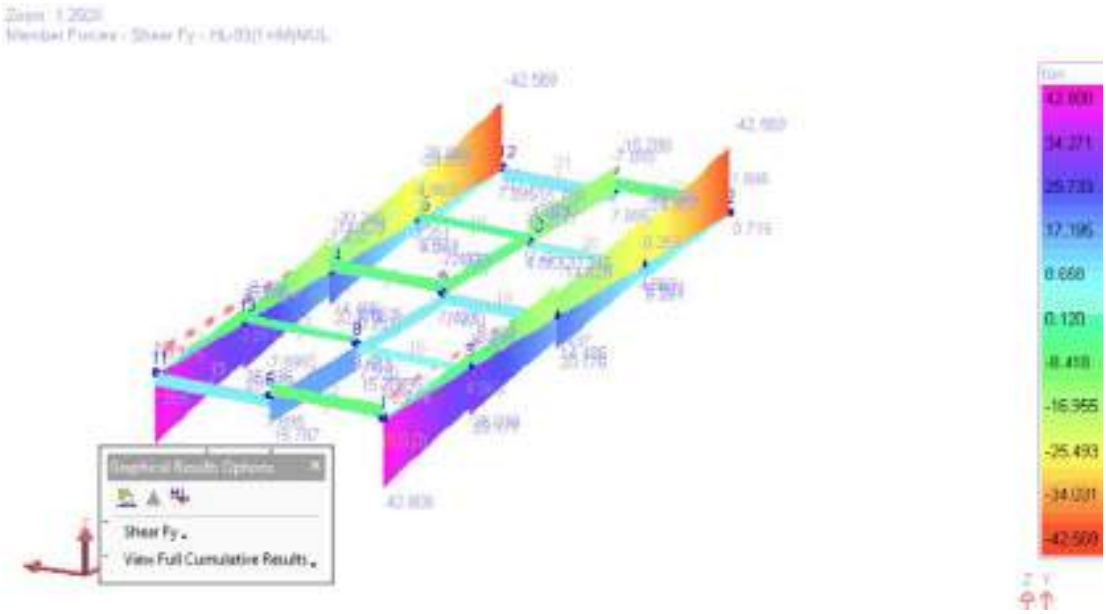


Mz (Moment) T-m

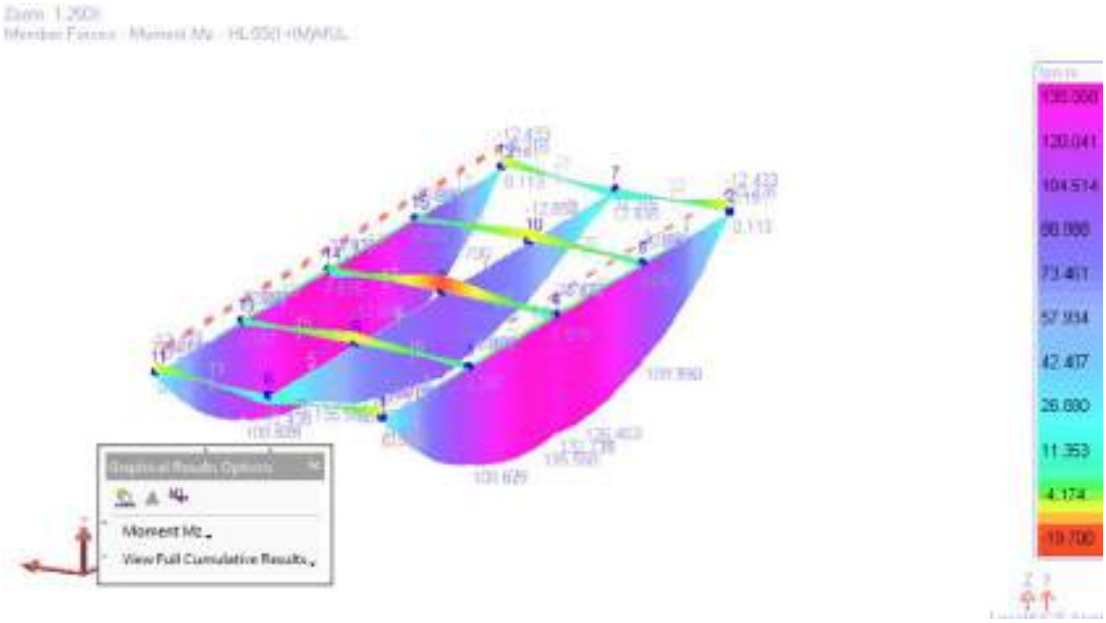


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (น้ำหนักบรรทุกจรที่ใช้ในการออกแบบ HL-93**)**

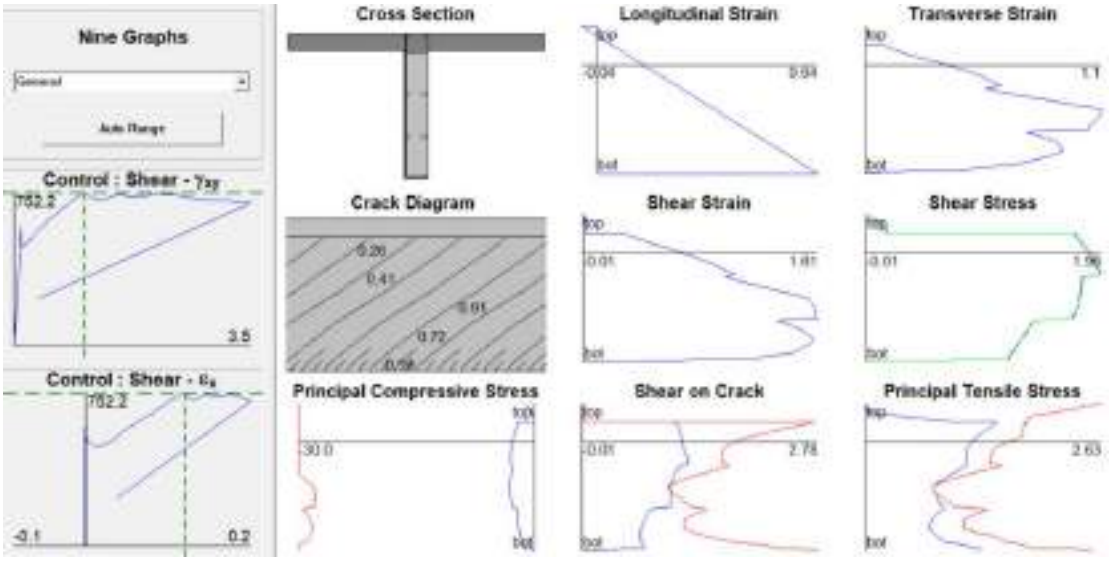
Fy (Shear Force) T



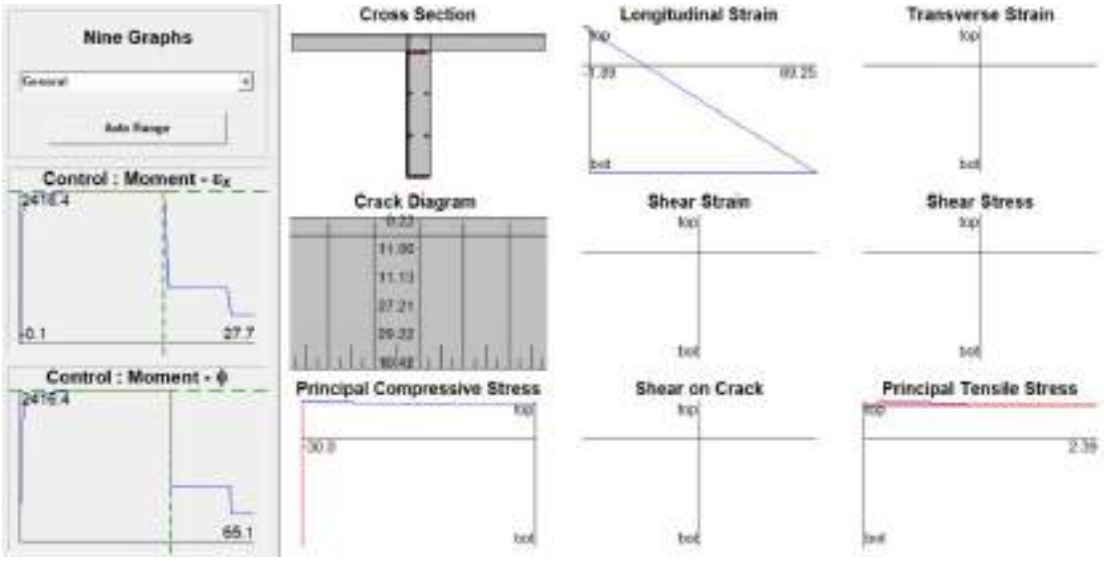
Mz (Moment) T-m



สำหรับกำลังของหน้าตัดคานตามค่าสำรวจของมิติสะพานจำนวนเหล็กและกำลังวัสดุที่ได้ดำเนินการทดสอบแสดงดังนี้



กำลังรับน้ำหนักของคานด้านแรงเฉือน



กำลังรับน้ำหนักของคานด้านโมเมนต์ดัด

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Girder ไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ในกรณีของ HL-93 (1+IM) (Mu = 387 T-m > 0.95Mn (228 T-m), (Vu = 108T > 0.90Vn = 67.5 T)

จากการตรวจสอบสะพาน และจากการประเมินกำลังของสะพานในปัจจุบัน ที่ปรึกษาสรุปแนวทางการเสริมกำลังดังนี้

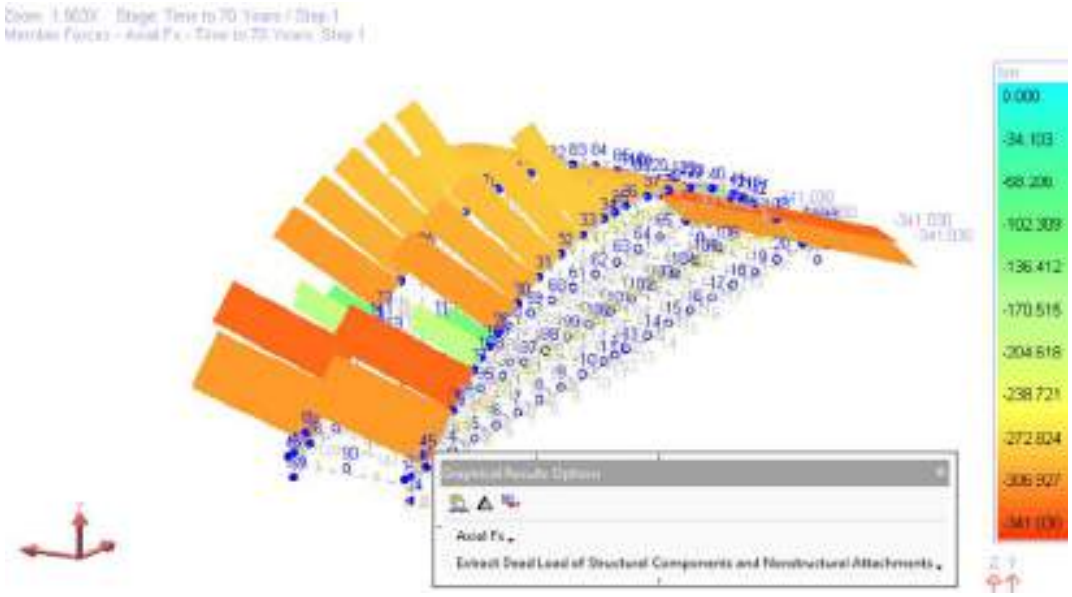
- ควรทำการเสริมกำลังในส่วนของ คานสะพานและพื้นสะพาน ให้สามารถรองรับน้ำหนักที่เกิดขึ้นได้

ความยาวช่วง S2 (Tie Arch)

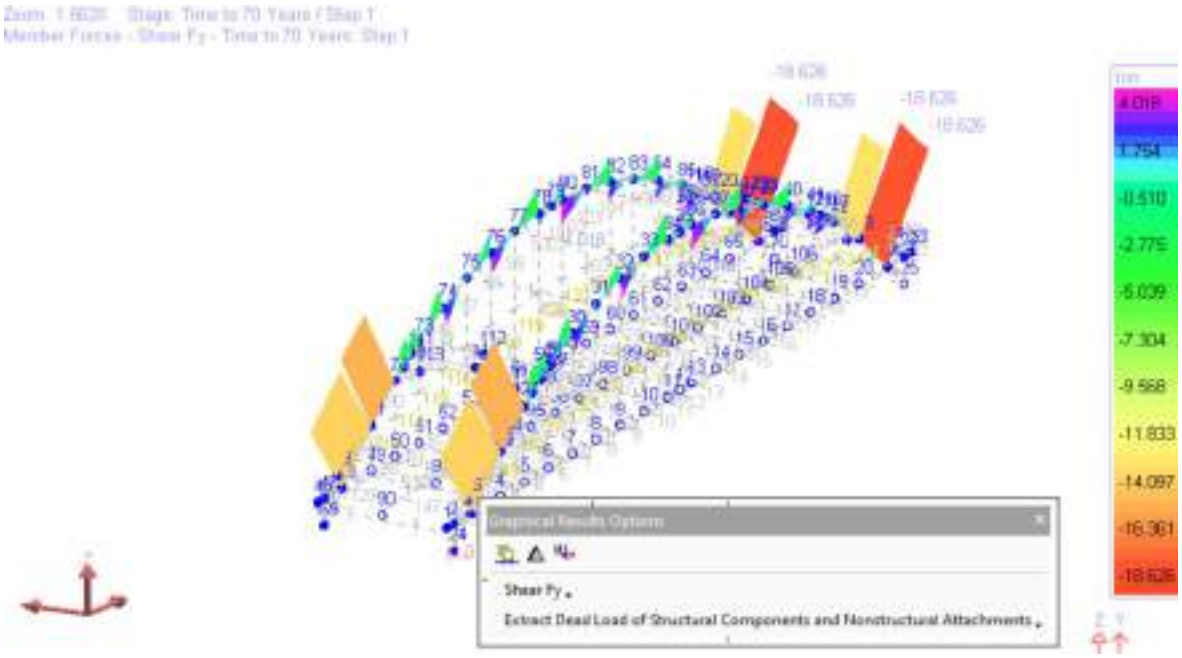
Arch Rib

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

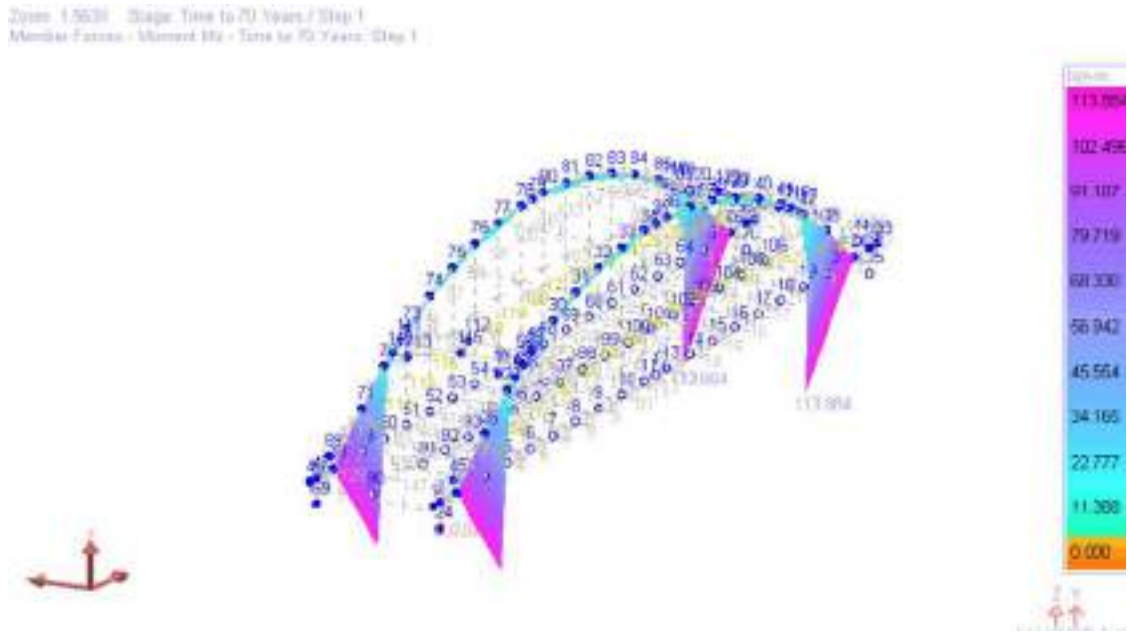
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

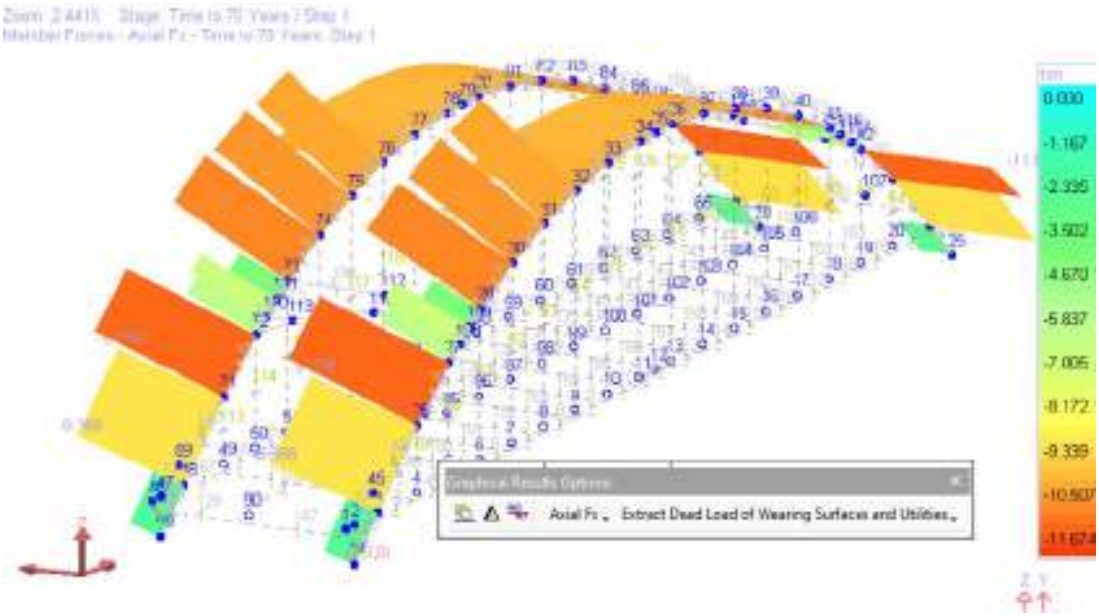


Mz (Moment) T-m

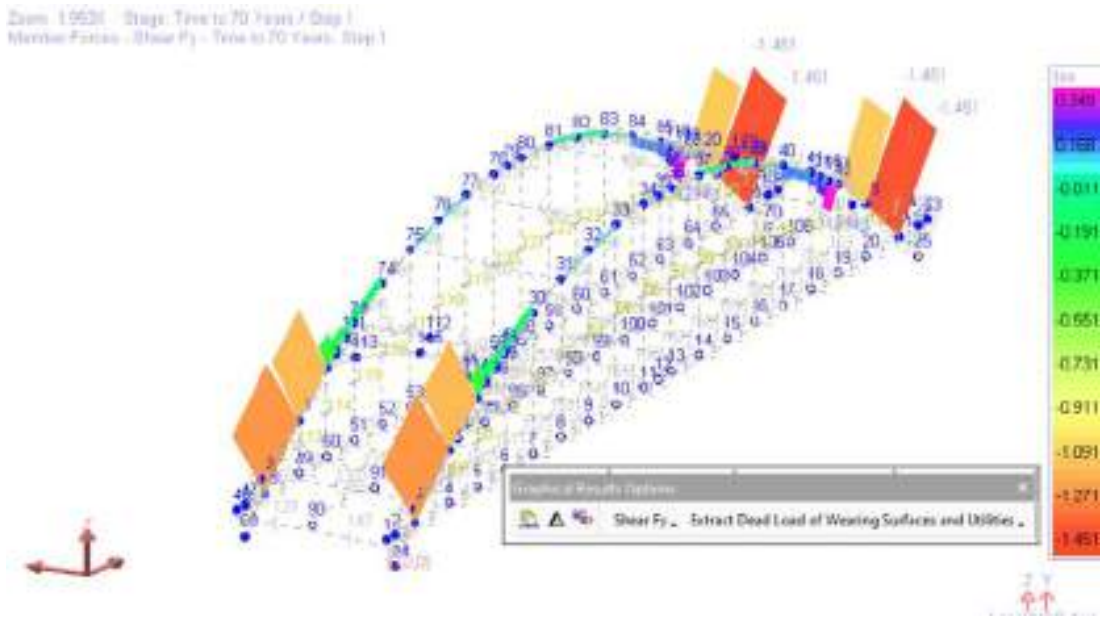


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

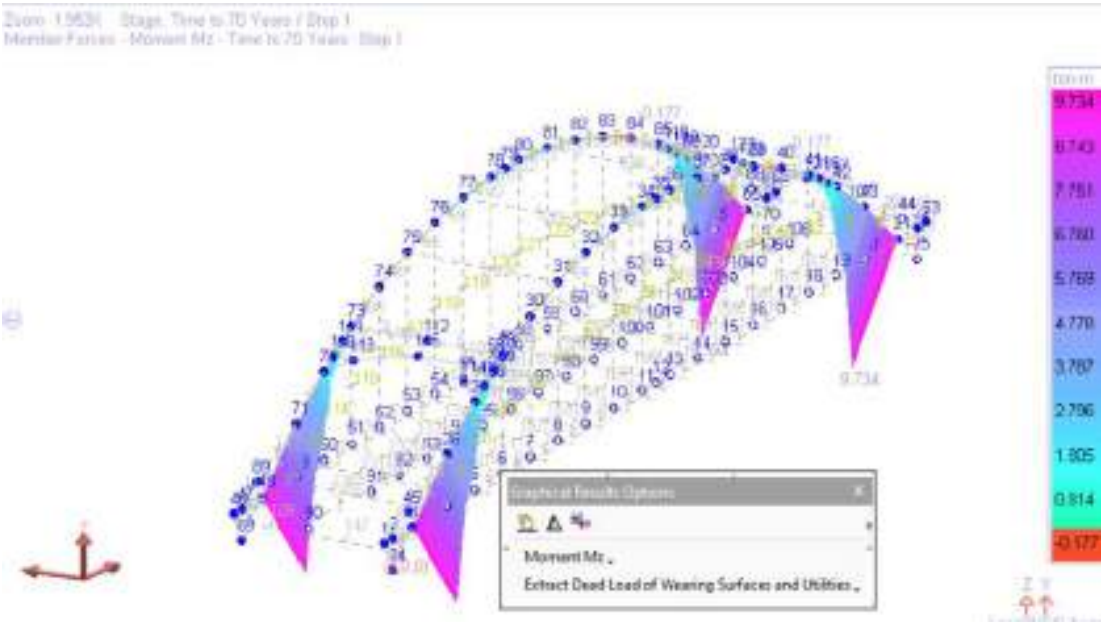
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

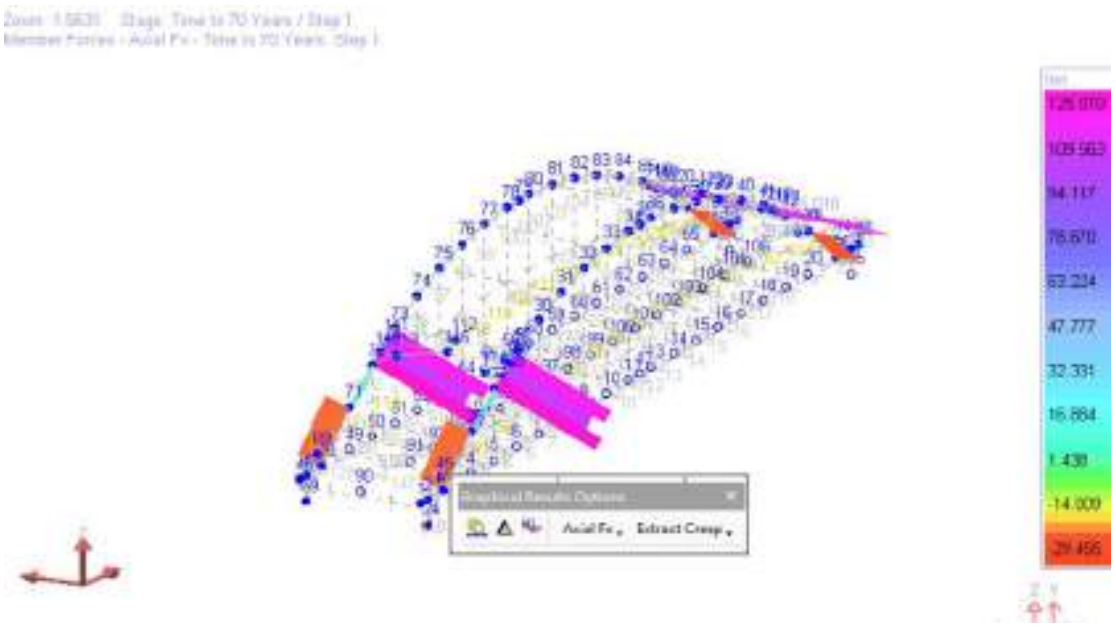


Mz (Moment) T-m

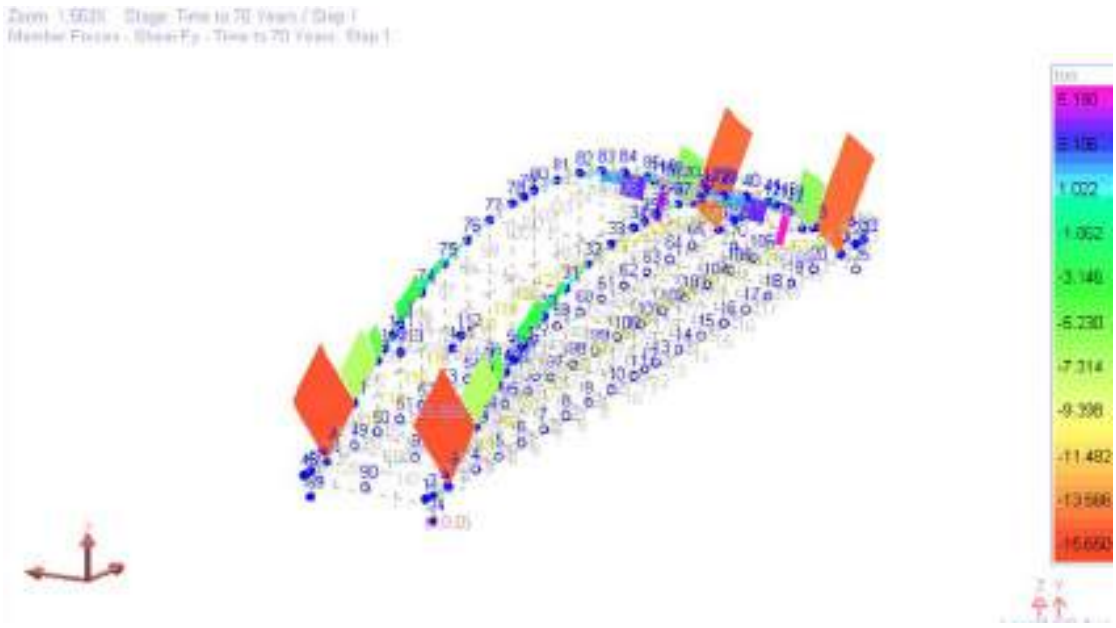


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

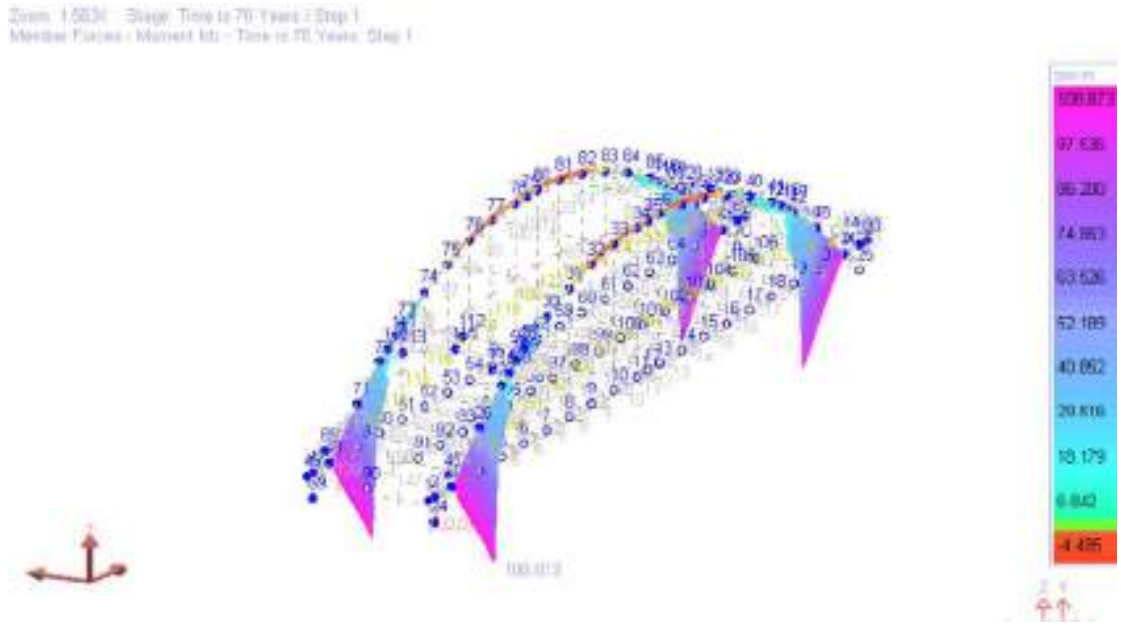
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T



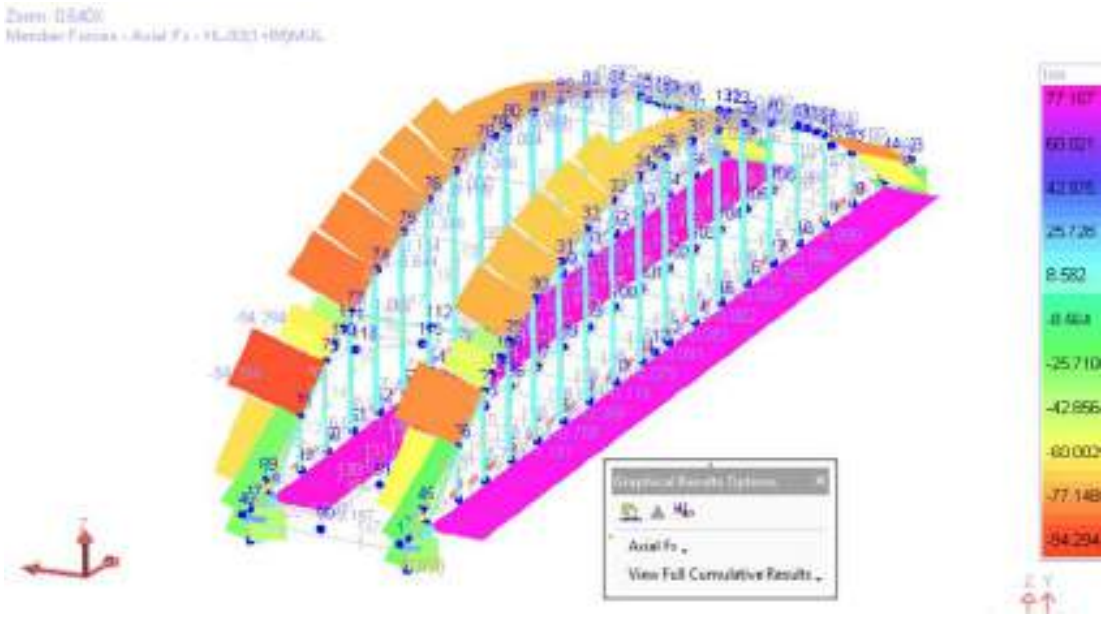
Mz (Moment) T-m



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น**)**

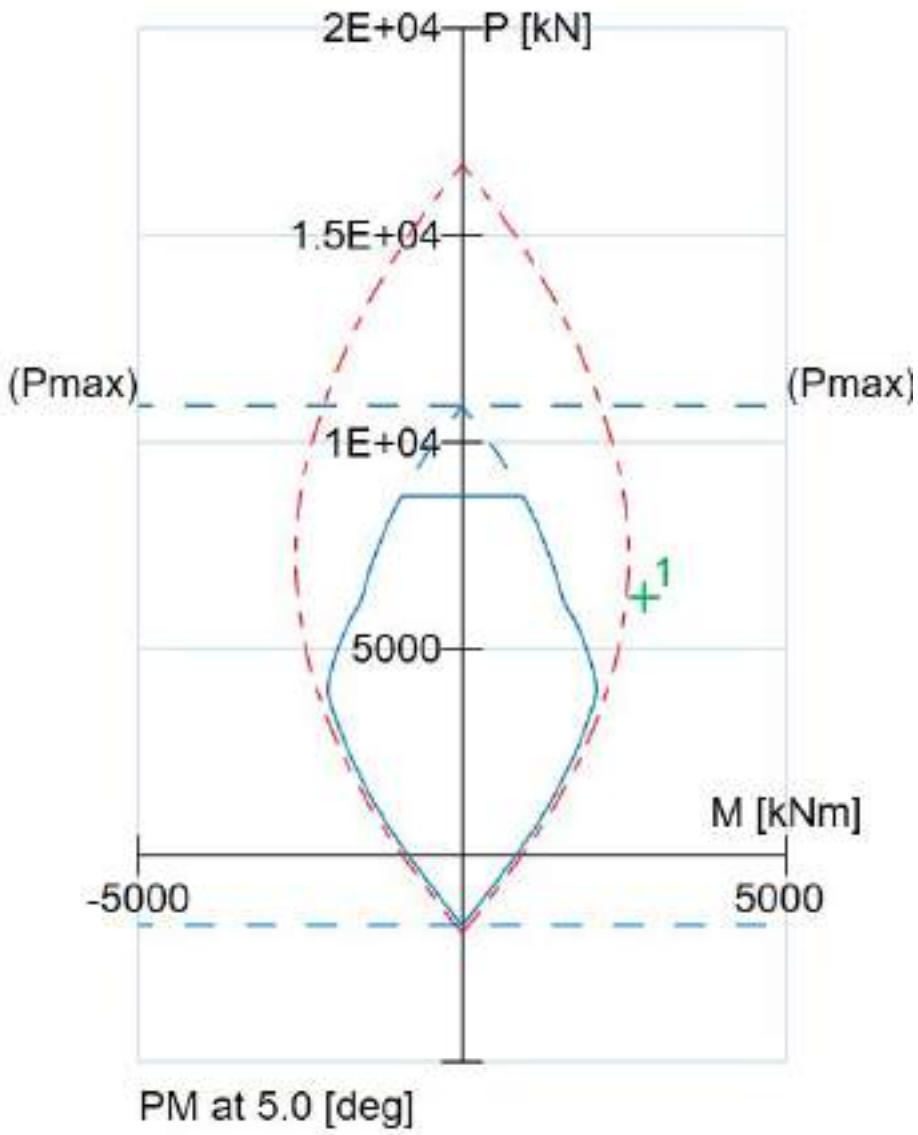
Fx (Axial Force) T

Arch Rib (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Axial Force = -94 T Per Rib

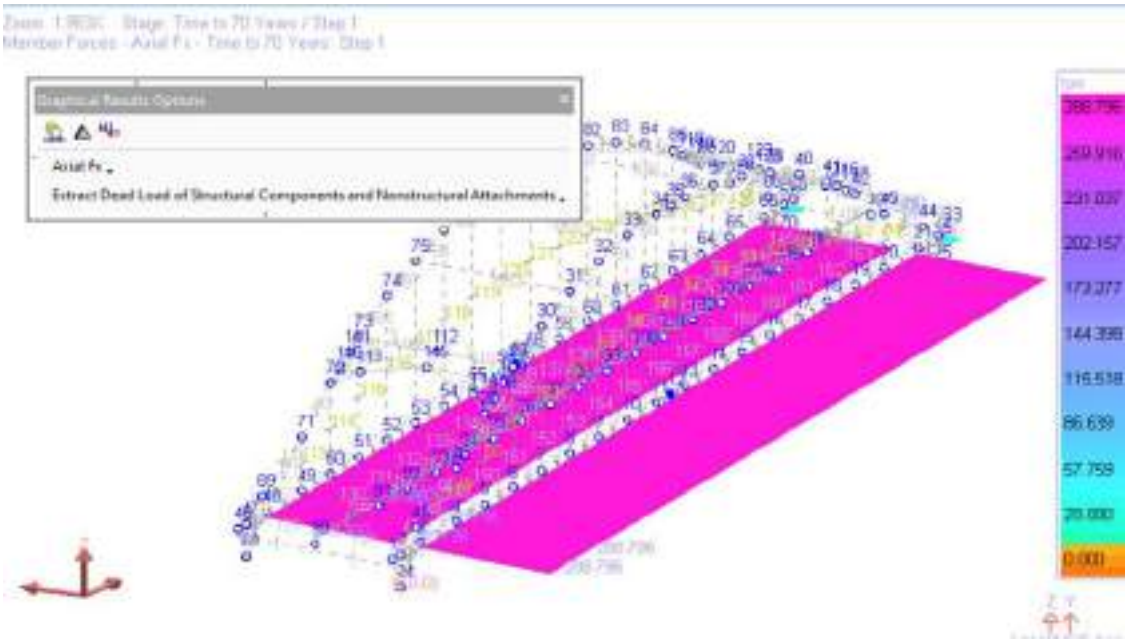
จากการนำหน้าตัดของ Arch Rib ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Arch พบว่าไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ดังแสดงในรูป P-M Interaction Diagram ดังนี้


2E+04
P [kN]
1.5E+04
(Pmax)
(Pmax)
1E+04
1
5000
M [kNm]
-5000
5000
PM at 5.0 [deg]

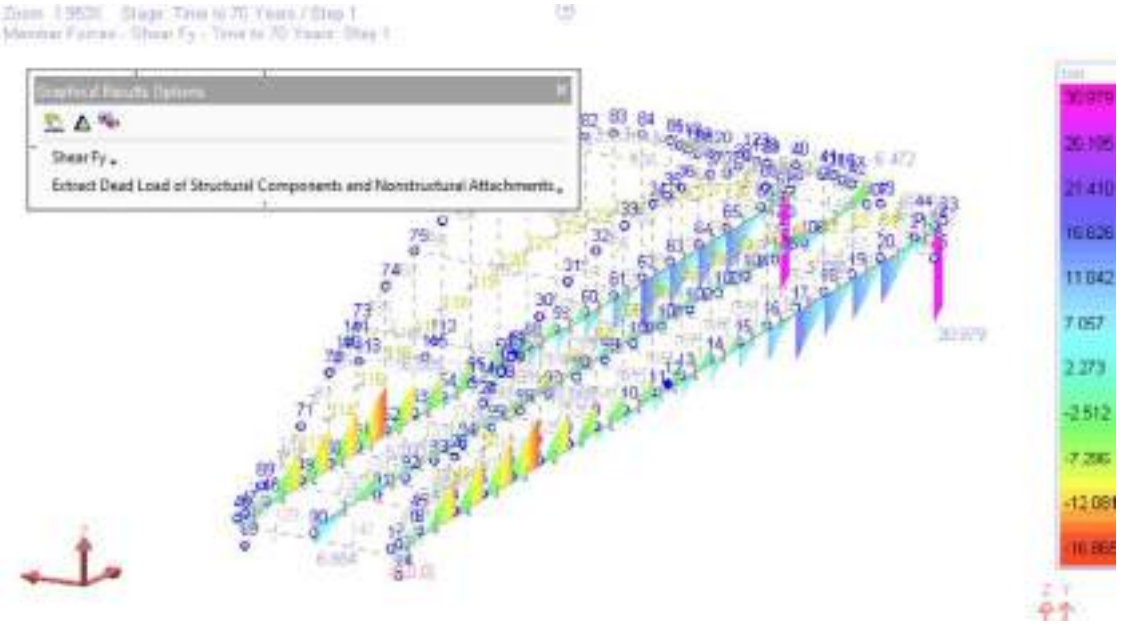
ส่วนของ Stiffening Girder

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

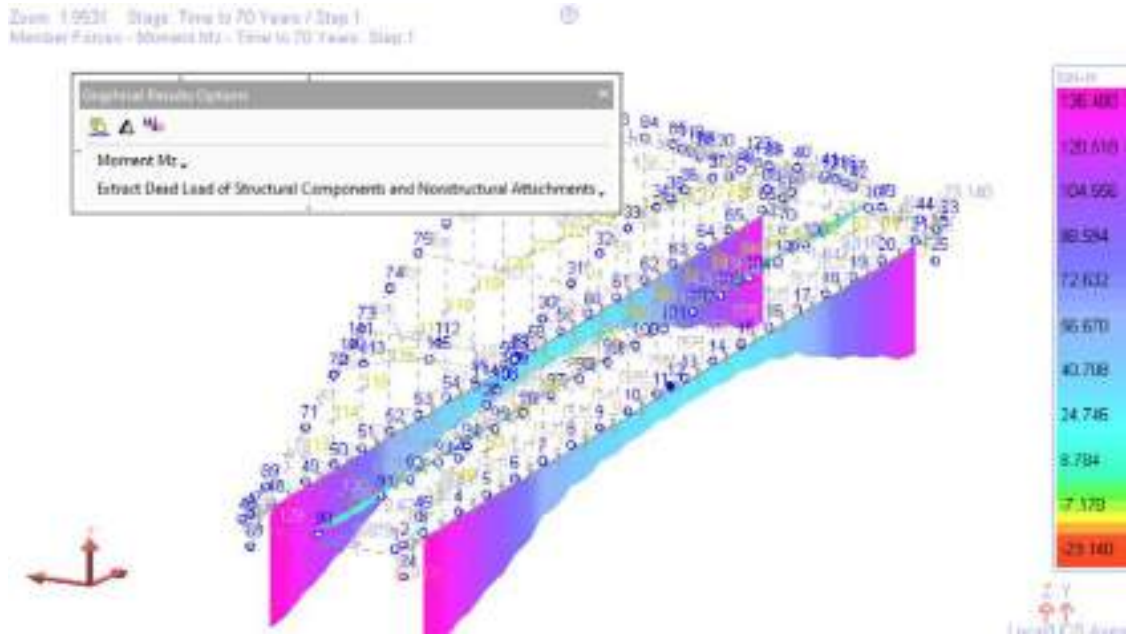
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

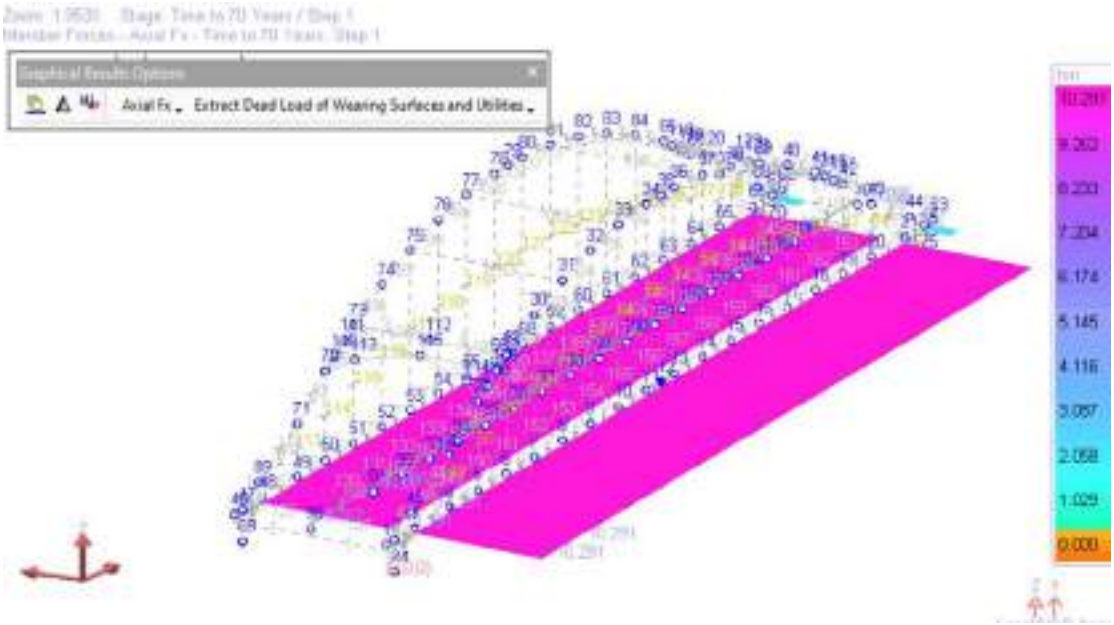


Mz (Moment) T-m

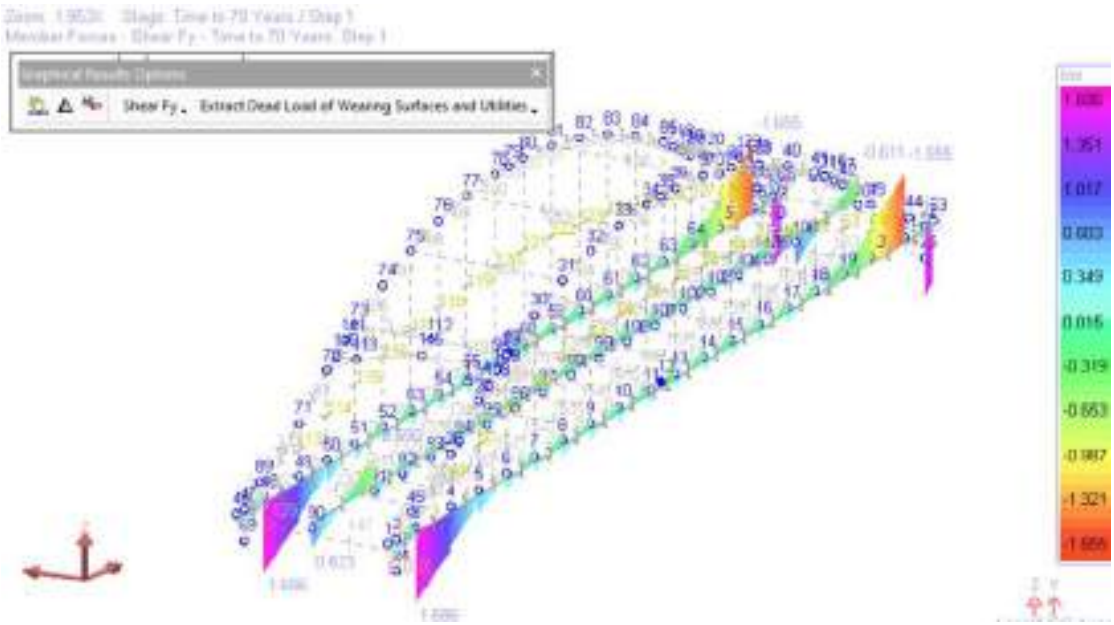


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

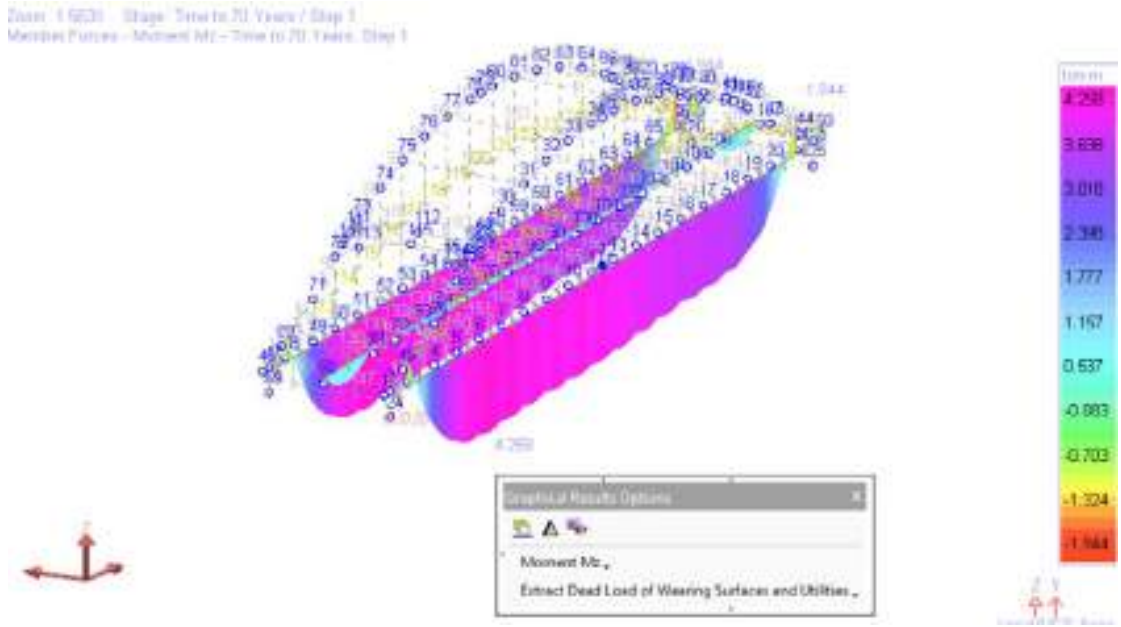
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

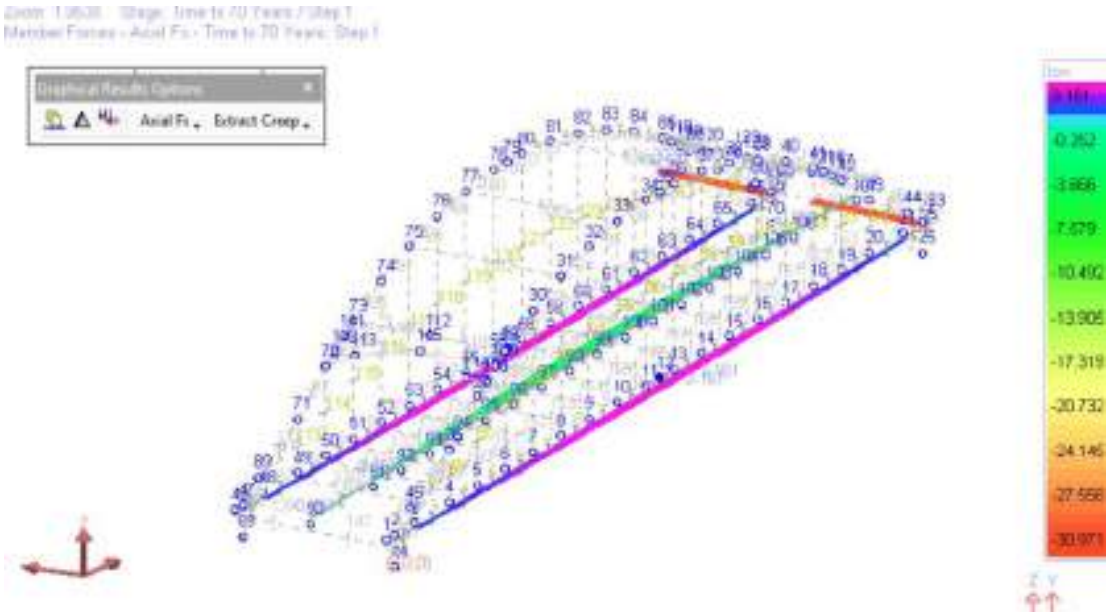


Mz (Moment) T-m

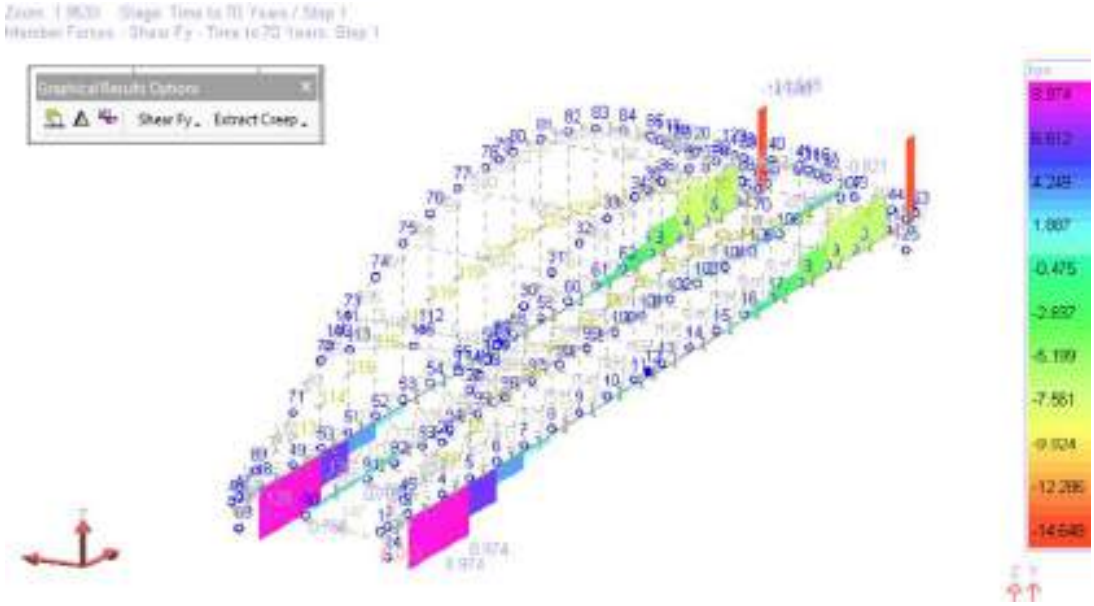


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

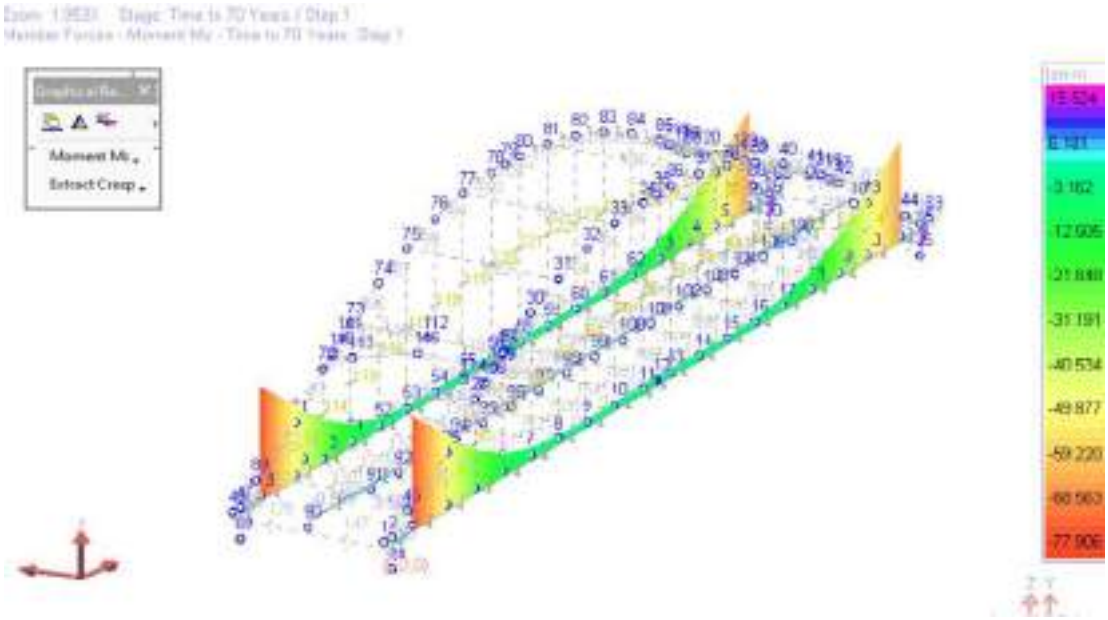
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

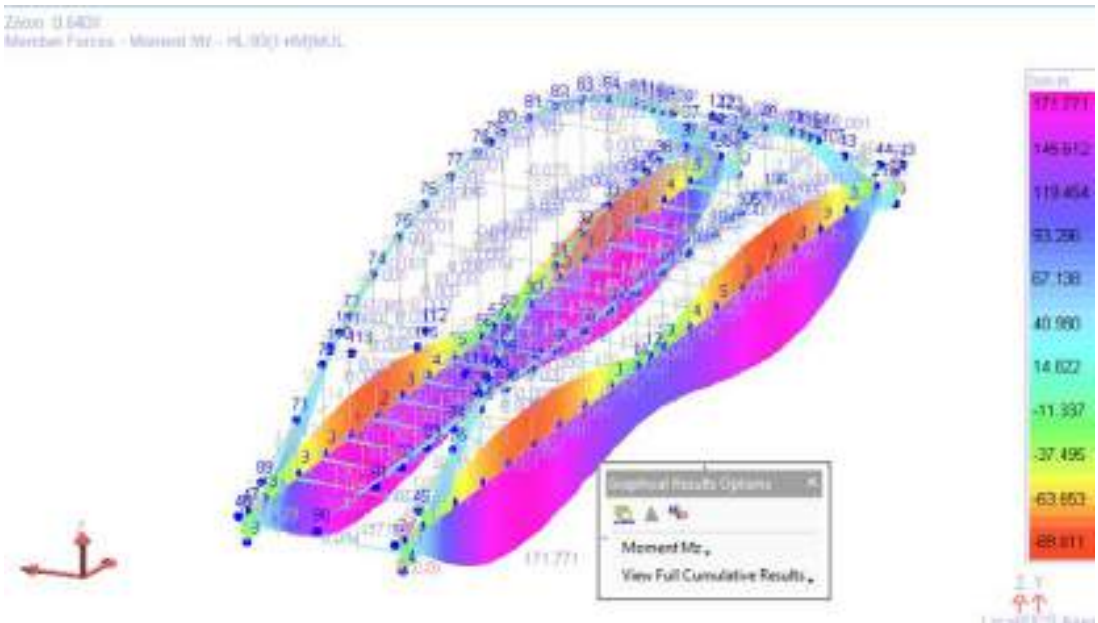


Mz (Moment) T-m

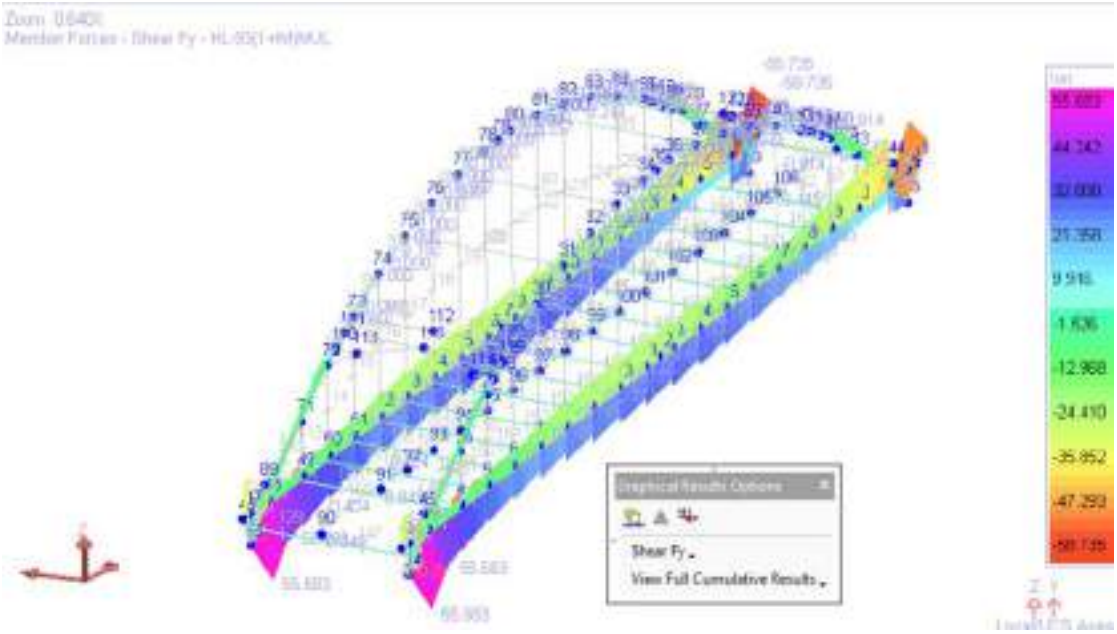


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Stiffening Girder (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้นวิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน Stiffening Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

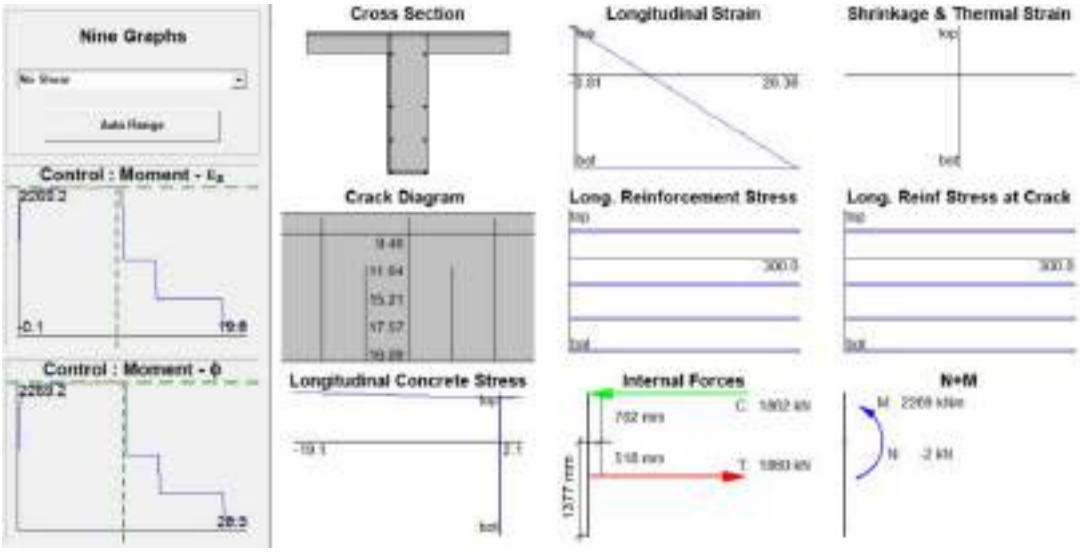


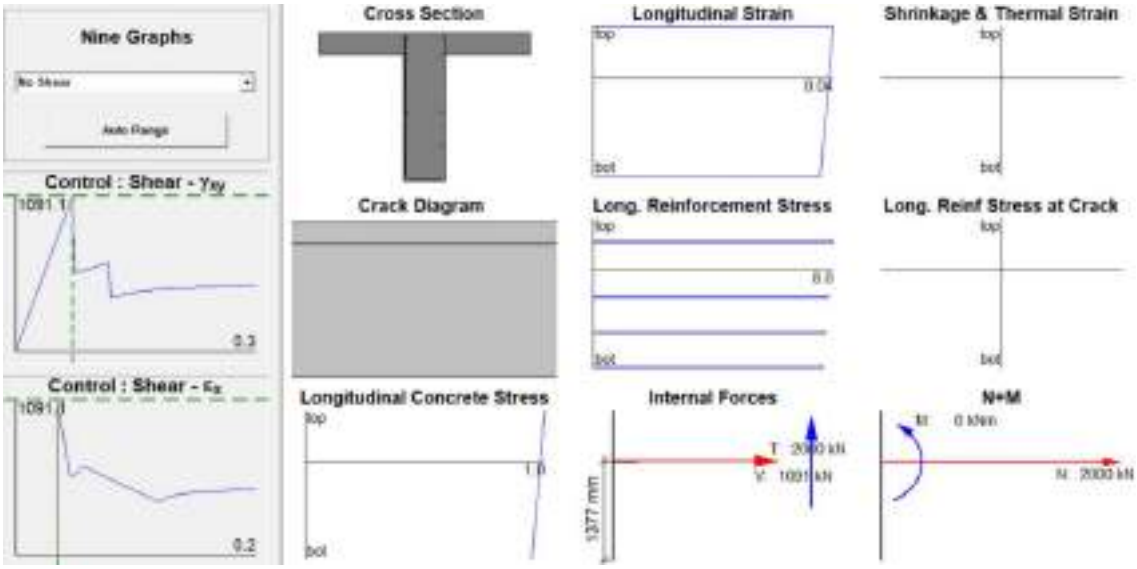
Max Moment = 171 -m



Max Shear = 55T

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Stiffening Girder ไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ในกรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu = 390-m > 0.9Mn (203 T-m), (Vu = 141 T > 0.90Vn = 98 T)



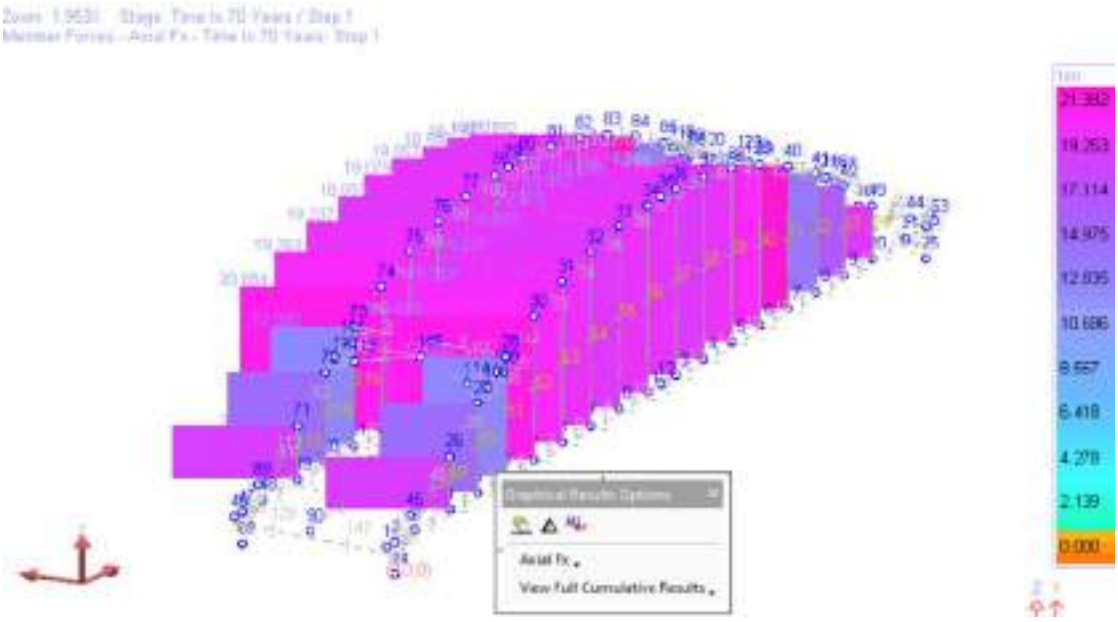


ส่วนของ Hanger

ในการรายงานผลจากแบบจำลอง ค่าของแรงใน Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

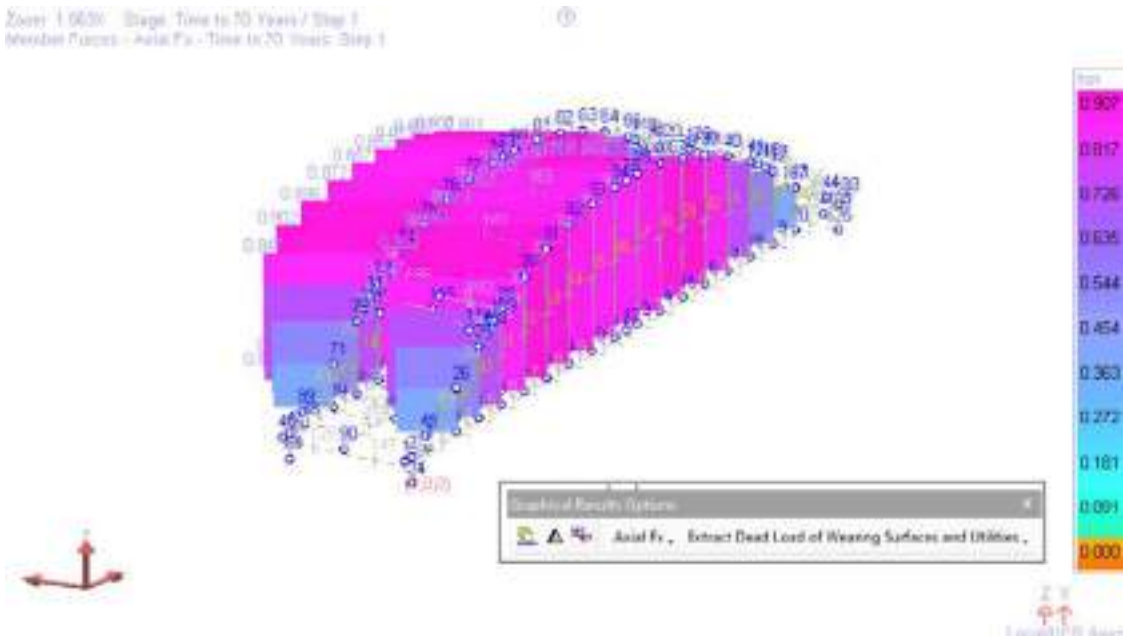
Fx (Axial Force) T



Max Tension =21.3 T per Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

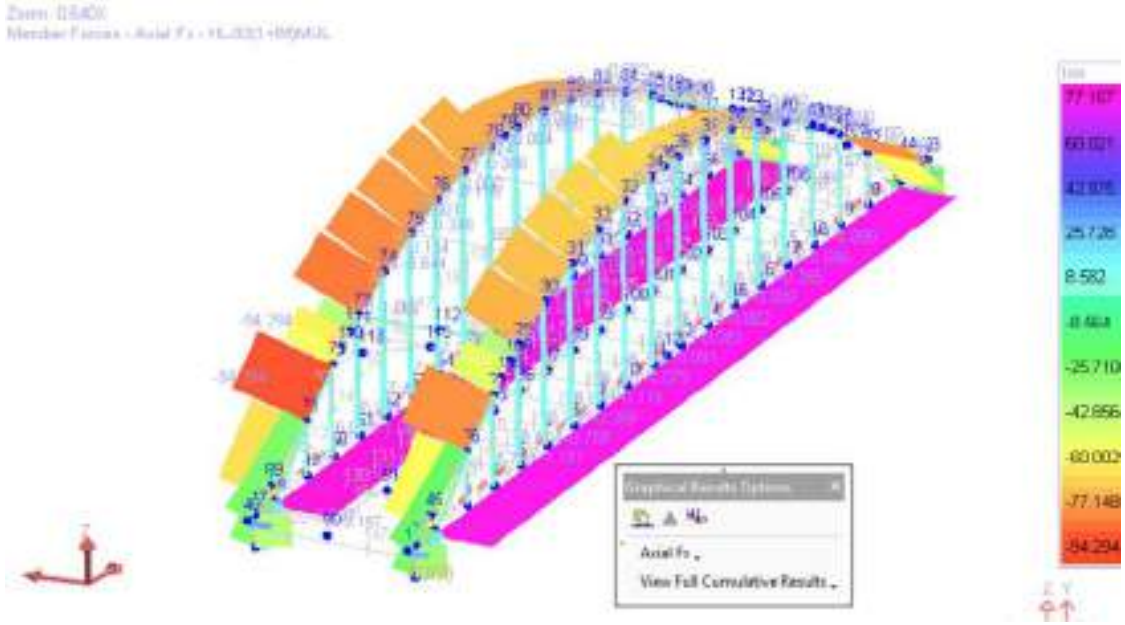
Fx (Axial Force) T



Max Tension = 0.9 T per Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Hanger (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Tension = 7.5 T per Hanger

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจ ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Hanger ตามวิธี Allowable Stress Design โดย ใช้ ค่าที่ยอมให้ ของ Stress ที่เกิดขึ้น ใน Tie Rod ไม่เกิน 0.45 Fy ในสภาวะใช้งาน จากข้อกำหนด FIB นี้ สรุปได้ดังนี้

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

เหล็ก Hanger เป็นเหล็กหน้าตัดกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 มม.

เนื่องจาก ไม่มีการทดสอบวัสดุของ Hanger ที่ปรึกษาสมมุติเป็นเหล็ก Fy = 2400 ksc หรือ 30 T/ Hanger

1) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด กรณี DL+SDL เท่ากับ 21 T ซึ่งเกิน 0.45 Fy (13.57 T)
2) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด กรณี DL+SDL+LL เท่ากับ 28.5T ซึ่งเกิน 0.45 Fy (13.57 T)
3) จากการตรวจสอบค่าแรงดึงของ Hangers ในแบบจำลองที่ปรับค่า พบว่า ค่าแรงตึงใน Hanger ที่ตรวจวัดมาในปัจจุบันมีบางเส้นที่ หย่อน และมีค่าแรงตึงน้อยกว่าที่ควรเป็น ซึ่งควรทำการเปลี่ยนเพื่อให้เกิดความปลอดภัย เพื่อป้องกันการรับภาระน้ำหนักที่มากเกินในส่วนของ Stiffening Girder

ค่าของแรงตึงบริเวณ Hanger ด้านปลายสะพาน ต่ำลง หรืออาจเกิดการหย่อนหรือการเกิดแรงอัดในระหว่างการใช้งาน จากการตรวจวัดในสภาพจริง

จากการตรวจสอบสะพาน ในกรณี ของ ยานพาหนะ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ที่ปรึกษาสรุปแนวทางการเสริมกำลังดังนี้

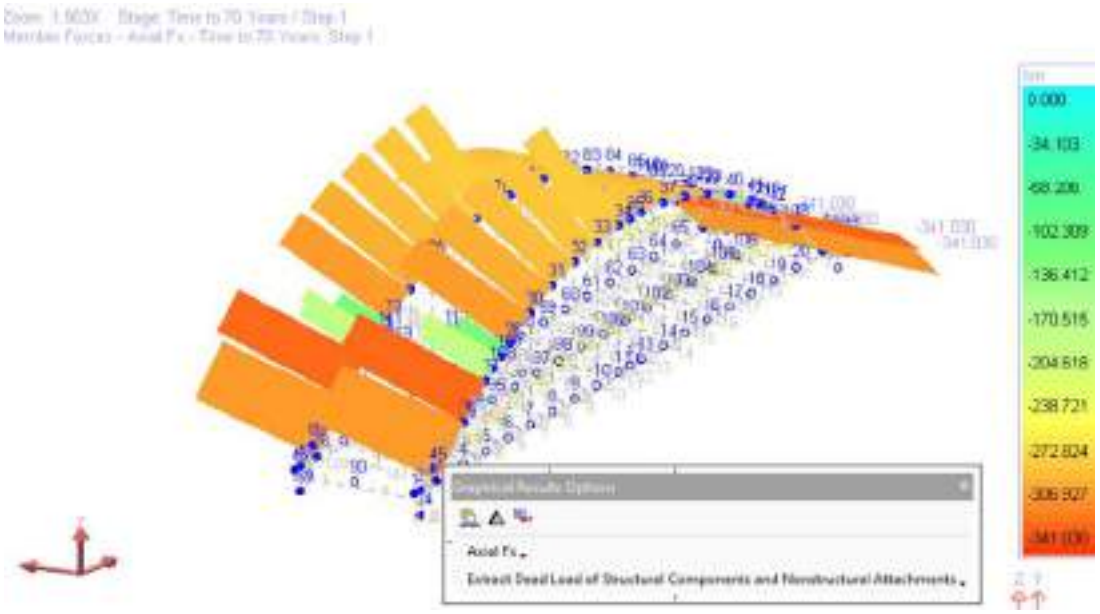
- ควรทำการเสริมกำลังในส่วนของ Arch Rib และ เปลี่ยน Hanger ให้สามารถรองรับน้ำหนักที่เกิดขึ้นได้
- ในส่วนของ Stiffening Girder จำเป็นต้องเสริมกำลังเพื่อเพิ่มกำลัง
- ในส่วนต่างๆ ก่อนการเสริมกำลังควรฉาบปิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กรวมทั้งการ ทาเคลือบสีกันเชื้อรา เพื่อเพิ่มความคงทนในอนาคตภายหลังการเสริมกำลัง

ความยาวช่วง S3(Tie Arch)

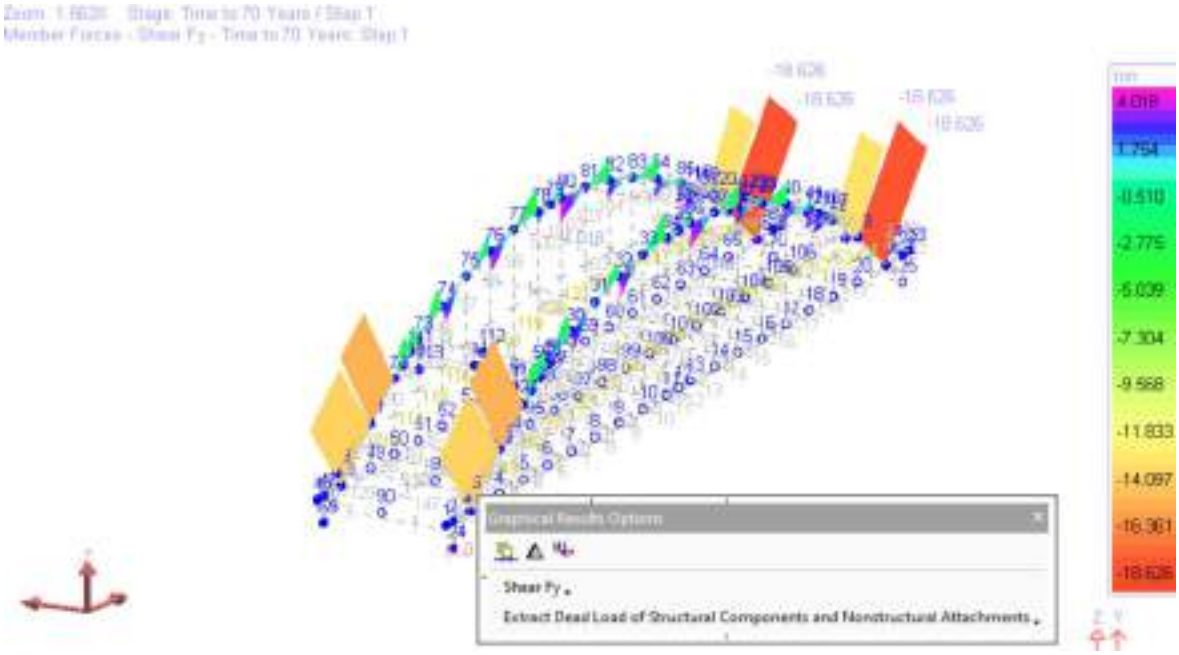
Arch Rib

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

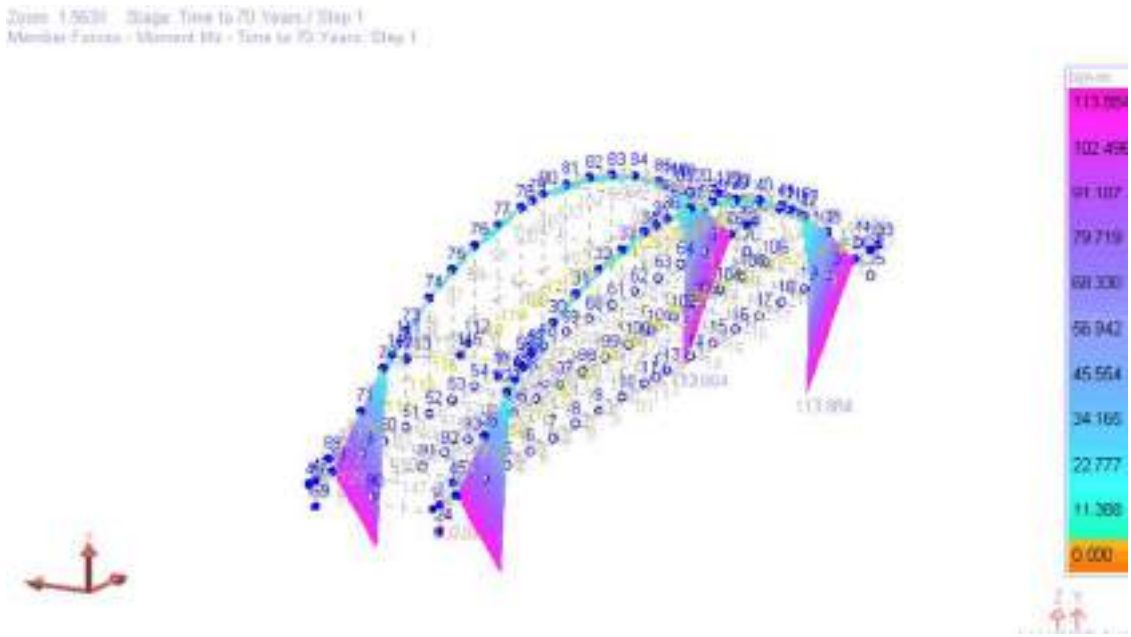
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

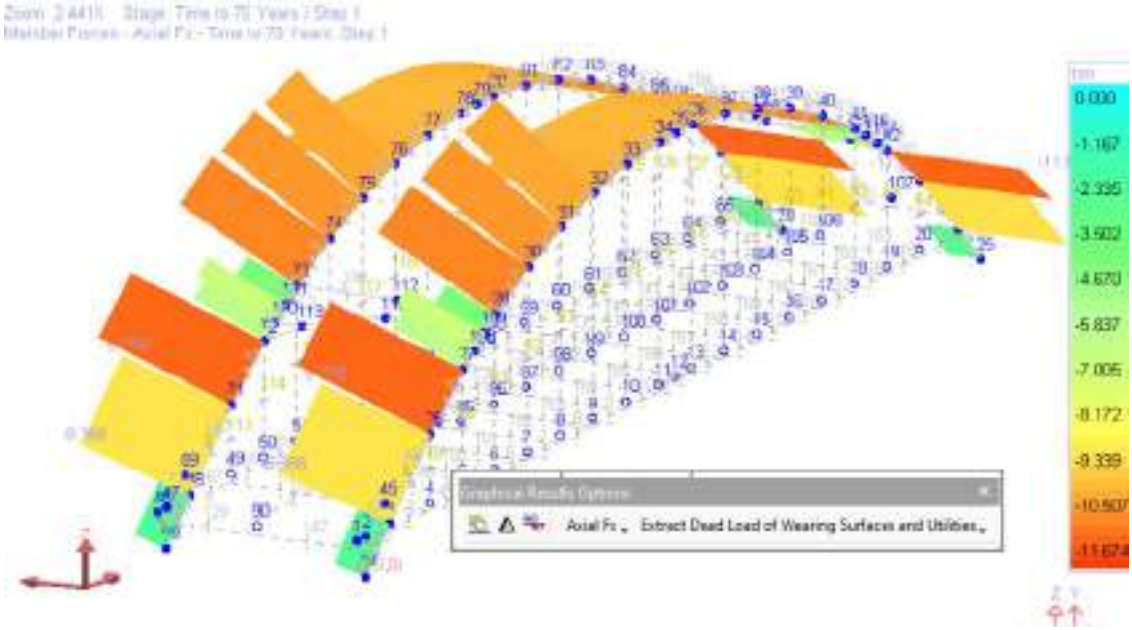


Mz (Moment) T-m

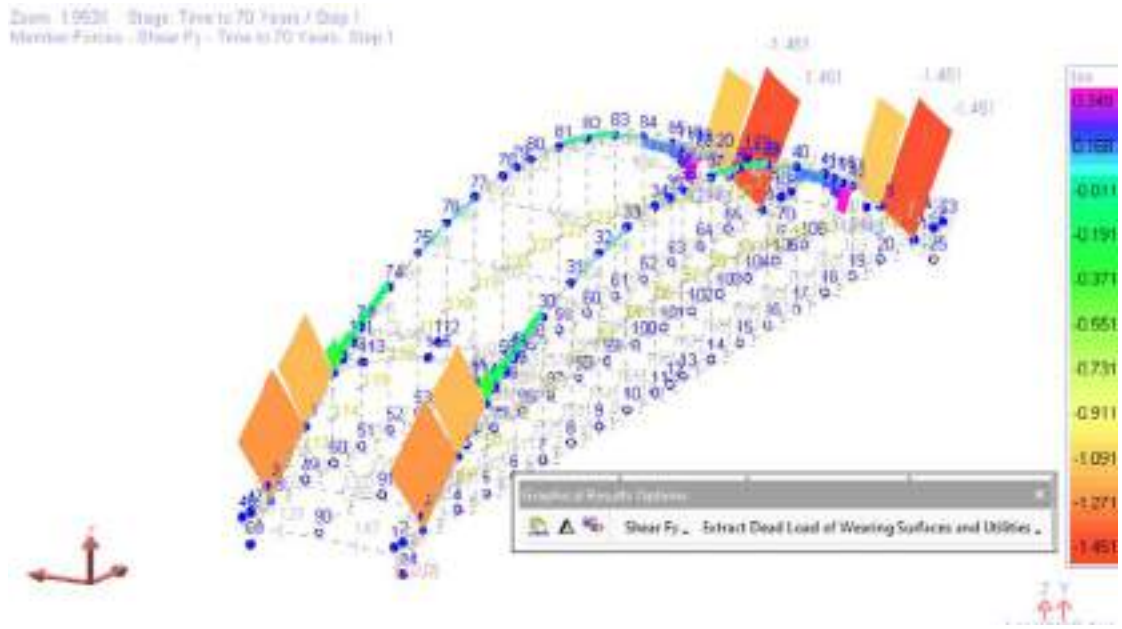


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

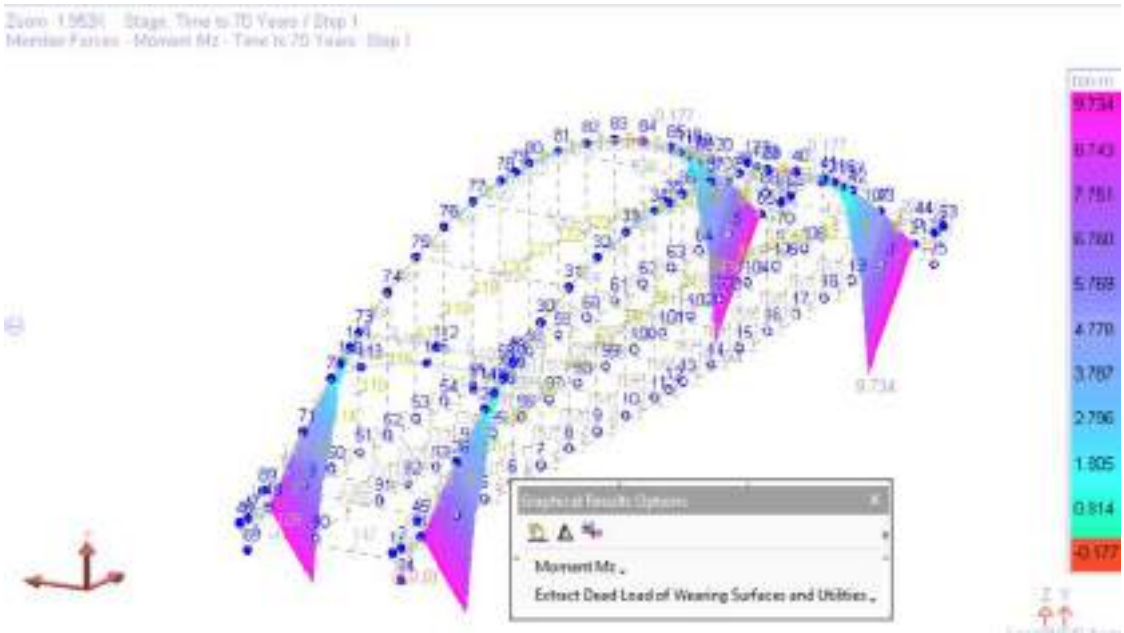
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

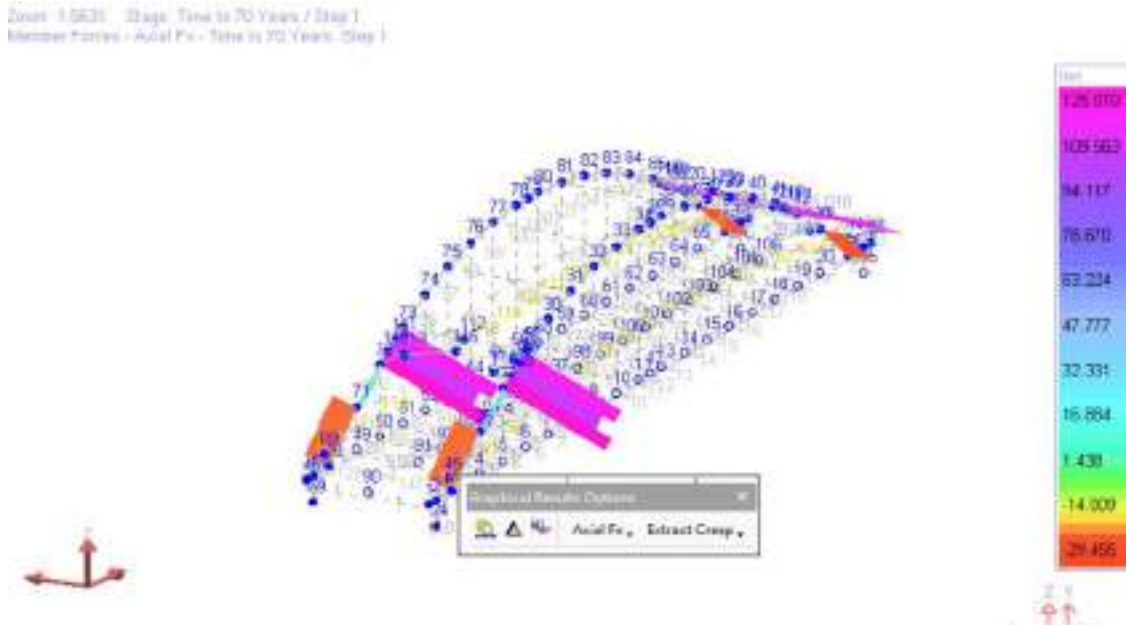


Mz (Moment) T-m

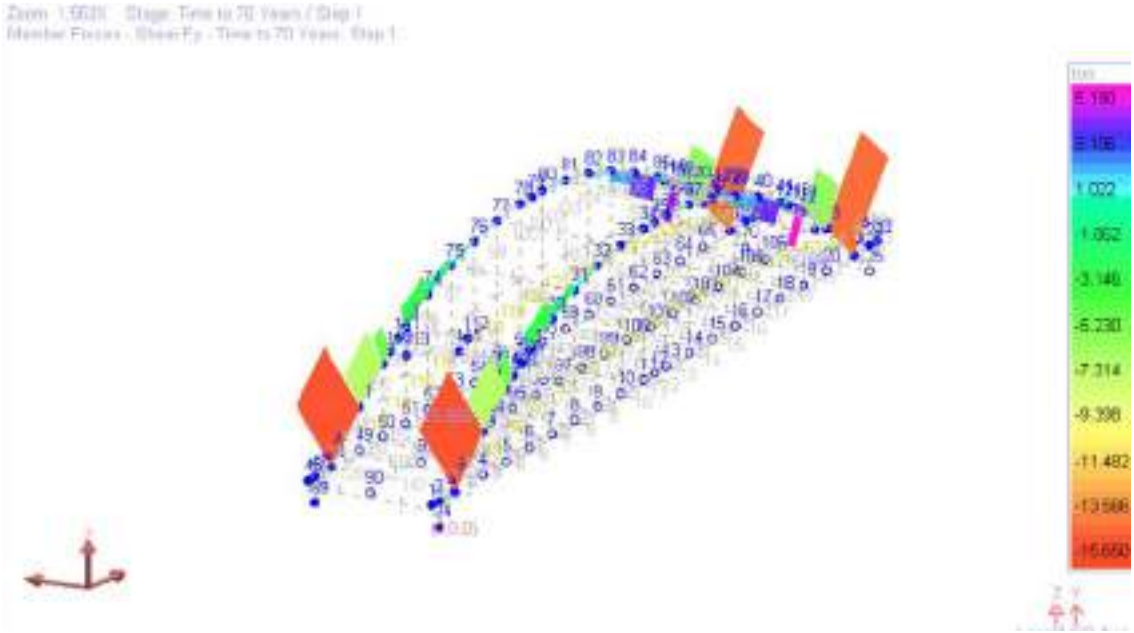


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

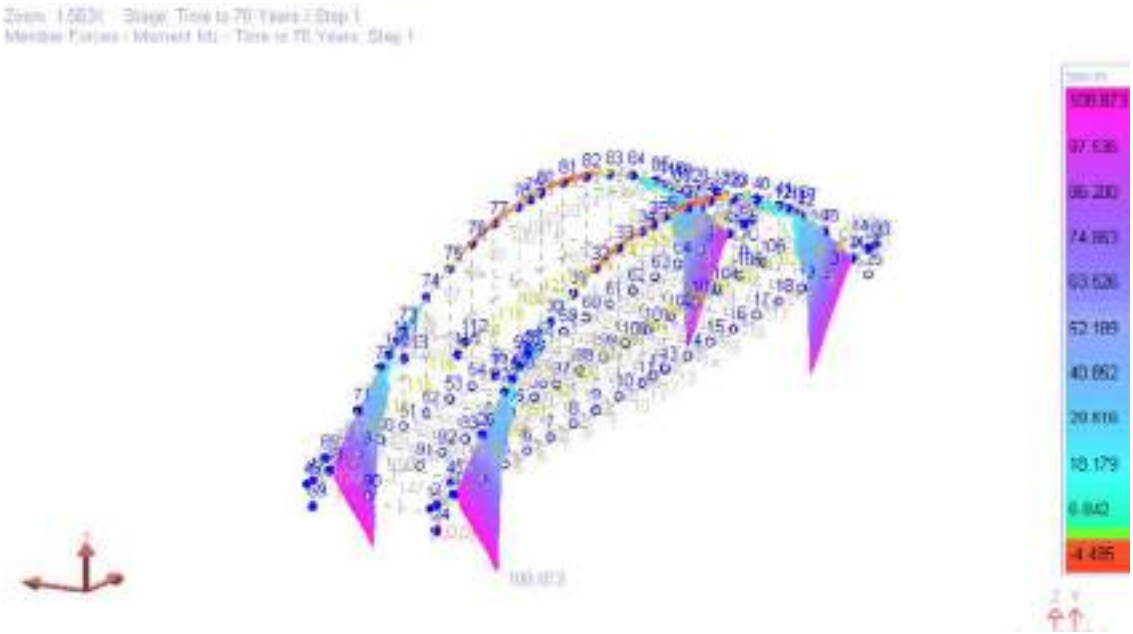
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T



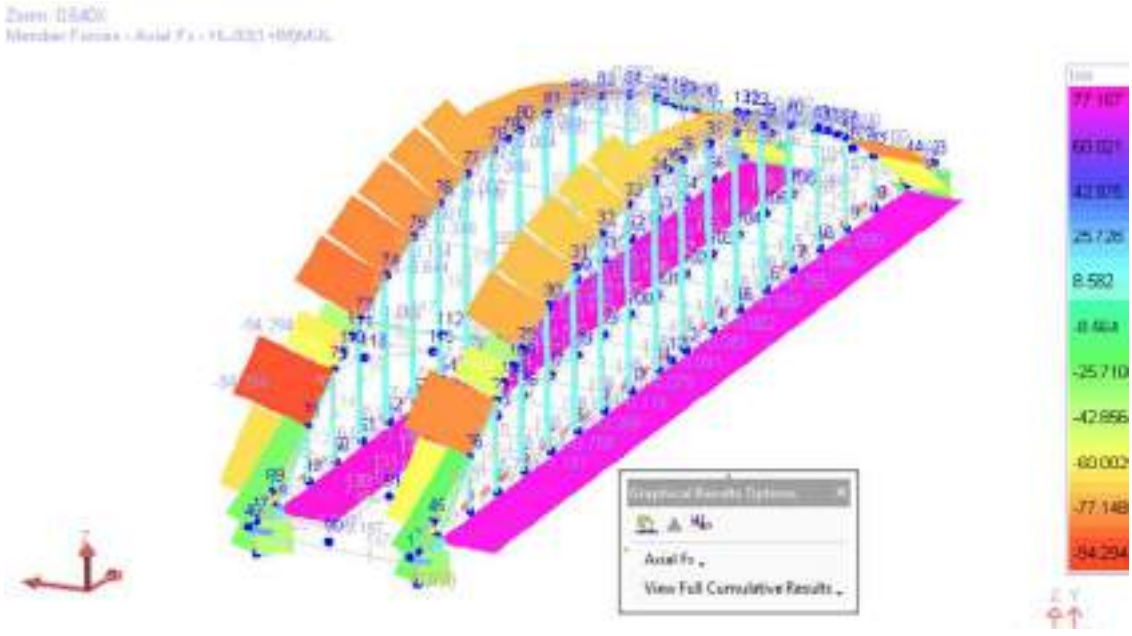
Mz (Moment) T-m



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

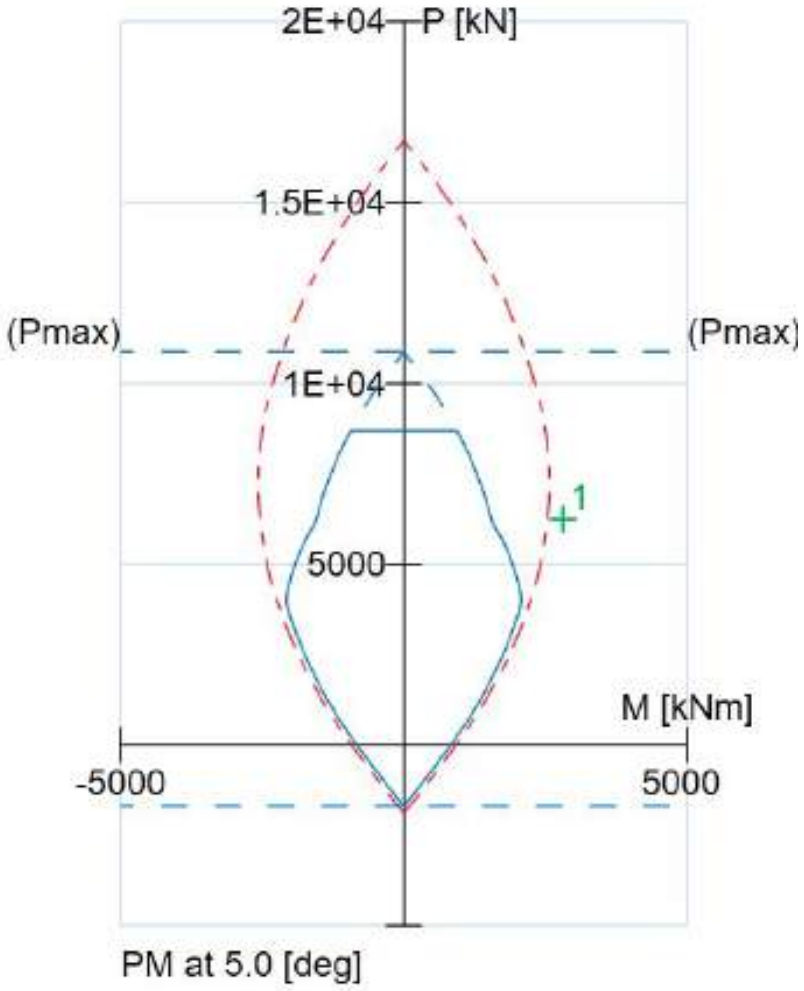
Fx (Axial Force) T

Arch Rib (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Axial Force = -94 T Per Rib

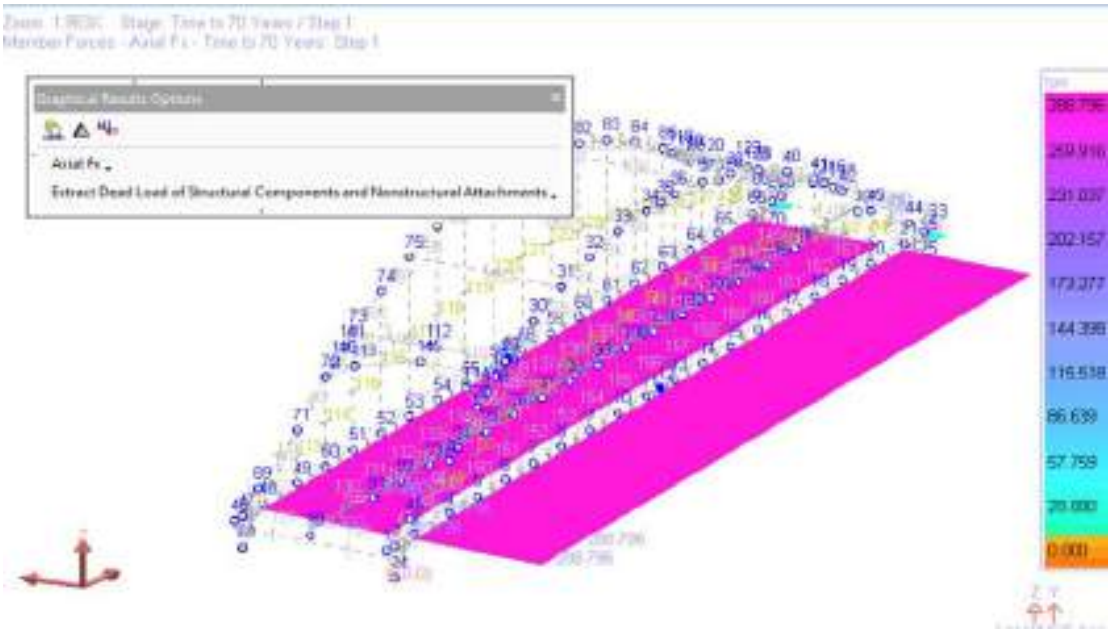
จากการนำหน้าตัดของ Arch Rib ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Arch พบว่าไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ดังแสดงในรูป P-M Interaction Diagram ดังนี้


2E+04
P [kN]
1.5E+04
(Pmax)
(Pmax)
1E+04
1
5000
M [kNm]
-5000
5000
PM at 5.0 [deg]

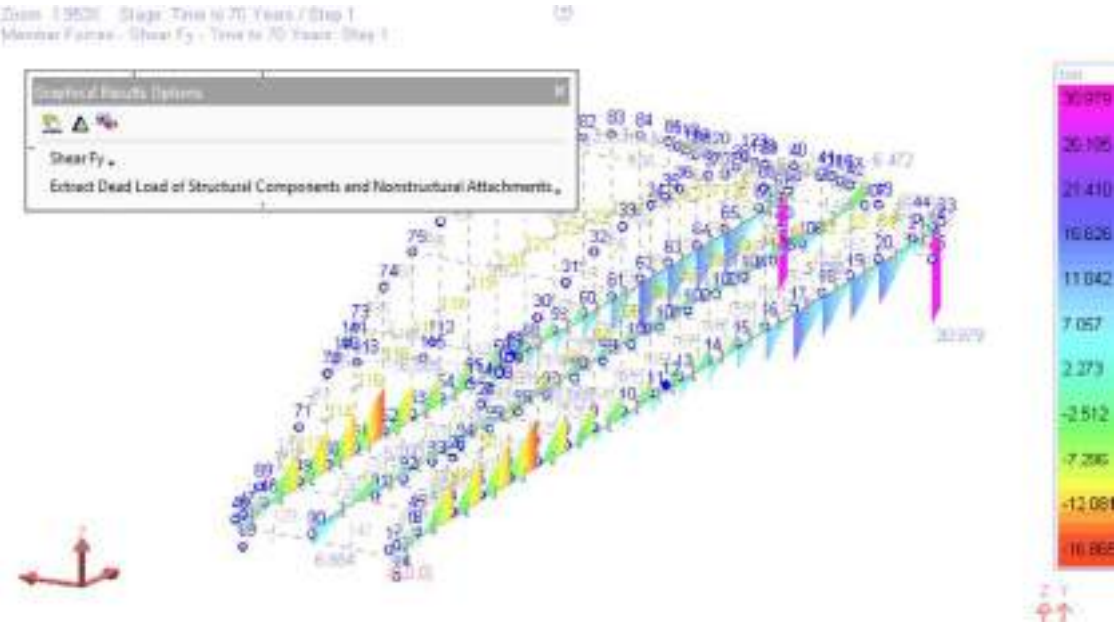
ส่วนของ Stiffening Girder

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

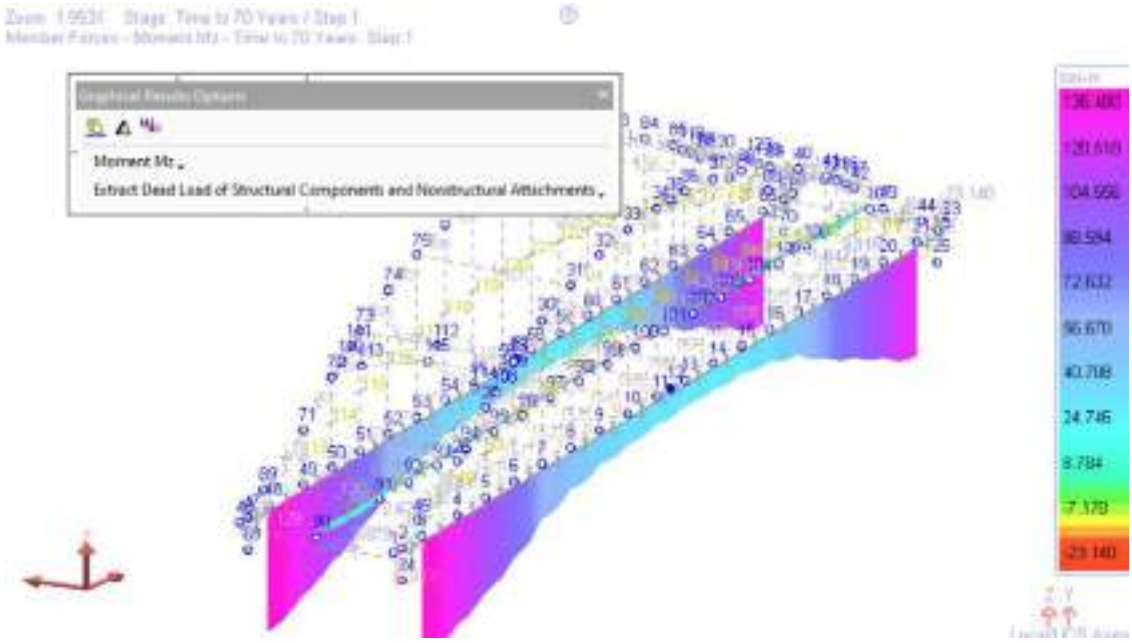
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

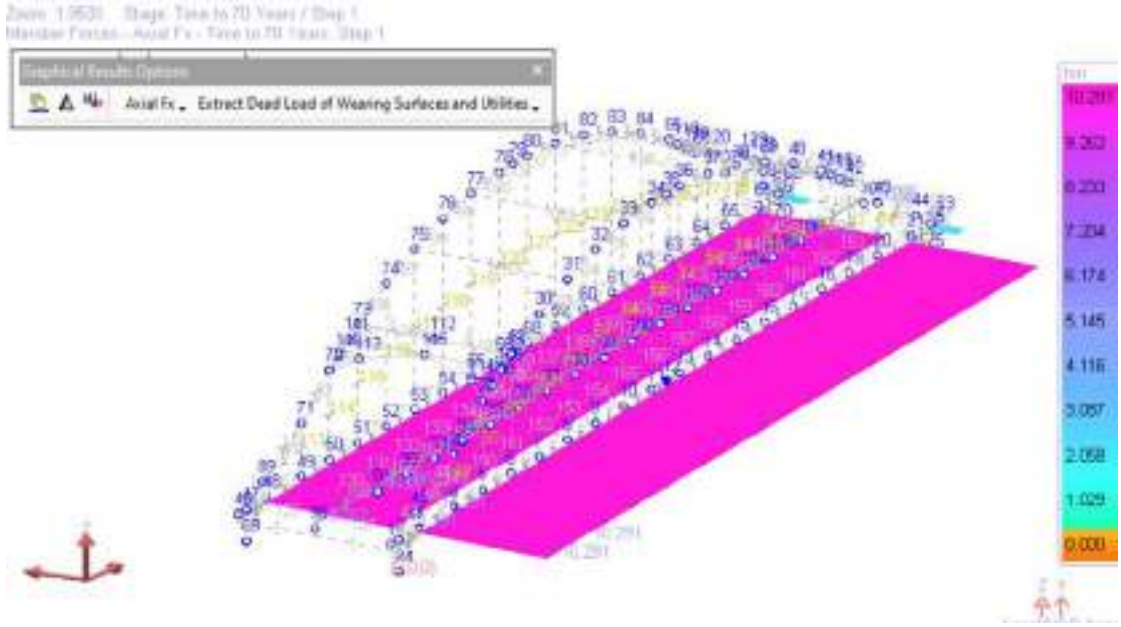


Mz (Moment) T-m

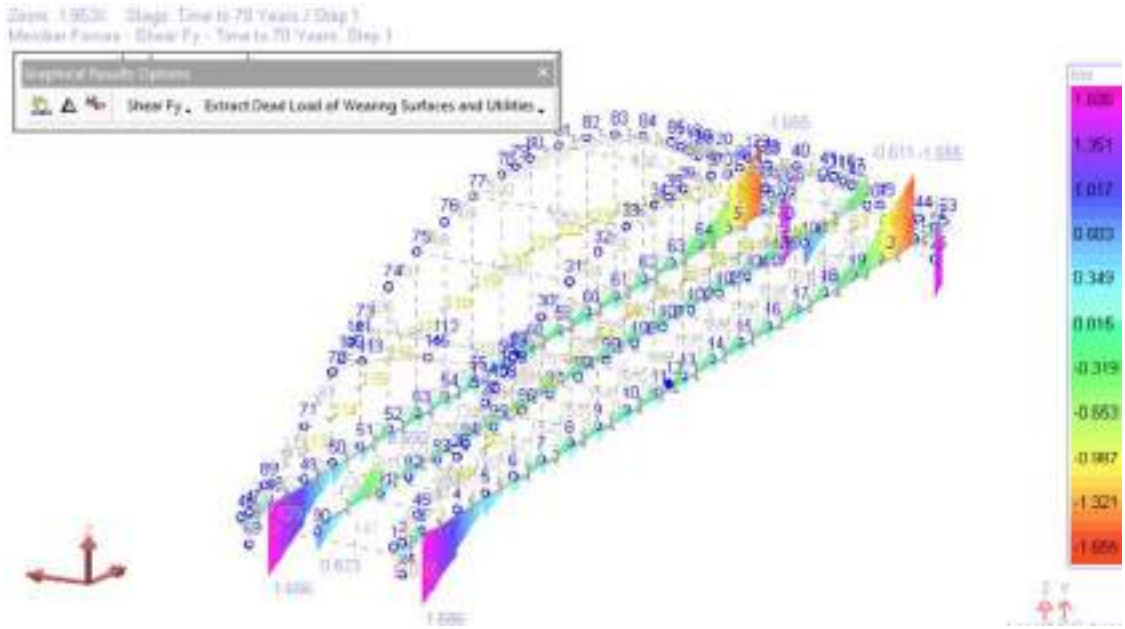


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

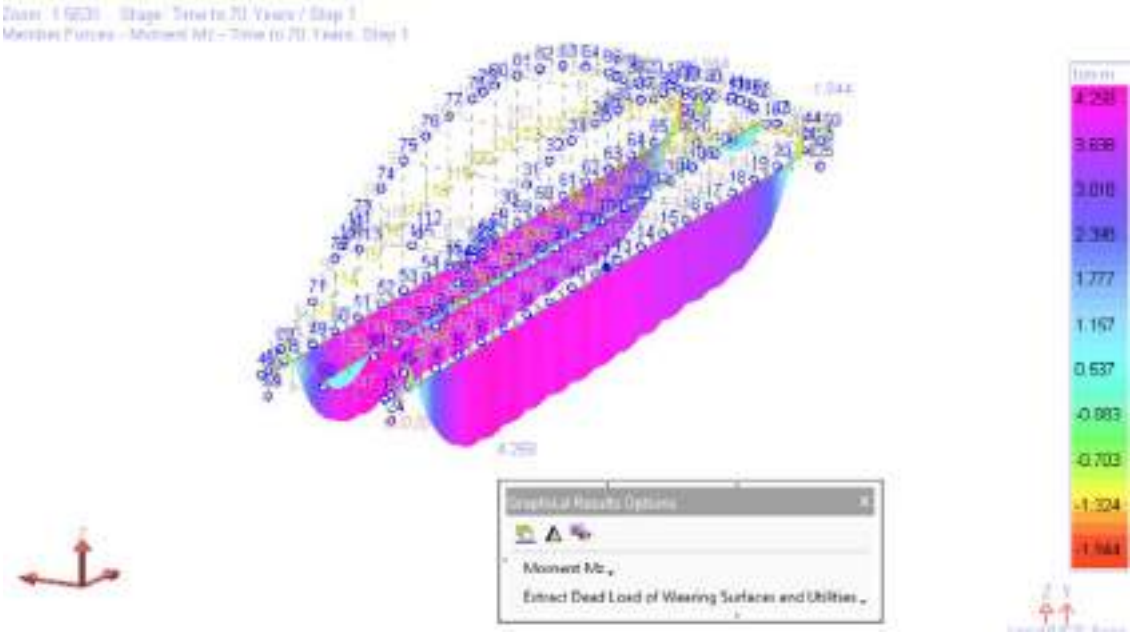
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

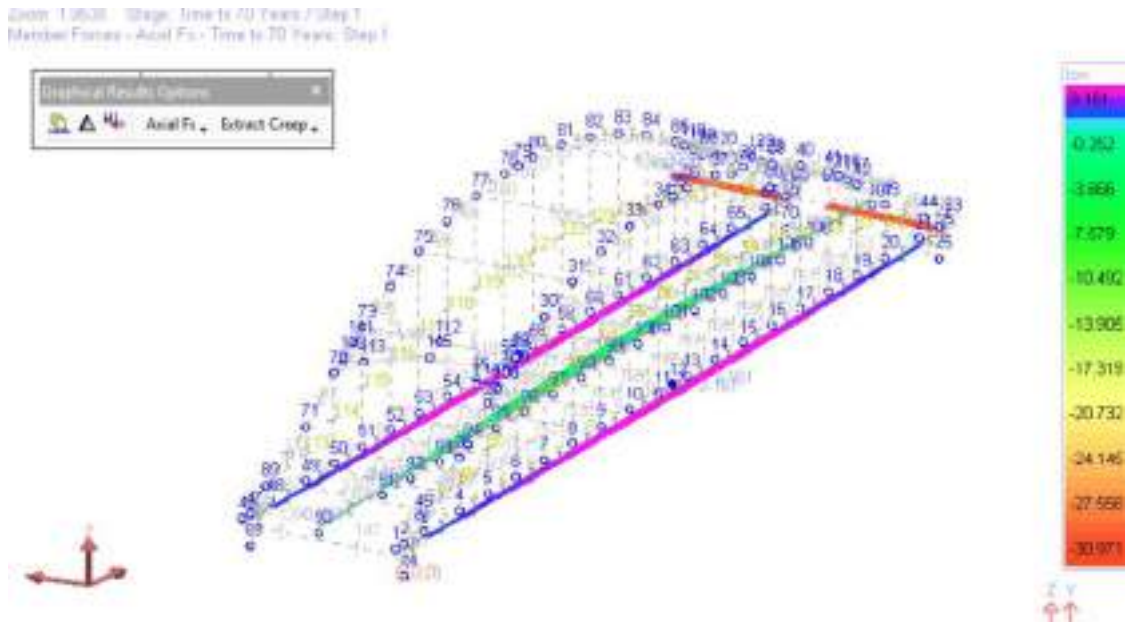


Mz (Moment) T-m

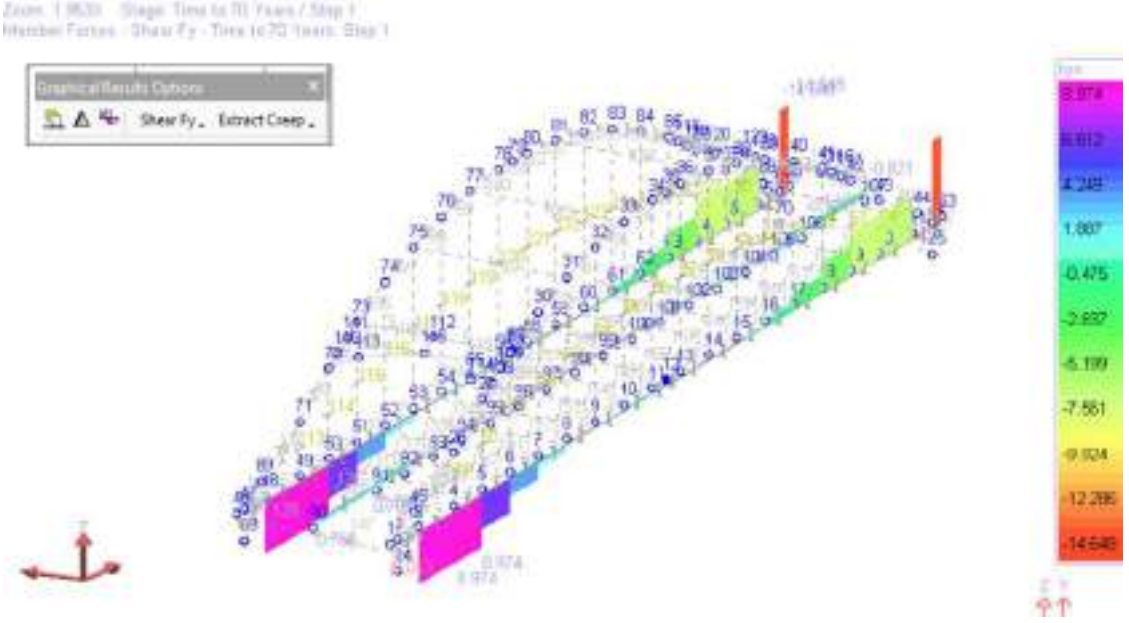


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

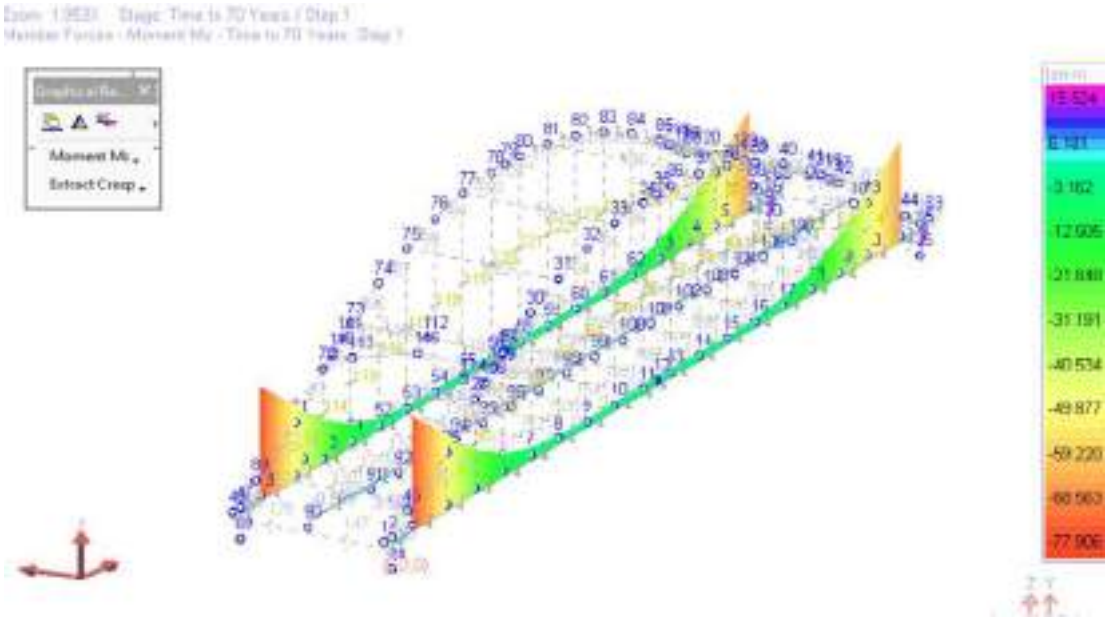
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

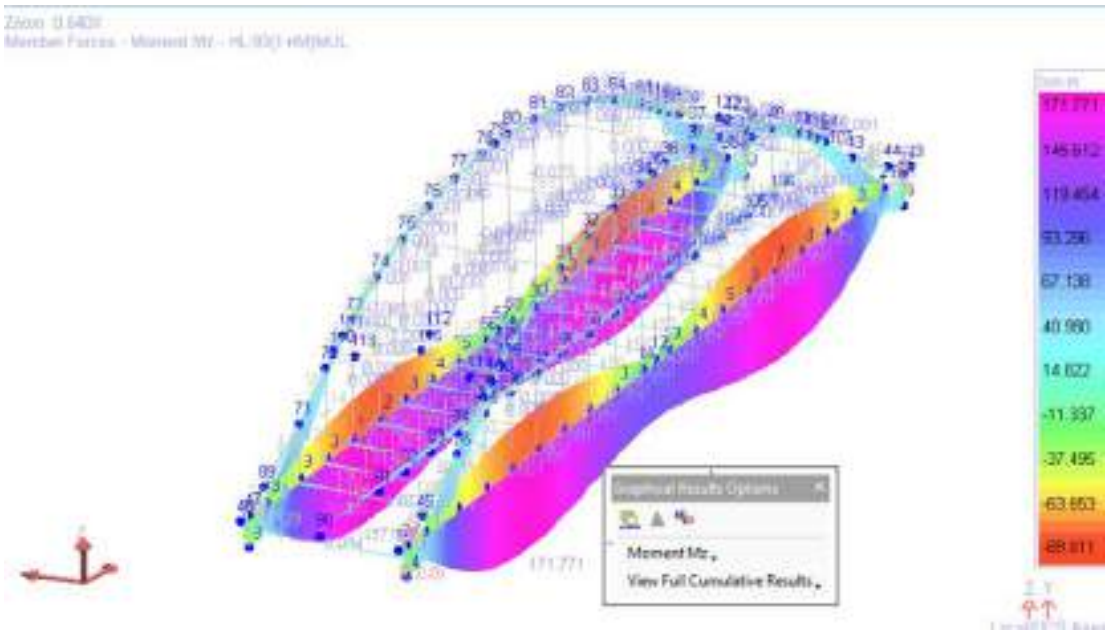


Mz (Moment) T-m

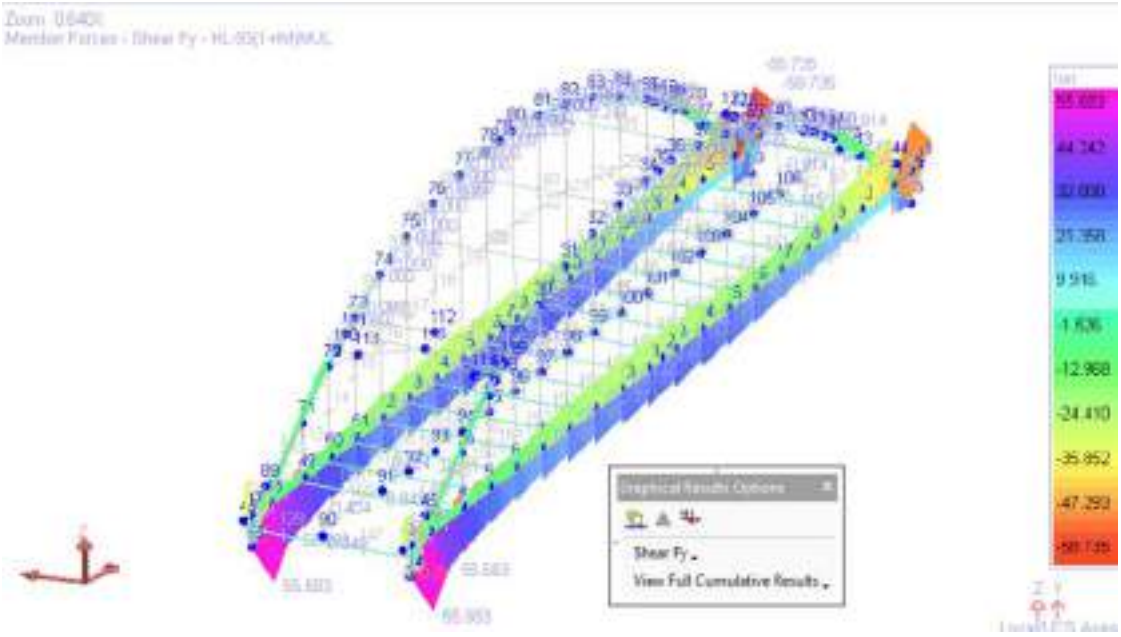


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Stiffening Girder (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้นวิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน Stiffening Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

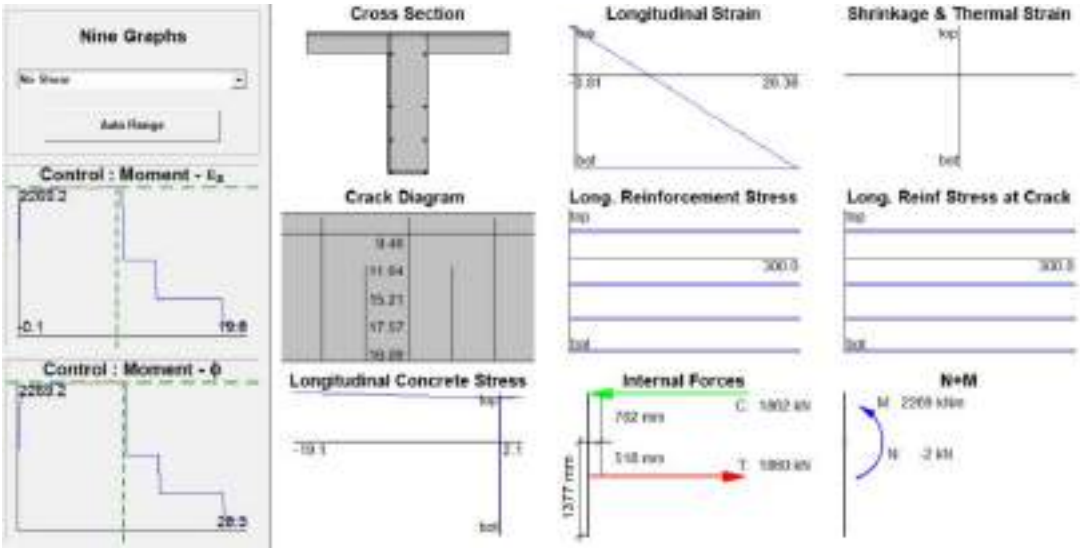


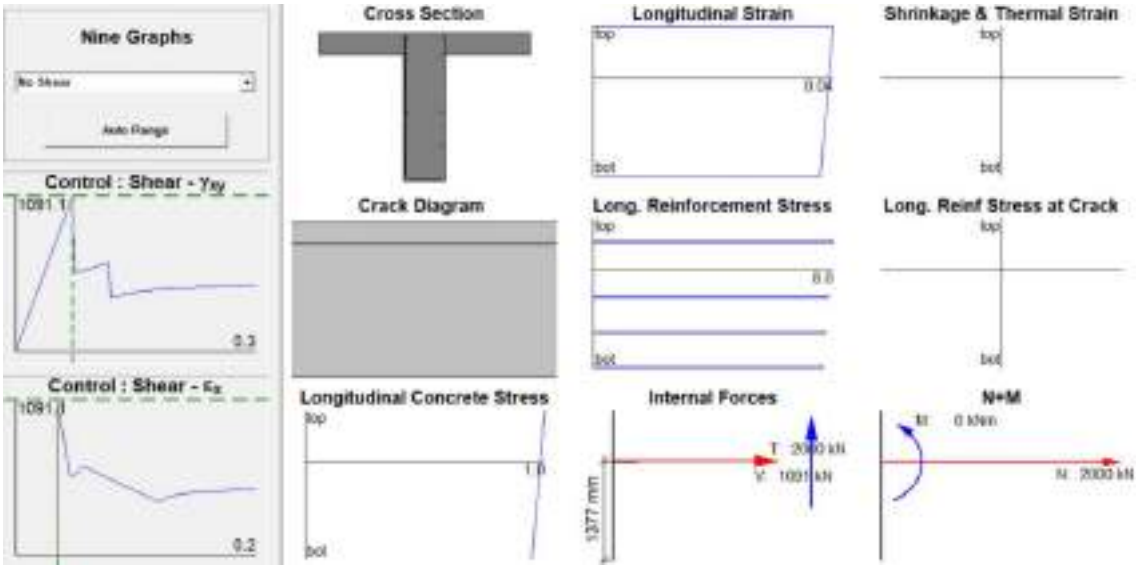
Max Moment = 171 -m



Max Shear = 55T

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Stiffening Girder ไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ในกรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu = 390-m > 0.9Mn (203 T-m), (Vu = 141 T > 0.90Vn = 98 T)



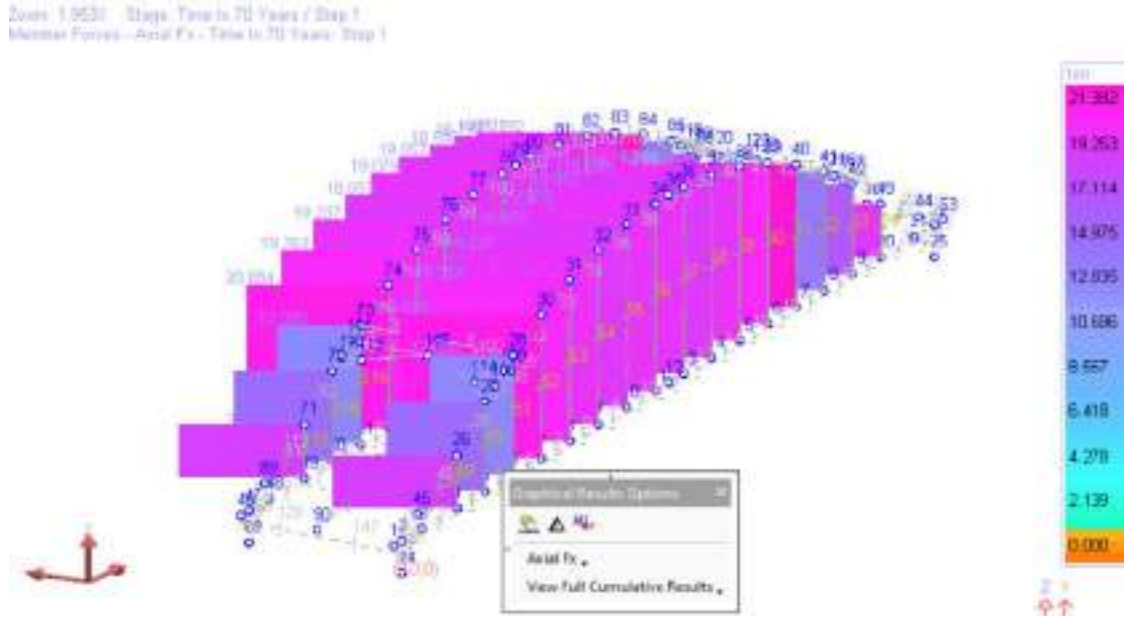


ส่วนของ Hanger

ในการรายงานผลจากแบบจำลอง ค่าของแรงใน Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

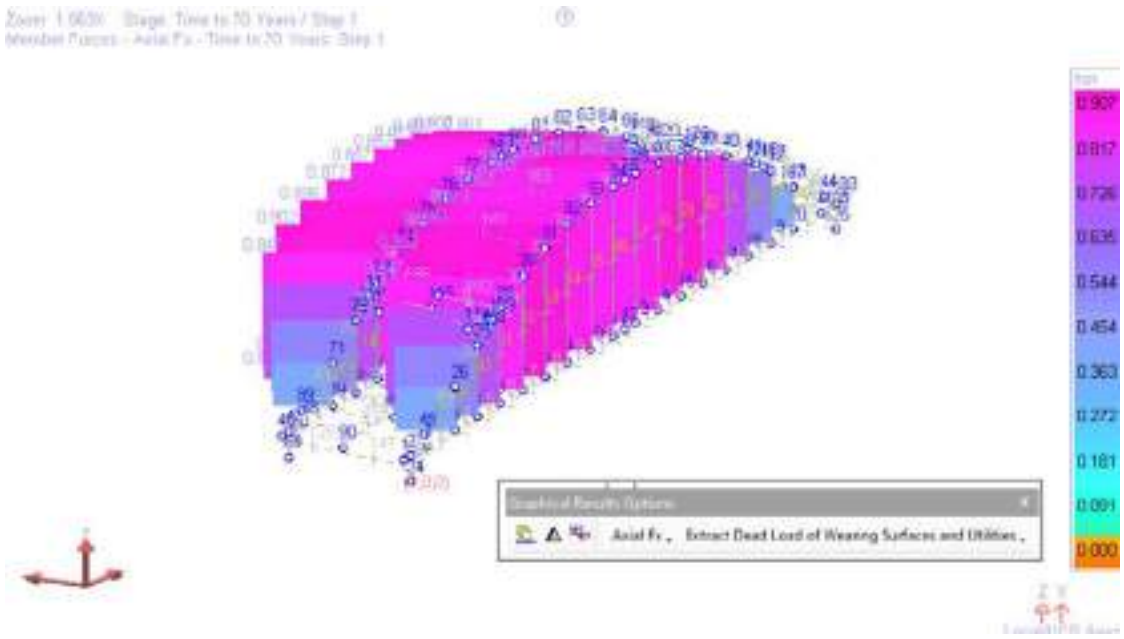
Fx (Axial Force) T



Max Tension =21.3 T per Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

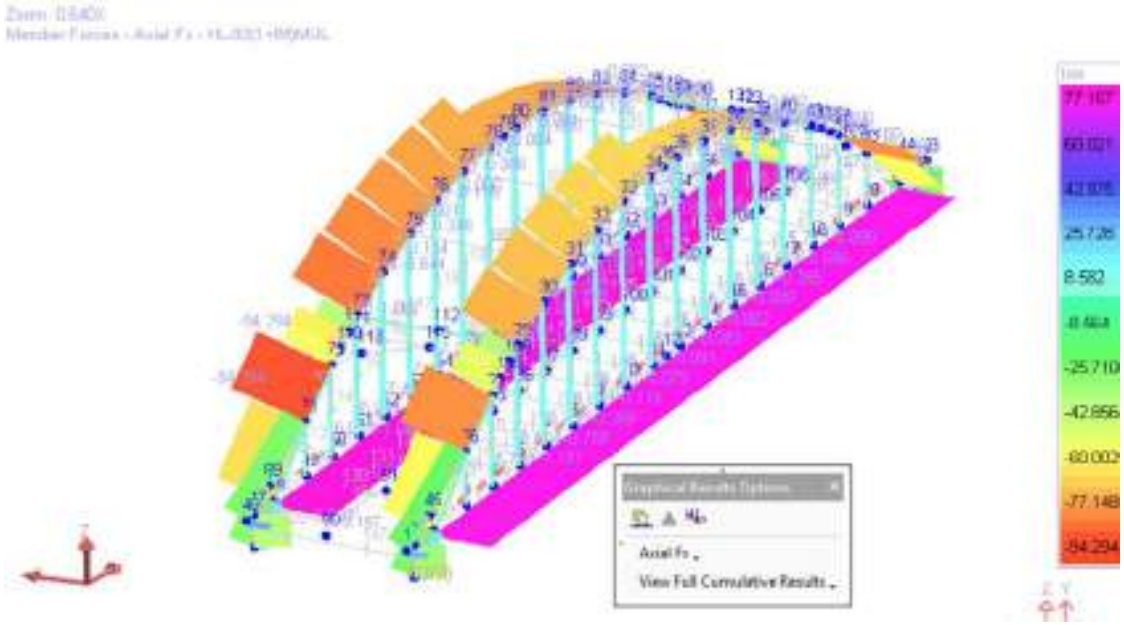
Fx (Axial Force) T



Max Tension = 0.9 T per Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Hanger (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Tension = 7.5 T per Hanger

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจ ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Hanger ตามวิธี Allowable Stress Design โดย ใช้ ค่าที่ยอมให้ ของ Stress ที่เกิดขึ้น ใน Tie Rod ไม่เกิน 0.45 Fy ในสภาวะใช้งาน จากข้อกำหนด FIB นี้ สรุปได้ดังนี้

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

เหล็ก Hanger เป็นเหล็กหน้าตัดกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 มม.

เนื่องจาก ไม่มีการทดสอบวัสดุของ Hanger ที่ปรึกษาสมมุติเป็นเหล็ก Fy = 2400 ksc หรือ 30 T/ Hanger

1) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด กรณี DL+SDL เท่ากับ 21 T ซึ่งเกิน 0.45 Fy (13.57 T)
2) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด กรณี DL+SDL+LL เท่ากับ 28.5T ซึ่งเกิน 0.45 Fy (13.57 T)
3) จากการตรวจสอบค่าแรงดึงของ Hangers ในแบบจำลองที่ปรับค่า พบว่า ค่าแรงตึงใน Hanger ที่ตรวจวัดมาในปัจจุบันมีบางเส้นที่ หย่อน และมีค่าแรงตึงน้อยกว่าที่ควรเป็น ซึ่งควรทำการเปลี่ยนเพื่อให้เกิดความปลอดภัย เพื่อป้องกันการรับภาระน้ำหนักที่มากเกินในส่วนของ Stiffening Girder

ค่าของแรงตึงบริเวณ Hanger ด้านปลายสะพาน ต่ำลง หรืออาจเกิดการหย่อนหรือการเกิดแรงอัดในระหว่างการใช้งาน จากการตรวจวัดในสภาพจริง

จากการตรวจสอบสะพาน ในกรณี ของ ยานพาหนะ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ที่ปรึกษาสรุปแนวทางการเสริมกำลังดังนี้

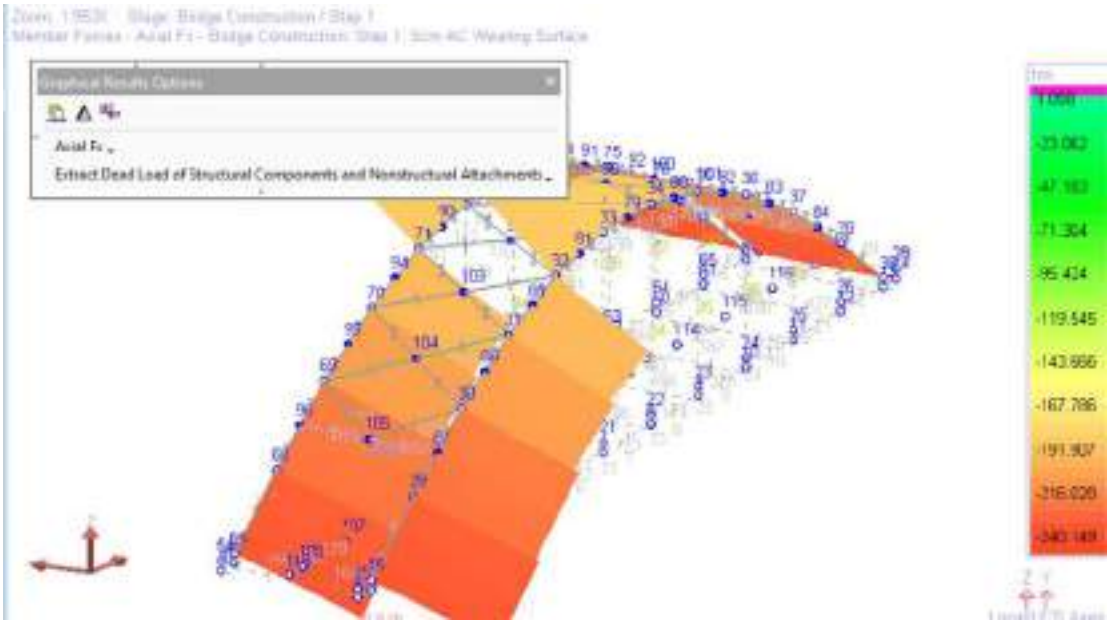
- ควรทำการเสริมกำลังในส่วนของ Arch Rib และ เปลี่ยน Hanger ให้สามารถรองรับน้ำหนักที่เกิดขึ้นได้
- ในส่วนของ Stiffening Girder จำเป็นต้องเสริมกำลังเพื่อเพิ่มกำลัง
- ในส่วนต่างๆ ก่อนการเสริมกำลังควรฉาบปิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กรวมทั้งการ ทาเคลือบสีกันเชื้อรา เพื่อเพิ่มความคงทนในอนาคตภายหลังการเสริมกำลัง

ความยาวช่วง S4(Tie Arch)

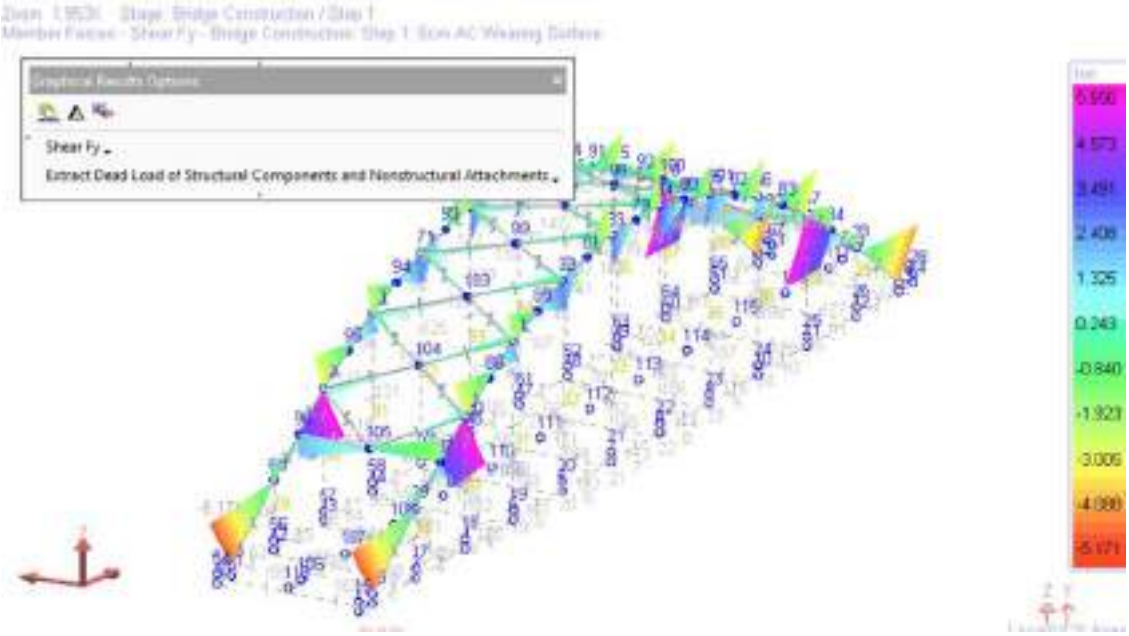
Arch Rib

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

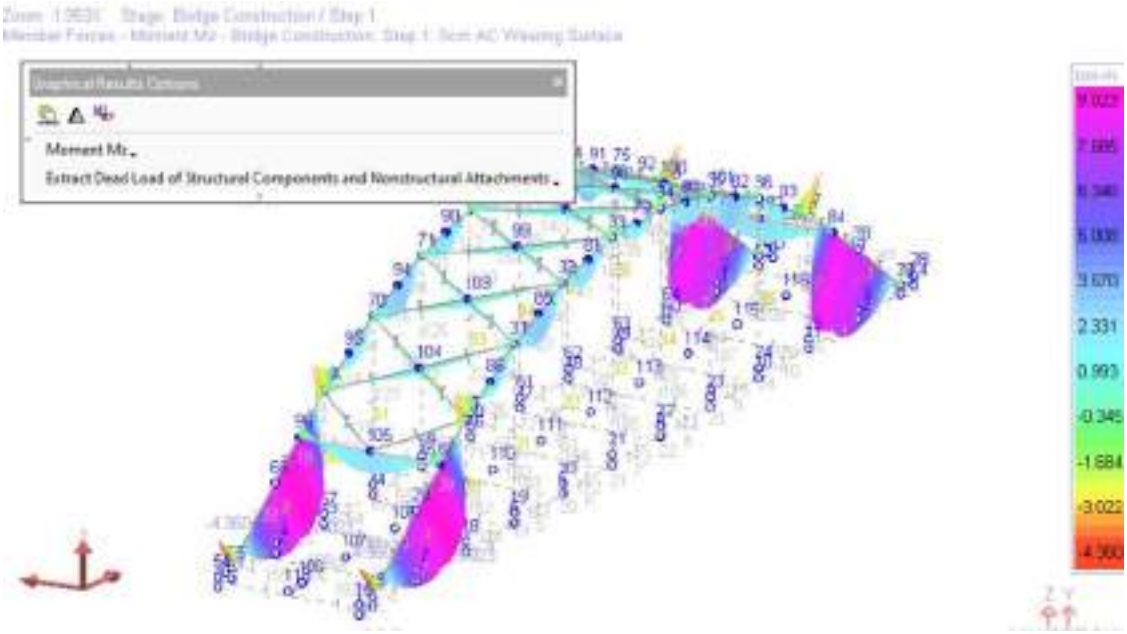
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

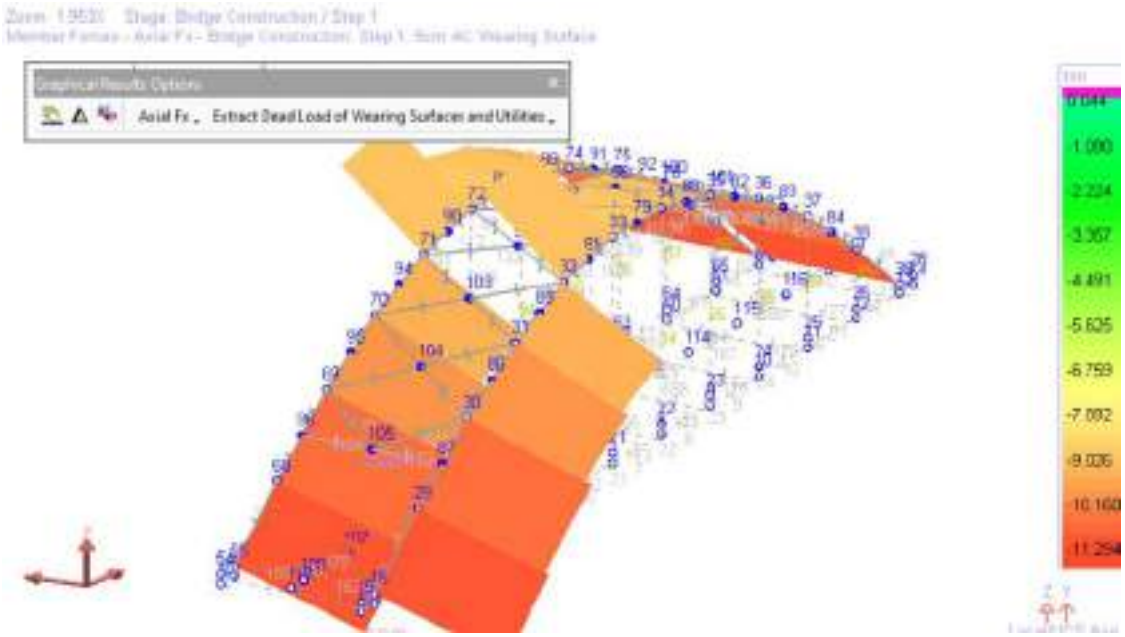


Mz (Moment) T-m

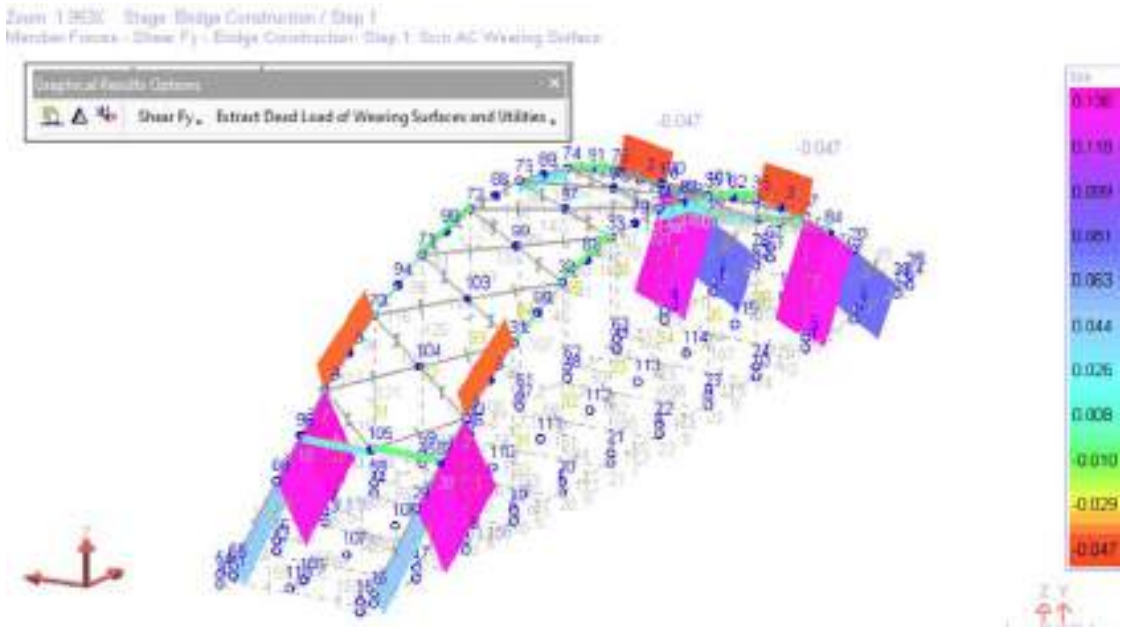


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

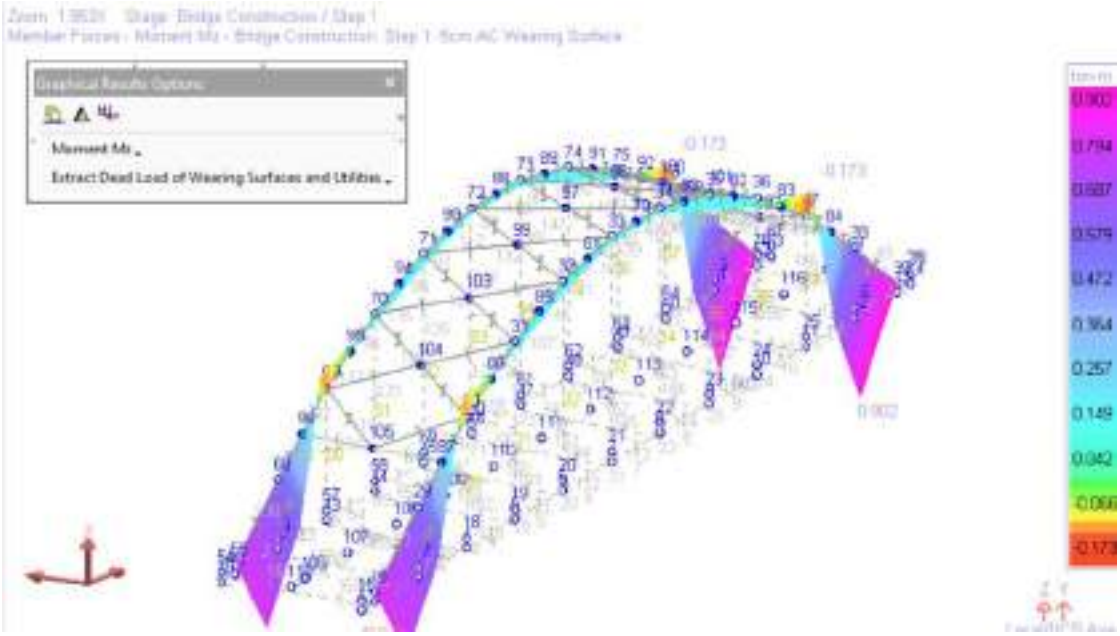
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

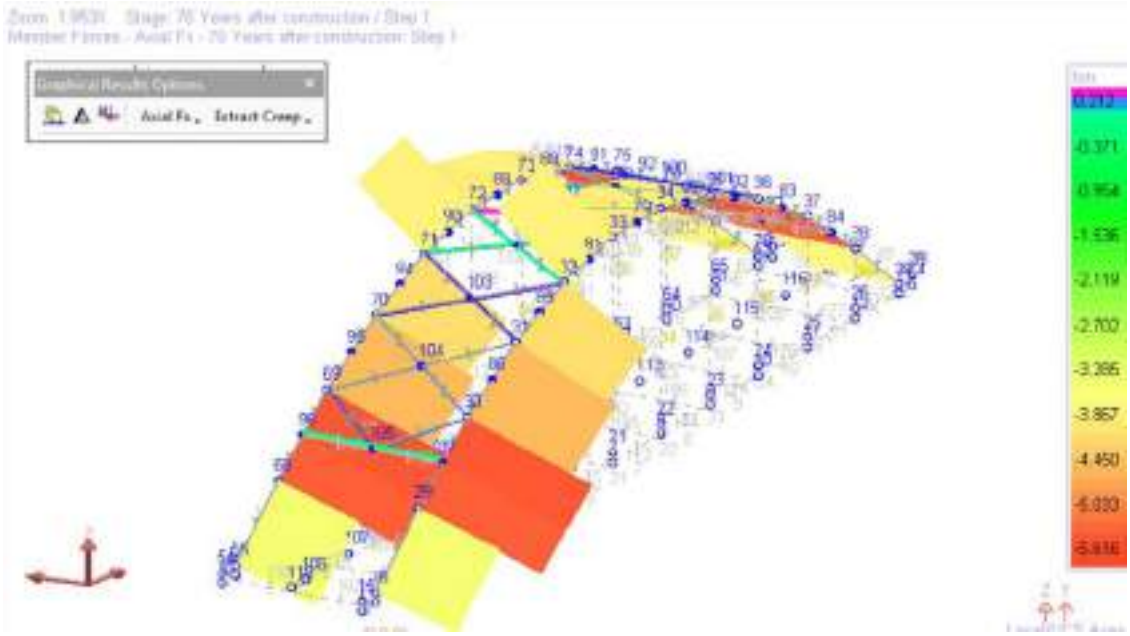


Mz (Moment) T-m

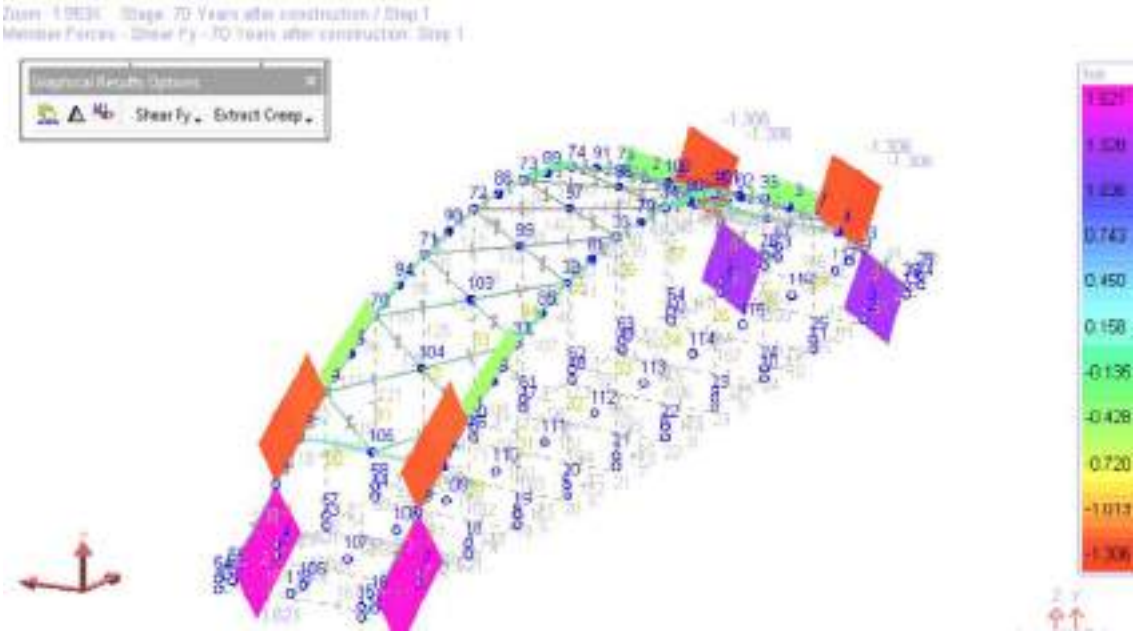


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

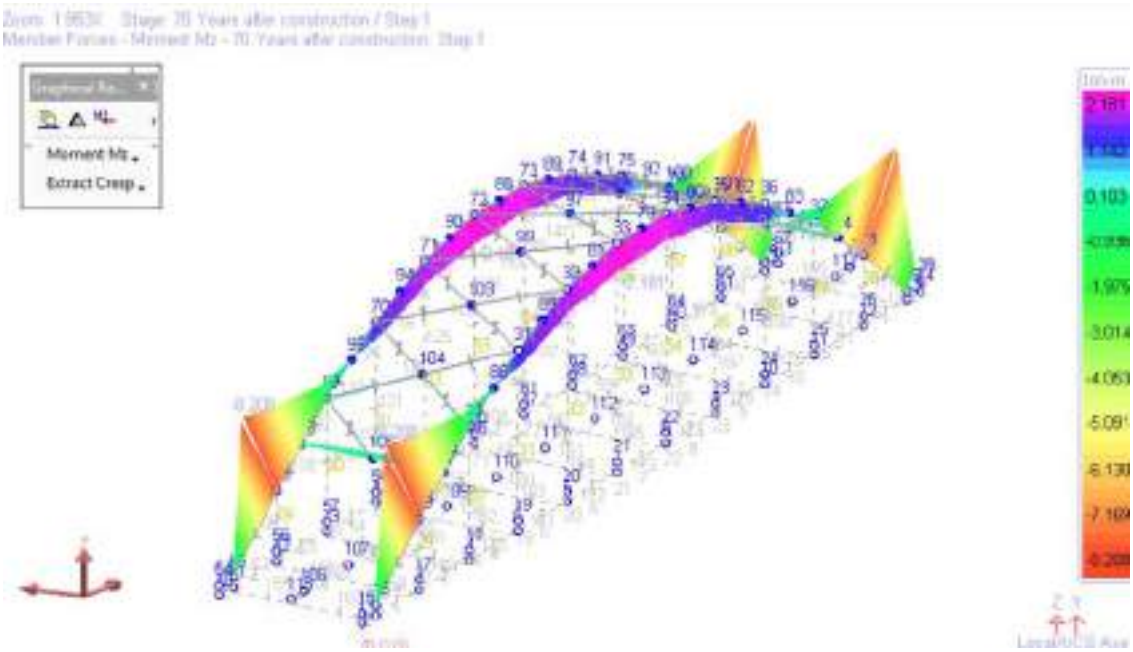
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T



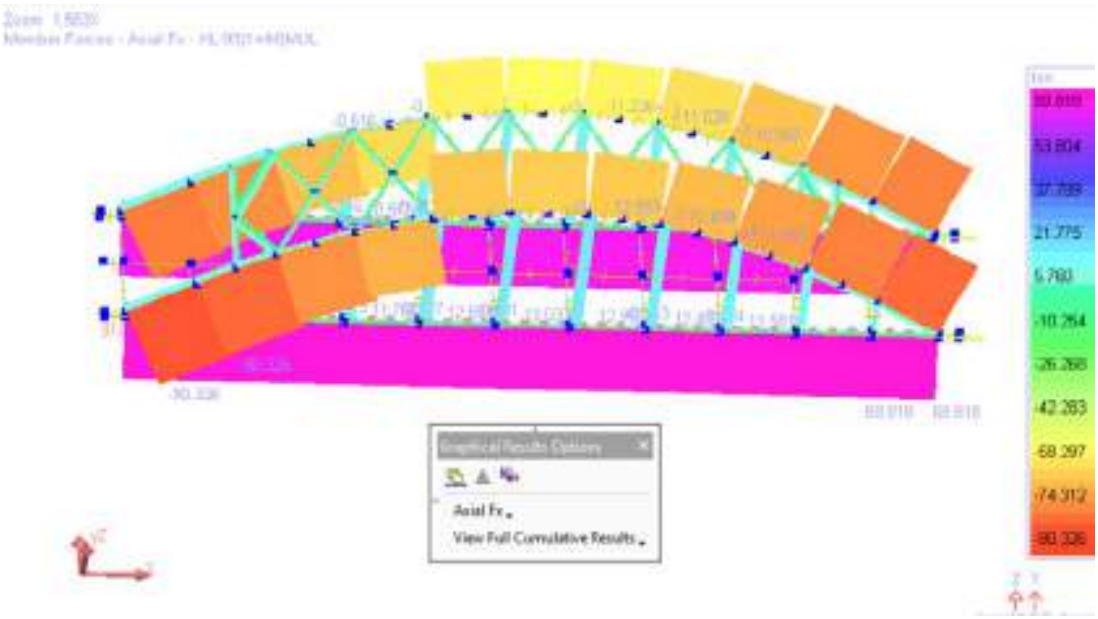
Mz (Moment) T-m



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

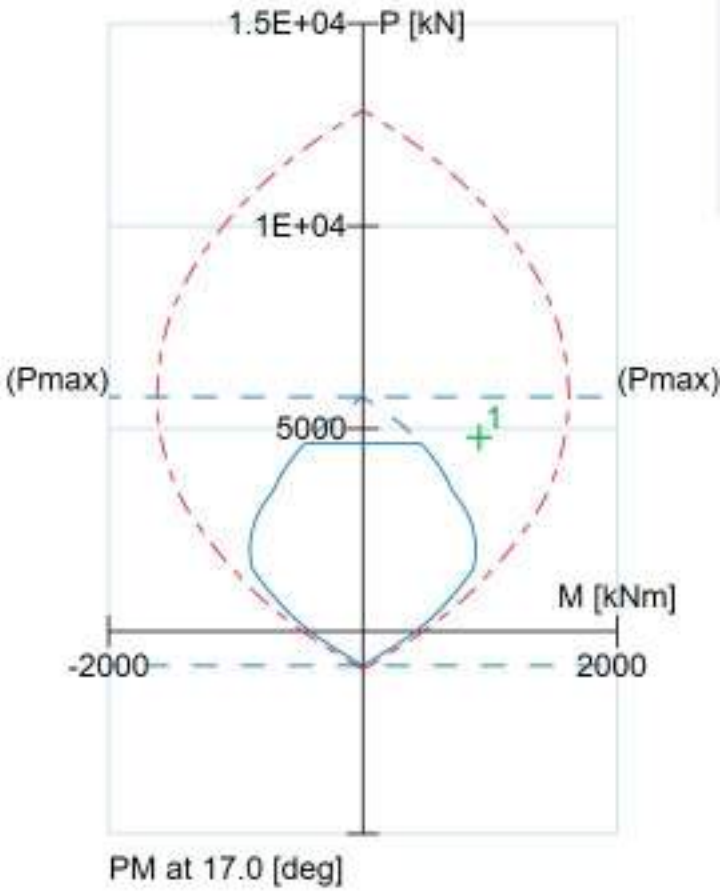
Fx (Axial Force) T

Arch Rib (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Axial Force = -90 T Per Rib

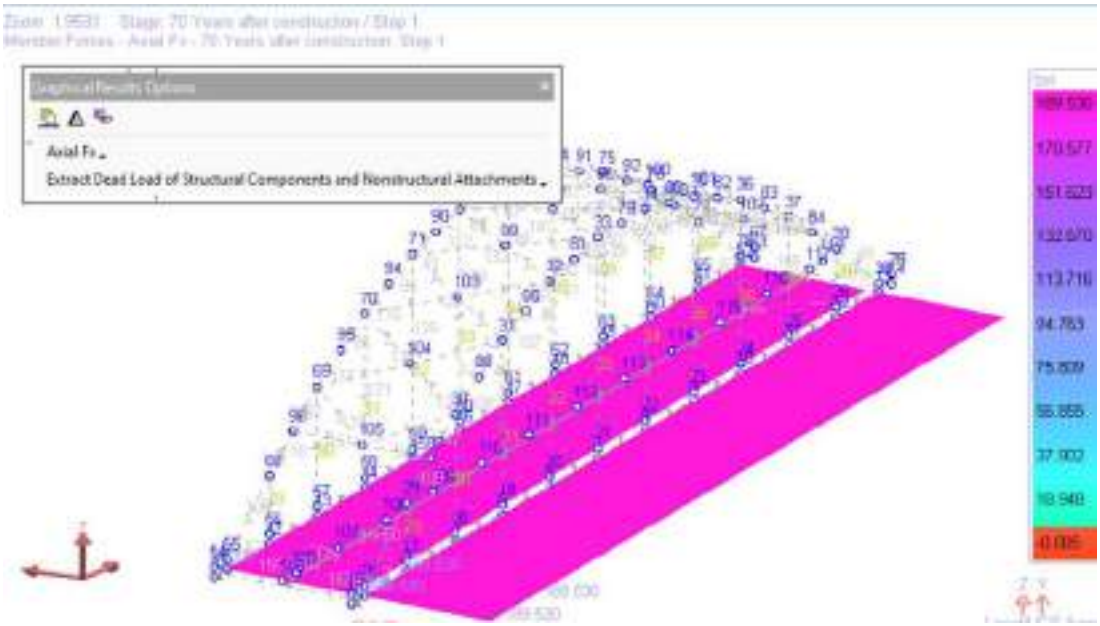
จากการนำหน้าตัดของ Arch Rib ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Arch พบว่าไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ดังแสดงในรูป P-M Interaction Diagram ดังนี้


1.5E+04
P [kN]
1E+04
(Pmax)
(Pmax)
5000
1
M [kNm]
-2000
2000
PM at 17.0 [deg]

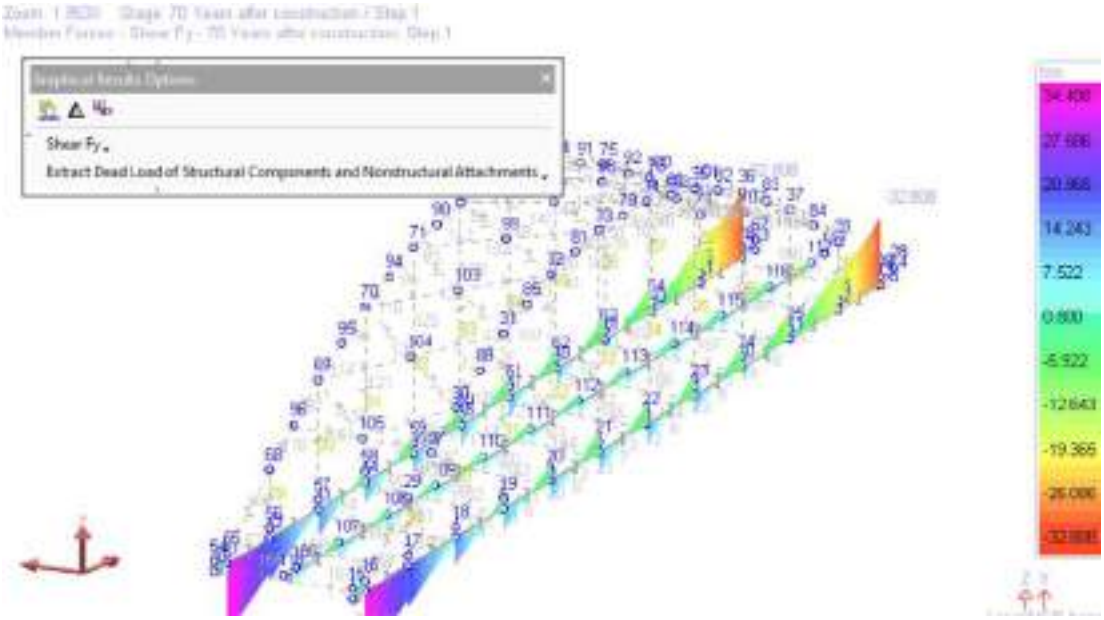
ส่วนของ Stiffening Girder

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

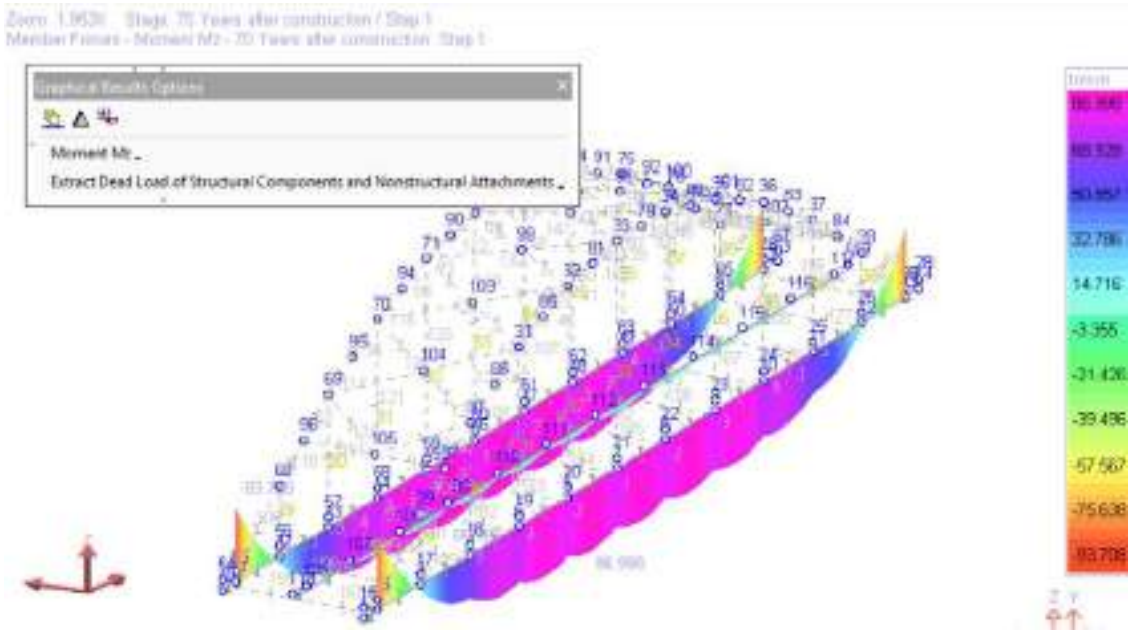
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

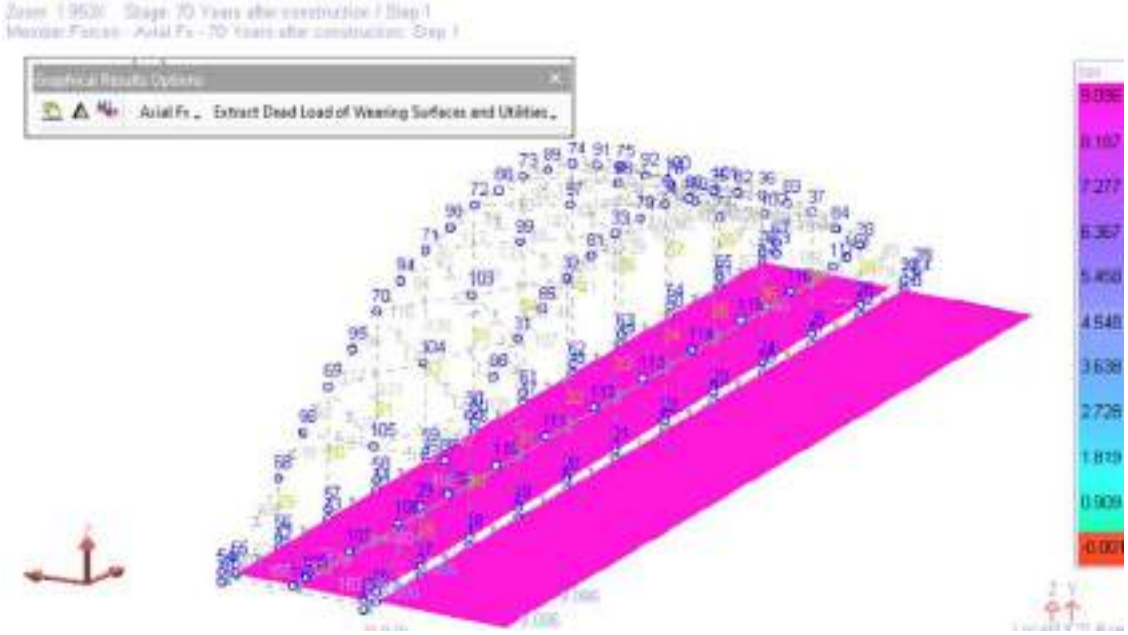


Mz (Moment) T-m

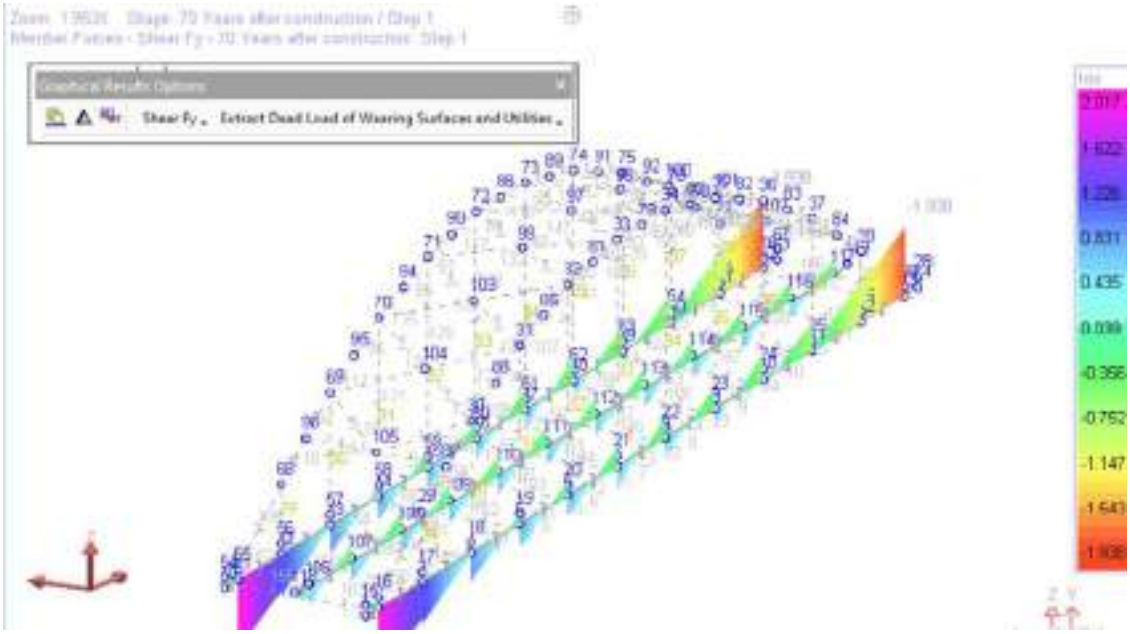


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

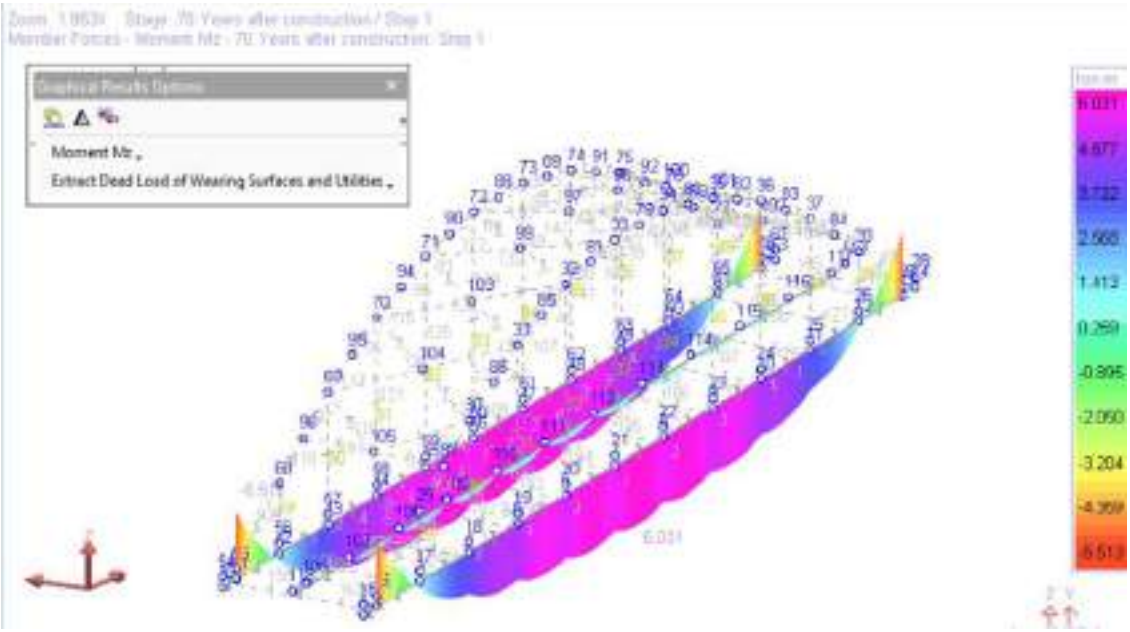
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

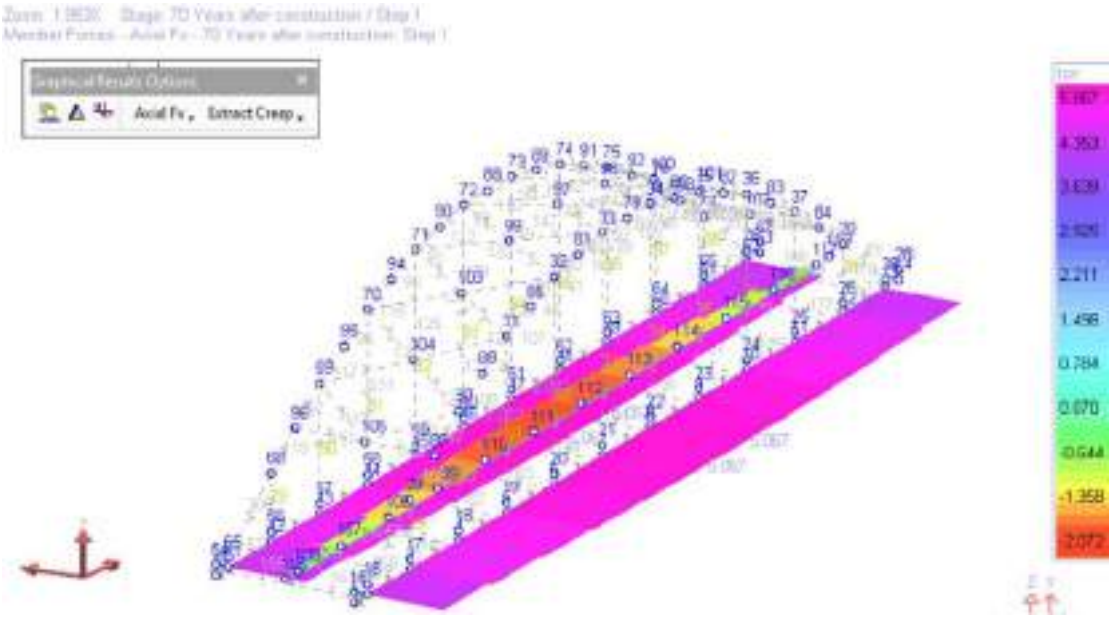


Mz (Moment) T-m

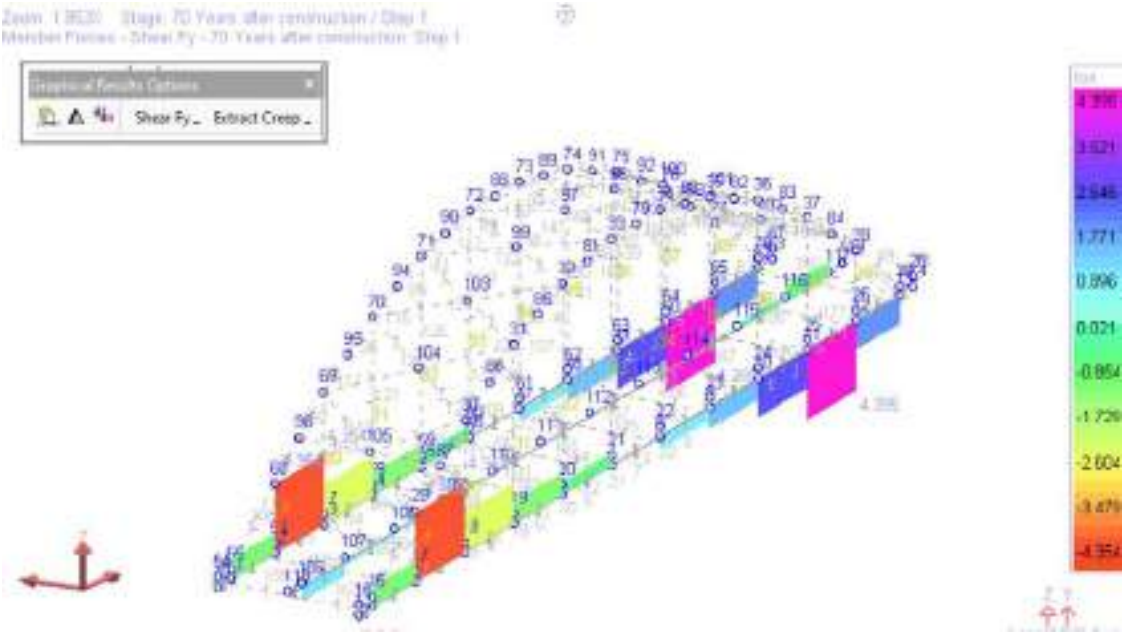


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

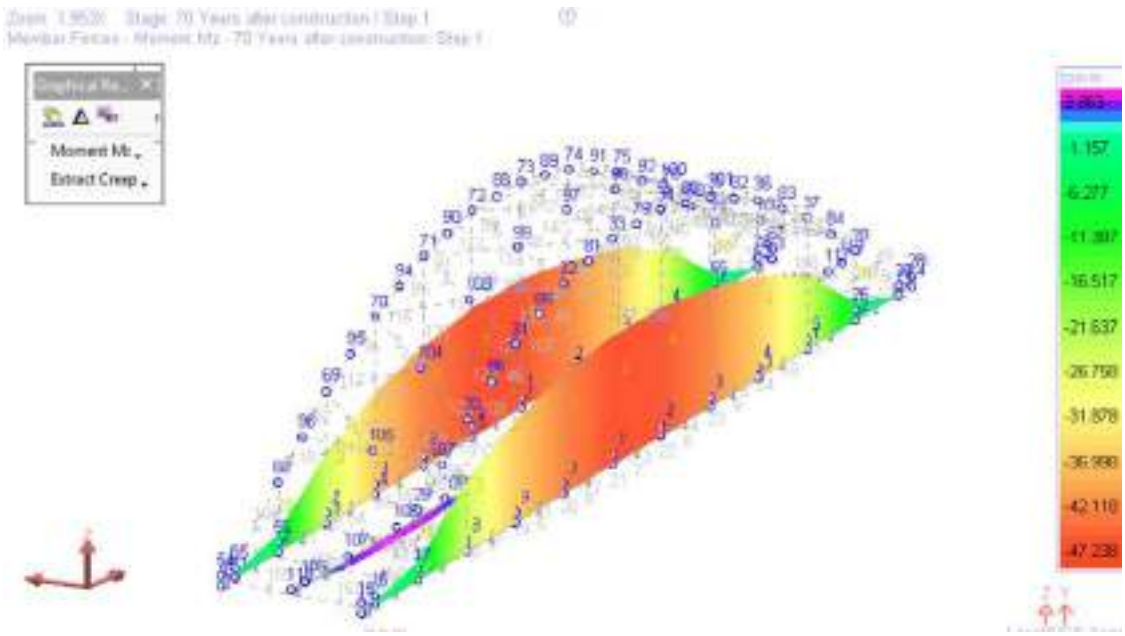
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

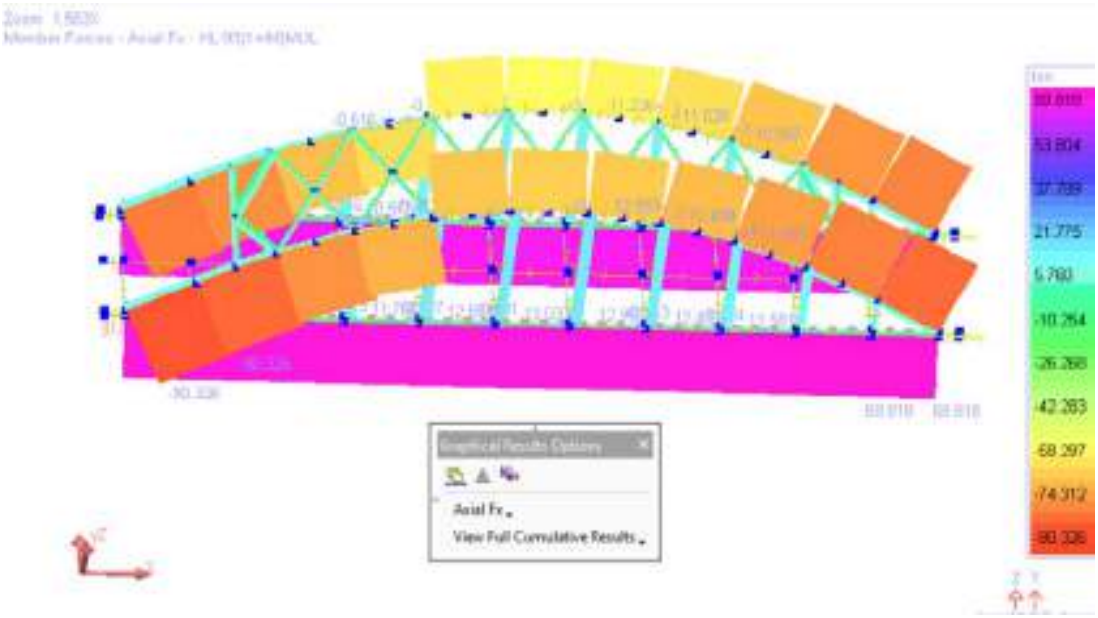


Mz (Moment) T-m

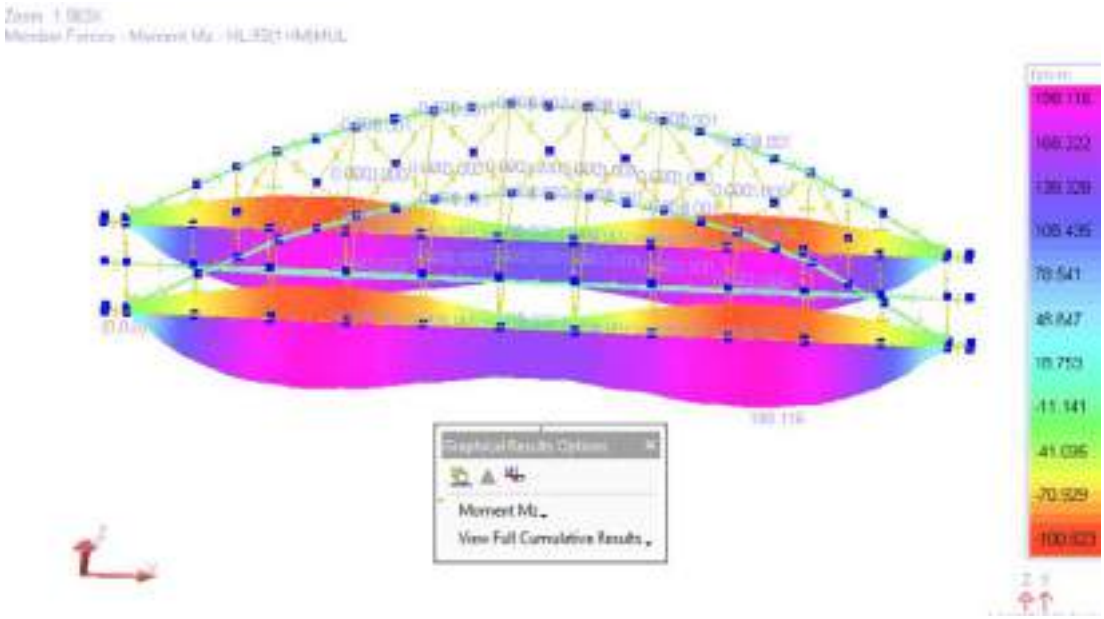


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

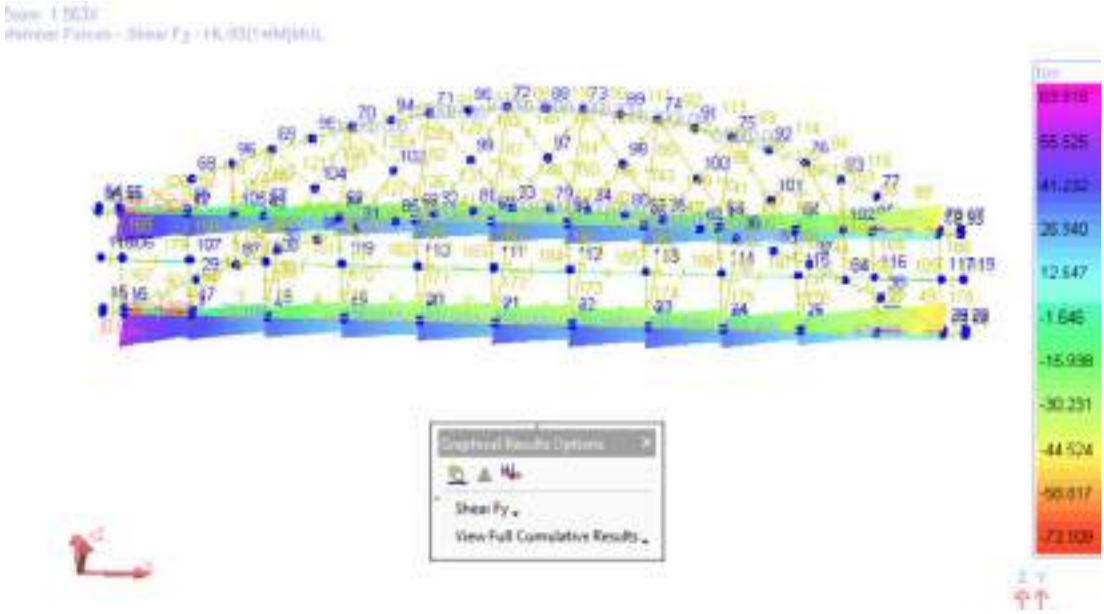
Stiffening Girder (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้นวิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน Stiffening Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Axial = 70 -m

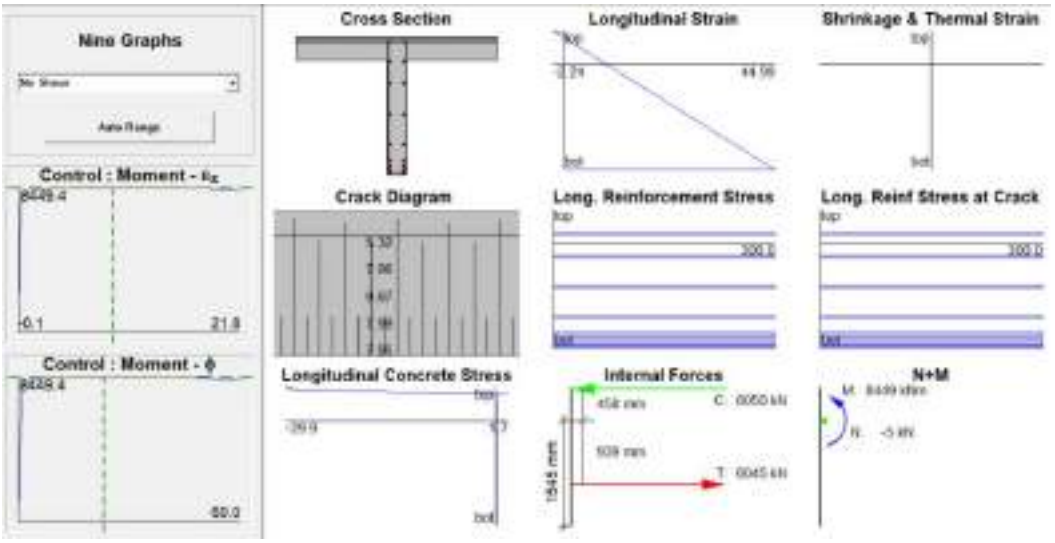


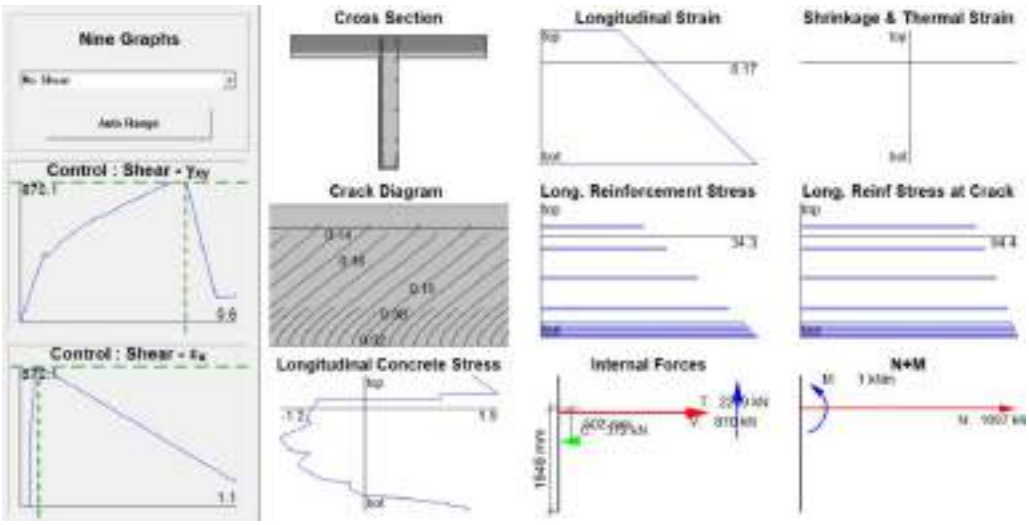
Max Moment = 198 -m



Max Shear = 70T

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Stiffening Girder ไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ในกรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu = 443-m < 0.9Mn (760 T-m), (Vu = 180 T > 0.90Vn = 78 T)


Nine Graphs
Control : Moment - ϵ_x
Control : Moment - ϕ
Cross Section
Crack Diagram
Longitudinal Concrete Stress
Longitudinal Strain
Long. Reinforcement Stress
Internal Forces
Shrinkage & Thermal Strain
Long. Reinf Stress at Crack
N+M

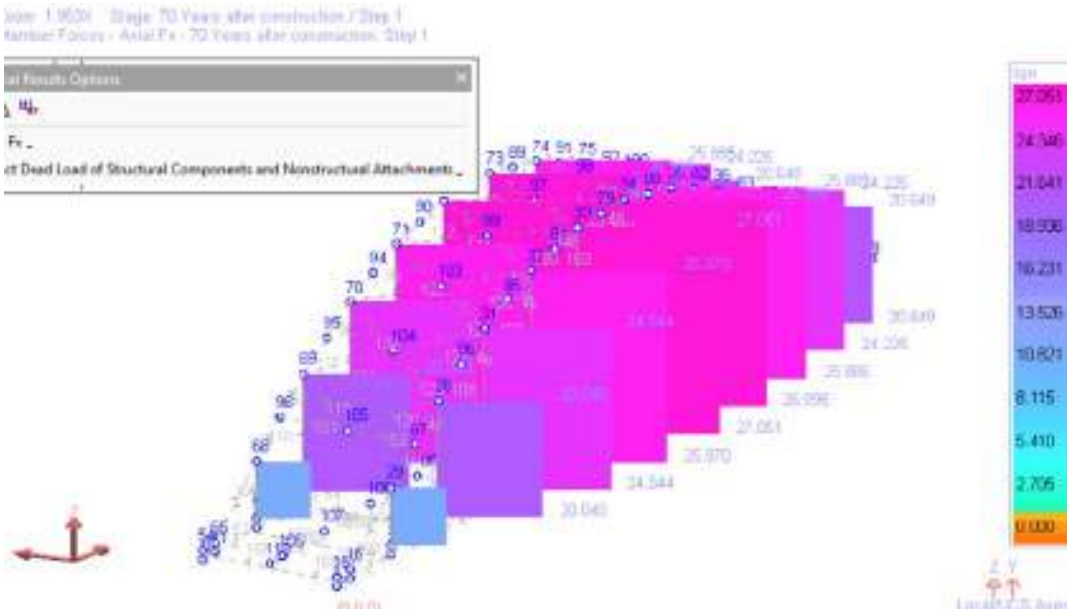

Nine Graphs
Control : Shear - γ_{xy}
Control : Shear - ϵ_x
Cross Section
Crack Diagram
Longitudinal Concrete Stress
Longitudinal Strain
Long. Reinforcement Stress
Internal Forces
Shrinkage & Thermal Strain
Long. Reinf Stress at Crack
N+M

ส่วนของ Hanger

ในการรายงานผลจากแบบจำลอง ค่าของแรงใน Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

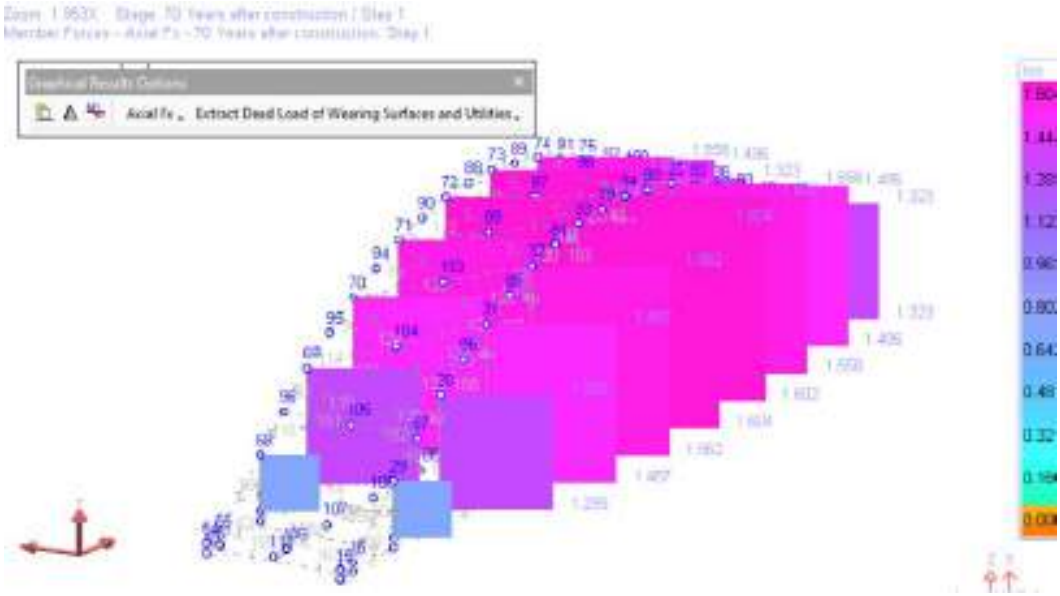
Fx (Axial Force) T



Max Tension =27 T per Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

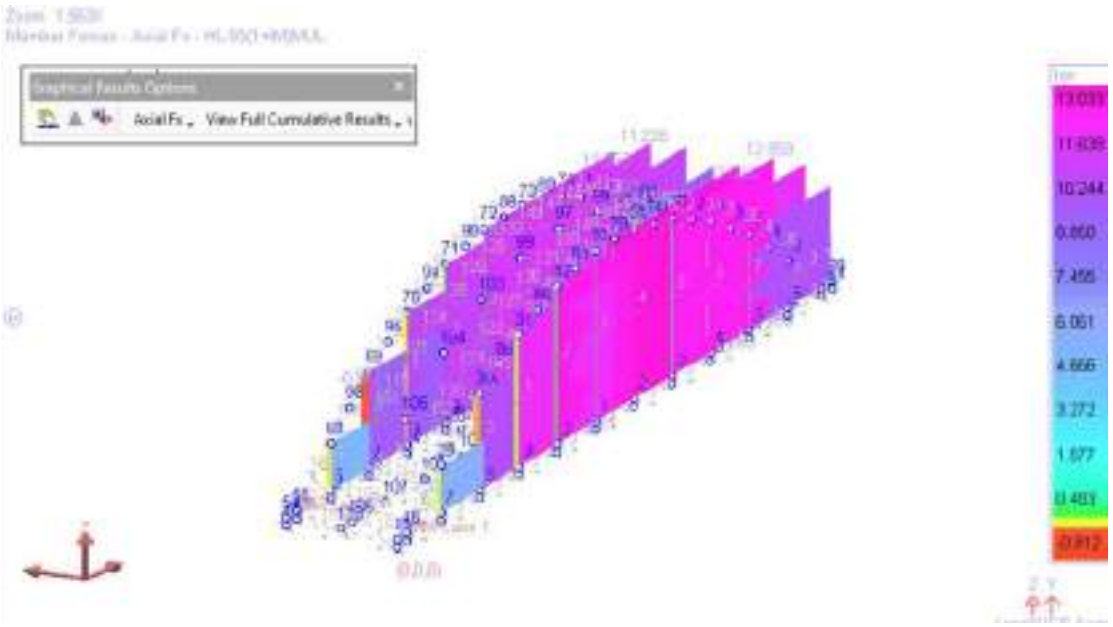
Fx (Axial Force) T



Max Tension = 1.6 T per Hanger

<u>ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL</u> (ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Hanger (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Tension = 13 T per Hanger

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจ ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Hanger ตามวิธี Allowable Stress Design โดย ใช้ ค่าที่ยอมให้ ของ Stress ที่เกิดขึ้น ใน Tie Rod ไม่เกิน 0.45 Fy ในสภาวะใช้งาน จากข้อกำหนด FIB นี้ สรุปได้ดังนี้

3.12 ALLOWABLE TENSILE STRESS FOR STAY CABLES:

3.12.1 0.45 F'_s FOR AASHTO GROUP I LOADING UPON COMPLETION OF CONSTRUCTION. (NOTE: F'_s = MINIMUM SPECIFIED ULTIMATE TENSILE STRENGTH OF THE STRANDS).

3.12.2 0.50 F'_s FOR ALL OTHER AASHTO GROUP LOADINGS. (TO BE USED IN LIEU OF AASHTO ALLOWABLE OVER-STRESS FACTORS.)

3.12.3 0.56 F'_s DURING CONSTRUCTION AND STAY CABLE REPLACEMENT.

3.12.4 0.60 F'_s FOR CABLE LOSS.

เหล็ก Hanger เป็นเหล็กหน้าตัดกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 มม.

เนื่องจาก ไม่มีการทดสอบวัสดุของ Hanger ที่ปรึกษาสมมุติเป็นเหล็ก Fy = 2400 ksc หรือ 30 T/ Hanger

1) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด กรณี DL+SDL เท่ากับ 28 T ซึ่งเกิน 0.45 Fy (13.57 T)
2) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด กรณี DL+SDL+LL เท่ากับ 41 T ซึ่งเกิน Fy (30 T)

3) จากการตรวจสอบค่าแรงดึงของ Hangers ในแบบจำลองที่ปรับค่า พบว่า ค่าแรงตึงใน Hanger ควรทำการเปลี่ยนเพื่อให้เกิดความปลอดภัย เพื่อป้องกันการรับภาระน้ำหนักที่มากเกินในส่วนของ Stiffening Girder

จากการตรวจสอบสะพาน ในกรณี ของ ยานพาหนะ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ที่ปรึกษาสรุปแนวทางการเสริมกำลังดังนี้

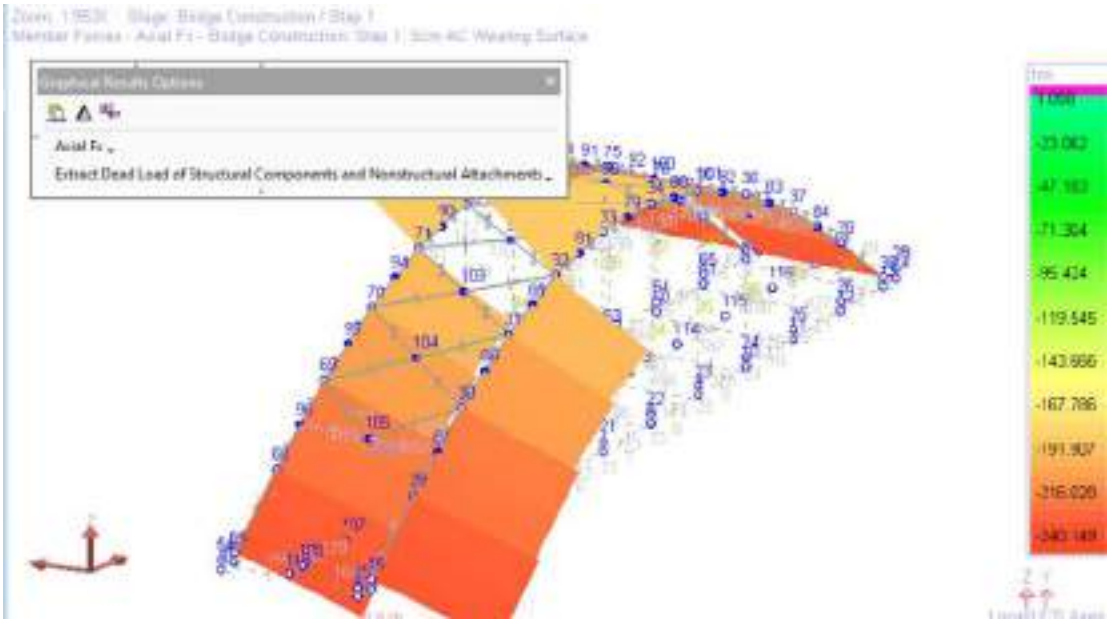
- ควรทำการเสริมกำลังในส่วนของ Arch Rib และ เปลี่ยน Hanger ให้สามารถรองรับน้ำหนักที่เกิดขึ้นได้
- ในส่วนของ Stiffening Girder จำเป็นต้องเสริมกำลังเพื่อเพิ่มกำลัง
- ในส่วนต่างๆ ก่อนการเสริมกำลังควรฉาบปิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กรวมทั้งการ ทาเคลือบสีกันเชื้อรา เพื่อเพิ่มความคงทนในอนาคตภายหลังการเสริมกำลัง

ความยาวช่วง S5(Tie Arch)

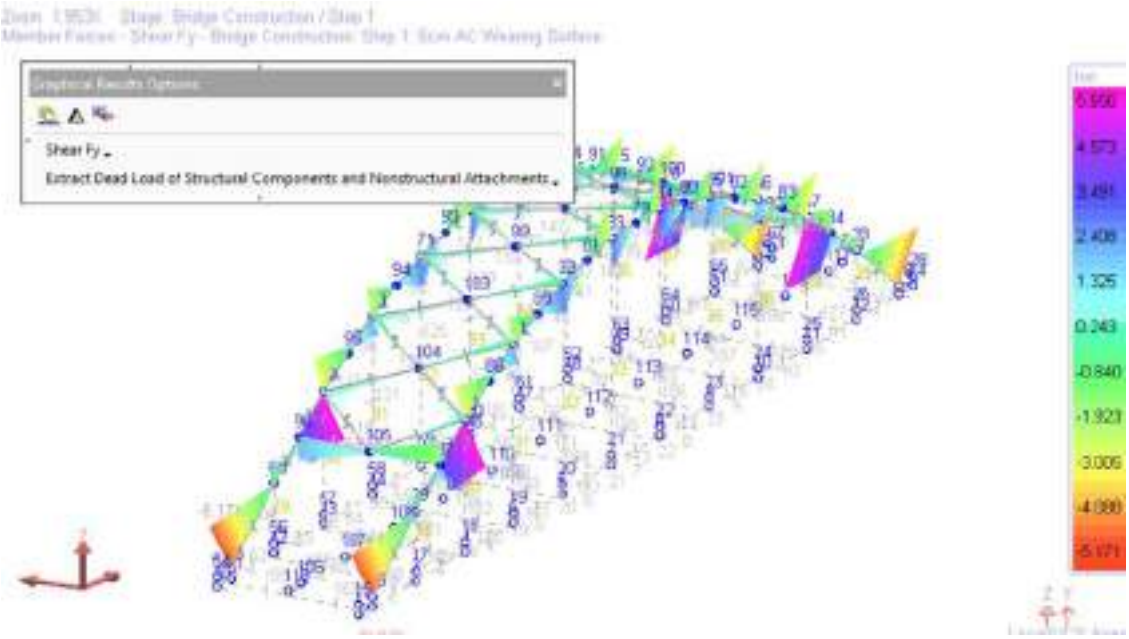
Arch Rib

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

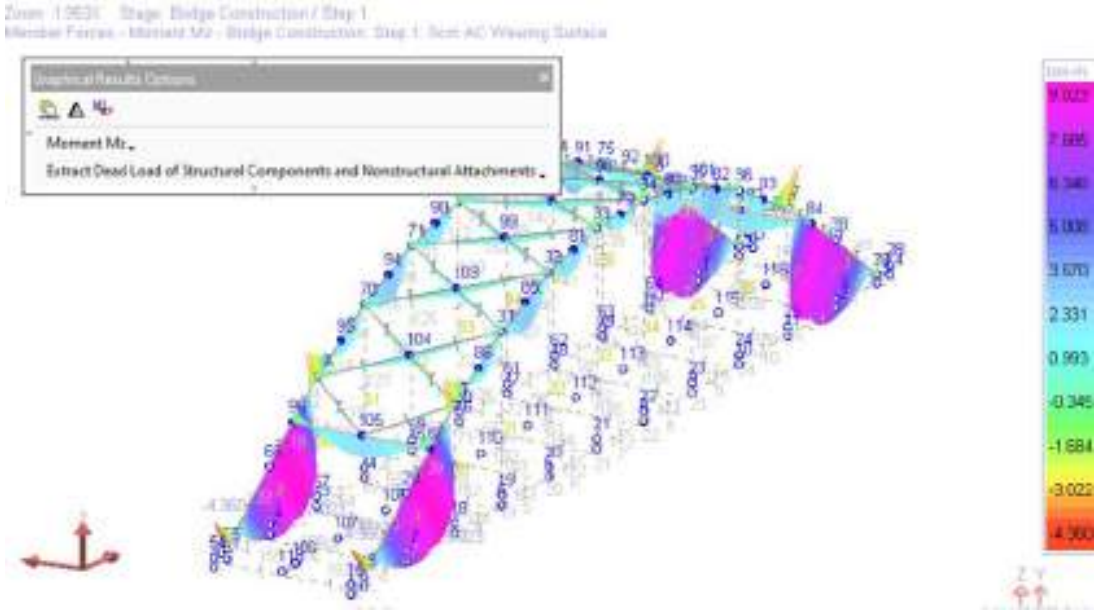
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

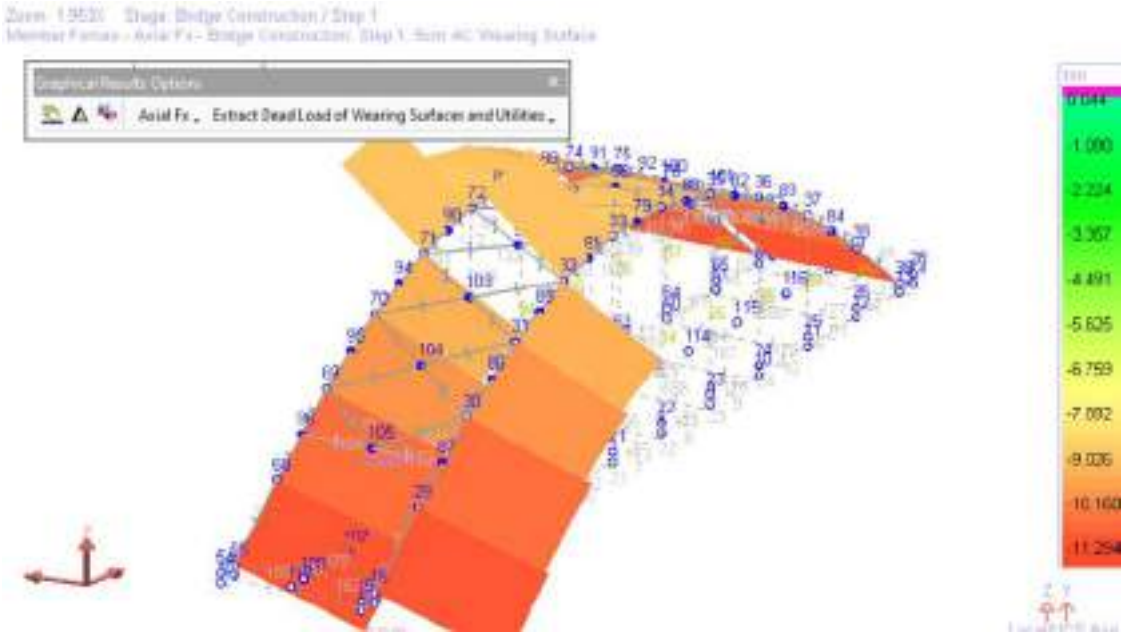


Mz (Moment) T-m

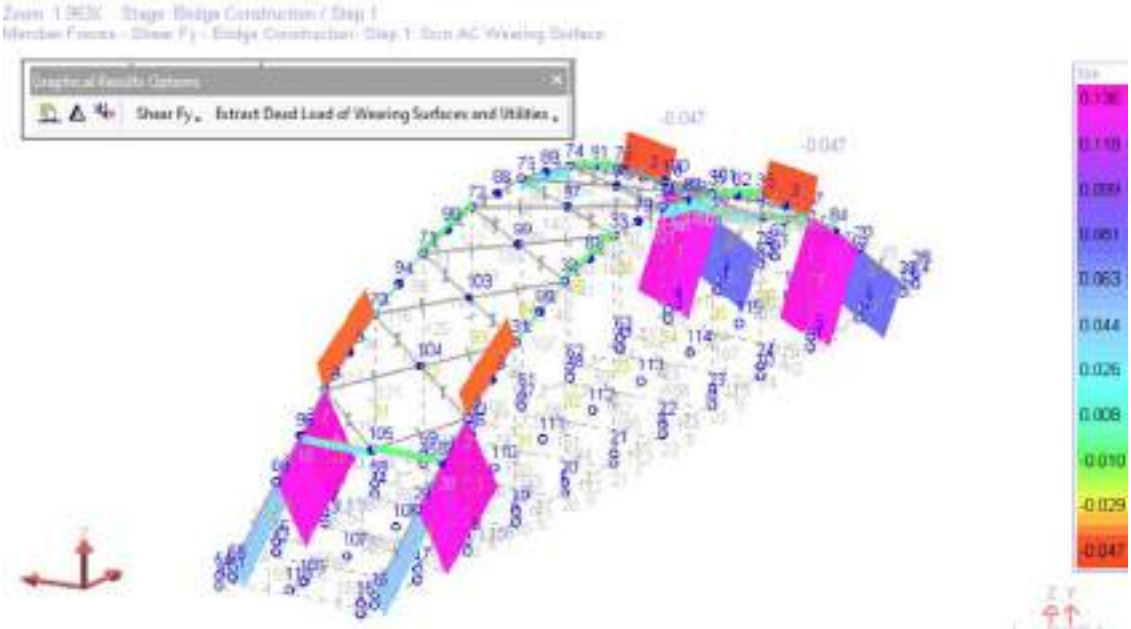


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

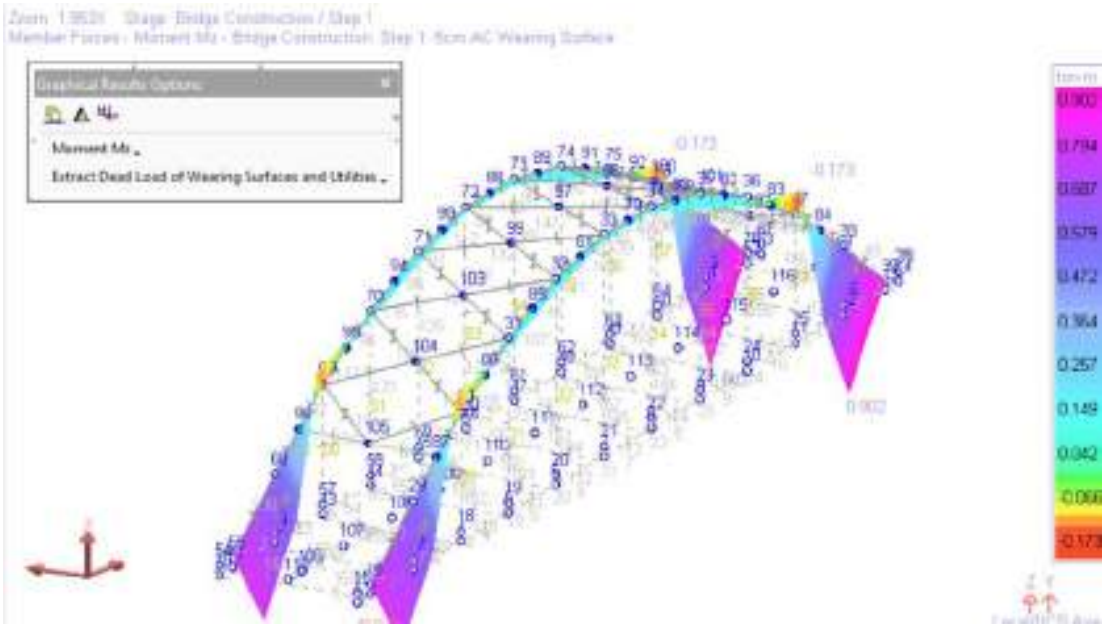
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

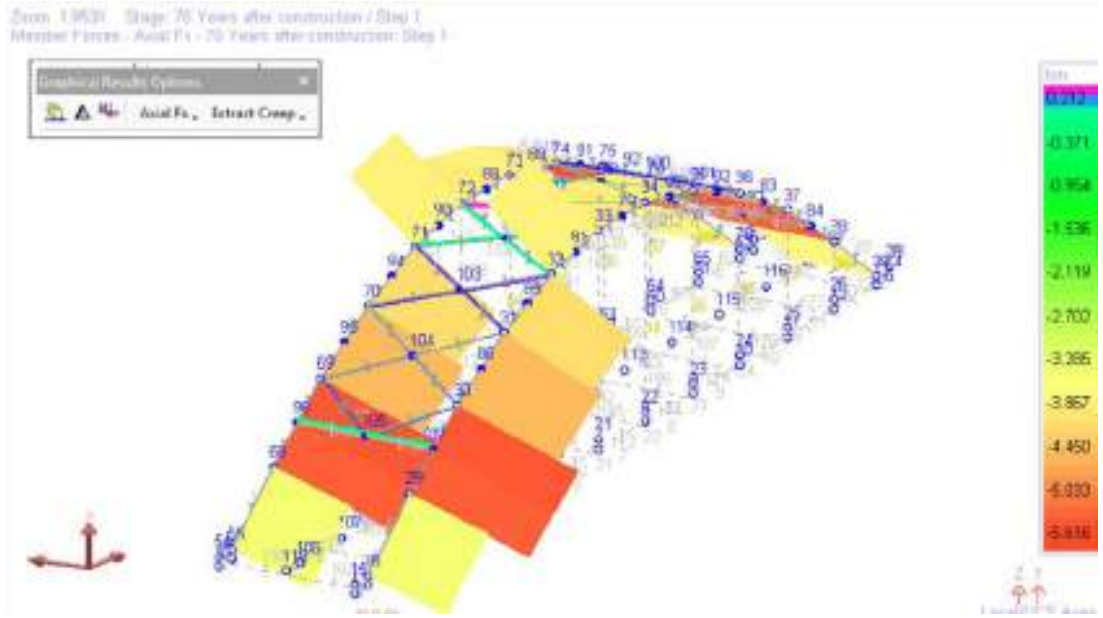


Mz (Moment) T-m

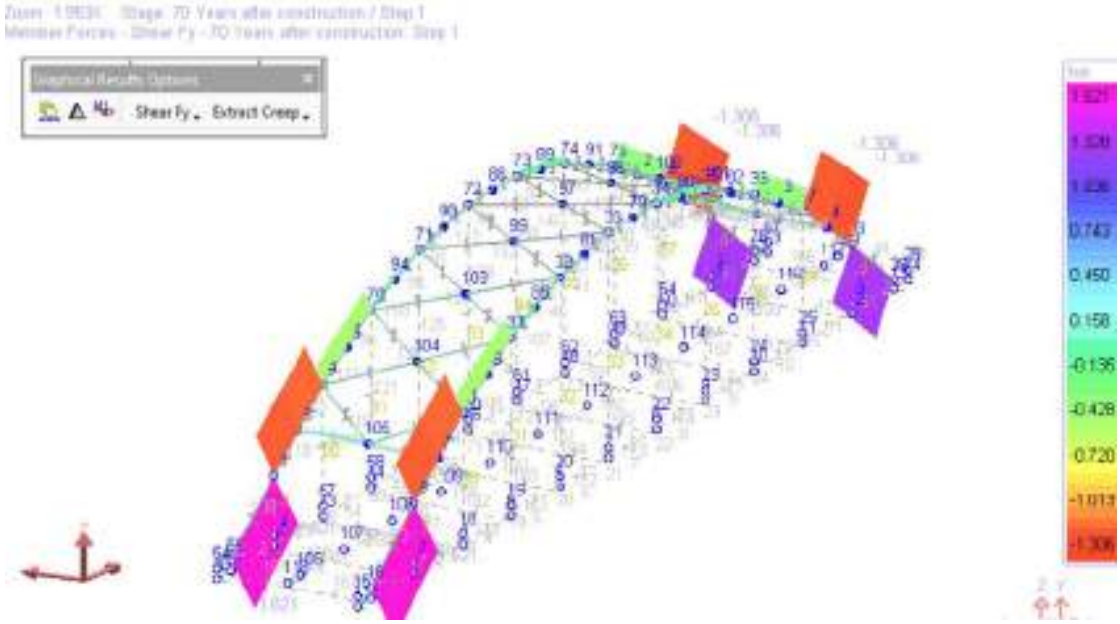


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

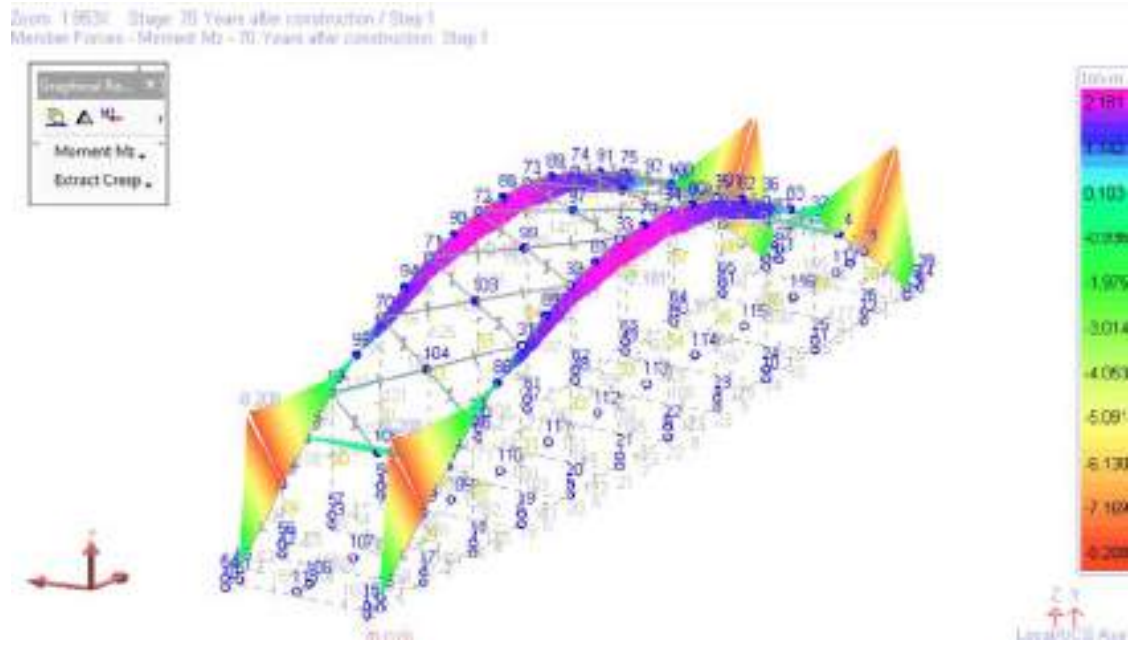
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T



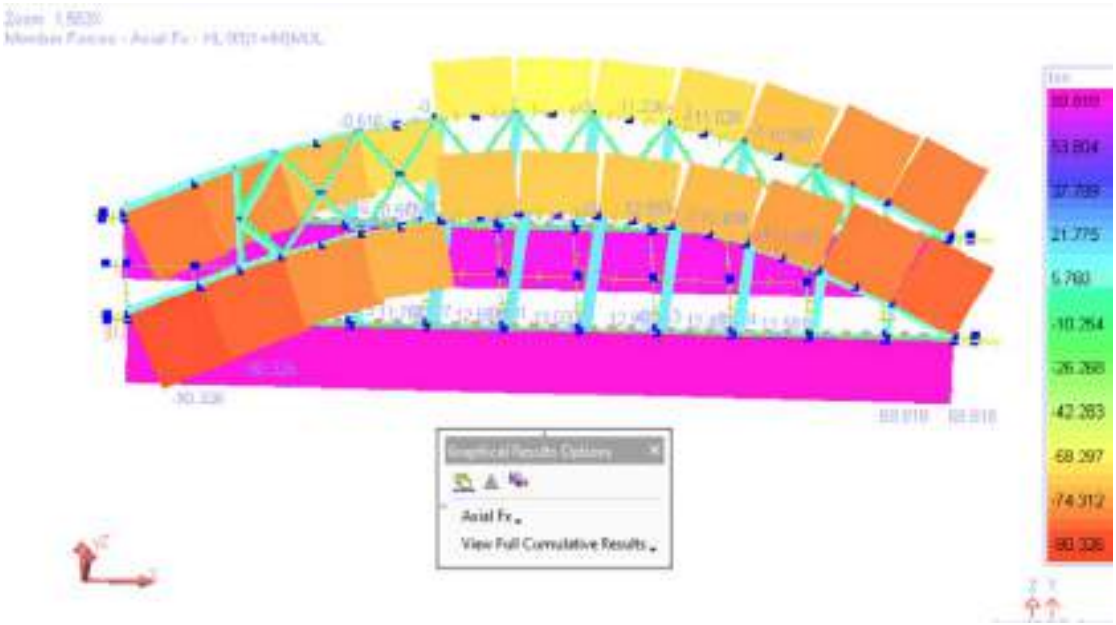
Mz (Moment) T-m



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

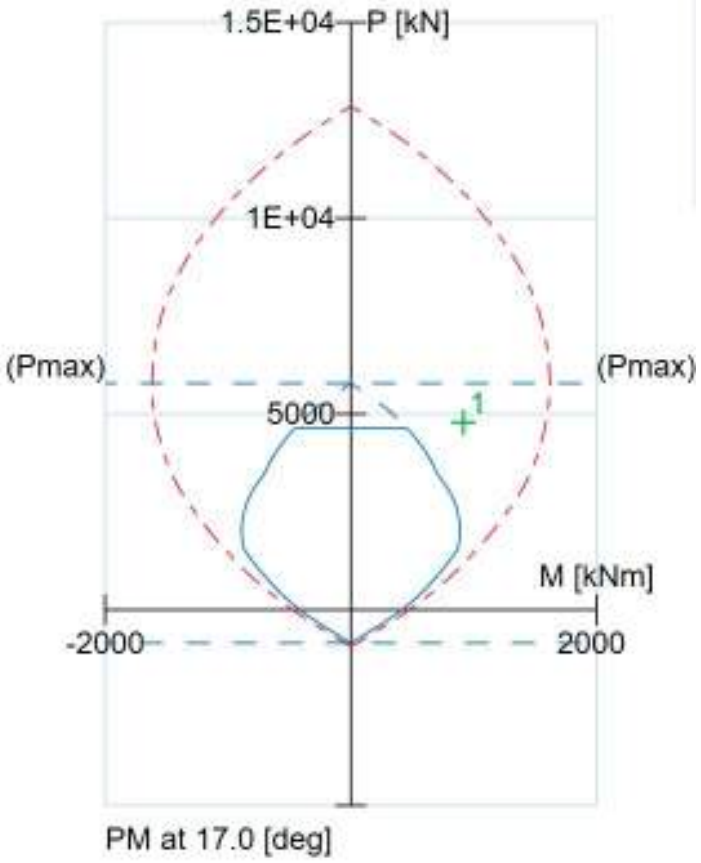
Fx (Axial Force) T

Arch Rib (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Axial Force = -90 T Per Rib

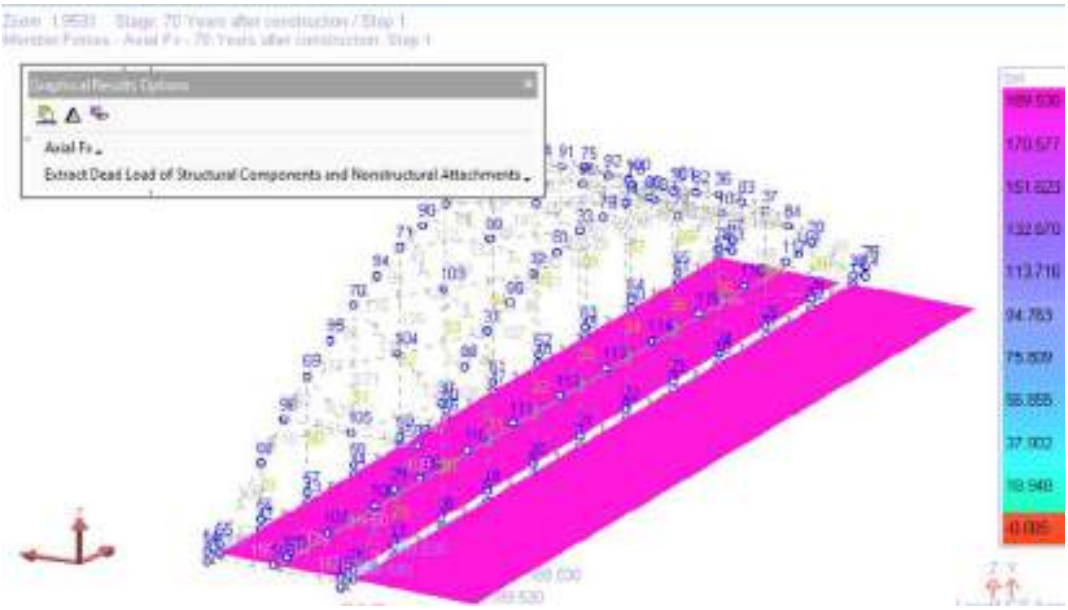
จากการนำหน้าตัดของ Arch Rib ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Arch พบว่าไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ดังแสดงในรูป P-M Interaction Diagram ดังนี้


1.5E+04
P [kN]
1E+04
(Pmax)
(Pmax)
5000
1
M [kNm]
-2000
2000
PM at 17.0 [deg]

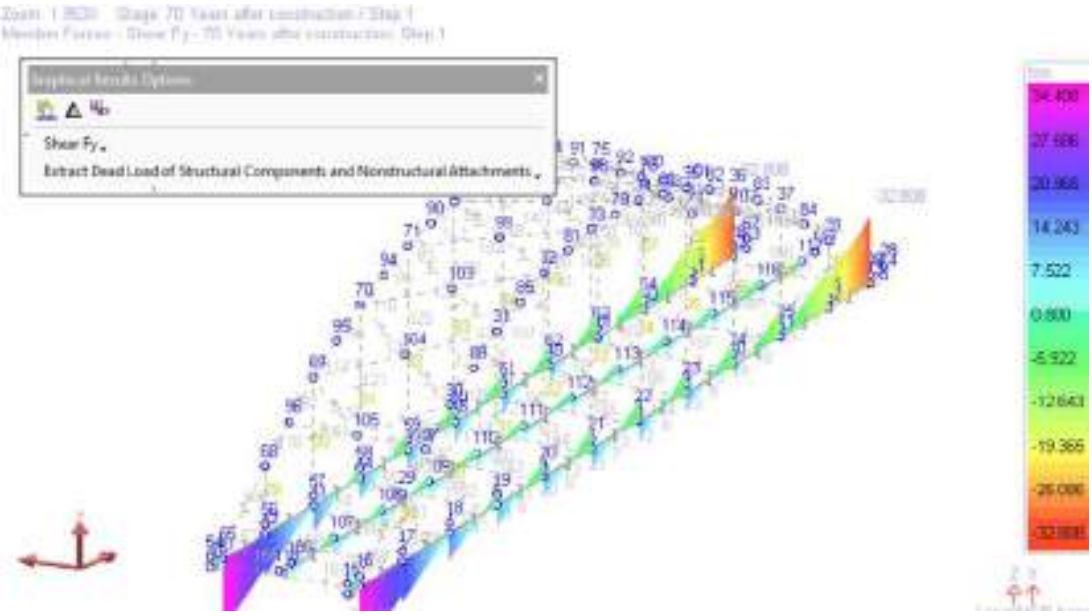
ส่วนของ Stiffening Girder

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

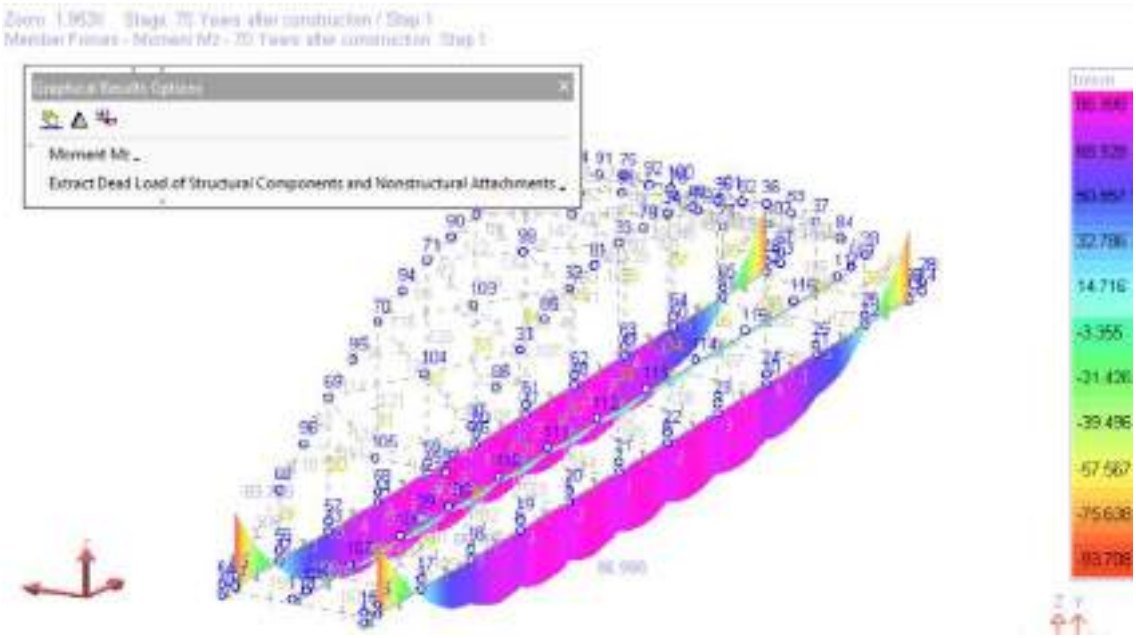
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

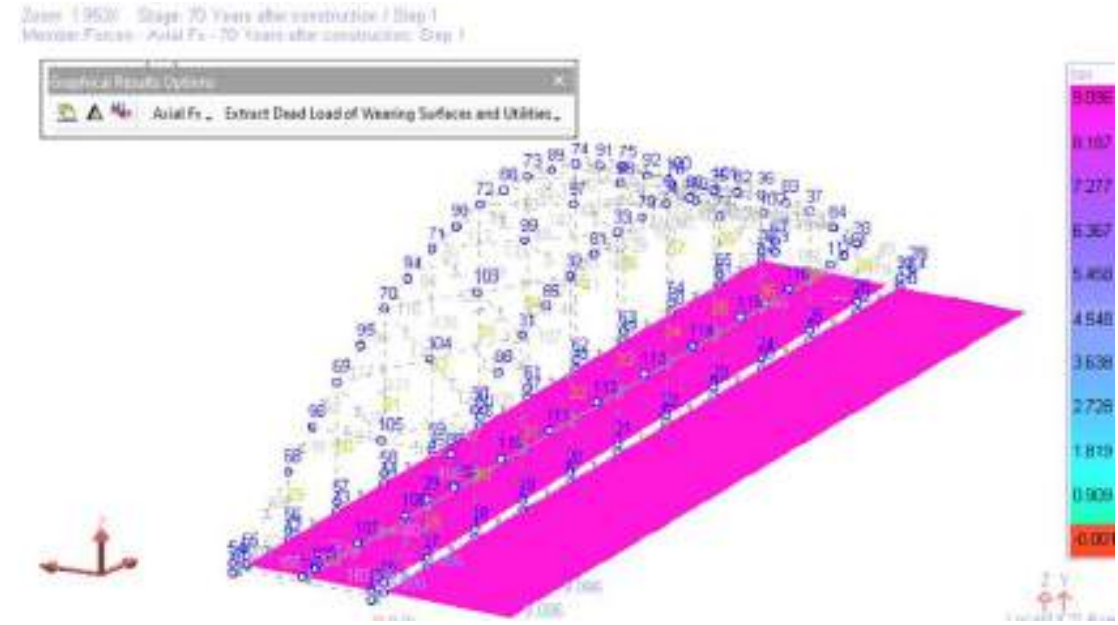


Mz (Moment) T-m

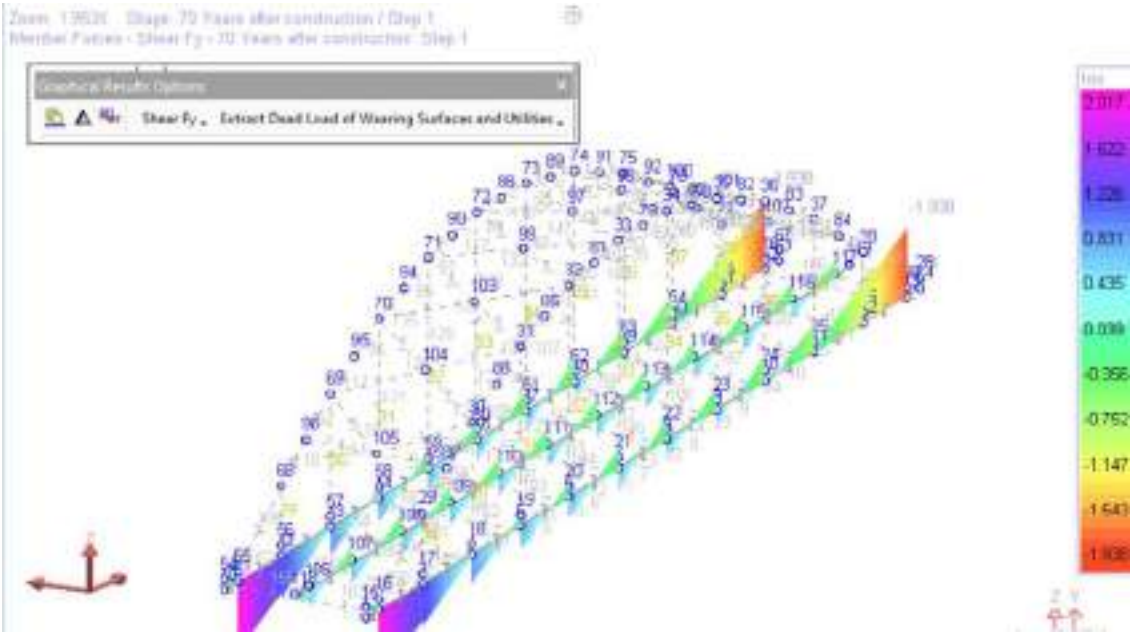


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

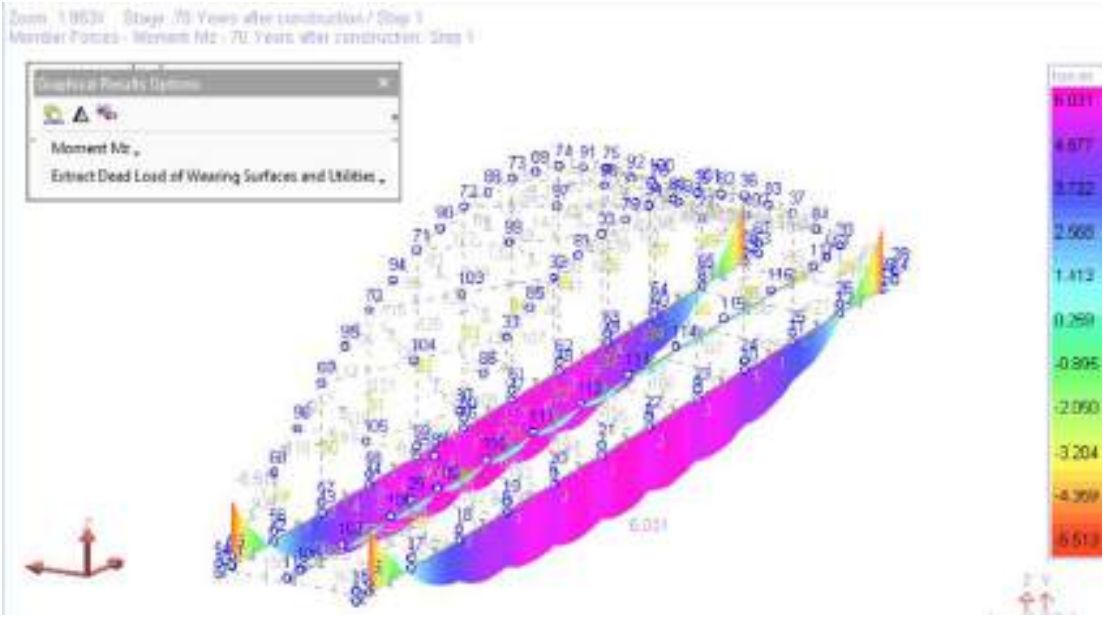
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

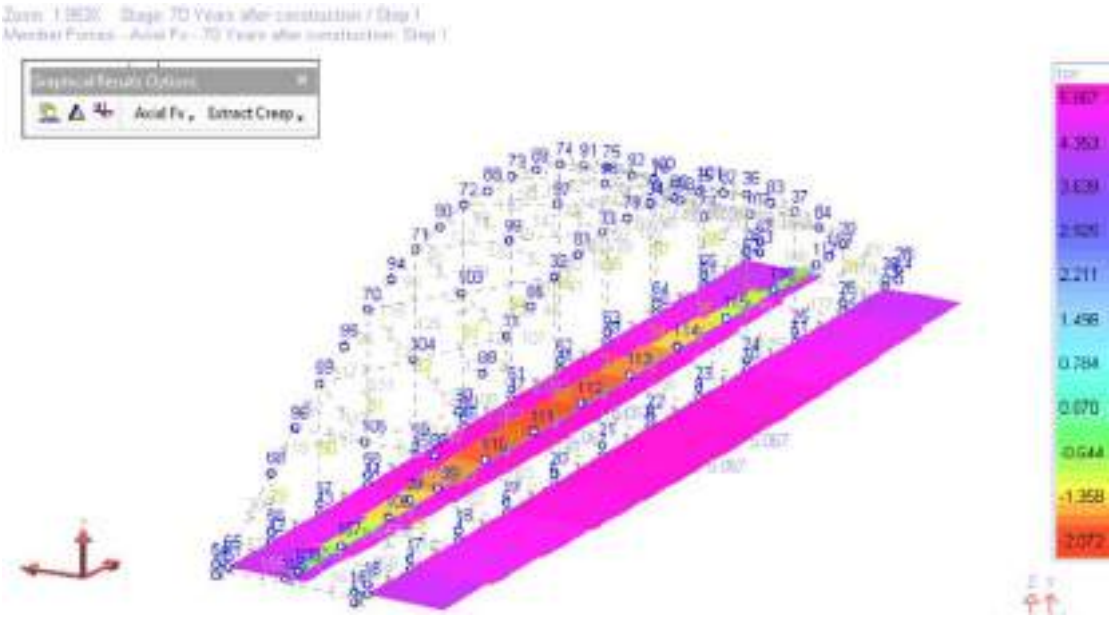


Mz (Moment) T-m

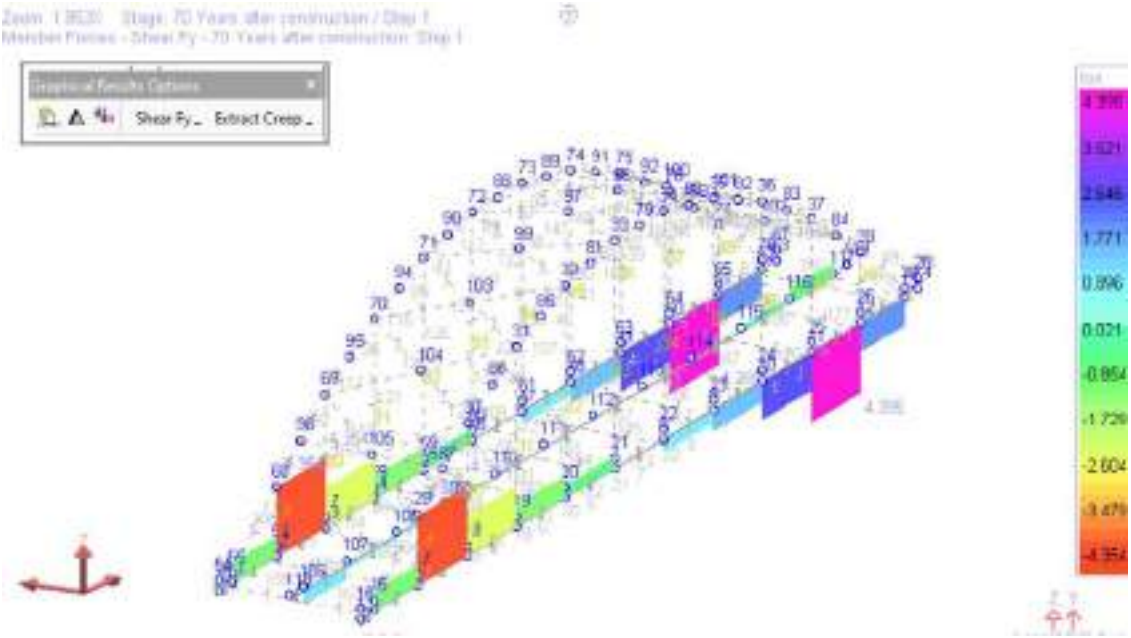


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

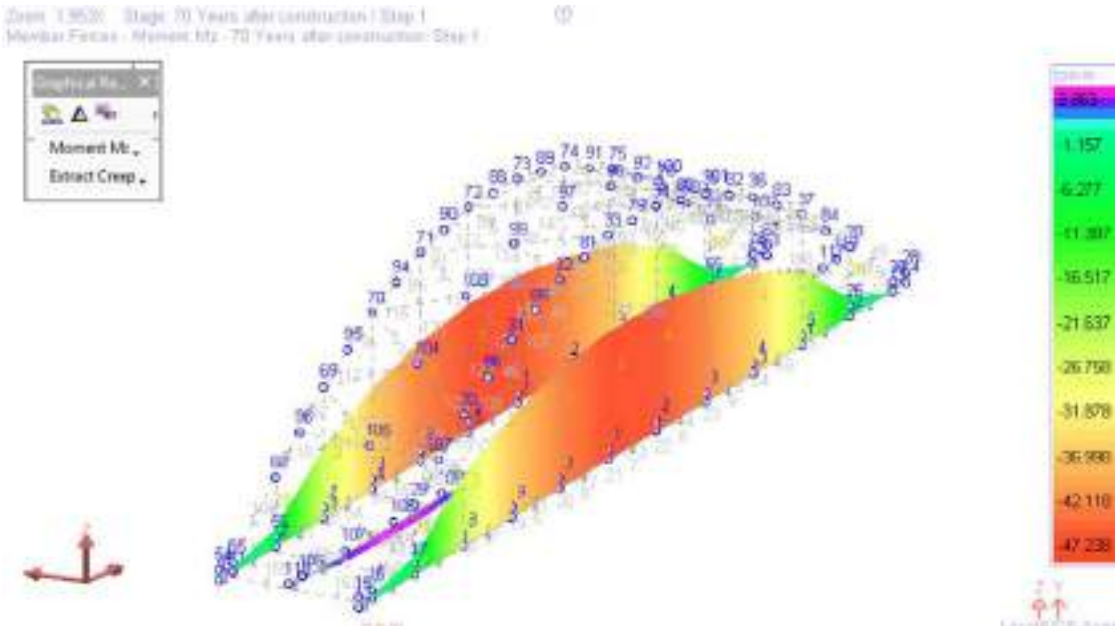
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

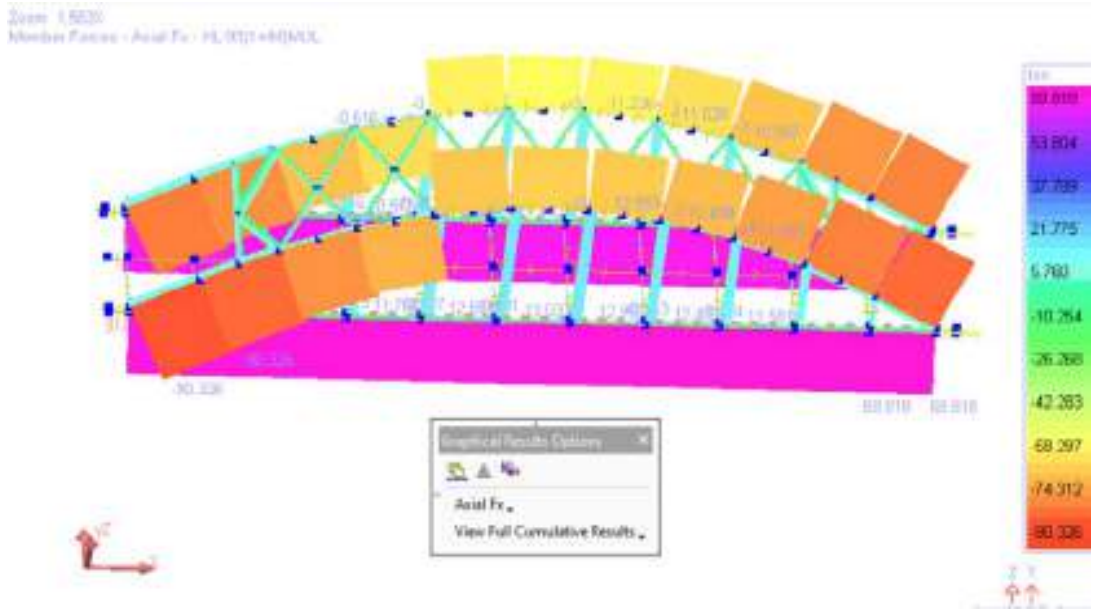


Mz (Moment) T-m

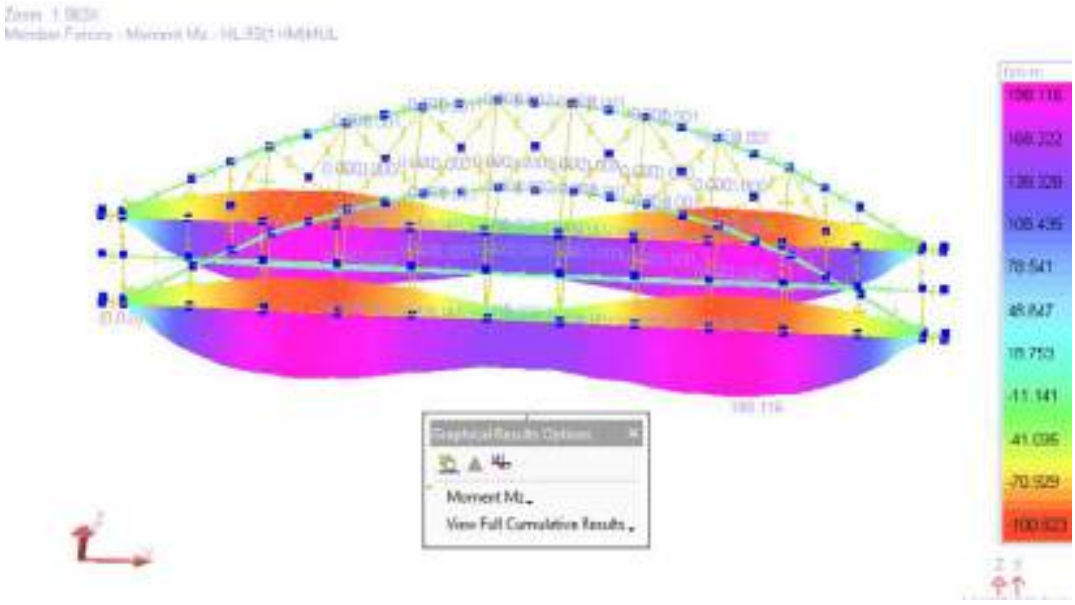

Moment Mz
Extract Creep
1.157
-6.277
-11.397
-16.517
-21.637
-26.758
-31.878
-36.998
-42.118
-47.238

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

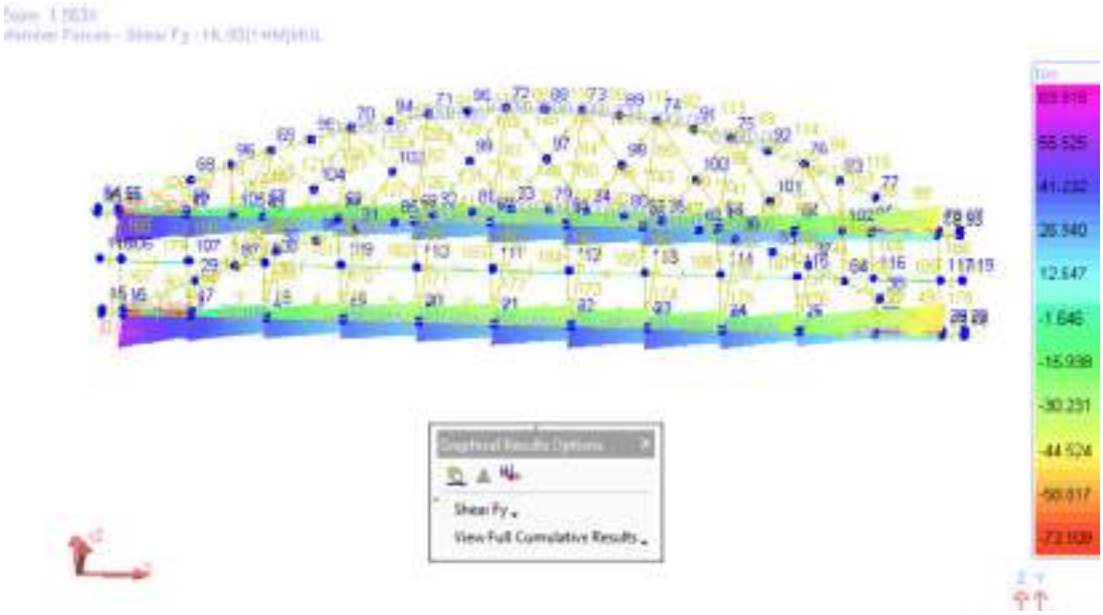
Stiffening Girder (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้นวิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน Stiffening Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Axial = 70 -m

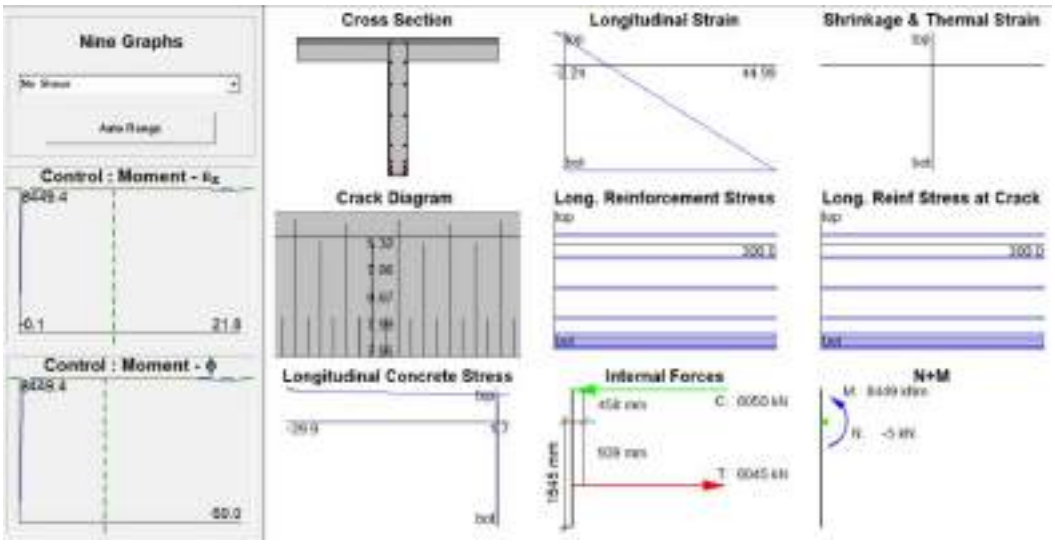


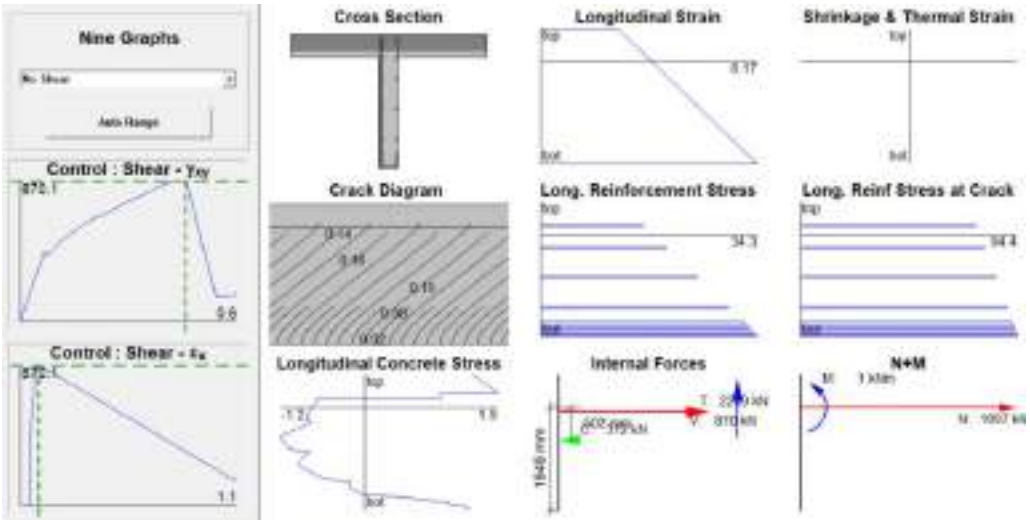
Max Moment = 198 -m



Max Shear = 70T

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ กำลังของคอนกรีตที่ได้จากการตรวจวัด รวมทั้ง เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจโดยวิธี Ferro Scan ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Stiffening Girder ไม่เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ในกรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu = 443-m < 0.9Mn (760 T-m), (Vu = 180 T > 0.90Vn = 78 T)



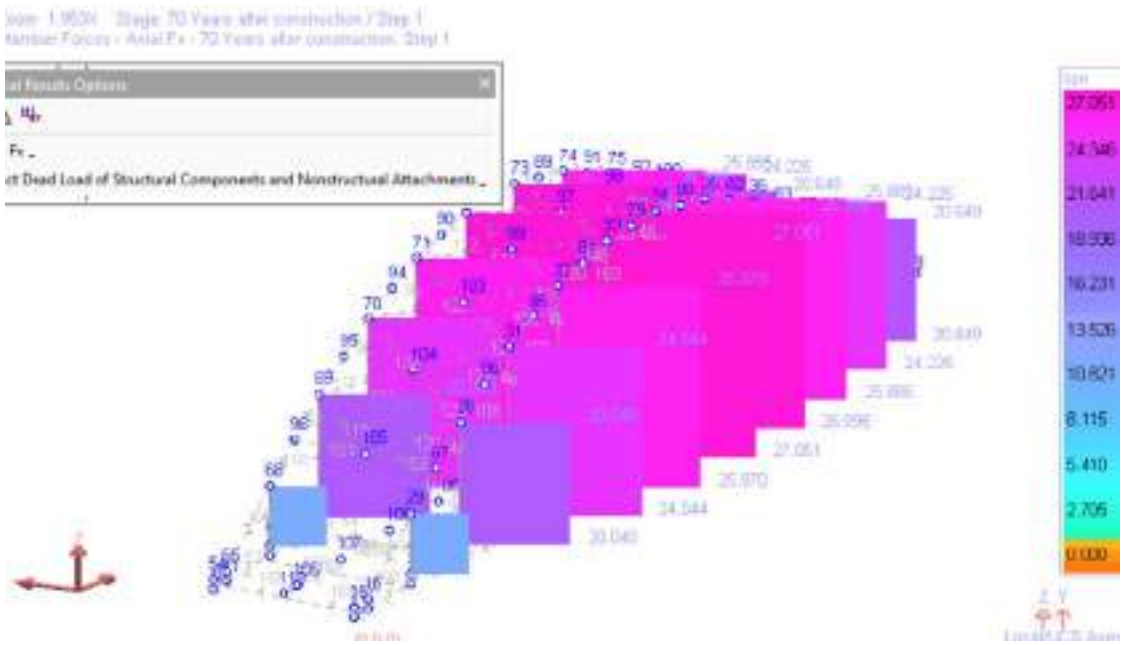

Nine Graphs
Control : Shear - Vxy
Control : Shear - Vz
Cross Section
Crack Diagram
Longitudinal Concrete Stress
Longitudinal Strain
Long. Reinforcement Stress
Internal Forces
Shrinkage & Thermal Strain
Long. Reinf Stress at Crack
N+M

ส่วนของ Hanger

ในการรายงานผลจากแบบจำลอง ค่าของแรงใน Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

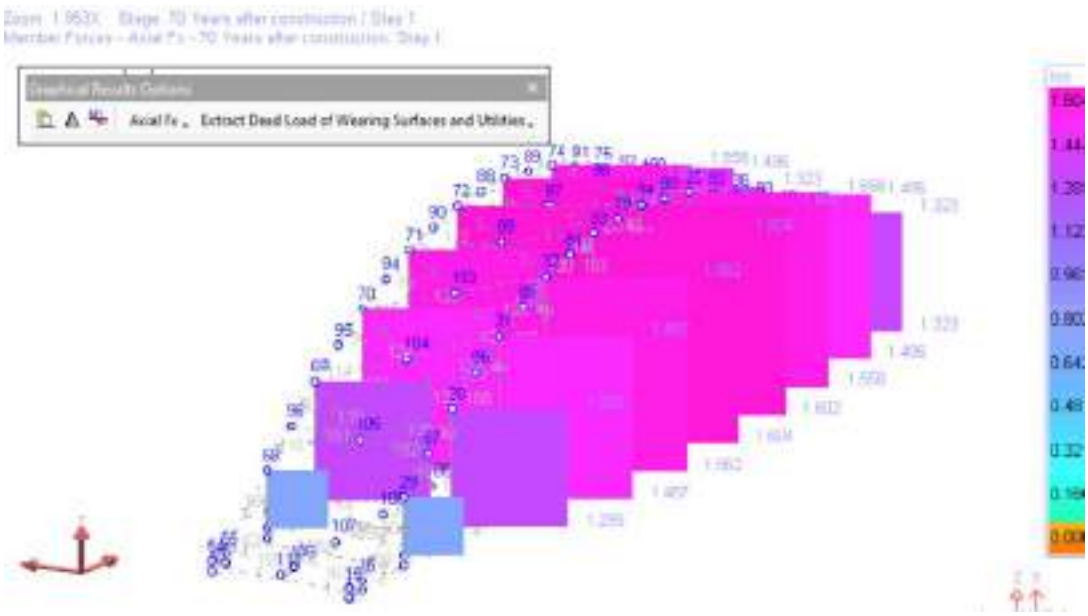
Fx (Axial Force) T



Max Tension =27 T per Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

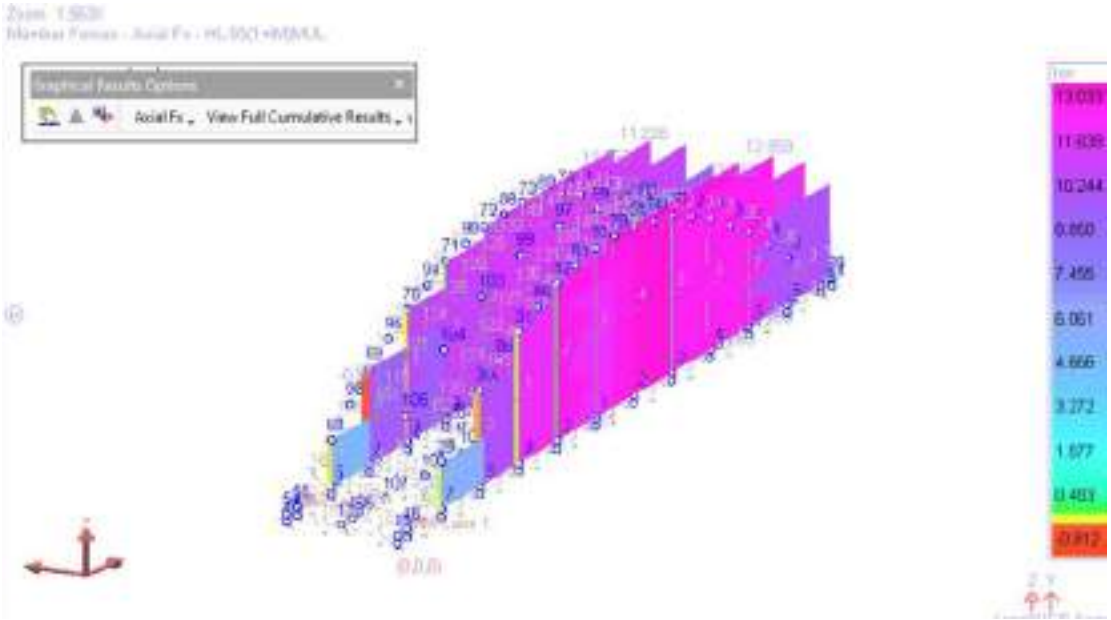
Fx (Axial Force) T



Max Tension = 1.6 T per Hanger

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Hanger (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Tension = 13 T per Hanger

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานเดิม ที่ได้จากการสำรวจ เหล็กเสริมที่ได้จากการสำรวจ ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Hanger

ตามวิธี Allowable Stress Design โดย ใช้ ค่าที่ยอมให้ ของ Stress ที่เกิดขึ้น ใน Tie Rod ไม่เกิน 0.45 Fy ในสภาวะใช้งาน จากข้อกำหนด FIB นี้ สรุปได้ดังนี้

3.12 ALLOWABLE TENSILE STRESS FOR STAY CABLES:

3.12.1 0.45 F'_s FOR AASHTO GROUP I LOADING UPON COMPLETION OF CONSTRUCTION. (NOTE: F'_s = MINIMUM SPECIFIED ULTIMATE TENSILE STRENGTH OF THE STRANDS).

3.12.2 0.50 F'_s FOR ALL OTHER AASHTO GROUP LOADINGS. (TO BE USED IN LIEU OF AASHTO ALLOWABLE OVER-STRESS FACTORS.)

3.12.3 0.56 F'_s DURING CONSTRUCTION AND STAY CABLE REPLACEMENT.

3.12.4 0.60 F'_s FOR CABLE LOSS.

เหล็ก Hanger เป็นเหล็กหน้าตัดกลมขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 40 มม.

เนื่องจาก ไม่มีการทดสอบวัสดุของ Hanger ที่ปรึกษาสมมุติเป็นเหล็ก Fy = 2400 ksc หรือ 30 T/ Hanger

1) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด กรณี DL+SDL เท่ากับ 28 T ซึ่งเกิน 0.45 Fy (13.57 T)
2) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด กรณี DL+SDL+LL เท่ากับ 41 T ซึ่งเกิน Fy (30 T)
3) จากการตรวจสอบค่าแรงดึงของ Hangers ในแบบจำลองที่ปรับค่า พบว่า ค่าแรงตึงใน Hanger ควรทำการเปลี่ยนเพื่อให้เกิดความปลอดภัย เพื่อป้องกันการรับภาระน้ำหนักที่มากเกินในส่วนของ Stiffening Girder

จากการตรวจสอบสะพาน ในกรณี ของ ยานพาหนะ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ที่ปรึกษาสรุปแนวทางการเสริมกำลังดังนี้

- ควรทำการเสริมกำลังในส่วนของ Arch Rib และ เปลี่ยน Hanger ให้สามารถรองรับน้ำหนักที่เกิดขึ้นได้
- ในส่วนของ Stiffening Girder จำเป็นต้องเสริมกำลังเพื่อเพิ่มกำลัง
- ในส่วนต่างๆ ก่อนการเสริมกำลังควรฉาบปิดรอยแตกร้าวขนาดเล็กรวมทั้งการ ทาเคลือบสีกันเชื้อรา เพื่อเพิ่มความคงทนในอนาคตภายหลังการเสริมกำลัง

8.6. การเสริมกำลังสะพาน เพื่อเพิ่มความแข็งแรงของสะพาน

ในหัวข้อนี้ที่ปรึกษาจะนำแนวทางการเสริมกำลังเพื่อเพิ่มความแข็งแรง เนื่องจากยานพาหนะวิ่งบนสะพาน โดยแนวทางของการเสริมกำลังแสดงดังนี้

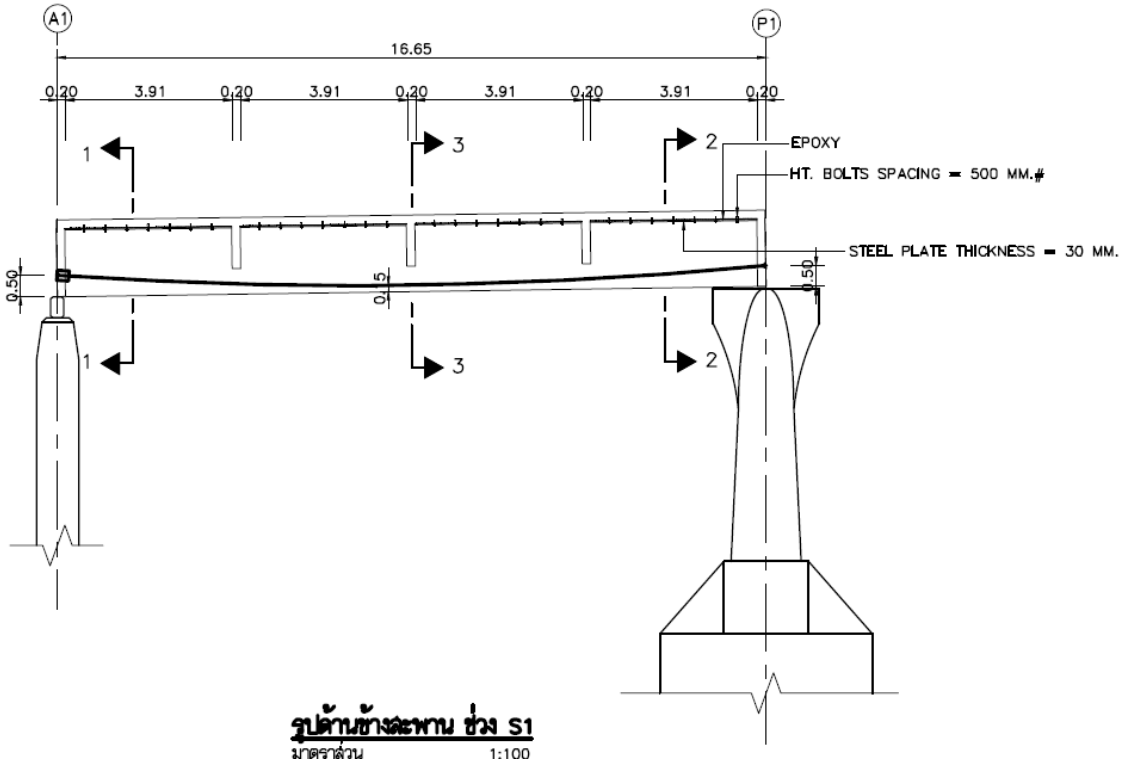
สะพานช่วง S1 (I-Girder)

ในส่วนของ I-Girder ที่ปรึกษาจะทำการเพิ่ม ขนาดของหน้าตัด รวมทั้งการเสริมเหล็กเพื่อให้สามารถรองรับ Shear และ Moment เนื่องจาก ยานพาหนะ ประเภท ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ได้

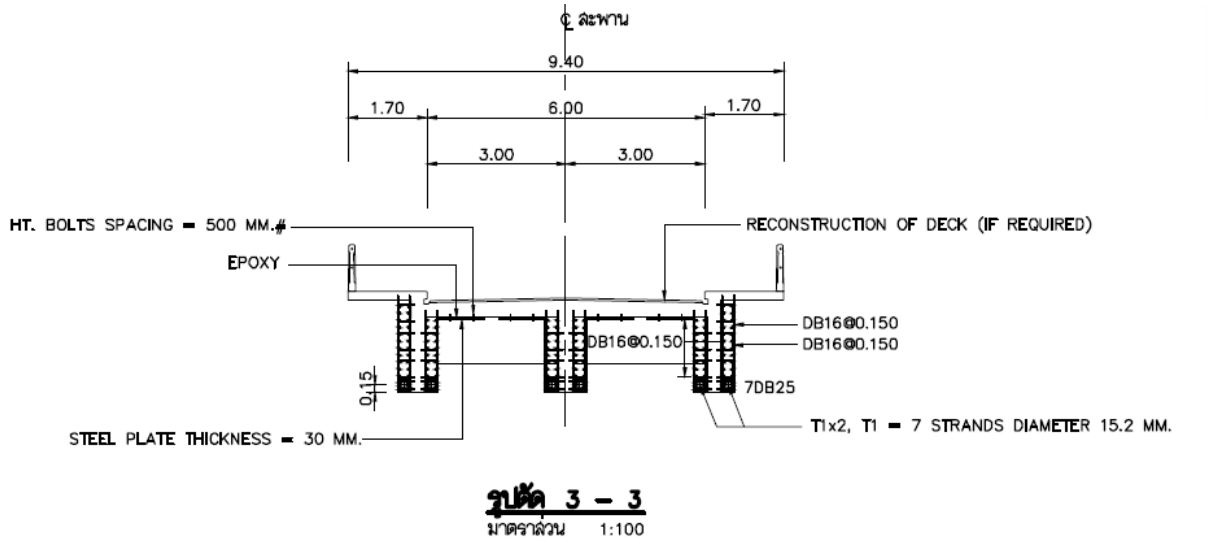
รูปแบบของการเสริมกำลังคาน ที่ปรึกษาเลือกใช้ Concrete Jacketing หุ้มคอนกรีตเดิมร่วมกับการใช้ Internal Prestressing System เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่ายและ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลังแสดงดังนี้



รูปด้านข้างสะพาน ช่วง S1
มาตราส่วน 1:100



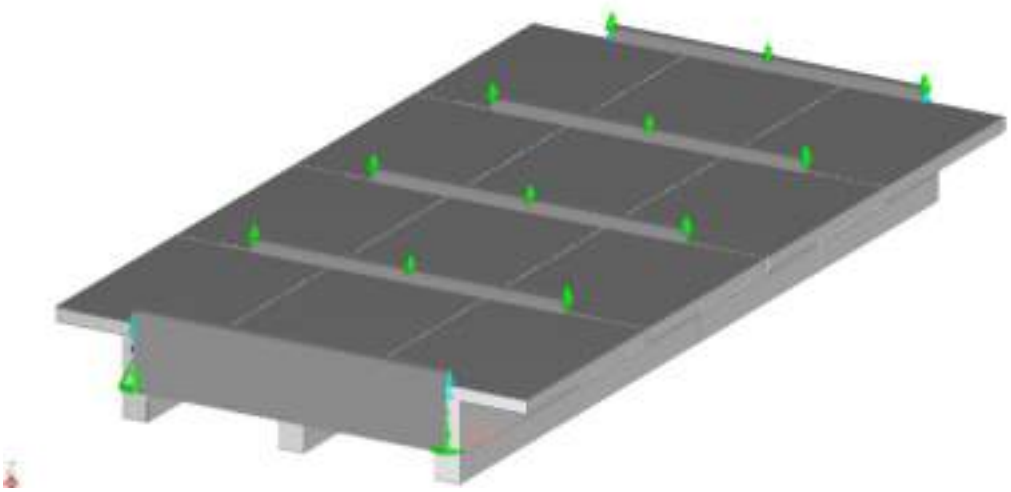
รูปตัด 3 – 3
มาตราส่วน 1:100

โดยจากการวิเคราะห์ ผลของขั้นตอนการก่อสร้างของสะพาน Construction Stage Analysis ร่วมกับ Moving Load ของรถบรรทุก ยานพาหนะ ขนาด-3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ที่วิ่งเป็นขบวน

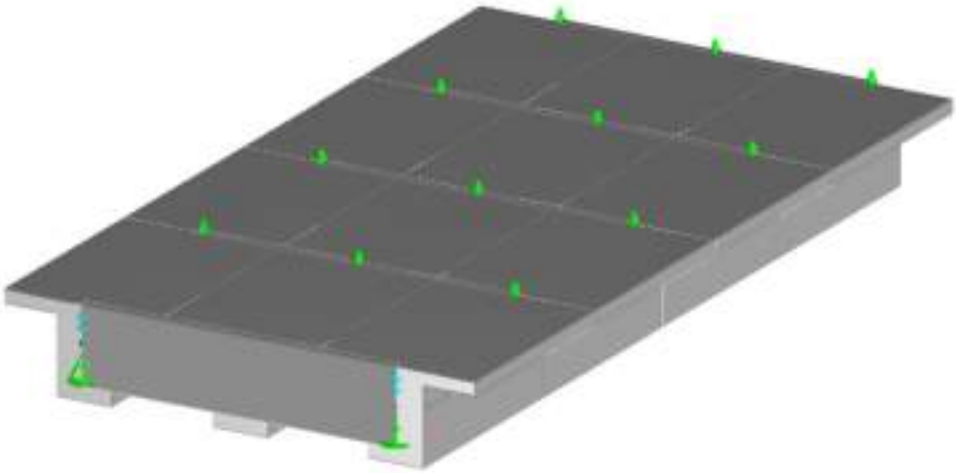
สามารถแสดงให้เห็นค่าของความเค้นเนื่องจากการดึงลวดอัดแรงสามารถทำให้เกิดผลรวมของความเค้นในระยะยาวที่อยู่ภายในแรงอัด และ ลดโอกาสการเกิด ความเค้นดึงขึ้นเนื่องจาก ยานพาหนะได้ ดังแสดงดังรูป

จากแนวความคิดข้างต้น ที่ปรึกษา เสริมกำลัง และ ทำการวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างของสะพานภายหลังการเสริมกำลังเพื่อใช้ในการ ประเมินตามมาตรฐาน AASHTO LRFD และ FIB แสดงดังนี้

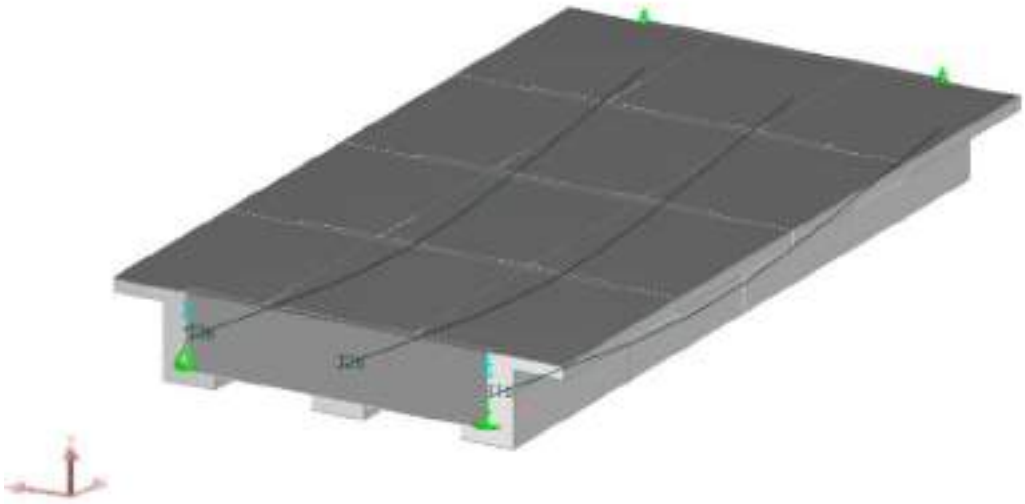
โดยในการวิเคราะห์สะพานได้ดำเนินการสร้างแบบจำลอง ต่อจาก เวลาเปิดใช้งานสะพานมาแล้ว 70 ปี ดังนี้



ขั้นตอนการติดตั้ง Temporary Support ใต้คานของสะพานเดิม



ขั้นตอน RC Jacketing คานสะพานและทำการดึงลวดอัดแรง



ขั้นตอนการถ่ายน้ำหนักลง Bearing ใหม่ ของสะพาน

Envelope Selected Result Cases | Incremental Results | Report In Local UCS
Min/Max for: Force – Z – (ton) | Min/Max | ABS | 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	Other PT Lo	-0.0057	-147.5330	88.4803	44.2049	0.0000	-35.6589
2	1	Other PT Lo	-0.0057	-147.5330	88.4803	44.2049	0.0000	-35.6589
3	2	Other PT Lo	0.0000	-147.5280	88.4711	44.1958	0.0000	35.6466
4	2	Other PT Lo	0.0000	-147.5280	88.4711	44.1958	0.0000	35.6466
5	11	Other PT Lo	-0.0057	147.5330	88.4803	-44.2049	0.0000	35.6589
6	11	Other PT Lo	-0.0057	147.5330	88.4803	-44.2049	0.0000	35.6589
7	12	Other PT Lo	0.0000	147.5280	88.4711	-44.1958	0.0000	-35.6466
8	12	Other PT Lo	0.0000	147.5280	88.4711	-44.1958	0.0000	-35.6466

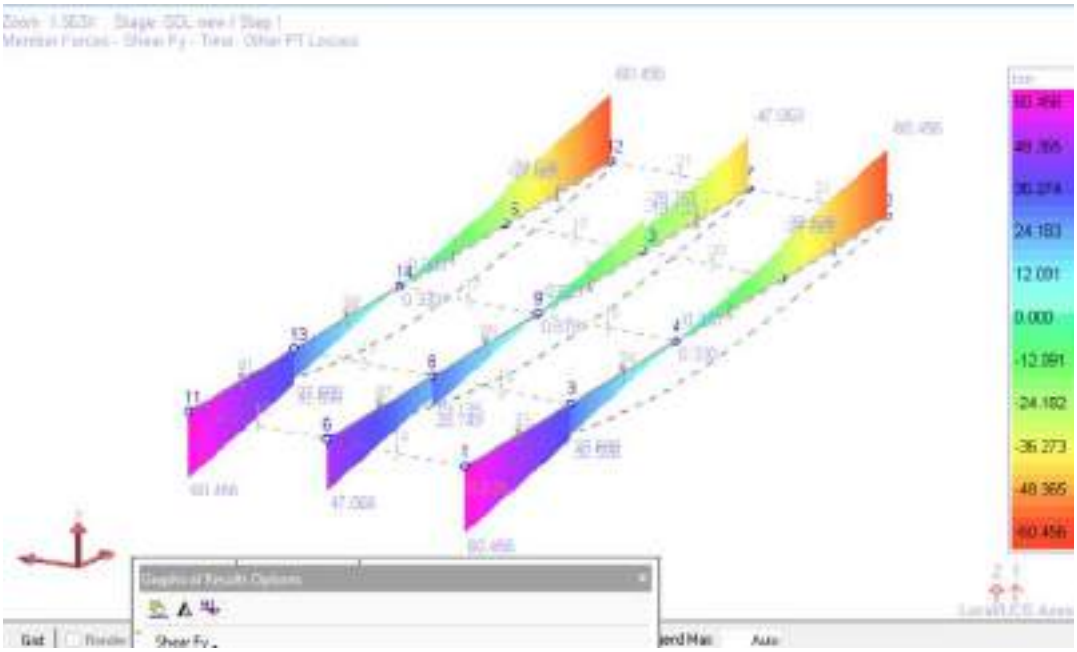
จากผลการวิเคราะห์ ได้ ค่าของ แรงกระทำของ Bearing กรณี (DL+SDL+PS+TIME) ดังแสดงในตารางด้านบน

ที่ปรึกษาได้นำแบบสะพานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ทำการวิเคราะห์หาแรงภายในเพื่อตรวจสอบกำลังการรับน้ำหนักภายหลังการเสริมกำลังแสดงดังนี้

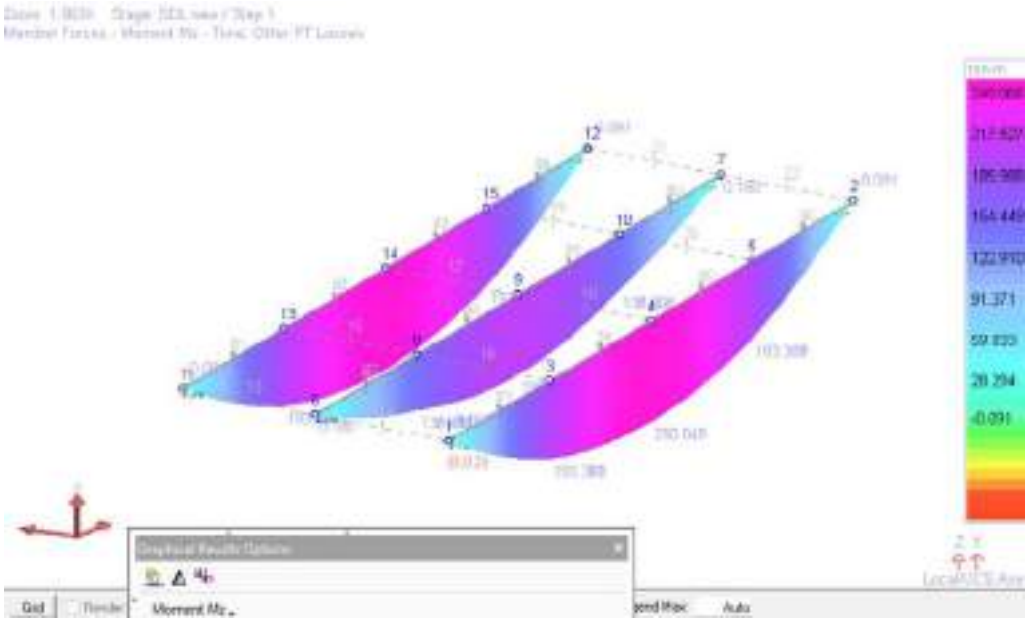
I-Girder (ภายหลังการเสริมกำลัง)

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

Fy (Shear Force) T



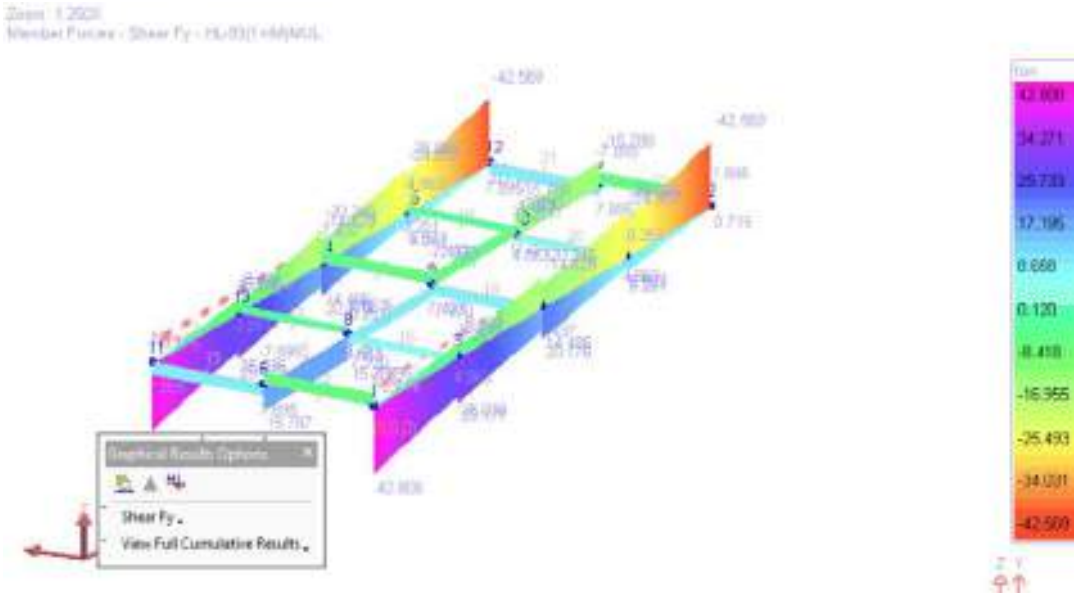
Mz (Moment) T-m



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Fy (Shear Force) T

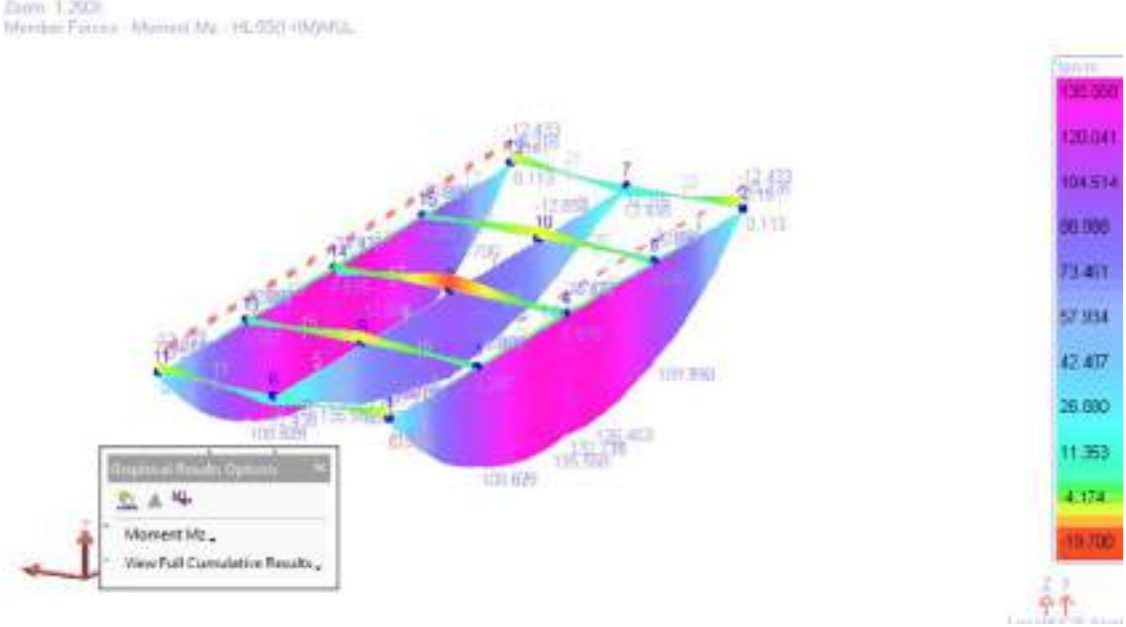
Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Shear Force = 42 -T

Mz (Moment) T-m

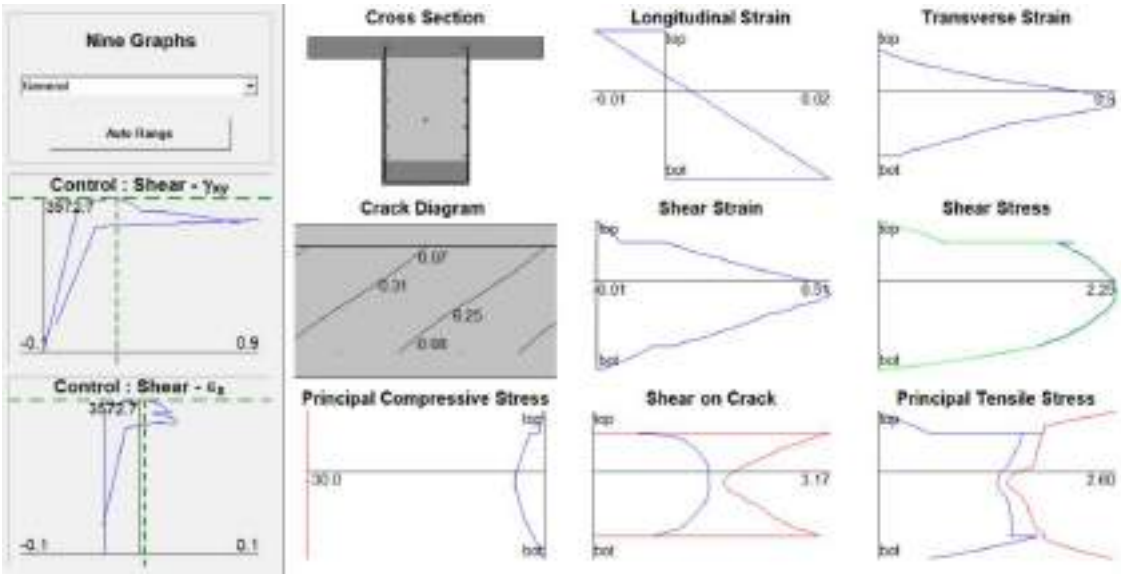
Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

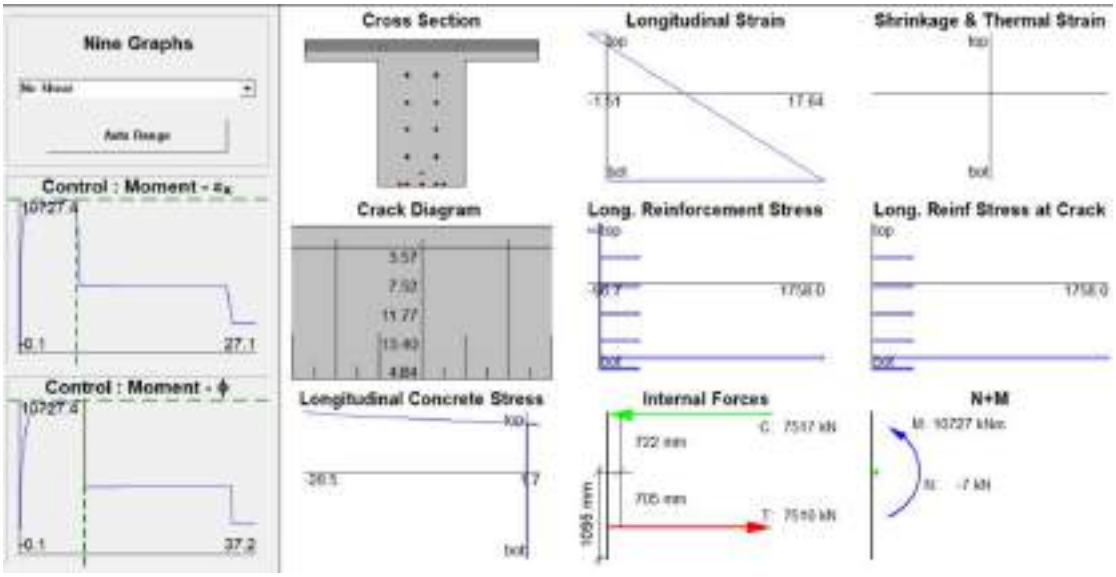


Max Moment = 136 -T-m

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ของ Stiffening Girder พบว่าเพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ใน

กรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu = 548 T-m < 0.9Mn (964 T-m), (Vu = 150 T < 0.90Vn = 321 T)





<u>สะพานช่วง S2 (Tie Arch)</u>

ในส่วนของ Arch Rib ที่ปรึกษาจะทำการเพิ่ม ขนาดของหน้าตัด รวมทั้งการเสริมเหล็กเพื่อให้สามารถรองรับ Axial Force และ Moment เนื่องจาก ยานพาหนะ ประเภท ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ได้

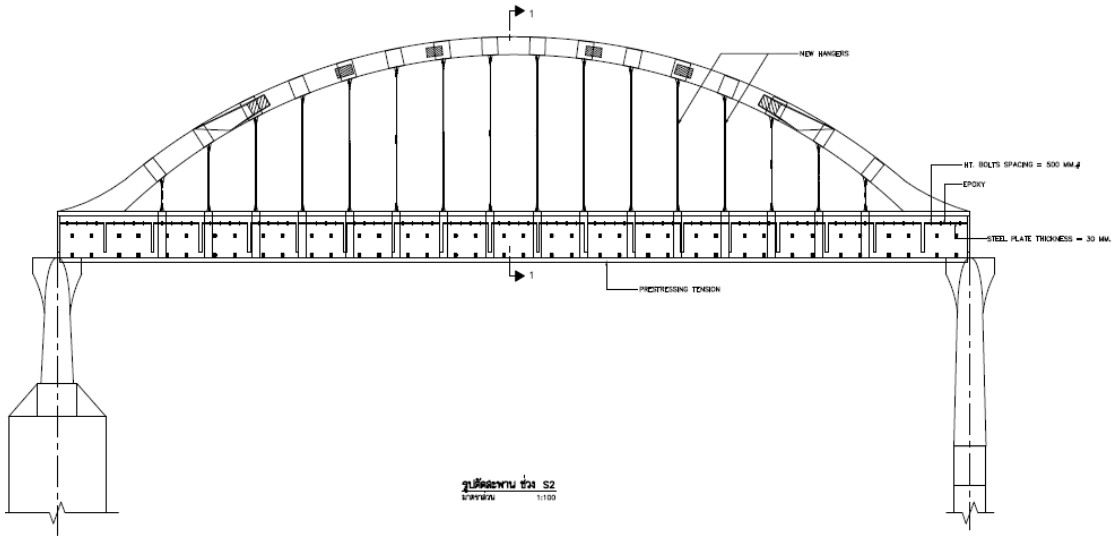
รูปแบบของการเสริมกำลัง Arch Rib ที่ปรึกษาเลือกใช้ Concrete Jacketing หุ้มคอนกรีต Arch Rib เดิม เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่าย และ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

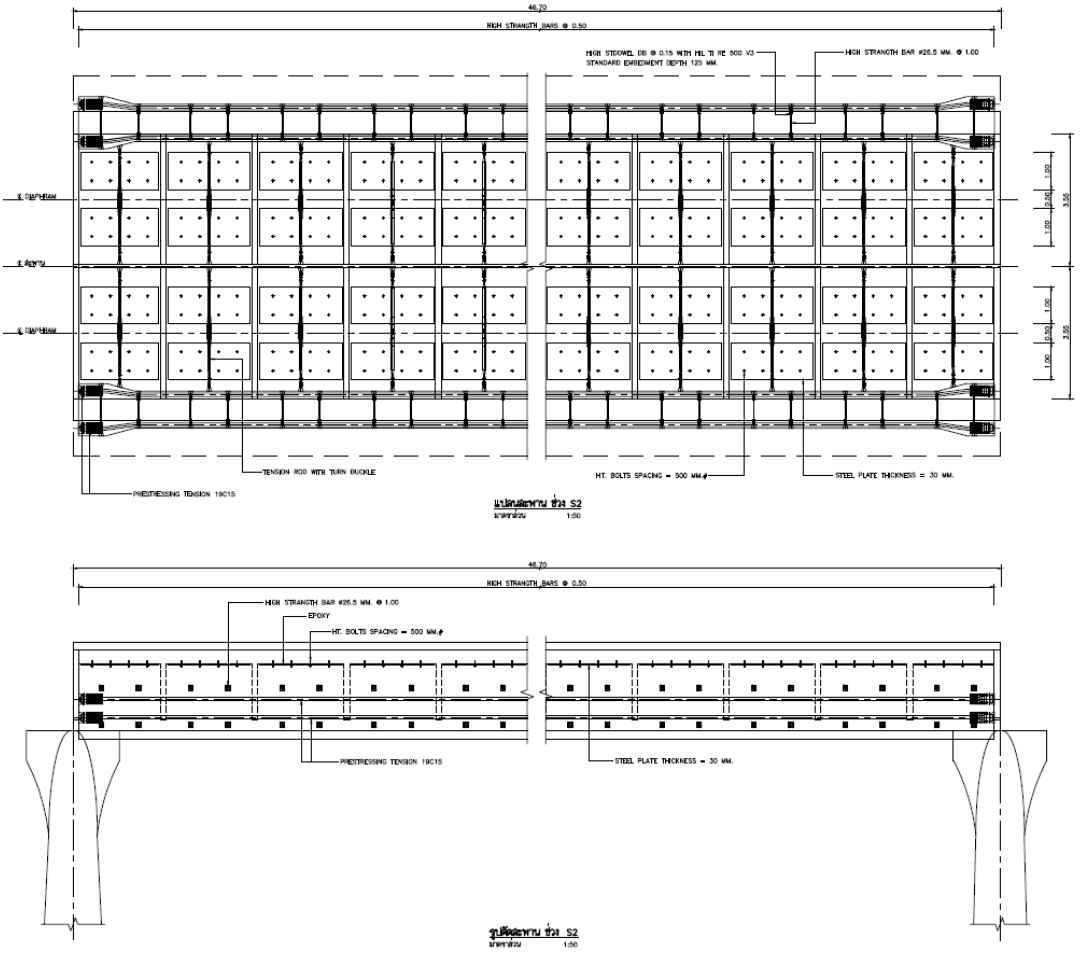
โดยในกรณีนี้ Hanger เดิมทุกชิ้นจะต้องดำเนินการเสริมด้วย Hanger .ใหม่เพื่อให้สามารถรองรับน้ำหนักที่เพิ่มจากขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน โดย สามารถดำเนินการโดยใช้Steel Jacketing หุ้มบริเวณตำแหน่งของ Hanger เดิม เพื่อดำเนินการเปลี่ยนเป็น Hanger รูปแบบใหม่เช่น PT Bar ซึ่งเป็นระบบที่สามารถถอดเปลี่ยนได้ในอนาคต

ในส่วนของ Stiffening Girder เดิม จะดำเนินการเสริมกำลังโดยใช้ Concrete Jacketing ร่วมกับการใช้ Internal Prestressing System เพื่อช่วยในการลดการแตกร้าวในอนาคต รวมทั้งในบริเวณที่เป็นตำแหน่งของ New Hanger จะดำเนินการเสริมเพิ่มด้วย Steel Jacketing เพื่อให้สามารถยึดกับ New Hanger ที่สามารถเปลี่ยนได้ในอนาคต

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลัง Arch Rib แสดงดังนี้

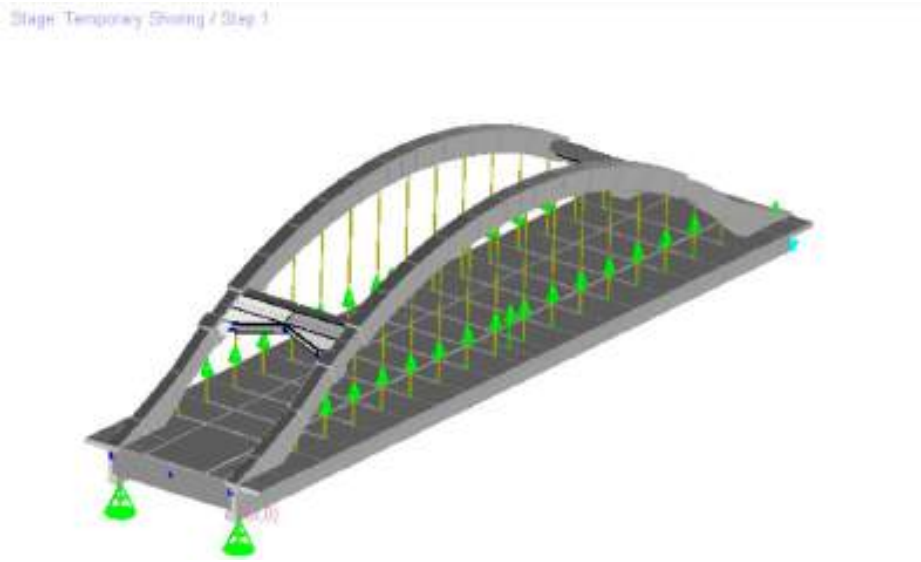


ตัวอย่างรูปแบบการซ่อมและเสริมกำลังช่วง Arch

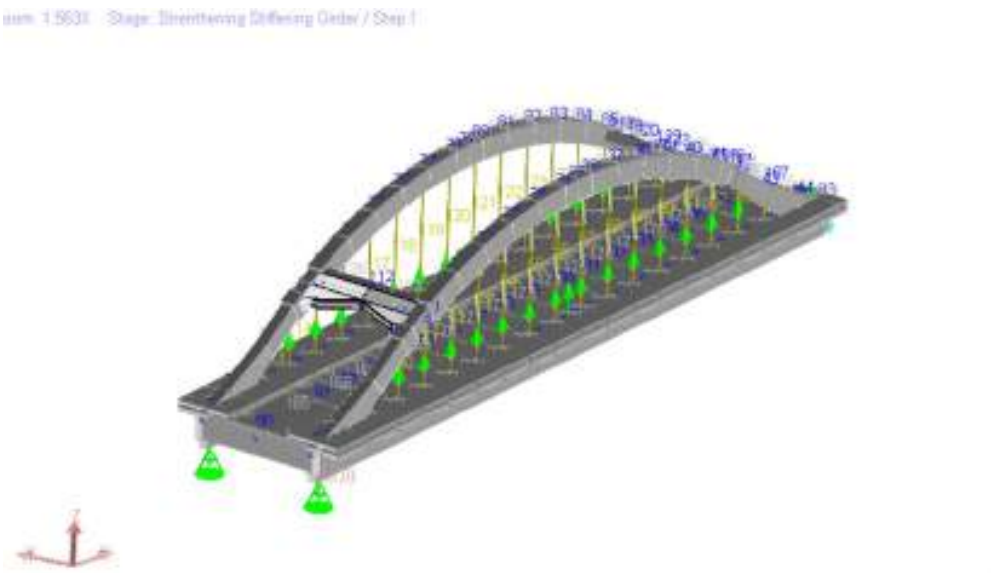


จากแนวความคิดข้างต้น ที่ปรึกษา เสริมกำลัง และ ทำการวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างของสะพานภายหลังการเสริมกำลังเพื่อใช้ในการ ประเมินตามมาตรฐาน AASHTO LRFD และ FIB แสดงดังนี้

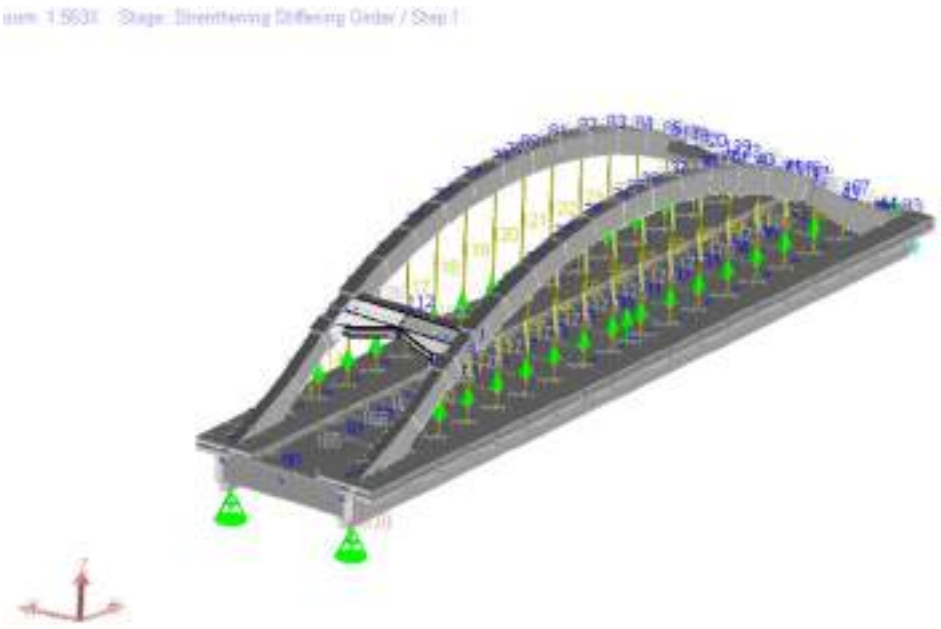
โดยในการวิเคราะห์สะพานได้ดำเนินการสร้างแบบจำลอง ต่อจาก เวลาเปิดใช้งานสะพานมาแล้ว 70 ปี ดังนี้



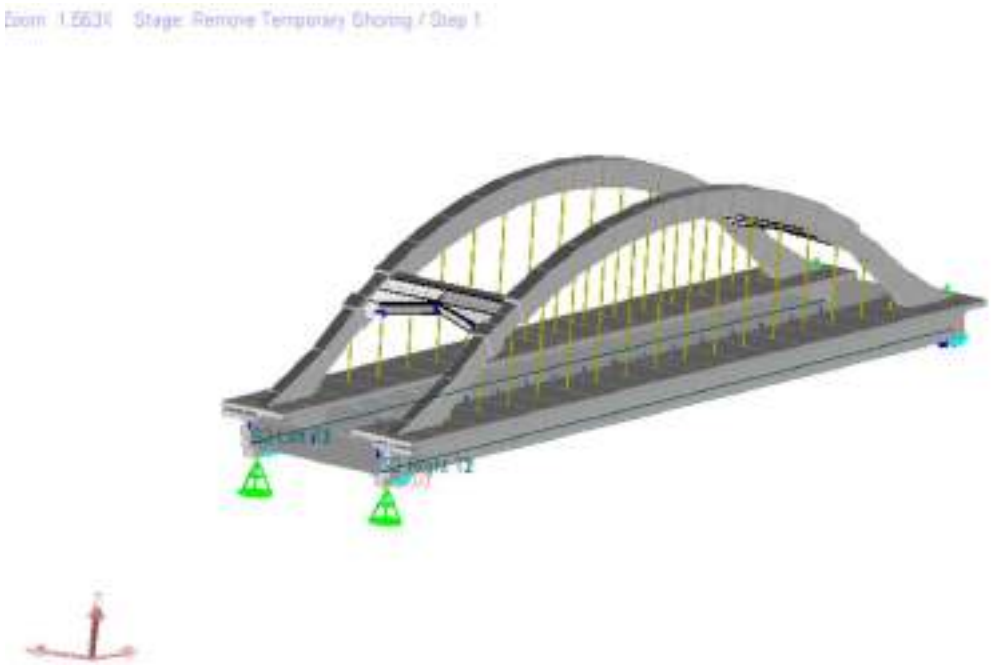
ขั้นตอนการติดตั้ง Temporary Support ใต้คานของสะพานเดิม



ขั้นตอน RC Jacketing คานสะพานและทำการดึงลวดอัดแรง



ขั้นตอน RC Jacketing Arch Rib และ เปลี่ยน Hanger



ขั้นตอนการถ่ายน้ำหนักลง Bearing ใหม่ ของสะพาน

Envelope Selected Result Cases | Incremental Results | Report In Local UCS
Min/Max for: Force – Z – (ton) | Min/Max | ABS | 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	24	t 50 Years: St	0.7736	16.8741	271.2507	-84.4707	0.0000	76.2015
2	24	t 50 Years: St	0.7736	16.8741	271.2507	-84.4707	0.0000	76.2015
3	25	t 50 Years: St	0.0000	8.3078	267.8036	-26.1952	0.0000	-50.3368
4	25	t 50 Years: St	0.0000	8.3078	267.8036	-26.1952	0.0000	-50.3368
5	69	t 50 Years: St	-0.7586	-16.8000	275.4999	64.7450	0.0000	-81.1601
6	69	t 50 Years: St	-0.7586	-16.8000	275.4999	64.7450	0.0000	-81.1601
7	70	t 50 Years: St	0.0000	-8.3856	258.4628	60.2720	0.0000	53.6912
8	70	t 50 Years: St	0.0000	-8.3856	258.4628	60.2720	0.0000	53.6912

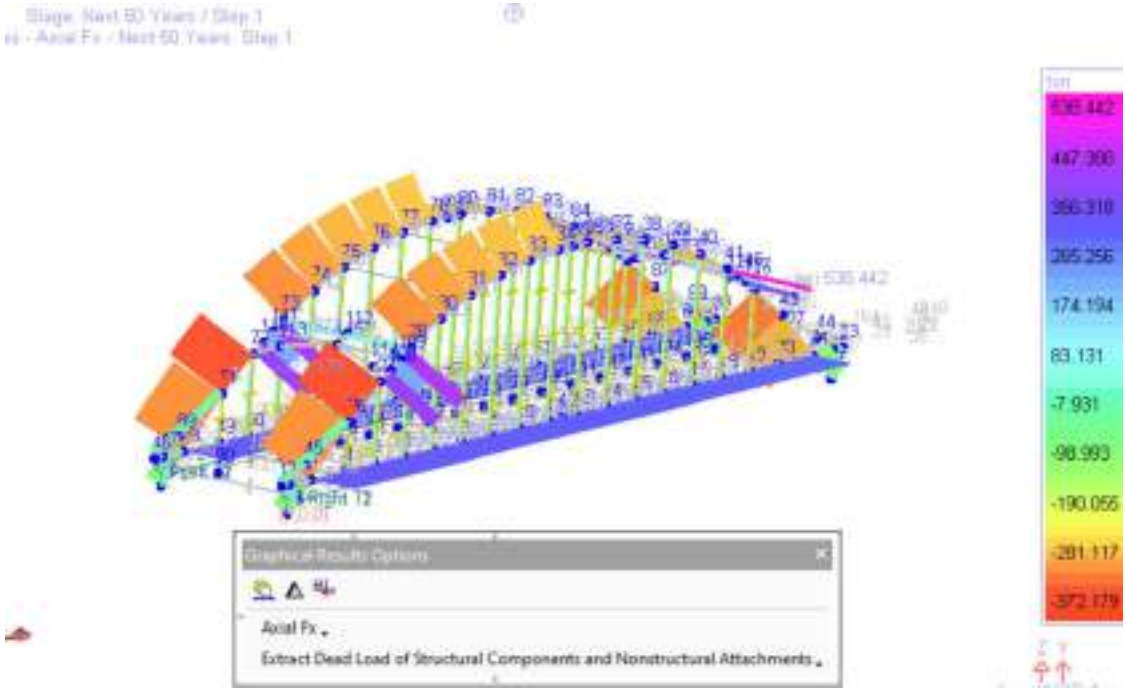
จากผลการวิเคราะห์ ได้ ค่าของ แรงกระทำของ Bearing กรณี (DL+SDL+PS+TIME) ดังแสดงในตารางด้านบน

ที่ปรึกษาได้นำแบบสะพานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ทำการวิเคราะห์หาแรงภายในเพื่อตรวจสอบกำลังการรับน้ำหนักภายหลังการเสริมกำลังแสดงดังนี้

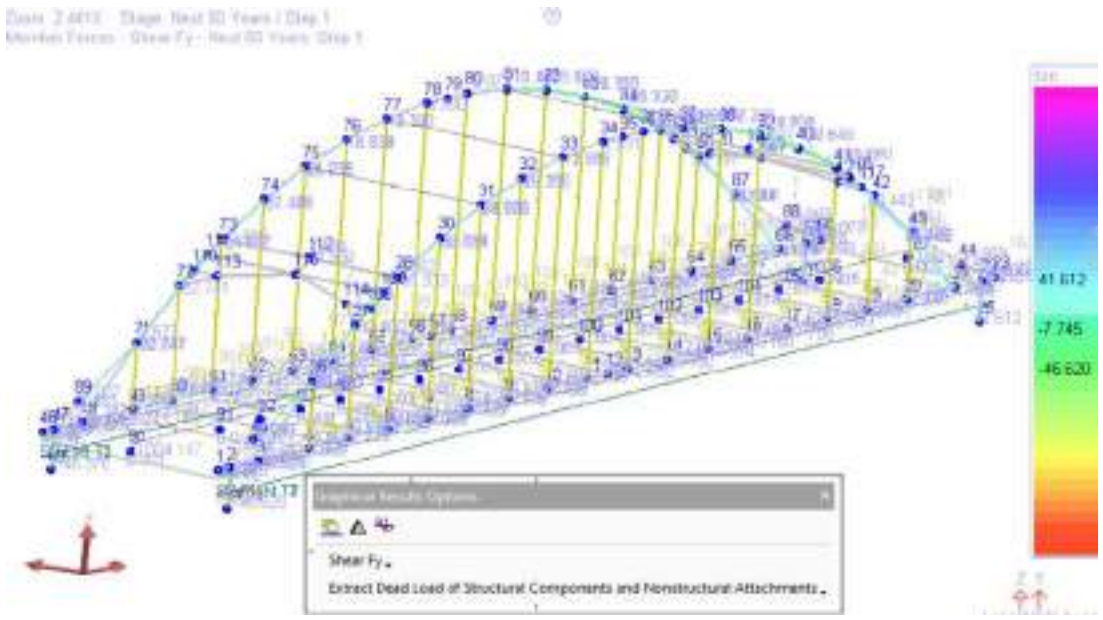
Arch Rib (ภายหลังการเสริมกำลัง)

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

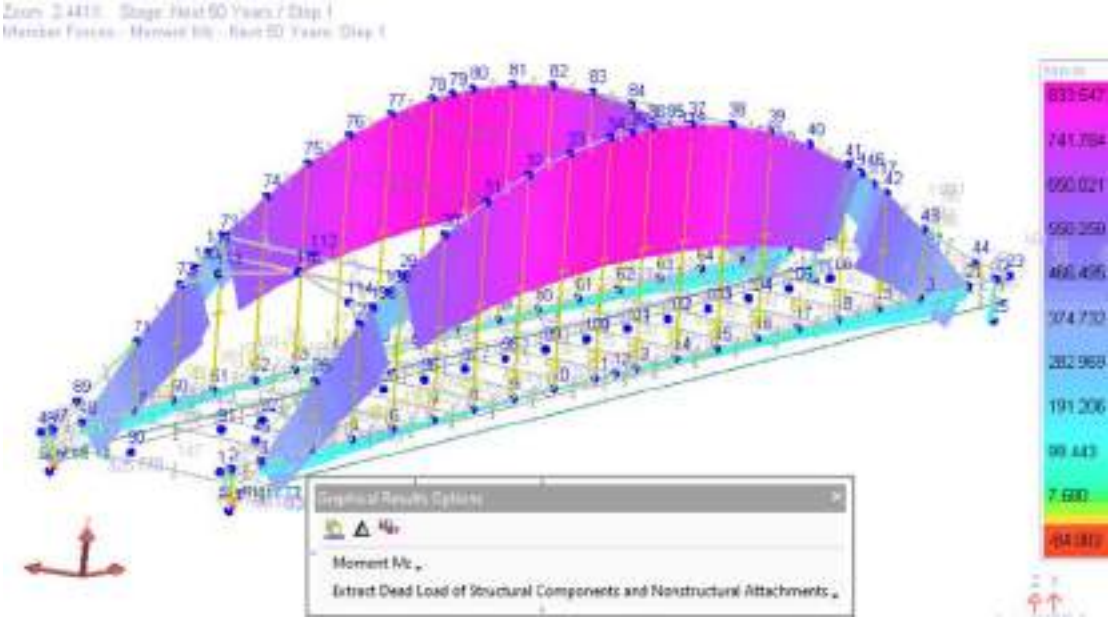
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

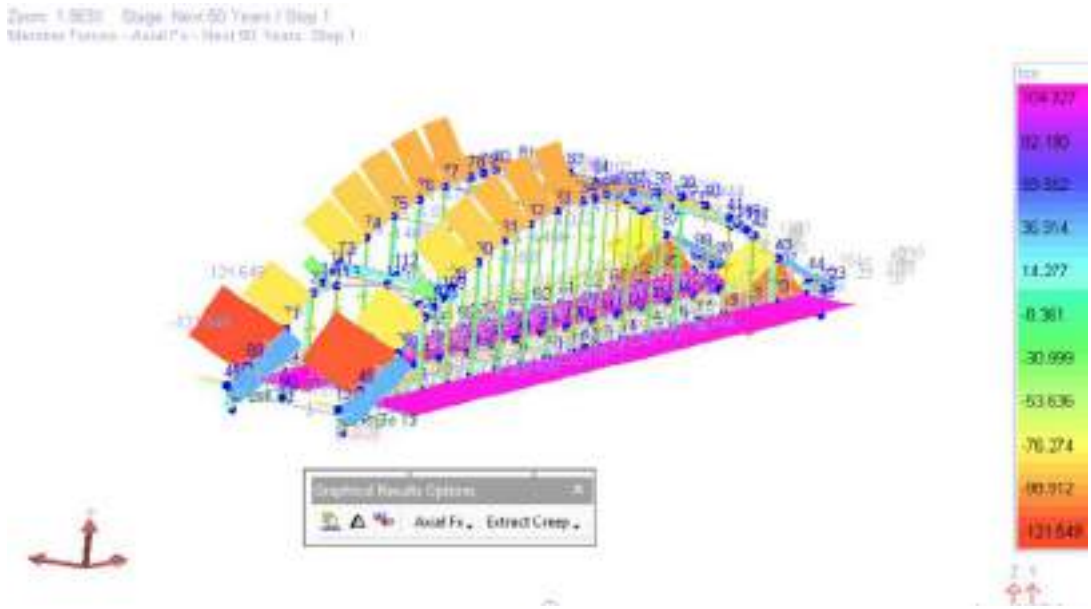


Mz (Moment) T-m

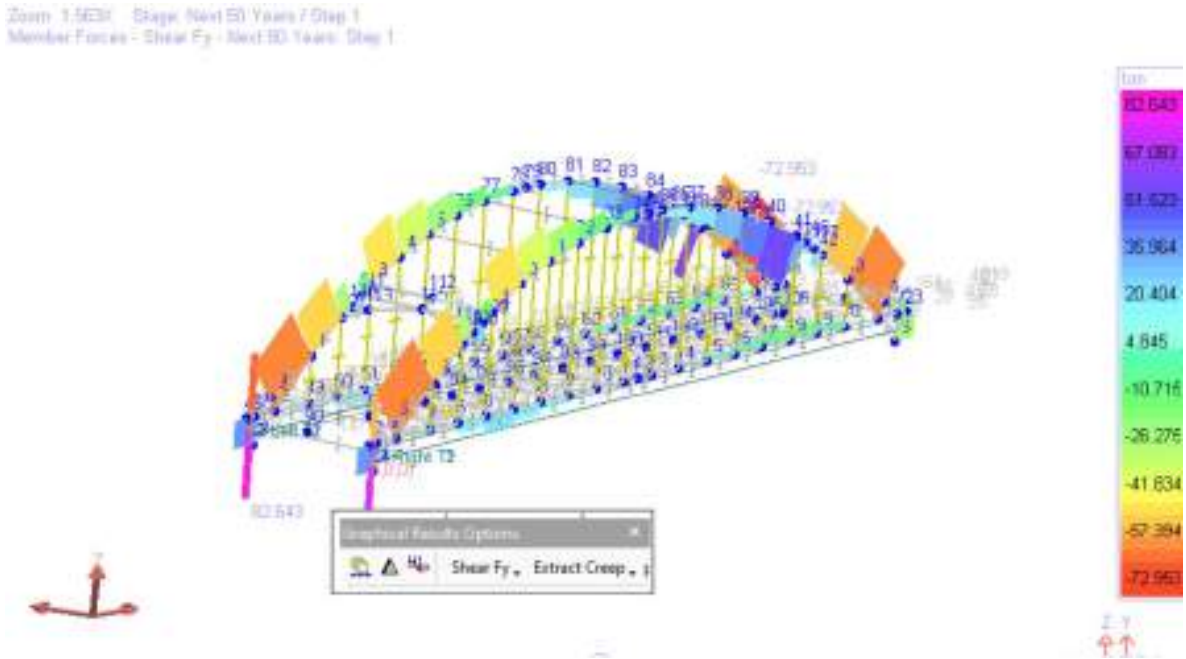


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

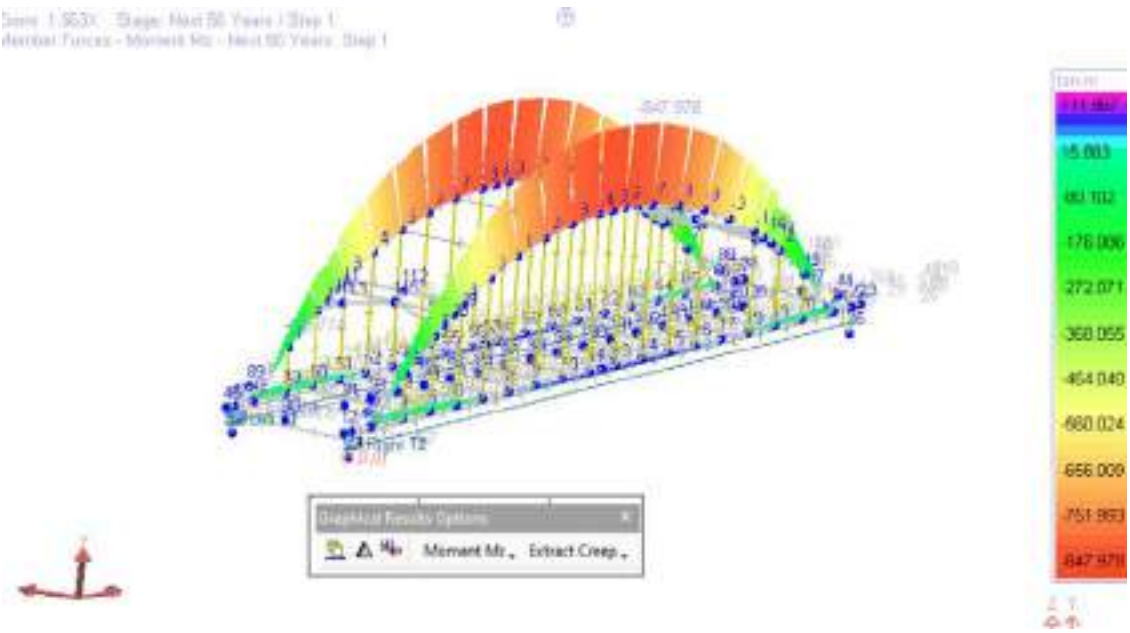
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T



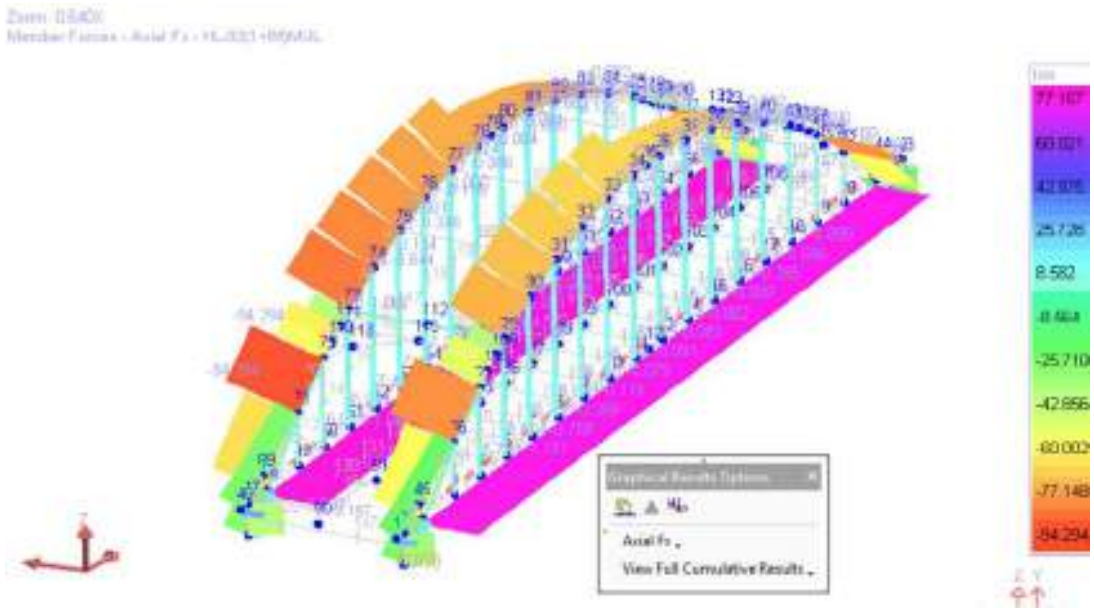
Mz (Moment) T-m


Moment Mz
Extract Creep
-5.003
80.102
176.006
272.071
368.055
464.040
560.024
656.009
751.993
847.978

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

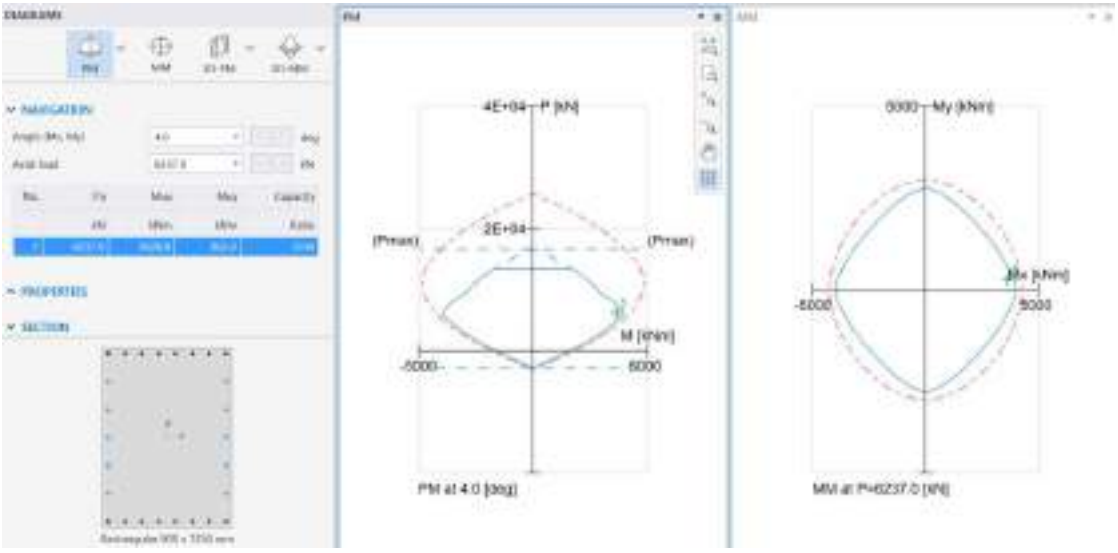
Fx (Axial Force) T

Arch Rib (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

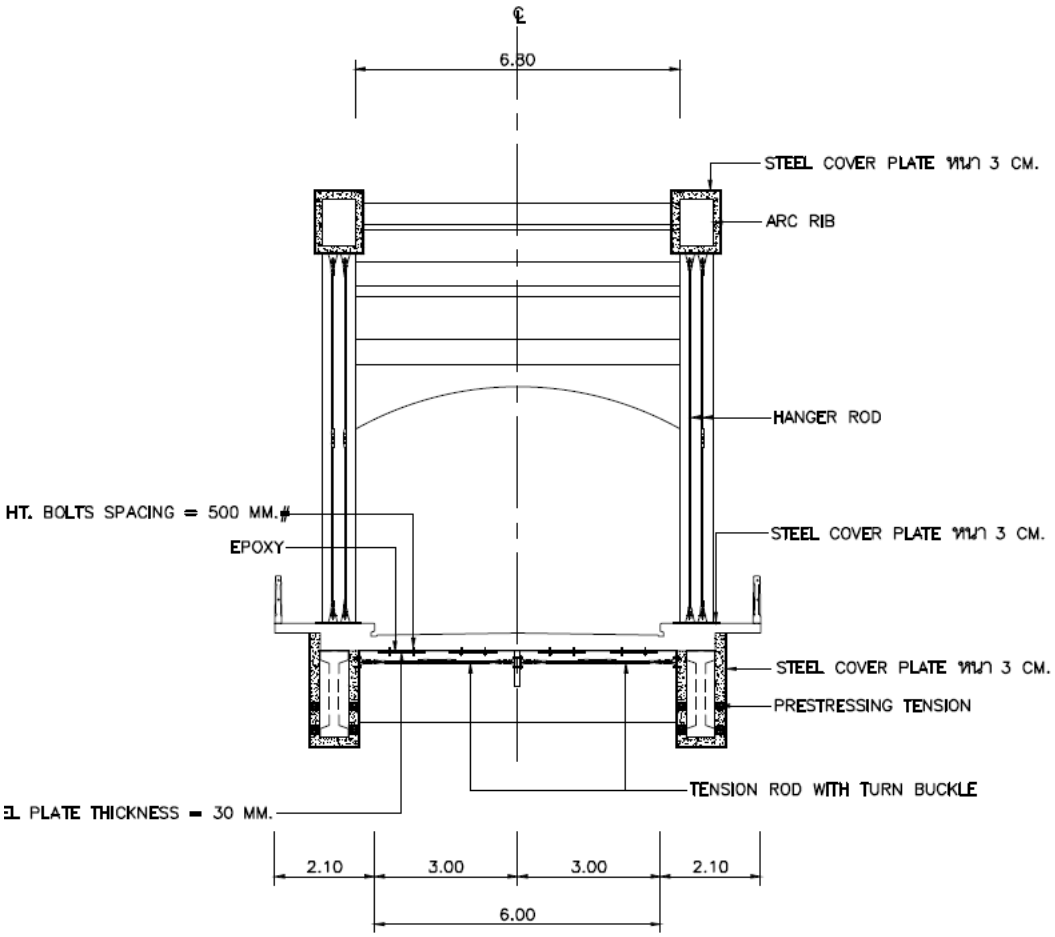


Max Axial Force = -94 T Per Rib

จากการนำหน้าตัดของ Arch Rib มาทำการเสริมกำลังด้วย Concrete Jacketing ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Arch พบว่า เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ดังแสดงในรูป P-M Interaction Diagram ดังนี้



ตัวอย่างของการเสริมกำลังของ Arch Rib แสดงดังนี้

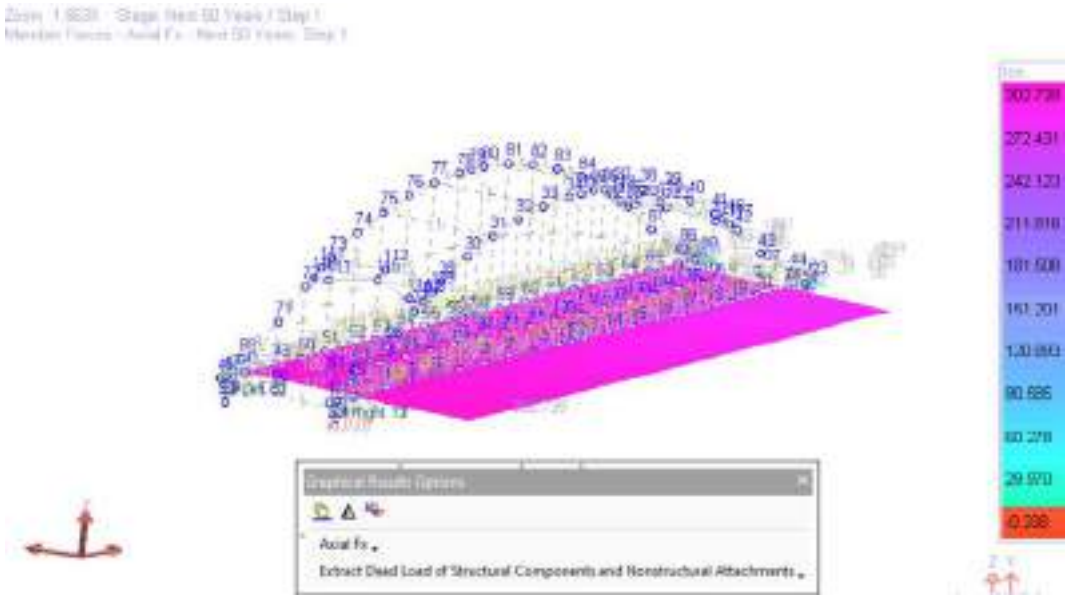

℄
6.80
STEEL COVER PLATE หนา 3 CM.
ARC RIB
HANGER ROD
HT. BOLTS SPACING = 500 MM.#
EPOXY
STEEL COVER PLATE หนา 3 CM.
STEEL COVER PLATE หนา 3 CM.
PRESTRESSING TENSION
TENSION ROD WITH TURN BUCKLE
EL PLATE THICKNESS = 30 MM.
2.10
3.00
3.00
2.10
6.00

การเสริมกำลังส่วนของ Stiffening Girder

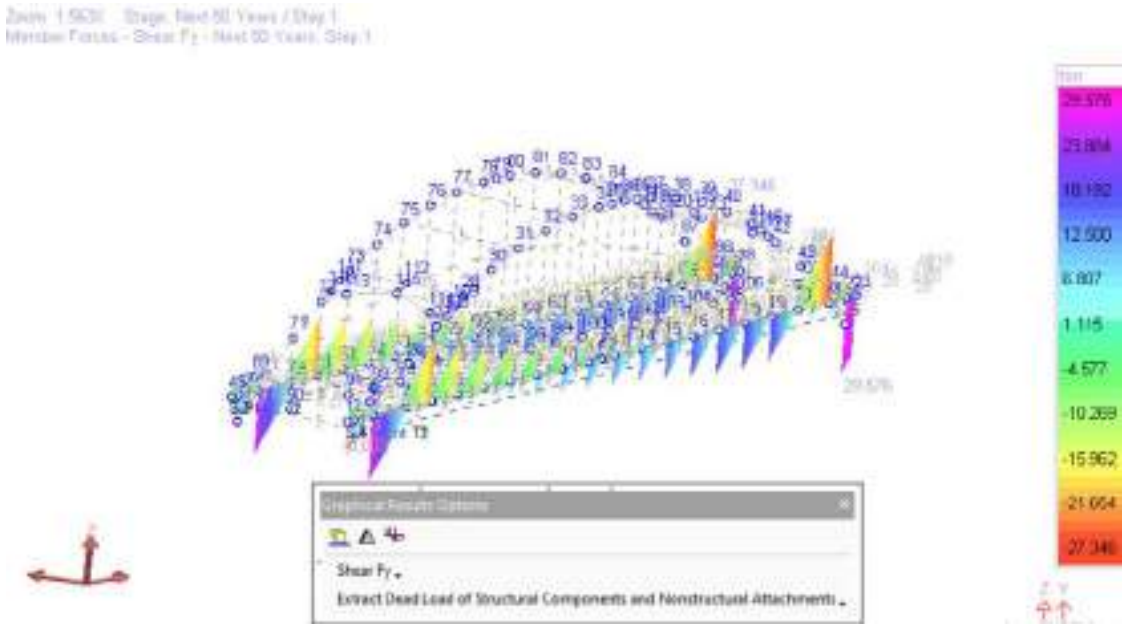
ที่ปรึกษาแสดงการเสริมกำลังของ Stiffening Girder โดยการใช้ Concrete Jacketing รวมกับการดึงลวดอัดแรงตามยาวเพื่อช่วยในการลด ความเค้นดึง ในระหว่างการใช้งานและช่วยในการเพิ่มกำลังของหน้าตัด โดยรายละเอียดแสดงดังนี้

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

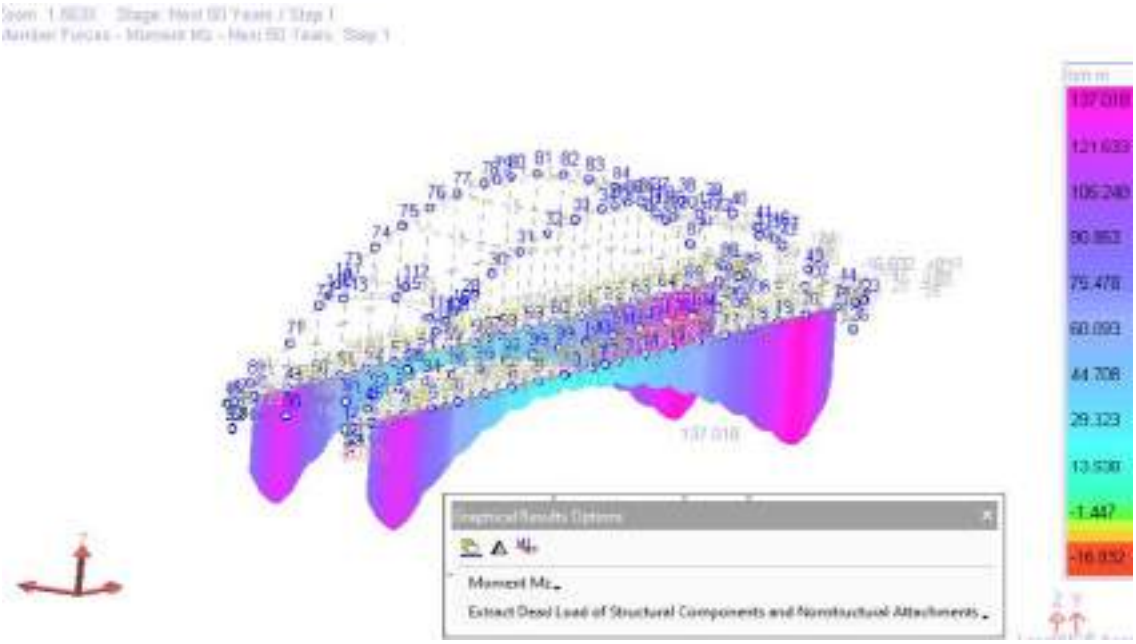
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

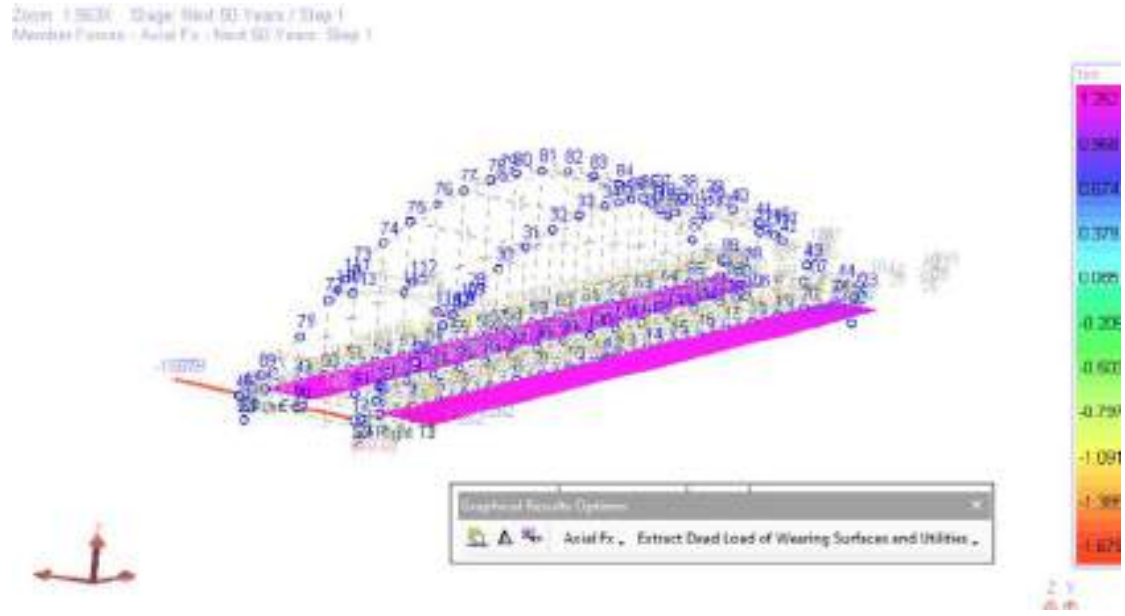


Mz (Moment) T-m

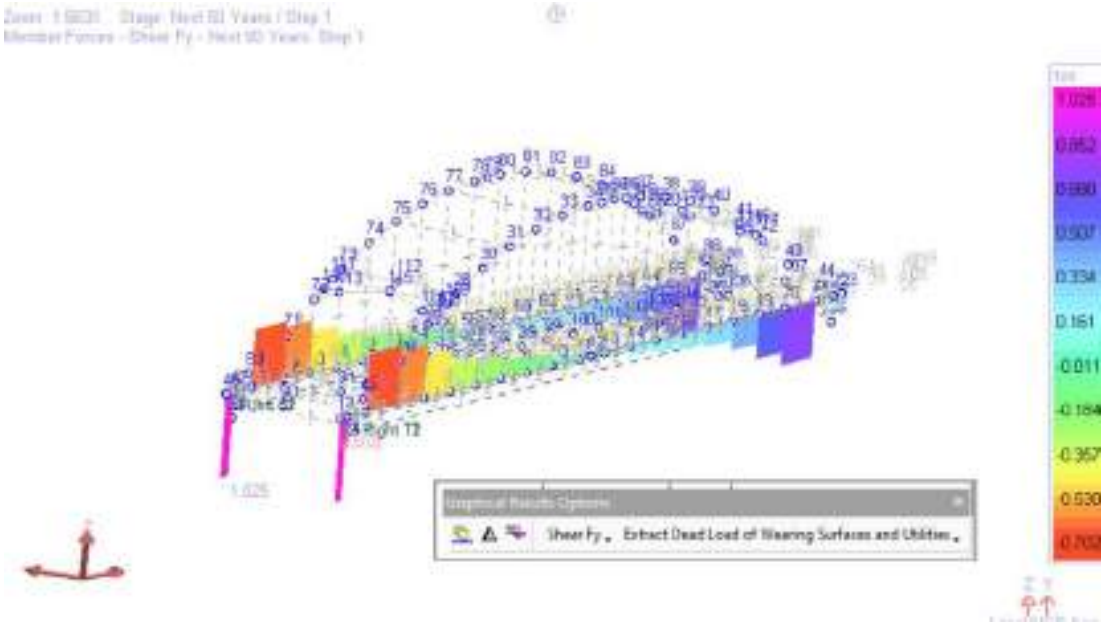


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

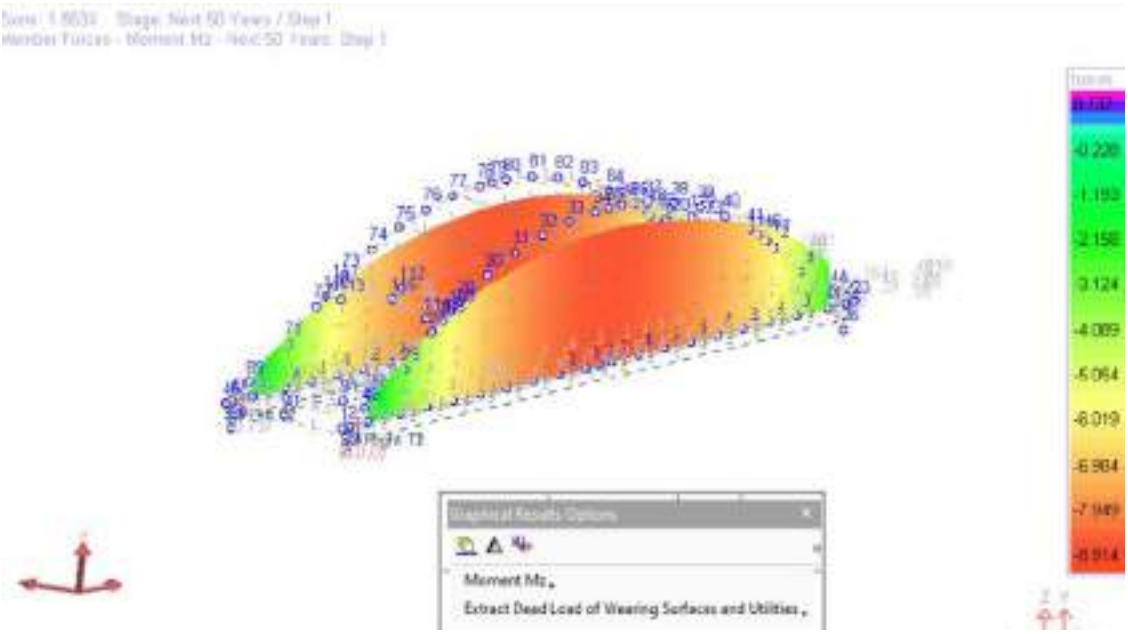
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

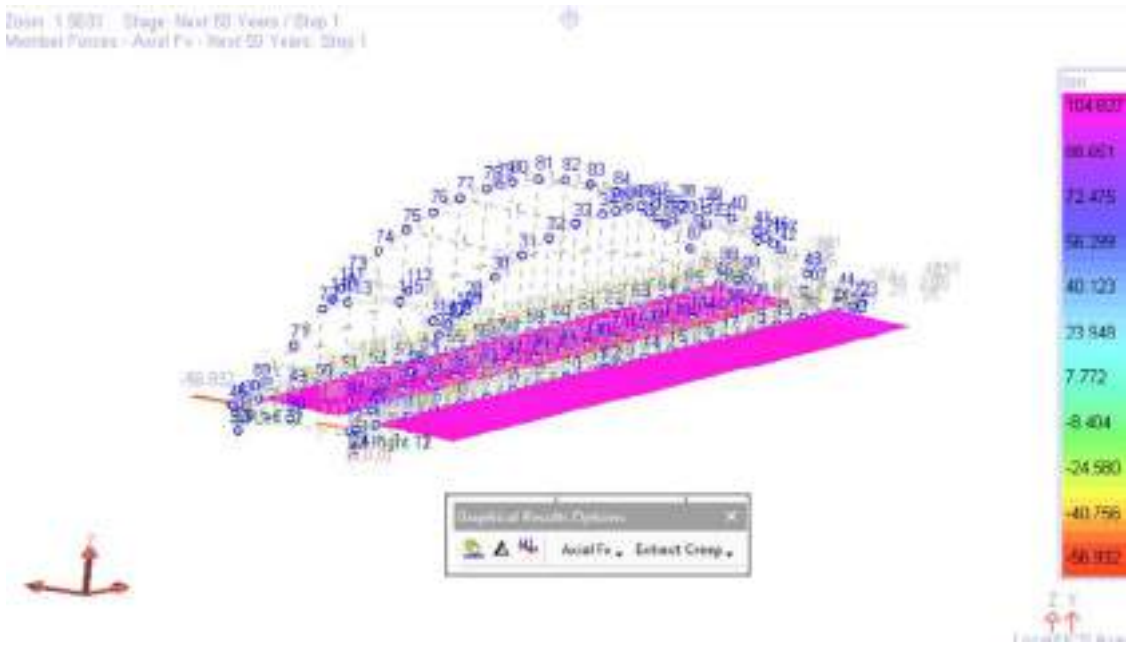


Mz (Moment) T-m

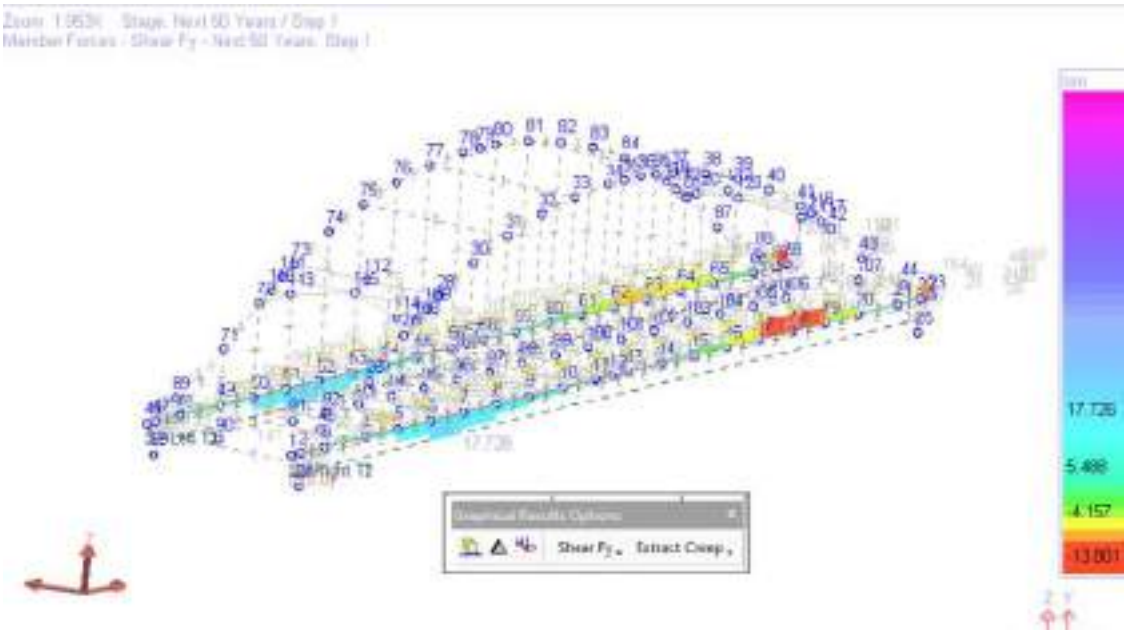


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

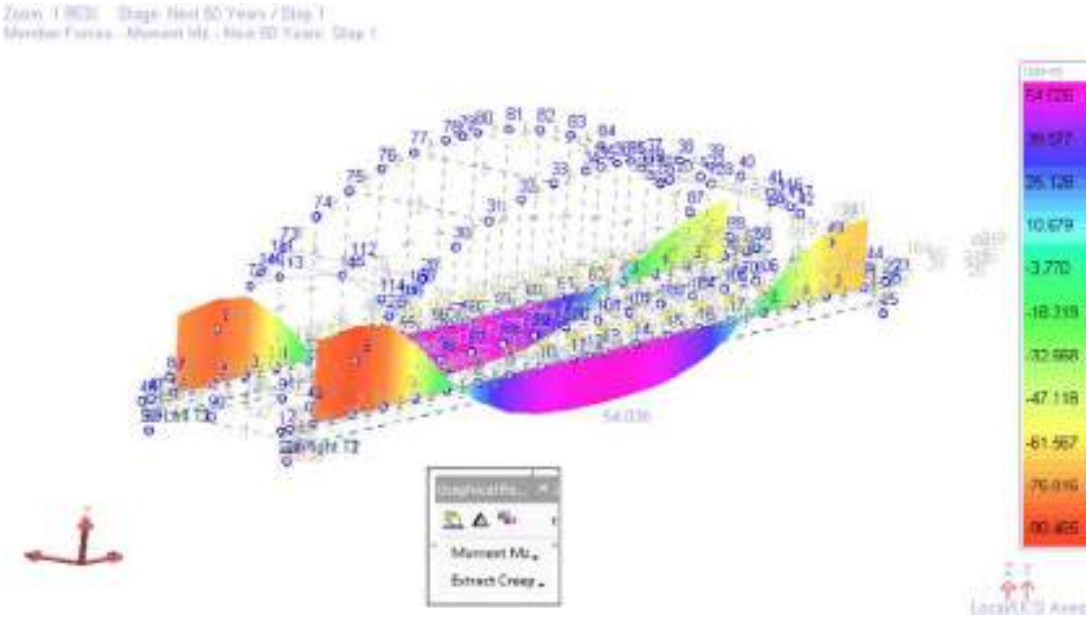
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

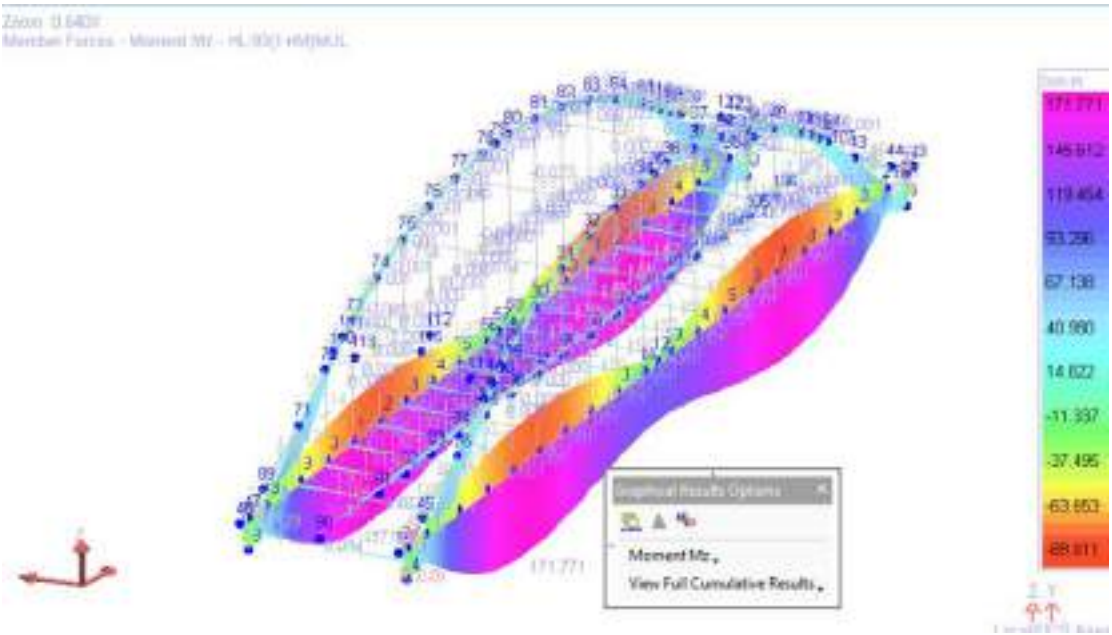


Mz (Moment) T-m

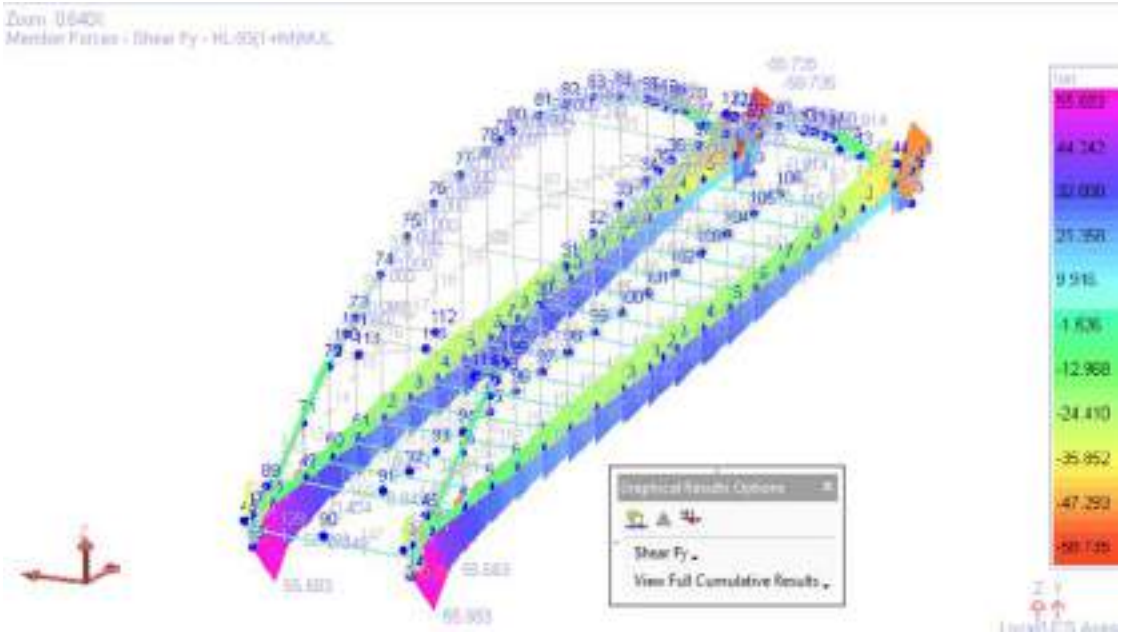


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Stiffening Girder (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้นวิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน Stiffening Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

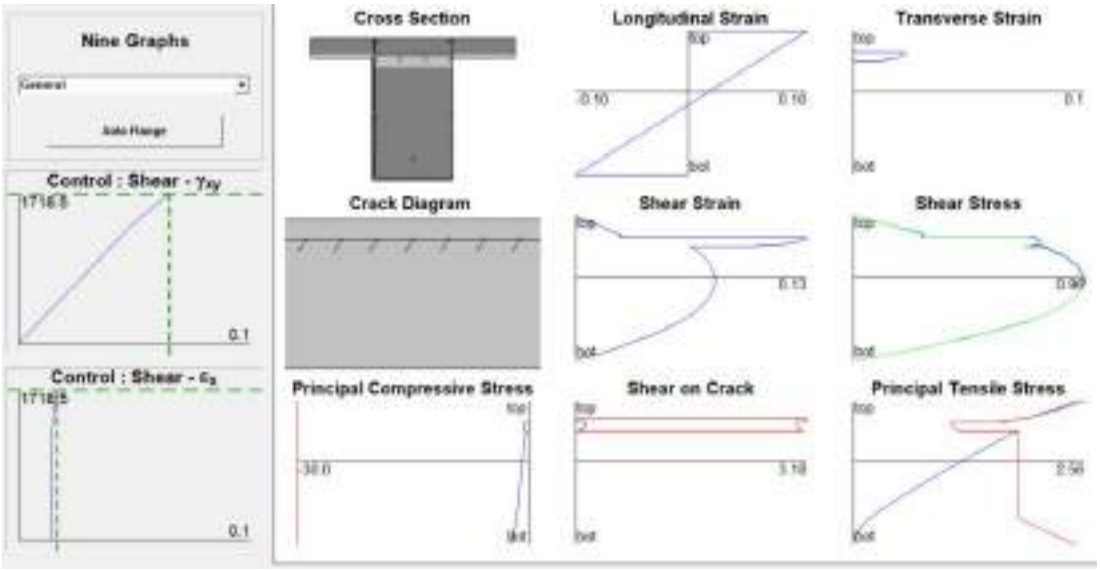


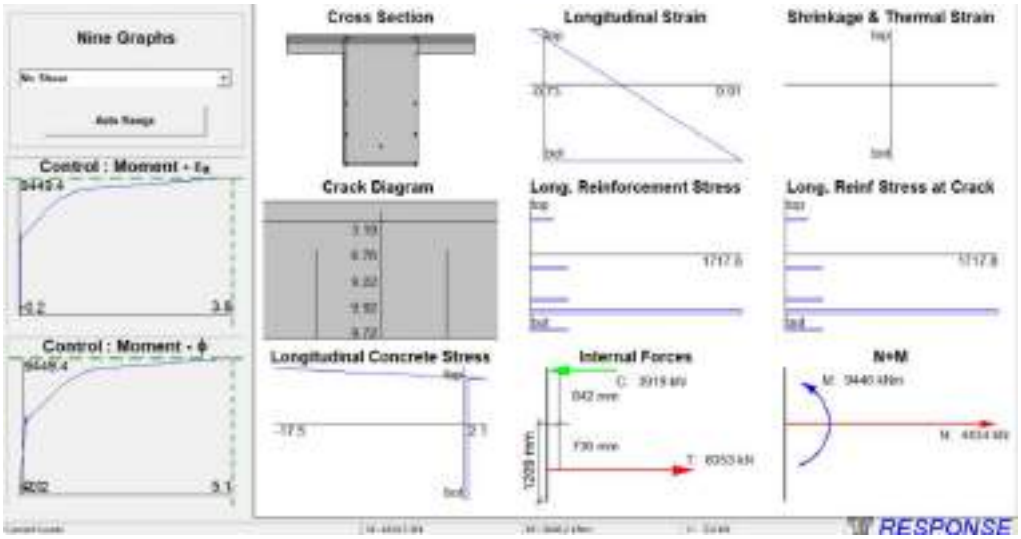
Max Moment = 172-T-m



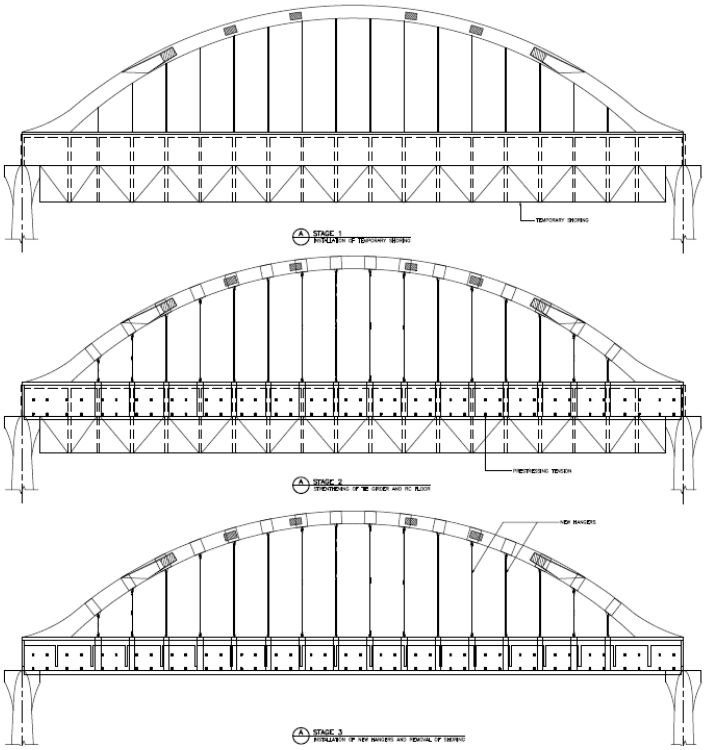
Max Shear = 60 T

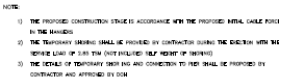
จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ของ Stiffening Girder พบว่าเพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ในกรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu = 431 T-m < 0.9Mn (849 T-m), (Vu = 141 T < 0.90Vn = 153 T)

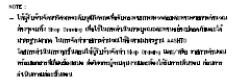




ตัวอย่างของการเสริมกำลังของ Stiffening Girder แสดงดังนี้







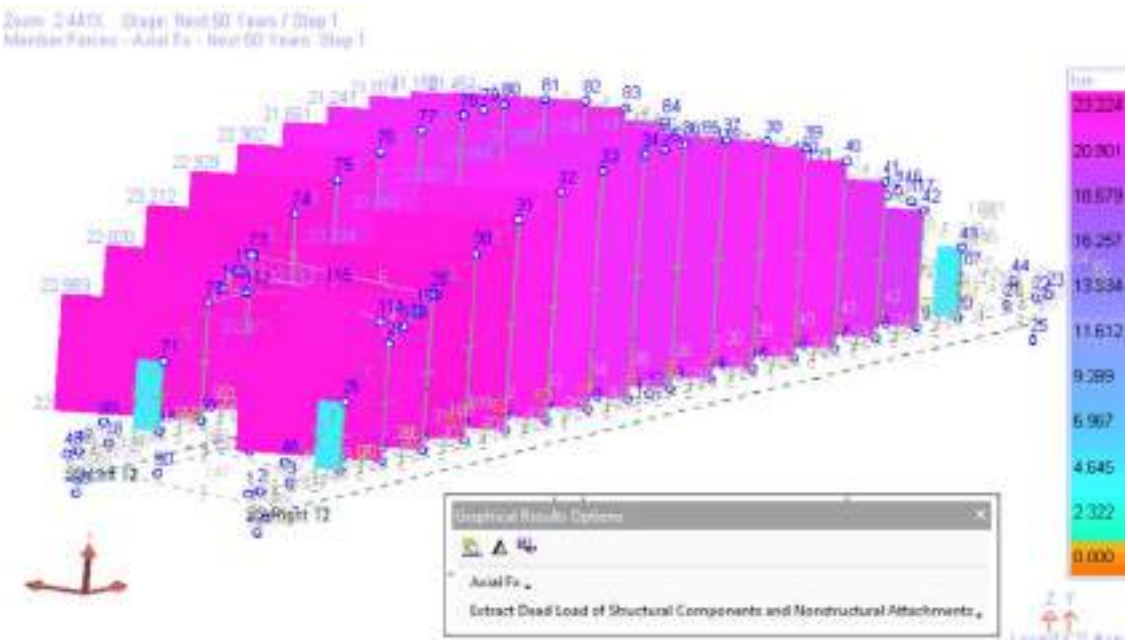
การเสริมกำลังส่วนของ Hanger

ที่ปรึกษาแสดงเปลี่ยนส่วนของ Hanger ใหม่ โดยใช้ เหล็กกำลังสูง (PT Bar) ในการทดแทนเหล็กเดิมที่ เป็นเหล็กกำลังต่ำและพบว่ามีการหย่อนของแรง เพื่อให้เกิดความแข็งแรงในการใช้งานในอนาคต โดยรายละเอียดแสดงดังนี้

ในการรายงานผลจากแบบจำลอง ค่าของแรงใน Hanger จะเป็นค่าของ Cable Type Force ในโครงการนี้เสนอใช้ Multi Strand Cable โดยมีตัวอย่างดังนี้

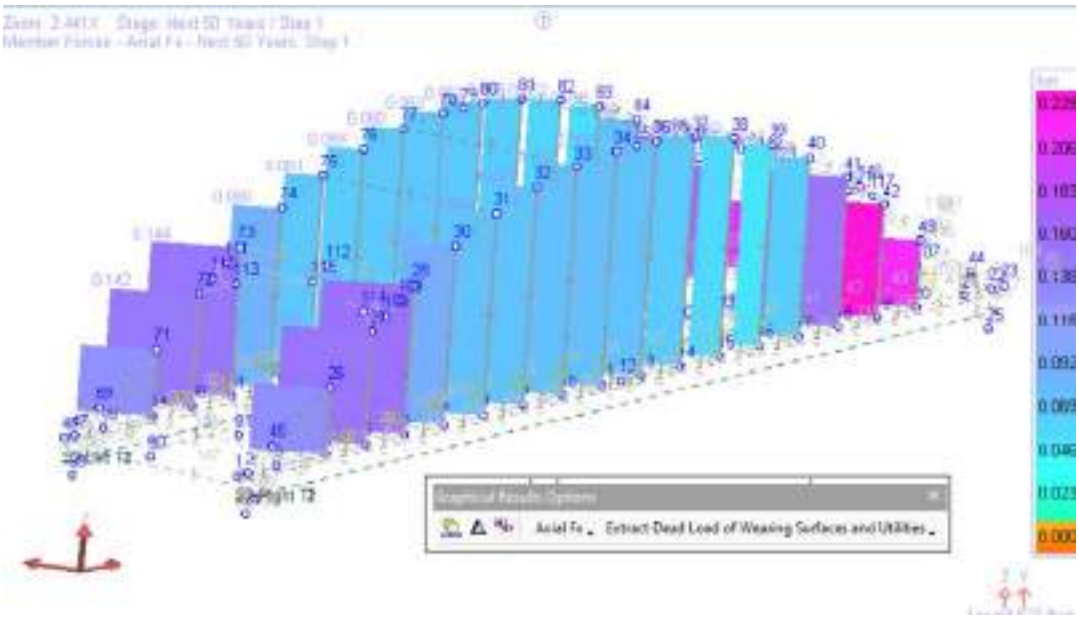
ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

Fx (Axial Force) T



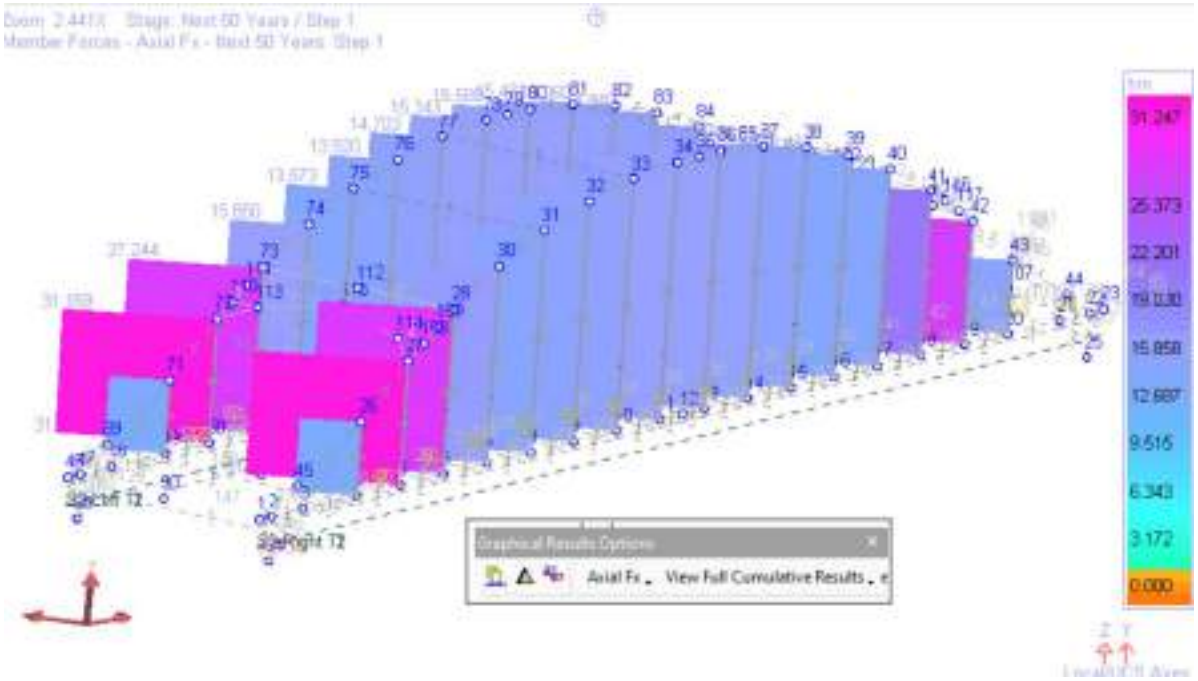
ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

Fx (Axial Force) T



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก All service +TIME exclude LL+IM

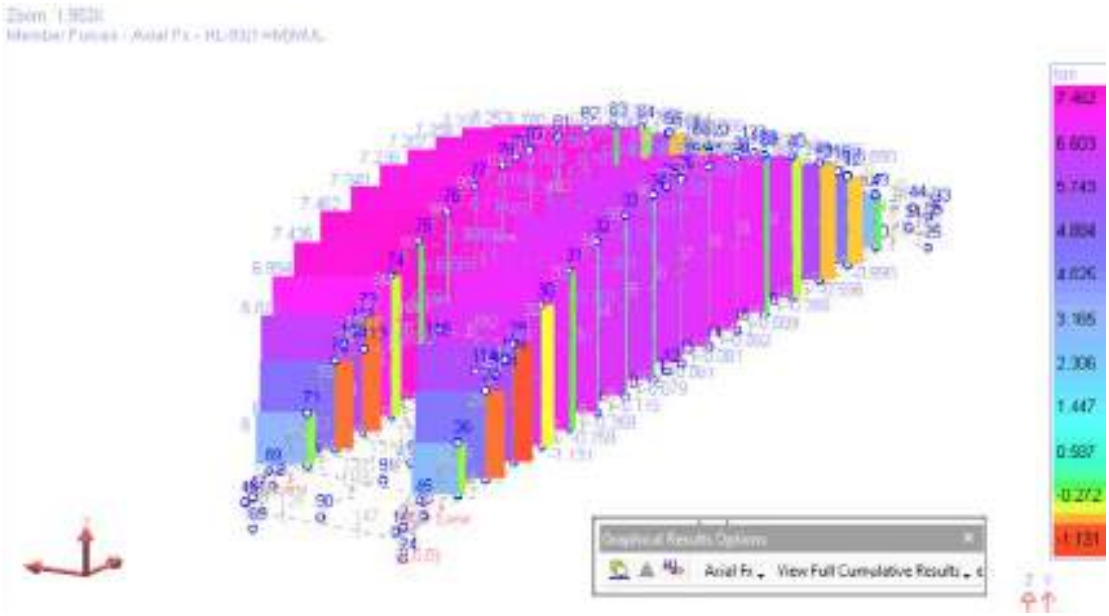
Fx (Axial Force) T



<u>ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL</u> (ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Hanger (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

Hangers (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Tension = 10 T per Hanger

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของ Hanger ตามวิธี Allowable Stress Design โดย ใช้ ค่าที่ยอมให้ ของ Stress ที่เกิดขึ้น ใน Cable ไม่เกิน 0.45 Fy ในสภาวะใช้งาน จากข้อกำหนด FIB นี้ สรุปได้ดังนี้

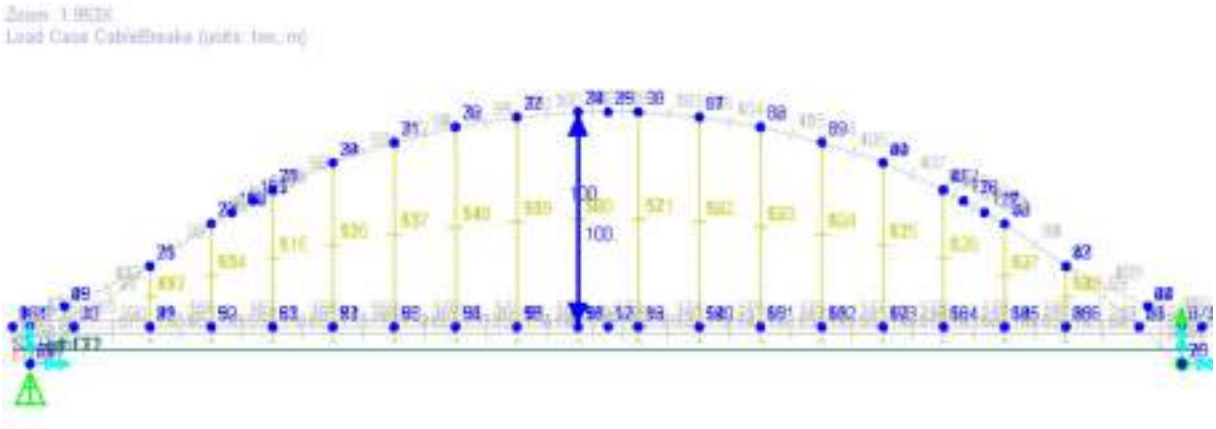
3.12 ALLOWABLE TENSILE STRESS FOR STAY CABLES:
- 3.12.1 0.45 F'_s FOR AASHTO GROUP I LOADING UPON COMPLETION OF CONSTRUCTION. (NOTE: F'_s = MINIMUM SPECIFIED ULTIMATE TENSILE STRENGTH OF THE STRANDS).
- 3.12.2 0.50 F'_s FOR ALL OTHER AASHTO GROUP LOADINGS. (TO BE USED IN LIEU OF AASHTO ALLOWABLE OVER-STRESS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

1) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด (Cable Max Strength (Fu) = 100T per Cable) กรณี DL+SDL เท่ากับ 25 T ซึ่ง<u>ไม่เกิน 0.45 Fu (100 T)</u>
2) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด (Cable Max Strength (Fu) = 100T per Cable) กรณี DL+SDL+LL เท่ากับ <u>41 T ไม่เกิน 0.45 Fu (100T) และในกรณี Strength Limit State 1</u> ไม่เกินกรณีที่ยอมให้ Overload (0.50u) ซึ่งไม่เกินค่าที่ยอมให้ตามข้อกำหนด ในกรณีที่ ให้ยานพาหนะ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งบนสะพาน

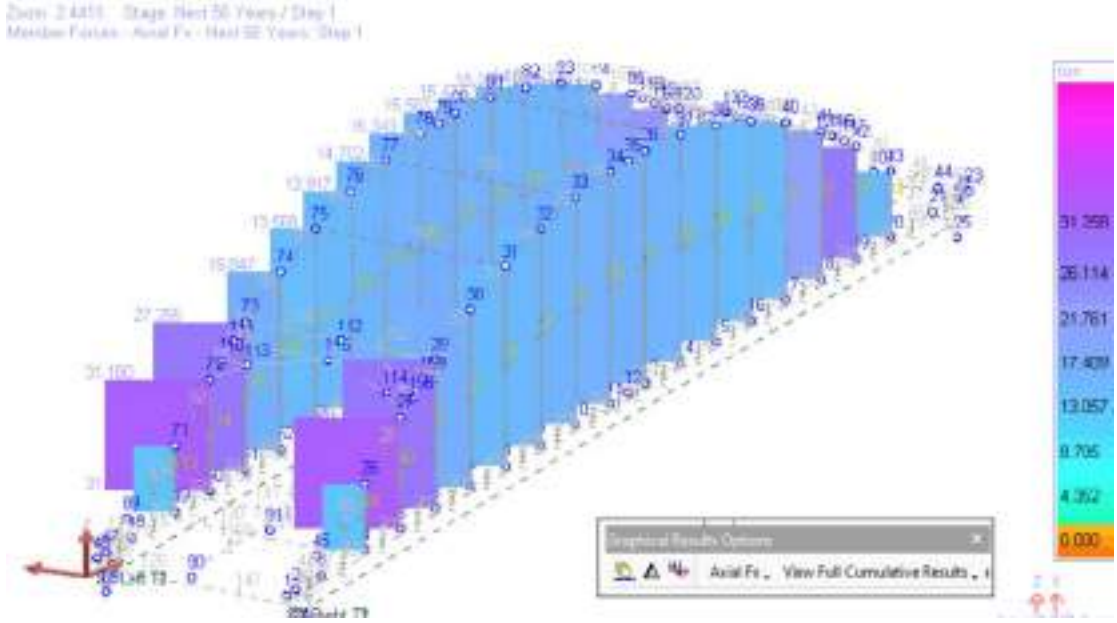
จากนั้น ที่ปรึกษา ตรวจสอบในกรณี ที่เกิด การเปลี่ยน Cable Stay ตามข้อกำหนด FIP และกรณีเกิด Cable ขาด ว่า โครงสร้างภายหลังการเสริมกำลังสามารถรับได้หรือไม่แสดงดังนี้

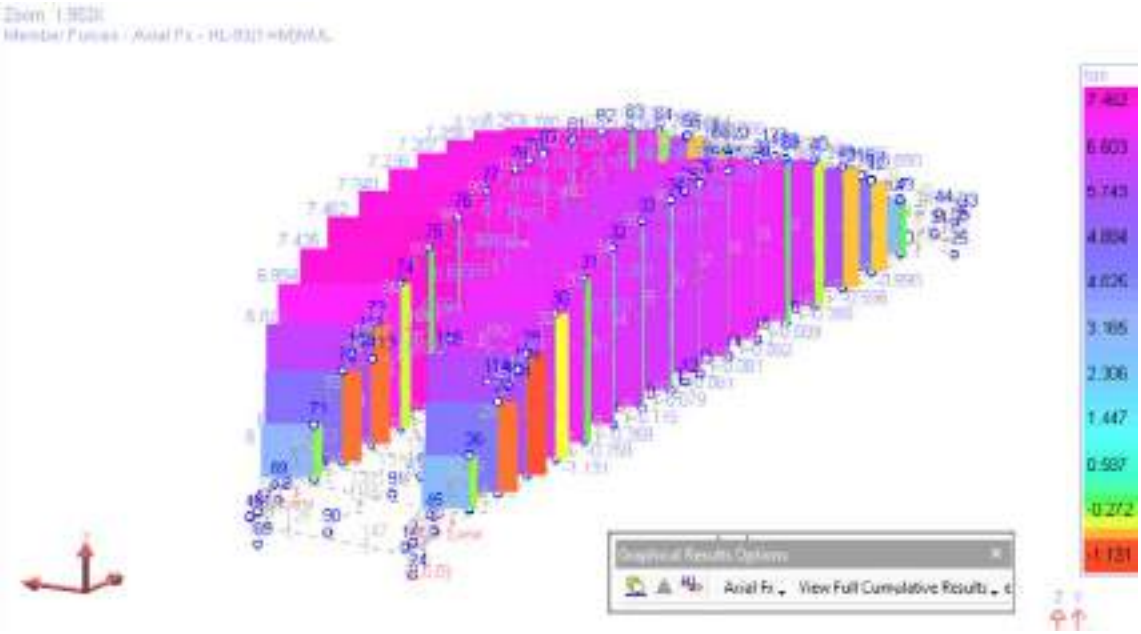
โดยเนื่องจาก กรณี Cable Loss จะ Critical กว่า การเปลี่ยน Cable ดังนั้น ที่ปรึกษาจึงดำเนินการตรวจสอบดังนี้

ในการคำนวณแรงที่เกิดจาก Cable ขาด FIP ให้สมมุติ การเกิด Impact ของแรงย้อนกลับเท่ากับ 200% ของแรงตึงใน Cable ก่อนขาด จากข้อกำหนดนี้ ที่ปรึกษาได้พิจารณาเลือก Cable บริเวณกลางสะพานเกิดการขาดเพื่อดำเนินการวิเคราะห์ดังนี้



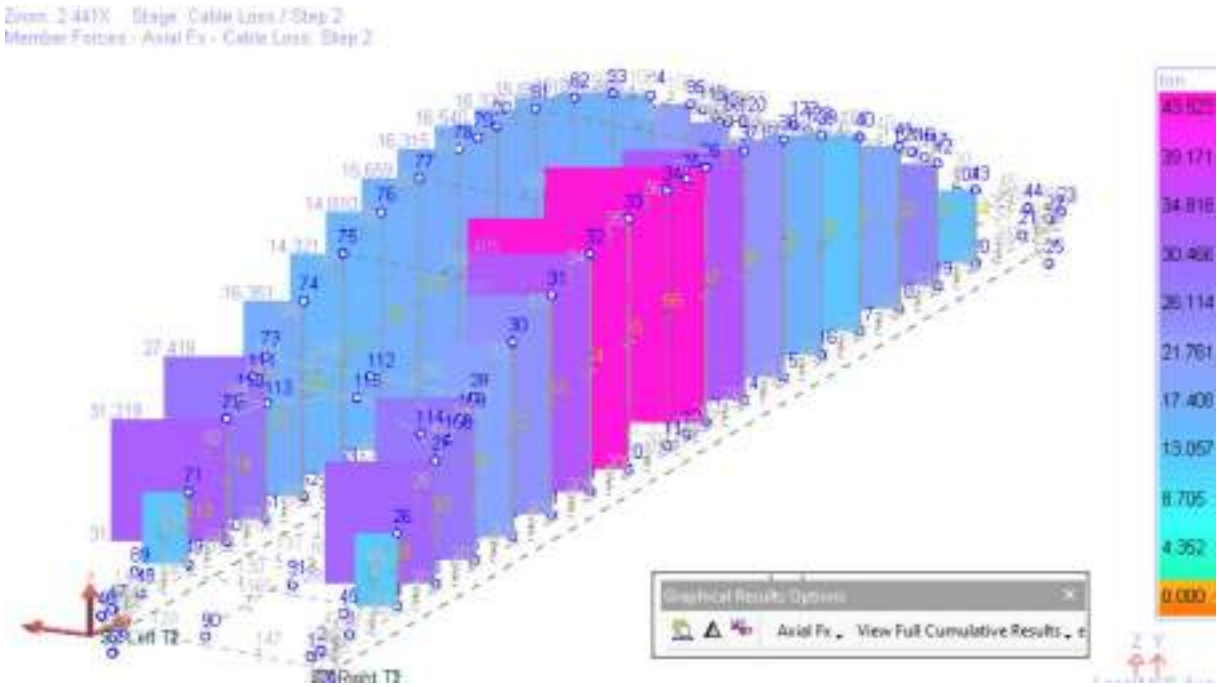
แรงภายใน Hanger (ในระดับสภาวะใช้งาน DL+SDL+LL+IM+PS) ก่อน Cable Loss



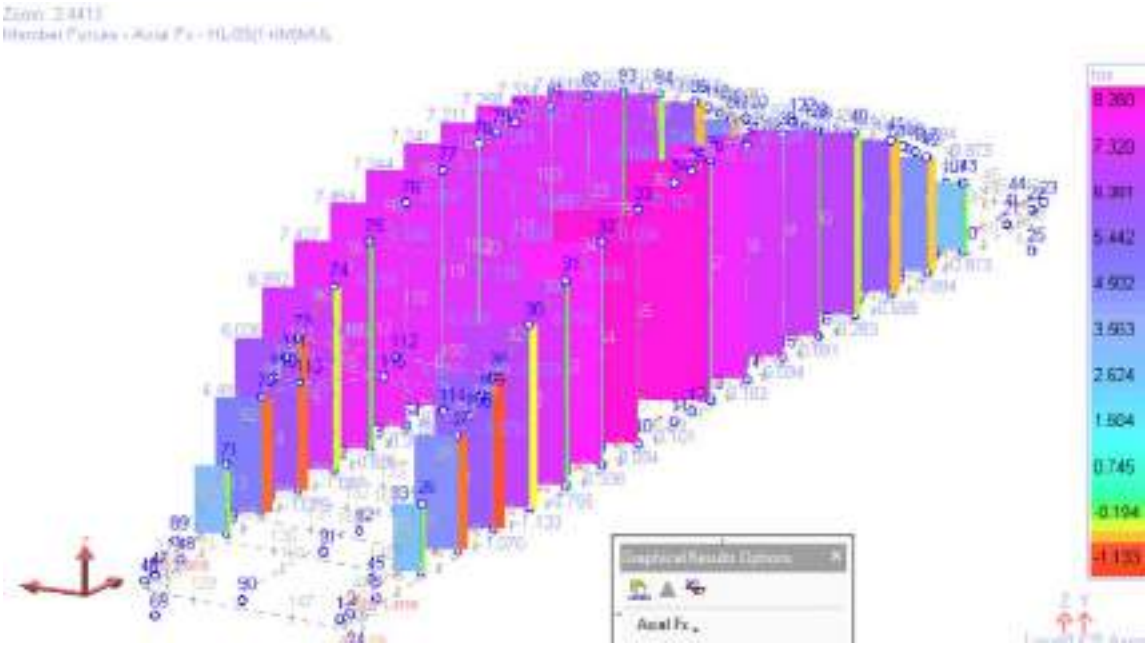


Max Cable Force = 38 T per Cable (ก่อน Cable Loss)

แรงภายใน Hanger (ในระดับสภาวะใช้งาน DL+SDL+LL+IM+PS+Cable Loss) หลัง Cable Loss



แรงภายใน Hanger (เนื่องจาก LL+IM) หลัง Cable Loss ของ ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น



Max Cable Force = 51.76 T per Cable (หลัง Cable Loss) (เพิ่มขึ้น 36%)

จากการวิเคราะห์จะเห็นได้ว่า ภายหลังเกิดการ ขาดของ Cable จะทำให้แรงที่เกิดขึ้นจากการขาด Redistribute ไปยัง Hanger ข้างเคียง โดย แรงที่เพิ่มขึ้นใน Cable ข้างเคียง อยู่ในระดับประมาณ 43.5 T เมื่อรวมกับผลของน้ำหนักบรรทุกที่อาจเกิดขึ้นในระหว่างที่ Cable ขาด แรงภายใน Cable จะมีค่าเท่ากับ 8.26 T ผลรวมประมาณ 51.76 T ซึ่งยังไม่เกินระดับที่ FIP ยอมให้ (0.6Fu = 60 T/Hanger)

<u>สะพานช่วง S3 (Tie Arch)</u>

ในส่วนของ Arch Rib ที่ปรึกษาจะทำการเพิ่ม ขนาดของหน้าตัด รวมทั้งการเสริมเหล็กเพื่อให้สามารถรองรับ Axial Force และ Moment เนื่องจาก ยานพาหนะ ประเภท ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ได้

รูปแบบของการเสริมกำลัง Arch Rib ที่ปรึกษาเลือกใช้ Concrete Jacketing หุ้มคอนกรีต Arch Rib เดิม เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่าย และ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

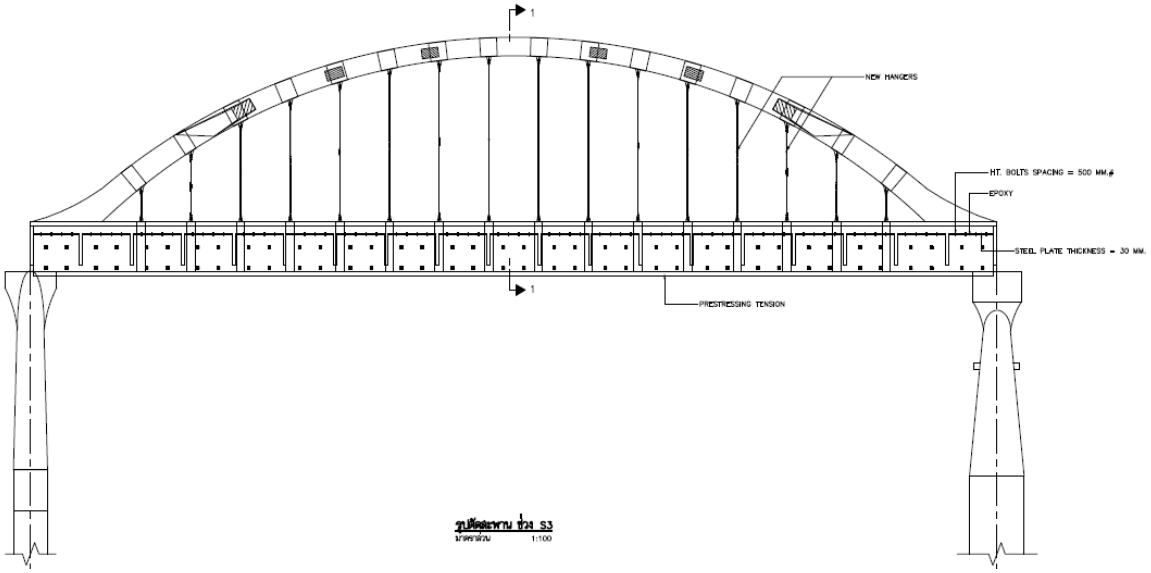
โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

โดยในกรณีนี้ Hanger เดิมทุกชิ้นจะต้องดำเนินการเสริมด้วย Hanger .ใหม่เพื่อให้สามารถรองรับน้ำหนักที่เพิ่มจากขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน โดย สามารถดำเนินการโดยใช้Steel Jacketing หุ้มบริเวณตำแหน่งของ Hanger เดิม เพื่อดำเนินการเปลี่ยนเป็น Hanger รูปแบบใหม่เช่น PT Bar ซึ่งเป็นระบบที่สามารถถอดเปลี่ยนได้ในอนาคต

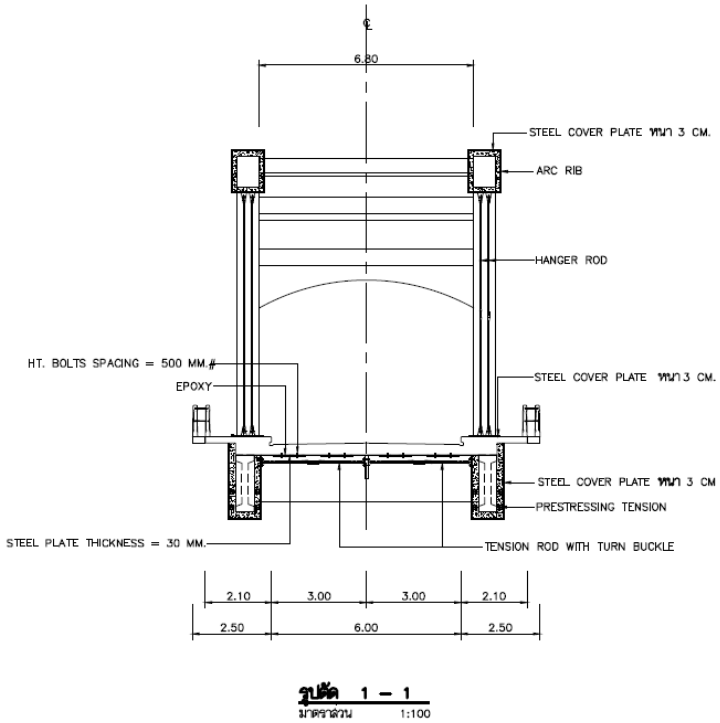
ในส่วนของ Stiffening Girder เดิม จะดำเนินการเสริมกำลังโดยใช้ Concrete Jacketing ร่วมกับการใช้ Internal Prestressing System เพื่อช่วยในการลดการแตกร้าวในอนาคต รวมทั้งในบริเวณที่เป็น

ตำแหน่งของ New Hanger จะดำเนินการเสริมเพิ่มด้วย Steel Jacketing เพื่อให้สามารถยึดกับ New Hanger ที่สามารถเปลี่ยนได้ในอนาคต

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลัง Arch Rib แสดงดังนี้



ตัวอย่างรูปแบบการซ่อมและเสริมกำลังช่วง Arch

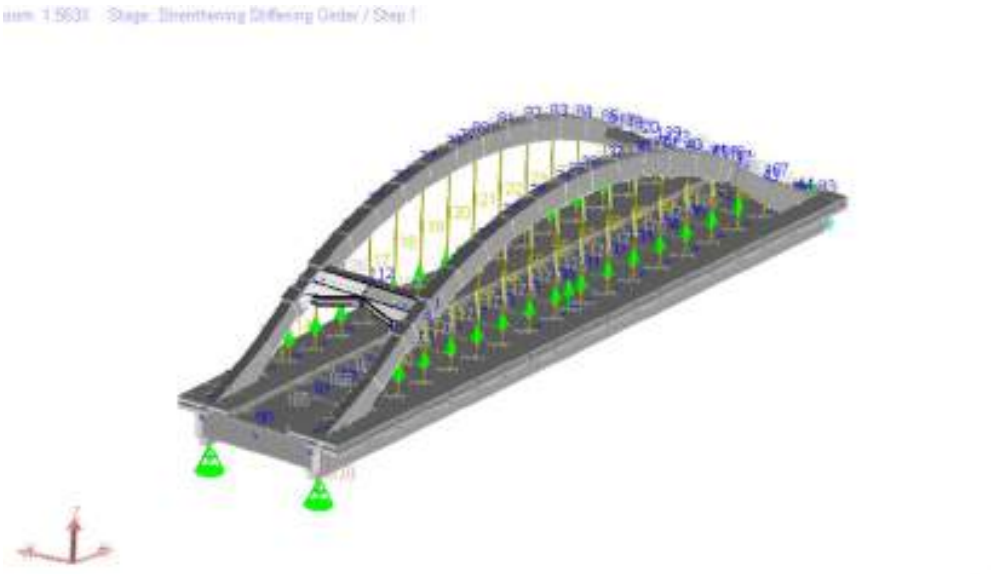


จากแนวความคิดข้างต้น ที่ปรึกษา เสริมกำลัง และ ทำการวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างของสะพานภายหลังการเสริมกำลังเพื่อใช้ในการ ประเมินตามมาตรฐาน AASHTO LRFD และ FIB แสดงดังนี้

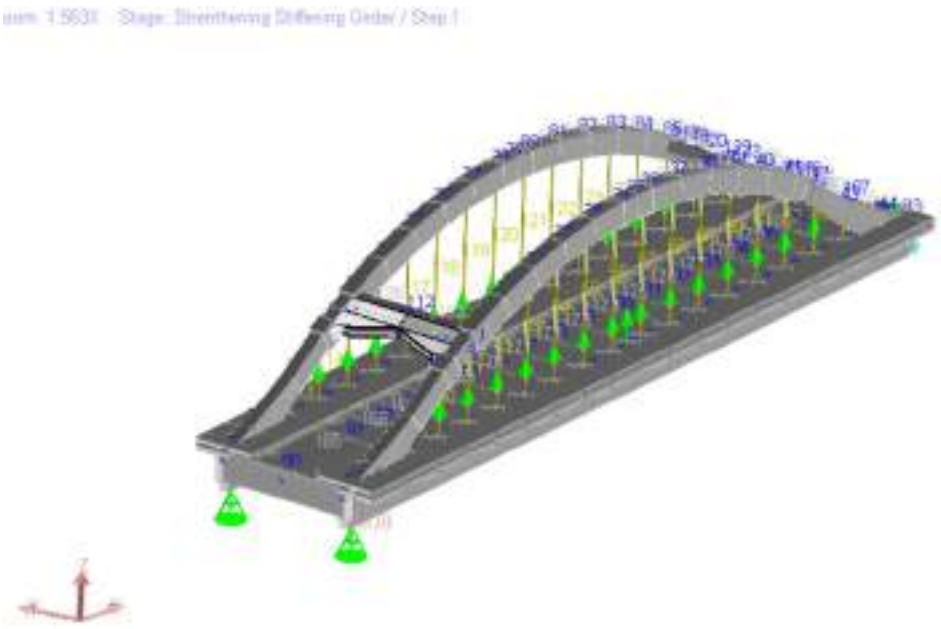
โดยในการวิเคราะห์สะพานได้ดำเนินการสร้างแบบจำลอง ต่อจาก เวลาเปิดใช้งานสะพานมาแล้ว 70 ปี ดังนี้



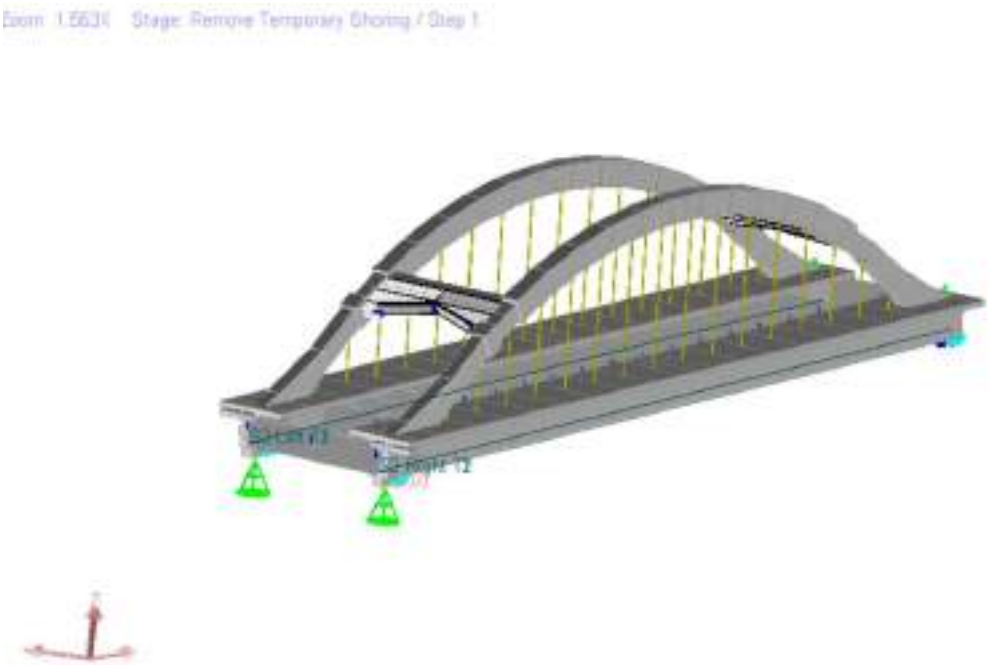
ขั้นตอนการติดตั้ง Temporary Support ใต้คานของสะพานเดิม



ขั้นตอน RC Jacketing คานสะพานและทำการดึงลวดอัดแรง



ขั้นตอน RC Jacketing Arch Rib และ เปลี่ยน Hanger



ขั้นตอนการถ่ายน้ำหนักลง Bearing ใหม่ ของสะพาน

Envelope Selected Result Cases | Incremental Results | Report In Local UCS
Min/Max for: Force – Z – (ton) | Min/Max | ABS | 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	24	t 50 Years: St	0.7736	16.8741	271.2507	-84.4707	0.0000	76.2015
2	24	t 50 Years: St	0.7736	16.8741	271.2507	-84.4707	0.0000	76.2015
3	25	t 50 Years: St	0.0000	8.3078	267.8036	-26.1952	0.0000	-50.3368
4	25	t 50 Years: St	0.0000	8.3078	267.8036	-26.1952	0.0000	-50.3368
5	69	t 50 Years: St	-0.7586	-16.8000	275.4999	64.7450	0.0000	-81.1601
6	69	t 50 Years: St	-0.7586	-16.8000	275.4999	64.7450	0.0000	-81.1601
7	70	t 50 Years: St	0.0000	-8.3856	258.4628	60.2720	0.0000	53.6912
8	70	t 50 Years: St	0.0000	-8.3856	258.4628	60.2720	0.0000	53.6912

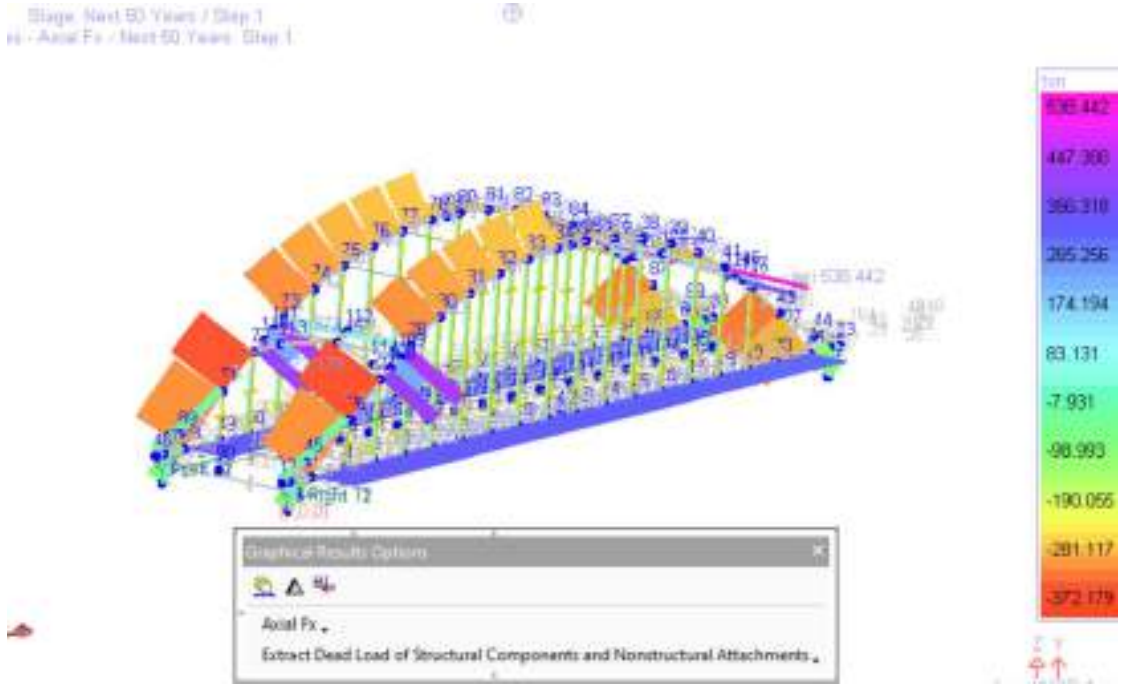
จากผลการวิเคราะห์ ได้ ค่าของ แรงกระทำของ Bearing กรณี (DL+SDL+PS+TIME) ดังแสดงในตารางด้านบน

ที่ปรึกษาได้นำแบบสะพานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ทำการวิเคราะห์หาแรงภายในเพื่อตรวจสอบกำลังการรับน้ำหนักภายหลังการเสริมกำลังแสดงดังนี้

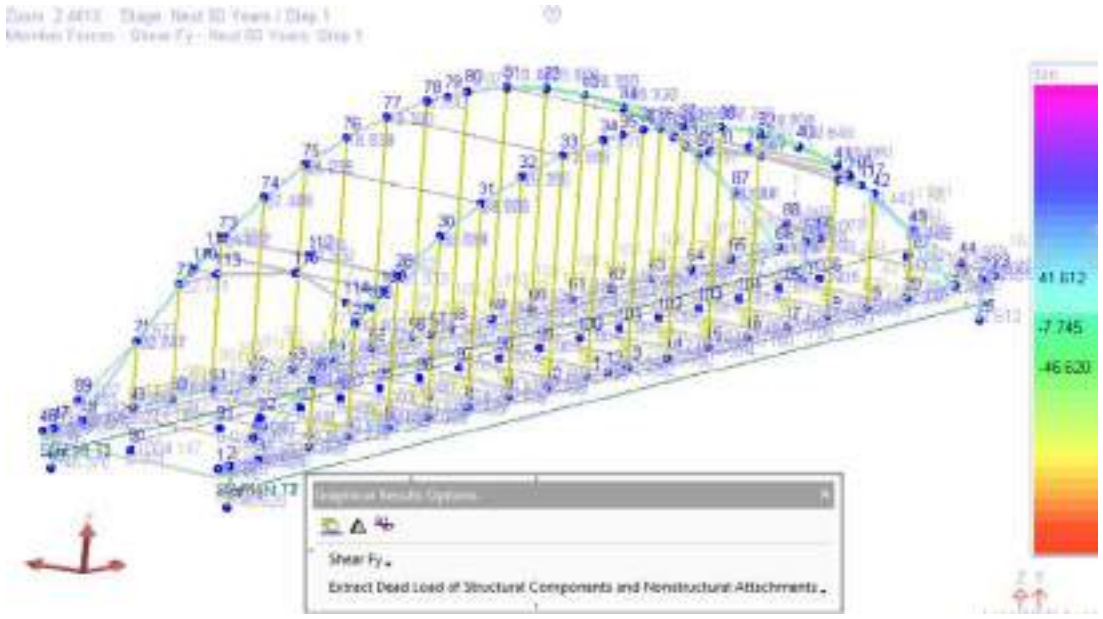
Arch Rib (ภายหลังการเสริมกำลัง)

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

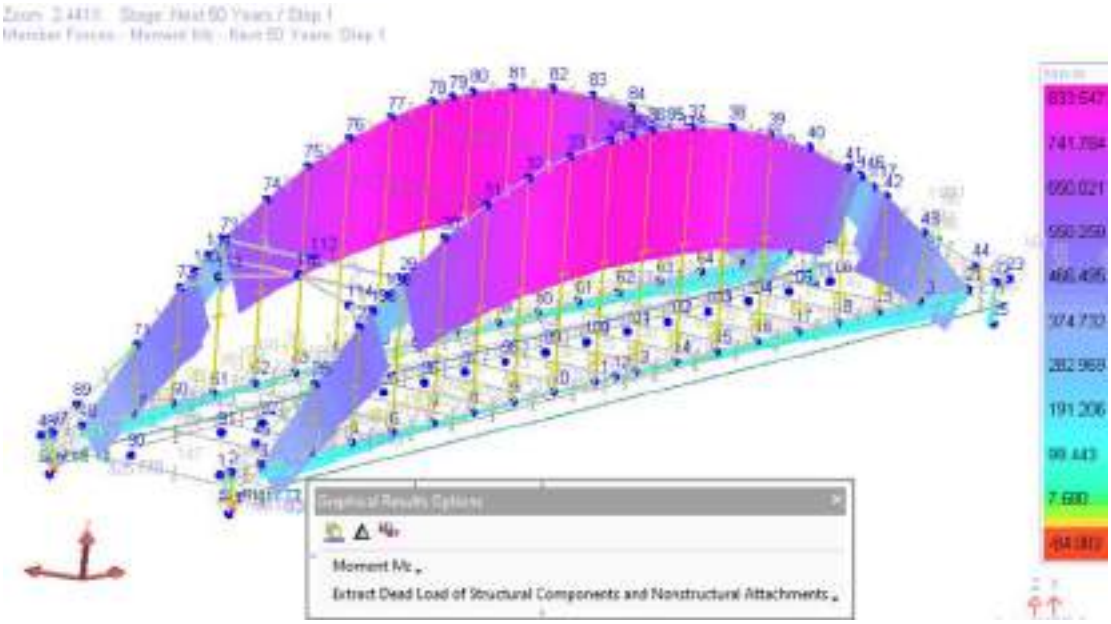
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

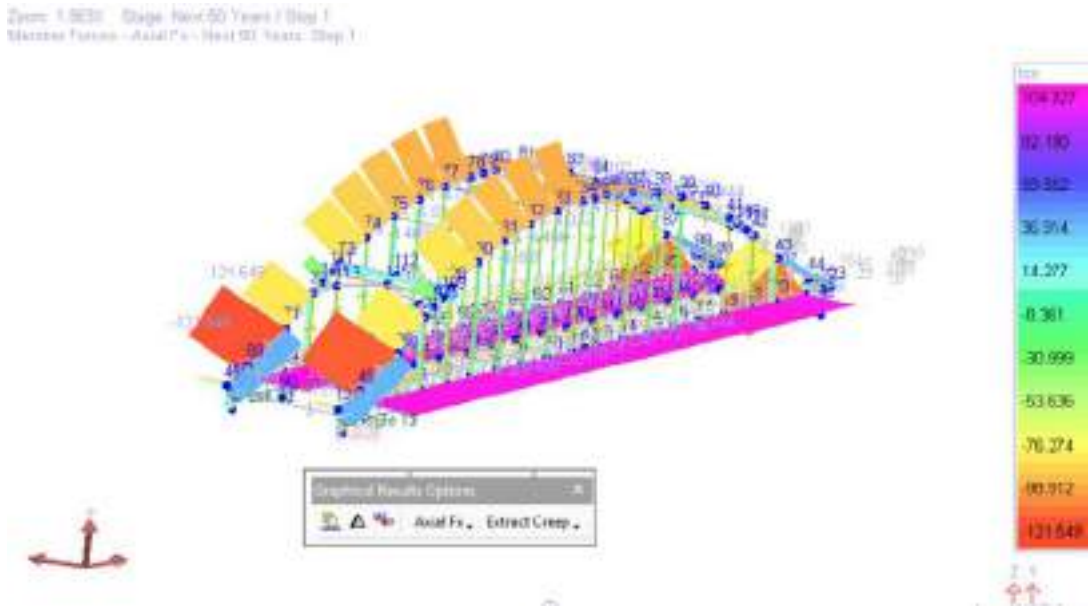


Mz (Moment) T-m

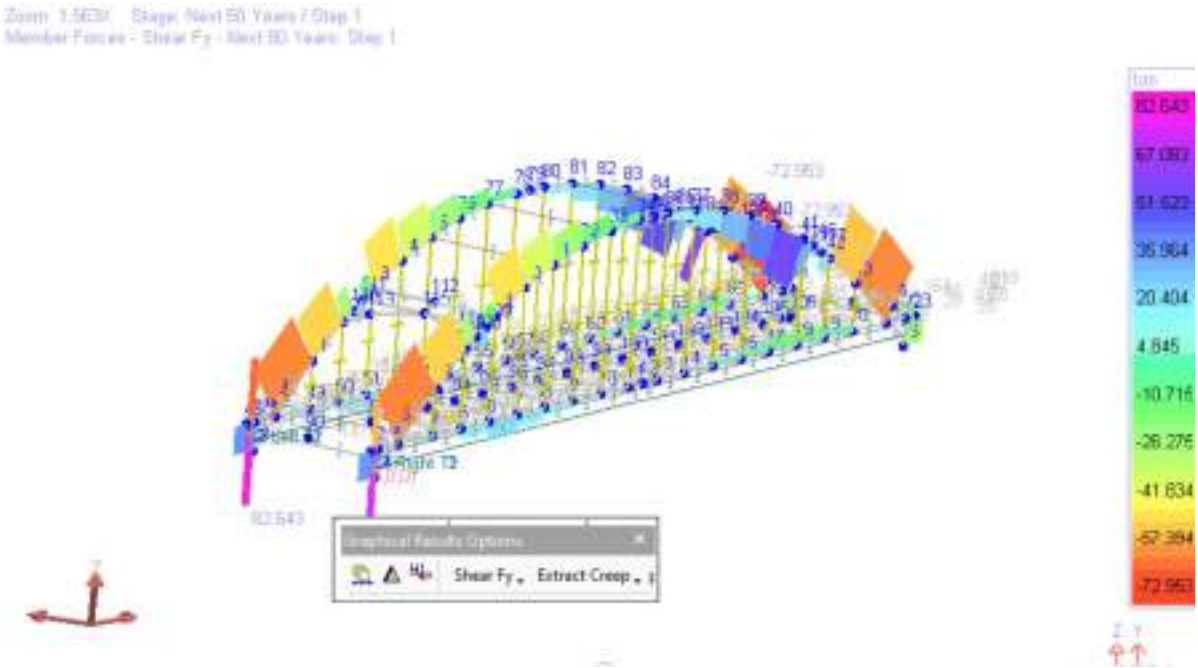


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

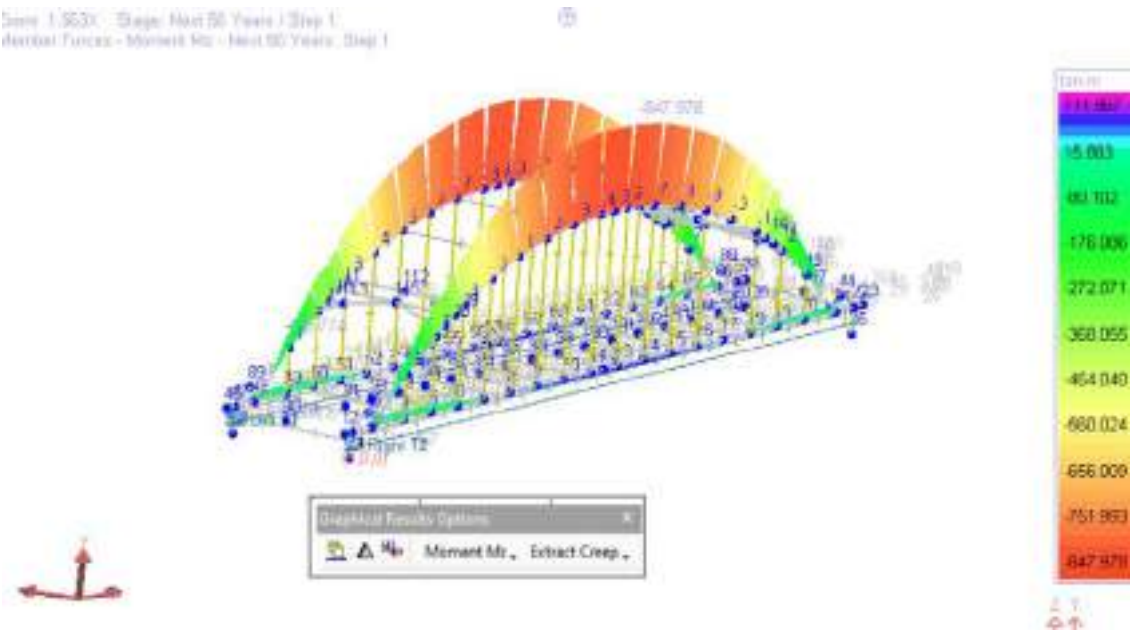
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T



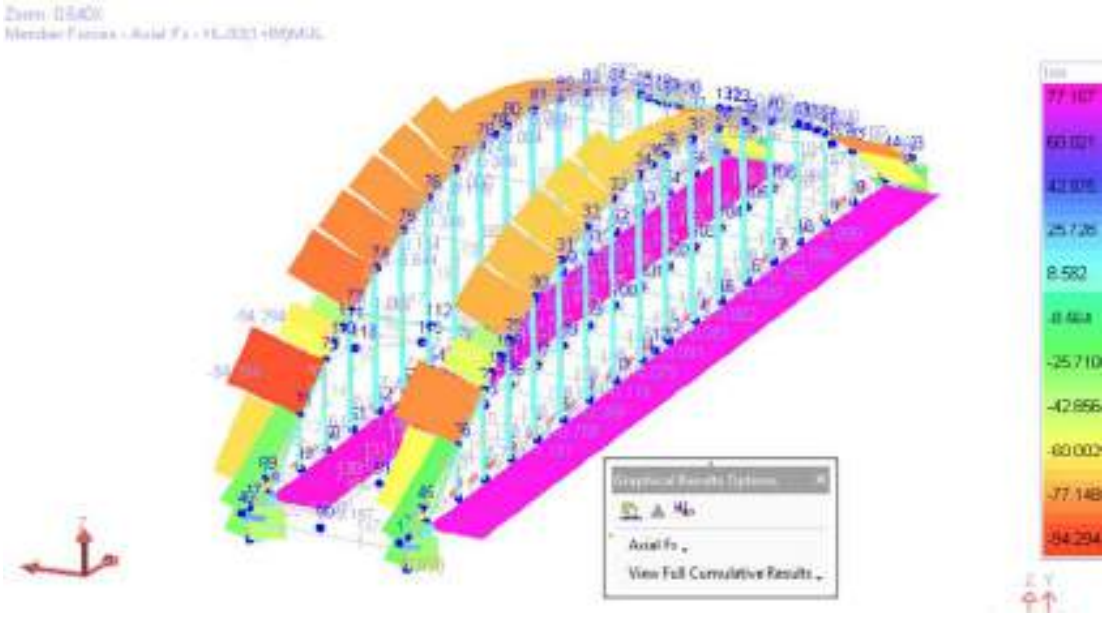
Mz (Moment) T-m



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

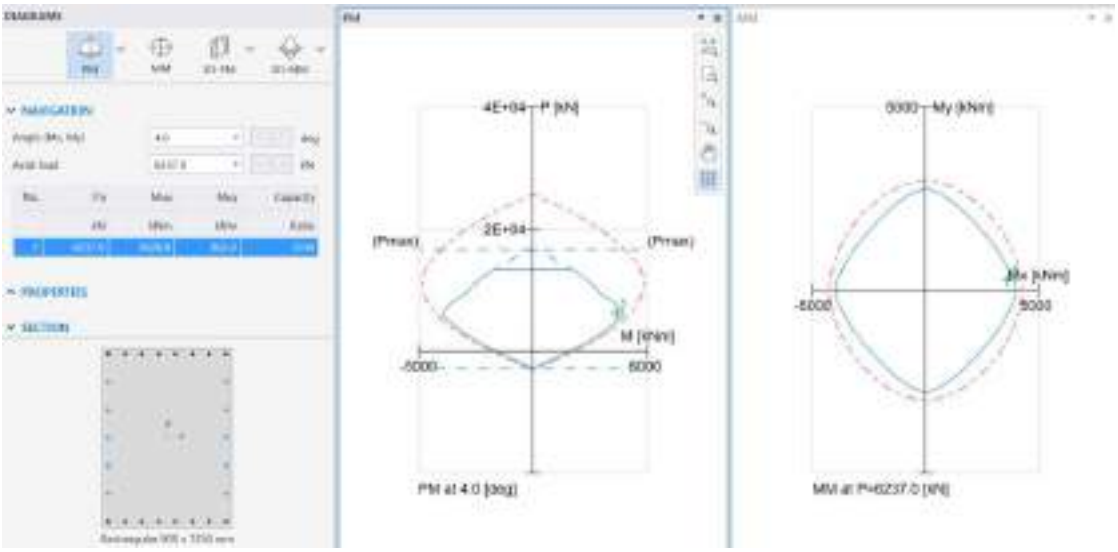
Fx (Axial Force) T

Arch Rib (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

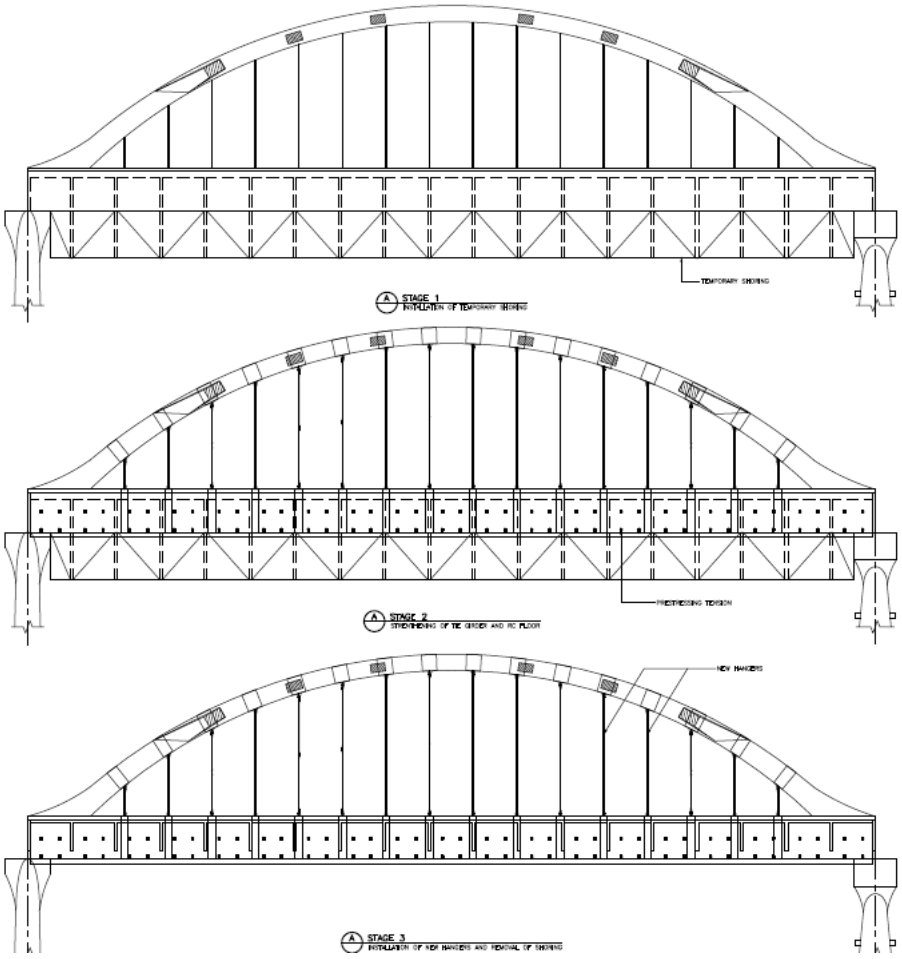


Max Axial Force = -94 T Per Rib

จากการนำหน้าตัดของ Arch Rib มาทำการเสริมกำลังด้วย Concrete Jacketing ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Arch พบว่า เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ดังแสดงในรูป P-M Interaction Diagram ดังนี้



ตัวอย่างของการเสริมกำลังของ Arch Rib แสดงดังนี้

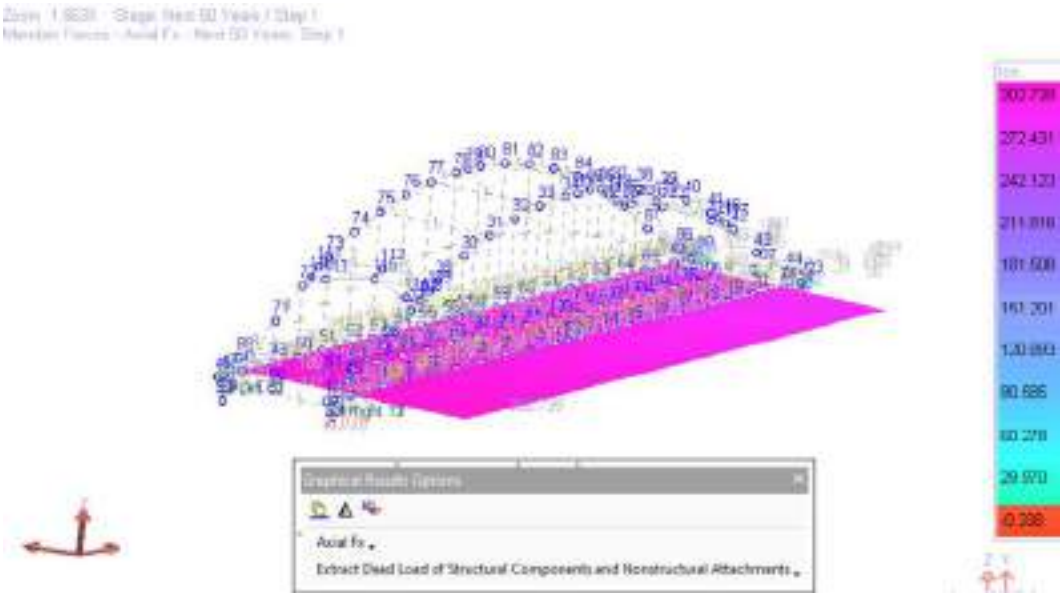


การเสริมกำลังส่วนของ Stiffening Girder

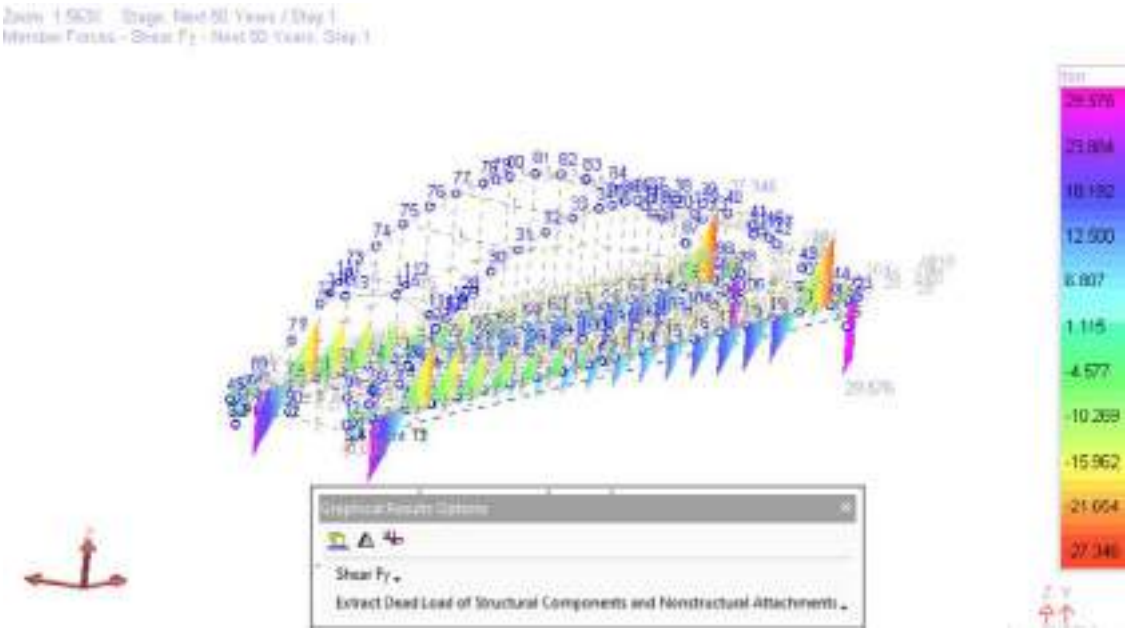
ที่ปรึกษาแสดงการเสริมกำลังของ Stiffening Girder โดยการใช้ Concrete Jacketing รวมกับการดึงลวดอัดแรงตามยาวเพื่อช่วยในการลด ความเค้นดึง ในระหว่างการใช้งานและช่วยในการเพิ่มกำลังของหน้าตัด โดยรายละเอียดแสดงดังนี้

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

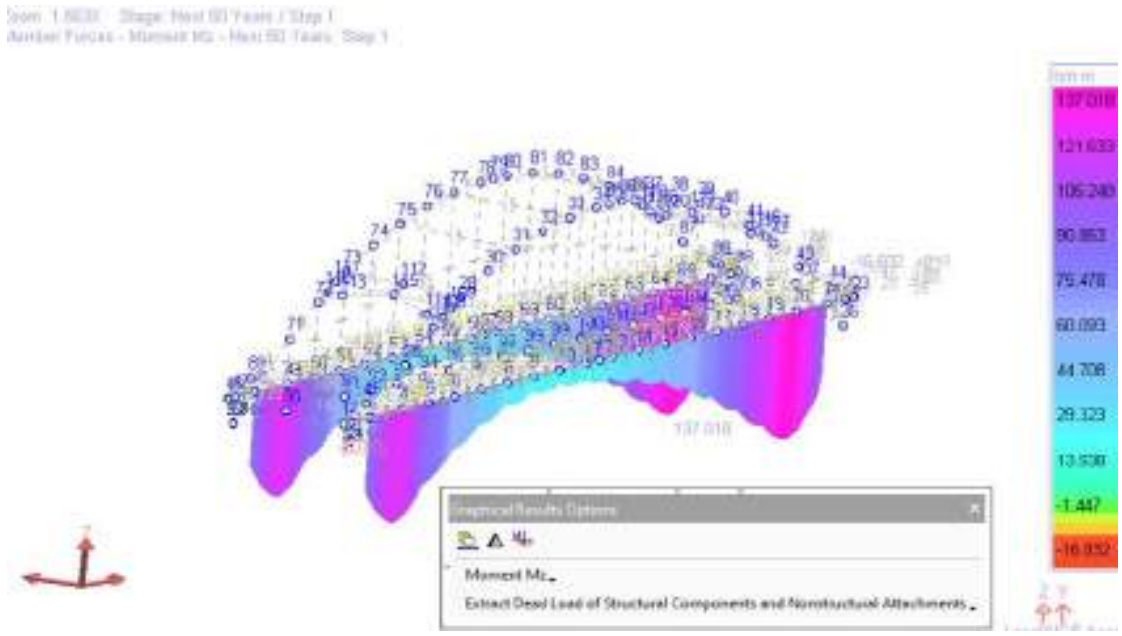
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

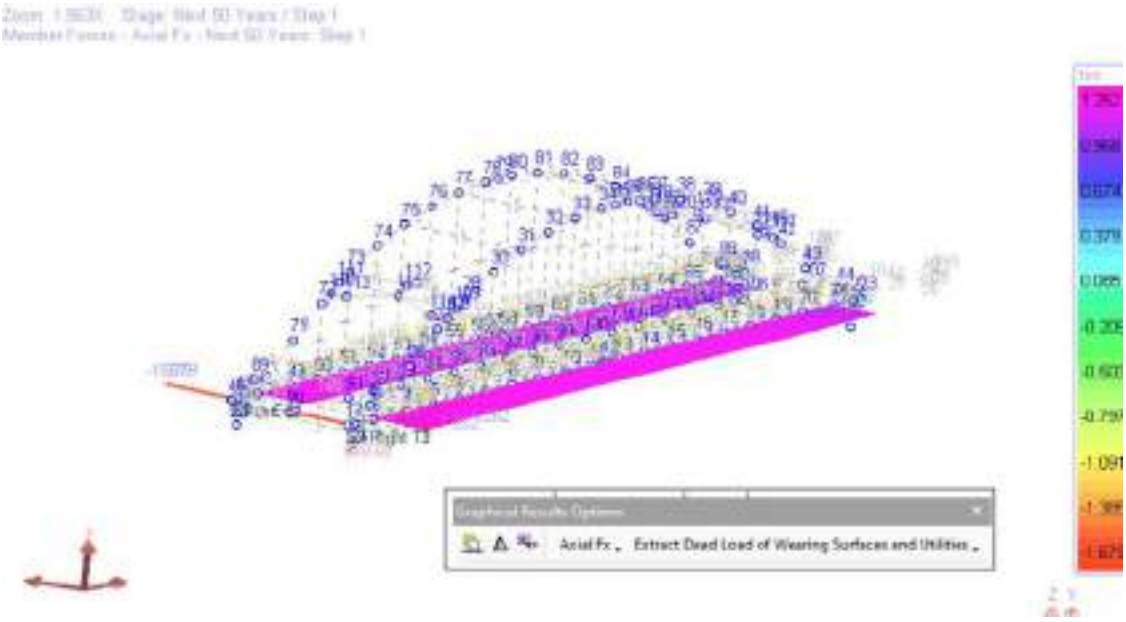


Mz (Moment) T-m

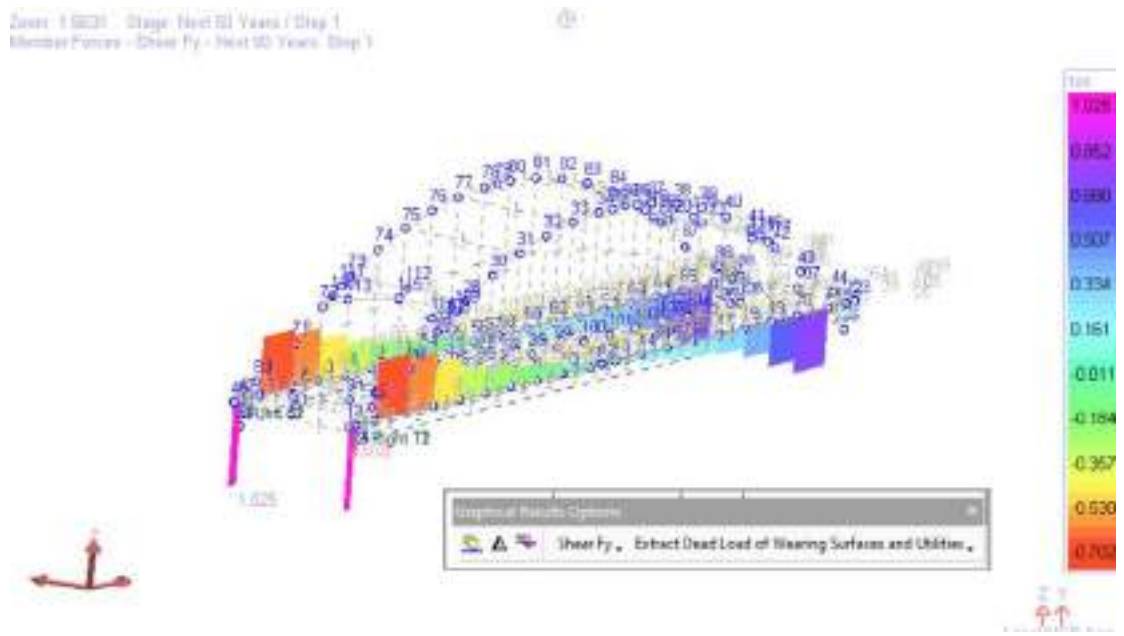


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

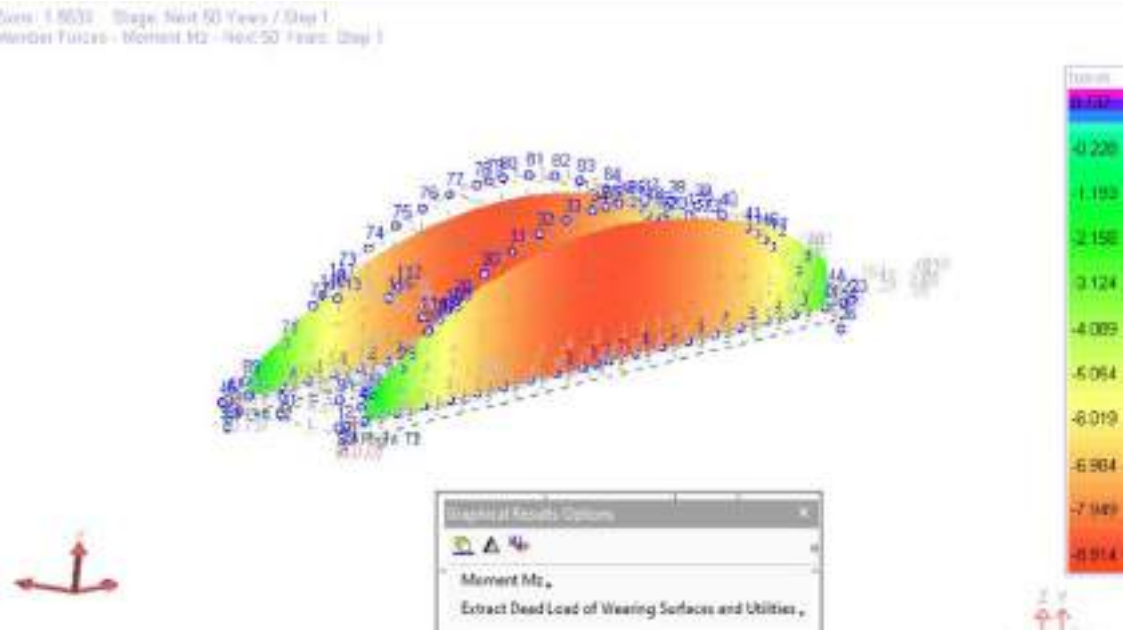
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

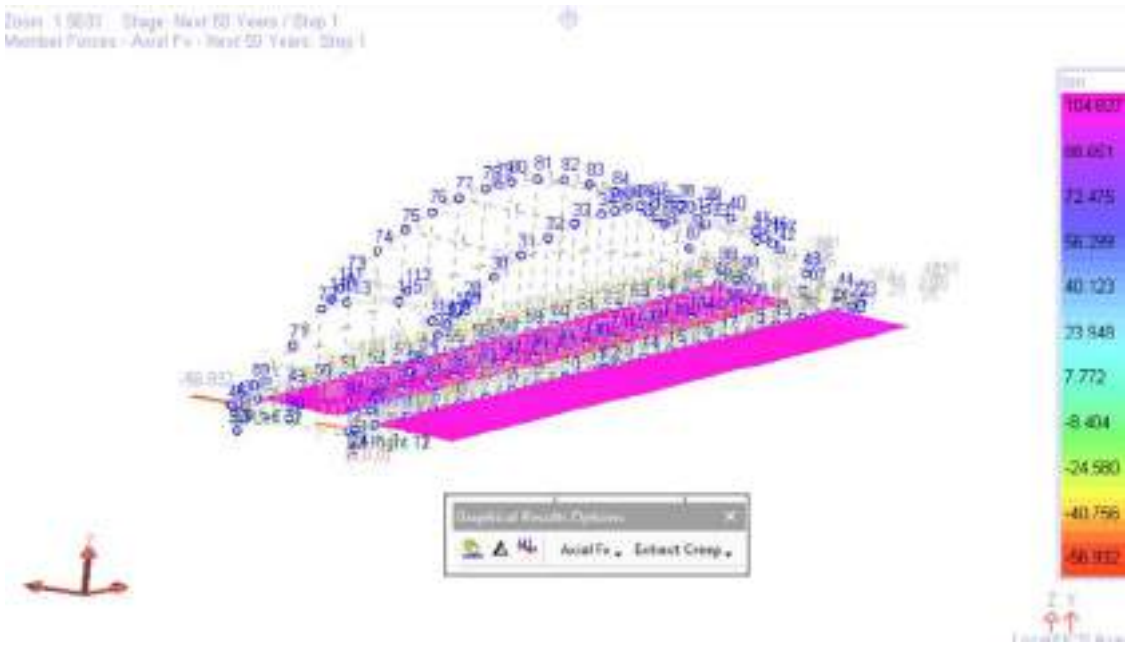


Mz (Moment) T-m

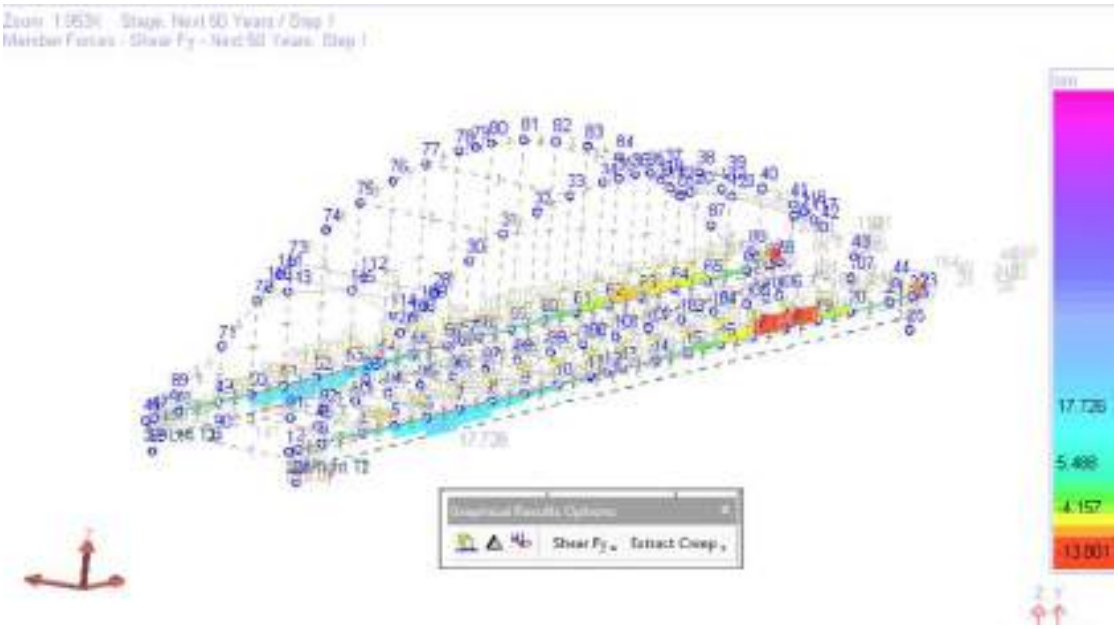


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

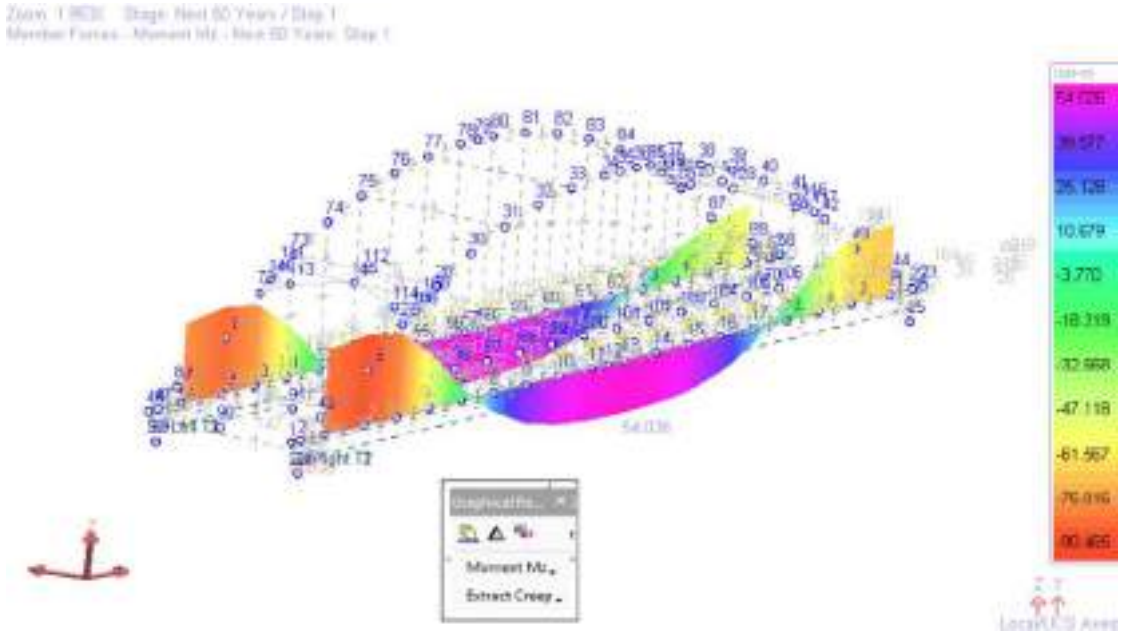
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

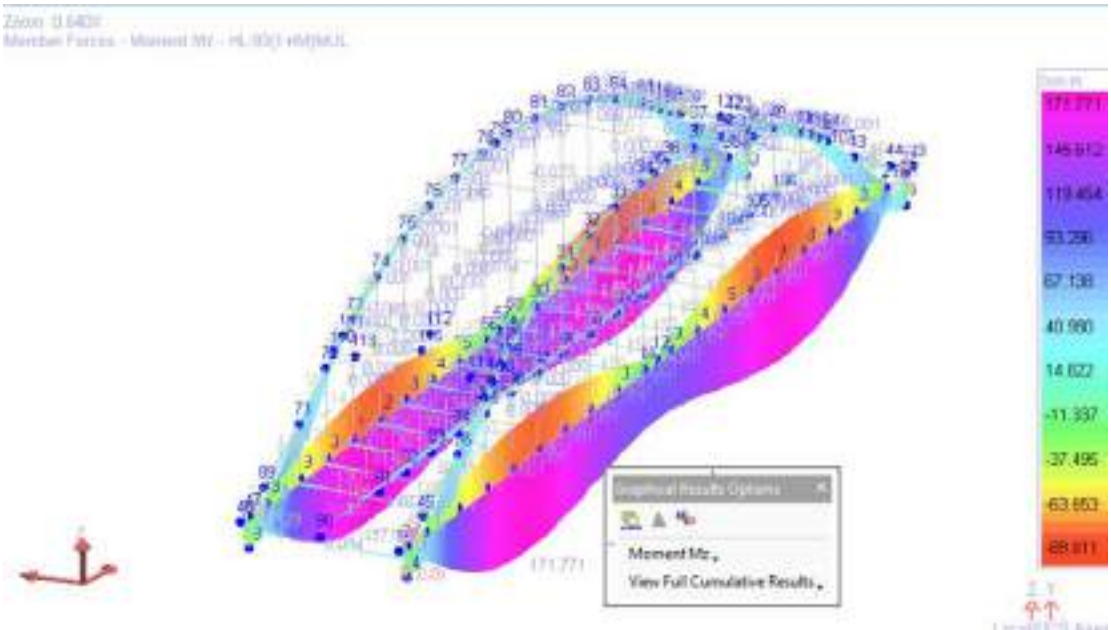


Mz (Moment) T-m

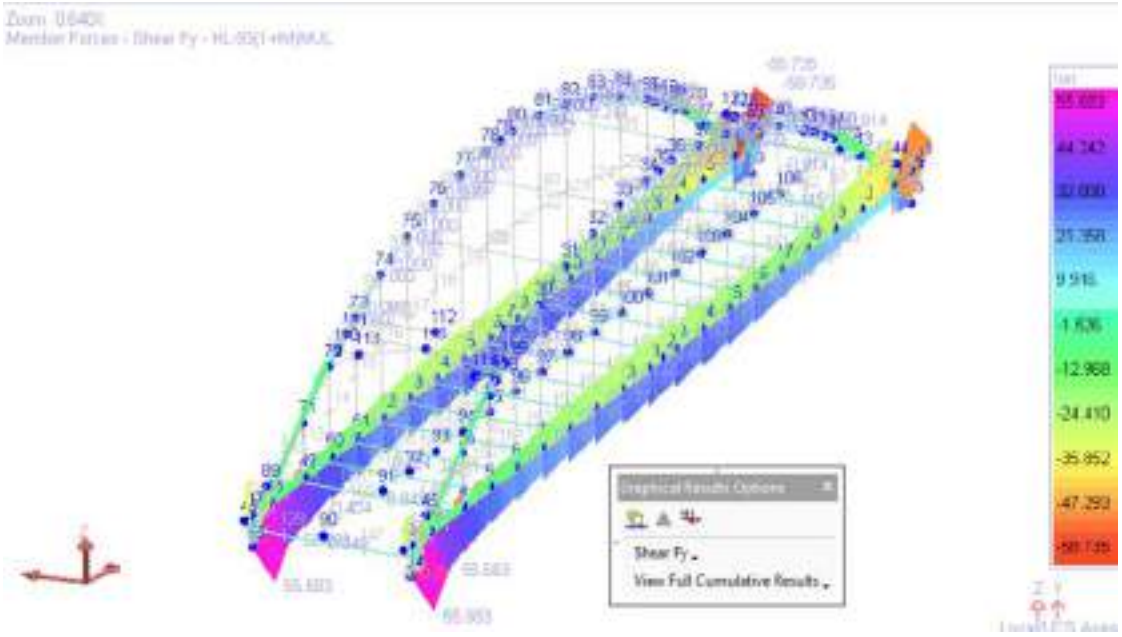


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Stiffening Girder (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้นวิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน Stiffening Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

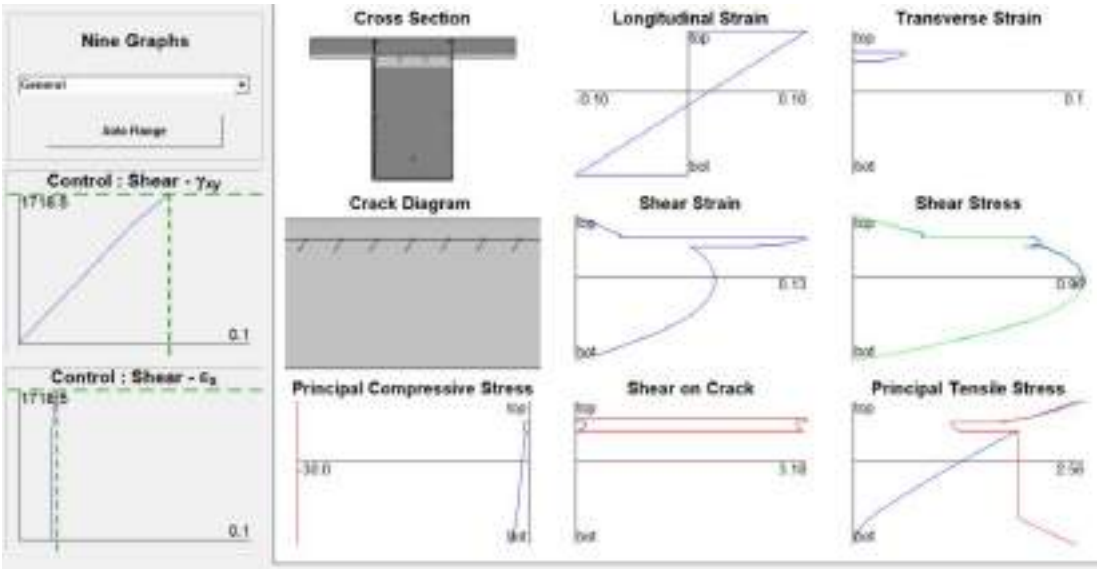


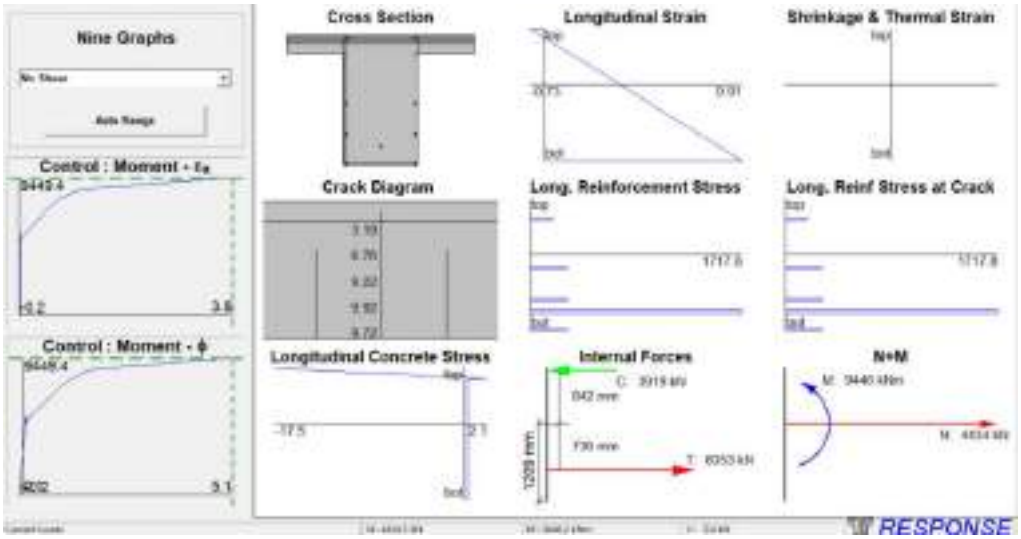
Max Moment = 172-T-m



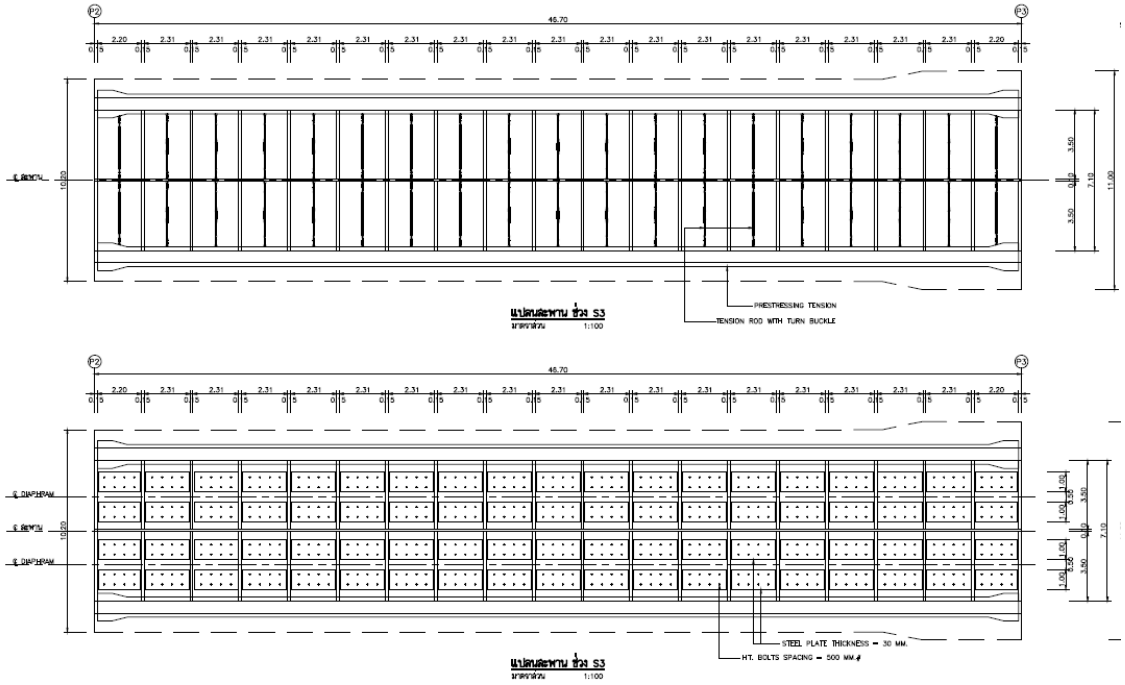
Max Shear = 60 T

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ของ Stiffening Girder พบว่าเพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ในกรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu = 431 T-m < 0.9Mn (849 T-m), (Vu = 141 T < 0.90Vn = 153 T)





ตัวอย่างของการเสริมกำลังของ Stiffening Girder แสดงดังนี้



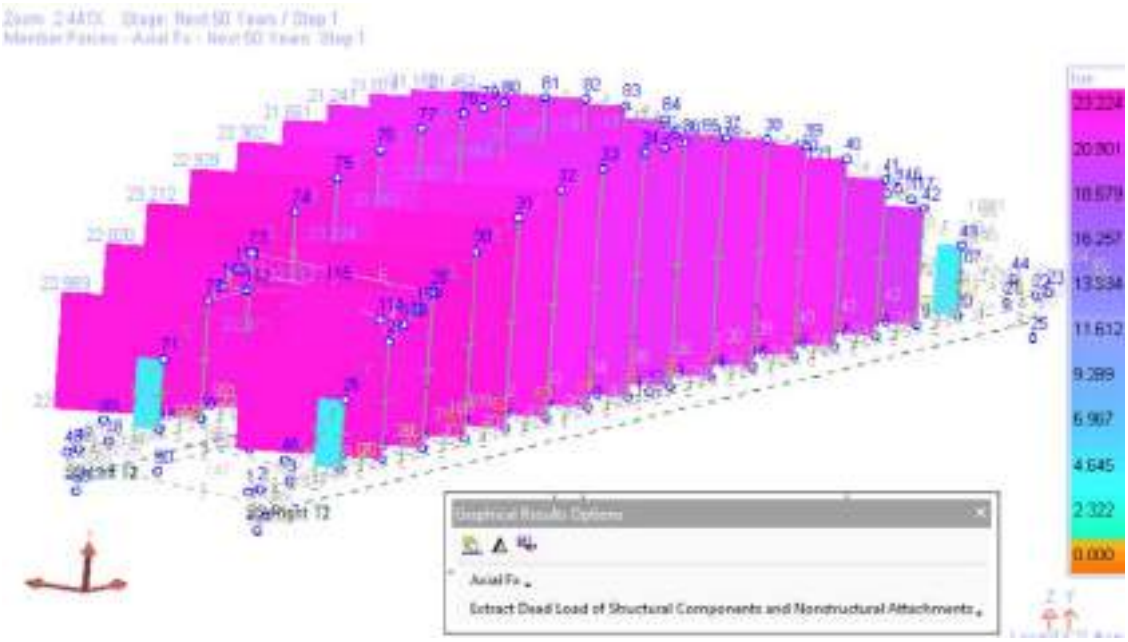
การเสริมกำลังส่วนของ Hanger

ที่ปรึกษาแสดงเปลี่ยนส่วนของ Hanger ใหม่ โดยใช้ เหล็กกำลังสูง (PT Bar) ในการทดแทนเหล็กเดิมที่ เป็นเหล็กกำลังต่ำและพบว่ามีการหย่อนของแรง เพื่อให้เกิดความแข็งแรงในการใช้งานในอนาคต โดยรายละเอียดแสดงดังนี้

ในการรายงานผลจากแบบจำลอง ค่าของแรงใน Hanger จะเป็นค่าของ Cable Type Force ในโครงการนี้เสนอใช้ Multi Strand Cable โดยมีตัวอย่างดังนี้

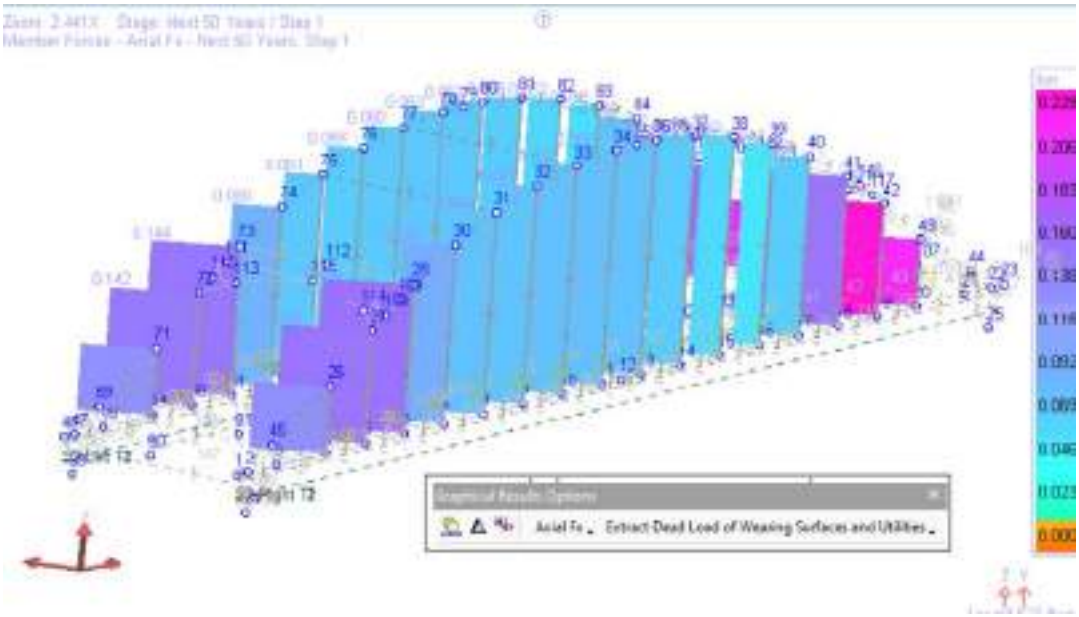
ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

Fx (Axial Force) T



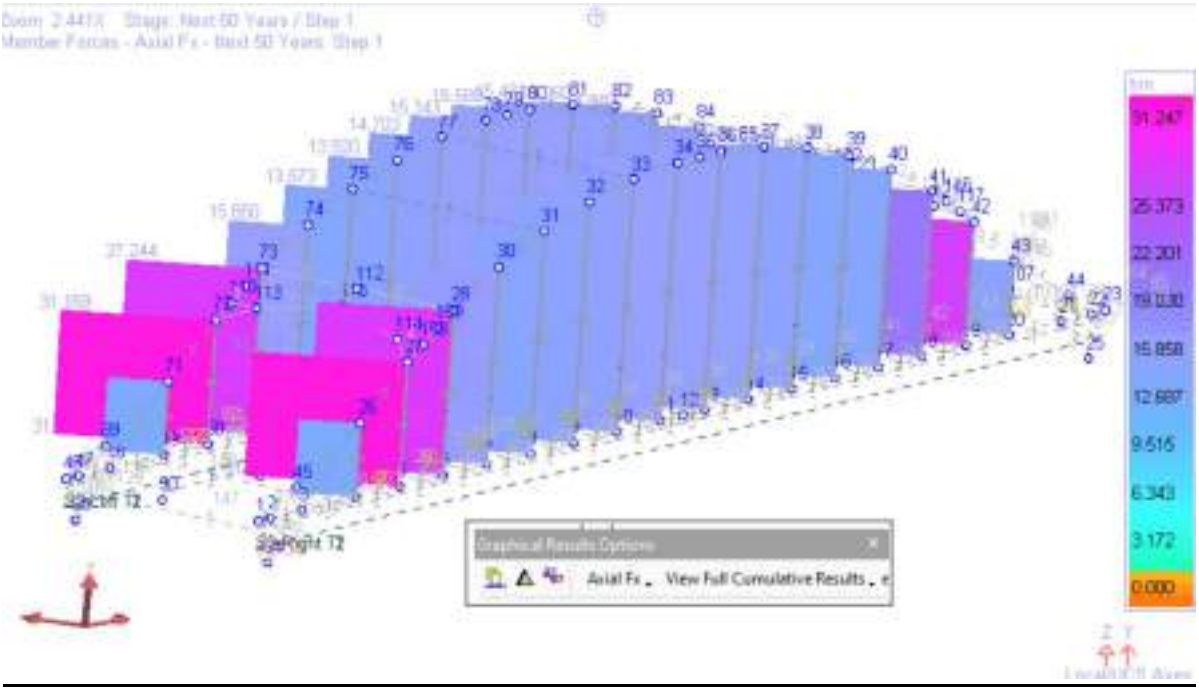
ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

Fx (Axial Force) T



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก All service +TIME exclude LL+IM

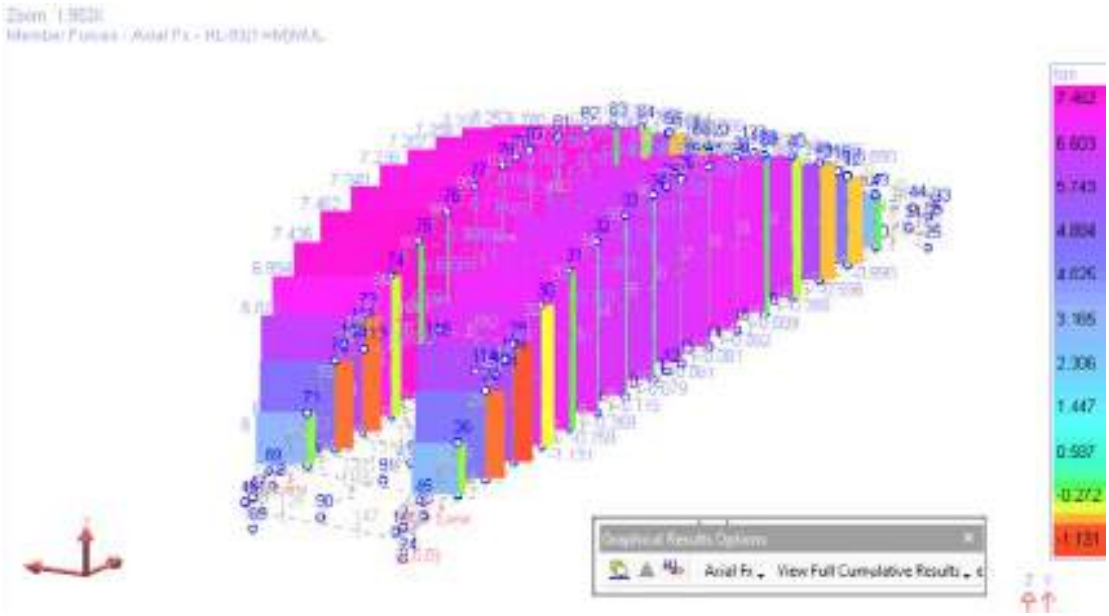
Fx (Axial Force) T



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Hanger (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

Hangers (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Tension = 10 T per Hanger

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของ Hanger ตามวิธี Allowable Stress Design โดย ใช้ ค่าที่ยอมให้ ของ Stress ที่เกิดขึ้น ใน Cable ไม่เกิน 0.45 Fy ในสภาวะใช้งาน จากข้อกำหนด FIB นี้ สรุปได้ดังนี้

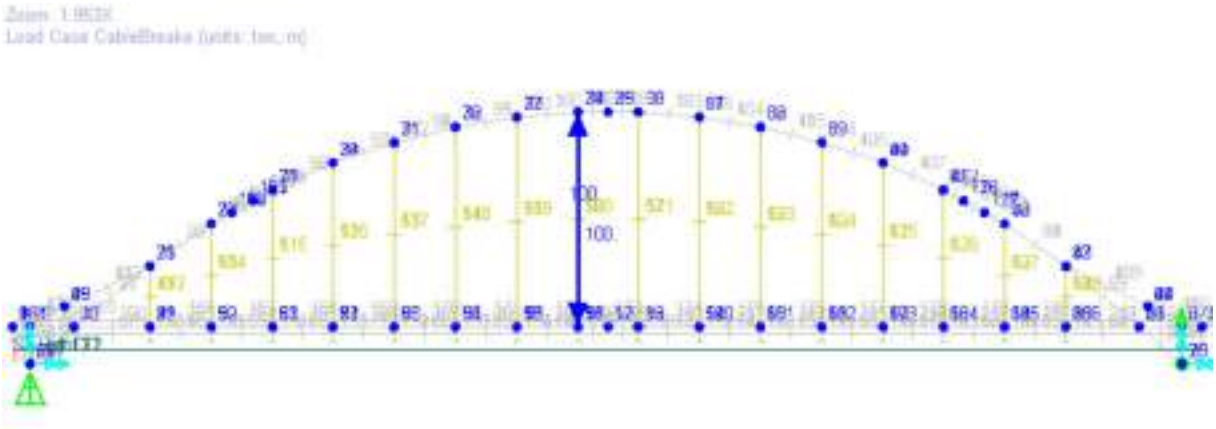
3.12 ALLOWABLE TENSILE STRESS FOR STAY CABLES:
- 3.12.1 0.45 F'_s FOR AASHTO GROUP I LOADING UPON COMPLETION OF CONSTRUCTION. (NOTE: F'_s = MINIMUM SPECIFIED ULTIMATE TENSILE STRENGTH OF THE STRANDS).
- 3.12.2 0.50 F'_s FOR ALL OTHER AASHTO GROUP LOADINGS. (TO BE USED IN LIEU OF AASHTO ALLOWABLE OVER-STRESS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

1) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด (Cable Max Strength (Fu) = 100T per Cable) กรณี DL+SDL เท่ากับ 25 T ซึ่งไม่เกิน 0.45 Fu (100 T)
2) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด (Cable Max Strength (Fu) = 100T per Cable) กรณี DL+SDL+LL เท่ากับ 41 T ไม่เกิน 0.45 Fu (100T) และในกรณี Strength Limit State 1 ไม่เกินกรณีที่ยอมให้ Overload (0.50u) ซึ่งไม่เกินค่าที่ยอมให้ตามข้อกำหนด ในกรณีที่ ให้ยานพาหนะ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งบนสะพาน

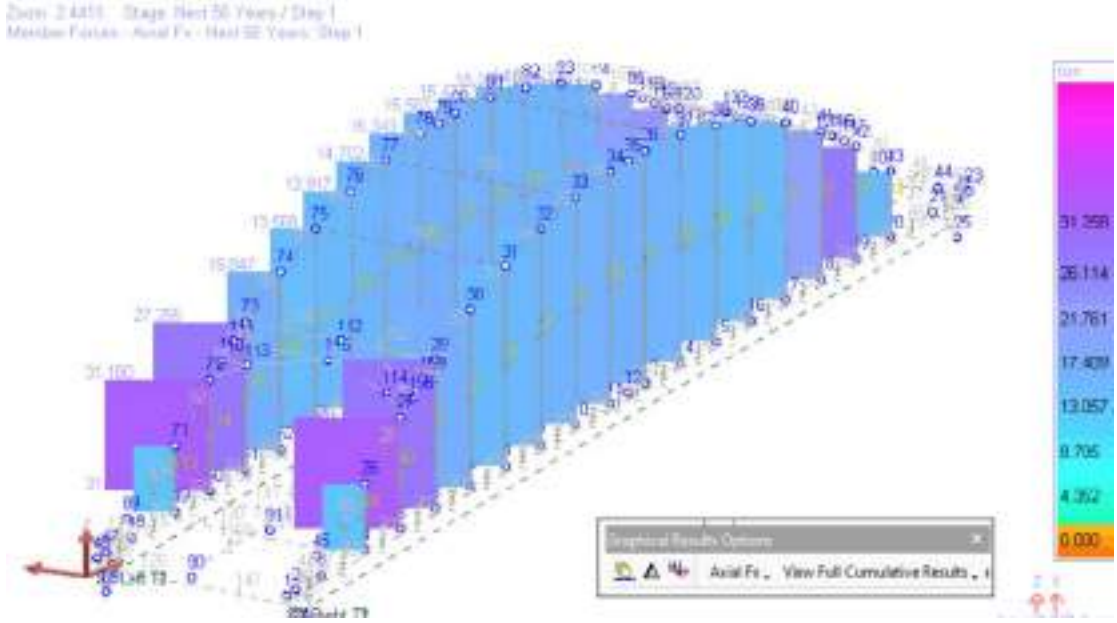
จากนั้น ที่ปรึกษา ตรวจสอบในกรณี ที่เกิด การเปลี่ยน Cable Stay ตามข้อกำหนด FIP และกรณีเกิด Cable ขาด ว่า โครงสร้างภายหลังการเสริมกำลังสามารถรับได้หรือไม่แสดงดังนี้

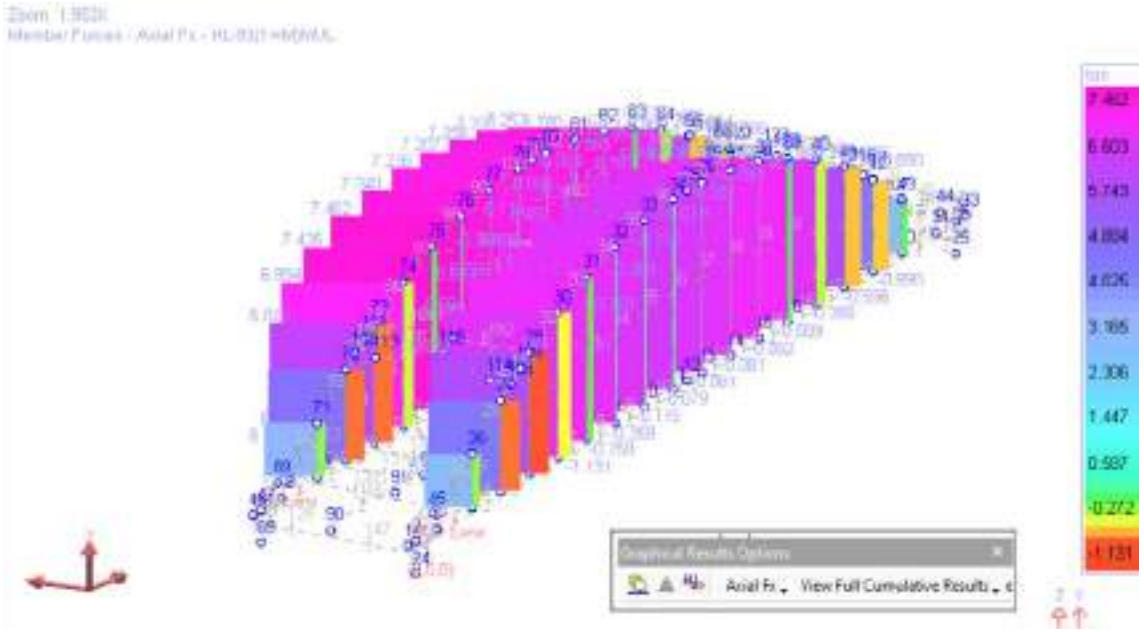
โดยเนื่องจาก กรณี Cable Loss จะ Critical กว่า การเปลี่ยน Cable ดังนั้น ที่ปรึกษาจึงดำเนินการตรวจสอบดังนี้

ในการคำนวณแรงที่เกิดจาก Cable ขาด FIP ให้สมมุติ การเกิด Impact ของแรงย้อนกลับเท่ากับ 200% ของแรงตึงใน Cable ก่อนขาด จากข้อกำหนดนี้ ที่ปรึกษาได้พิจารณาเลือก Cable บริเวณกลางสะพานเกิดการขาดเพื่อดำเนินการวิเคราะห์ดังนี้



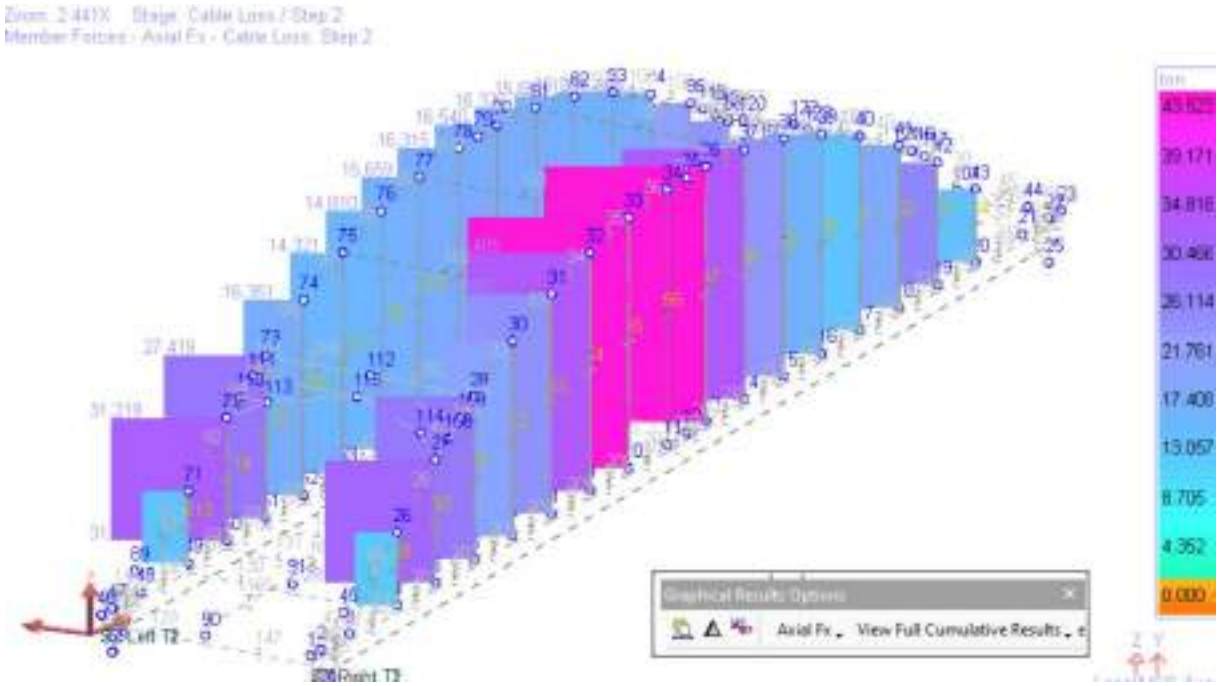
แรงภายใน Hanger (ในระดับสภาวะใช้งาน DL+SDL+LL+IM+PS) ก่อน Cable Loss



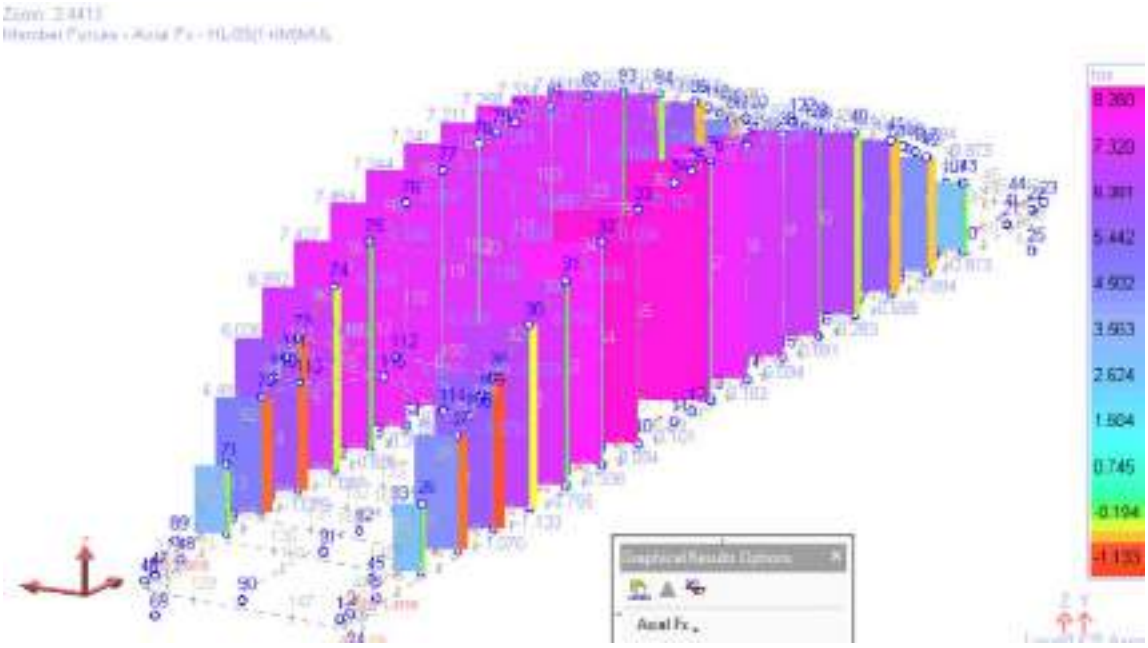


Max Cable Force = 38 T per Cable (ก่อน Cable Loss)

แรงภายใน Hanger (ในระดับสภาวะใช้งาน DL+SDL+LL+IM+PS+Cable Loss) หลัง Cable Loss



แรงภายใน Hanger (เนื่องจาก LL+IM) หลัง Cable Loss ของ ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น



Max Cable Force = 51.76 T per Cable (หลัง Cable Loss) (เพิ่มขึ้น 36%)

จากการวิเคราะห์จะเห็นได้ว่า ภายหลังเกิดการ ขาดของ Cable จะทำให้แรงที่เกิดขึ้นจากการขาด Redistribute ไปยัง Hanger ข้างเคียง โดย แรงที่เพิ่มขึ้นใน Cable ข้างเคียง อยู่ในระดับประมาณ 43.5 T เมื่อรวมกับผลของน้ำหนักบรรทุกที่อาจเกิดขึ้นในระหว่างที่ Cable ขาด แรงภายใน Cable จะมีค่าเท่ากับ 8.26 T ผลรวมประมาณ 51.76 T ซึ่งยังไม่เกินระดับที่ FIP ยอมให้ (0.6Fu = 60 T/Hanger)

<u>สะพานช่วง S4 (Tie Arch)</u>

ในส่วนของ Arch Rib ที่ปรึกษาจะทำการเพิ่ม ขนาดของหน้าตัด รวมทั้งการเสริมเหล็กเพื่อให้สามารถรองรับ Axial Force และ Moment เนื่องจาก ยานพาหนะ ประเภท ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ได้

รูปแบบของการเสริมกำลัง Arch Rib ที่ปรึกษาเลือกใช้ Concrete Jacketing หุ้มคอนกรีต Arch Rib เดิม เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่าย และ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

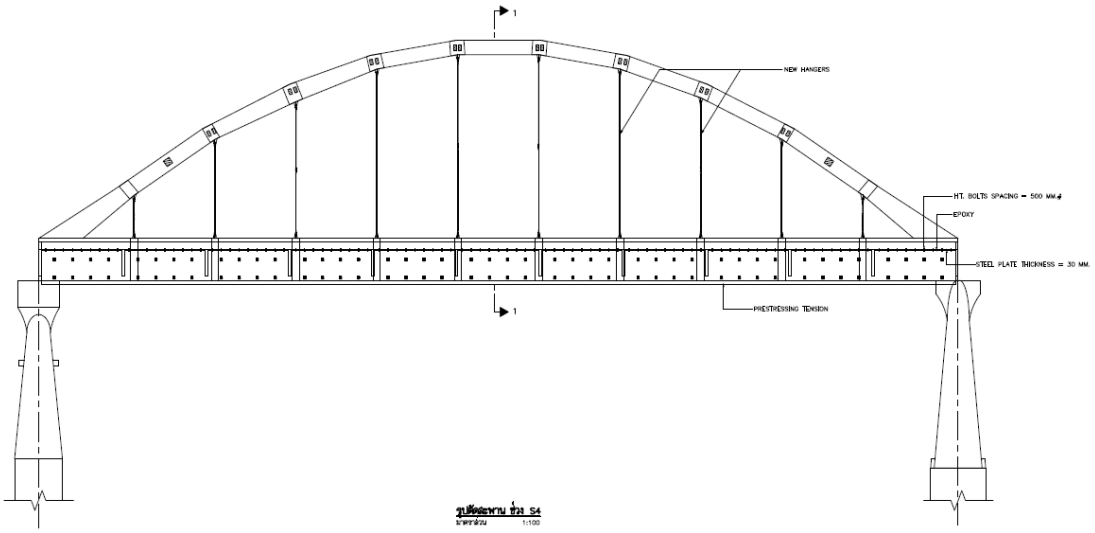
โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

โดยในกรณีนี้ Hanger เดิมทุกชิ้นจะต้องดำเนินการเสริมด้วย Hanger .ใหม่เพื่อให้สามารถรองรับน้ำหนักที่เพิ่มจากขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน โดย สามารถดำเนินการโดยใช้Steel Jacketing หุ้มบริเวณตำแหน่งของ Hanger เดิม เพื่อดำเนินการเปลี่ยนเป็น Hanger รูปแบบใหม่เช่น PT Bar ซึ่งเป็นระบบที่สามารถถอดเปลี่ยนได้ในอนาคต

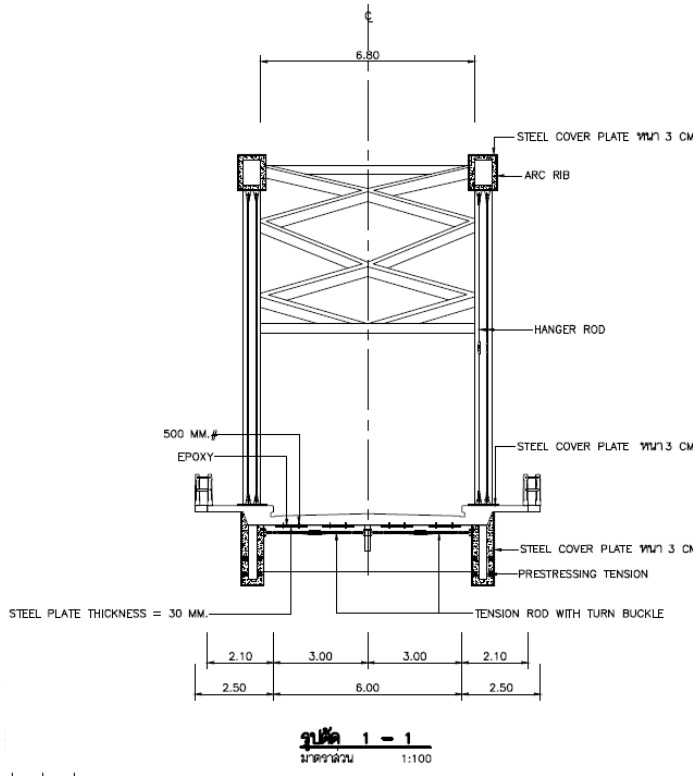
ในส่วนของ Stiffening Girder เดิม จะดำเนินการเสริมกำลังโดยใช้ Concrete Jacketing ร่วมกับการใช้ Internal Prestressing System เพื่อช่วยในการลดการแตกร้าวในอนาคต รวมทั้งในบริเวณที่เป็น

ตำแหน่งของ New Hanger จะดำเนินการเสริมเพิ่มด้วย Steel Jacketing เพื่อให้สามารถยึดกับ New Hanger ที่สามารถเปลี่ยนได้ในอนาคต

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลัง Arch Rib แสดงดังนี้

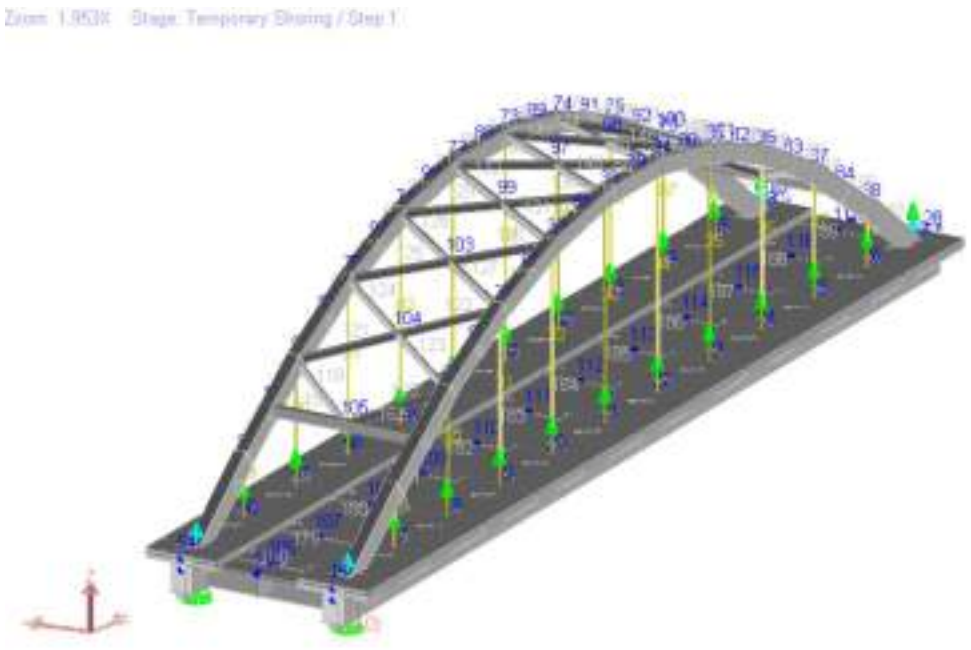


ตัวอย่างรูปแบบการซ่อมและเสริมกำลังช่วง Arch

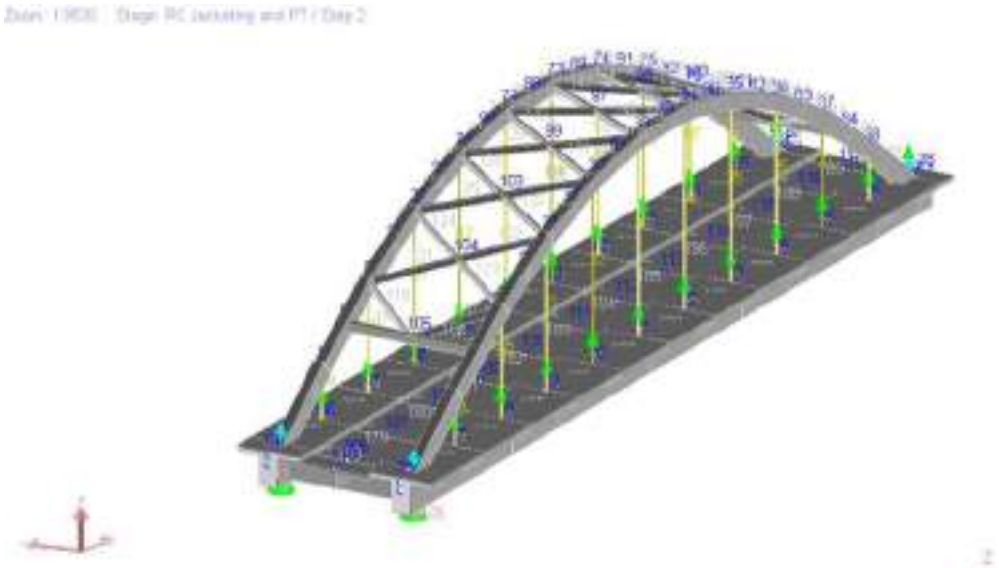


จากแนวความคิดข้างต้น ที่ปรึกษา เสริมกำลัง และ ทำการวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างของสะพานภายหลังการเสริมกำลังเพื่อใช้ในการ ประเมินตามมาตรฐาน AASHTO LRFD และ FIB แสดงดังนี้

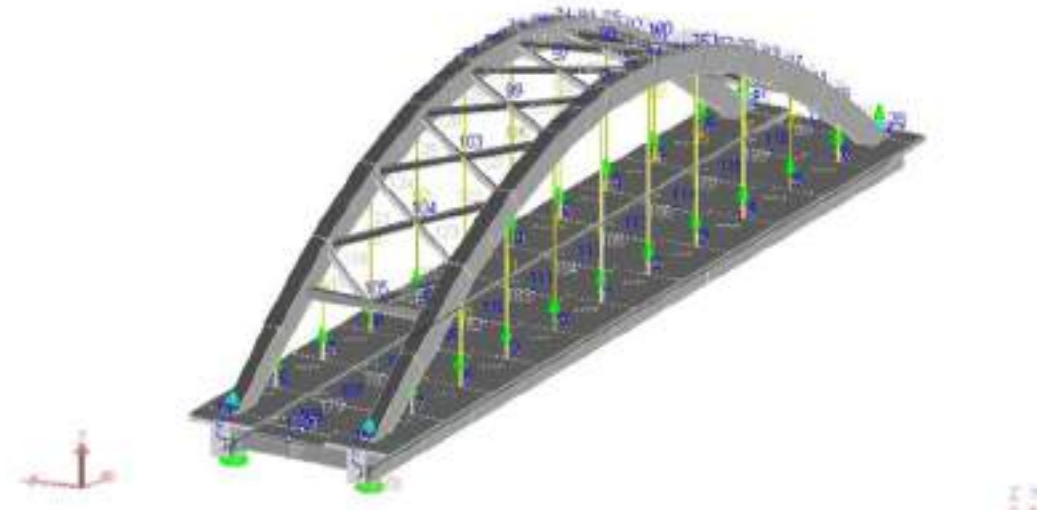
โดยในการวิเคราะห์สะพานได้ดำเนินการสร้างแบบจำลอง ต่อจาก เวลาเปิดใช้งานสะพานมาแล้ว 70 ปี ดังนี้



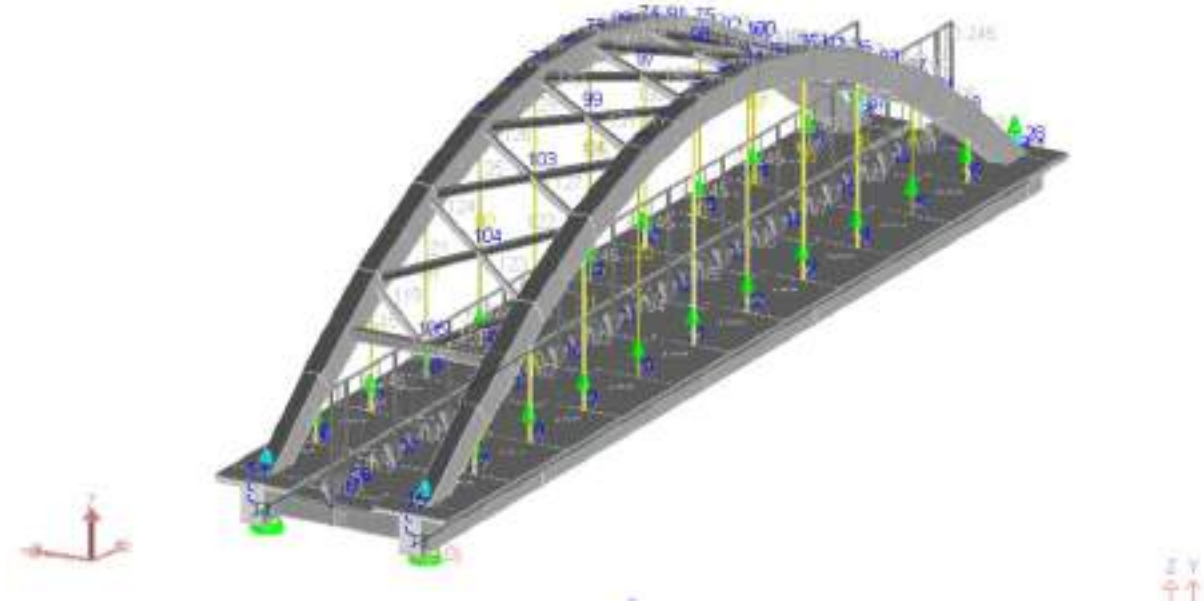
ขั้นตอนการติดตั้ง Temporary Support ใต้คานของสะพานเดิม



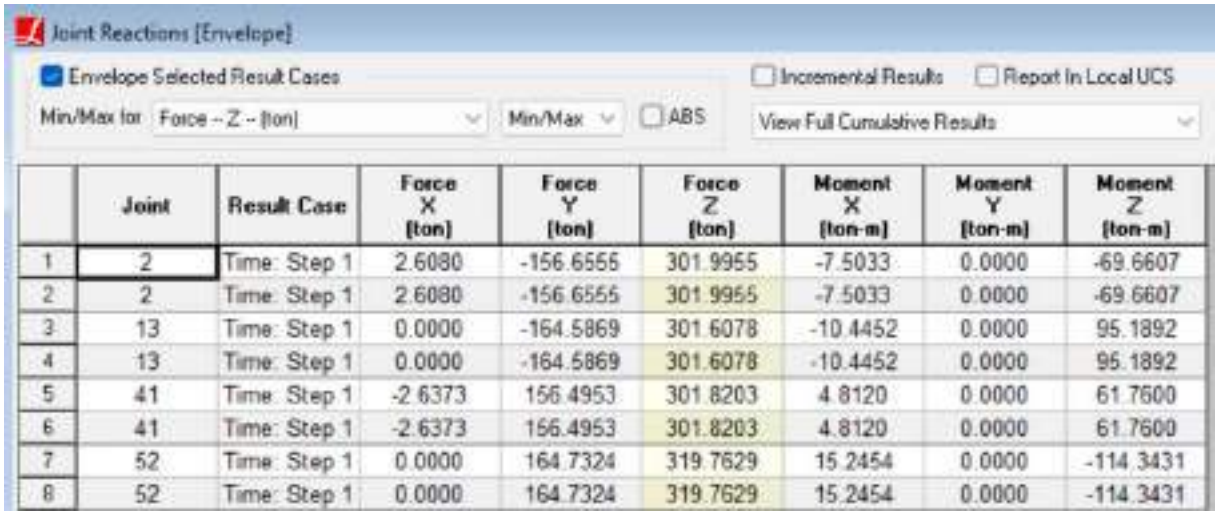
ขั้นตอน RC Jacketing คานสะพานและทำการดึงลวดอัดแรง



ขั้นตอน RC Jacketing Arch Rib และ เปลี่ยน Hanger



ขั้นตอนการถ่ายน้ำหนักลง Bearing ใหม่ ของสะพาน



Joint Reactions [Envelope]

Envelope Selected Result Cases | Incremental Results | Report In Local UCS

Min/Max for: Force -- Z -- [ton] | Min/Max | ABS | 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	2	Time: Step 1	2.6080	-156.6555	301.9955	-7.5033	0.0000	-69.6607
2	2	Time: Step 1	2.6080	-156.6555	301.9955	-7.5033	0.0000	-69.6607
3	13	Time: Step 1	0.0000	-164.5869	301.6078	-10.4452	0.0000	95.1892
4	13	Time: Step 1	0.0000	-164.5869	301.6078	-10.4452	0.0000	95.1892
5	41	Time: Step 1	-2.6373	156.4953	301.8203	4.8120	0.0000	61.7600
6	41	Time: Step 1	-2.6373	156.4953	301.8203	4.8120	0.0000	61.7600
7	52	Time: Step 1	0.0000	164.7324	319.7629	15.2454	0.0000	-114.3431
8	52	Time: Step 1	0.0000	164.7324	319.7629	15.2454	0.0000	-114.3431

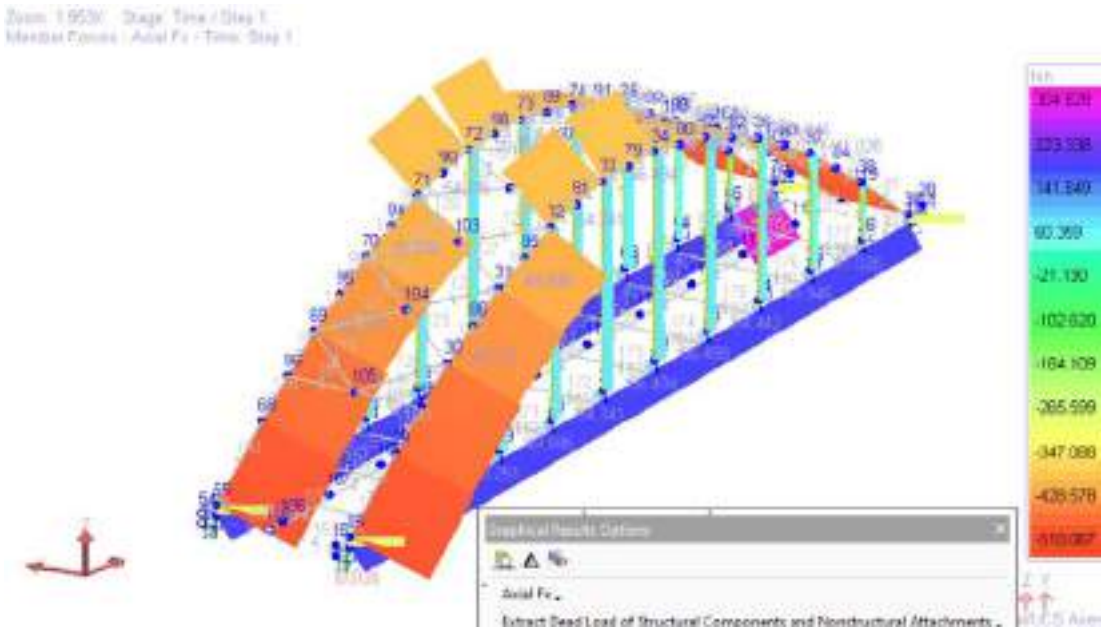
จากผลการวิเคราะห์ ได้ ค่าของ แรงกระทำของ Bearing กรณี (DL+SDL+PS+TIME) ดังแสดงในตารางด้านบน

ที่ปรึกษาได้นำแบบสะพานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ทำการวิเคราะห์หาแรงภายในเพื่อตรวจสอบกำลังการรับน้ำหนักภายหลังการเสริมกำลังแสดงดังนี้

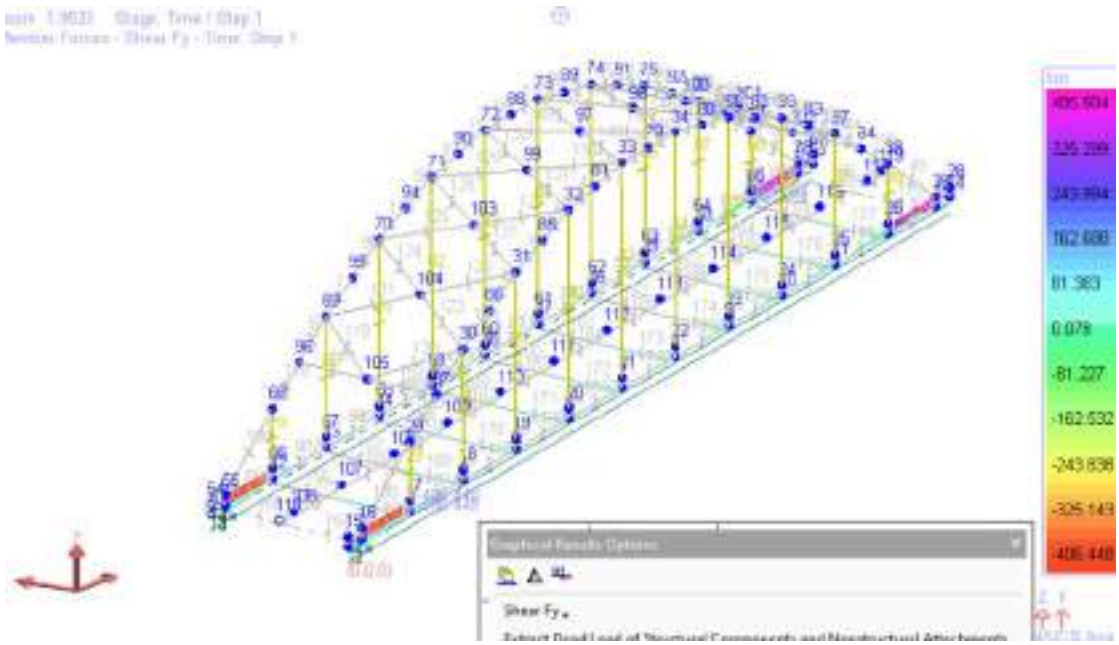
Arch Rib (ภายหลังการเสริมกำลัง)

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

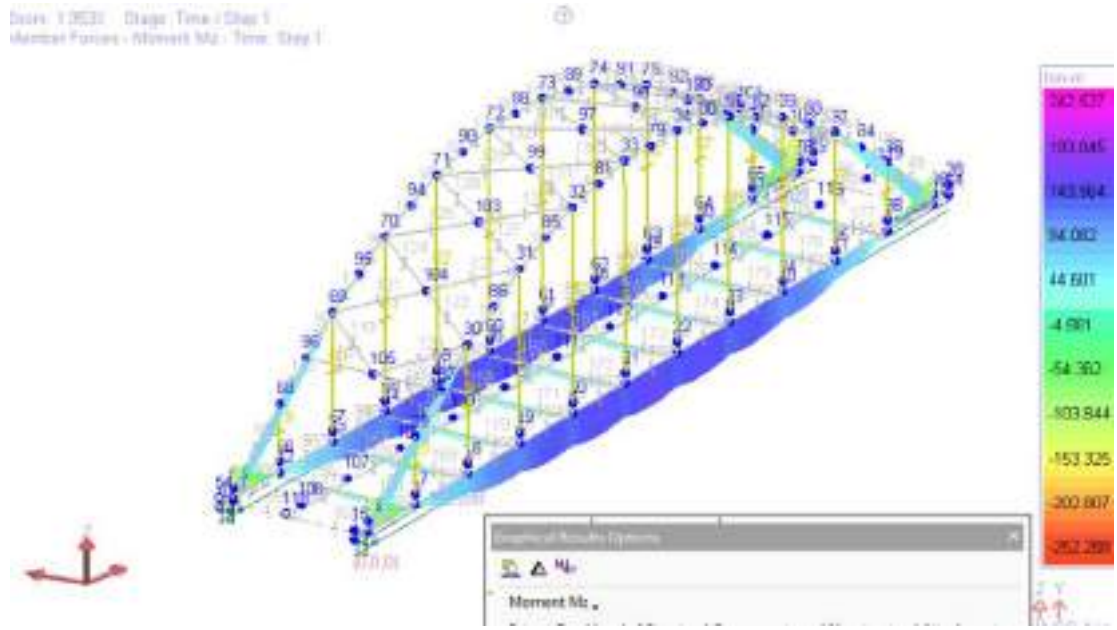
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

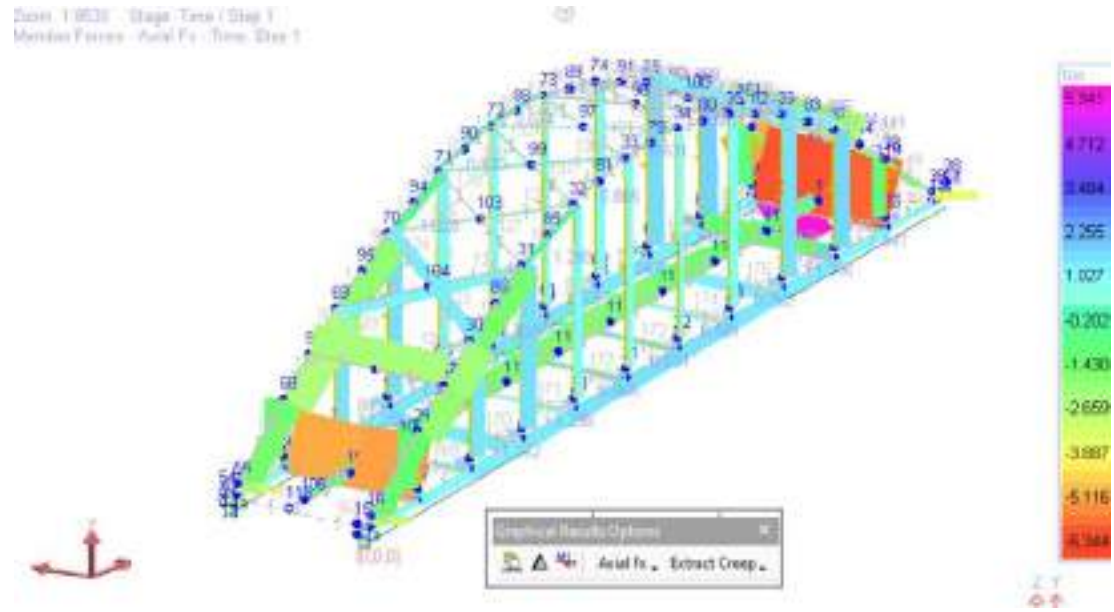


Mz (Moment) T-m

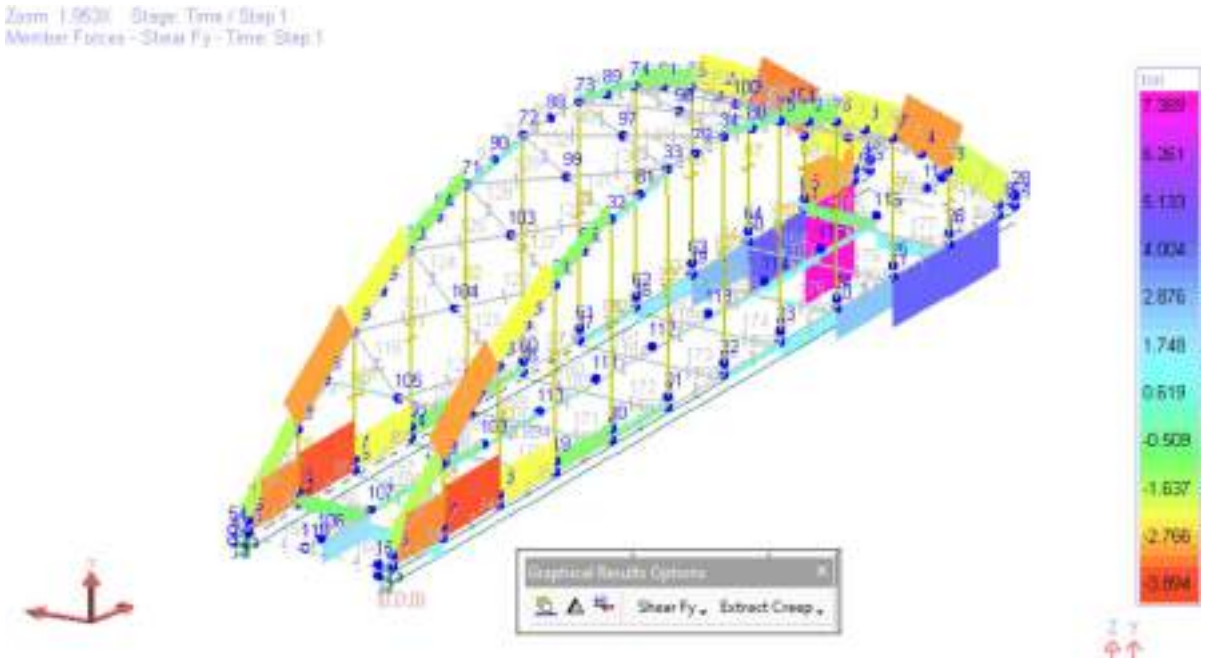


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

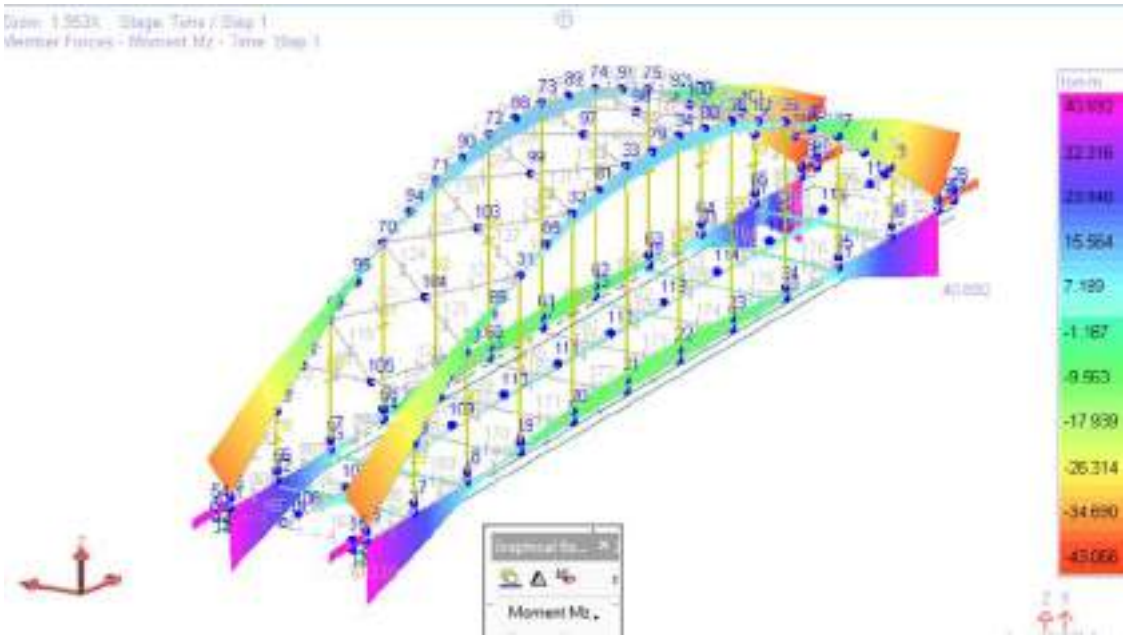
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T



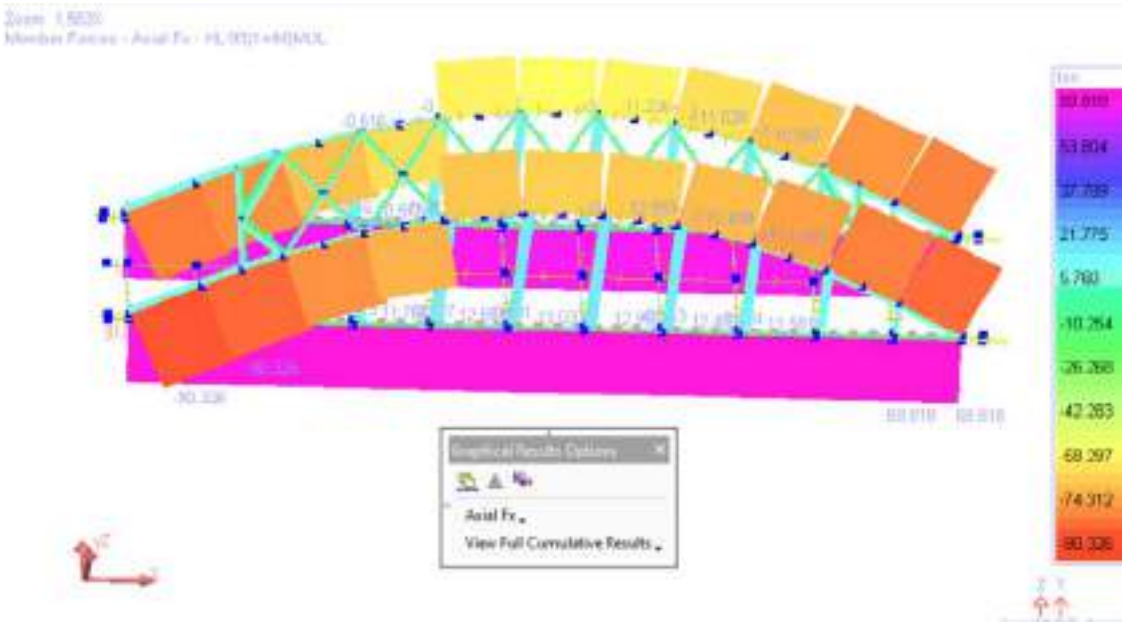
Mz (Moment) T-m



<u>ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL</u> (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

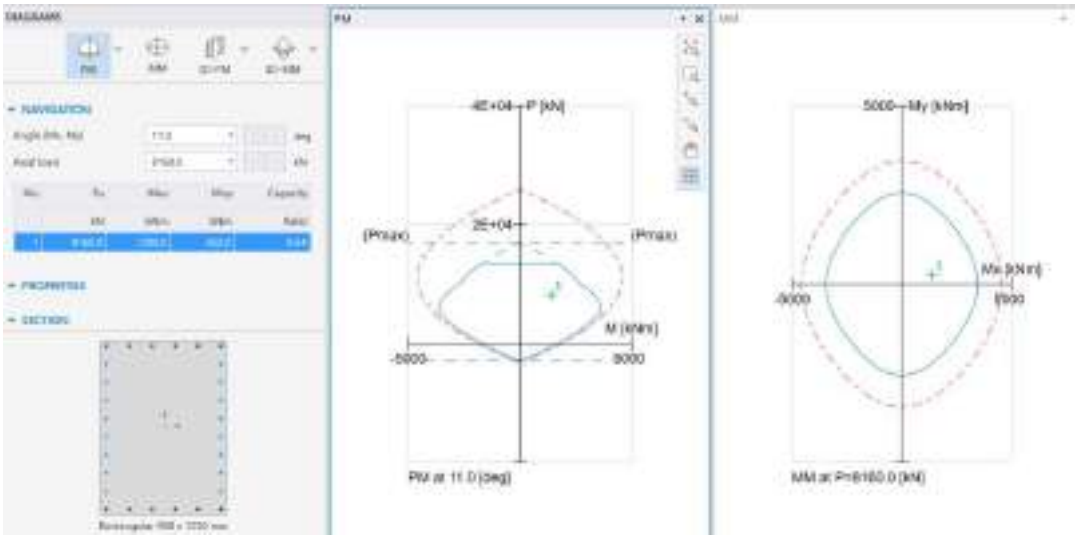
<u>Fx (Axial Force) T</u>

Arch Rib (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

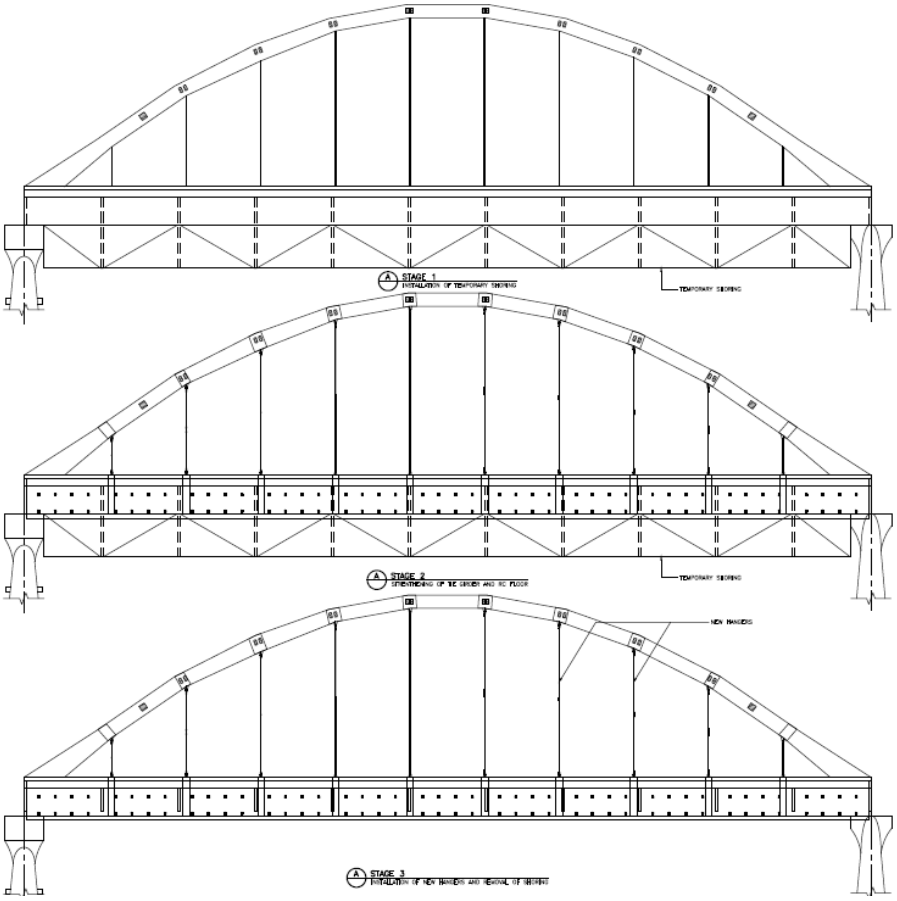


Max Axial Force = -90 T Per Rib

จากการนำหน้าตัดของ Arch Rib มาทำการเสริมกำลังด้วย Concrete Jacketing ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Arch พบว่า <u>เพียงพอในการรับน้ำหนัก</u> ที่เกิดขึ้น ดังแสดงในรูป P-M Interaction Diagram ดังนี้



ตัวอย่างของการเสริมกำลังของ Arch Rib แสดงดังนี้

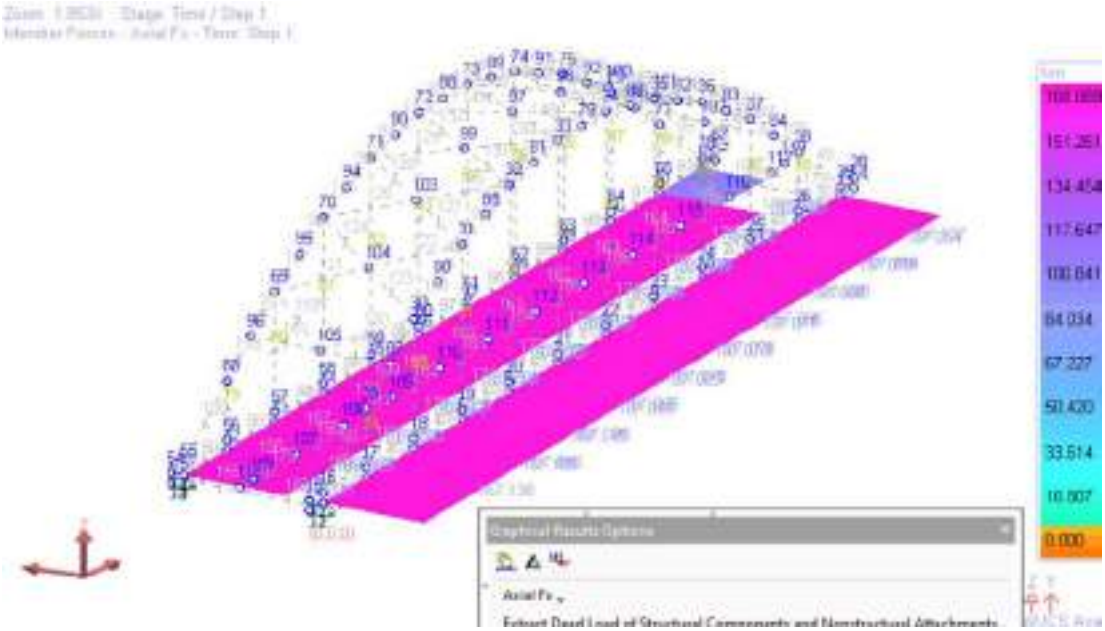

STAGE 1
TEMPORARY SHORING
STAGE 2
TEMPORARY SHORING
NEW HANGERS
STAGE 3

การเสริมกำลังส่วนของ Stiffening Girder

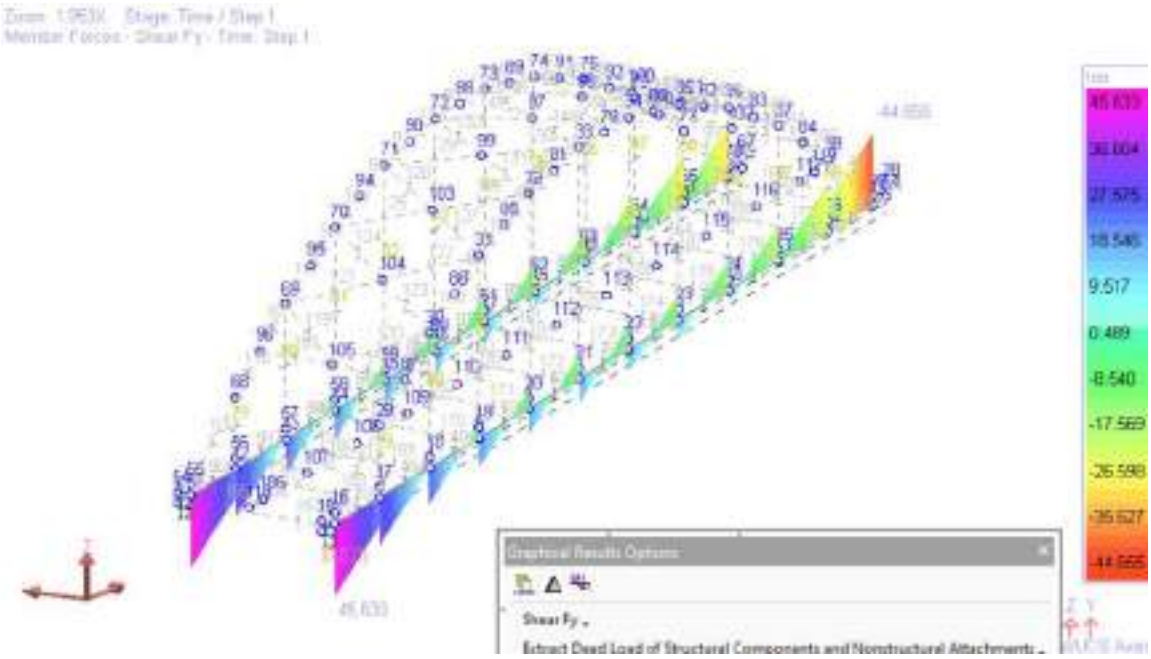
ที่ปรึกษาแสดงการเสริมกำลังของ Stiffening Girder โดยการใช้ Concrete Jacketing รวมกับการดึงลวดอัดแรงตามยาวเพื่อช่วยในการลด ความเค้นดึง ในระหว่างการใช้งานและช่วยในการเพิ่มกำลังของหน้าตัด โดยรายละเอียดแสดงดังนี้

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

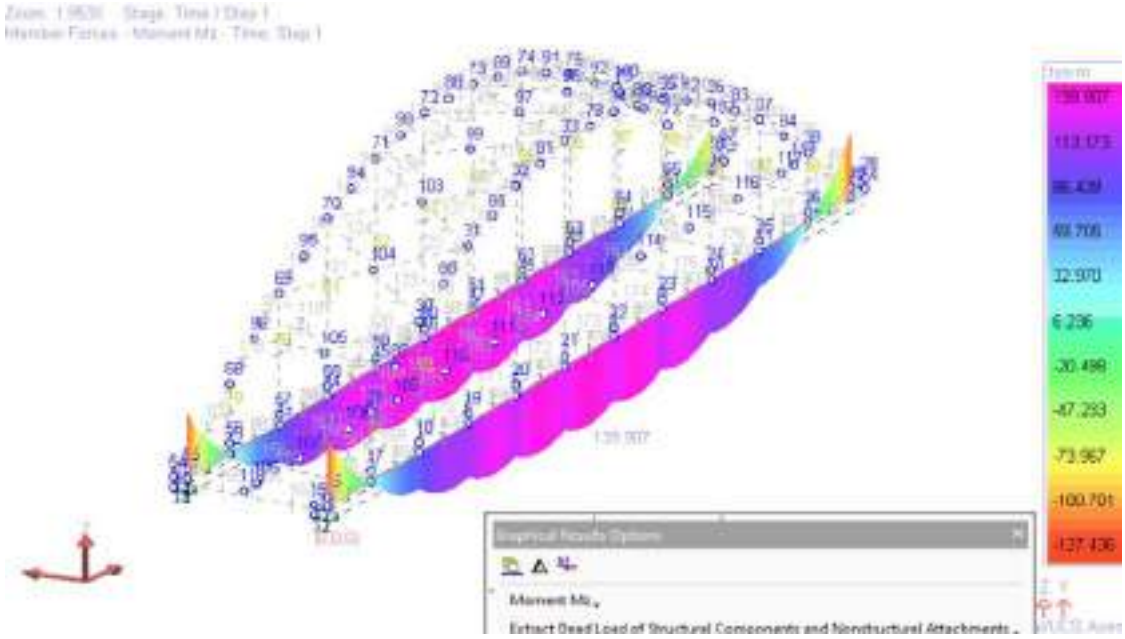
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

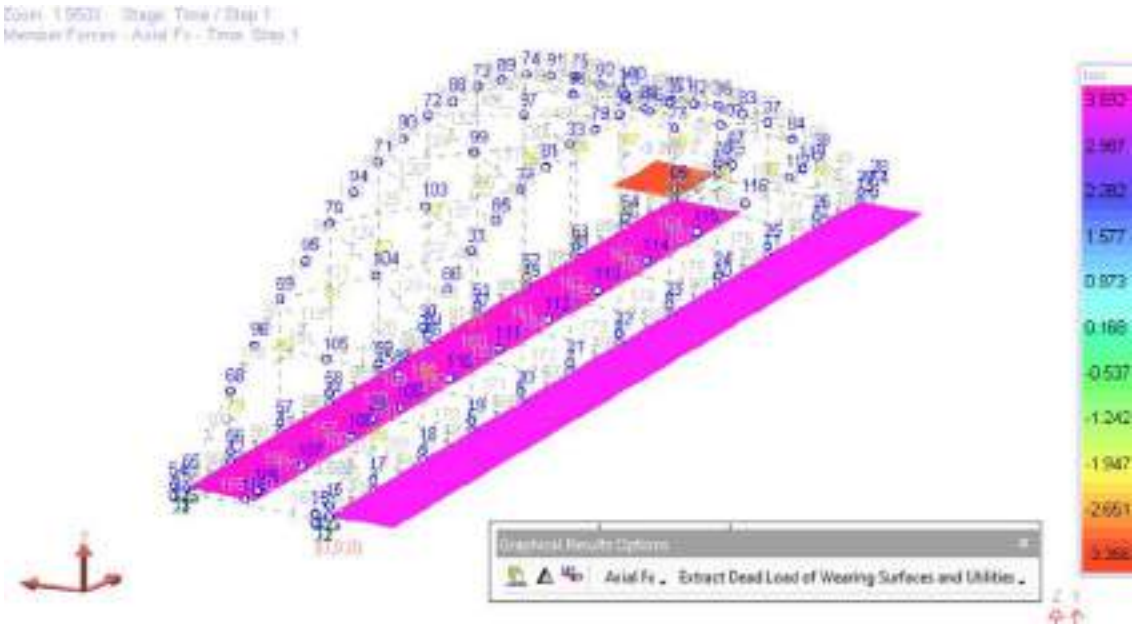


Mz (Moment) T-m

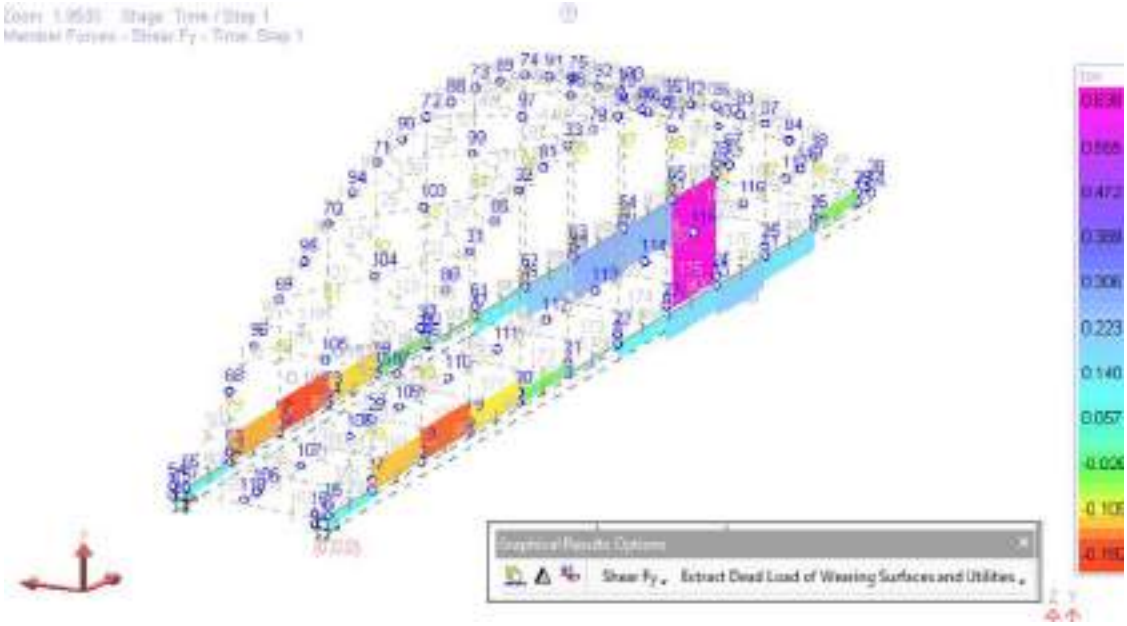

Moment Mz
Extract Dead Load of Structural Components and Nonstructural Attachments

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

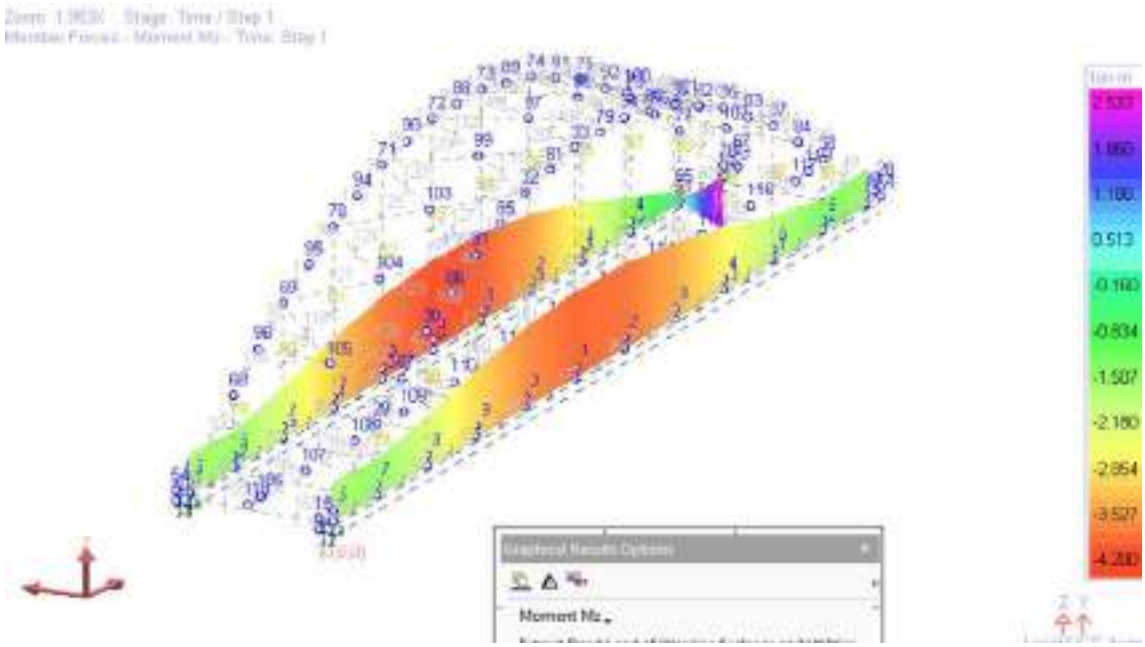
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

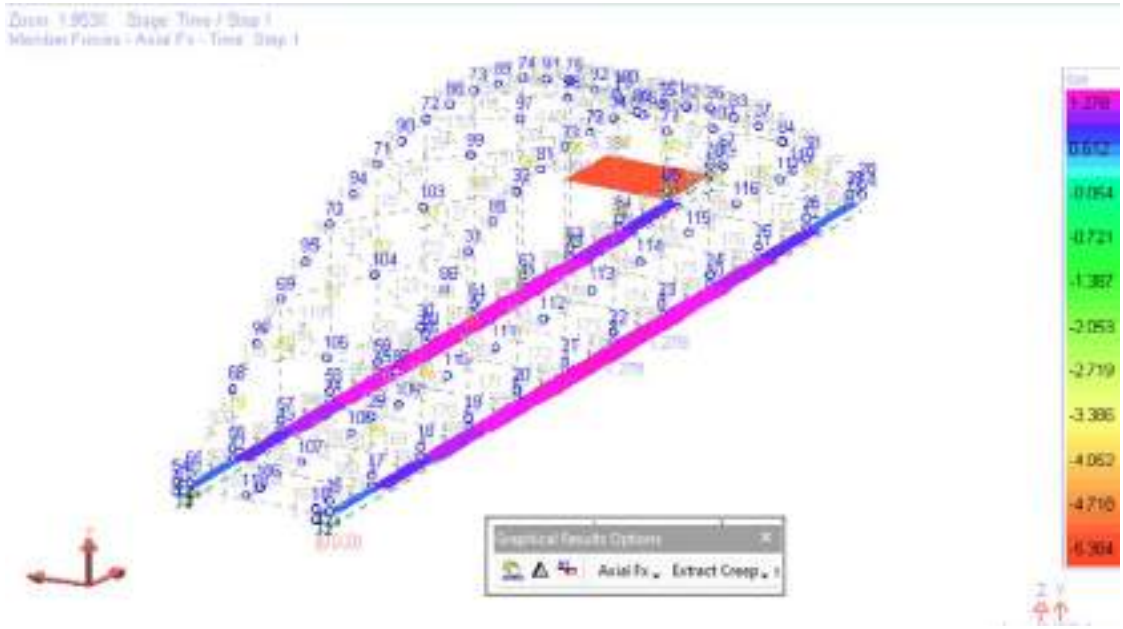


Mz (Moment) T-m

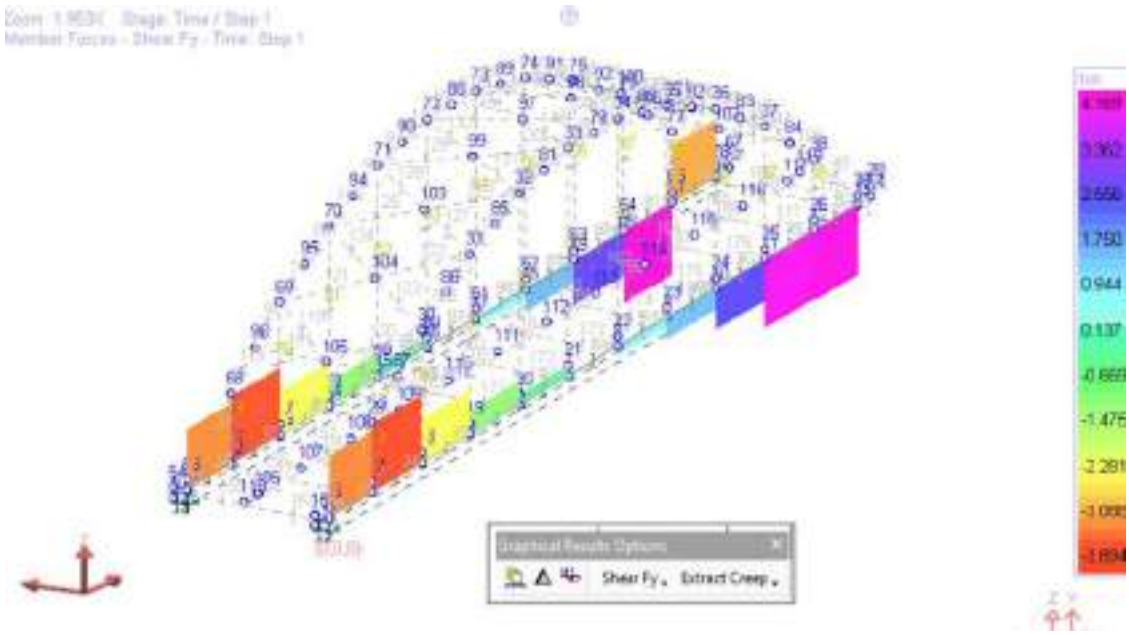


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

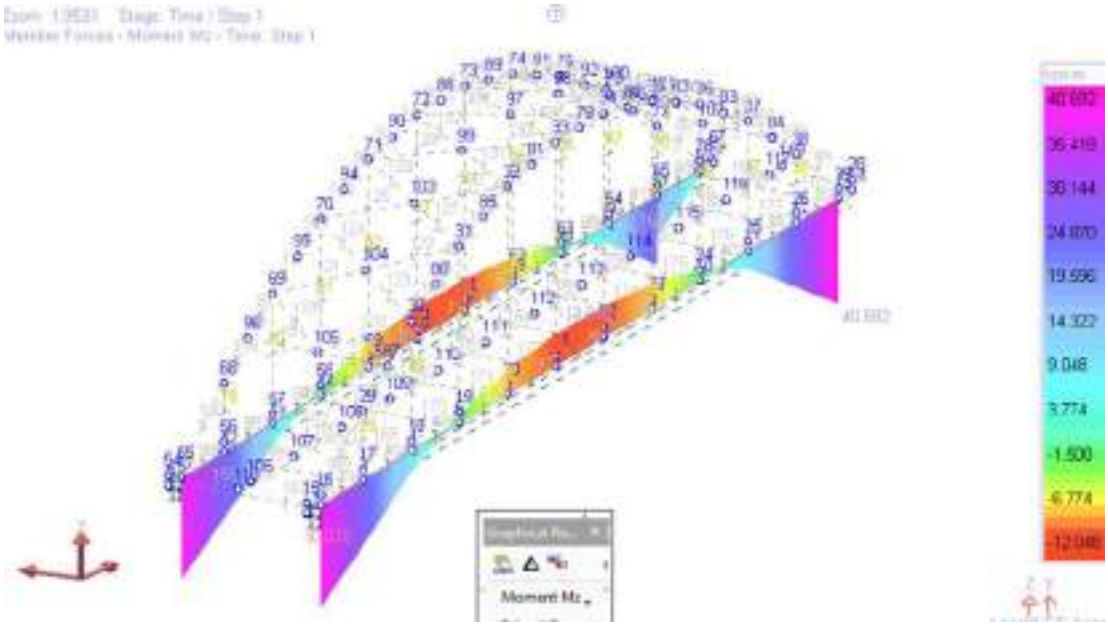
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

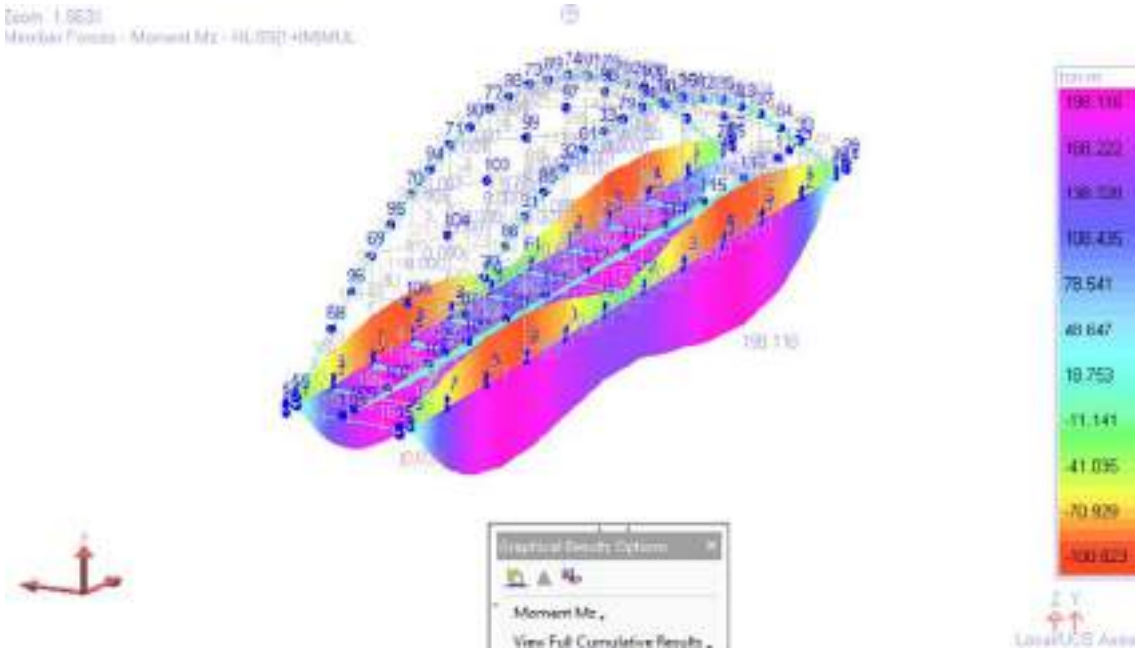


Mz (Moment) T-m

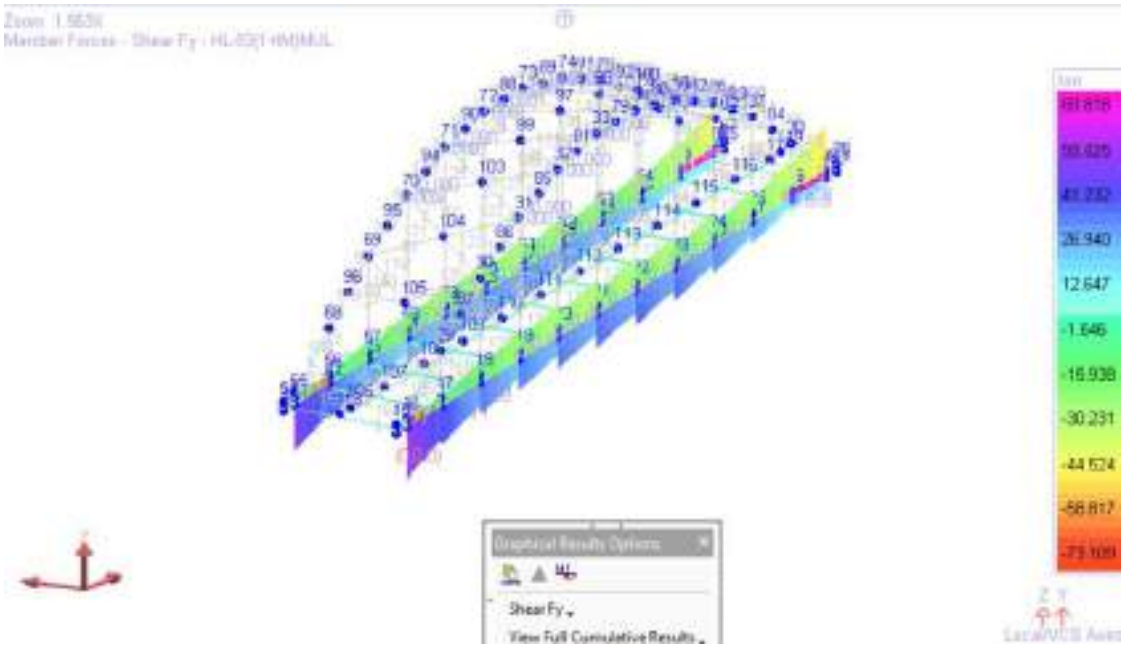


<u>ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL</u> (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Stiffening Girder (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้นวิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน Stiffening Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



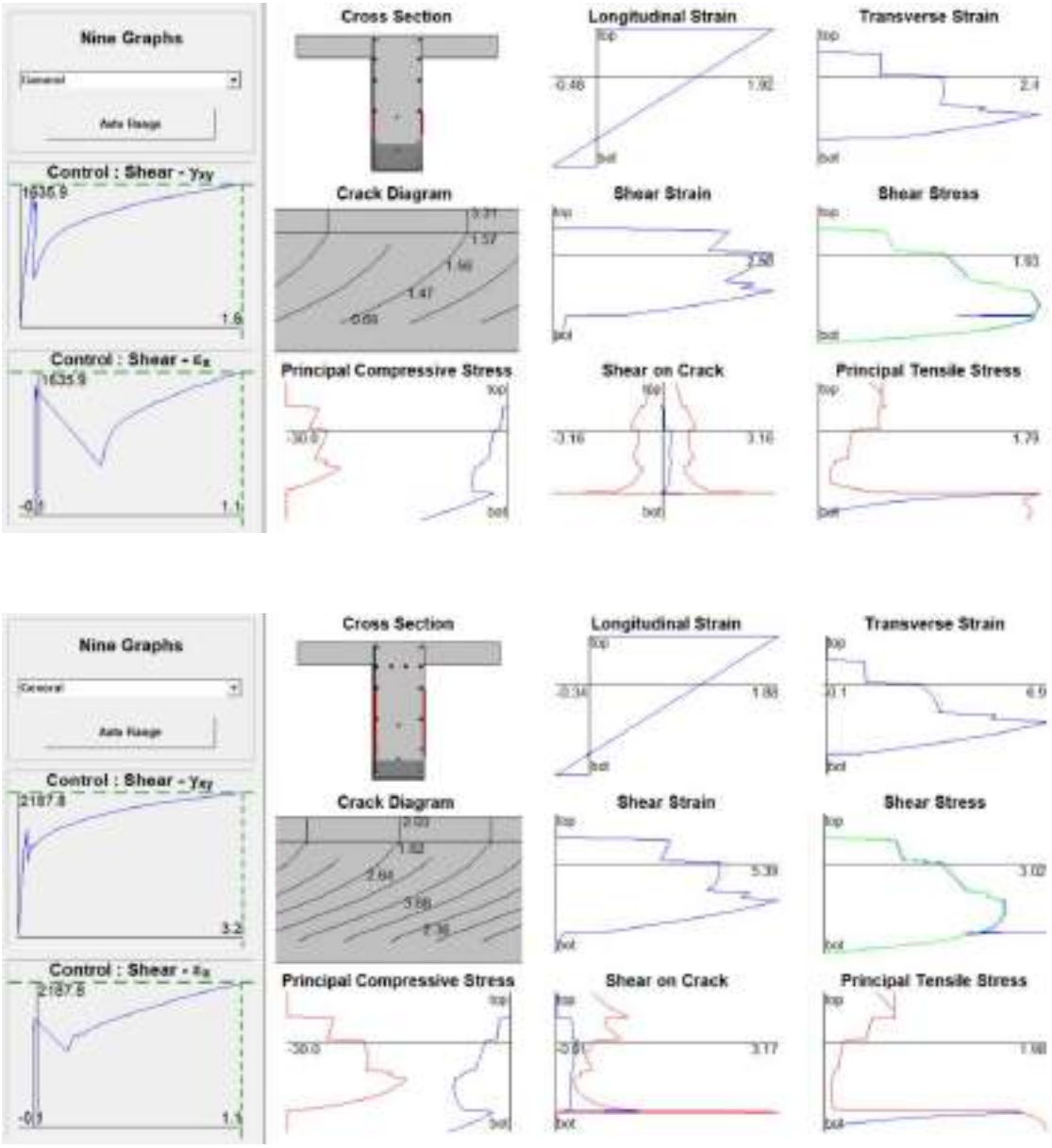
Max Moment = 198-T-m



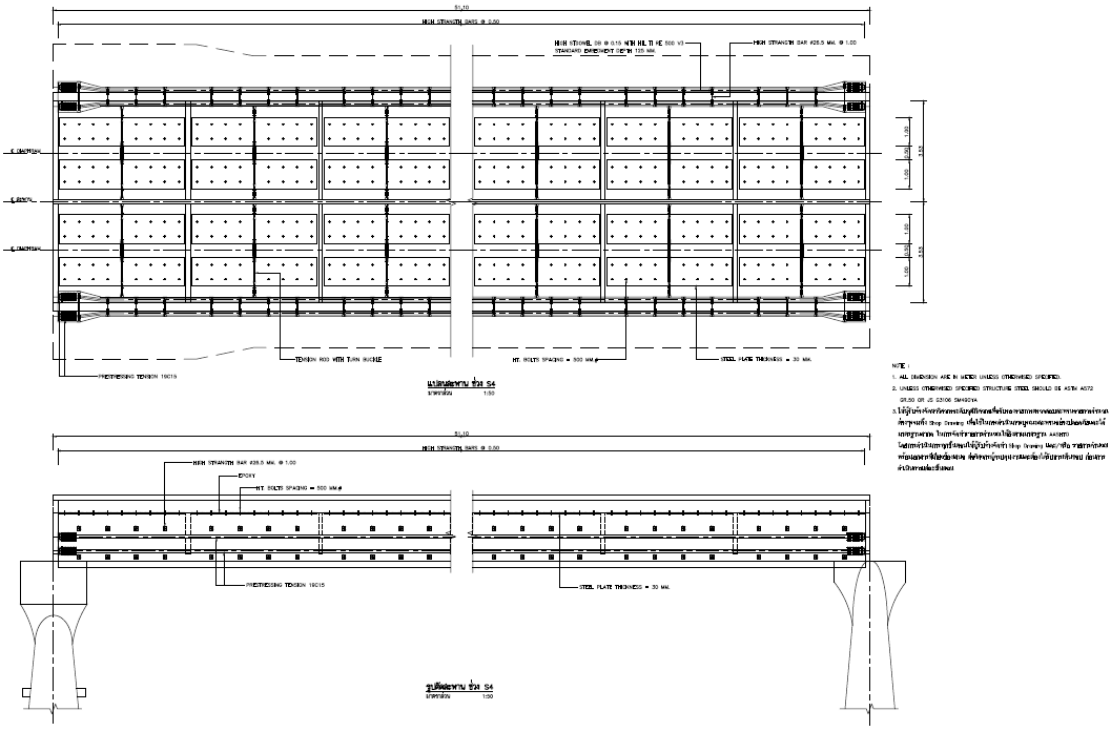
Max Shear = 74 T

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ของ Stiffening Girder <u>พบว่าเพียงพอในการรับน้ำหนัก</u> ที่เกิดขึ้น ใน

กรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu =505.5 T-m < 0.9Mn (1800 T-m), (Vu = 193 T < 0.90Vn = 197 T)



ตัวอย่างของการเสริมกำลังของ Stiffening Girder แสดงดังนี้



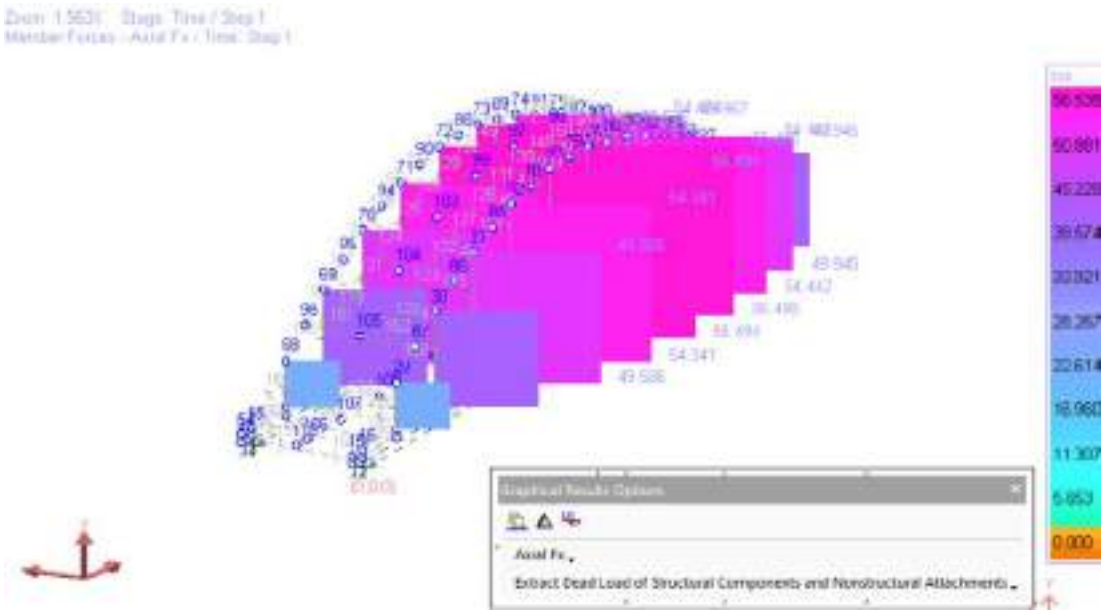
การเสริมกำลังส่วนของ Hanger

ที่ปรึกษาแสดงเปลี่ยนส่วนของ Hanger ใหม่ โดยใช้ Cable ประเภท Multi Strand Cable ในการทดแทนเหล็กเดิมที่ เป็นเหล็กกำลังต่ำและพบว่ามีการหย่อนของแรง เพื่อให้เกิดความแข็งแรงในการใช้งานในอนาคต โดยรายละเอียดแสดงดังนี้

ในการรายงานผลจากแบบจำลอง ค่าของแรงใน Hanger จะเป็นค่าของ Cable Type Force ในโครงการนี้เสนอใช้ Multi Strand Cable โดยมีตัวอย่างดังนี้

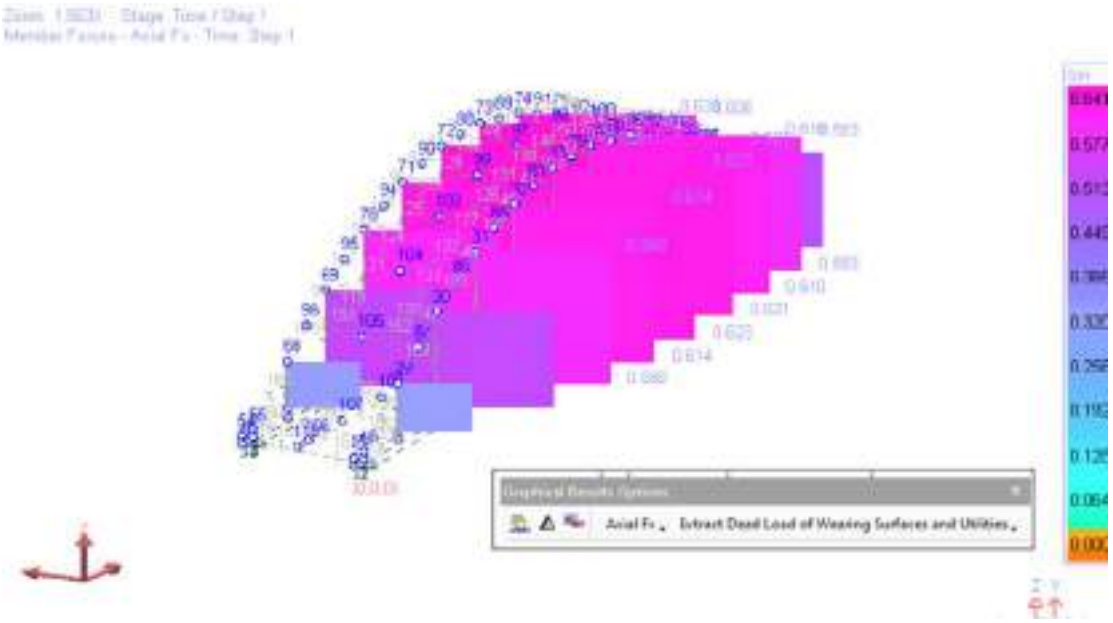
ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

Fx (Axial Force) T



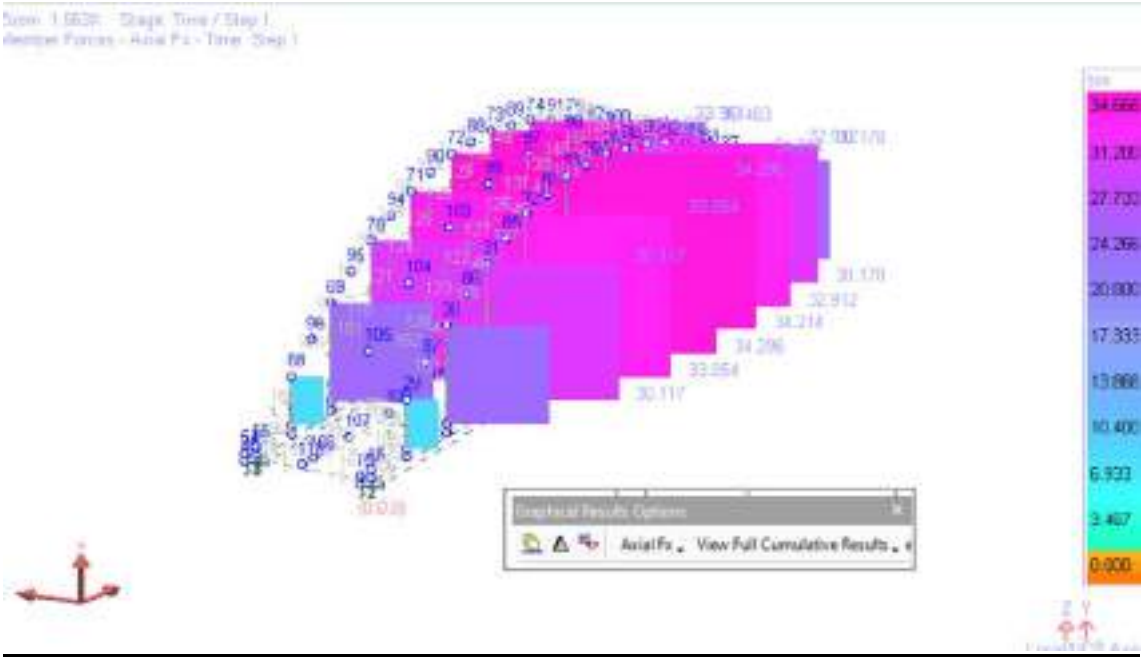
ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

Fx (Axial Force) T



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก All service +TIME exclude LL+IM

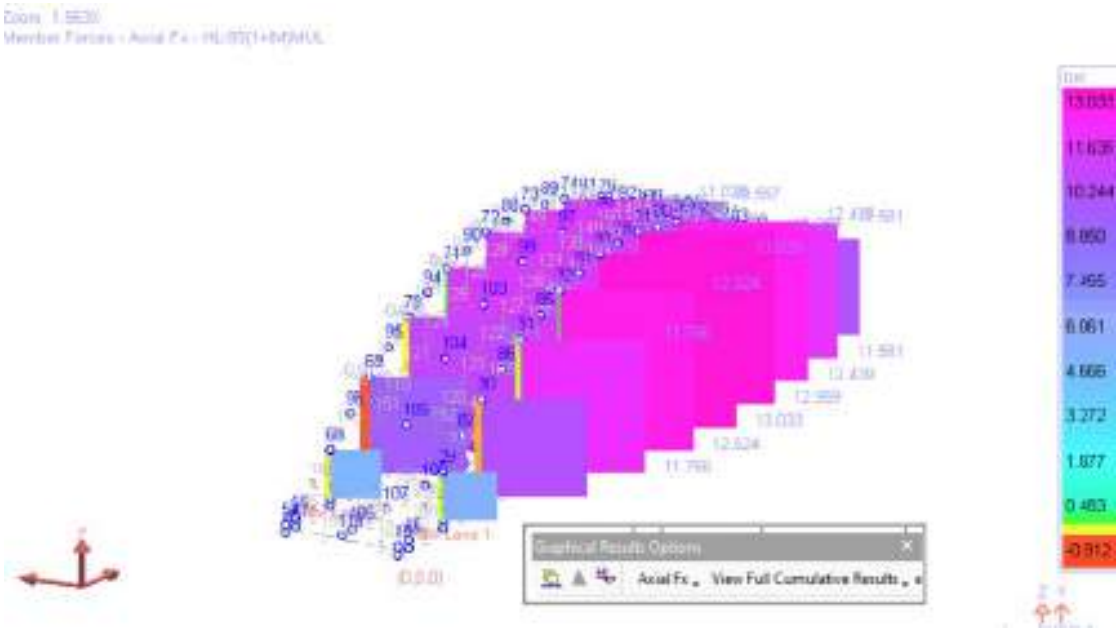
Fx (Axial Force) T



<u>ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL</u> (ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Hanger (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

Hangers (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Tension = 13.1 T per Hanger

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของ Hanger ตามวิธี Allowable Stress Design โดย ใช้ ค่าที่ยอมให้ ของ Stress ที่เกิดขึ้น ใน Cable ไม่เกิน 0.45 Fy ในสภาวะใช้งาน จากข้อกำหนด FIB นี้ สรุปได้ดังนี้

3.12 ALLOWABLE TENSILE STRESS FOR STAY CABLES:

3.12.1 0.45 F'_s FOR AASHTO GROUP I LOADING UPON COMPLETION OF CONSTRUCTION. (NOTE: F'_s = MINIMUM SPECIFIED ULTIMATE TENSILE STRENGTH OF THE STRANDS).

3.12.2 0.50 F'_s FOR ALL OTHER AASHTO GROUP LOADINGS. (TO BE USED IN LIEU OF AASHTO ALLOWABLE OVER-STRESS FACTORS.)

3.12.3 0.56 F'_s DURING CONSTRUCTION AND STAY CABLE REPLACEMENT.

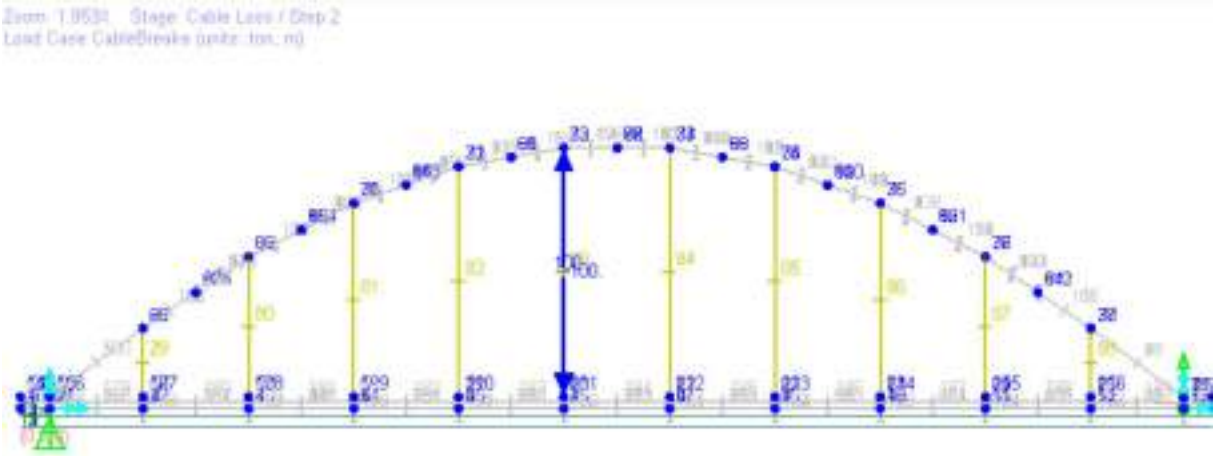
3.12.4 0.60 F'_s FOR CABLE LOSS.

1) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด (Cable Max Strength (Fu) = 110T per Cable) กรณี DL+SDL เท่ากับ 35 T ซึ่ง<u>ไม่เกิน 0.45 Fu (110 T)</u>
2) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด (Cable Max Strength (Fu) = 110T per Cable) กรณี DL+SDL+LL เท่ากับ <u>48.1 T ไม่เกิน 0.45 Fu (110T)</u> และในกรณี <u>Strength Limit State 1</u> ไม่เกินกรณีที่ยอมให้ Overload (0.50u) ซึ่งไม่เกินค่าที่ยอมให้ตามข้อกำหนด ในกรณีที่ให้ยานพาหนะ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งบนสะพาน

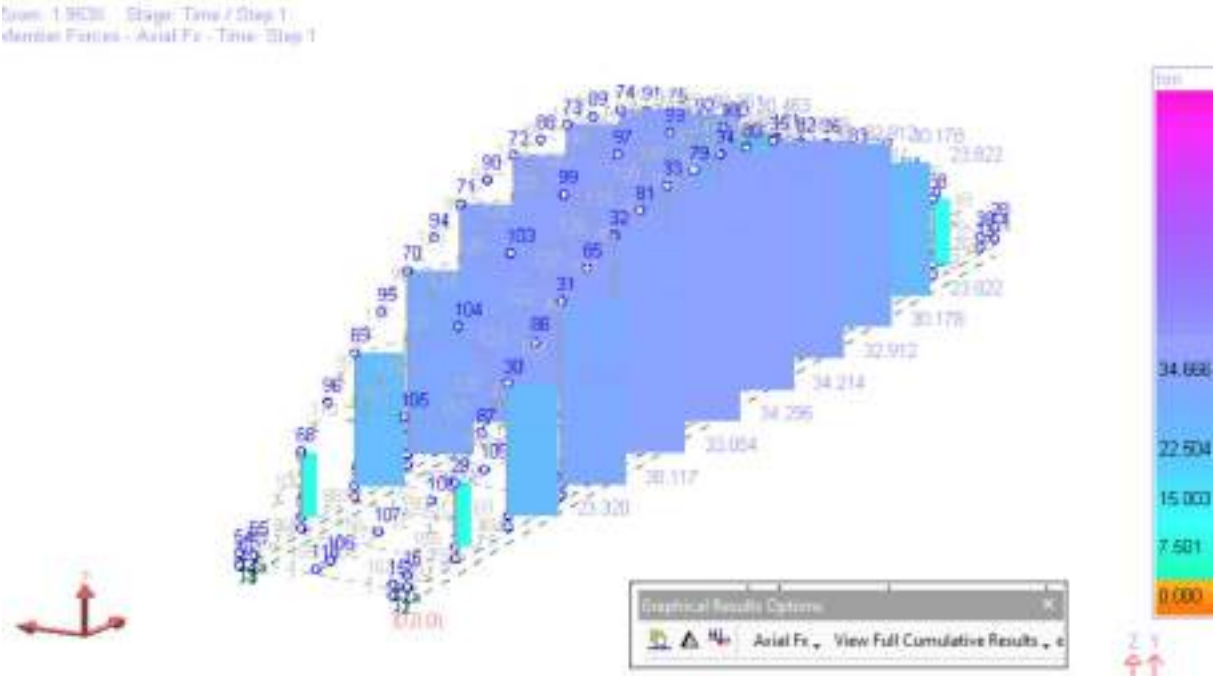
จากนั้น ที่ปรึกษา ตรวจสอบในกรณี ที่เกิด การเปลี่ยน Cable Stay ตามข้อกำหนด FIP และกรณีเกิด Cable ขาด ว่า โครงสร้างภายหลังการเสริมกำลังสามารถรับได้หรือไม่แสดงดังนี้

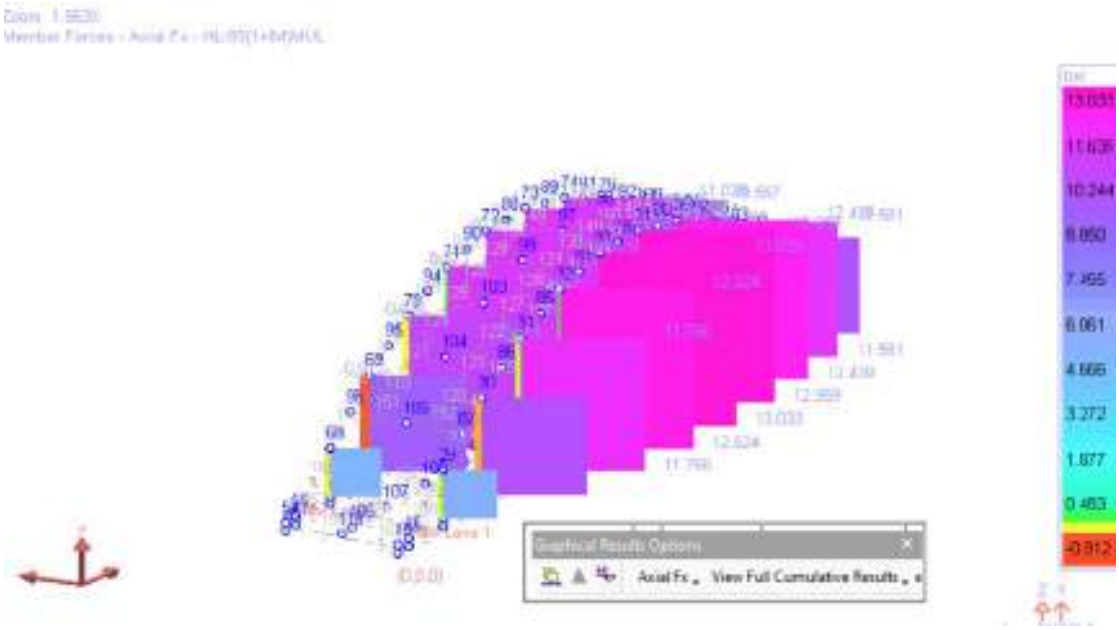
โดยเนื่องจาก กรณี Cable Loss จะ Critical กว่า การเปลี่ยน Cable ดังนั้น ที่ปรึกษาจึงดำเนินการตรวจสอบดังนี้

ในการคำนวณแรงที่เกิดจาก Cable ขาด FIP ให้สมมุติ การเกิด Impact ของแรงย้อนกลับเท่ากับ 200% ของแรงตึงใน Cable ก่อนขาด จากข้อกำหนดนี้ ที่ปรึกษาได้พิจารณาเลือก Cable บริเวณกลางสะพานเกิดการขาดเพื่อดำเนินการวิเคราะห์ดังนี้



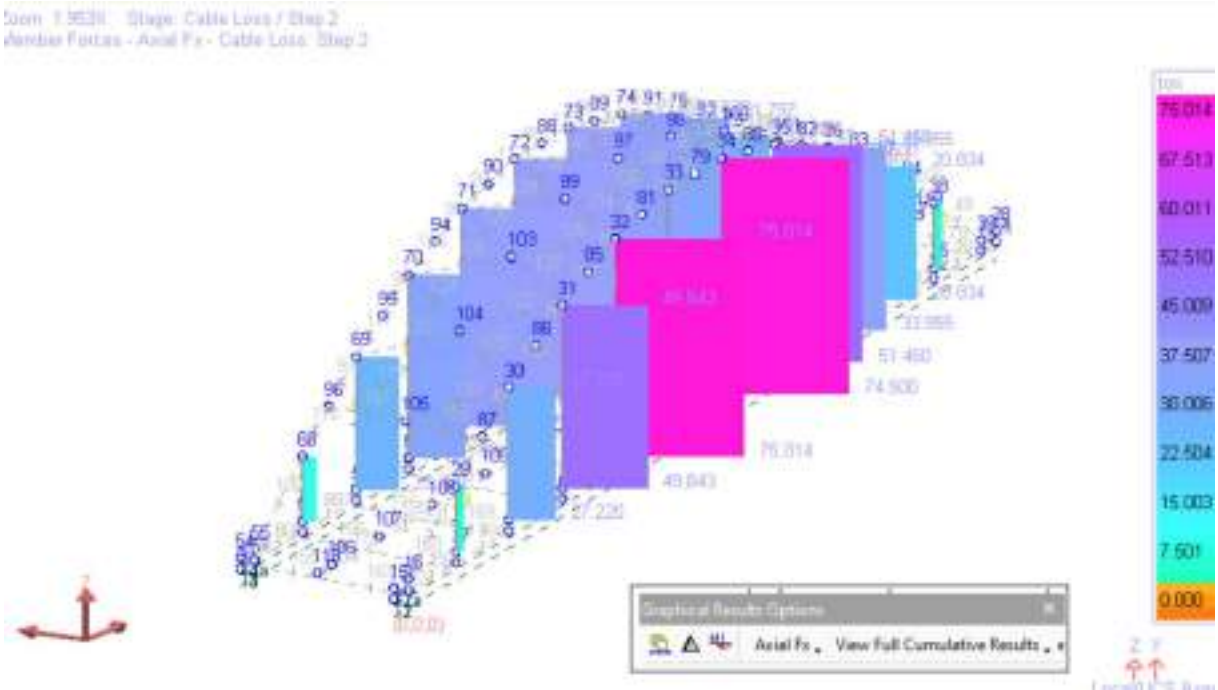
แรงภายใน Hanger (ในระดับสภาวะใช้งาน DL+SDL+LL+IM+PS) ก่อน Cable Loss



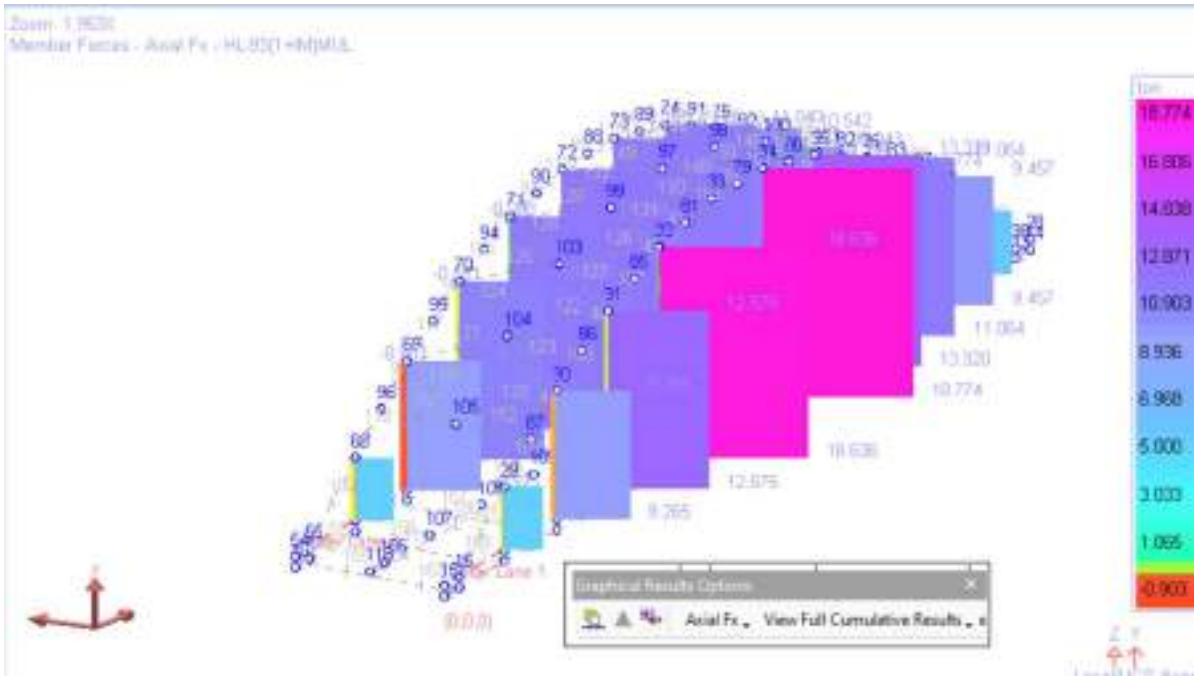


Max Cable Force = 47 T per Cable (ก่อน Cable Loss)

แรงภายใน Hanger (ในระดับสภาวะใช้งาน DL+SDL+LL+IM+PS+Cable Loss) หลัง Cable Loss



แรงภายใน Hanger (เนื่องจาก LL+IM) หลัง Cable Loss ของ ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น



Max Cable Force = 88 T per Cable (หลัง Cable Loss) (เพิ่มขึ้น 90%)

จากการวิเคราะห์จะเห็นได้ว่า ภายหลังเกิดการ ขาดของ Cable จะทำให้แรงที่เกิดขึ้นจากการขาด Redistribute ไปยัง Hanger ข้างเคียง โดย แรงที่เพิ่มขึ้นใน Cable ข้างเคียง อยู่ในระดับประมาณ 75T เมื่อรวมกับผลของน้ำหนักบรรทุกที่อาจเกิดขึ้นในระหว่างที่ Cable ขาด แรงภายใน Cable จะมีค่าเท่ากับ 18 T ผลรวมประมาณ 88 T ซึ่งยังเกินระดับที่ FIP ยอมให้ (0.6Fu = 60 T/Hanger กรณี Cable Capacity =110T per Cable) ดังนั้น จำเป็นต้อง ใช้ Cable Capacity ไม่น้อยกว่า 150 T/ Cable

<u>สะพานช่วง S5 (Tie Arch)</u>

ในส่วนของ Arch Rib ที่ปรึกษาจะทำการเพิ่ม ขนาดของหน้าตัด รวมทั้งการเสริมเหล็กเพื่อให้สามารถรองรับ Axial Force และ Moment เนื่องจาก ยานพาหนะ ประเภท ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ได้

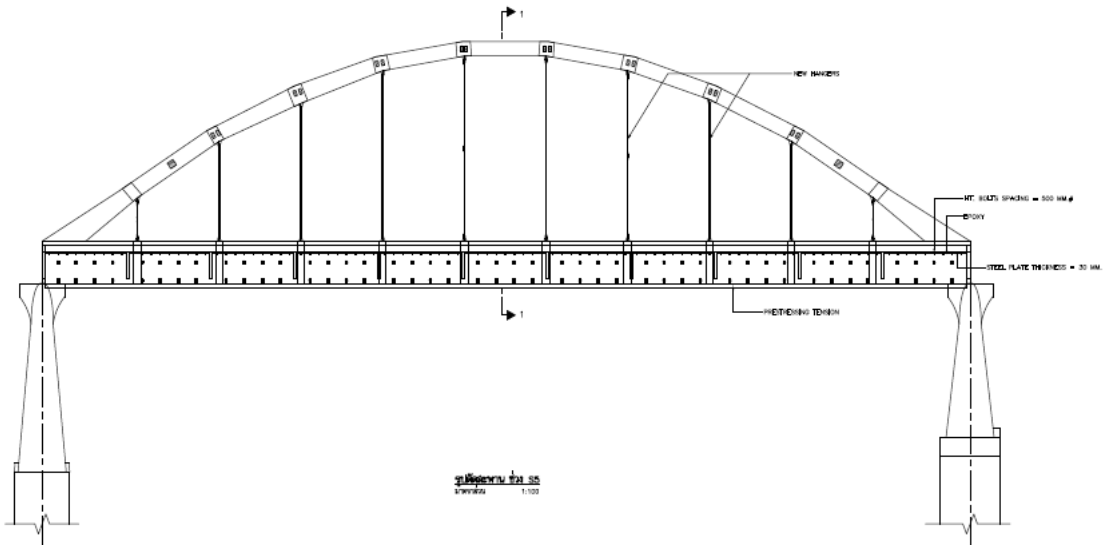
รูปแบบของการเสริมกำลัง Arch Rib ที่ปรึกษาเลือกใช้ Concrete Jacketing หุ้มคอนกรีต Arch Rib เดิม เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่าย และ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

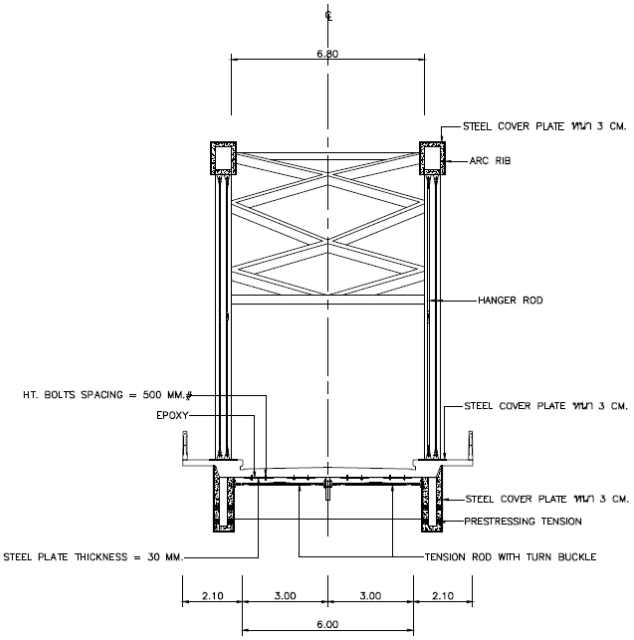
โดยในกรณีนี้ Hanger เดิมทุกชิ้นจะต้องดำเนินการเสริมด้วย Hanger .ใหม่เพื่อให้สามารถรองรับน้ำหนักที่เพิ่มจากขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน โดย สามารถดำเนินการโดยใช้Steel Jacketing หุ้มบริเวณตำแหน่งของ Hanger เดิม เพื่อดำเนินการเปลี่ยนเป็น Hanger รูปแบบใหม่เช่น PT Bar ซึ่งเป็นระบบที่สามารถถอดเปลี่ยนได้ในอนาคต

ในส่วนของ Stiffening Girder เดิม จะดำเนินการเสริมกำลังโดยใช้ Concrete Jacketing ร่วมกับการใช้ Internal Prestressing System เพื่อช่วยในการลดการแตกร้าวในอนาคต รวมทั้งในบริเวณที่เป็นตำแหน่งของ New Hanger จะดำเนินการเสริมเพิ่มด้วย Steel Jacketing เพื่อให้สามารถยึดกับ New Hanger ที่สามารถเปลี่ยนได้ในอนาคต

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลัง Arch Rib แสดงดังนี้

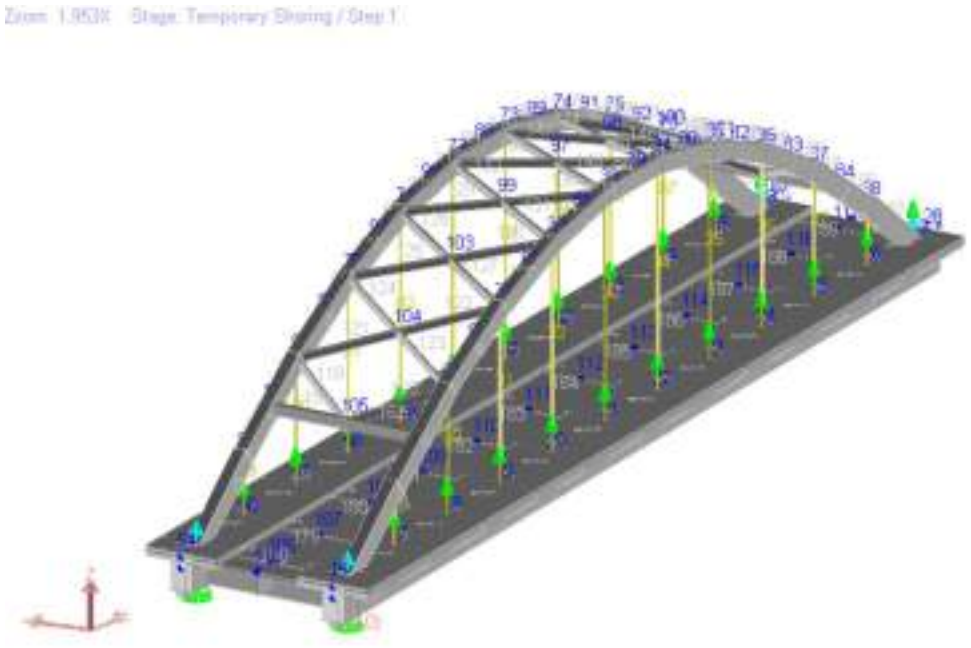


ตัวอย่างรูปแบบการซ่อมและเสริมกำลังช่วง Arch

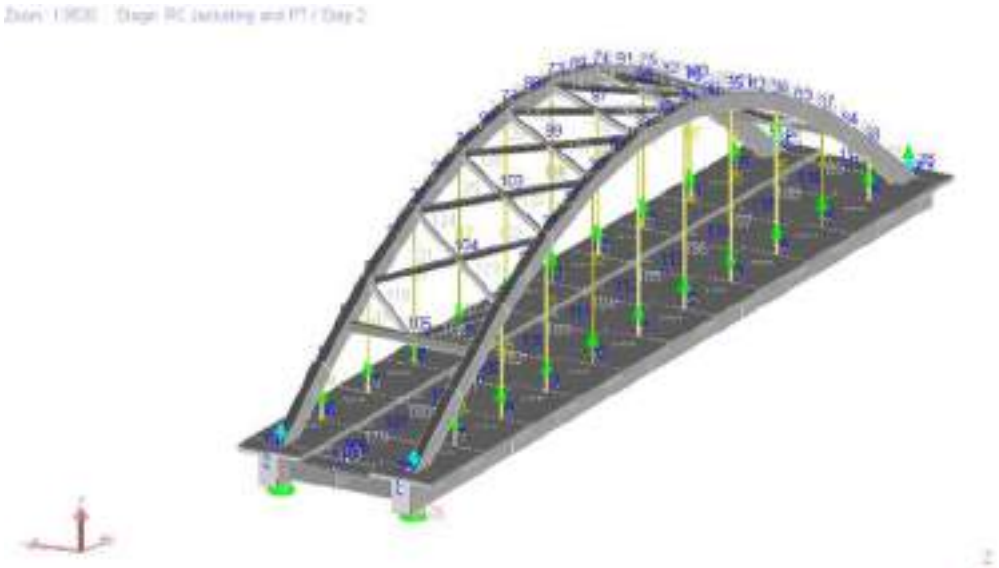


จากแนวความคิดข้างต้น ที่ปรึกษา เสริมกำลัง และ ทำการวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างของสะพานภายหลังการเสริมกำลังเพื่อใช้ในการ ประเมินตามมาตรฐาน AASHTO LRFD และ FIB แสดงดังนี้

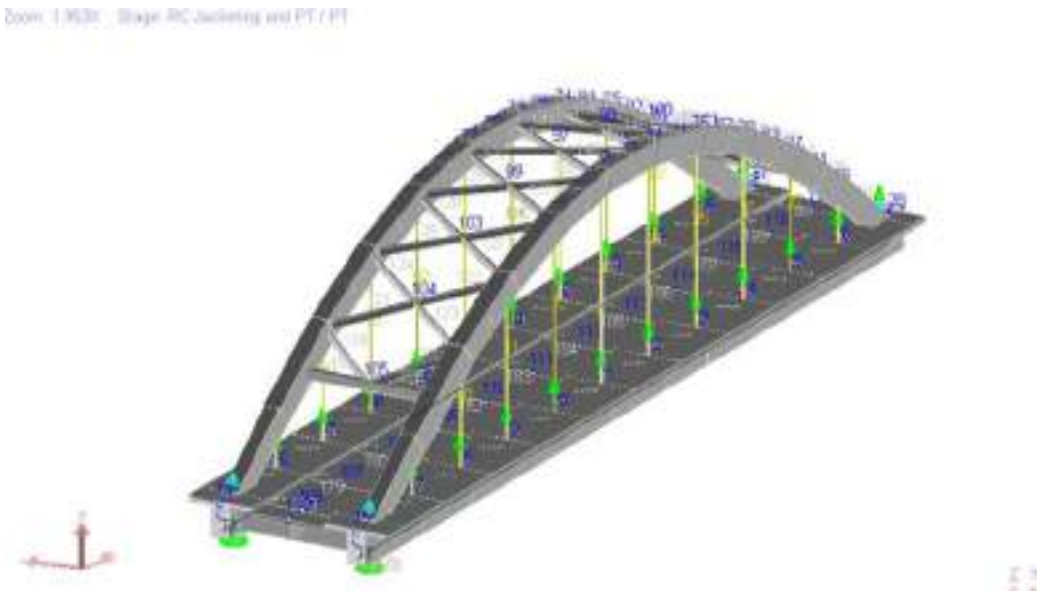
โดยในการวิเคราะห์สะพานได้ดำเนินการสร้างแบบจำลอง ต่อจาก เวลาเปิดใช้งานสะพานมาแล้ว 70 ปี ดังนี้



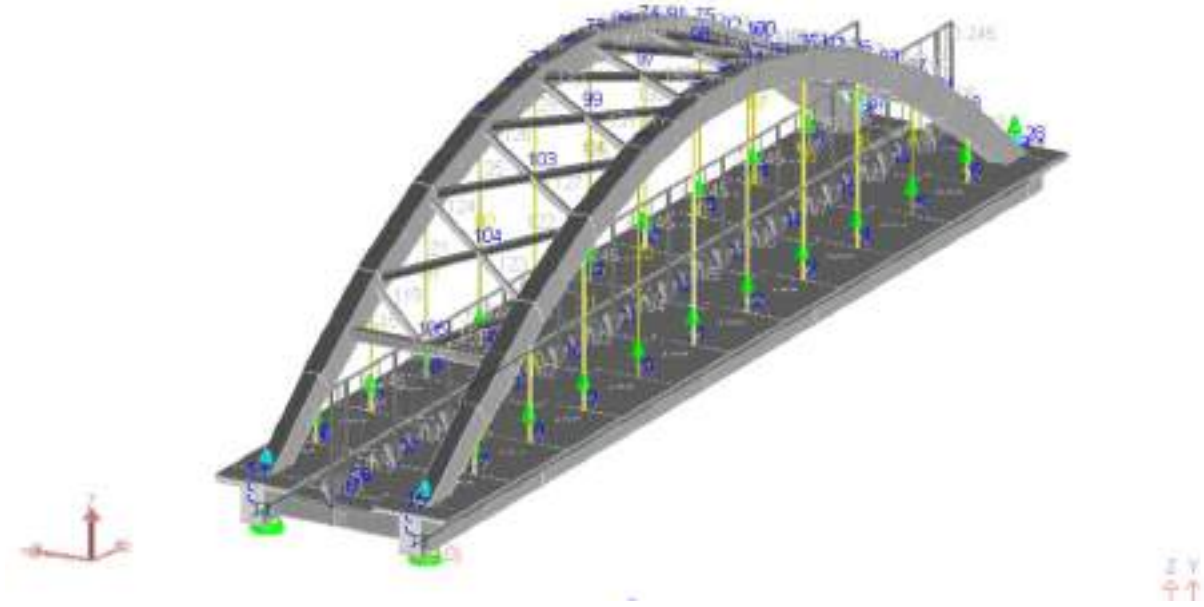
ขั้นตอนการติดตั้ง Temporary Support ใต้คานของสะพานเดิม



ขั้นตอน RC Jacketing คานสะพานและทำการดึงลวดอัดแรง



ขั้นตอน RC Jacketing Arch Rib และ เปลี่ยน Hanger



ขั้นตอนการถ่ายน้ำหนักลง Bearing ใหม่ ของสะพาน

Joint Reactions [Envelope]

Envelope Selected Result Cases | Incremental Results | Report In Local UCS

Min/Max for: Force -- Z -- [ton] | Min/Max | ABS | 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	2	Time: Step 1	2.6080	-156.6555	301.9955	-7.5033	0.0000	-69.6607
2	2	Time: Step 1	2.6080	-156.6555	301.9955	-7.5033	0.0000	-69.6607
3	13	Time: Step 1	0.0000	-164.5869	301.6078	-10.4452	0.0000	95.1892
4	13	Time: Step 1	0.0000	-164.5869	301.6078	-10.4452	0.0000	95.1892
5	41	Time: Step 1	-2.6373	156.4953	301.8203	4.8120	0.0000	61.7600
6	41	Time: Step 1	-2.6373	156.4953	301.8203	4.8120	0.0000	61.7600
7	52	Time: Step 1	0.0000	164.7324	319.7629	15.2454	0.0000	-114.3431
8	52	Time: Step 1	0.0000	164.7324	319.7629	15.2454	0.0000	-114.3431

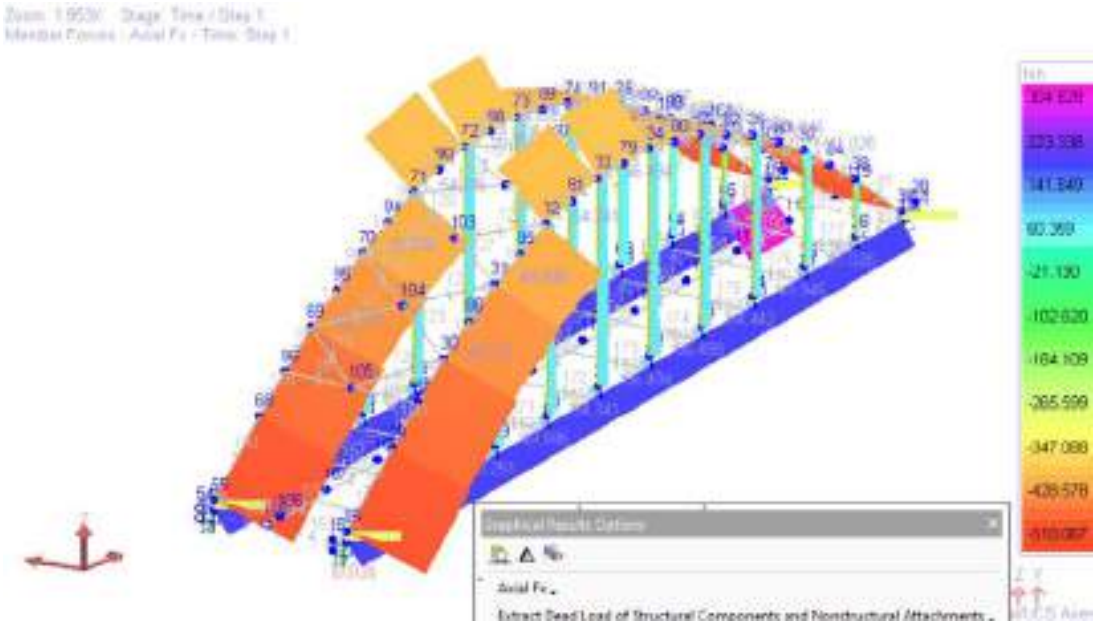
จากผลการวิเคราะห์ ได้ ค่าของ แรงกระทำของ Bearing กรณี (DL+SDL+PS+TIME) ดังแสดงในตารางด้านบน

ที่ปรึกษาได้นำแบบสะพานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ทำการวิเคราะห์หาแรงภายในเพื่อตรวจสอบกำลังการรับน้ำหนักภายหลังการเสริมกำลังแสดงดังนี้

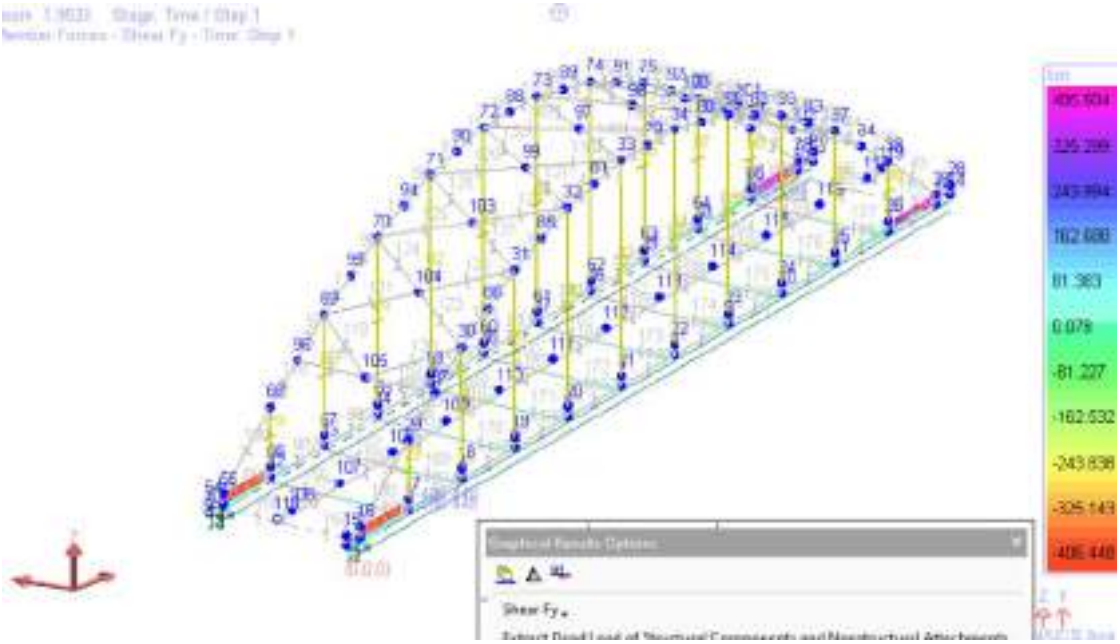
Arch Rib (ภายหลังการเสริมกำลัง)

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

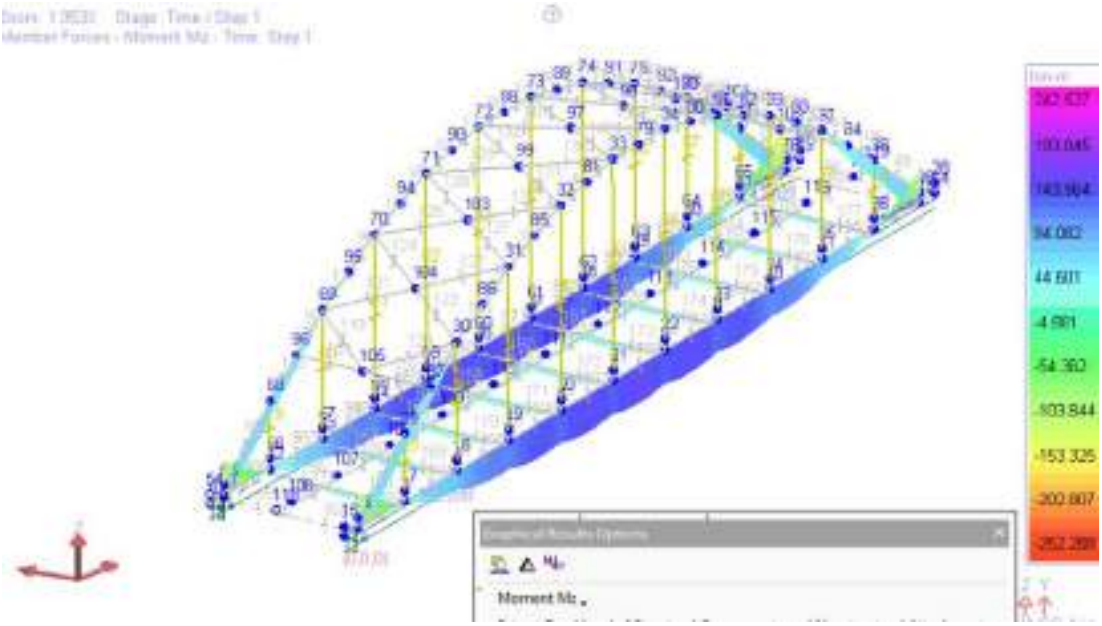
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

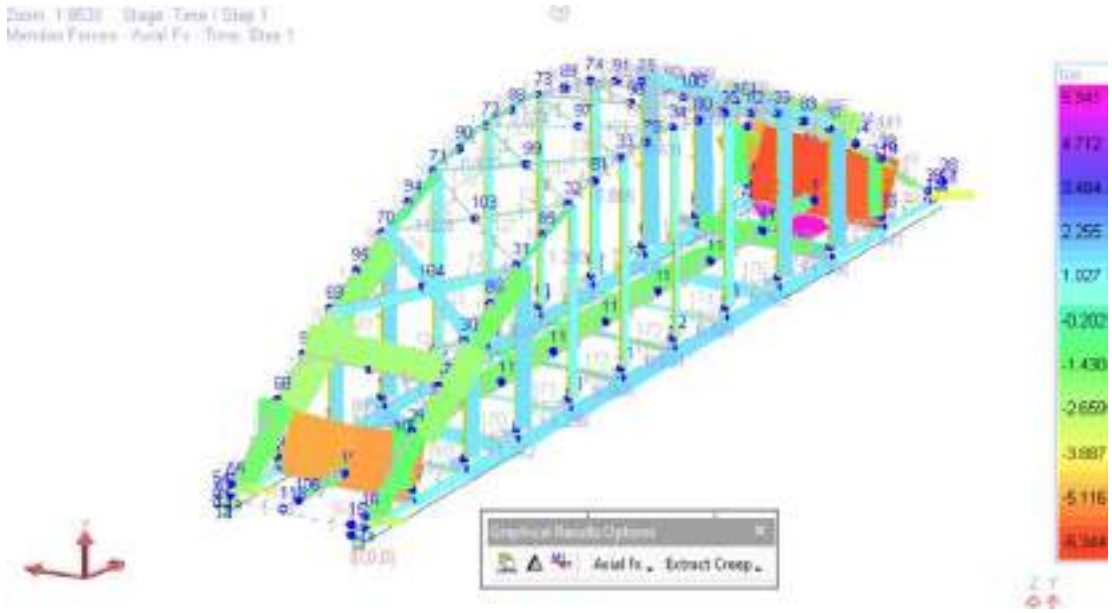


Mz (Moment) T-m

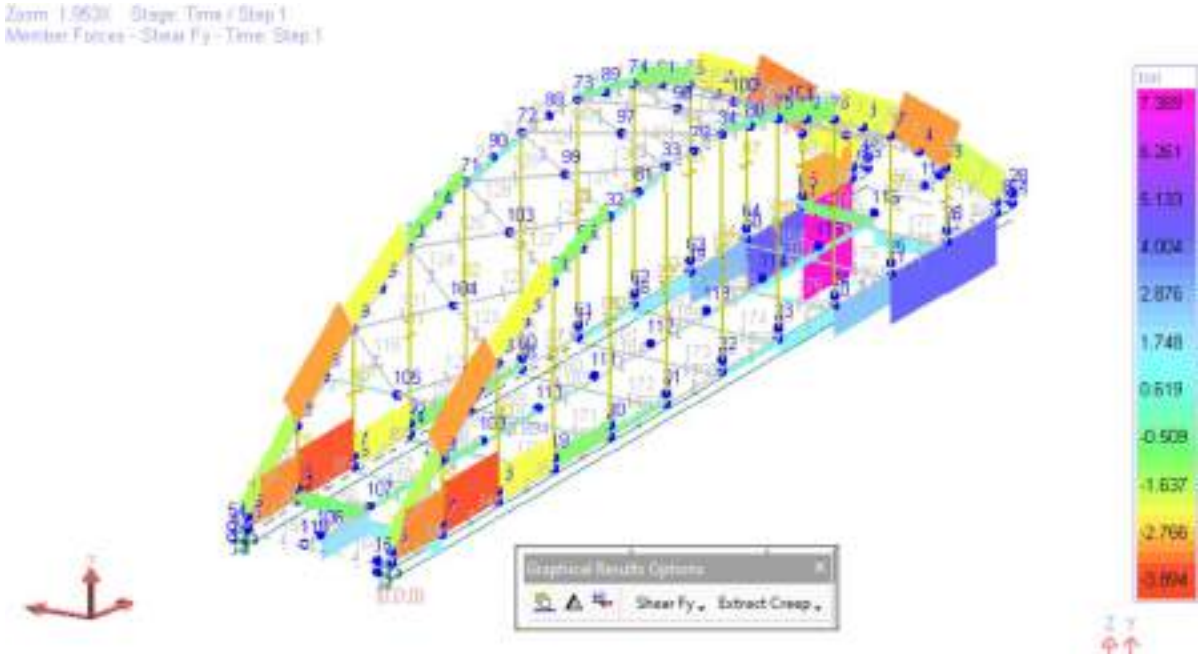


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

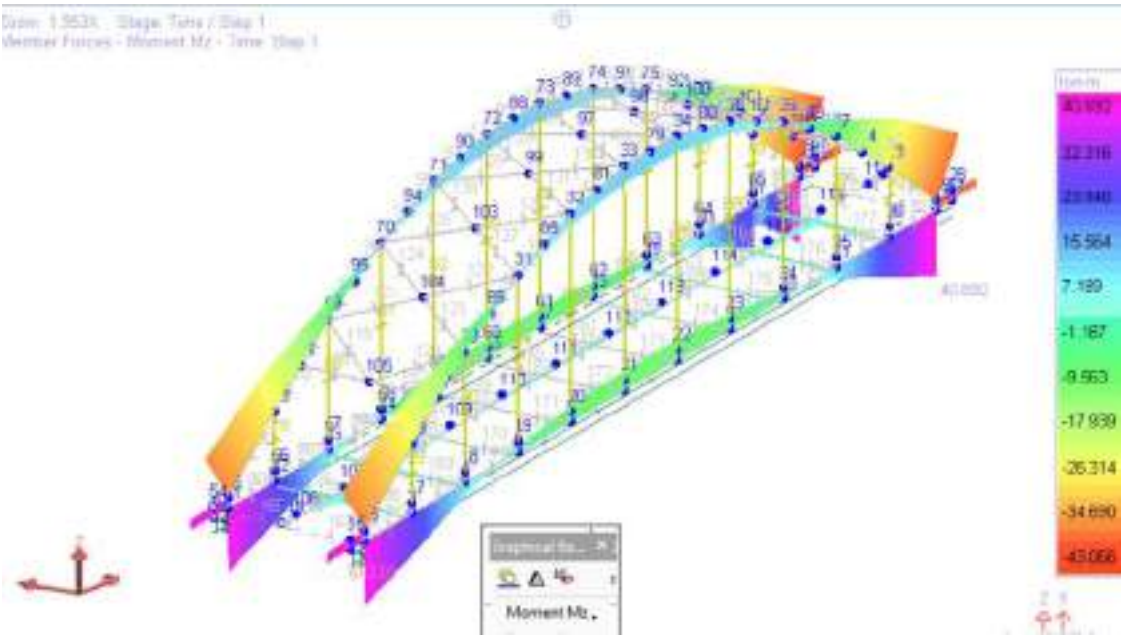
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T



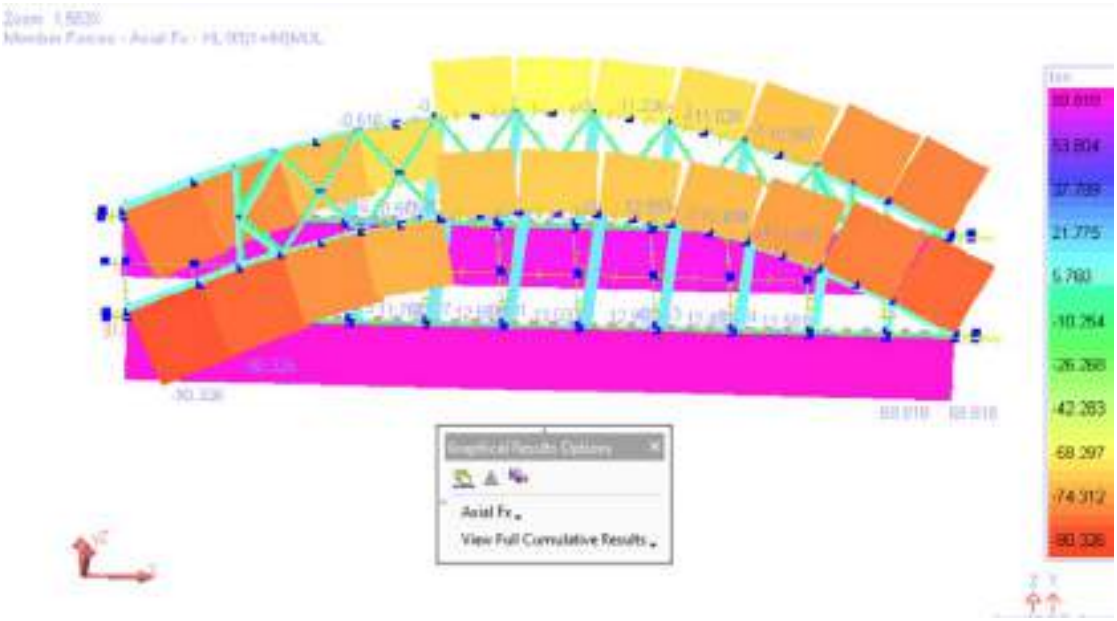
Mz (Moment) T-m



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น**)**

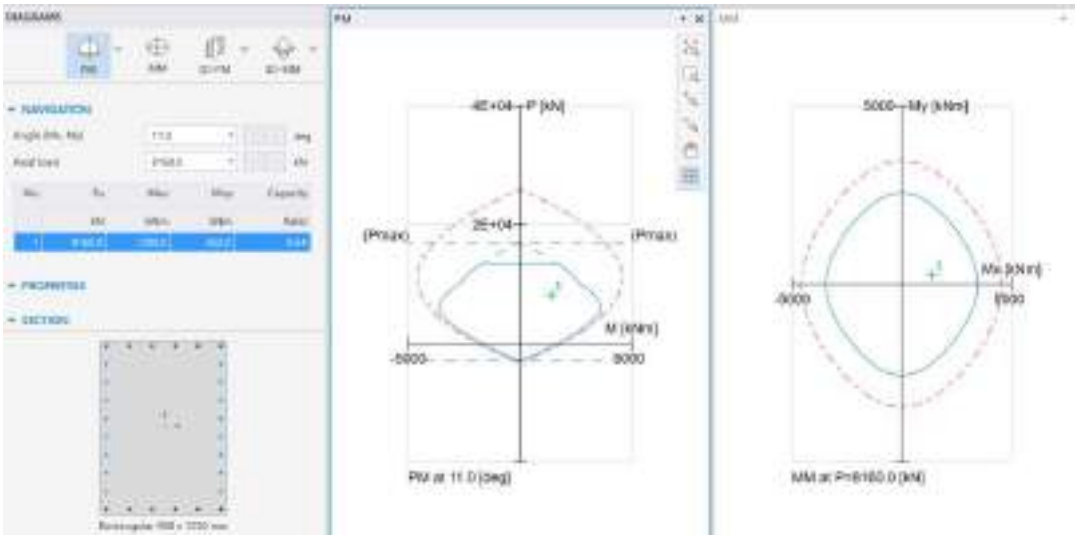
Fx (Axial Force) T

Arch Rib (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

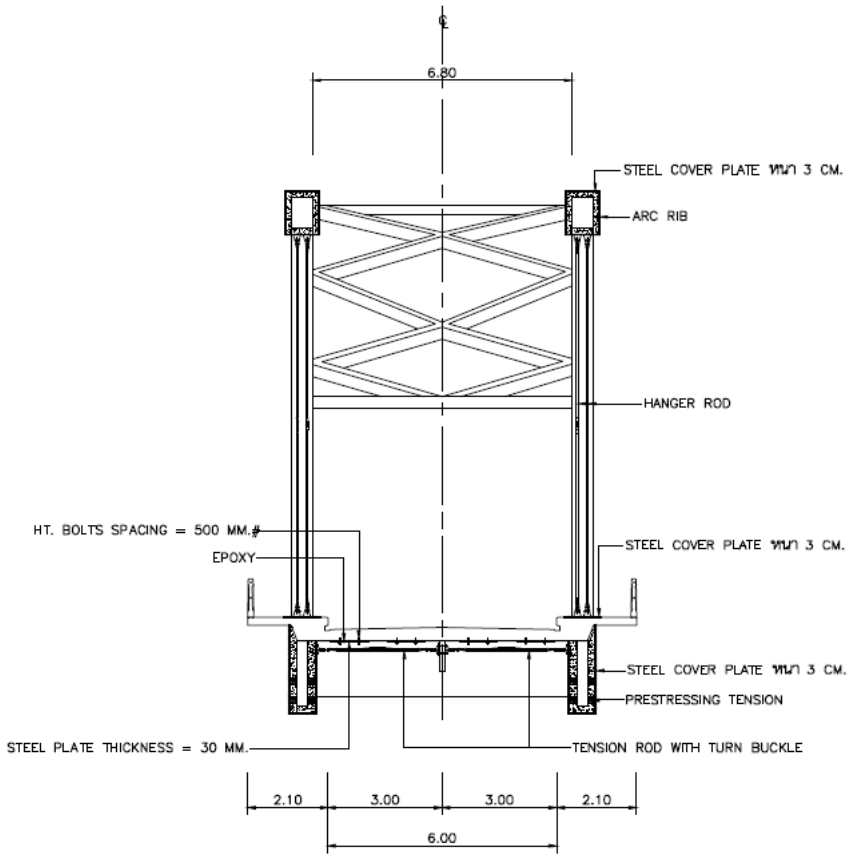


Max Axial Force = -90 T Per Rib

จากการนำหน้าตัดของ Arch Rib มาทำการเสริมกำลังด้วย Concrete Jacketing ที่ปรึกษาได้ตรวจสอบกำลังของ Arch พบว่า เพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ดังแสดงในรูป P-M Interaction Diagram ดังนี้



ตัวอย่างของการเสริมกำลังของ Arch Rib แสดงดังนี้

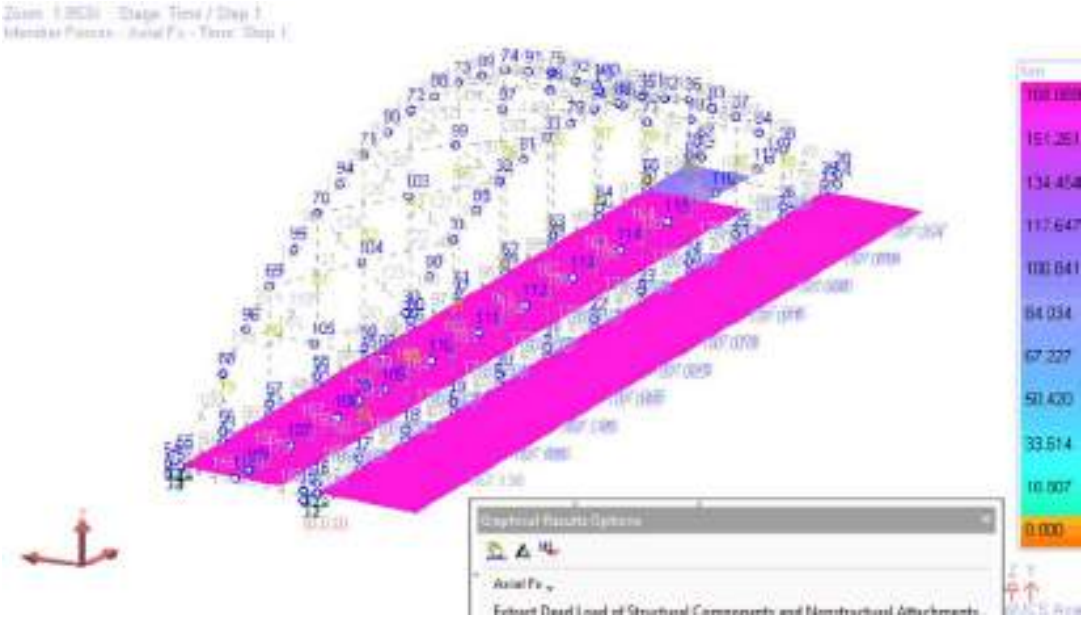

℄
6.80
STEEL COVER PLATE หนา 3 CM.
ARC RIB
HANGER ROD
HT. BOLTS SPACING = 500 MM.#
EPOXY
STEEL COVER PLATE หนา 3 CM.
STEEL COVER PLATE หนา 3 CM.
PRESTRESSING TENSION
STEEL PLATE THICKNESS = 30 MM.
TENSION ROD WITH TURN BUCKLE
2.10
3.00
3.00
2.10
6.00

การเสริมกำลังส่วนของ Stiffening Girder

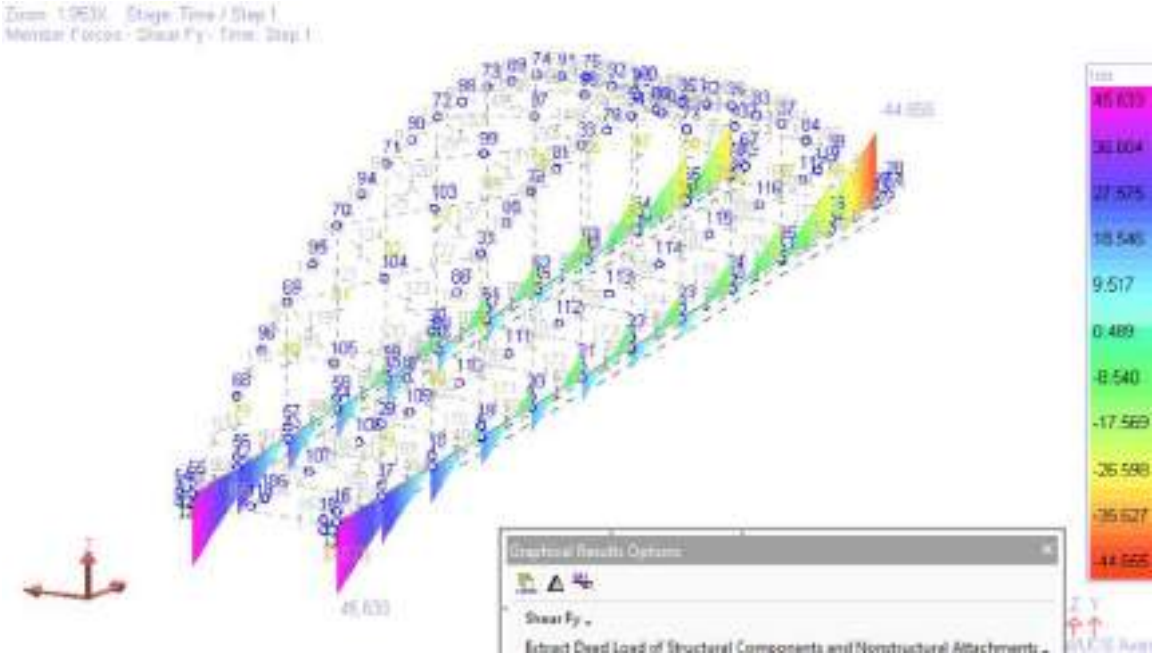
ที่ปรึกษาแสดงการเสริมกำลังของ Stiffening Girder โดยการใช้ Concrete Jacketing รวมกับการดึงลวดอัดแรงตามยาวเพื่อช่วยในการลด ความเค้นดึง ในระหว่างการใช้งานและช่วยในการเพิ่มกำลังของหน้าตัด โดยรายละเอียดแสดงดังนี้

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

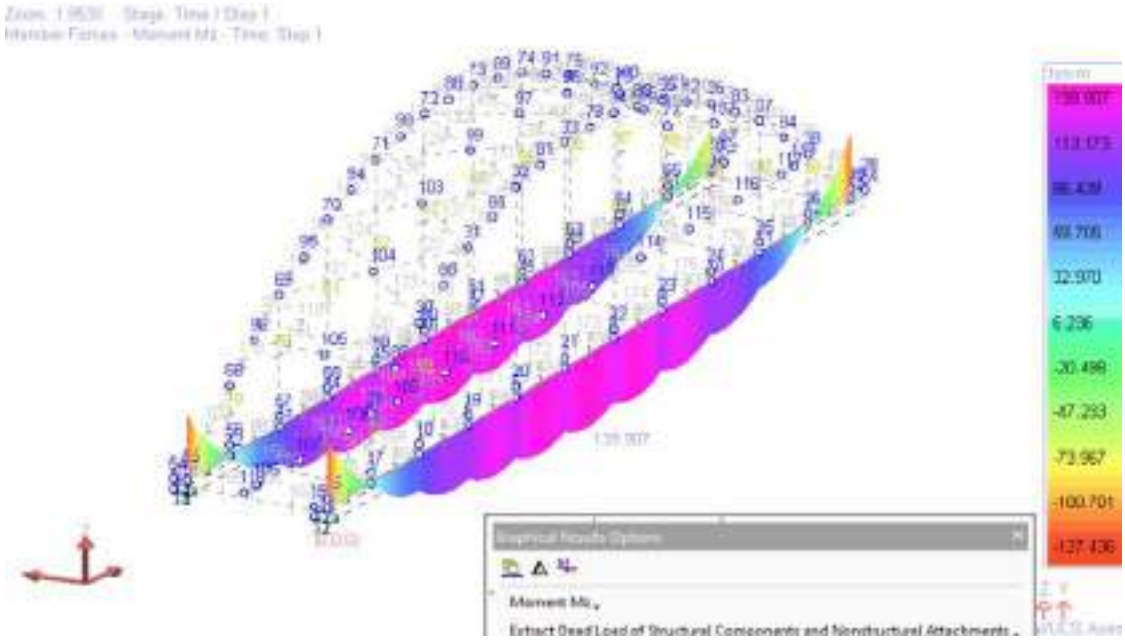
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

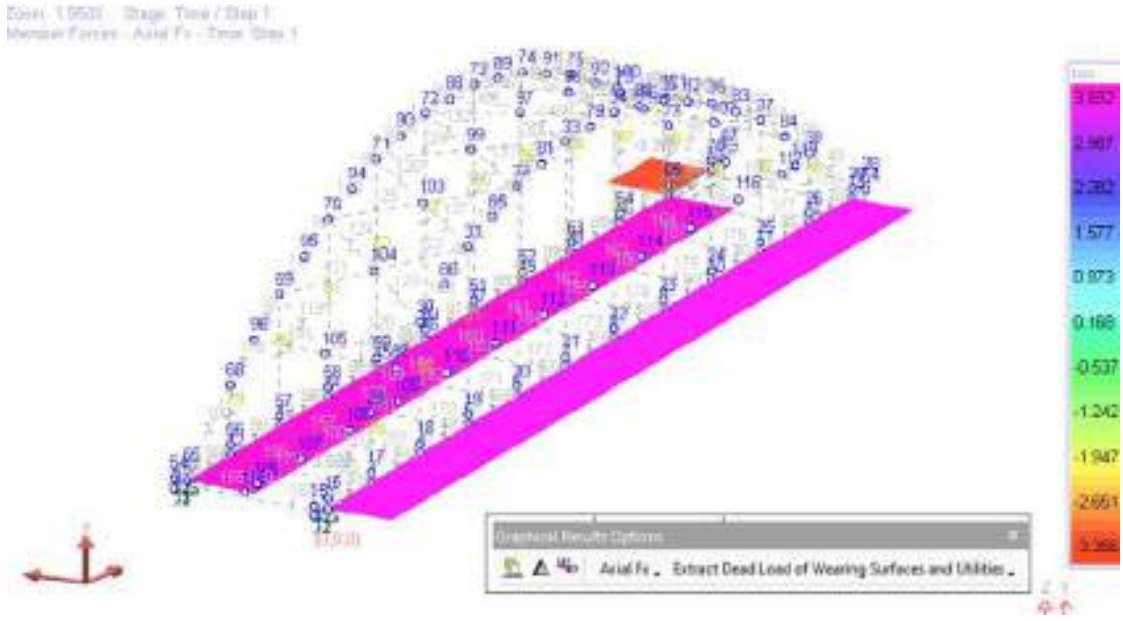


Mz (Moment) T-m

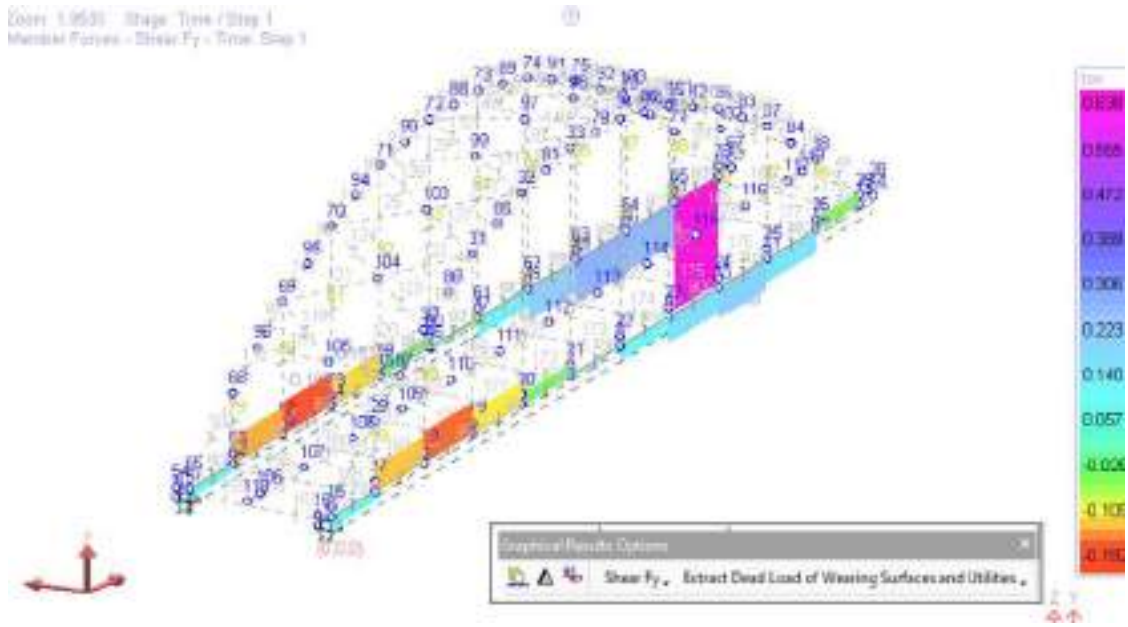


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

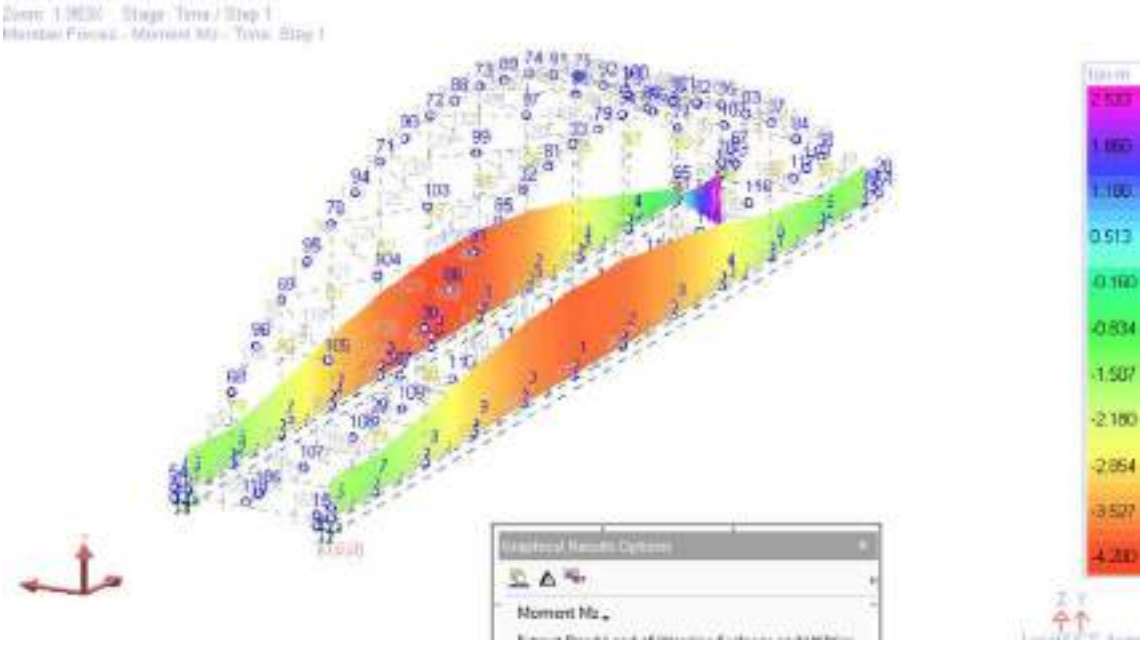
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

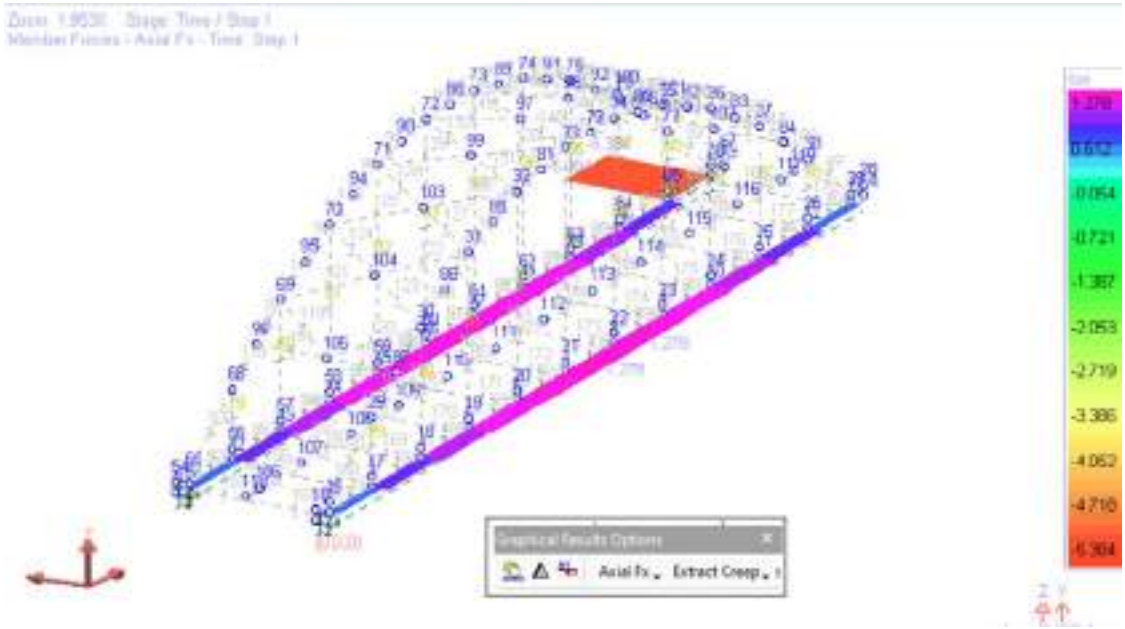


Mz (Moment) T-m

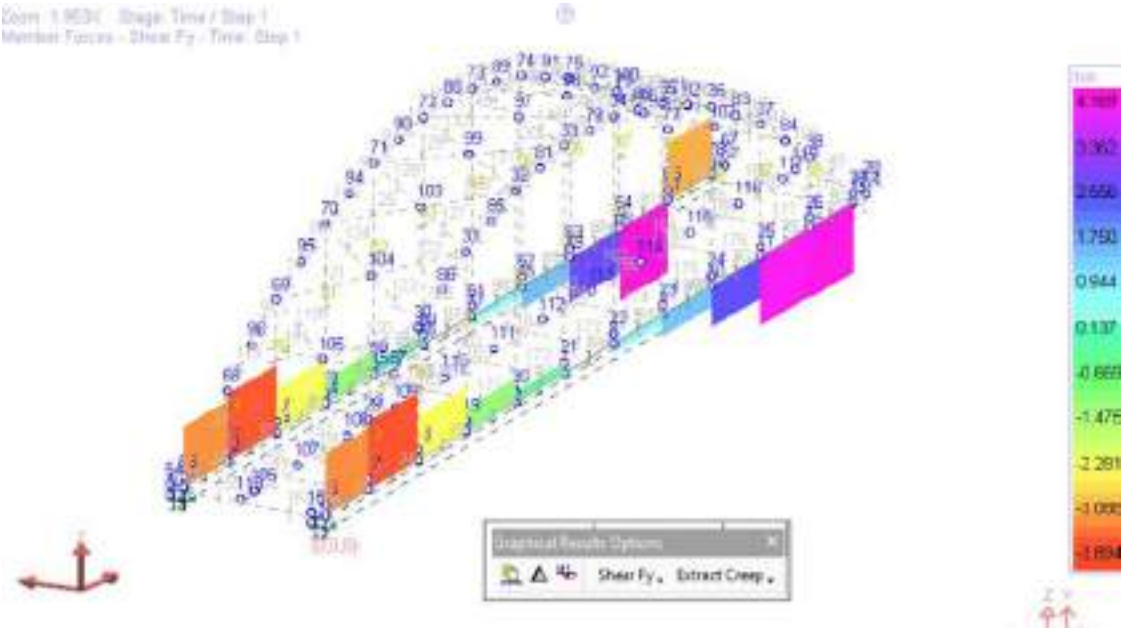


ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก CR

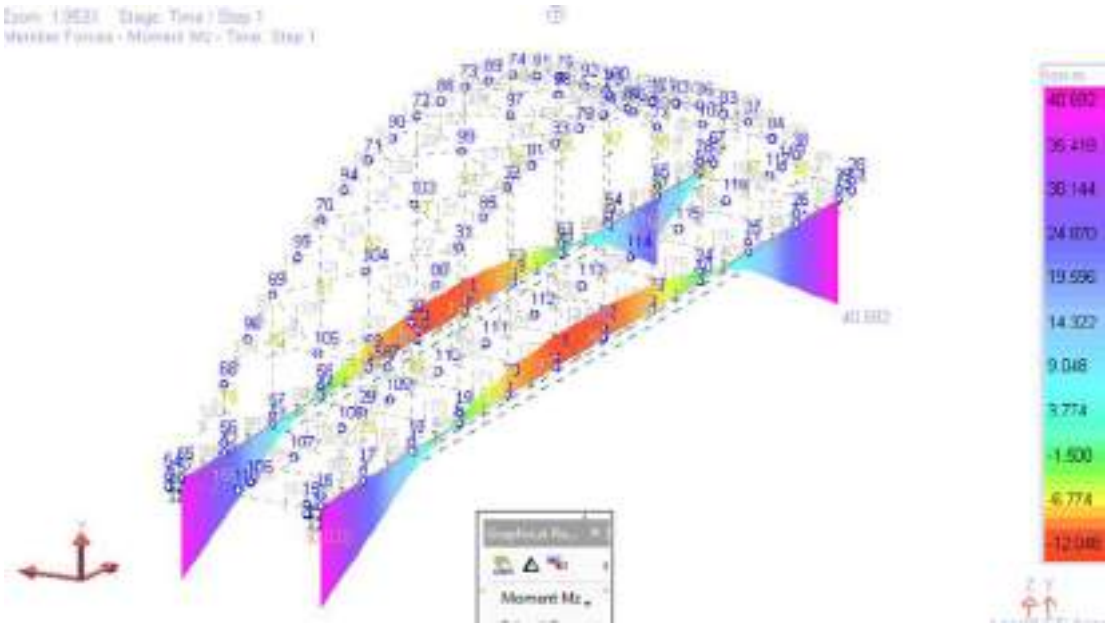
Fx (Axial Force) T



Fy (Shear Force) T

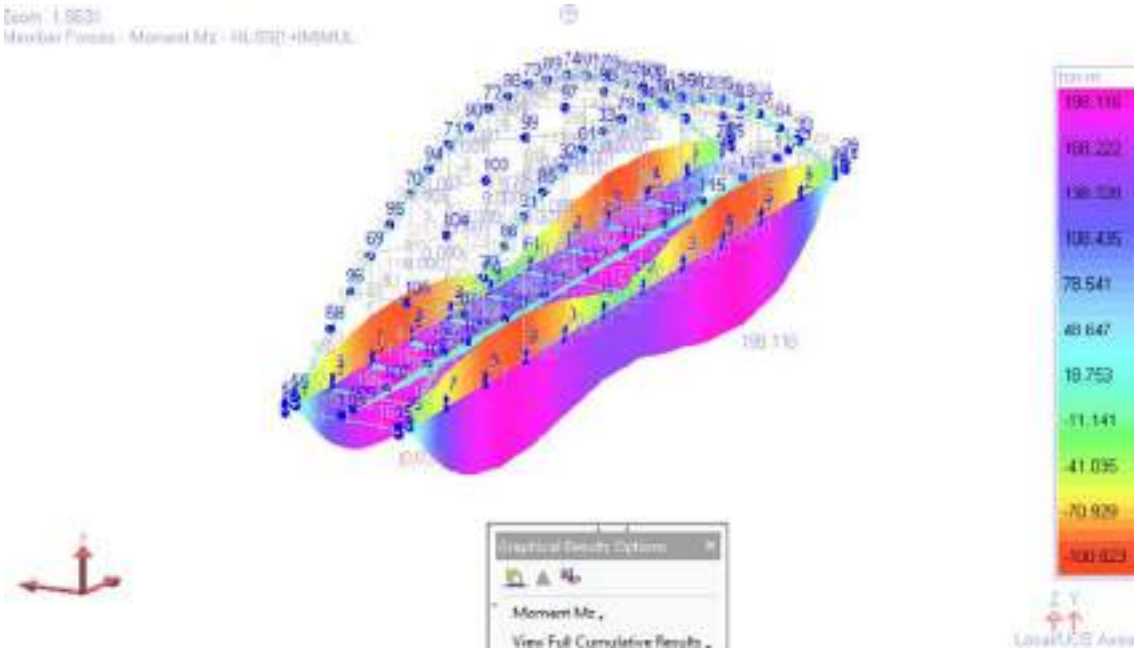


Mz (Moment) T-m

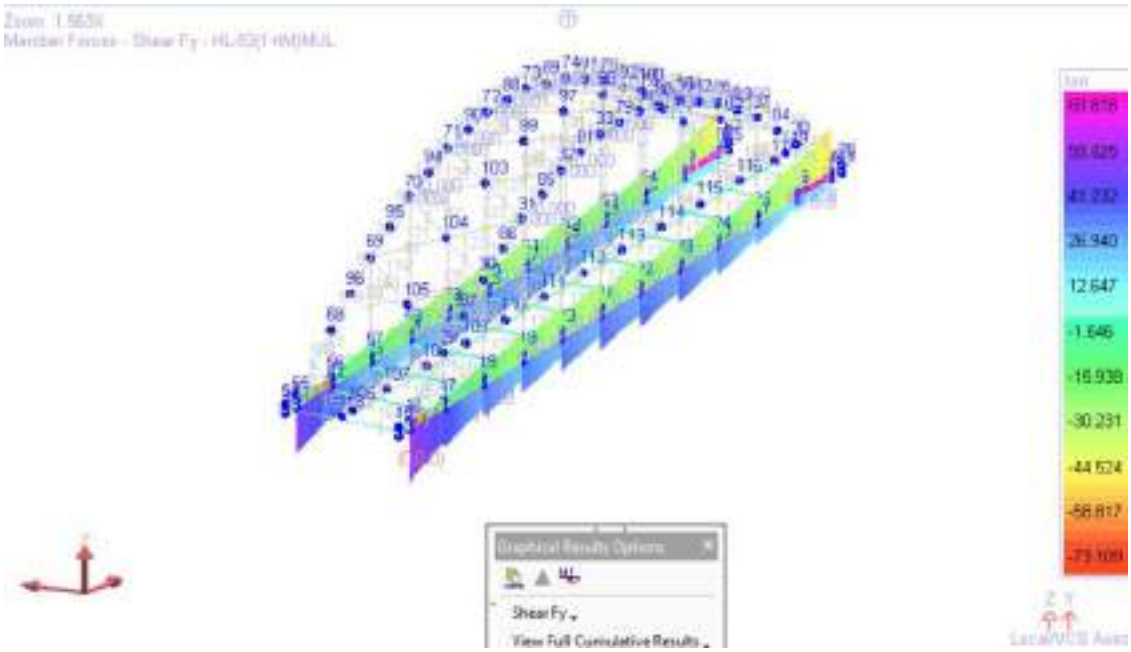

40.692
35.419
30.144
24.870
19.596
14.322
9.048
3.774
-1.500
-6.774
-12.048
Moment Mz

<u>ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL</u> (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Stiffening Girder (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้นวิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน Stiffening Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



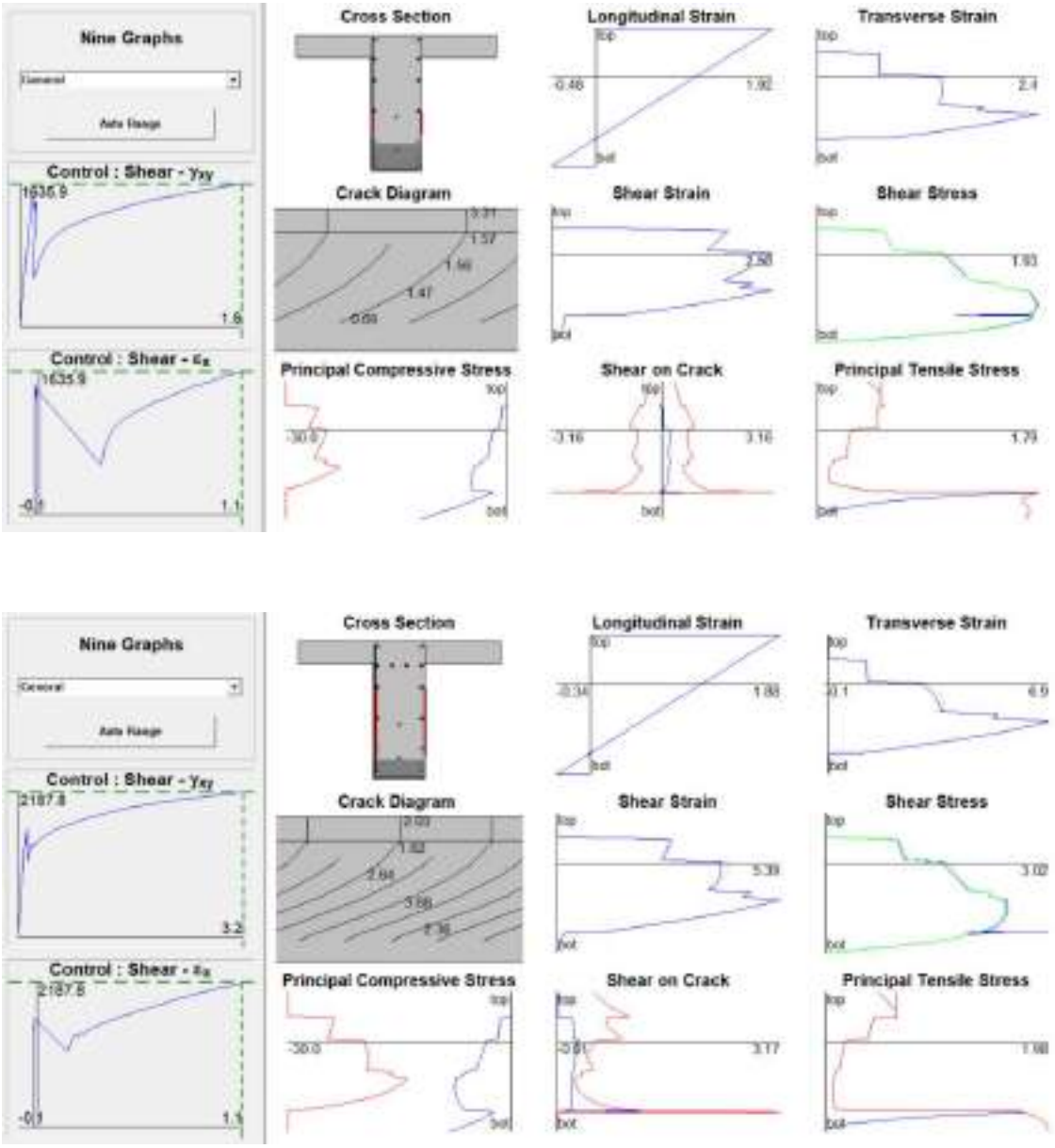
Max Moment = 198-T-m



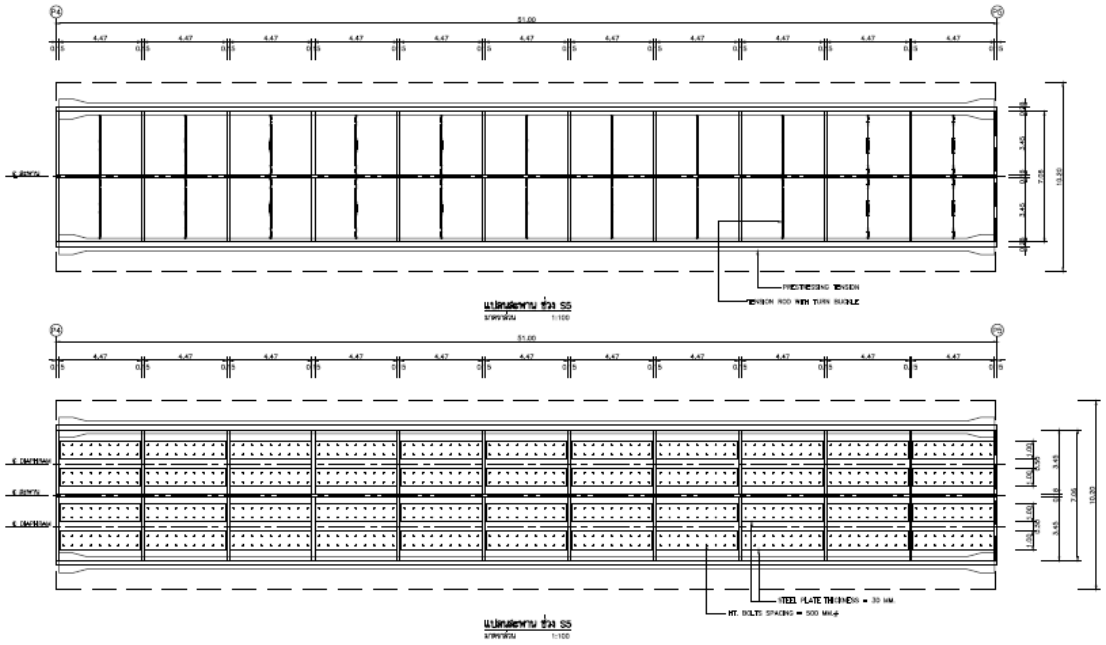
Max Shear = 74 T

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ของ Stiffening Girder <u>พบว่าเพียงพอในการรับน้ำหนัก</u> ที่เกิดขึ้น ใน

กรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu =505.5 T-m < 0.9Mn (1800 T-m), (Vu = 193 T < 0.90Vn = 197 T)



ตัวอย่างของการเสริมกำลังของ Stiffening Girder แสดงดังนี้


PRESTRESSING TENSION
TENSION ROD WITH TURN BUCKLE
STEEL PLATE THICKNESS = 30 MM.

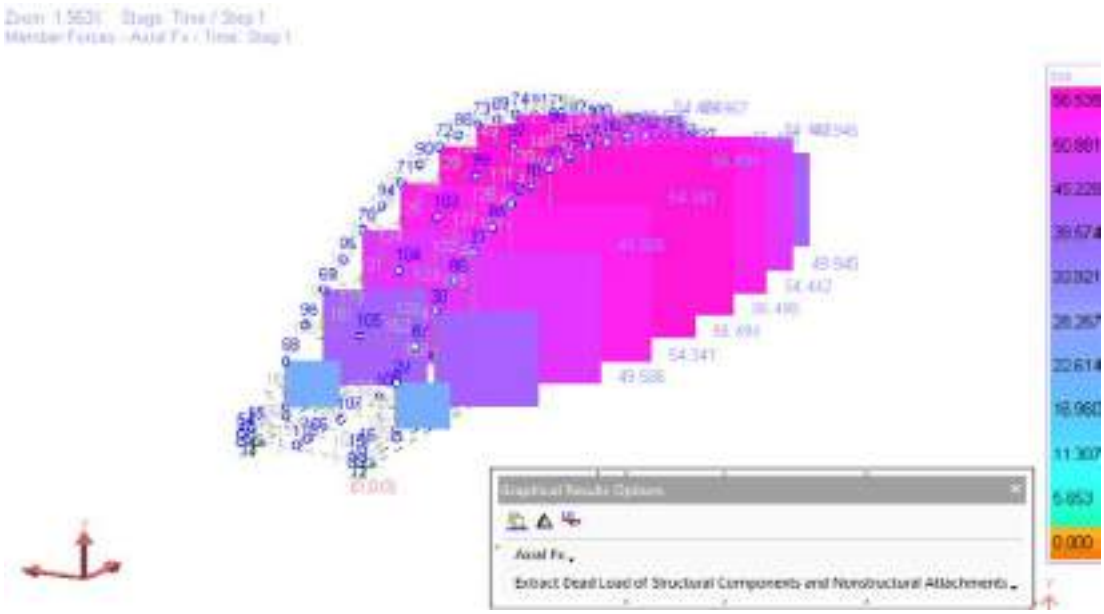
การเสริมกำลังส่วนของ Hanger

ที่ปรึกษาแสดงเปลี่ยนส่วนของ Hanger ใหม่ โดยใช้ Cable ประเภท Multi Strand Cable ในการทดแทนเหล็กเดิมที่ เป็นเหล็กกำลังต่ำและพบว่ามีการหย่อนของแรง เพื่อให้เกิดความแข็งแรงในการใช้งานในอนาคต โดยรายละเอียดแสดงดังนี้

ในการรายงานผลจากแบบจำลอง ค่าของแรงใน Hanger จะเป็นค่าของ Cable Type Force ในโครงการนี้เสนอใช้ Multi Strand Cable โดยมีตัวอย่างดังนี้

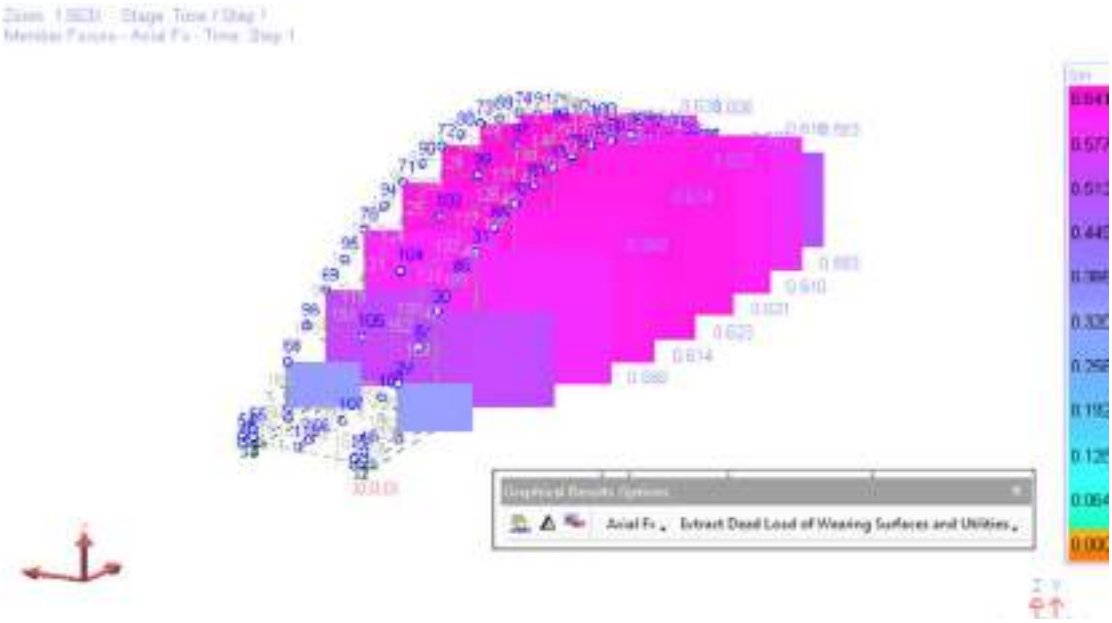
ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

Fx (Axial Force) T



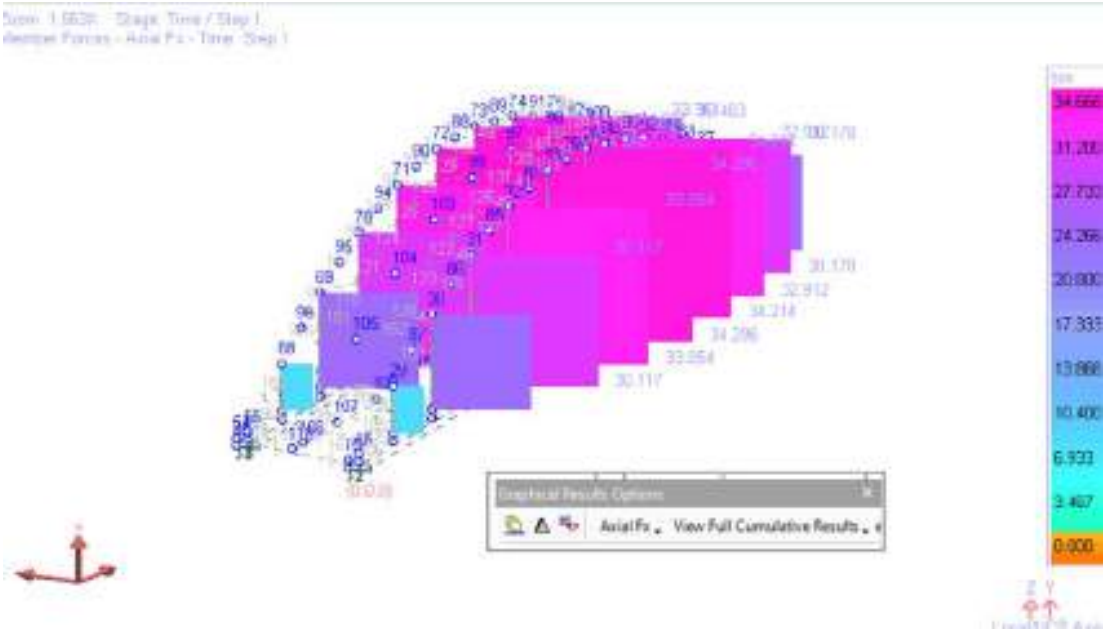
ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก SDL

Fx (Axial Force) T



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก All service +TIME exclude LL+IM

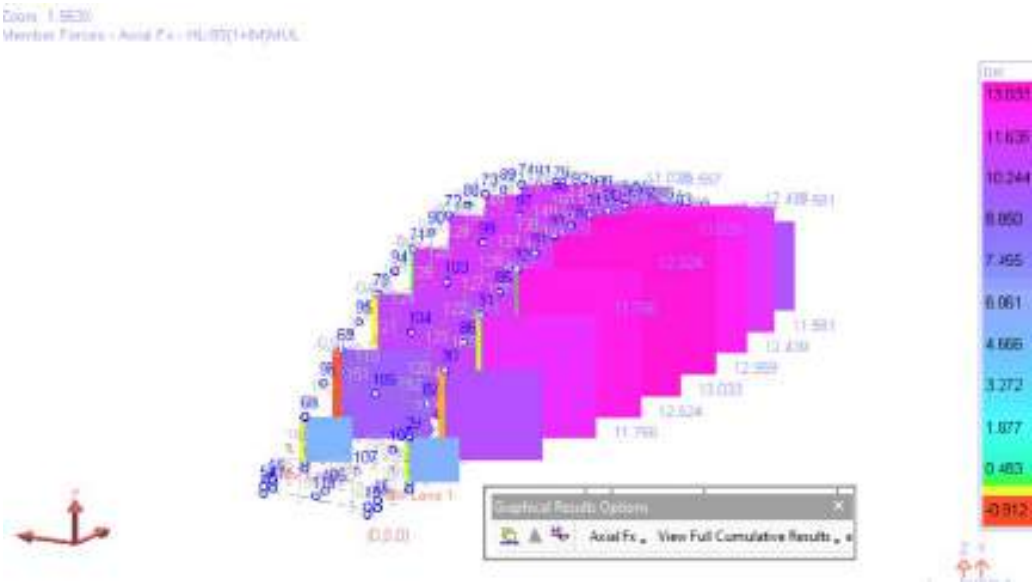
Fx (Axial Force) T



<u>ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL</u> (ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Hanger (ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

Hangers (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Tension = 13.1 T per Hanger

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของ Hanger ตามวิธี Allowable Stress Design โดย ใช้ ค่าที่ยอมให้ ของ Stress ที่เกิดขึ้น ใน Cable ไม่เกิน 0.45 Fy ในสภาวะใช้งาน จากข้อกำหนด FIB นี้ สรุปได้ดังนี้

3.12 ALLOWABLE TENSILE STRESS FOR STAY CABLES:

3.12.1 0.45 F'_s FOR AASHTO GROUP I LOADING UPON COMPLETION OF CONSTRUCTION. (NOTE: F'_s = MINIMUM SPECIFIED ULTIMATE TENSILE STRENGTH OF THE STRANDS).

3.12.2 0.50 F'_s FOR ALL OTHER AASHTO GROUP LOADINGS. (TO BE USED IN LIEU OF AASHTO ALLOWABLE OVER-STRESS FACTORS.)

3.12.3 0.56 F'_s DURING CONSTRUCTION AND STAY CABLE REPLACEMENT.

3.12.4 0.60 F'_s FOR CABLE LOSS.

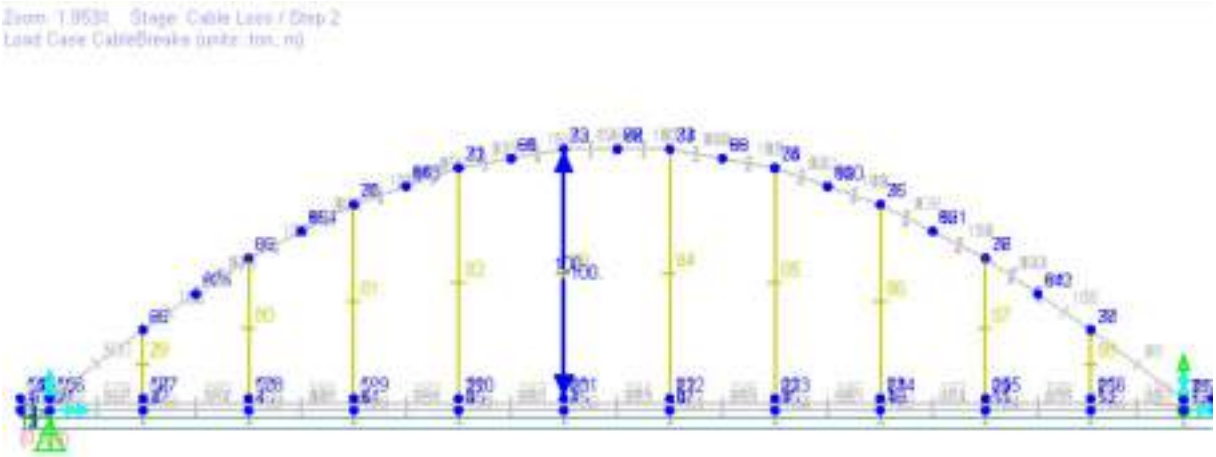
1) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด (Cable Max Strength (Fu) = 110T per Cable) กรณี DL+SDL เท่ากับ 35 T ซึ่ง<u>ไม่เกิน 0.45 Fu (110 T)</u>

2) ค่าของแรงดึงใน Hanger สูงสุด (Cable Max Strength (Fu) = 110T per Cable) กรณี DL+SDL+LL เท่ากับ <u>48.1 T ไม่เกิน 0.45 Fu (110T)</u> และในกรณี <u>Strength Limit State 1</u> ไม่เกินกรณีที่ยอมให้ Overload (0.50u) ซึ่งไม่เกินค่าที่ยอมให้ตามข้อกำหนด ในกรณีที่ให้ยานพาหนะ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งบนสะพาน

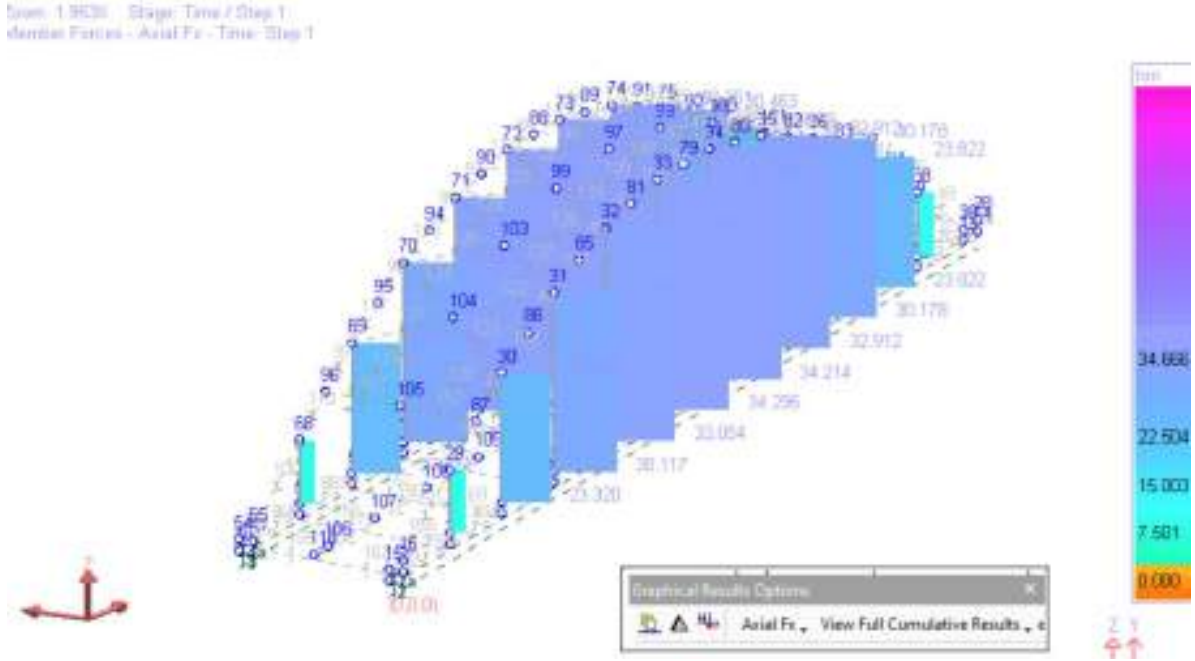
จากนั้น ที่ปรึกษา ตรวจสอบในกรณี ที่เกิด การเปลี่ยน Cable Stay ตามข้อกำหนด FIP และกรณีเกิด Cable ขาด ว่า โครงสร้างภายหลังการเสริมกำลังสามารถรับได้หรือไม่แสดงดังนี้

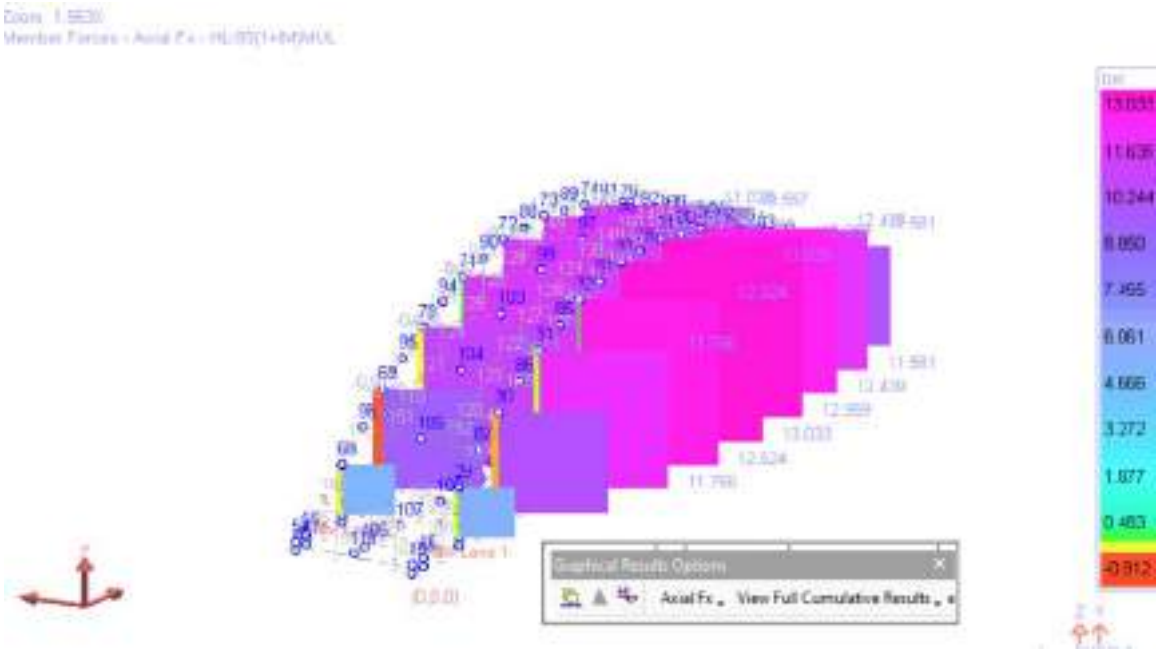
โดยเนื่องจาก กรณี Cable Loss จะ Critical กว่า การเปลี่ยน Cable ดังนั้น ที่ปรึกษาจึงดำเนินการตรวจสอบดังนี้

ในการคำนวณแรงที่เกิดจาก Cable ขาด FIP ให้สมมุติ การเกิด Impact ของแรงย้อนกลับเท่ากับ 200% ของแรงตึงใน Cable ก่อนขาด จากข้อกำหนดนี้ ที่ปรึกษาได้พิจารณาเลือก Cable บริเวณกลางสะพานเกิดการขาดเพื่อดำเนินการวิเคราะห์ดังนี้



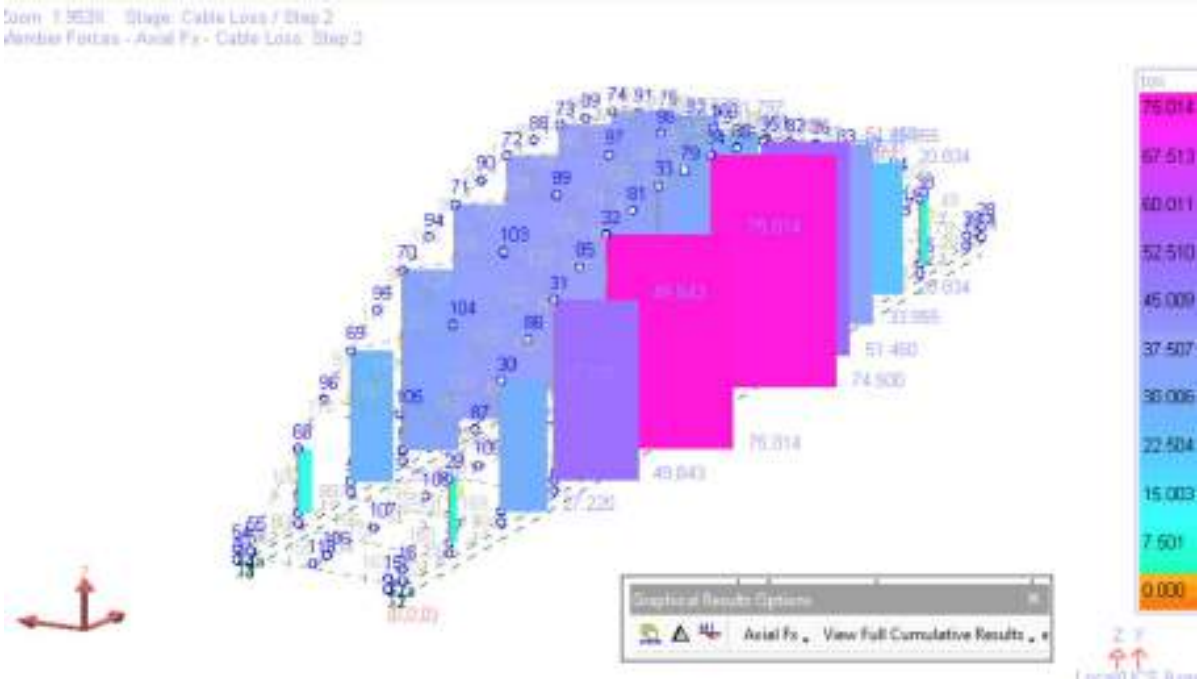
แรงภายใน Hanger (ในระดับสภาวะใช้งาน DL+SDL+LL+IM+PS) ก่อน Cable Loss



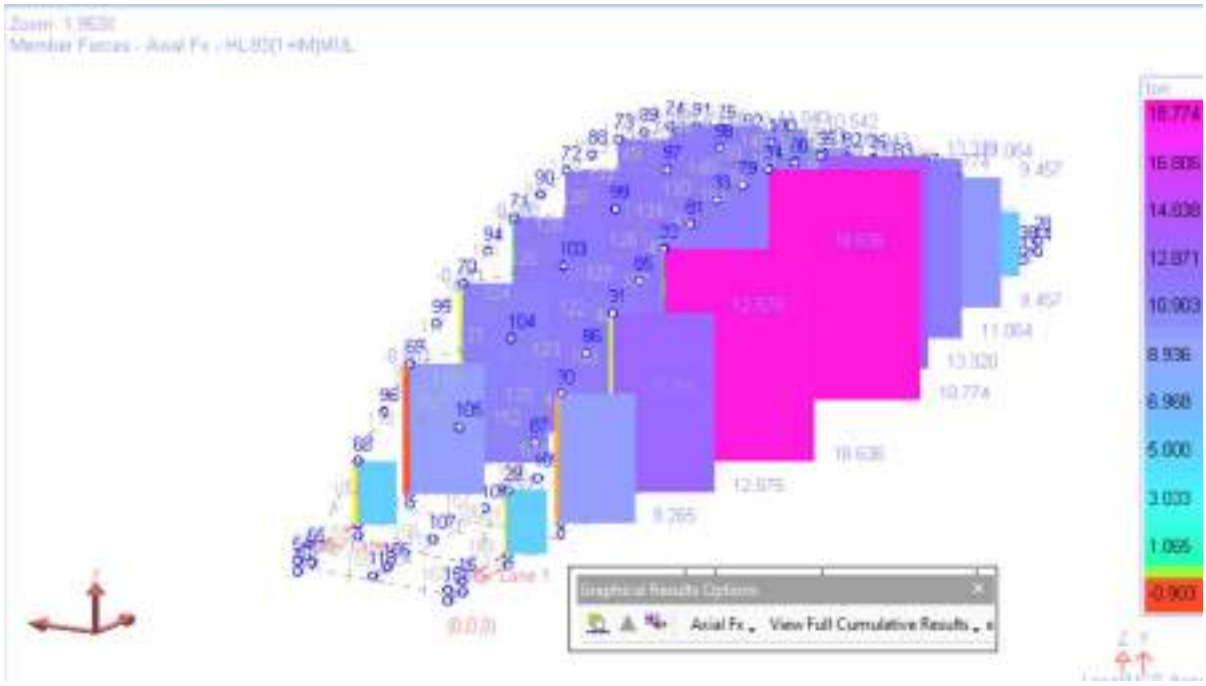


Max Cable Force = 47 T per Cable (ก่อน Cable Loss)

แรงภายใน Hanger (ในระดับสภาวะใช้งาน DL+SDL+LL+IM+PS+Cable Loss) หลัง Cable Loss



แรงภายใน Hanger (เนื่องจาก LL+IM) หลัง Cable Loss ของ ยานพาหนะ ยานพาหนะขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น



Max Cable Force = 88 T per Cable (หลัง Cable Loss) (เพิ่มขึ้น 90%)

จากการวิเคราะห์จะเห็นได้ว่า ภายหลังเกิดการ ขาดของ Cable จะทำให้แรงที่เกิดขึ้นจากการขาด Redistribute ไปยัง Hanger ข้างเคียง โดย แรงที่เพิ่มขึ้นใน Cable ข้างเคียง อยู่ในระดับประมาณ 75T เมื่อรวมกับผลของน้ำหนักบรรทุกที่อาจเกิดขึ้นในระหว่างที่ Cable ขาด แรงภายใน Cable จะมีค่าเท่ากับ 18 T ผลรวมประมาณ 88 T ซึ่งยังเกินระดับที่ FIP ยอมให้ (0.6Fu = 60 T/Hanger กรณี Cable Capacity =110T per Cable) ดังนั้น จำเป็นต้อง ใช้ Cable Capacity ไม่น้อยกว่า 150 T/ Cable

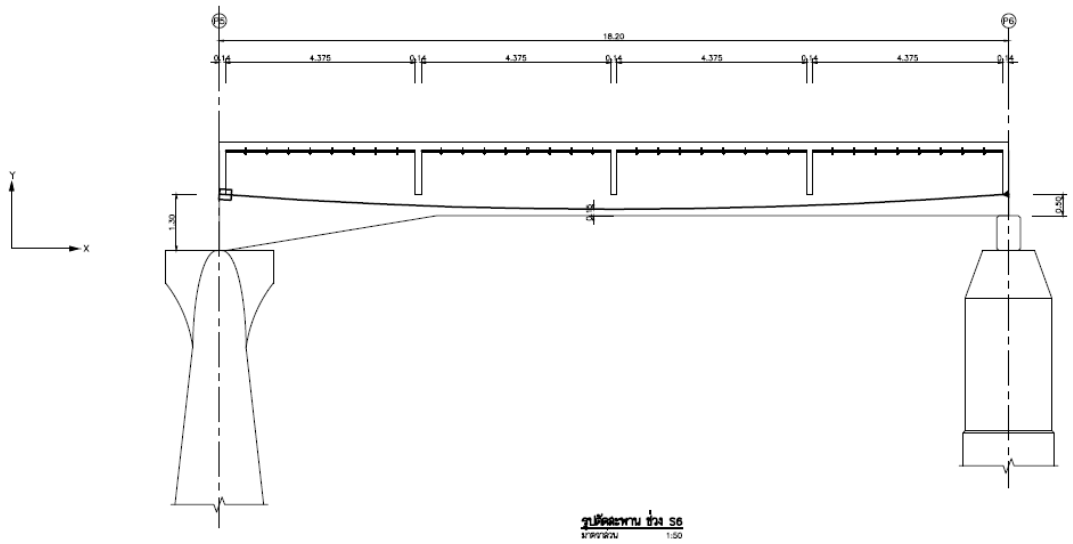
<u>สะพานช่วง S6 (I-Girder with tapered section)</u>

ในส่วนของ I-Girder ที่ปรึกษาจะทำการเพิ่ม ขนาดของหน้าตัด รวมทั้งการเสริมเหล็กเพื่อให้สามารถรองรับ Shear และ Moment เนื่องจาก ยานพาหนะ ประเภท ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ได้

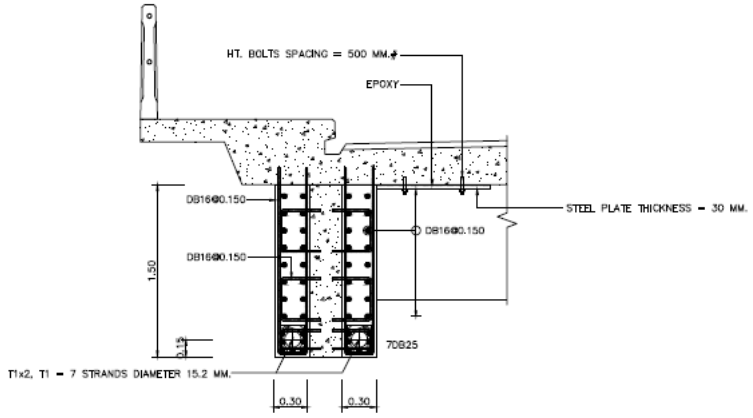
รูปแบบของการเสริมกำลังคาน ที่ปรึกษาเลือกใช้ Concrete Jacketing หุ้มคอนกรีตเดิมร่วมกับการใช้ Internal Prestressing System เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่ายและ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลังแสดงดังนี้



รูปตัดสะพาน ช่วง S6
มาตราส่วน 1:50



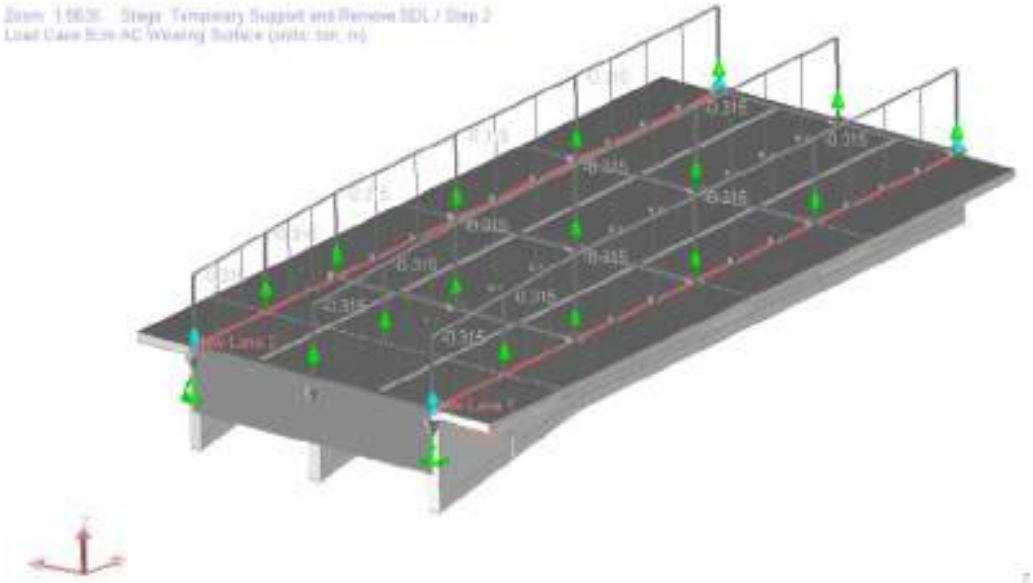
ขยายรูปตัด 3 – 3
มาตราส่วน 1:25

โดยจากการวิเคราะห์ ผลของขั้นตอนการก่อสร้างของสะพาน Construction Stage Analysis ร่วมกับ Moving Load ของรถบรรทุก ยานพาหนะ ขนาด-3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ที่วิ่งเป็นขบวน

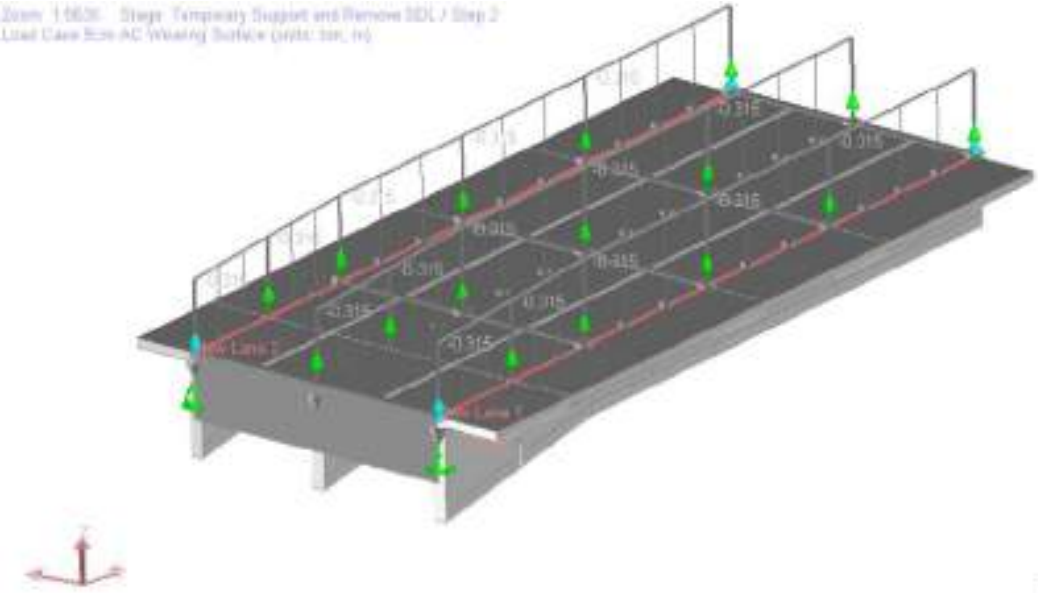
สามารถแสดงให้เห็นค่าของความเค้นเนื่องจากการดึงลวดอัดแรงสามารถทำให้เกิดผลรวมของความเค้นในระยะยาวที่อยู่ภายในแรงอัด และ ลดโอกาสการเกิด ความเค้นดึงขึ้นเนื่องจาก ยานพาหนะได้ ดังแสดงดังรูป

จากแนวความคิดข้างต้น ที่ปรึกษา เสริมกำลัง และ ทำการวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างของสะพานภายหลังการเสริมกำลังเพื่อใช้ในการ ประเมินตามมาตรฐาน AASHTO LRFD และ FIB แสดงดังนี้

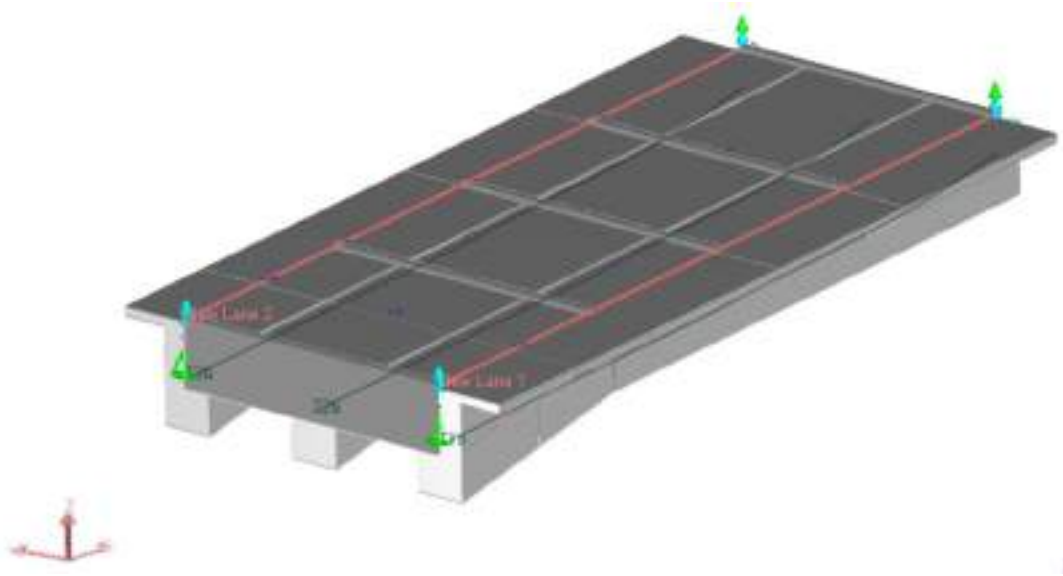
โดยในการวิเคราะห์สะพานได้ดำเนินการสร้างแบบจำลอง ต่อจาก เวลาเปิดใช้งานสะพานมาแล้ว 70 ปี ดังนี้



ขั้นตอนการติดตั้ง Temporary Support ใต้คานของสะพานเดิม



ขั้นตอน RC Jacketing คานสะพานและทำการดึงลวดอัดแรง



ขั้นตอนการถ่ายน้ำหนักลง Bearing ใหม่ ของสะพาน

Envelope Selected Result Cases | Incremental Results | Report In Local UCS

Min/Max for: Force - Z - (ton) | Min/Max | ABS | 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	Time: Step 1	-0.0332	-124.7871	85.7954	8.8711	0.0000	-13.1883
2	1	Time: Step 1	-0.0332	-124.7871	85.7954	8.8711	0.0000	-13.1883
3	2	Time: Step 1	0.0000	-124.4253	78.8900	5.3608	0.0000	11.8828
4	2	Time: Step 1	0.0000	-124.4253	78.8900	5.3608	0.0000	11.8828
5	11	Time: Step 1	-0.0332	124.7871	85.7954	-8.8711	0.0000	13.1883
6	11	Time: Step 1	-0.0332	124.7871	85.7954	-8.8711	0.0000	13.1883
7	12	Time: Step 1	0.0000	124.4253	78.8900	-5.3608	0.0000	-11.8828
8	12	Time: Step 1	0.0000	124.4253	78.8900	-5.3608	0.0000	-11.8828

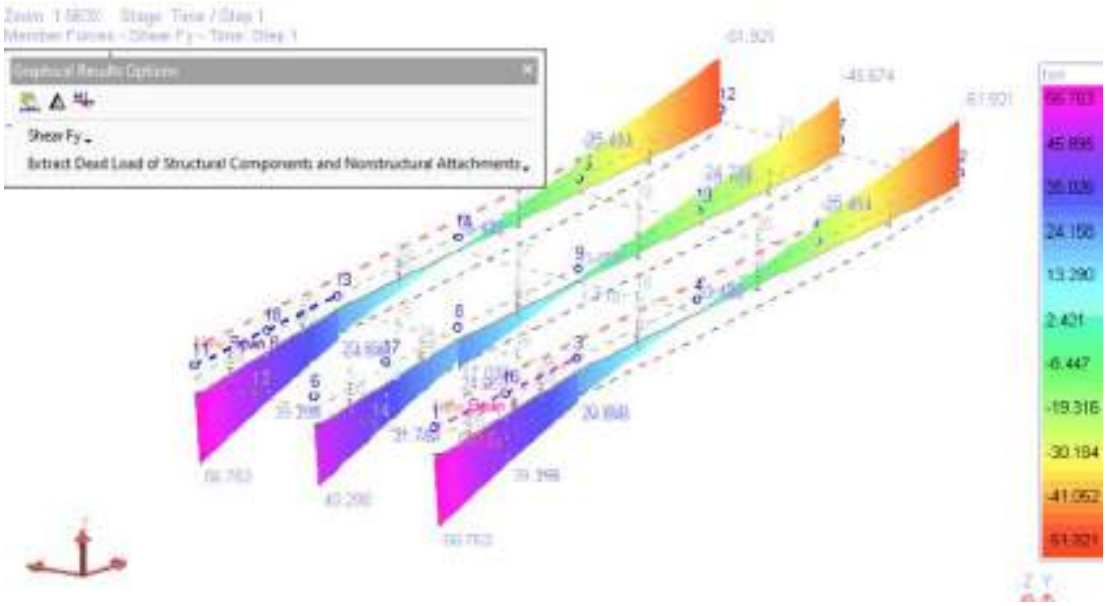
จากผลการวิเคราะห์ ได้ ค่าของ แรงกระทำของ Bearing กรณี (DL+SDL+PS+TIME) ดังแสดงในตารางด้านบน

ที่ปรึกษาได้นำแบบสะพานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ทำการวิเคราะห์หาแรงภายในเพื่อตรวจสอบกำลังการรับน้ำหนักภายหลังการเสริมกำลังแสดงดังนี้

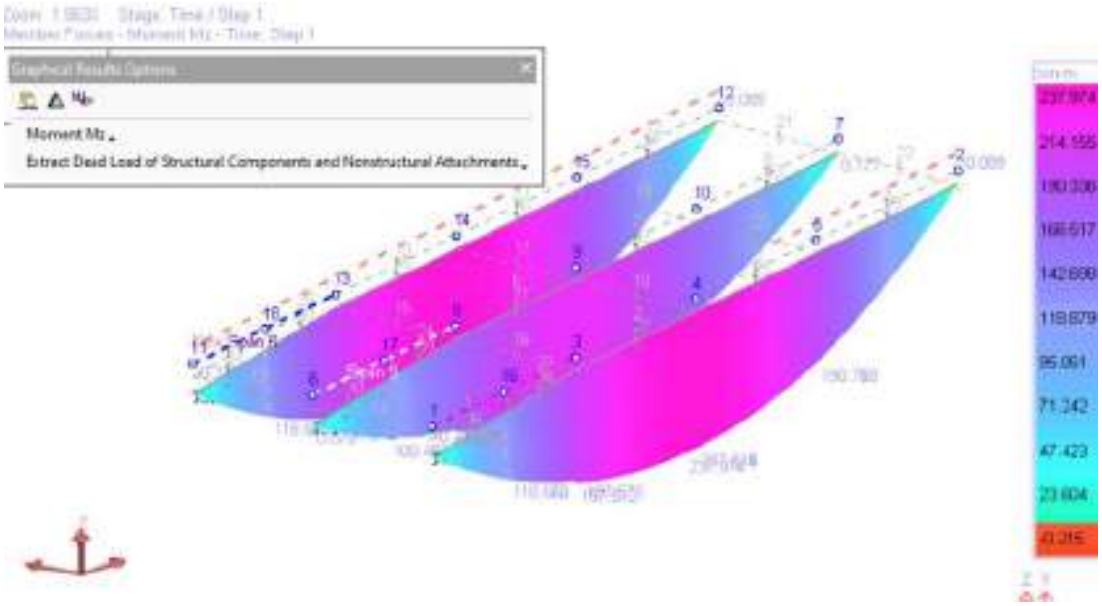
I-Girder (ภายหลังการเสริมกำลัง)

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

Fy (Shear Force) T



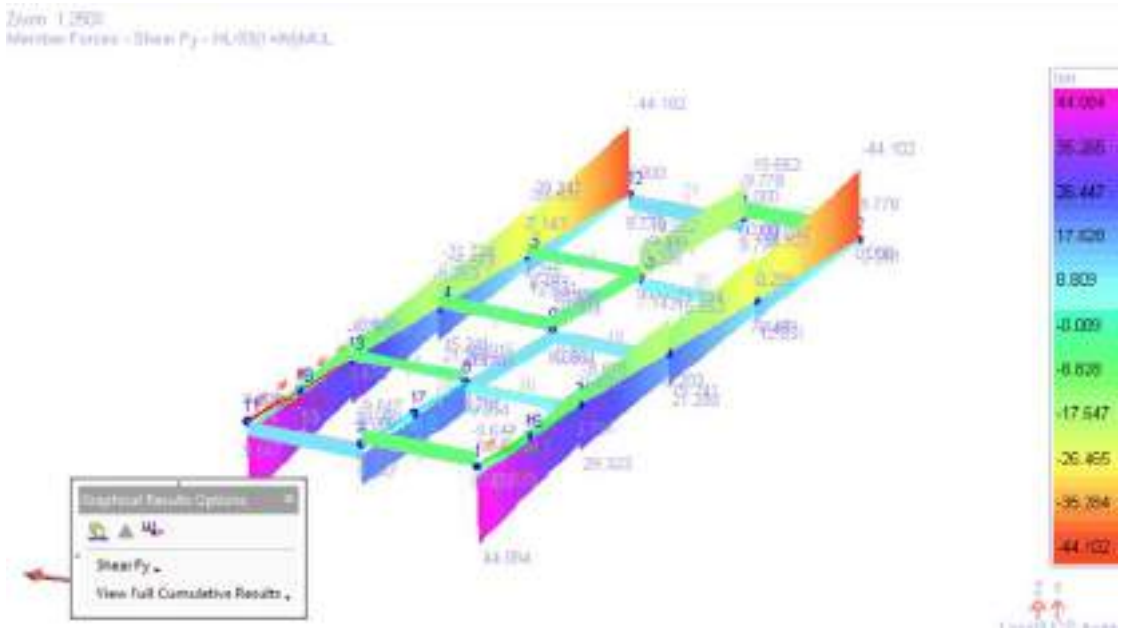
Mz (Moment) T-m



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น**)**

Fy (Shear Force) T

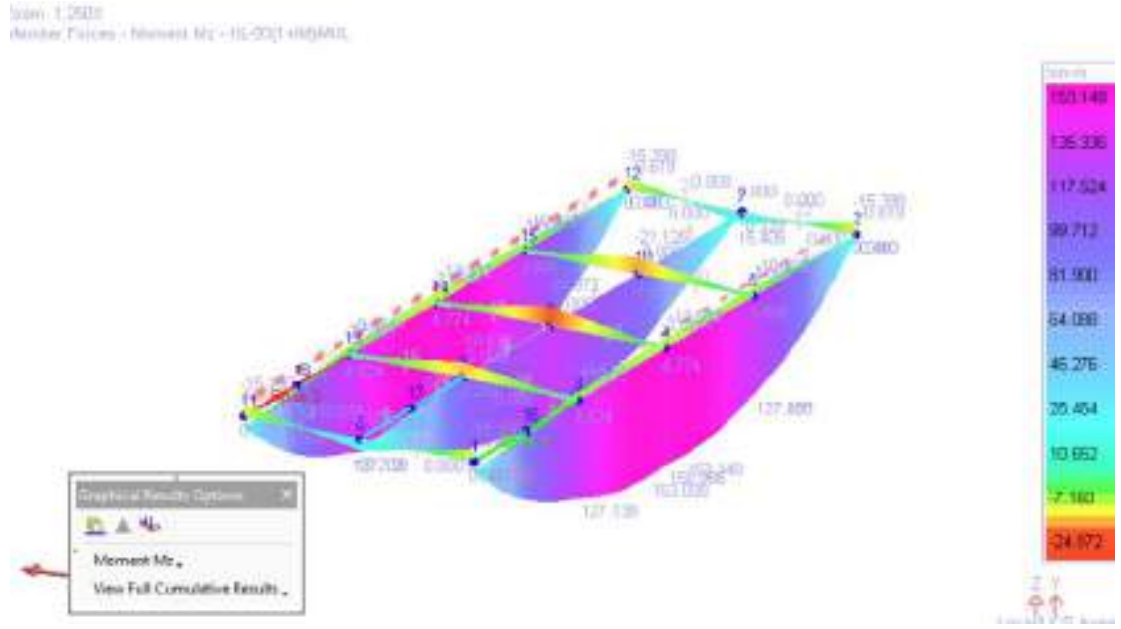
Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Shear Force = 45-T

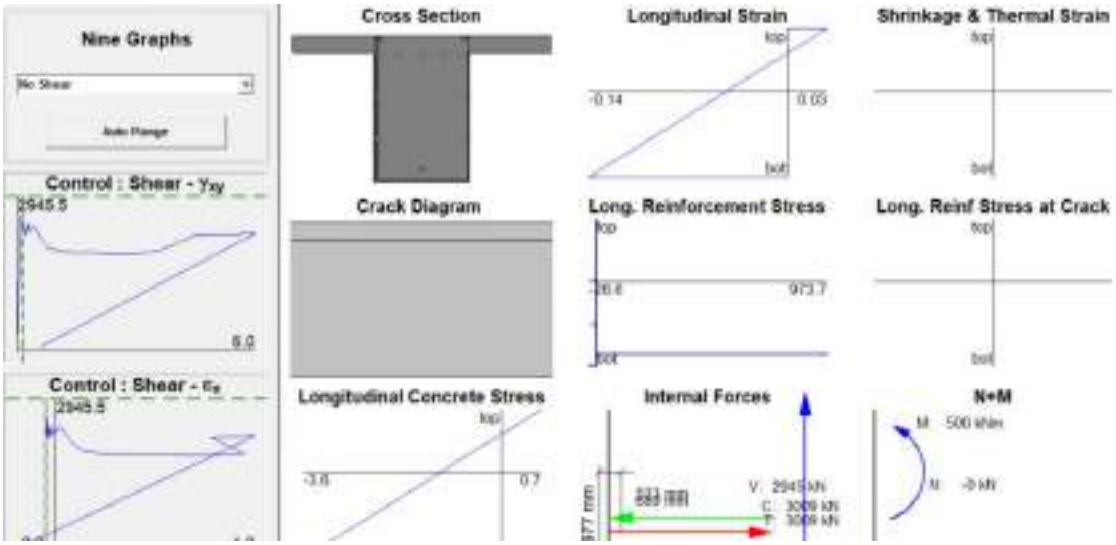
Mz (Moment) T-m

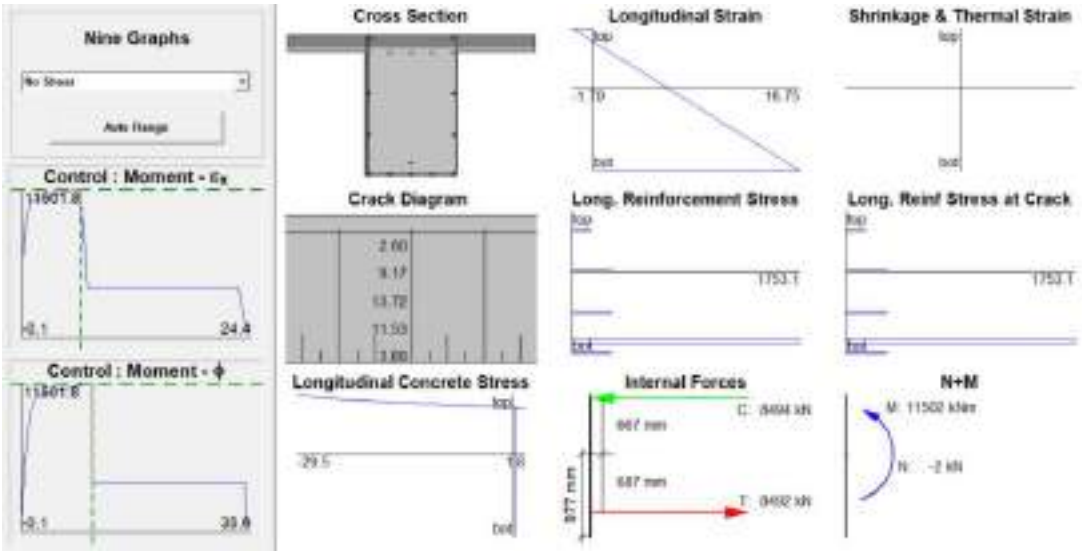
Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Moment = 154-T-m

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ของ Stiffening Girder พบว่าเพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ในกรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu = 540T-m < 0.9Mn (1035T-m), (Vu = 150 T < 0.90Vn = 264 T)





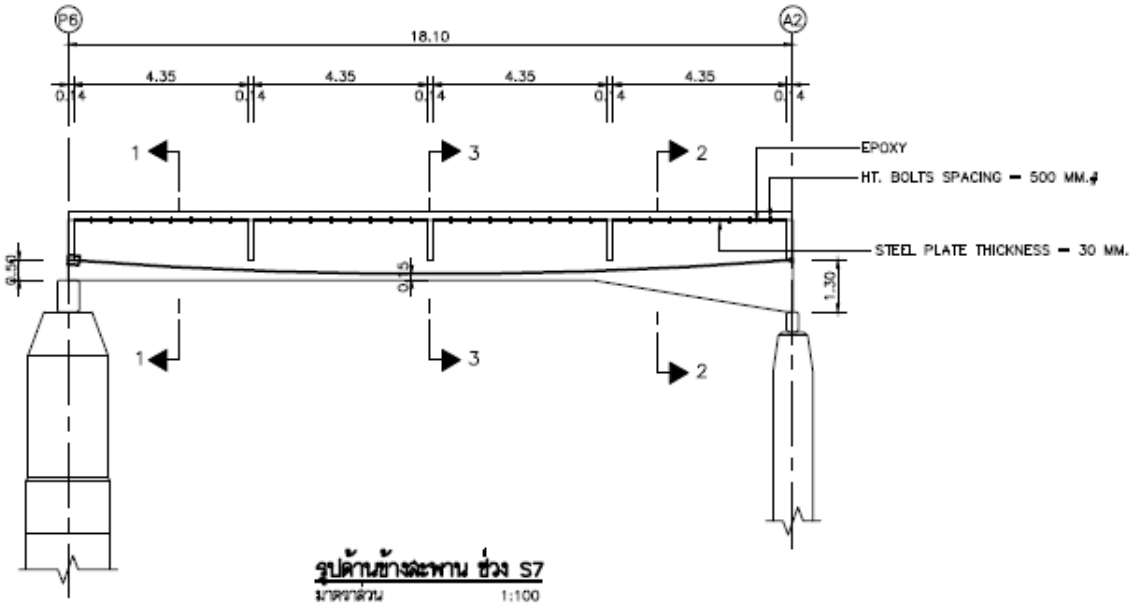
สะพานช่วง S7(I-Girder with tapered section)

ในส่วนของ I-Girder ที่ปรึกษาจะทำการเพิ่ม ขนาดของหน้าตัด รวมทั้งการเสริมเหล็กเพื่อให้สามารถรองรับ Shear และ Moment เนื่องจาก ยานพาหนะ ประเภท ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ได้

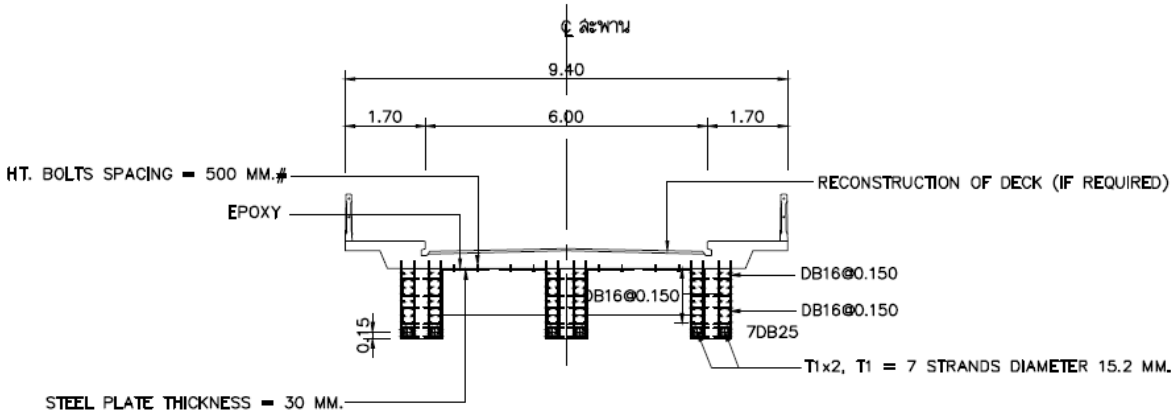
รูปแบบของการเสริมกำลังคาน ที่ปรึกษาเลือกใช้ Concrete Jacketing หุ้มคอนกรีตเดิมร่วมกับการใช้ Internal Prestressing System เพื่อเพิ่มกำลังรับแรงอัดของ Arch Rib ให้สูงขึ้น ซึ่งเป็นวิธีที่ง่ายและ ทนทานต่อการเกิดสนิมได้

โดยก่อนที่จะดำเนินการทำ concrete jacketing จะต้องดำเนินการซ่อมรอยแตกร้าว โดย Epoxy Injection ก่อนเพื่อปิดรอยร้าวที่ลึกเข้าไปในคอนกรีตเดิม

ตัวอย่างของรูปแบบในการเสริมกำลังแสดงดังนี้



รูปด้านข้างสะพาน ช่วง S7
มาตราส่วน 1:100



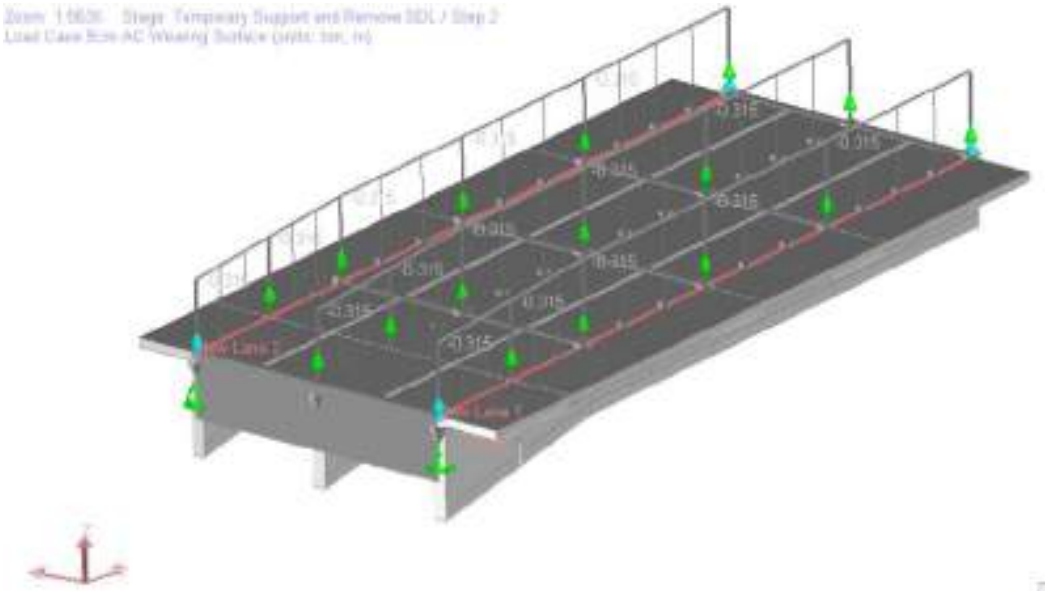
รูปตัด 3 – 3
มาตราส่วน 1:100

โดยจากการวิเคราะห์ ผลของขั้นตอนการก่อสร้างของสะพาน Construction Stage Analysis ร่วมกับ Moving Load ของรถบรรทุก ยานพาหนะ ขนาด-3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น ที่วิ่งเป็นขบวน

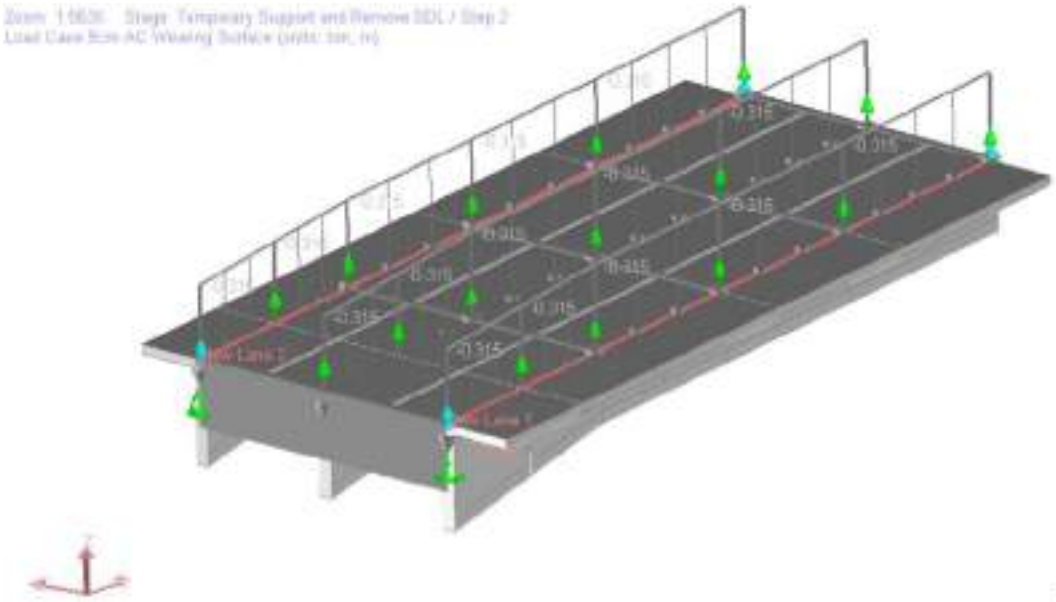
สามารถแสดงให้เห็นค่าของความเค้นเนื่องจากการดึงลวดอัดแรงสามารถทำให้เกิดผลรวมของความเค้นในระยะยาวที่อยู่ภายในแรงอัด และ ลดโอกาสการเกิด ความเค้นดึงขึ้นเนื่องจาก ยานพาหนะได้ ดังแสดงดังรูป

จากแนวความคิดข้างต้น ที่ปรึกษา เสริมกำลัง และ ทำการวิเคราะห์ขั้นตอนการก่อสร้างของสะพานภายหลังการเสริมกำลังเพื่อใช้ในการ ประเมินตามมาตรฐาน AASHTO LRFD และ FIB แสดงดังนี้

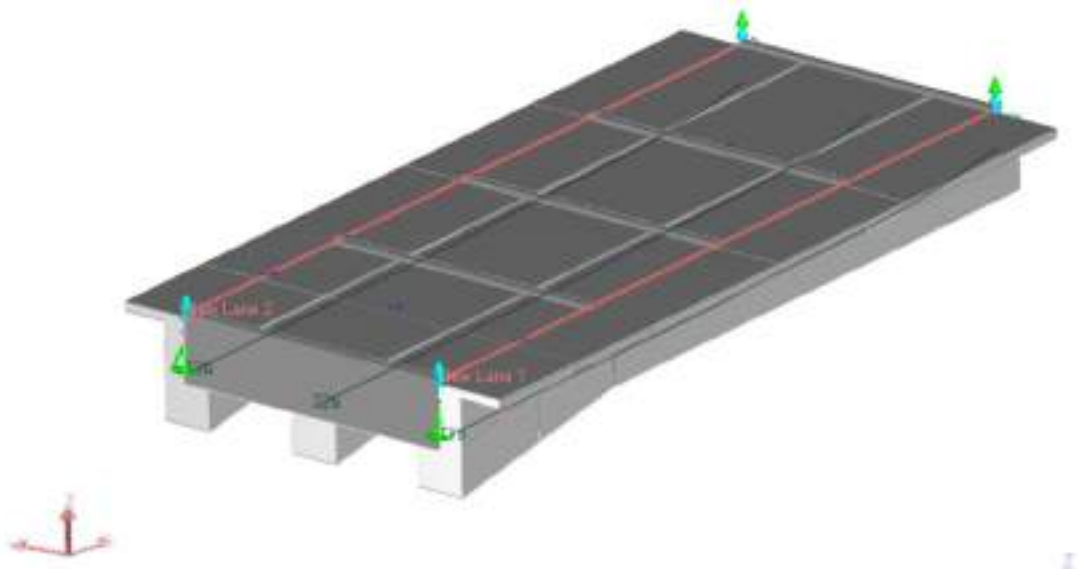
โดยในการวิเคราะห์สะพานได้ดำเนินการสร้างแบบจำลอง ต่อจาก เวลาเปิดใช้งานสะพานมาแล้ว 70 ปี ดังนี้



ขั้นตอนการติดตั้ง Temporary Support ใต้คานของสะพานเดิม



ขั้นตอน RC Jacketing คานสะพานและทำการดึงลวดอัดแรง



ขั้นตอนการถ่ายน้ำหนักลง Bearing ใหม่ ของสะพาน

Envelope Selected Result Cases | Incremental Results | Report In Local UCS
Min/Max for: Force – Z – (ton) | Min/Max | ABS | 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	Time: Step 1	-0.0332	-124.7871	85.7954	8.8711	0.0000	-13.1883
2	1	Time: Step 1	-0.0332	-124.7871	85.7954	8.8711	0.0000	-13.1883
3	2	Time: Step 1	0.0000	-124.4253	78.8900	5.3608	0.0000	11.8828
4	2	Time: Step 1	0.0000	-124.4253	78.8900	5.3608	0.0000	11.8828
5	11	Time: Step 1	-0.0332	124.7871	85.7954	-8.8711	0.0000	13.1883
6	11	Time: Step 1	-0.0332	124.7871	85.7954	-8.8711	0.0000	13.1883
7	12	Time: Step 1	0.0000	124.4253	78.8900	-5.3608	0.0000	-11.8828
8	12	Time: Step 1	0.0000	124.4253	78.8900	-5.3608	0.0000	-11.8828

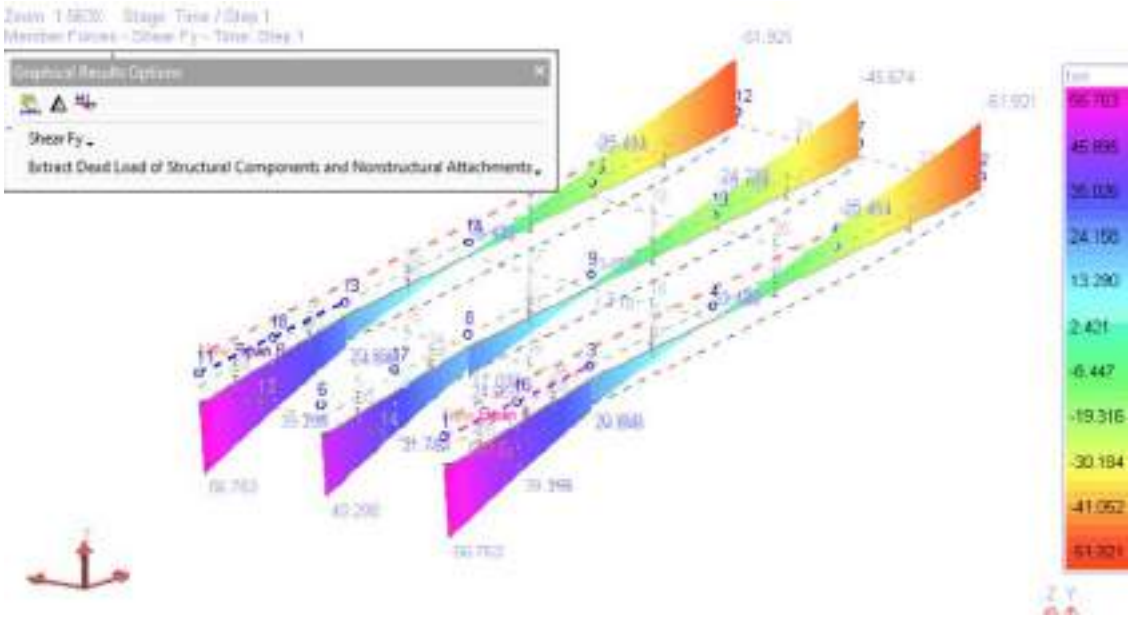
จากผลการวิเคราะห์ ได้ ค่าของ แรงกระทำของ Bearing กรณี (DL+SDL+PS+TIME) ดังแสดงในตารางด้านบน

ที่ปรึกษาได้นำแบบสะพานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ทำการวิเคราะห์หาแรงภายในเพื่อตรวจสอบกำลังการรับน้ำหนักภายหลังการเสริมกำลังแสดงดังนี้

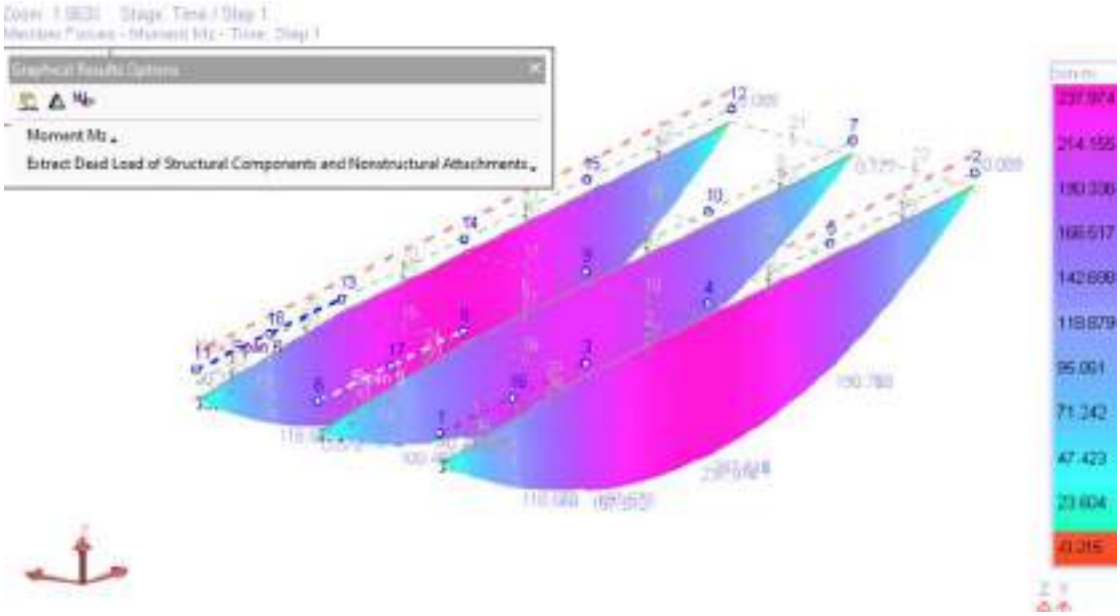
I-Girder (ภายหลังการเสริมกำลัง)

ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก DL

Fy (Shear Force) T



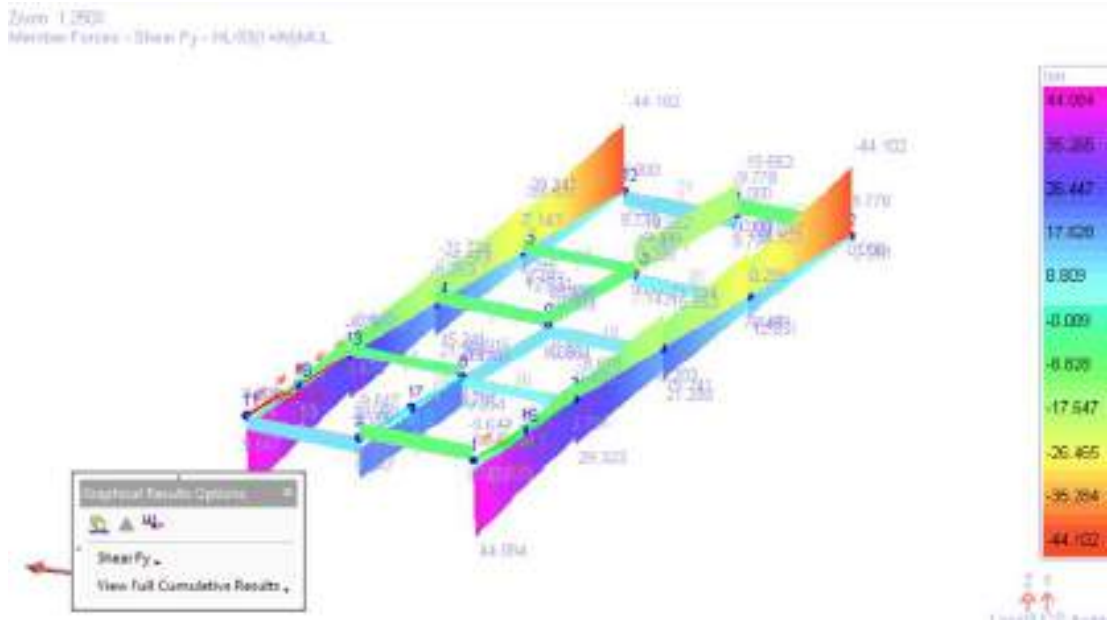
Mz (Moment) T-m



ผลการวิเคราะห์เนื่องจาก LL (ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น)

Fy (Shear Force) T

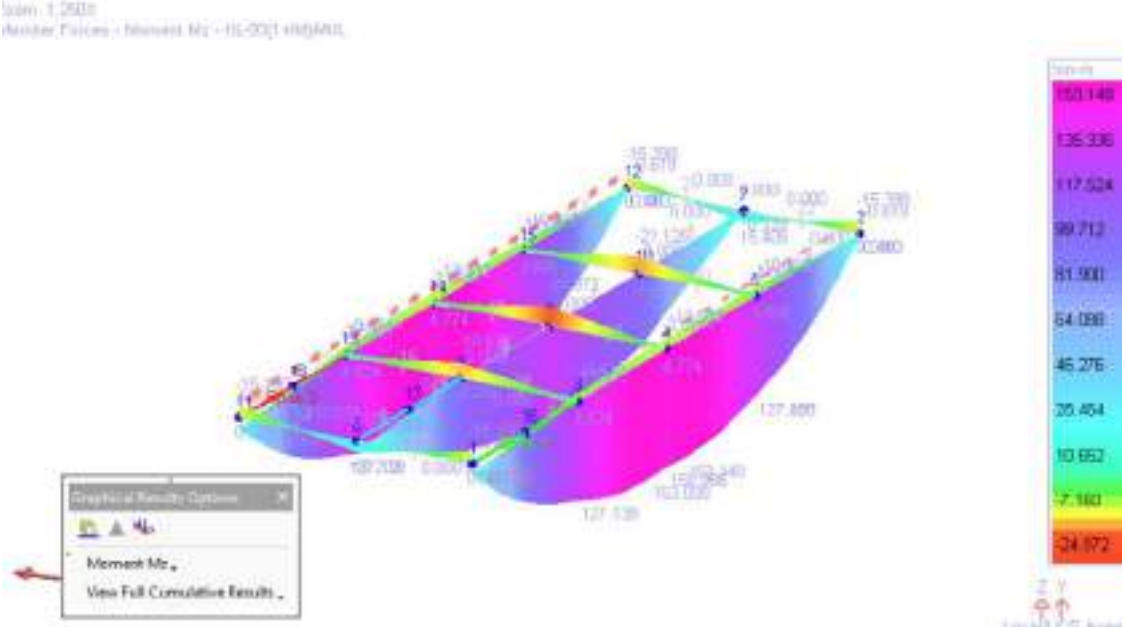
Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน



Max Shear Force = 45-T

Mz (Moment) T-m

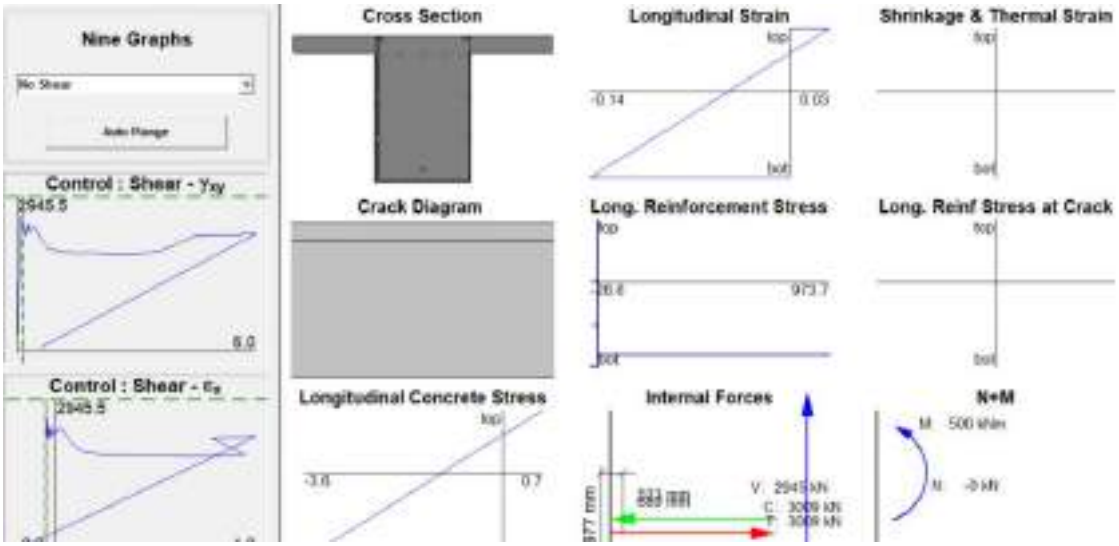
Girder (ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น วิ่งต่อกันเป็นขบวน Lane) วิ่ง 2 Lane พร้อมกัน

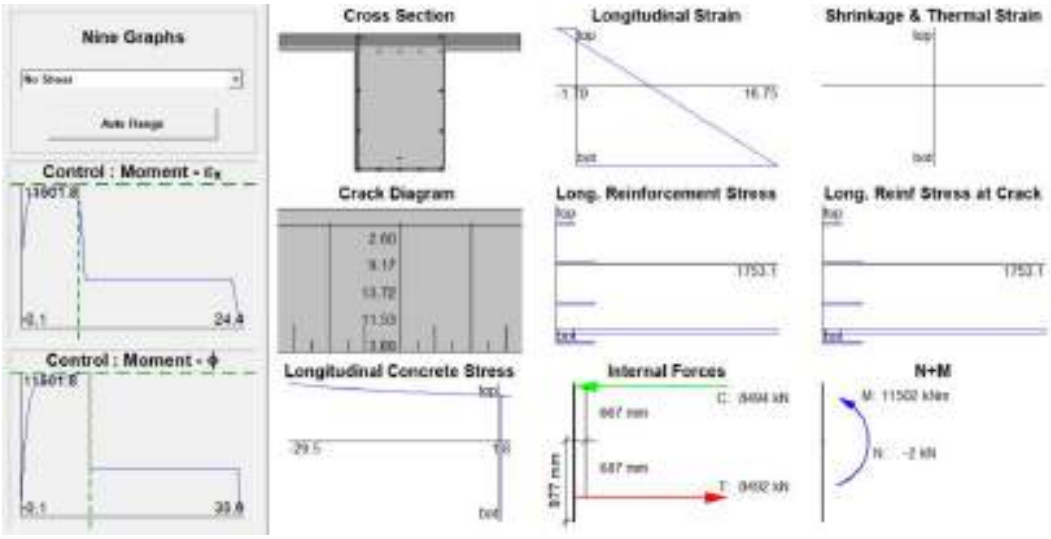


Max Moment = 154-T-m

จากการรวมแรงตาม Load Combination ของ AASHTO และตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักของหน้าตัดคานที่ได้ทำการเสริมกำลัง ของ Stiffening Girder พบว่าเพียงพอในการรับน้ำหนัก ที่เกิดขึ้น ใน

กรณีของแรงเฉือน ที่เกิดขึ้นในกรณี ยานพาหนะ ขนาดตั้งแต่ -3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (Mu = 540T-m < 0.9Mn (1035T-m), (Vu = 150 T < 0.90Vn = 264 T)

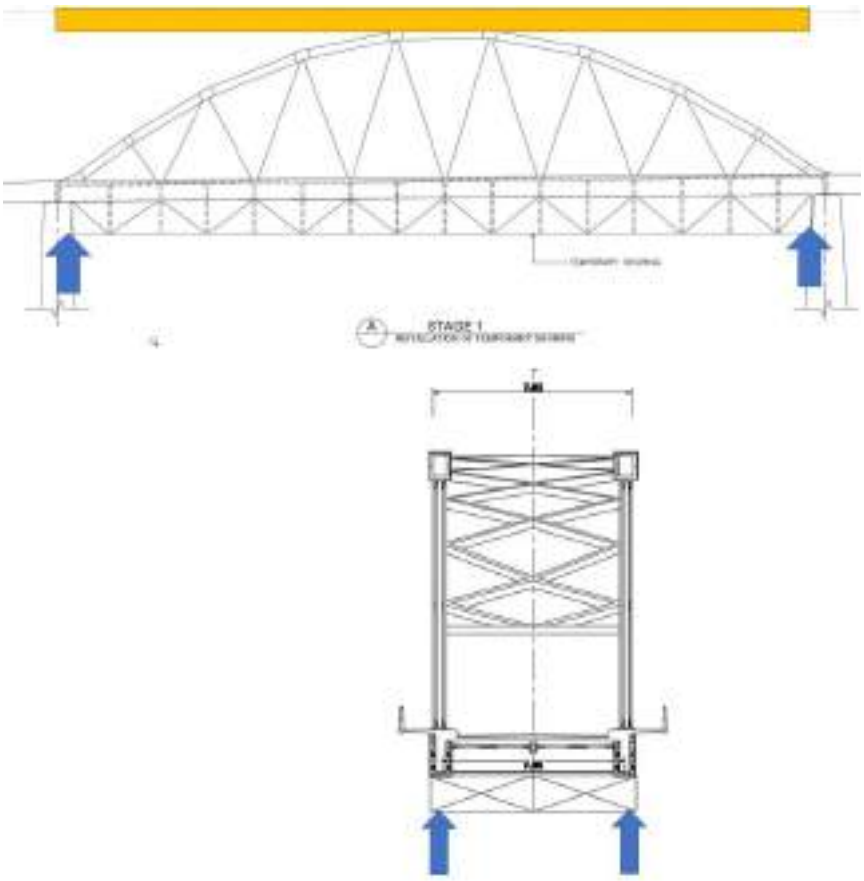




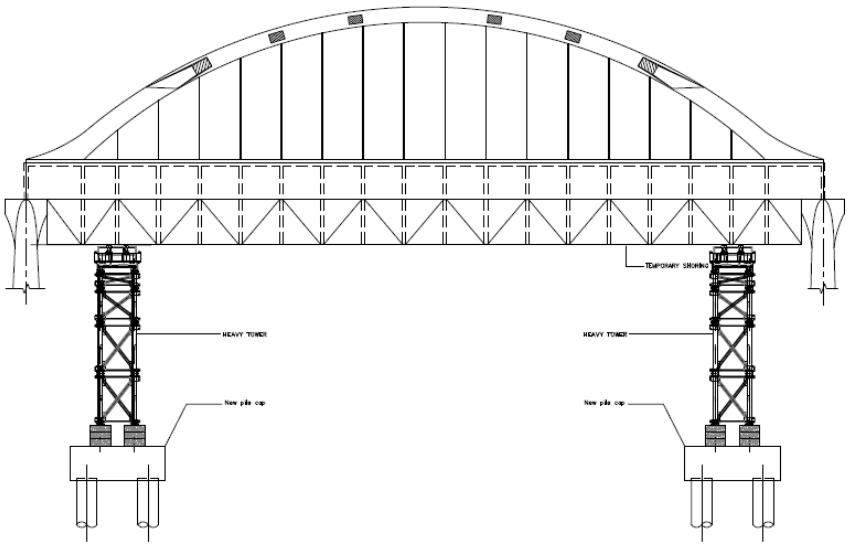
<u>การออกแบบส่วนของโครงสร้าง ในระหว่างการยกสะพานเดิม ระหว่างการเสริมกำลัง</u>

ในหัวข้อนี้ ที่ปรึกษาได้ดำเนินการ ประมาณแรงที่อาจจะเกิดขึ้น ในระหว่าง ยกเปลี่ยน หรือ เสริมกำลังสะพานเดิม โดย เนื่องจาก ในการเสริมกำลัง กิจกรรม มีความเกี่ยวข้องกับ การเสริมกำลัง ของ คาน Stiffening Girder การ เปลี่ยน Hanger ทุกเส้น รวมทั้งการ เสริมกำลัง Arch Rib ให้มีความแข็งแรง มากขึ้น กิจกรรมเหล่านี้มีความจำเป็นต้อง ปิดจราจร และ ใช้ คานเหล็ก ยกสะพานเดิมเพื่อรองรับน้ำหนักของสะพาน ในระหว่างดำเนินการ โดย คานเหล็กที่ใช้ในการยก จะต้องติดตั้งบน ตอม่อสะพานเดิม โดยการใช้ Bracket เหล็ก ดังนั้น เพื่อให้เกิดความปลอดภัย ที่ปรึกษาได้ ประมาณค่าของแรงที่เกิดขึ้นบริเวณ ฐานรองรับของ Bracket เพื่อใช้ประกอบการดำเนินการของผู้รับจ้างในอนาคตได้

ตัวอย่างของคานเหล็ก ติดตั้ง เพื่อรองรับน้ำหนักของสะพาน แสดงดังนี้



โดยจากการประมาณค่าของ Dead Load ของสะพาน ทั้งหมดรวมทั้ง น้ำหนักของ อุปกรณ์และน้ำหนักบรรทุกจรระหว่างการเสริมกำลัง จะมีค่าของน้ำหนัก รวมประมาณ 2.85 TSM โดยหากพิจารณาใช้คานเหล็ก จำนวน 2 คาน รองรับใต้ สะพานเดิม จะเกิดแรงกระทำต่อคานเหล็กเท่ากับ 2.85x7.32 m = 20. 86 T/m หรือ ได้ค่าแรงกระทำต่อ Steel Support เท่ากับ 678 T โดยจะต้องดำเนินการถ่ายแรงลงโครงสร้างเหล็กชั่วคราวด้านข้างของสะพาน ทั้งนี้ขึ้นกับความสามารถในการรับน้ำหนักของชั้นดินบริเวณตอม่อ

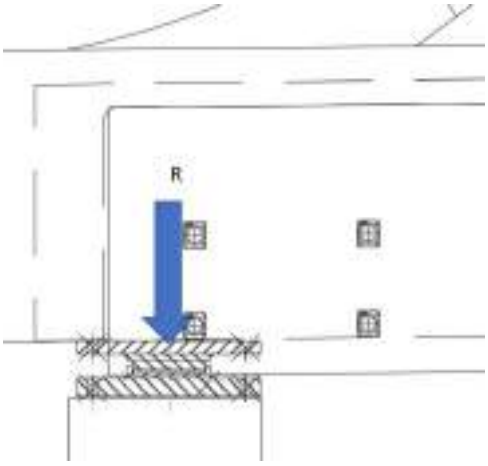


NOTE:
1) THE PROPOSED CONSTRUCTION STAGE IS ACCORDANCE WITH THE PROPOSED INITIAL CABLE FORCE IN THE HANGERS
2) THE TEMPORARY SHORING SHALL BE PROVIDED BY CONTRACTOR DURING THE ERECTION WITH THE SERVICE LOAD OF 2.85 TON (NOT INCLUDED SELF WEIGHT OF SHORING)
3) THE DETAILS OF TEMPORARY SHORING AND CONNECTION TO PIER SHALL BE PROPOSED BY CONTRACTOR AND APPROVED BY DOH

NOTE :
– ไม่มีรูปด้านหรือรายละเอียดที่ไม่ครบถ้วนตามหลักวิศวกรรมและมาตรฐานการก่อสร้าง ต้องดูรายการก่อสร้าง Shop Drawing เพื่อใช้ในการก่อสร้างตามหลักมาตรฐานและข้อกำหนดให้ถูกต้องตาม ในการก่อสร้างต้องตรวจสอบให้ถูกต้องตามมาตรฐาน AASHTO
ก่อนการดำเนินการผู้รับเหมาต้องส่งแบบให้ผู้ว่าจ้างก่อน Shop Drawing และ/หรือ รายการก่อสร้าง หากมีข้อขัดแย้งหรือข้อสงสัยใดๆ ต้องปรึกษาผู้ควบคุมงานและต้องได้รับการพิจารณาก่อนดำเนินการต่อขั้นตอน

การออกแบบส่วนของ Bearing Plinth เพื่อรองรับ Bearing ของสะพานที่เปลี่ยนใหม่

ในหัวข้อนี้ที่ปรึกษาแสดง ขนาดของ Bearing Plinth ใต้ Bearing ของสะพานเดิมเพื่อใช้ในการเปลี่ยน Bearing ใหม่ โดย จากค่าของ น้ำหนักลง ฐานรองรับของสะพาน ภายหลังการเสริมกำลังเท่ากับ 678 T/ Bearing จาก ค่าของ Bearing Strength ของคอนกรีตตาม AASHTO สามารถประมาณขนาดของ Bearing Plinth ได้ดังนี้



The Reaction (R) = 678 T per bearing.

หรือค่าของ Ru = 1050 T (โดยใช้ Strength Limit State I)

เลือกขนาดของ Bearing Plint (A1) = 0.65mx0.65m = 0.4225 SQ.m

โดยใช้กำลังของคอนกรีต Concrete Compressive Strength = 40 Mpa.

ดังนั้น ค่าของ Bearing Strength ที่สามารถรับได้ 0.7Pn = 1130 T > Ru (OK)

สมการของ AASHTO LRFD สำหรับการประมาณหาขนาดของ Bearing Plinth

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:

$$P_r = \phi P_n \qquad (5.7.5\text{-}1)$$

in which:

$$P_n = 0.85 f'_c A_1 m \qquad (5.7.5\text{-}2)$$

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:

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 2.0 \qquad (5.7.5\text{-}3)$$

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

$$m = 0.75\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 1.50 \qquad (5.7.5\text{-}4)$$

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.

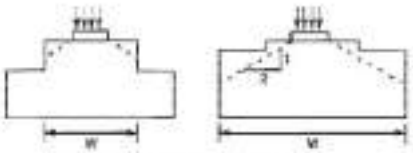
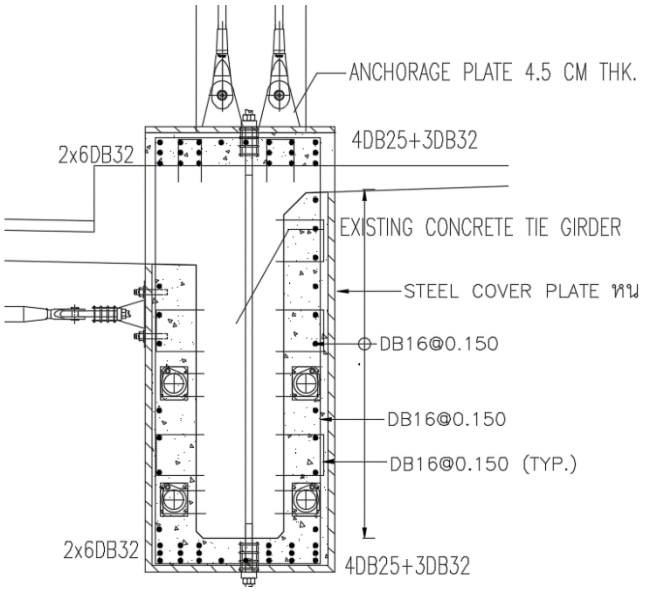


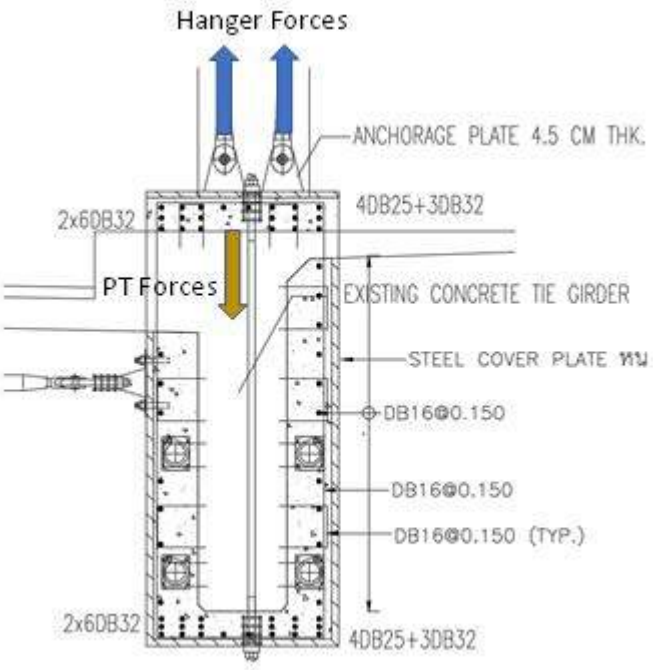
Figure C5.7.5-1 Determination of A_2 for a Stepped Support.

การออกแบบส่วนของการถ่ายแรงระหว่าง Hanger ใหม่กับ ส่วนของ เหล็ก Plate ของ Stiffening Girder

ในหัวข้อนี้ที่ปรึกษาได้ดำเนินการวิเคราะห์การถ่ายแรงระหว่าง Hanger กับ ส่วนของ Plate ด้านบนของ Stiffening Girder โดยแสดงดังรูปนี้



จากรูปด้านบน การถ่ายแรงระหว่าง Hanger และ Stiffening Girder แสดงดังนี้



จากแรงในกำลังของ Hanger สูงสุด (Cable Force) ค่าของแรงสูงสุดต่อ Hanger เท่ากับ

The maximum tension in hangers are (DL+SDL+LL)

100 T per Cable

ดังนั้น เลือกใช้เหล็ก PT Bar ขนาด Diameter 50mm จำนวน 2 เส้น และเหล็กเสริม Stirrup DB16@0.150m ในการรับแรงดึงนี้

กำลังการต้านทานในบริเวณความกว้าง 1.50 m คำนวณได้ดังนี้

The capacity of PT Bar Diameter 50mm (jacking to 0.7Fpu) = 274 T / Hanger

กำลังรับแรงดึงของ Stirrup เท่ากับ 53 T (พิจารณาใช้ Stress = 0.50 Fy) เพื่อควบคุมรอยแตกร้าว ที่อาจจะเกิดขึ้น ดังนั้น กำลังต้านทานรวมเท่ากับ 327 T จึงเพียงพอในการต้านทานแรงดึงที่เกิดขึ้นในระหว่างการใช้งาน

บทที่ 9 การประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน

9.1 ข้อมูลของทั่วไปของสะพานวุฒิกุล

สะพานวุฒิกุล เป็นสะพานเก่าแก่ที่มีความสำคัญต่อประวัติศาสตร์ด้านวิศวกรรมการก่อสร้างสะพานของกรมทางหลวงและของประเทศไทย เป็นสะพานโค้งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบคันธนู (Bowstring) ขนาด 7 ช่วงสะพาน ประกอบด้วยช่วงกลางน้ำ ซึ่งเป็นคานโค้ง จำนวน 4 ช่วงสะพาน และช่วงริมตลิ่ง ซึ่งเป็นคานตัวที จำนวน 3 ช่วงสะพาน ความยาว (1x16.70)+(2x46.70) +(2x51.10) + (2x18.20) เท่ากับ 248.70 เมตร ก่อสร้างข้ามแม่น้ำปิง ที่จังหวัดตาก เปิดให้บริการเมื่อปี พ.ศ. 2496 ปัจจุบันสะพานวุฒิกุลยังคงเป็นสะพานที่มีความสำคัญต่อการคมนาคมทางถนนของประเทศ สะพานตั้งอยู่บริเวณกิโลเมตรที่ 25+773 บนทางหลวงหมายเลข 104 ซึ่งเป็นเส้นทางหลักในการขนส่งพืชผลการเกษตรต่อไปยังทางหลวงหมายเลข 1 แต่อย่างไรก็ตาม เนื่องจากเป็นสะพานเก่าผ่านการใช้งานมากว่า 70 ปี สะพานวุฒิกุลจึงถูกจำกัดพิกัดน้ำหนักบรรทุกเหลือเพียง 20 ตัน ส่งผลกระทบต่อการขนส่งพืชผลการเกษตร ซึ่งใช้รถบรรทุกขนาดตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุกสิบล้อ พิกัดน้ำหนัก 25 ตัน) ในการขนส่ง สะพานมีความเสี่ยงต่อการบรรทุกน้ำหนักเกินพิกัดที่ 20 ตัน จากการออกแบบและจัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะที่ปรึกษา ได้ทำการประมาณราคาค่าบูรณะสะพานวุฒิกุลเป็นเงินทั้งสิ้น 479,745,469.62 บาท ใช้ระยะเวลาดำเนินการ 30 เดือน รายละเอียดการประมาณราคาใช้เพื่อแนะนำในการกำหนดจัดทำราคากลางเบื้องต้น

ราคานี้ยังไม่รวมค่าใช้จ่ายในการตรวจสอบประเมินความแข็งแรงของโครงสร้างสะพานอีกครั้งก่อนทำการบูรณะ รวมถึงค่าใช้จ่ายในการจัดทำ Shop Drawings และรายการคำนวณต่าง ๆ เพิ่มเติมในกรณีที่จำเป็น ซึ่งขึ้นอยู่กับดุลพินิจของผู้ว่าจ้าง

ระยะเวลาดำเนินการ 30 เดือน ที่กล่าวข้างต้น เป็นระยะเวลาที่เร็วที่สุดที่สามารถกระทำได้ในทางวิศวกรรม เพื่อลดความเดือดร้อนด้านจราจรในพื้นที่จากการปิดบูรณะสะพาน อย่างไรก็ตามระยะเวลาดำเนินงานจริงอาจเปลี่ยนแปลงได้ตามผลการประชุมการมีส่วนร่วมของประชาชนในพื้นที่ ซึ่งอาจทำให้ระยะเวลาการดำเนินงานเพิ่มขึ้นได้ ในการประมาณราคาได้อ้างอิงแบบการปรับปรุงและเสริมกำลังสะพานซึ่งได้แนบมาพร้อมรายงานฉบับนี้ และการประมาณราคาโดยอ้างอิงดัชนีราคาวัสดุ ณ เดือนมีนาคม 2568

ในการดำเนินงานปรับปรุงซ่อมแซมและปรับปรุงสะพานวุฒิกุล มีแผนงานการก่อสร้างแนะนำดังนี้

แผนงานการก่อสร้างและปรับปรุงสะพานวุฒิกุล ระยะเวลาดำเนินงาน 24 เดือน

ที่	รายการ	เดือน																							
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	งานเตรียมพื้นที่ก่อสร้าง																								
2	งานก่อสร้าง S1																								
3	งานก่อสร้าง S2																								
4	งานก่อสร้าง S3																								
5	งานก่อสร้าง S4																								
6	งานก่อสร้าง S5																								
7	งานก่อสร้าง S6																								
8	งานก่อสร้าง S7																								
9	งานก่อสร้างทาง																								
10	งานไฟฟ้า																								
11	งานระบบ HMS																								
12	งานอื่น ๆ																								

รายละเอียดของการประมาณราคาค่าบูรณะสะพานวุฒิกุลนี้ สามารถสรุปภาพรวมของค่าใช้จ่ายในการบูรณะได้ดังตารางที่ 9-1 และรายละเอียดค่าใช้จ่ายแต่ละรายการแสดงดังตารางที่ 9-2

ตารางที่ 9-1 ภาพรวมค่าใช้จ่ายในการบูรณะสะพานวุฒิกุล

ลำดับที่	รายการ	ราคา (บาท)	ราคารวม (บาท)	สัดส่วน
1	**งานรื้อพื้นสะพานและซ่อมคอนกรีต จำนวน 7 ช่วงสะพาน**			
	1.1 ค่ารื้อพื้นสะพาน ทางเท้า และราวกันตก	12,372,072	**19,272,602**	**4.02%**
	1.2 ค่าซ่อมคอนกรีตด้วยอีพ็อกซี่และซีเมนต์ชนิดไม่หดตัว	4,415,180		
	1.3 ค่าทาสีป้องกันคอนกรีตเสื่อมสภาพ	2,485,350		
2	**งานเสริมกำลังช่วงคานโค้ง จำนวน 4 ช่วงสะพาน**			
	2.1 ค่าโครงเหล็กค้ำยันและฐานรากชั่วคราว	74,474,690	**311,490,727**	**64.93%**
	2.2 ค่าเสริมกำลังคานรับแรงดึงและค่าก่อสร้างพื้นสะพาน ทางเท้า และราวกันตก	100,889,730		
	2.3 ค่ารื้อเปลี่ยนเหล็กแนวดิ่งยึดคานโค้งและคานรับแรงดึง และเสริมกำลังบริเวณจุดต่อ	83,487,040		
	2.4 ค่าเสริมกำลังคานโค้งและคานยึดคานโค้ง	33,629,910		
	2.5 ค่ารื้อเปลี่ยนฐานรองคานชนิดเชิงกล	15,596,480		
	2.6 ค่าติดตั้งรอยต่อพื้นสะพาน	3,412,877		

ตารางที่ 9-1 ภาพรวมค่าใช้จ่ายในการบูรณะสะพานวุฒิกุล (ต่อ)

ลำดับที่	รายการ	ราคา (บาท)	ราคารวม (บาท)	สัดส่วน
3	**งานเสริมกำลังช่วงริมตลิ่ง จำนวน 3 ช่วงสะพาน**			
	3.1 ค่าเสริมกำลังคานและค่าก่อสร้างพื้นสะพาน ทางเท้า และราวกันตก	21,253,071	**23,317,311**	**4.86%**
	3.2 ค่ารื้อเปลี่ยนฐานรองคานชนิดแผ่นยางเสริมเหล็กแผ่น	2,064,240		
4	**งานป้องกันการกัดเซาะตอม่อสะพาน จำนวน 3 ตอม่อ**			
	4.1 ค่าป้องกันตอม่อสะพานกัดเซาะโดยใช้กล่องหินลวดตาข่าย	3,801,593	**3,801,593**	**0.79%**
5	**งานอำนวยความปลอดภัย จำนวน 7 ช่วงสะพาน**			
	5.1 ค่างานระบบไฟส่องสว่าง	48,120,000	**51,596,532**	**10.75%**
	5.2 ค่างานแอสฟัลต์คอนกรีตและตีเส้นจราจร	1,819,632		
	5.3 ค่างานก่อสร้างโครงเหล็กจำกัดความสูง	1,656,900		
6	**งานเฝ้าติดตามสภาพเชิงโครงสร้าง จำนวน 7 ช่วงสะพาน**			
	6.1 ค่างานระบบติดตามสภาพเชิงโครงสร้างระยะยาว	47,340,000	**51,353,800**	**10.70%**
	6.2 ค่างานทดสอบพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของสะพานภายหลังการบูรณะ	4,013,800		
7	**งานดำเนินโครงการ**			
	7.1 ค่างานดำเนินโครงการ (สำนักงานชั่วคราว อุปกรณ์และป้ายอำนวยความปลอดภัย ป้ายแนะนำโครงการ)	17,628,906	**18,912,906**	**3.95%**
	7.2 ค่าใช้จ่ายการจ้างนักโบราณคดี	1,284,000		

ตารางที่ 9-2 ค่าใช้จ่ายในการบูรณะสะพานวุฒิกุล

รายละเอียดราคาค่าบูรณะสะพานวุฒิกุล								
ระยะเวลาดำเนินการ 30 เดือน								
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต้นทุนต่อหน่วย (บาท)	ราคาต้นทุน (บาท)	Factor "Fn"	ราคาต่อหน่วย x Fn (บาท)	รวมเป็นเงิน (บาท)
1	REMOVAL OF EXISTING STRUCTURES							
	1.1 REMOVAL OF EXSITING CONCRETE DECK SLAB	ตร.ม.	2,613.45	4,000.00	10,453,800.00	1.1835	4,734.00	12,372,072.30
2	SURFACE COURSES							
	2.1 REMOVAL OF EXISTING ASPHALTIC CONCRETE	ตร.ม.	2,700	50.00	135,000.00	1.1835	59.18	159,772.50
	2.2 PRIME COAT & TACK COAT							
	2.1.1 TACK COAT	ตร.ม.	2,700	150.00	405,000.00	1.1835	177.53	479,317.50
	2.3 ASPHALT CONCRETE							
	2.3.1 MODIFIED ASPHALT CONCRETE 5 CM. THICK (AC 60/70)	ตร.ม.	2,700	350.00	945,000.00	1.1835	414.23	1,118,407.50
3	STRUCTURES							
	3.1 งานบูรณะโครงสร้าง ARCH SPAN ช่วง S2, S3							
	3.1.1 งานติดตั้ง HANGER ใหม่และเสริมกำลังบริเวณจุดต่อ	เส้น	128	350,000.00	44,800,000.00	1.1468	401,380.00	51,376,640.00
	3.1.2 งานเสริมกำลัง TIE GIRDER และก่อสร้าง RC FLOOR ราวสะพานใหม่	เมตร	93.40	450,000.00	42,030,000.00	1.1468	516,060.00	48,200,004.00
	3.1.3 งานเสริมกำลัง ARCH RIB และ WIND BRACING	เมตร	93.40	150,000.00	14,010,000.00	1.1468	172,020.00	16,066,668.00
	3.2 งานบูรณะโครงสร้าง ARCH SPAN ช่วง S4, S5							
	3.2.1 งานติดตั้ง HANGER ใหม่และเสริมกำลังบริเวณจุดต่อ	เส้น	80	350,000.00	28,000,000.00	1.1468	401,380.00	32,110,400.00
	3.2.2 งานเสริมกำลัง TIE GIRDER และก่อสร้าง RC FLOOR ราวสะพานใหม่	เมตร	102.10	450,000.00	45,945,000.00	1.1468	516,060.00	52,689,726.00
	3.2.3 งานเสริมกำลัง ARCH RIB AND WIND BRACING	เมตร	102.10	150,000.00	15,315,000.00	1.1468	172,020.00	17,563,242.00
	3.3 งานบูรณะโครงสร้างช่วง APPROACH SPAN							
	3.3.1 งานเสริมกำลังโครงสร้างช่วง S1	เมตร	16.65	350,000.00	5,827,500.00	1.1468	401,380.00	6,682,977.00
	3.3.2 งานเสริมกำลังโครงสร้างช่วง S6	เมตร	18.20	350,000.00	6,370,000.00	1.1468	401,380.00	7,305,116.00
	3.3.3 งานเสริมกำลังโครงสร้างช่วง S7	เมตร	18.10	350,000.00	6,335,000.00	1.1468	401,380.00	7,264,978.00
	3.4 งานซ่อมรอยแตกคอนกรีต EPOXY INJECTION	เมตร	800	4,000.00	3,200,000.00	1.1468	4,587.20	3,669,760.00
	3.5 งานซ่อมเปลี่ยน EXPANSION JOINT	เมตร	48	62,000.00	2,976,000.00	1.1468	71,101.60	3,412,876.80
	3.6 งานยกสะพานเพื่อเปลี่ยน MECHANICAL BEARING	ชุด	16	850,000.00	13,600,000.00	1.1468	974,780.00	15,596,480.00
	3.7 งานยกสะพานเพื่อเปลี่ยน LAMINATED BEARING	ชุด	15	120,000.00	1,800,000.00	1.1468	137,616.00	2,064,240.00

ตารางที่ 9-1 ภาพรวมค่าใช้จ่ายในการบูรณะสะพานวุฒิกุล (ต่อ)

ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต้นทุนต่อหน่วย (บาท)	ราคาต้นทุน (บาท)	Factor "Fn"	ราคาต่อหน่วย x Fn (บาท)	รวมเป็นเงิน (บาท)
	3.8 งานซ่อมโครงสร้างคอนกรีตด้วยวัสดุคอนกรีตไม่หดตัว (NON-SHRINK GROUT 400 KSC)	ลบ.ม.	100	6,500.00	650,000.00	1.1468	7,454.20	745,420.00
	3.9 งานนั่งร้าน และ WORKING PLATFORM							
	3.9.1 ชุด TEMPORARY SHORING ช่วง S1, S6, S7	ชุด	1	10,740,478.00	10,740,478.00	1.1468	12,317,180.17	12,317,180.17
	3.9.2 ชุด TEMPORARY SHORING และนั่งร้าน ช่วง S2, S3	ชุด	1	17,513,048.00	17,513,048.00	1.1468	20,083,963.45	20,083,963.45
	3.9.3 ชุด TEMPORARY SHORING และนั่งร้าน ช่วง S4, S5	ชุด	1	18,214,464.00	18,214,464.00	1.1468	20,888,347.32	20,888,347.32
	3.9.4 ฐานรากชั่วคราว (S2, S3, S4, S5)	ช่วงสะพาน	4	4,618,329.00	18,473,316.00	1.1468	5,296,299.70	21,185,198.79
	3.10 งาน LOAD TEST สะพานหลังซ่อมแซม	ช่วงสะพาน	7	500,000.00	3,500,000.00	1.1468	573,400.00	4,013,800.00
4	MISCELLANEOUS							
	4.1 งานป้องกันการกัดเซาะตอม่อสะพาน	งาน	1	3,212,161.00	3,212,161.00	1.1835	3,801,592.54	3,801,592.54
	4.2 งานทาสีป้องกันการเสื่อมสภาพคอนกรีต	ตร.ม.	6,000	350.00	2,100,000.00	1.1835	414.23	2,485,350.00
	4.3 BRIDGE LIGHTING	งาน	1	40,000,000.00	40,000,000.00	1.1835	47,340,000.00	47,340,000.00
	4.4 งานตีเส้นจราจร							
	4.4.1 สีเทอร์โมพลาสติก (สีเหลือง)	ตร.ม.	50	350	17,500.00	1.1835	414.23	20,711.25
	4.4.2 สีเทอร์โมพลาสติก (สีขาว)	ตร.ม.	100	350	35,000.00	1.1835	414.23	41,422.50
	4.5 งานคานจำกัดความสูง	แห่ง	2	700,000.00	1,400,000.00	1.1835	828,450.00	1,656,900.00
	4.6 TRAFFIC SIGNS							
	4.6.1 FOUNDATION FOR OVERHANGING TRAFFIC SIGN, TYPE C - PILE FOOTING	แห่ง	2	33,921.00	67,842.00	1.1835	40,145.50	80,291.01
	4.6.2 SIGN PLATE - VERY HIGH INTENSITY GRADE	ตร.ม.	60	6,500.00	390,000.00	1.1835	7,692.75	461,565.00
5	SAEFTY ADMINISTATION DURING CONSTRUCTION							
	5.1 TRAFFIC SIGNS AND DEVICES DURING CONSTRUCTION	LS.	1	2,000,000.00	2,000,000.00	1.1835	2,367,000.00	2,367,000.00
	5.2 TRAFFIC ADMINISTARION DURING CONSTRUCTION	LS.	1	2,800,000.00	2,800,000.00	1.1835	3,313,800.00	3,313,800.00
	5.3 งานประชาสัมพันธ์และการจัดการจราจรทางน้ำ	LS.	1	2,000,000.00	2,000,000.00	1.1835	2,367,000.00	2,367,000.00
	5.4 งานระบบ PROTECTION ขณะก่อสร้างบนบกและทางน้ำ	LS.	1	1,500,000.00	1,500,000.00	1.1835	1,775,250.00	1,775,250.00
	5.5 ระบบติดตามพฤติกรรมโครงสร้างระหว่างซ่อมแซม	ช่วงสะพาน	4	10,000,000.00	40,000,000.00	1.1835	11,835,000.00	47,340,000.00

ตารางที่ 9-1 ภาพรวมค่าใช้จ่ายในการบูรณะสะพานวุฒิกุล (ต่อ)

ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต้นทุนต่อหน่วย	ราคาต้นทุน	Factor	ราคาต่อหน่วย	รวมเป็นเงิน
				(บาท)	(บาท)	"Fn"	x Fn (บาท)	(บาท)
6	ค่าใช้จ่ายพิเศษ							
	6.1 ค่าเช่าเครื่องมือและสิ่งอำนวยความสะดวกในการควบคุมงาน	LS.	1	4,541,500.00	4,541,500.00	1.0000	4,541,500.00	4,541,500.00
	6.2 ค่าเช่าจัดหาหรือก่อสร้างสำนักงานชั่วคราว	LS.	1	2,712,500.00	2,712,500.00	1.0000	2,712,500.00	2,712,500.00
	6.3 ป้ายแสดงรูปแบบขนาดย่อของโครงการ และ/หรือ รูปจำลองขนาดย่อของโครงการ	L.S.	1	10,000.00	10,000.00	1.0000	10,000.00	10,000.00
	6.4 ค่าใช้จ่ายงานไฟฟ้า (ขยายมิเตอร์เพิ่ม)	L.S.	1	780,000.00	780,000.00	1.0000	780,000.00	780,000.00
	6.5 ค่าใช้จ่ายการจ้างนักโบราณคดี							
	6.5.1 นักโบราณคดีหัวหน้าโครงการ	เดือน	30	24,900.00	747,000.00	1.0000	24,900.00	747,000.00
	6.5.2 นักโบราณคดีปฏิบัติงาน	เดือน	30	17,900.00	537,000.00	1.0000	17,900.00	537,000.00
รวมค่าใช้จ่ายงานบูรณะสะพานวุฒิกุล					**416,089,109.00**			**479,745,469.62**
	สรุป (ประมาณราคา ณ เดือนมีนาคม 2568)							
1	ผลรวมค่างานต้นทุนงานก่อสร้างทาง				107,461,303.00			
2	ผลรวมค่างานต้นทุนงานก่อสร้างสะพานและท่อเหลี่ยม				295,799,806.00			
3	ผลรวมค่าอาคารชั่วคราวและสิ่งอำนวยความสะดวกในการควบคุมงาน				9,328,000.00			
4	ค่า FACTOR งานก่อสร้างทาง				1.1835			
5	ค่า FACTOR งานก่อสร้างสะพานและท่อเหลี่ยม				1.1468			
6	ค่า FACTOR ค่าอาคารชั่วคราวและสิ่งอำนวยความสะดวกในการควบคุมงาน				1.0000			

9.2 รายละเอียดการประมาณราคาค่าบูรณะสะพาน

9.2.1 นั่งร้าน

อ้างอิงแนวคิดการคิดราคานั่งร้านของงานก่อสร้างขนาดใหญ่ของสำนักก่อสร้างสะพาน กรมทางหลวง ซึ่งนั่งร้านนี้จะใช้ประกอบในการบูรณะสะพานบริเวณช่วง Approach Span โดยงานที่เกี่ยวข้องที่ต้องใช้นั่งร้านได้แก่ งานซ่อมเสริมกำลังและบูรณะพื้นสะพาน รวมถึงงานปรับปรุงโครงสร้างคอนกรีตสะพาน โดยตัวอย่างการประมาณราคานั่งร้านของงานก่อสร้างสะพานแสดงดังต่อไปนี้

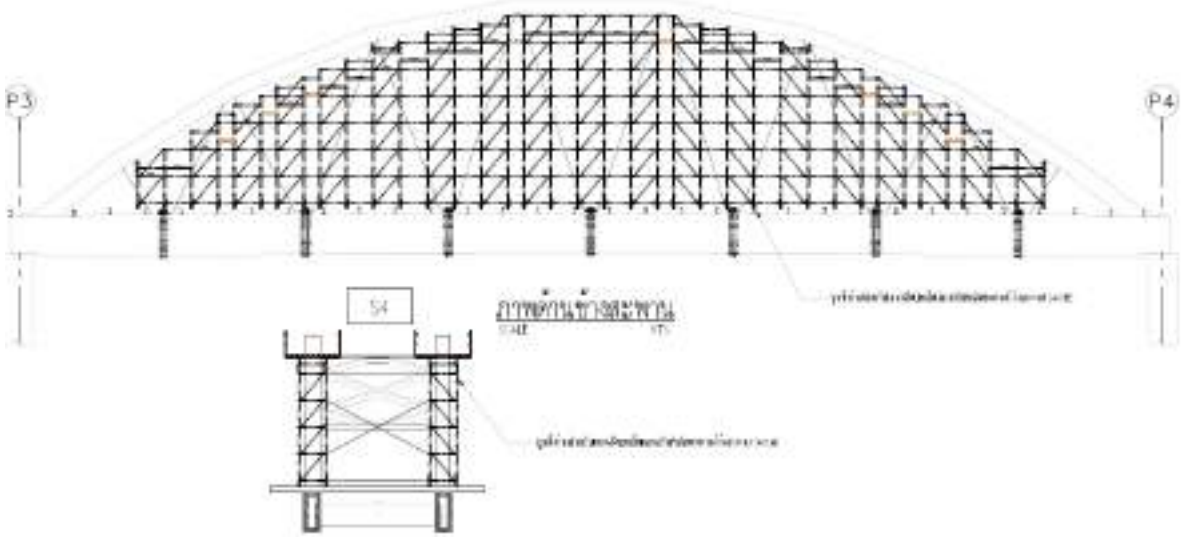
ตัวอย่าง											
ขนาดกว้าง	25.00	เมตร	ยาว	15.00	เมตร	พื้นที่รวม	375.00	ตารางเมตร			
1.1. BRACKETS PATE 12 MM.		ขนาด	300	×	400	×	280.00	กก./ม.			
=	0.92	ม.	×	68	ชิ้น	×	97.22	กก.	=	6,082.08	กก.
1.2. BRACKETS PATE 12 MM.		ขนาด	700	×	400	×	280.00	กก./ม.			
=	2.80	ม.	×	68	ชิ้น	×	97.22	กก.	=	18,510.69	กก.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

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	
น็อต, ทาสีอื่นๆ คิด 10%						=	706.38	บาท	
				รวม(1)		=	7,770.19	บาท	
คิดใช้งาน 1 ครั้ง มูลค่าใช้งาน 80 % ขายซาก 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 คิดราคานั่งร้านที่ 8,000 บาท/ตร.ม. สำหรับการประมาณราคาในโครงการนี้



รูปที่ 9-1 ตัวอย่างนั่งร้านที่ใช้ประกอบการก่อสร้างและบูรณะสะพาน



รูปที่ 9-2 ตัวอย่างนั่งร้านที่ใช้ประกอบการก่อสร้างและบูรณะสะพานโครงสร้างบริเวณ Arch Rib

9.2.1 รายละเอียดการคิดราคานั่งร้าน ชุด 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)					
รถเทรลเล่อร์ 6 ตัน	@ 6	LS.	55,000.00 บาท	=	330,000 บาท
(รวมค่า คนขับ น้ำมัน รอยกขึ้น 3 วัน เดินทาง 1 วัน ยกลง 2 วัน เดินทางพร้อมกันเป็นขบวนมีรถนำ ประกันภัยและค่าใช่จ่ายอื่นๆ)					
เครน 50 ตัน 5 วัน 2 ตัน	@ 10		15,000.00 บาท	=	150,000.00 บาท
(ใช้ 2 คัน หิ้วหัว - 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 เที่ยว	เที่ยวละ	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
3.3+3.4+3.5 รวมค่าขนส่ง Launching Truss และค่าอุปกรณ์				=	667,150.00 บาท
ค่าขนส่งไป – กลับ	2 เที่ยว	เที่ยวละ	667,150.00 บาท	=	1,334,300.00 บาท
รวมค่า (1. Launching Truss และค่าอุปกรณ์ + 2. Erection Truss & Sehment + 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 คิดราคา Launching Truss ที่ 43,000 บาท/ตร.ม. สำหรับการประมาณราคาในโครงการนี้ อย่างไรก็ดี ในการก่อสร้างจะต้องมีชุดรอกและ Hydraulic ในการประกอบขนย้ายและติดตั้งในแต่ละ Span จึงมีค่าดำเนินการส่วนดังกล่าวเพิ่มเติมในการประมาณราคาสำหรับโครงการนี้

ตารางที่ 9-3 งานชุด Temporary Shoring : S2,S3

1. งานชุด Temporary Shoring : S2,S3 (หน่วย : บาท)					
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต่อหน่วย	ราคารวม
1	ชุด Temporary Shoring	ตร.ม.	952.68	8,600.00	8,193,048.00
2	ค่ารื้อประกอบติดตั้ง Temporary Shoring	วัน	120	23,000.00	2,760,000.00
3	ชุดรอกและ Hydraulic (30 วัน ต่อ 1 Span) พร้อมติดตั้งและขนย้าย	วัน	60	60,000.00	3,600,000.00
4	งานนั่งร้านช่วง Arch Rib	ตร.ม.	1430	2,000.00	2,860,000.00
5	ค่ารับออกแบบและรับรองแบบโดยวุฒิวิศวกร	งาน	1	100,000.00	100,000.00
	รวมค่า Temporary Shoring				17,513,048.00
หมายเหตุ :	Tempo Shoring ใช้ 2 รอบ คิดใช้ 20%				
	งานติดตั้งชุด Tempo Shoring ใช้งาน 2 เดือน ต่อ 1 Span @43,000 บาท/ตร.ม.				
	ประมาณราคา ณ เดือนมีนาคม 2568				

ตารางที่ 9-4 งานชุด Temporary Shoring : S4,S5

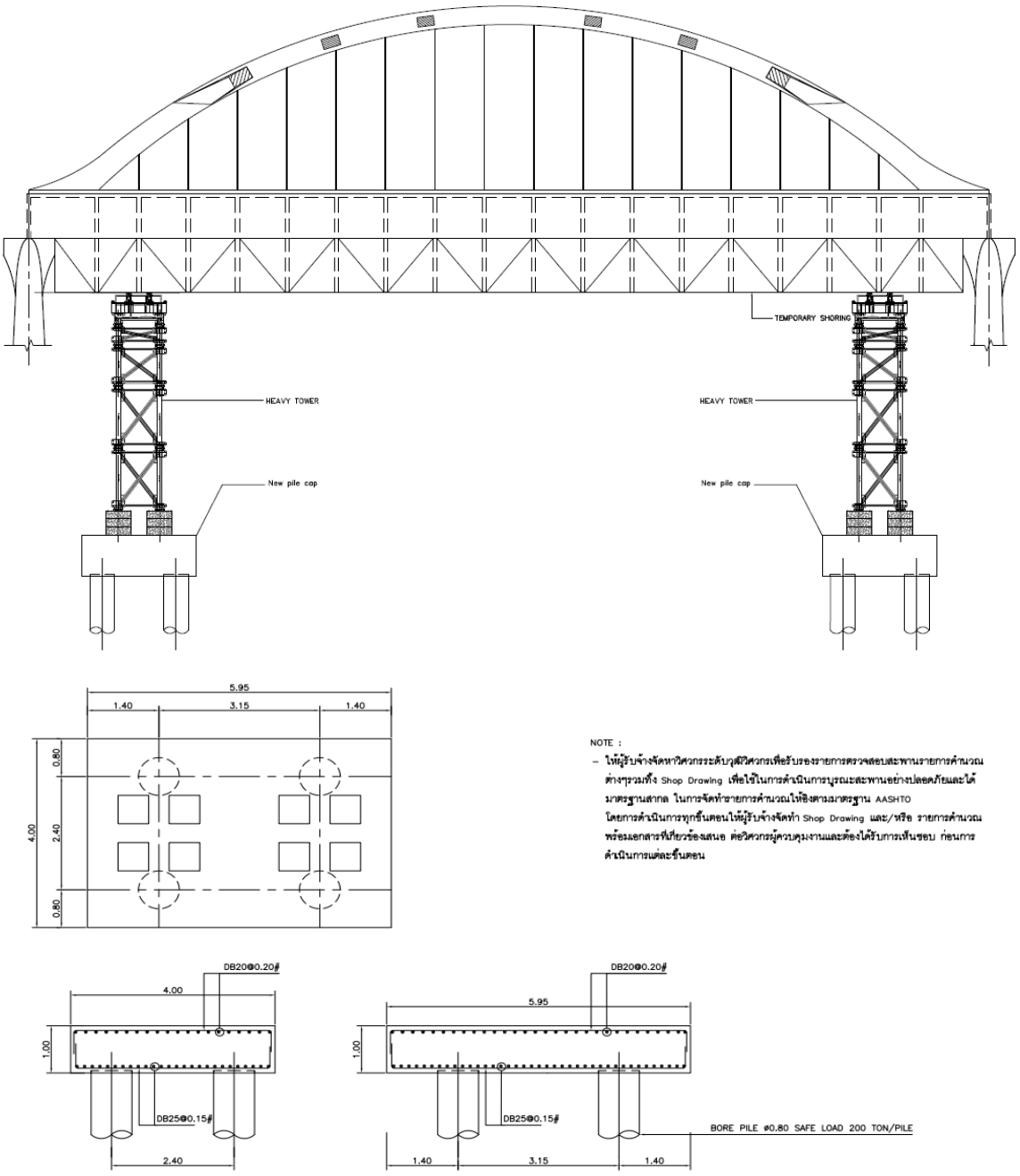
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต่อหน่วย	ราคารวม
1	ชุด Temporary Shoring	ตร.ม.	1034.24	8,600.00	8,894,464.00
2	ค่ารื้อประกอบติดตั้ง Temporary Shoring	วัน	120	23,000.00	2,760,000.00
3	ชุดรอกและ Hydraulic (30 วัน ต่อ 1 Span) พร้อมติดตั้งและขนย้าย	วัน	60	60,000.00	3,600,000.00
4	งานนั่งร้านช่วง Arch Rib	ตร.ม.	1430	2,000.00	2,860,000.00
5	ค่ารับออกแบบและรับรองแบบโดยวุฒิวิศวกร	งาน	1	100,000.00	100,000.00
	รวมค่า Temporary Shoring				18,214,464.00
หมายเหตุ :	ประมาณราคา ณ เดือนมีนาคม 2568				

ตารางที่ 9-5 งานชุด Temporary Shoring : S1,S6,S7

3. งานชุด Temporary Shoring : S1,S6,S7 (หน่วย : บาท)					
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต่อหน่วย	ราคารวม
1	ชุด Temporary Shoring	ตร.ม.	497.73	8,600.00	4,280,478.00
2	ค่ารื้อประกอบติดตั้ง Temporary Shoring	วัน	120	23,000.00	2,760,000.00
3	ชุดรอกและ Hydraulic (30 วัน ต่อ 1 Span) พร้อมติดตั้งและขนย้าย	วัน	60	60,000.00	3,600,000.00
4	ค่ารับออกแบบและรับรองแบบโดยวุฒิวิศวกร	งาน	1	100,000.00	100,000.00
	รวมค่า Temporary Shoring				10,740,478.00
	คิดเป็นค่า Temporary Shoring ต่อ 1 Span				3,580,159.33
หมายเหตุ :	ประมาณราคา ณ เดือนมีนาคม 2568				

ตารางที่ 9-6 งานชุดฐานรากชั่วคราว

4. รายการประมาณราคาค่าฐานรากชั่วคราวสำหรับงาน Temporary Shoring (หน่วย : บาท)					
ที่	รายการ	หน่วย	จำนวน	ราคาต่อหน่วย	ราคารวม
1	คอนกรีต	ลบ.ม.	190.40	3,000.00	571,200.00
2	เหล็กเส้น DB25	เมตร	3,069.33	77.00	236,338.67
3	เสาเข็ม Ø 0.80 เมตร ยาว 8 เมตร	ต้น	32	75,000.00	2,400,000.00
4	ค่าตัดและสกัดหัวเสาเข็ม Ø 0.80 เมตร	ต้น	32	1,000.00	32,000.00
5	แบบเหล็กหล่อคอนกรีต	ตร.ม.	159.20	683.28	108,778.18
6	ค่าขนย้ายเครื่องจักรใหญ่ ติดตั้งและงานปรับพื้นที่งานเข็มเจาะ	LS.	1	450,000.00	450,000.00
7	ค่างาน Jetty เพื่อใช้ในการก่อสร้างฐานรากชั่วคราว (ยาว 200 ม.)	LS.	1.00	10,000,000.00	10,000,000.00
8	ค่าเช่าแบคโฮพร้อมน้ำมันและคนขับ	เดือน	5	150,000.00	750,000.00
9	ค่าเช่าปั๊มชู้ทคอนกรีต	วัน	45	10,000.00	450,000.00
10	ค่าเช่ารถเฮี๊ยบ	วัน	150	6,500.00	975,000.00
11	งานรื้อทำลายฐานรากชั่วคราวพร้อมขนทิ้ง	ฐาน	16	150,000.00	2,400,000.00
12	ค่ารับออกแบบและรับรองแบบโดยวุฒิวิศวกร	งาน	1	100,000.00	100,000.00
	รวมค่างานฐานรากชั่วคราว				18,473,316.84
	คิดเป็นค่าก่อสร้างฐานรากชั่วคราว ต่อ 1 Span				4,618,329.00
หมายเหตุ :	ประมาณราคา ณ เดือนมีนาคม 2568				



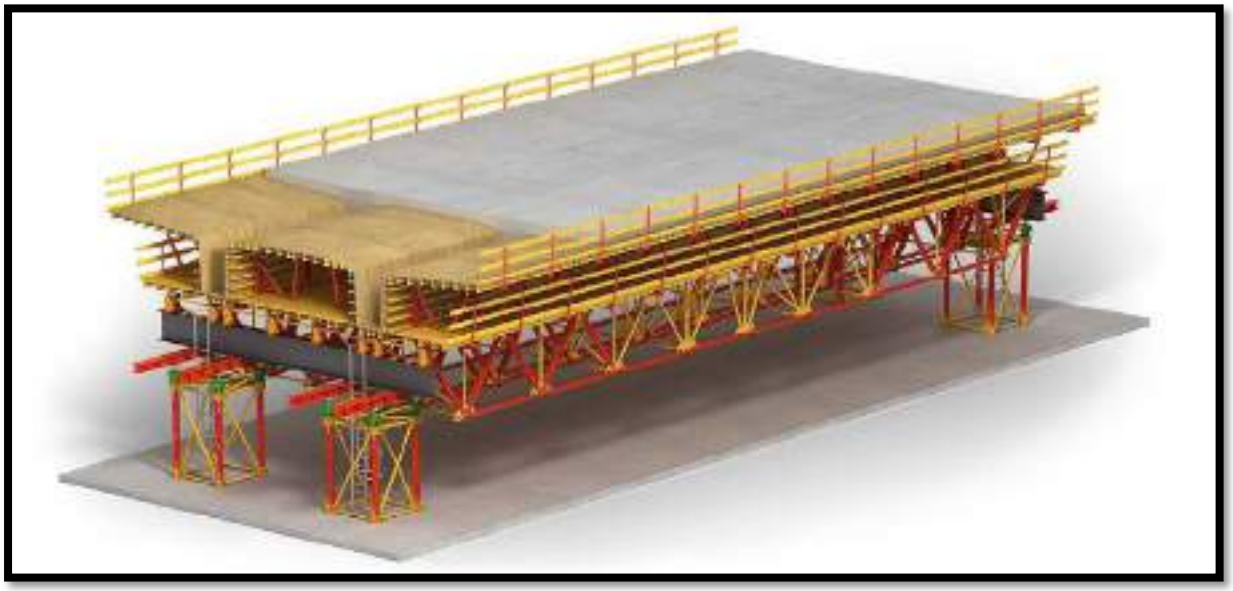
รูปที่ 9-3 แบบแนะนำ Temporary Shoring งานบูรณะสะพานวุฒิกุล

ตารางที่ 9-7 รายละเอียดการคิดแบบเหล็ก

แบบเหล็กสำหรับงานก่อสร้างสะพาน

A. แบบเหล็กงานทั่วไป (สำหรับงาน ฐานราก ,พื้นสะพาน, Cap Beam ,Deck)						พื้นที่ 1 ตารางเมตร	
ค่าเหล็กแบบ	65	กก.	x	28.00	=	1,820.00	บาท
ค่าเชื่อม-ตัด	65	กก.	x	8.50	=	552.50	"
				รวม	=	2,372.50	"
น็อต , ทาสี อื่นๆ คิด 10 %					=	237.25	"
				รวม	=	2,609.75	"
คิดใช้งาน 10 ครั้ง(เหลือขายซาก 20 %) มูลค่าใช้งาน 8 %							
	2,609.75	x		0.08	=	208.78	"
ค่าแรงประกอบติดตั้ง รื้อ และซ่อมแซม คิด 20 % ของค่าเหล็ก							
	2,372.50	x		0.20	=	474.50	"
				รวม	=	683.28	"
				ใช้	=	683.28	บาท/ตร.ม.

- ราคาวัสดุให้ใช้ตามราคาท้องตลาดปัจจุบัน



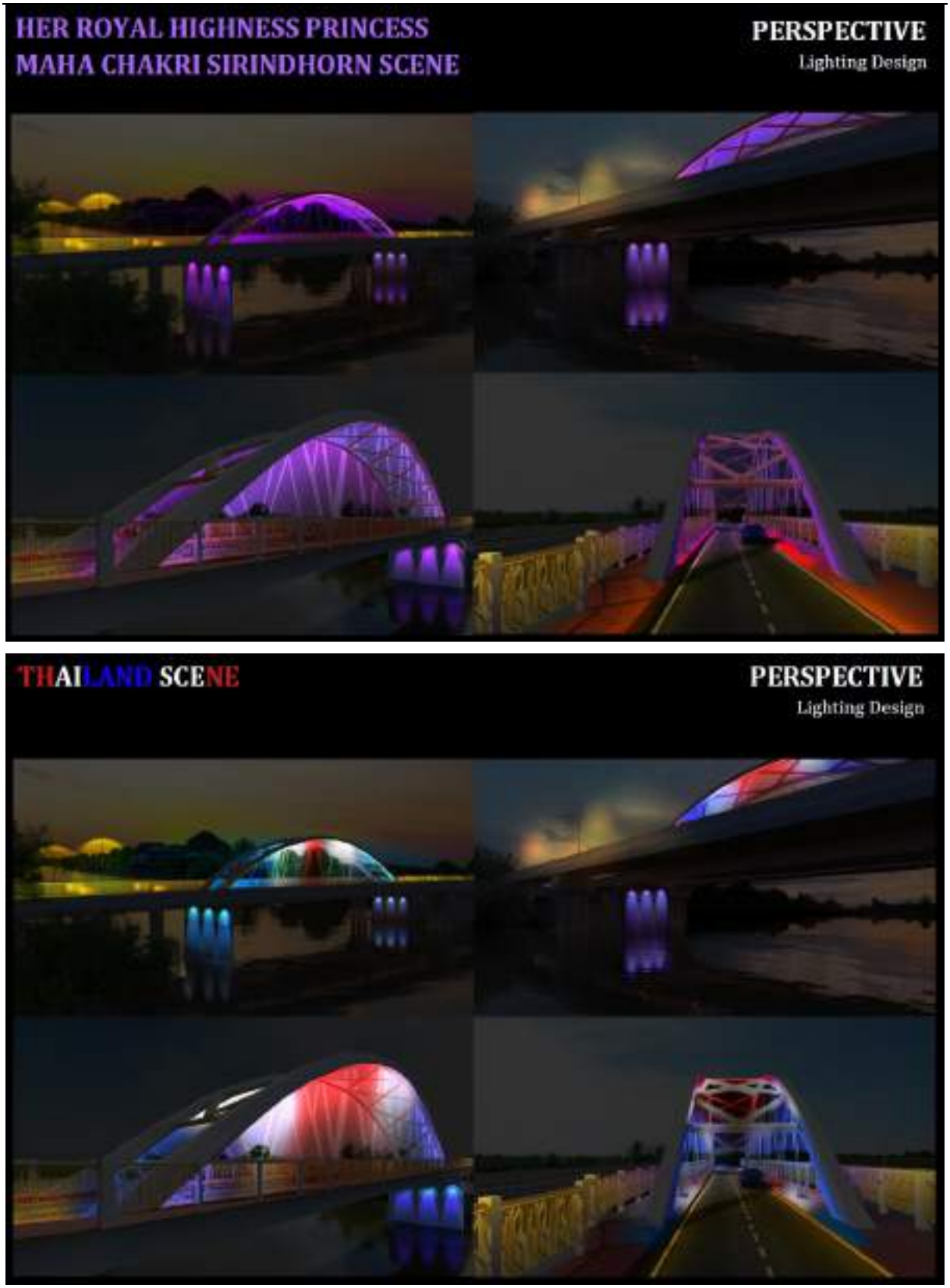
รูปที่ 9-4 ตัวอย่าง Truss (หรือ Temporary Shoring) ที่ใช้ประกอบการบูรณะสะพาน


CONCEPT SCENE
PERSPECTIVE
Lighting Design

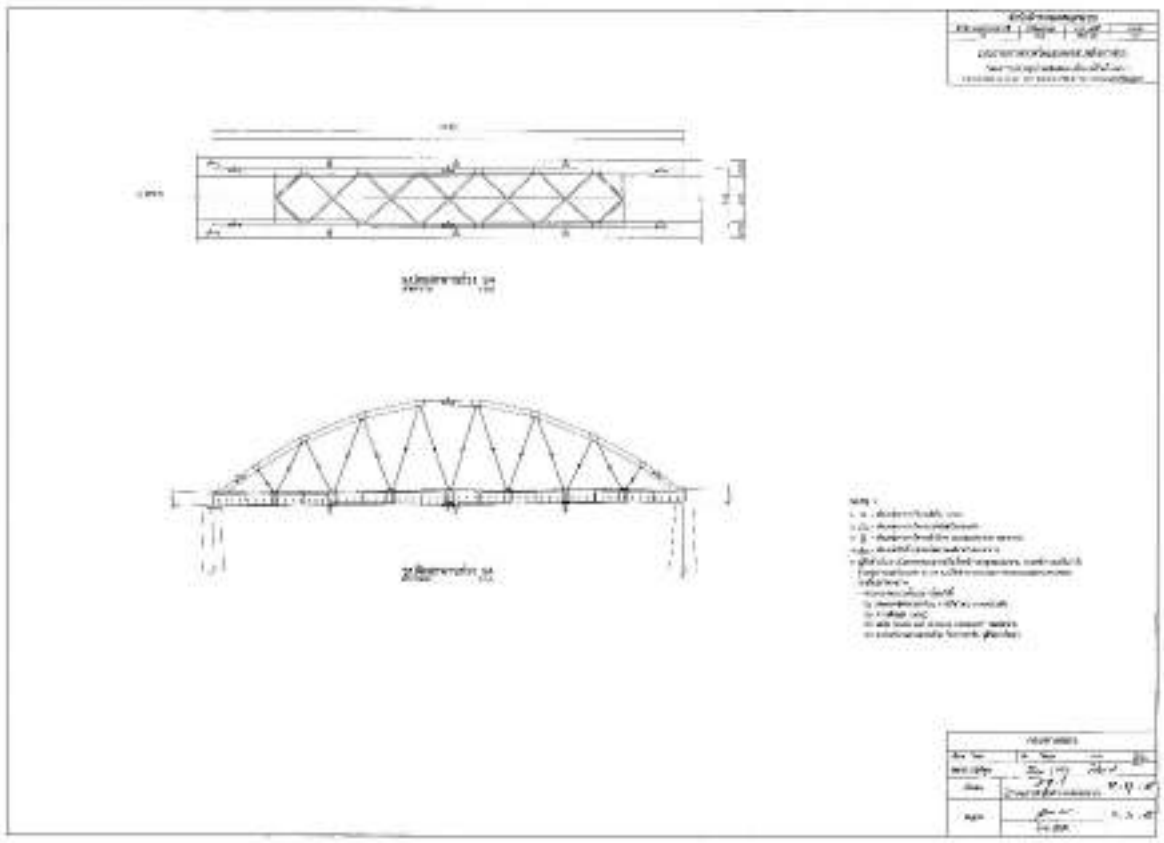

NORMAL SCENE
PERSPECTIVE
Lighting Design


FATHER DAY SCENE
PERSPECTIVE
Lighting Design


MOTHER DAY SCENE
PERSPECTIVE
Lighting Design



รูปที่ 9-5 ตัวอย่างงาน BRIDGE LIGHTING (อ้างอิงงานปรับปรุงสะพานปรีดี-ธำรง)



รูปที่ 9-6 ตัวอย่างงานติดตั้งระบบ Health Monitoring (อ้างอิงงานปรับปรุงสะพานปรีดี-ธำรง)

หมายเหตุ : ราคางานก่อสร้างเพื่อประกอบใช้กำหนดราคากลางเบื้องต้นนี้ ส่วนใหญ่อ้างอิงที่มาของราคางานซ่อมปรับปรุงสะพานปรีดี-ธำรง (โครงการก่อสร้างปรับปรุงซ่อมแซมสะพานข้ามแม่น้ำเจ้าพระยาบนทางหลวงหมายเลข 309 (สะพานปรีดี-ธำรง) จ.พระนครศรีอยุธยา 1 แห่ง, กรมทางหลวง, ปี 2566) เป็นหลัก แต่ได้ปรับเพิ่มในส่วนค่างานของงานทดสอบวัสดุ และค่าทดสอบ Fatigue ของ Hanger Bar รวมถึงระบบความปลอดภัยที่จำเป็นต้องเพิ่มเติม อีกทั้งสะพานวุฒิกุลมีอายุมากกว่า 70 ปี เป็นพื้นที่ที่มีแนวโน้มจะต้องได้รับการอนุรักษ์ตามพระราชบัญญัติโบราณสถาน โบราณวัตถุ ศิลปวัตถุ และพิพิธภัณฑสถานแห่งชาติ พ.ศ. 2504 แก้ไขเพิ่มเติมโดยพระราชบัญญัติโบราณสถาน โบราณวัตถุ ศิลปวัตถุ และพิพิธภัณฑสถานแห่งชาติ (ฉบับที่ 2) พ.ศ. 2535 จึงจำเป็นต้องมีค่าใช้จ่ายสำหรับนักโบราณคดี ในงานก่อสร้างนี้ด้วย และราคาที่ประมาณการในการศึกษานี้ อ้างอิงดัชนีและราคากลางที่เกี่ยวข้องต่าง ๆ ของเดือนมีนาคม 2568

พระราชบัญญัติ
โบราณสถาน โบราณวัตถุ ศิลปวัตถุ
และพิพิธภัณฑสถานแห่งชาติ พ.ศ. ๒๕๐๔
แก้ไขเพิ่มเติมโดยพระราชบัญญัติโบราณสถาน
โบราณวัตถุ ศิลปวัตถุ และพิพิธภัณฑสถานแห่งชาติ
(ฉบับที่ ๒) พ.ศ. ๒๕๓๕

ภูมิพลอดุลยเดช ป.ร.
ให้ไว้ ณ วันที่ ๒ สิงหาคม ๒๕๐๔
เป็นปีที่ ๑๖ ในรัชกาลปัจจุบัน

พระบาทสมเด็จพระปรมินทรมหาภูมิพลอดุลยเดช มีพระบรมราชโองการโปรดเกล้าให้ประกาศว่า

โดยที่เป็นการสมควรปรับปรุงกฎหมายว่าด้วยโบราณสถาน ศิลปวัตถุโบราณวัตถุและการพิพิธภัณฑสถานแห่งชาติ

จึงทรงพระกรุณาโปรดเกล้าฯ ให้ตราพระราชบัญญัติขึ้นไว้โดยคำแนะนำและยินยอมของสภาร่างรัฐธรรมนูญในฐานะรัฐสภาดังต่อไปนี้

มาตรา ๑ พระราชบัญญัตินี้เรียกว่า " พระราชบัญญัติโบราณสถาน โบราณวัตถุ ศิลปวัตถุและพิพิธภัณฑสถานแห่งชาติพ.ศ.๒๕๐๔ "

มาตรา ๒ พระราชบัญญัตินี้ให้ใช้บังคับเมื่อพ้นกำหนดสามสิบวันนับแต่วันประกาศในราชกิจจานุเบกษาเป็นต้นไป

มาตรา ๓ ให้ยกเลิก

(๑) พระราชบัญญัติว่าด้วยโบราณสถาน ศิลปวัตถุ โบราณวัตถุ และการพิพิธภัณฑ์แห่งชาติพุทธศักราช๒๔๗๗ และ

(๒) พระราชบัญญัติว่าด้วยโบราณสถาน ศิลปวัตถุ โบราณวัตถุ และการพิพิธภัณฑ์แห่งชาติ (ฉบับที่ ๒) พุทธศักราช ๒๔๘๖

บรรดาบทกฎหมาย กฎ และข้อบังคับอื่นในส่วนที่มีบัญญัติไว้แล้วในพระราชบัญญัตินี้หรือซึ่งขัดแย้งกับบทแห่งพระราชบัญญัตินี้ ให้ใช้พระราชบัญญัตินี้แทน

มาตรา ๔ ในพระราชบัญญัตินี้

" โบราณสถาน" [๑] หมายความว่า อสังหาริมทรัพย์ซึ่งโดยอายุหรือโดยลักษณะแห่งการก่อสร้างหรือโดยหลักฐานเกี่ยวกับประวัติของอสังหาริมทรัพย์นั้น เป็นประโยชน์ทางศิลปประวัติศาสตร์ หรือโบราณคดี ทั้งนี้ให้รวมถึงสถานที่ที่เป็นแหล่งโบราณคดีแหล่งประวัติศาสตร์และอุทยานประวัติศาสตร์ ด้วย

ที่มาของราคาคิด Factor F สำหรับงานทางและงานสะพาน ดังตารางต่อไปนี้

(งบประมาณ 100%)							
ดอกเบี้ยเงินกู้		7.00%			ภาษีมูลค่าเพิ่ม	7.00%	
เงินล่วงหน้าจ่าย		15.00%			เงินประกันผลงานหัก	10.00%	
งานทาง				=		107,461,303.00	บาท
งานสะพานและท่อเหลี่ยม				=		295,799,806.00	บาท
งานทาง+งานสะพานและท่อเหลี่ยม				=		403,261,109.00	บาท
F ทาง (ฝนปกติ)							
F	=	350	ลบ.	=	1.1850		
	=	400	ลบ.	=	1.1836		
	F $_{403.2611}$			=	1.1835		
F สะพานและท่อเหลี่ยม							
F	=	>200	ลบ.	=	1.1468		
	F $_{403.2611}$			=	1.1468		
F ทางที่ใช้ในการคำนวนราคากลาง				**=**	**1.1835**		
F สะพานและท่อเหลี่ยมที่ใช้ในการคำนวณราคากลาง				**=**	**1.1468**		
หมายเหตุ : ประมาณราคา ณ เดือนมีนาคม 2568							

12/12

ตาราง Factor F งานก่อสร้างทาง

เงินล่วงหน้าจ่าย	15 %	ดอกเบี้ยเงินกู้	7 % ต่อปี
เงินประกันผลงานหัก	10 %	ค่าภาษีมูลค่าเพิ่ม (VAT)	7 %

ค่างาน (ทุน) (ล้านบาท)	ค่าใช้จ่ายในการดำเนินงานก่อสร้าง (%)				รวมในรูป Factor	ภาษีมูลค่าเพิ่ม (VAT)	Factor F	Factor F ฝนชุก 1	Factor F ฝนชุก 2
	ค่าอำนวยการ	ค่าดอกเบี้ย	ค่ากำไร	รวมค่าใช้จ่าย					
≤ 5	20.8338	0.9333	5.5000	27.2671	1.2726	1.0700	1.3616	1.3822	1.4029
10	16.0808	0.9041	5.5000	22.4849	1.2248	1.0700	1.3105	1.3317	1.3529
20	10.6384	0.8895	5.5000	17.0279	1.1702	1.0700	1.2521	1.2712	1.2904
30	7.5559	0.8895	5.5000	13.9454	1.1394	1.0700	1.2191	1.2364	1.2537
40	7.4310	0.8458	5.0000	13.2768	1.1327	1.0700	1.2119	1.2308	1.2496
50	6.9412	0.8312	5.0000	12.7724	1.1277	1.0700	1.2066	1.2255	1.2444
60	6.3772	0.8166	5.0000	12.1938	1.1219	1.0700	1.2004	1.2192	1.2381
70	6.3435	0.8020	4.5000	11.6455	1.1164	1.0700	1.1945	1.2138	1.2330
80	6.0233	0.7875	4.5000	11.3108	1.1131	1.0700	1.1910	1.2103	1.2297
90	5.4722	0.7875	4.5000	10.7597	1.1075	1.0700	1.1850	1.2037	1.2225
100	5.1693	0.7875	4.5000	10.4568	1.1045	1.0700	1.1818	1.2002	1.2186
110	4.7961	0.7875	4.0000	9.5836	1.0958	1.0700	1.1725	1.1904	1.2084
120	4.7235	0.7729	4.0000	9.4964	1.0949	1.0700	1.1715	1.1897	1.2079
130	4.4428	0.7729	4.0000	9.2157	1.0921	1.0700	1.1685	1.1864	1.2043
140	4.3285	0.7583	4.0000	9.0868	1.0908	1.0700	1.1671	1.1852	1.2032
150	4.1865	0.7583	4.0000	8.9448	1.0894	1.0700	1.1656	1.1835	1.2013
160	4.0853	0.7437	4.0000	8.8290	1.0882	1.0700	1.1643	1.1823	1.2003
170	4.0051	0.7437	4.0000	8.7488	1.0874	1.0700	1.1635	1.1814	1.1993
180	3.9481	0.7437	4.0000	8.6918	1.0869	1.0700	1.1629	1.1808	1.1986
190	4.2661	0.7145	3.5000	8.4806	1.0848	1.0700	1.1607	1.1795	1.1983
200	4.2419	0.7145	3.5000	8.4564	1.0845	1.0700	1.1604	1.1791	1.1979
210	4.1793	0.7000	3.5000	8.3793	1.0837	1.0700	1.1595	1.1785	1.1974
220	4.0683	0.7000	3.5000	8.2683	1.0826	1.0700	1.1583	1.1771	1.1959
230	3.9805	0.7000	3.5000	8.1805	1.0818	1.0700	1.1575	1.1761	1.1948
240	3.8615	0.7000	3.5000	8.0615	1.0806	1.0700	1.1562	1.1746	1.1931
250	3.7521	0.7000	3.5000	7.9521	1.0795	1.0700	1.1550	1.1733	1.1916
260	3.6511	0.7000	3.5000	7.8511	1.0785	1.0700	1.1539	1.1721	1.1902
270	3.5577	0.7000	3.5000	7.7577	1.0775	1.0700	1.1529	1.1709	1.1888
280	3.4708	0.7000	3.5000	7.6708	1.0767	1.0700	1.1520	1.1699	1.1877
290	3.3900	0.7000	3.5000	7.5900	1.0759	1.0700	1.1512	1.1689	1.1866
300	3.3145	0.7000	3.5000	7.5145	1.0751	1.0700	1.1503	1.1679	1.1855
350	3.2735	0.7000	3.5000	7.4735	1.0747	1.0700	1.1499	1.1674	1.1850
400	3.1484	0.6708	3.5000	7.3192	1.0731	1.0700	1.1482	1.1659	1.1836
450	3.1265	0.6708	3.5000	7.2973	1.0729	1.0700	1.1480	1.1656	1.1833
500	3.0167	0.6562	3.5000	7.1729	1.0717	1.0700	1.1467	1.1644	1.1820
700	2.7734	0.6562	3.5000	6.9296	1.0692	1.0700	1.1440	1.1612	1.1785
> 700	2.7734	0.6562	3.5000	6.9296	1.0692	1.0700	1.1440	1.1612	1.1785

หมายเหตุ 1. กรณีค่างานอยู่ระหว่างช่วงของค่างานต้นทุนที่กำหนด ให้เทียบอัตราส่วนเพื่อหาค่า Factor F

2. ถ้าเป็นงานเงินกู้หรือจากแหล่งอื่นซึ่งไม่ต้องชำระภาษีมูลค่าเพิ่ม ให้ใช้ Factor F ในช่อง "รวมในรูป Factor"

12/12

ตาราง Factor F งานก่อสร้างสะพานและท่อเหลี่ยม

เงินล่วงหน้าจ่าย	15 %	ดอกเบี้ยเงินกู้	7 % ต่อปี
เงินประกันผลงานหัก	10 %	ค่าภาษีมูลค่าเพิ่ม (VAT)	7 %

ค่างาน (ทุน) (ล้านบาท)	ค่าใช้จ่ายในการดำเนินงานก่อสร้าง (%)				รวมในรูป Factor	ภาษีมูลค่าเพิ่ม (VAT)	Factor F
	ค่าอำนวยการ	ค่าดอกเบี้ย	ค่ากำไร	รวมค่าใช้จ่าย			
≤ 5	12.9575	0.9333	5.5000	19.3908	1.1939	1.0700	1.2775
10	9.8194	0.9041	5.5000	16.2235	1.1622	1.0700	1.2436
15	9.1513	0.8750	5.5000	15.5263	1.1552	1.0700	1.2361
20	8.4929	0.8458	5.5000	14.8387	1.1483	1.0700	1.2287
25	6.9988	0.8458	5.5000	13.3446	1.1334	1.0700	1.2127
30	7.3923	0.8020	5.0000	13.1943	1.1319	1.0700	1.2111
35	6.8853	0.7875	5.0000	12.6728	1.1267	1.0700	1.2056
40	6.1575	0.7875	5.0000	11.9450	1.1194	1.0700	1.1978
45	5.5917	0.7875	4.5000	10.8792	1.1087	1.0700	1.1863
50	5.1389	0.7875	4.5000	10.4264	1.1042	1.0700	1.1815
55	5.0153	0.7875	4.5000	10.3028	1.1030	1.0700	1.1802
60	4.8662	0.7875	4.5000	10.1537	1.1015	1.0700	1.1786
65	5.0598	0.7583	4.0000	9.8181	1.0981	1.0700	1.1750
70	4.9727	0.7437	4.0000	9.7164	1.0971	1.0700	1.1739
75	4.7381	0.7437	4.0000	9.4818	1.0948	1.0700	1.1714
80	4.5082	0.7437	4.0000	9.2519	1.0925	1.0700	1.1690
85	4.3052	0.7437	4.0000	9.0489	1.0904	1.0700	1.1667
90	4.2178	0.7291	4.0000	8.9469	1.0894	1.0700	1.1657
95	4.1333	0.7291	4.0000	8.8624	1.0886	1.0700	1.1648
100	3.9801	0.7291	4.0000	8.7092	1.0870	1.0700	1.1631
105	4.4446	0.7291	3.5000	8.6737	1.0867	1.0700	1.1628
110	4.3392	0.7291	3.5000	8.5683	1.0856	1.0700	1.1616
115	4.1970	0.7291	3.5000	8.4261	1.0842	1.0700	1.1601
120	4.0666	0.7291	3.5000	8.2957	1.0829	1.0700	1.1587
125	4.0118	0.7145	3.5000	8.2263	1.0822	1.0700	1.1580
130	3.9900	0.7145	3.5000	8.2045	1.0820	1.0700	1.1577
135	3.8821	0.7145	3.5000	8.0966	1.0809	1.0700	1.1566
140	3.7818	0.7145	3.5000	7.9963	1.0799	1.0700	1.1555
145	3.6885	0.7145	3.5000	7.9030	1.0790	1.0700	1.1545
150	3.6015	0.7145	3.5000	7.8160	1.0781	1.0700	1.1536
155	3.5199	0.7145	3.5000	7.7344	1.0773	1.0700	1.1527
160	3.4436	0.7145	3.5000	7.6581	1.0765	1.0700	1.1519
165	3.3718	0.7145	3.5000	7.5863	1.0758	1.0700	1.1511
170	3.3044	0.7145	3.5000	7.5189	1.0751	1.0700	1.1504
175	3.2406	0.7145	3.5000	7.4551	1.0745	1.0700	1.1497
180	3.1806	0.7145	3.5000	7.3951	1.0739	1.0700	1.1491
185	3.1236	0.7145	3.5000	7.3381	1.0733	1.0700	1.1484
190	3.0697	0.7145	3.5000	7.2842	1.0728	1.0700	1.1479
195	3.0186	0.7145	3.5000	7.2331	1.0723	1.0700	1.1474
≥ 200	2.9701	0.7145	3.5000	7.1846	1.0718	1.0700	1.1468

หมายเหตุ 1. กรณีค่างานอยู่ระหว่างช่วงของค่างานต้นทุนที่กำหนด ให้เทียบอัตราส่วนเพื่อหาค่า Factor F
2. ถ้าเป็นงานเงินกู้หรือจากแหล่งอื่นซึ่งไม่ต้องชำระภาษีมูลค่าเพิ่ม ให้ใช้ Factor F ในช่อง "รวมในรูป Factor"

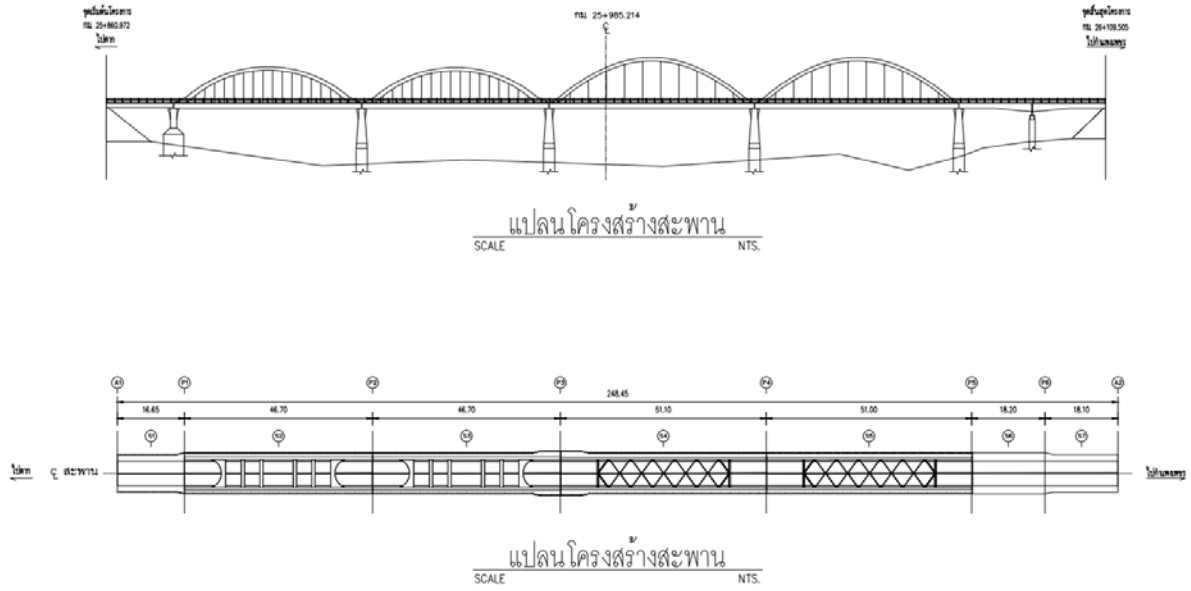
บทที่ 10 การจัดทำแผนการตรวจสอบสะพานภายหลังการบูรณะ

การตรวจสอบสะพานเป็นภารกิจที่ต้องกระทำอย่างต่อเนื่องเพื่อนำไปสู่การบำรุงรักษาที่เหมาะสม ซึ่งจะส่งผลให้สะพานสามารถให้บริการได้อย่างปลอดภัยตามที่ออกแบบ สะพานแต่ละประเภทต้องการการตรวจสอบและบำรุงรักษาที่แตกต่างกัน เนื้อหาในบทนี้นำเสนอแผนการตรวจสอบสะพานวุฒิกุล ซึ่งเป็นสะพานโค้งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบคันธนู (Bowstring) ขนาด 7 ช่วงสะพาน ช่วงกลางลำน้ำเป็นคานโค้งจำนวน 4 ช่วงสะพาน และช่วงริมตลิ่ง เป็นคานตัวทีจำนวน 3 ช่วงสะพาน

10.1 ความเป็นมาของสะพานวุฒิกุล

สะพานวุฒิกุลข้ามแม่น้ำปิงที่จังหวัดตาก เปิดให้บริการเมื่อปี พ.ศ.2496 ตั้งอยู่บริเวณ กิโลเมตรที่ 25+773 บนทางหลวงหมายเลข 104 ซึ่งเป็นเส้นทางหลักในการขนส่งพืชผลทางการเกษตรต่อไปยังทางหลวงหมายเลข 1 แต่ในปัจจุบัน สะพานวุฒิกุลผ่านการใช้งานมามากกว่า 70 ปี จึงถูกจำกัดพิกัดน้ำหนักบรรทุกเหลือเพียง 20 ตัน ในขณะที่พิกัดน้ำหนักกรมทางหลวงสำหรับรถบรรทุก ขนาด 3 เพลา 6 ล้อยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) คือ 25 ตัน ส่งผลให้รถบรรทุก 10 ล้อไม่สามารถสัญจรผ่านสะพานวุฒิกุลได้ การบูรณะสะพานวุฒิกุลจึงมีเป้าหมายเพื่อรองรับพิกัดน้ำหนักรถ 10 ล้อ ตามพิกัดน้ำหนักของกรมทางหลวง

สะพานวุฒิกุลเป็นสะพานโค้งคอนกรีตเสริมเหล็กแบบคันธนู (Bowstring) มีช่วงสะพานทั้งหมด 7 ช่วงสะพาน ประกอบด้วยช่วงกลางน้ำ ซึ่งเป็นคานโค้ง จำนวน 4 ช่วงสะพาน และช่วงริมตลิ่ง ซึ่งเป็นคานตัวที จำนวน 3 ช่วงสะพาน ความยาว (1x16.70)+(2x46.70)+(2x51.10)+(2x18.20) เท่ากับ 248.70 เมตร ดังรูปที่ 10.1



รูปที่ 10.1 ภาพตัดตามยาวของสะพานวุฒิกุล

เนื่องจากสะพานวุฒิกุล ถูกเปิดใช้งานมานานมากกว่า 70 ปี ทำให้โครงสร้างสะพานเกิดการเสื่อมสภาพ ได้รับความเสียหายทั้งโครงสร้างส่วนบน (Superstructure) และโครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) สำนักวิจัยและพัฒนางานทางร่วมกับสำนักสำรวจและออกแบบ จึงได้ทำการตรวจสอบ ทดสอบและวิเคราะห์ผลเชิงสถิติควบคู่กับการจัดทำแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ของสะพานวุฒิกุล

ผลการประเมินกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างคานสะพานวุฒิกุล ด้านกำลังรับน้ำสูงสุดปลอดภัย แสดงให้เห็นว่าโครงสร้างสะพานไม่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐานการออกแบบ กรมทางหลวง (อ้างอิงตามมาตรฐาน AASHTO LRFD 2010) ได้อย่างปลอดภัย ทั้งในส่วนของคานสะพานรูปตัวที คานโค้ง คานเสริมเหล็กรับแรงดึง รวมไปถึงเส้นลวดขึง ดังนั้นการบูรณะสะพานวุฒิกุลจึงมีวัตถุประสงค์เพื่อยกระดับสะพานให้เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบของกรมทางหลวง สำหรับพิกัดน้ำหนักบรรทุกสำหรับรถบรรทุกขนาด 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ)

การบูรณะสะพานวุฒิกุล เพื่อรองรับพิกัดน้ำหนักบรรทุกรถบรรทุก 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น จะเน้นไปที่การเสริมกำลังโครงสร้างคานสะพาน ทั้งในส่วนของคานโค้ง (Arc Ribs) คานเสริมเหล็กรับแรงดึง คานตัวที (T-Girders) รวมไปถึงการเปลี่ยนเส้นลวดขึง (Hangers) เพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกตามมาตรฐาน เมื่อการบูรณะสะพานเสร็จสิ้น ก็ยังจำเป็นต้องมีการตรวจสอบสะพานภายหลังการบูรณะและวางแผนการบำรุงรักษาอย่างเหมาะสม

การตรวจสอบและบำรุงรักษาสะพานวุฒิกุล เป็นภารกิจที่ต้องทำอย่างต่อเนื่องถึงแม้ว่าสะพานจะได้รับการปรับปรุงให้เป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบเพื่อรองรับการจราจรในอนาคต เพื่อเป็นการยืดอายุการใช้งานสะพานให้ยาวนานที่สุดและเพื่อความปลอดภัยของผู้ใช้ทาง เนื้อหาในหัวข้อต่อไปจะนำเสนอแนวทางและแผนในการตรวจสอบและบำรุงรักษาสะพานวุฒิกุล

10.2 องค์ประกอบของสะพานวุฒิกุล

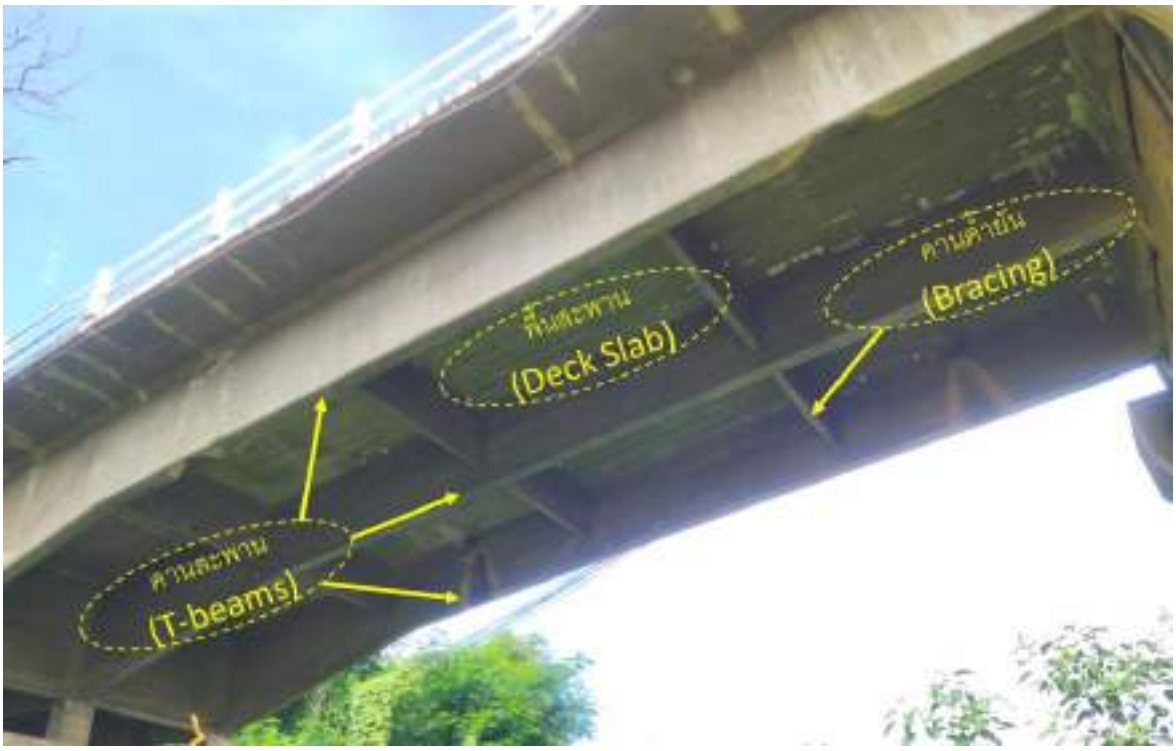
เพื่อความสะดวกในการตรวจสอบและบำรุงรักษา สะพานวุฒิกุลได้ถูกแบ่งออกเป็นองค์ประกอบต่าง ๆ 3 องค์ประกอบ ได้แก่ โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) และส่วนประกอบอื่น ๆ (Miscellaneous Elements) รายละเอียดของแต่ละองค์ประกอบมีดังนี้

10.2.1 โครงสร้างส่วนบน (Superstructure)

โครงสร้างส่วนบน หมายถึง [redacted] กระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร องค์ประกอบของโครงสร้างสะพานโค้งได้แก่ พื้นสะพาน (Deck Slab) คานสะพาน (Main Beams) เส้นลวดขึง (Hanger) คานโค้ง (Arch Ribs) และคานค้ำยัน (Bracing)

1) พื้นสะพาน (Deck Slab)

พื้นสะพานของสะพานวุฒิกุลเป็นพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ (Cast – in – place) หนา 15 เซนติเมตร เททับด้วยแอสฟัลคอนกรีต (Asphalt Concrete) หนา 5 เซนติเมตร พื้นสะพานเป็นโครงสร้างส่วนแรกที่รองรับแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจร และถ่ายแรงลงองค์ประกอบอื่น ๆ ของโครงสร้างต่อไป รูปที่ 10.2 แสดงพื้นสะพานคอนกรีตของสะพานวุฒิกุล



รูปที่ 10.2 พื้นสะพานคอนกรีตหล่อในที่ คานสะพานและคานค้ำยัน

2) คานสะพาน คานโค้งและค้ำยัน (Main Beams, Arch Ribs and Bracing)

คานสะพานของสะพานวุฒิกุลจะมีทั้งหมด 4 รูปแบบตามโครงสร้างสะพาน ได้แก่ คานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึง (Tie Beams) คานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวที (T - beams) คานโค้ง (Arch Ribs) และค้ำยัน (Bracing) สะพานวุฒิกุลมีส่วนของคานโค้งและคานเสริมเหล็กรับแรงดึงอยู่ 2 ขนาด แสดงในรูปที่ 10.1 โดยคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึงจะถูกใช้กับโครงสร้างสะพานโค้งซึ่งคานจะรับแรงจากคานโค้ง จะส่งผ่านแรงมาในรูปของแรงดึงดังแสดงตัวอย่างในรูปที่ 10.3 คานเสริมเหล็กรับแรงดึง ของช่วงสะพาน S2 กับ S3 มีลักษณะคล้ายคานตัวไอความลึก 1.80 เมตร กว้าง 0.60 เมตร และมีความยาว 46.70 เมตร สำหรับช่วงสะพาน S4 กับ S5 มีหน้าตัดเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้าคล้ายโครงสร้างคานตัวที ความลึก 1.70 เมตร กว้าง 0.28 เมตร และมีความยาว 51.10 เมตร รูปแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวทีจะถูกใช้กับโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กทั่วไปซึ่งคาน T – beam จะมีรูปแบบคานอย่างง่าย (Simple T – beam) โดยช่วงสะพาน S1 คานมีขนาดความลึก 1.60 เมตร กว้าง 0.30 เมตร และมีความยาว 16.70 เมตร และช่วงสะพาน S6 กับ S7 คานมีขนาดความลึก 1.50-2.30 เมตร กว้าง 0.28 เมตร และมีความยาว 18.20 เมตร แสดงดังรูปที่ 10.4 โดยที่เสาตอม่อจะอยู่บริเวณกึ่งกลางของช่วงคาน แสดงตัวอย่างได้ดังรูปที่ 10.5



รูปที่ 10.3 คานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึง



รูปที่ 10.4 คานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวที



รูปที่ 10.5 เสาคอนกรีตและตอม่อสะพาน

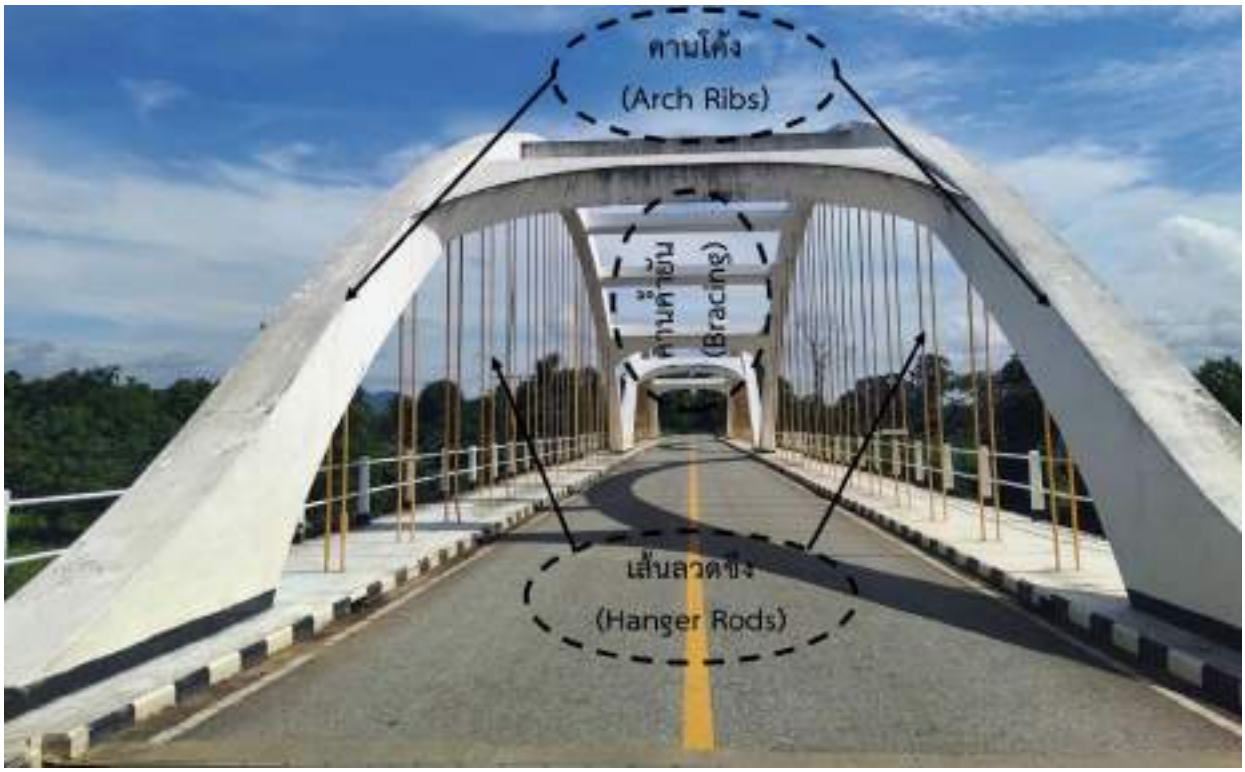
สำหรับคานโค้ง (Arch Ribs) จะทำหน้ารับน้ำหนักบรรทุกต่อจากเส้นลวดขึง (Hanger Rods) หน่วยแรงที่กระทำต่อคานโค้งจะเป็นหน่วยแรงอัดในแนวแกนซึ่งจะกระจายไปคานสะพานและโครงสร้างส่วนล่างต่อไป คานโค้งของสะพานวุฒิกุลมี 2 ขนาด โดยแต่ละขนาดจะมีหน้าตัดที่กว้างที่สุดตรงบริเวณฐาน และแคบที่สุดตรงกึ่งกลาง ช่วงสะพาน S2 กับ S3 มีหน้าตัดกว้าง 0.70 เมตร และลึก 0.90-1.05

เมตร ดังแสดงในรูปที่ 10.6 สำหรับช่วงสะพาน S4 กับ S5 มีหน้าตัดกว้าง 0.56 เมตร และลึก 0.80-1.05 เมตร

คานค้ำยันสะพานเป็นโครงสร้างในทิศทางขวางกับแนวคานสะพาน คานค้ำยันของสะพานวุฒิกุลจะประกอบด้วย 2 ส่วน ได้แก่ คานค้ำยันคานสะพานหลัก คานค้ำยันคานโค้ง ซึ่งค้ำยันทั้ง 2 ส่วน จะทำหน้าที่คือ ทำหน้าที่หลักในการเสริมสร้างเสถียรภาพให้กับคานสะพานในแต่ละช่วงสะพานโดยยึดคานสะพานเข้าด้วยกัน และทำหน้าที่กระจายแรงกระทำเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรลงคานสะพานเพื่อให้คานสะพานแต่ละตัวช่วยกันรับแรง ดังแสดงในรูปที่ 10.2 และ รูปที่ 10.6

3) เส้นลวดขึง (Hanger Rods)

เส้นลวดขึงจะทำหน้าที่รับน้ำบรรทุกจากพื้นคอนกรีตโดยภายในเส้นลวดจะเป็นแรงดึง เส้นลวดจะถูกขึงไว้กับคานโค้งและทำการถ่ายแรงต่อไป สำหรับสะพานวุฒิกุลเส้นลวดที่ใช้ทำมาจากเหล็กเส้น (Steel Rod) มีเส้นผ่าศูนย์กลาง 40 มิลลิเมตร ดังแสดงในรูปที่ 10.6



รูปที่ 10.6 คานโค้ง ค้ำยันคานโค้งและเส้นลวดขึง

10.2.2 โครงสร้างส่วนล่าง (Substructure)

โครงสร้างส่วนล่าง หมายถึง ส่วนของโครงสร้างที่อยู่ใต้แผ่นรองคานสะพาน (Bearing Pads) ลงมาจนถึงระดับผิวดิน ซึ่[redacted]สำหรับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจะมีเฉพาะเสาที่รับน้ำหนักจากโครงสร้างส่วนบนของสะพานคอนกรีตทั่วไป (Approach Bridge) ตอม่อสะพานสำหรับสะพานวุฒิกุลจะมีลักษณะเป็นผนังคอนกรีตเสริมเหล็กและมี

ฐานรากเป็นแบบกล่อง (Caisson) รวมกับตอม่อสะพาน ซึ่งแสดงดังรูปที่ 10.8 ขนาดของฐานรากแบบกล่องจะไม่เท่ากันขึ้นอยู่กับความสูงของตอม่อ แผ่นรองคานสะพานจะถูกวางอยู่ผนังคอนกรีตเสริมเหล็กหรือเสาคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งจะทำการถ่ายน้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างส่วนบนลงมายังตอม่อสะพานต่อไป

10.2.3 ส่วนประกอบอื่น ๆ (Miscellaneous Elements)

องค์ประกอบอื่น ๆ ของสะพาน หมายถึง องค์ประกอบที่เมื่อเกิดการชำรุดจะไม่ส่งผลกระทบหรืออาจจะส่งผลกระทบเพียงเล็กน้อยต่อความมั่นคงแข็งแรงและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้างสะพาน แต่จะส่งผลกระทบโดยตรงต่อความราบรื่นและความปลอดภัยในการขับขี่ของผู้ใช้ทาง สำหรับสะพานวุฒิกุล องค์ประกอบเหล่านี้ได้แก่ แผ่นรองคานสะพาน (Bearing Pad) และรอยต่อพื้นสะพาน (Compression Seal Joint) ดังแสดงในรูปที่ 10.7 และ 10.8 ตามลำดับ



รูปที่ 10.7 แผ่นรองคานสะพาน



รูปที่ 10.8 รอยต่อพื้นสะพาน

10.3 ความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพาน

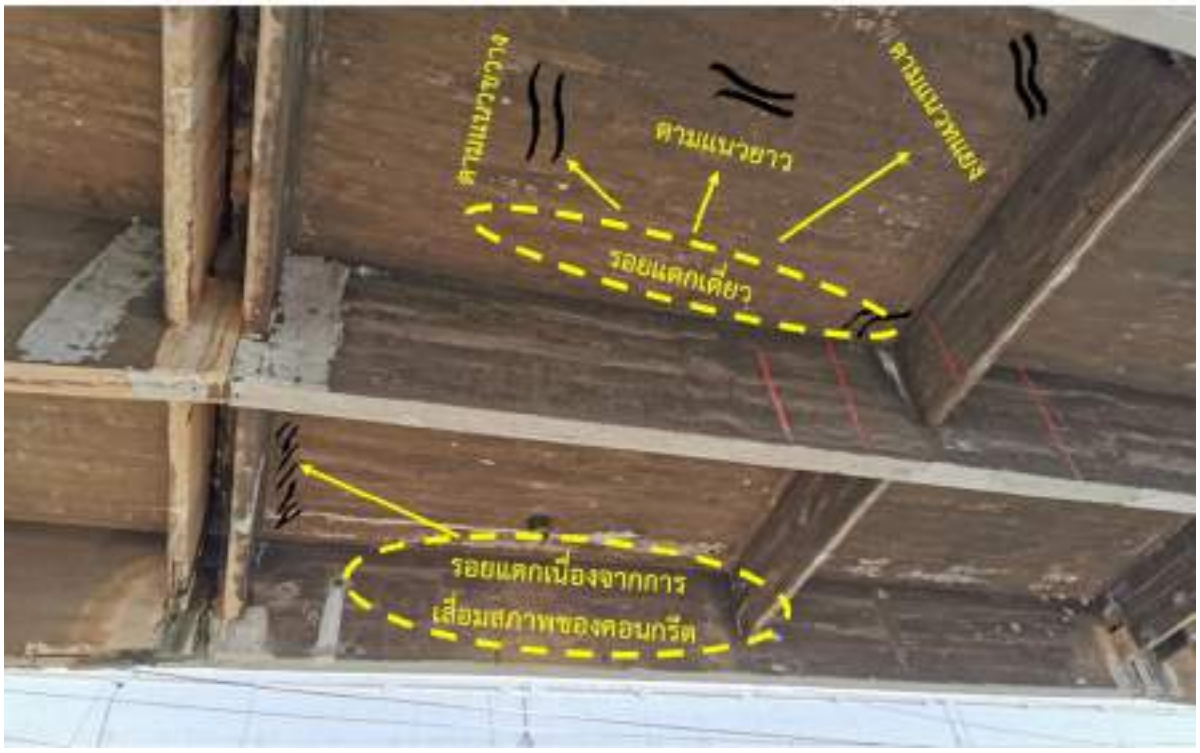
ความเสียหายที่คาดว่าจะเกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพานเป็นข้อมูลสำคัญในการนำไปพิจารณาแนวทางการตรวจสอบสะพานให้ถูกต้องและเป็นระบบซึ่งจะกล่าวในหัวข้อถัดไป เนื้อหาในข้อหัวนี้นำเสนอความเสียหายสำคัญที่คาดว่าจะเกิดขึ้นกับองค์ประกอบต่าง ๆ ของสะพานวุฒิกุลและแนวทางดำเนินการหากเกิดความเสียหายขึ้น

10.3.1 ความเสียหายของพื้นสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

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

1) รอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีต (D-cracks) เป็นรอยแตกที่มักเกิดขึ้นบริเวณท้องพื้นคอนกรีตใกล้กับรอยต่อพื้นสะพาน สาเหตุเนื่องจากความชื้นสะสมบริเวณรอยต่อพื้นสะพานหรือการรั่วซึมของน้ำจากรอยต่อพื้นสะพานทำให้คอนกรีตพื้นสะพานเสื่อมสภาพและเกิดรอยแตกจากแรงดันน้ำ
2) รอยแตกเดี่ยว (Individual Cracks) เป็นรอยแตกที่มีทิศทางแน่นอน อาจจะเป็นรอยแตกรอยเดียวหรือรอยแตกขนานกันหลายรอยก็ได้ รอยแตกเดี่ยวเป็นตัวบ่งชี้ว่ามีแรงดึงเกิดขึ้นทิศทางตั้งฉากกับรอยแตก สาเหตุเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่สูงเกินหรือแรงกระแทกจากน้ำหนักบรรทุกจร ทำให้คอนกรีตแตกร้าว

รูปที่ 10.9 เป็นภาพจำลองรอยแตกที่สามารถเกิดขึ้นได้เนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีตและรอยแตกเดี่ยว



รูปที่ 10.9 ภาพจำลองรอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีตและรอยแตกเดี่ยว

แนวทางการดำเนินการหากเกิดรอยแตกเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคอนกรีต

1) ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำหรือการสะสมความชื้นบริเวณที่คอนกรีตเสื่อมสภาพ

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

แนวทางการดำเนินการหากเกิดรอยแตกเดี่ยว

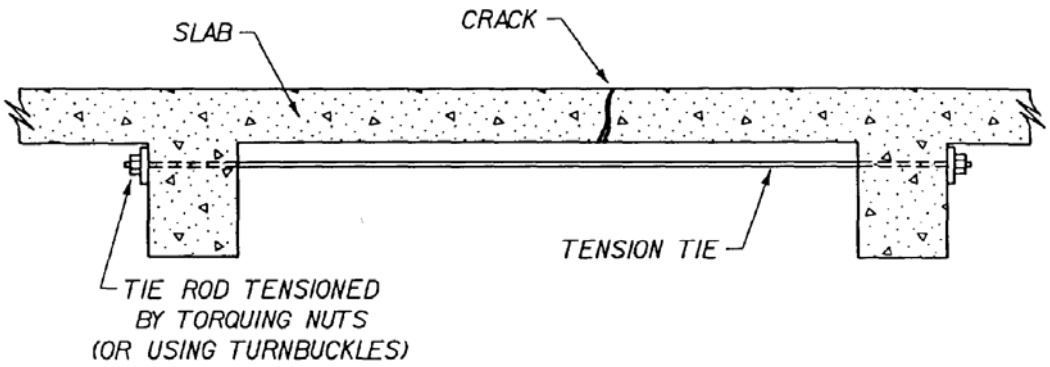
1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อมรอยแตก

ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

แนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี่ (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) นอกจากนี้ยังแนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre – stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้ตามเดิม การอัดแรงจากภายนอกสามารถทำได้โดยการใช้เหล็กยึด (Tie Rod) ระหว่างคาน 2 คาน บริเวณที่มีรอยแตกเดี่ยว ทำการดึงเพื่อให้เกิดการอัดตัวของพื้นคอนกรีตซึ่งทำให้รอยแตกชิดเข้าหากัน ดังแสดงในรูปที่ 10.10

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



รูปที่ 10.10 การปิดรอยแตกของพื้นคอนกรีตโดยใช้เหล็กเส้นอัดแรงจากภายนอก

10.3.2 ความเสียหายของคานสะพาน คานโค้งและค้ำยันคานสะพาน

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

- สนิม (Rust) คือ การผุกร่อน (Corrosion) ของเหล็กที่เกิดจากการทำปฏิกิริยาเคมีของเหล็กกับน้ำและอากาศกลายเป็นสนิมของเหล็ก สีของสนิมเหล็กมีตั้งแต่สีแดงเข้มไปจนถึงสีน้ำตาลเข้ม สนิมที่เกิดขึ้นบนเหล็กเสริมคอนกรีตจะทำให้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลง ซึ่งทำให้เหล็กเสริมรับน้ำหนักบรรทุกได้น้อยลงไปด้วย นอกเหนือจากนี้ สนิมเป็นผลผลิตจากปฏิกิริยาการกัดกร่อนที่มีปริมาตรสูงซึ่งก่อให้เกิดแรงดันในเนื้อคอนกรีต ด้วยเหตุนี้จึงก่อให้เกิดการกระเทาะของคอนกรีตซึ่งทำให้หน้าตัดของคานคอนกรีตลดลง รูปที่ 10.11 แสดงสนิมที่เกิดขึ้นที่เหล็กเสริมและทำให้คอนกรีตกระเทาะ



รูปที่ 10.11 สนิมที่เกิดขึ้นที่เหล็กเสริมและทำให้คอนกรีตกระเทาะ

แนวทางการดำเนินการหากเกิดสนิมในเหล็กเสริมคอนกรีต

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

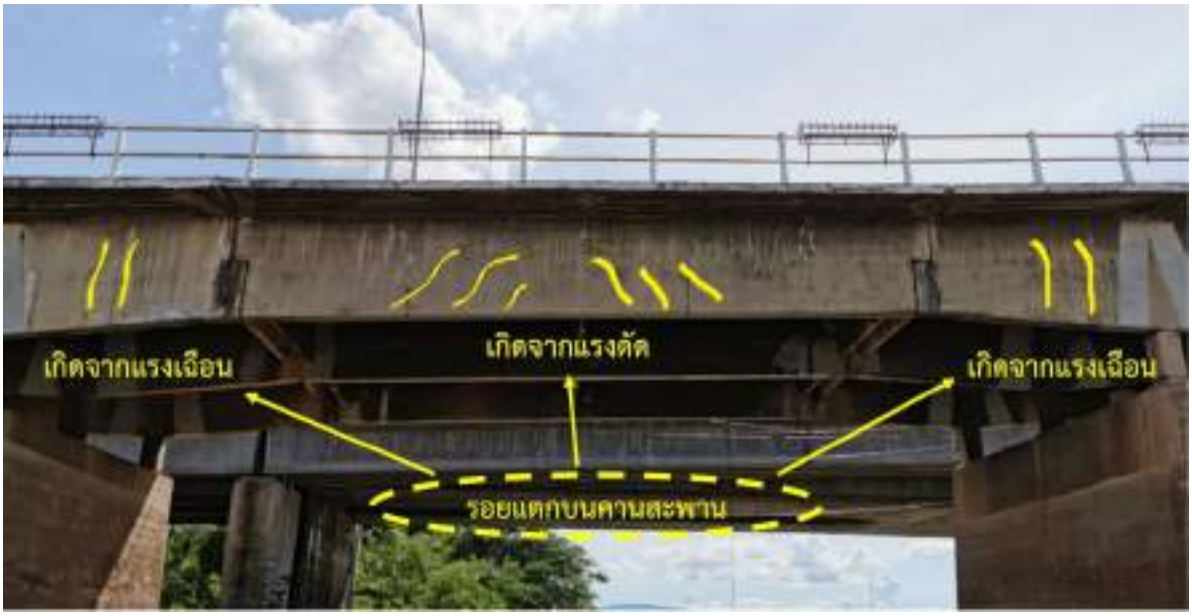
2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

แนะนำให้ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำและการสะสมความชื้นบริเวณที่เกิดสนิม จากนั้นให้เคาะคอนกรีตบริเวณจุดที่เกิดสนิมออก ขัดสนิมจากผิวเหล็กแล้วให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี่ (Epoxy) หรือมอร์ต้า

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

- **รอยแตก (Cracks)** เป็นความเสียหายที่เป็นอันตรายต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นอย่างมากเนื่องจากเป็นความเสียหายที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกที่สูงเกินหรือแรงกระแทกจากน้ำหนักบรรทุกจร ทำให้คอนกรีตแตกร้าว รูปที่ 10-12 แสดงภาพจำลองรอยแตกที่สามารถเกิดขึ้นได้ที่บริเวณต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก



รูปที่ 10.12 ภาพจำลองรอยแตกบริเวณต่าง ๆ ของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก

แนวทางการดำเนินการหากเกิดรอยแตกขึ้น

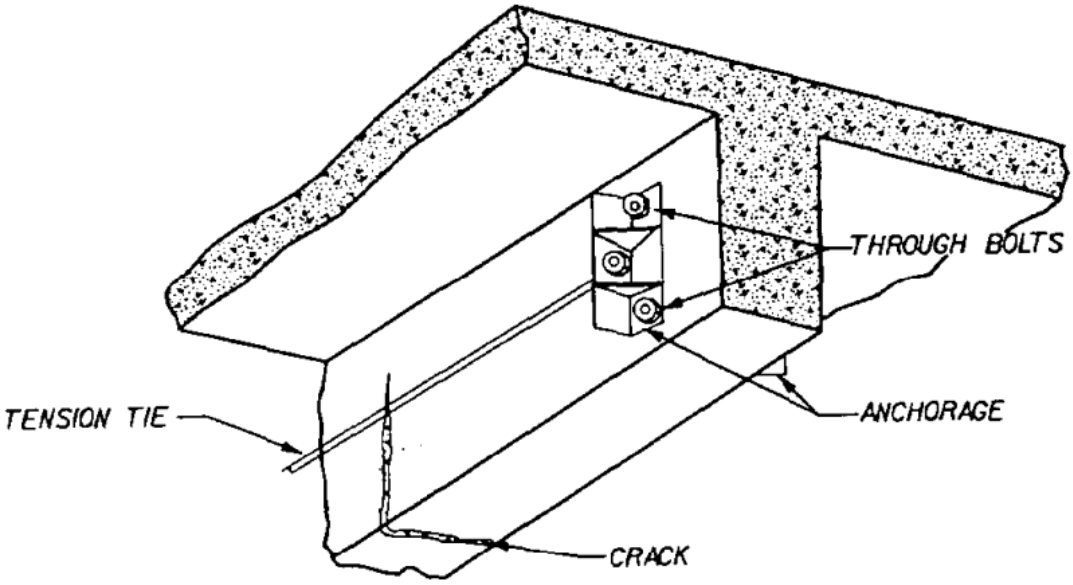
1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

แนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี่ (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) นอกจากนี้ยังแนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre – stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้ตามเดิม ทำการเจาะรูทะลุคานทั้ง 2 ฝั่งแล้วยึด จากนั้นตรึงเหล็กเส้นเพื่อให้เกิดการอัดตัวของพื้นคอนกรีตซึ่งทำให้รอยแตกชิดเข้าหากัน ดังแสดงในรูปที่ 10.13

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



รูปที่ 10.13 การปิดรอยแตกคานคอนกรีตโดยใช้เหล็กเส้นอัดแรงจากภายนอก

10.3.3 ความเสียหายของเส้นลวดขึง

ความเสียหายที่มักพบเห็น คือ เกิดสนิมขึ้นที่เหล็กเส้นขึงทำให้พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมลดลง ซึ่งทำให้เหล็กเสริมรับน้ำหนักบรรทุกได้น้อยลง

แนวทางการดำเนินการหากเกิดสนิมที่ทำให้หน้าตัดเส้นลวดลดลง

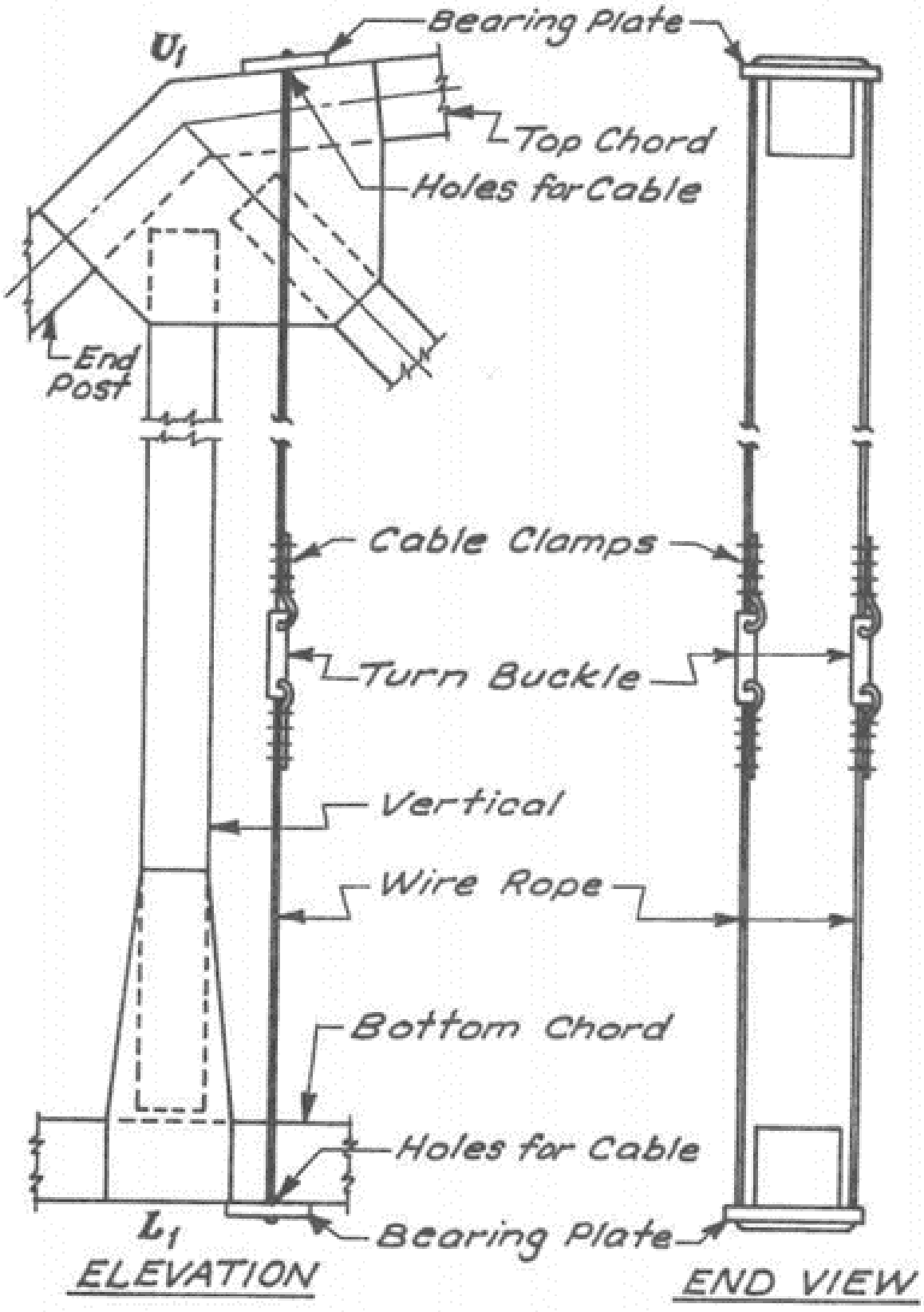
1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

<u>ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u>

แนะนำให้ทำการติดตั้งสลิงพร้อมเกลียวเร่ง (Turnbuckle) สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกแทนเส้นลวดเดิมก่อนที่จะทำการเอาเส้นลวดเดิมออก ดังแสดงในรูปที่ 10.14 จากนั้นทำการเปลี่ยนเส้นลวดเดิมออกแล้วทำการติดตั้งเส้นลวดใหม่เข้าไป จากนั้นนำสลิงพร้อมเกลียวเร่งที่ติดตั้งเพื่อช่วยรับน้ำหนักบรรทุกออก

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



รูปที่ 10.14 การติดตั้งสลิงพร้อมกับเกลียวเร่งเพื่อช่วยรับน้ำหนักก่อนการเปลี่ยนเส้นลวด

10.3.4 ความเสียหายของคานรัดเสาตอม่อและเสาตอม่อคอนกรีตใต้แผ่นยางรองสะพาน

ความเสียหายที่มักพบเห็น คือ เกิดรอยแตกบริเวณคานรัดเสาตอม่อจุดที่รับคานสะพานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรของสะพาน

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหายกับคานรัดเสาตอม่อ

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

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

แนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี่ (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) แนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์อัดแรง (Pre-stressed Carbon Fiber) หรือวิธีอื่น ๆ ที่เหมาะสม

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

10.3.5 ความเสียหายของตอม่อและฐานรากสะพาน

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

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหายเนื่องจากการปฏิกิริยาซัลเฟต

1) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

2) แนะนำให้เคาะคอนกรีตบริเวณจุดที่เกิดการกระเทาะออก ขัดสนิมจากผิวเหล็กแล้วให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี่ (Epoxy) หรือมอร์ต้า

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหายเนื่องจากหลุมกัดเซาะ

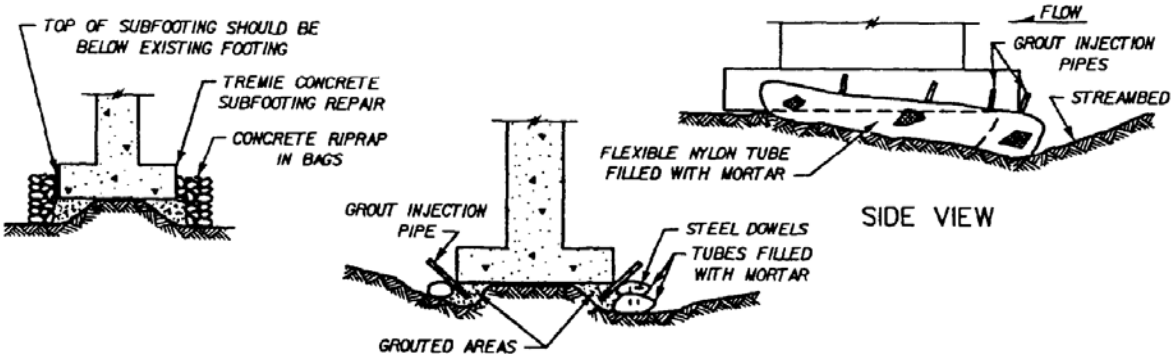
1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม

ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา

แนะนำให้ใช้วิธีการอัดฉีดคอนกรีต (Concrete Grout) ดังแสดงในรูปที่ 10.15 เพื่อให้คอนกรีตไปปิดหลุมกัดเซาะที่เกิดขึ้น ทำให้หน่วยแรงแบกทานบริเวณตอม่อและฐานรากสะพานเพิ่มขึ้นซึ่งสามารถอ้างอิงได้จาก Bridge Inspection, Maintenance, and repair (TM 5-600/AFJPAM 32-1088) หรือวิธีอื่น ๆ ที่เหมาะสม

3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน



รูปที่ 10.15 การอัดฉีดคอนกรีตเพื่อปิดหลุดกัดเซาะบริเวณใต้ตอม่อและฐานรากสะพาน

10.3.6 ความเสียหายของแผ่นรองคานสะพานประเภทยางเสริมแผ่นเหล็ก

ความเสียหายที่มักพบเห็น คือ การเสื่อมสภาพของแผ่นยาง เช่น การบวมปลิ้น การยุบตัว การแข็งแตกลายงา

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

1) ติดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน

2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อพิจารณาความเหมาะสมในการยกเปลี่ยนแผ่นรองคานสะพาน

10.3.7 ความเสียหายของรอยต่อพื้นสะพาน

การรั่วซึมและการสะสมของตะกอนดินและฝุ่นเป็นความเสียหายที่พบบ่อยที่สุดของรอยต่อพื้นสะพาน

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

1) ให้ทำความสะอาดรอยต่อโดยฉีดล้างรอยต่อด้วยน้ำแรงดันสูง

2) หากพบการรั่วซึมให้เปลี่ยนยางกันซึม (Elastomeric Compression Set)

10.3.8 ความเสียหายของผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต

ความเสียหายที่มักเกิดขึ้นกับผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต ได้แก่ การเกิดร่องล้อ (Rutting) และผิวลื่น (Polishing)

แนวทางการดำเนินการหากเกิดความเสียหาย

1) ติดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน

2) ปูผิวจราจรใหม่

10.4 ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับองค์ประกอบสะพาน

การตรวจสอบสะพานเป็นการตรวจสอบหาความเสียหายที่คาดว่าจะเกิดขึ้นกับองค์ประกอบต่างของสะพานตามที่กล่าวในหัวข้อที่ 5.3

เพื่อความสะดวกและความเป็นระบบในการตรวจสอบสะพานวุฒิกุล การตรวจสอบสะพานวุฒิกุลจะแบ่งออกเป็น 3 ประเภท ได้แก่ การตรวจสอบปกติ (Routine Inspection) การตรวจสอบใหญ่ (Principal Inspection) และการตรวจสอบเชิงป้องกัน (Preventive Inspection) รายละเอียดของการตรวจสอบแต่ละประเภทมีดังนี้

10.4.1 การตรวจสอบปกติ (Routine Inspection)

หลักการ

การตรวจสอบปกติจัดทำขึ้นเพื่อให้มั่นใจว่าสะพานอยู่ในสภาพที่เหมาะสมกับผู้ใช้ทางมีความราบรื่นและปลอดภัยในการขับขี่ (Good Housekeeping)

รอบการตรวจสอบ

1 ปี หรือน้อยกว่า ขึ้นอยู่กับองค์ประกอบที่จะทำการตรวจสอบ

องค์ประกอบที่ทำการตรวจสอบ

องค์ประกอบอื่น ๆ (Miscellaneous Elements) ทั้งหมดตามที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 6.2 (6.2.3) ได้แก่

1) แผ่นรองคานสะพานประเภทยางเสริมแผ่นเหล็ก (Steel Reinforced Elastomeric Bearing Pad)

2) รอยต่อพื้นสะพาน (Compression Seal Joint)

3) ผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต (AC Overlay)

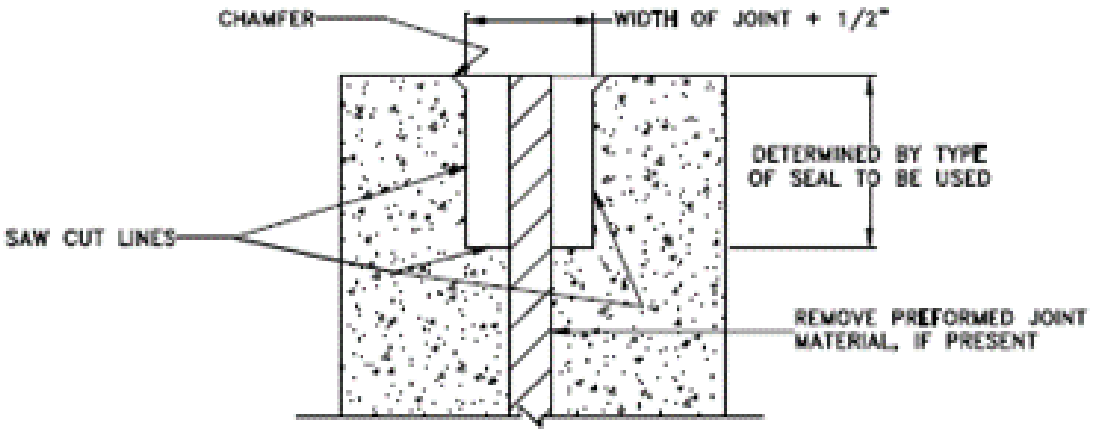
แนวทางการตรวจสอบ

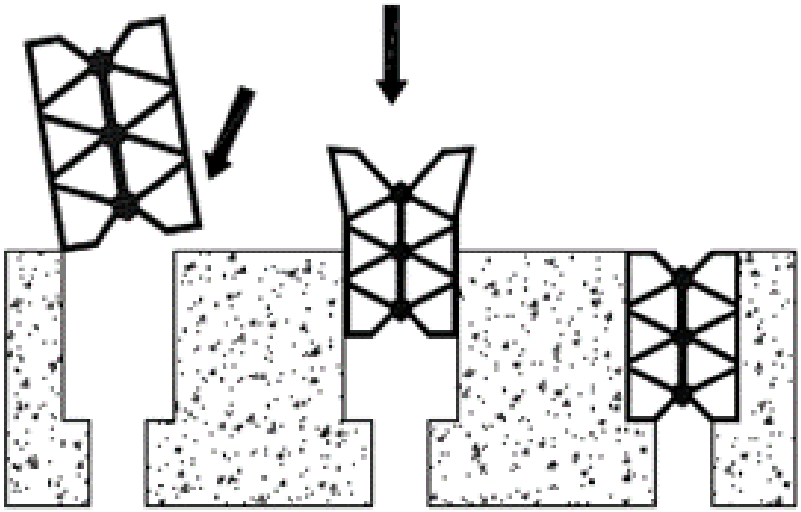
แนวทางการตรวจสอบองค์ประกอบต่าง ๆ สรุปไว้ในตารางที่ 5.1

ตารางที่ 5.1 แนวทางการตรวจสอบปกติ (Routine Inspection)

องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
1) แผ่นรองคานสะพานประเภทยางเสริมแผ่นเหล็ก (Steel Reinforced Elastomeric Bearing Pad)	การเสื่อมสภาพของแผ่นยาง เช่น การบวมปลิ้น การยุบตัว การแข็งแตกลายงา	สายตา (Visual Inspection)	1 ปี	1) ติดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อพิจารณาความเหมาะสมในการยกเปลี่ยนแผ่นรองคานสะพาน
2) รอยต่อพื้นสะพาน* (Compression Seal Joint)	การรั่วซึมและการสะสมของตะกอนดินและฝุ่น	สายตา (Visual Inspection)	1 ปี	1) ทำความสะอาดรอยต่อโดยฉีดล้างรอยต่อด้วยน้ำแรงดันสูง 2) หากพบการรั่วซึมให้เปลี่ยนยางกันซึม (Elastomeric Compression Set)
3) ผิวจราจรแอสฟัลต์คอนกรีต (AC Overlay)	การเกิดร่องล้อ (Rutting) และผิวลื่น (Polishing)	สายตา (Visual Inspection)	1 ปี	1) ติดป้ายเตือนชะลอความเร็วก่อนขึ้นสะพาน 2) ปูผิวจราจรใหม่

*รอยต่อพื้นสะพานวุฒิกุล เป็นแบบ compression seal โดยมีบ่ารองรับรอยต่อเป็นคอนกรีต non shrink และมีแผ่นเหล็กกั้นระหว่างรอยต่อและพื้นถนนแบบ Asphalt แสดงดังรูปที่ 10-16 การเปลี่ยนยางกันซึม จึงจำเป็นต้องมีการสกัดคอนกรีตบ่ารองรับรอยต่อและนำเหล็กกั้นออกก่อนนำยางกันซึมเก่าออกแล้วทำความสะอาดบริเวณรอยต่อ และทำบ่าคอนกรีตใหม่ แล้วจึงทำการเคลือบน้ำยาก่อนการใส่ยางกันซึมใหม่ลงไป ดังตัวอย่างรูปด้านล่าง โดยการเปลี่ยนยางกันซึมจำเป็นต้องมีการปิดการจราจร เพื่อป้องกันการเคลื่อนตัวของแผ่นพื้นสะพาน





Exist. Joint Width	Width of Saw Cut	Size of Joint Seal
1/2 in.	1 in.	1 9/16 in.
1 in.	1 1/2 in.	2 1/4 in.
2 in.	2 5/8 in.	3 5/8 in.
2 5/8 in.	3 in.	4 in.
3 in.	3 5/8 in.	5 in.

รูปที่ 10.16 การเปลี่ยนยางกันซึมสำหรับ compression seal และตารางขนาดรอยต่อพื้นสะพานสำหรับการเลือกขนาดยาง

10.4.2 การตรวจสอบใหญ่ (Principal Inspection)

หลักการ

การตรวจสอบใหญ่จัดทำขึ้นเพื่อตรวจหาความเสียหายที่คาดว่าจะกระทบต่อความมั่นคงแข็งแรงของโครงสร้างสะพาน (Damage Detection)

รอบการตรวจสอบ

2 ปี หรือน้อยกว่า

องค์ประกอบที่ทำการตรวจสอบ

โครงสร้างส่วนบน (Superstructure) และโครงสร้างส่วนล่าง (Substructure) ทั้งหมดตามที่ได้กล่าวในหัวข้อ 6.2 (6.2.1) และ 6.2 (6.2.2) ได้แก่

1) พื้นสะพานคอนกรีต (Concrete Deck Slab)

2) คานสะพาน (Main Beams) คานโค้ง (Arch Rib) และคานค้ำยัน (Bracing)

3) เส้นลวดขึง (Hanger Rod)

4) เสาคอนกรีต (Concrete Column)

5) ตอม่อและฐานราก (Pier and Foundation)

แนวทางการตรวจสอบ

แนวทางการตรวจสอบองค์ประกอบต่าง ๆ สรุปไว้ในตารางที่ 5-2

ตารางที่ 5.2 แนวทางการตรวจสอบใหญ่ (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) ซ่อมผิวหน้าคอนกรีตส่วนที่เสื่อมสภาพด้วยวิธีสกัดฉาบด้วยมอร์ต้ากำลังอัดสูงชนิดไม่หดตัว (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 <u>ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> ให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี่ (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) นอกจากนี้ยังแนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre – stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้ตามเดิมการอัดแรงจากภายนอกสามารถทำได้โดยการใช้เหล็กยึด (Tie Rod) ระหว่างคาน 2 คาน บริเวณที่มีรอยแตกเดี่ยว ทำการดึงเพื่อให้เกิดการอัดตัวของพื้นคอนกรีตซึ่งทำให้รอยแตกชิดเข้าหากัน 3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
คอนกรีต (Concrete)		รอยแตกเดี่ยว (Individual Cracks)	ท้องพื้น			1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อมรอยแตก <u>ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> ให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี่ (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) นอกจากนี้ยังแนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการอัดแรงจากภายนอก (External Pre – stressing) โดยออกแบบการอัดแรงให้มั่นใจว่าพื้นสะพานสามารถรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวได้ตามเดิมการอัดแรงจากภายนอกสามารถทำได้โดยการใช้เหล็กยึด (Tie Rod) ระหว่างคาน 2 คาน บริเวณที่มีรอยแตกเดี่ยว ทำการดึงเพื่อให้เกิดการอัดตัวของพื้นคอนกรีตซึ่งทำให้รอยแตกชิดเข้าหากัน 3) ดำเนินการซ่อมตามแบบซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน
	2) คานสะพาน (Main Beams) 3) คานโค้ง (Arch Ribs) 4) คานค้ำยัน (Bracing)	สนิมที่เกิดขึ้นบนเหล็กเสริมคอนกรีต (Rust)	บริเวณที่มีความชื้นสะสม ใกล้ผิวดิน หรือ รอยต่อพื้นสะพาน	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม <u>ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> แนะนำให้ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำและการสะสมความชื้นบริเวณที่เกิดสนิม จากนั้นให้เคาะคอนกรีตบริเวณจุดที่เกิดสนิมออก ขัดสนิมจากผิวเหล็กแล้วให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี่ (Epoxy) หรือมอร์ต้า

วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
เหล็ก (Steel)	5) เส้นลวดขึง (Hanger Rod)	สนิม (Rust)	บริเวณที่มีความชื้นสะสม ใกล้ผิวดิน หรือ รอยต่อพื้นสะพาน	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม <u>ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> แนะนำให้ทำการติดตั้งสลิงพร้อมเกลียวเร่ง (Turnbuckle) สำหรับรับน้ำหนักบรรทุกแทนเส้นลวดเดิมก่อนที่จะทำการเอาเส้นลวดเดิมออก จากนั้นทำการเปลี่ยนเส้นลวดเดิมออกแล้วทำการติดตั้งเส้นลวดใหม่เข้าไป จากนั้นนำสลิงพร้อมเกลียวเร่งที่ติดตั้งเพื่อช่วยรับน้ำหนักบรรทุกออก 3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน
คอนกรีต (Concrete)	6) เสาคอนกรีต (Concrete Column)	รอยแตก	บริเวณหัวและกึ่งกลางเสาคอนกรีต	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถทุกประเภทใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม <u>ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> แนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี่ (Epoxy) เนื่องจากรอยแตกอาจจะยังไม่หยุดขยายตัว (Active Cracks) แนะนำให้ปิดรอยแตกด้วยการใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์อัดแรง (Pre-stressed Carbon Fiber) หรือวิธีอื่น ๆ ที่เหมาะสม 3) ดำเนินการซ่อมภายใต้การควบคุมของวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพาน

วัสดุ	องค์ประกอบ	ความเสียหายที่ตรวจสอบ	บริเวณที่ตรวจสอบ	วิธีการตรวจสอบ	รอบการตรวจสอบ	แนวทางการแก้ไขหากพบความเสียหาย
คอนกรีต (Concrete)	7) ตอม่อและฐานราก (Pier and Foundation)	รอยแตก (Crack)	หัวตอม่อสะพานและบริเวณรอบ ๆ	สายตา (Visual Inspection)	2 ปี	1) ห้ามรถบรรทุกตั้งแต่ 3 เพลา 6 ล้อ ยาง 10 เส้น (รถบรรทุก 10 ล้อ) ขึ้นไปใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม <u>ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> แนะนำให้ตรวจสอบและแก้ไขการรั่วซึมของน้ำและการสะสมความชื้นบริเวณที่เกิดรอยแตก จากนั้นให้เคาะคอนกรีตบริเวณจุดที่เกิดสนิมออก ขัดสนิมจากผิวเหล็ก และแนะนำให้อุดรอยแตกด้วยอีพอกซี่ (Epoxy) หรือมอร์ต้า (Non-shrink Rapid Strength Mortar)
		การกัดเซาะรอบตอม่อสะพาน (Scour)	รอบ ๆ ตอม่อและฐานรากสะพาน	สายตา (Visual Inspection) และ การสำรวจโครงสร้างใต้น้ำด้วยวิธีการสแกนด้วยโซนาร์ (SONAR)		1) ห้ามรถทุกประเภทใช้สะพานระหว่างรอการซ่อม 2) แจ้งวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษาสะพานเพื่อออกแบบซ่อม <u>ข้อแนะนำสำหรับวิศวกรโครงสร้างหรือวิศวกรฝ่ายบำรุงรักษา</u> แนะนำให้ใช้วิธีการอัดฉีดคอนกรีต (Concrete Grout) เพื่อให้คอนกรีตไปปิดหลุมกัดเซาะที่เกิดขึ้น ทำให้หน่วยแรงแบกทานบริเวณตอม่อและฐานรากสะพานเพิ่มขึ้นซึ่งสามารถอ้างอิงได้จาก Bridge Inspection, Maintenance, and repair (TM 5-600/AFJPAM 32-1088) หรือวิธีอื่น ที่เหมาะสม 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 การวิเคราะห์ข้อมูลตรวจสอบวัดเพื่อประเมินกำลังรับน้ำหนักให้ใช้แนวทางที่ได้จัดทำไว้แล้วในรายงานขั้นสุดท้าย (Final Report) โครงการศึกษาการบูรณะสะพานวุฒิกุลเพื่อยกระดับความปลอดภัยในการให้บริการภายหลังการใช้งาน ๗๐ ปีโดยสำนักวิจัยและพัฒนางานทางหรืออาจใช้แนวทางอื่น 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 สรุปผลการศึกษาและข้อเสนอแนะ

11.1 ที่มาและความสำคัญ

โครงการนี้ได้ทำการตรวจสอบเชิงลึกสะพานวุฒิกุล ซึ่งเป็นสะพานคานคอนกรีตเสริมเหล็กโค้งแบบคันธนู (Bowstring) ขนาด 7 ช่วงสะพาน ช่วงกลางน้ำ เป็นคานโค้ง จำนวน 4 ช่วงสะพาน และช่วงริมตลิ่ง เป็นคานรูปตัวที จำนวน 3 ช่วงสะพาน ความยาว (1x16.70)+(2x46.70)+(2x51.10)+(2x18.20) เท่ากับ 248.70 เมตร อายุการใช้งาน 72 ปี (พ.ศ. 2568) การตรวจสอบเชิงลึก ได้แก่ การสำรวจค่าระดับและมิติสะพาน การสำรวจความเสียหาย การสำรวจรายละเอียดเหล็กเสริม การเจาะทดสอบวัสดุ การตรวจวัดพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก รวมถึงการสำรวจชั้นดินและฐานรากสะพาน เพื่อนำข้อมูลมาประกอบการจัดทำแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ของสะพานในการประเมินกำลังรับน้ำหนักที่เหลืออยู่และการออกแบบบูรณะเสริมกำลังที่เหมาะสม เพื่อให้สะพานมีกำลังรับน้ำหนักเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบปัจจุบัน AASHTO LRFD 2020

ผลการตรวจสอบสะพานวุฒิกุล พบว่า สะพานมีความเสียหายเป็นบริเวณกว้าง การถ่ายแรงของช่วงคานโค้ง (Arch Rib) ไม่สมบูรณ์เนื่องจากการชำรุดของเหล็กแนวดิ่งยึดคานโค้งและคานรับแรงดึง (Hanger) คอนกรีตเสื่อมสภาพ ระยะความลึกของการเกิดคาร์บอเนชั่นเกินกว่าระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริมแสดงถึงแนวโน้มในการที่เหล็กเสริมเกิดการกัดกร่อน ฐานรากสะพานฝั่งจังหวัดตาก มีแนวโน้มเกิดการกัดเซาะ แต่อย่างไรก็ตาม สะพานวุฒิกุลยังคงมีเสถียรภาพ ไม่พบการทรุดตัวของตอม่อสะพาน

ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ของสะพานวุฒิกุล ในส่วนของคานโค้ง ให้ทำการเพิ่มขนาดคาน (Concrete Jacketing) คานรับแรงดึงยึดคานโค้งในแนวราบ (Tension Girder) ให้เพิ่มขนาดคานพร้อมด้วยการอัดแรงคานเพิ่มเติม (Concrete Jacketing and Pre-stressing) เหล็กแนวดิ่งยึดคานโค้งและคานรับแรงดึงให้ทำการรื้อเปลี่ยนใหม่ทุกเส้น พื้นสะพานให้ทำการทุบทิ้งก่อสร้างใหม่ ในส่วนของช่วงริมตลิ่ง ซึ่งเป็นระบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัวที ให้ทำการเพิ่มขนาดคานพร้อมด้วยการอัดแรงคานเพิ่มเติมและทุบพื้นสะพานทิ้งก่อสร้างใหม่เช่นเดียวกับช่วงคานโค้ง โดยในงานคอนกรีตให้ทำการทาผิวคอนกรีตเก่าและคอนกรีตใหม่ด้วยน้ำยาป้องกันการเสื่อมสภาพ ลดการเกิดคาร์บอเนชั่น แผ่นรองคานสะพานและรอยต่อพื้นสะพานทั้งในช่วงคานโค้งและช่วงเชิงลาดให้ทำการรื้อเปลี่ยนใหม่ทั้งหมด ฐานรากสะพานฝั่งจังหวัดตากให้ทำการป้องกันการกัดเซาะด้วยกล่องหินลวดตาข่าย (Gabion Box) นอกจากนี้ ยังได้แนะนำให้ทำการติดตั้งระบบเฝ้าติดตามสภาพเชิงโครงสร้างระยะยาว (Long-term Structural Health Monitoring System) และระบบไฟส่องสว่างบนสะพานด้วย โดยได้จัดทำแบบรายละเอียดการบูรณะ แผนการตรวจสอบและบำรุงรักษาสะพาน และรายการประมาณราคาค่าบูรณะคิดเป็นวงเงินประมาณ 480 ล้านบาท

ภาคผนวก

รายงานผลการเจาะสำรวจดิน

Soil Test Report

รายงานสรุปผลการเจาะสำรวจดิน

SUMMARY OF TEST RESULTS

Project: ศึกษาการบูรณะสะพานวุฒิกุลเพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการภายหลังการใช้งาน ๗๐ ปี
Location: อำเภอเมือง จังหวัดตาก

Hole No.: BH-1
Total Depth (m.): 23.00
GWL (m.): -0.10
Project No.: 20/2024

Tested By: P.Jariya
Tested Date: 17/11/2024
Checked By: S.V.
Check Date: 18/11/2024

Sample No.	Interval of Depth (m.) From	To	USCS Group	Atterberg's Limit (%) LL	PL	PI	Gradation (% Passing Sieve) #4	#10	#40	#100	#200	Total Unit Weight (t/m³)	Natural Water Content (%)	S_u (t/m²) FP	DC	SPT-N (blows/ft)
SS-1	0.00	0.45					NO	RE	CO	VE	RY					2
SS-2	0.50	0.95					NO	RE	CO	VE	RY					2
SS-3	1.00	1.45					NO	RE	CO	VE	RY					2
SS-4	1.50	1.95	CL	33.80	17.10	16.70	95	92	91	85	83		16.49			4
SS-5	2.00	2.45					NO	RE	CO	VE	RY					2
SS-6	2.50	2.95					NO	RE	CO	VE	RY					2
SS-7	3.00	3.45	SM	---	NP	---	100	89	47	16	14		23.26			5
SS-8	4.50	4.95					NO	RE	CO	VE	RY					2
SS-9	6.00	6.45	CL	30.90	16.80	14.10	100	92	87	73	71		26.14			3
SS-10	7.50	7.95	CL	32.10	17.00	15.10	100	97	86	67	65		31.30			8
SS-11	9.00	9.45	SM	---	NP	---	89	71	27	15	14		10.70			27
SS-12	10.50	10.95	SM										24.35			29
SS-13	12.00	12.45	SM	---	NP	---	91	72	31	17	16		12.57			27
SS-14	13.50	13.95	SM										16.88			22
SS-15	15.00	15.45	SM	---	NP	---	85	65	28	16	15		13.40			18
SS-16	16.50	16.95	SM										18.70			47
SS-17	18.00	18.40	SM	---	NP	---	99	96	40	26	13		21.86			50

SUMMARY OF TEST RESULTS

Project: ศึกษาการบูรณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี

Location: อ.เมือง จ.นครนายก

Hole No.: BH-1
Total Depth (m.): 23.00
GWL (m.): -0.20
Project No.: 28/2024

Tested By: P.Pariya
Tested Date: 17/11/2024
Checked By: B.V.
Check Date: 18/11/2024

Sample No.	Interval of Depth (m.) From	To	USCS Group	Atterberg's Limit (%) LL	PL	PI	Gradation (% Passing Sieve) #4	#10	#40	#100	#200	Total Unit Weight (t/m³)	Natural Water Content (%)	S_u (t/m²) PP	UC	SPT-N (blows/ft)
SS-18	19.50	19.95	SM	---	NP	---	99	71	29	20	17		16.30			53
SS-19	21.00	21.40	SM	---	NP	---	91	62	17	11	10		14.70			50/10"
SS-20	22.00	22.00	ROCK SURFACE				NO	RE	CO	VE	RY					50/0"
RC-1	22.00	23.00	LIMESTONE													

SUMMARY OF TEST RESULTS

| | | |

SUMMARY OF TEST RESULTS

Project: ศึกษาการบูรณะสะพานวุฒิกุลเพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน ๗๐ ปี

Location: อำเภอเมือง จังหวัดตาก

Hole No.: BH-3 | Total Depth (m.): 26.50 | GWL (m.): +1.50 | Project No.: 23/2024

Tested By: P.Jariya | Tested Date: 13/11/2024 | Checked By: E.T. | Check Date: 15/12/2024

Sample No.	Interval of Depth (m.) From	To	USCS Group	Attenberg's Limit (%) LL	PL	PI	Gradation (% Passing Sieve) #4	#10	#40	#100	#200	Total Unit Weight (t/m³)	Natural Water Content (%)	Δ (t/m²) FP	DC	SPT-N (blows/ft)
SS-1	1.00	1.45					90	82	60	46	37					2
SS-2	2.00	2.45					90	82	60	46	37					2
SS-3	3.00	3.45					90	82	60	46	37					2
SS-4	4.50	4.95	SM	---	NP	---	95	81	54	15	13		18.06			5
SS-5	6.00	6.45	SM										8.49			13
SS-6	7.50	7.95	SM	---	NP	---	100	99	94	20	19		15.24			15
SS-7	9.00	9.45	SM	---	NP	---	95	87	58	17	16		14.39			18
SS-8	10.50	10.95	SM										13.57			23
SS-9	12.00	12.45	SM	---	NP	---	92	81	46	18	13		8.74			29
SS-10	13.50	13.95					90	83	60	46	37					26
SS-11	15.00	15.45					90	82	60	46	37					28
SS-12	16.50	16.95	SM	---	NP	---	86	55	20	13	12		20.98			31
SS-13	18.00	18.45	SM										21.37			32
SS-14	19.50	19.95	SP-SM	---	NP	---	84	54	16	10	9		12.40			34
SS-15	21.00	21.45	SM	---	NP	---	85	57	22	13	12		11.59			34
SS-16	22.50	22.95	SM										10.27			35
SS-17	24.00	24.45	SP-SM	---	NP	---	83	62	27	11	9		13.63			36
SS-18	25.50	25.50		ROCK SURFACE			90	82	60	46	37					50/0"
RC-1	25.50	26.50					CONGLOMERATIC SANDSTONE									

SUMMARY OF TEST RESULTS

Project: ศึกษาการบูรณะสะพานวุฒิกุลเพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการภายหลังการใช้งาน 70 ปี

Location: อำเภอ ใหญ่พิทยา จังหวัด กพพ.พร

Hole No.: BH-4 | Total Depth (m.): 1.50 | GWL (m.): -0.45 | Project No.: 28/2024

Teaed By: P.Jariya | Tested Date: 27/11/2024 | Checked By: D.V. | Check Date: 15/12/2024

Sample No.	Interval of Depth (m.) From	To	USCS Group	Atterberg's Limits (%) LL	PL	PI	Gradation (% Passing Sieve) #4	#10	#40	#100	#200	Total Unit Weight (t/m³)	Natural Water Content (%)	S_u (t/m²) PP	DC	SPT-N (blows/ft)
SS-1	0.00	0.45	SM				100	99	94	19	13		21.20			4
SS-2	0.50	0.50	ROCK SURFACE				NO	NO	CO	VE	EY					50/0"
RC-1	0.50	1.50	CHERT													

SUMMARY OF TEST RESULTS

| | | |

SUMMARY OF TEST RESULTS

Project: ศึกษาการบูรณะสะพานวุฒิกุลเพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ กายหลังการใช้งาน 70 ปี

Location: อำเภอไทยเจริญ จังหวัดกาฬสินธุ์

Hole No.: BH-6 | Total Depth (m.): 2.50 | GWL (m.): -0.30 | Project No.: 38/2024

Tested By: P.Jariya | Tested Date: 17/11/2024 | Checked By: S.T. | Check Date: 18/11/2024

Sample No.	Interval of Depth (m.) From	To	USCS Group	Atterberg's Limit (%) LL	PL	PI	Gradation (% Passing Sieve) #4	#10	#40	#100	#200	Total Unit Weight (t/m³)	Natural Water Content (%)	S_u (t/m²) VP	UC	SPT-N (blows/ft)
SS-1	1.00	1.45	SM				100	100	98	20	18		22.48			8
SS-2	1.50	1.50	ROCK SURFACE				NO	RE	CO	VE	RY					50/0"
RC-1	1.50	2.50	CHERT													

LOG OF BORING

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัยในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529223 E 1844808 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	98.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	01/10/2024
		Drilling Finished :	10/10/2024
Hole No.:	BH-1		
Total Depth :	23.00 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	-0.20 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	98.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
0.0		**0.00 - 1.50 m. Very loose Silty Fine SAND (SM)** (No Recovery)									SPT (1,1,1) = 2
1.0	97.000										SPT (1,1,1) = 2
											SPT (1,1,1) = 2
		1.50 - 2.00 m. Soft Silty CLAY (CL)									SPT (1,2,2) = 4
2.0	96.000	**2.00 - 6.00 m. Very loose to Loose Silty Fine to Coarse SAND (SM)**									SPT (1,1,1) = 2
											SPT (1,1,1) = 2
3.0	95.000										SPT (1,2,3) = 5
4.0	94.000										
											SPT (1,1,1) = 2
5.0	93.000										
6.0	92.000										
		6.00 - 7.50 m. Soft Sandy CLAY (CL)									SPT (1,1,2) = 3
7.0	91.000										
		7.50 - 9.00 m. Medium Stiff Sandy CLAY (CL)									SPT (2,3,5) = 8
8.0	90.000										
9.0	89.000										
		9.00 - 16.50 m. Medium dense Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM)									SPT (11,14,13) = 27
10.0	88.000										

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529223 E 1844808 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	98.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	01/10/2024
		Drilling Finished :	10/10/2024
Hole No.:	BH-1		
Total Depth :	23.00 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	-0.20 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Structures
10.0	88.000	**9.00 - 16.50 m. Medium dense Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM)**	
			SPT (15,15,14) = 29
11.0	87.000		
12.0	86.000		SPT (16,16,11) = 27
13.0	85.000		
			SPT (13,10,12) = 22
14.0	84.000		
15.0	83.000		SPT (9,10,8) = 18
16.0	82.000		
		16.50 - 22.00 m. Dense to Very dense Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM)	SPT (15,22,25) = 47
17.0	81.000		
18.0	80.000		SPT (20,24,26) = 50
19.0	79.000		
			SPT (21,28,25) = 53
20.0	78.000		

Casing | Core recovery (%): 20 40 60 80 100 | R.Q.D (%): 20 40 60 80 100 | Hardness: 0 1 2 3 4 5 6 | Weathering: W1 W2 W3 W4 W5 W6 | USC TEST (KSC) | Bed/Joint /Fracture | Log Symbol

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529223 E 1844808 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	98.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	01/10/2024
		Drilling Finished :	10/10/2024
Hole No.:	BH-1		
Total Depth :	23.00 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	-0.20 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	US C TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	78.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
20.0		**16.50 - 22.00 m. Dense to Very dense Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM)**									
21.0	77.000										SPT (29,30,20/4") = 50/10"
22.0	76.000										SPT = 50/0"
		22.00 - 23.00 m. LIMESTONE Greenish Grey, Non-Clastic texture, Moderately weathered rock, Medium strong rock, Very poor rock. (RQD = 0%)			0%						
23.0	75.000										
		END OF HOLE									
24.0	74.000										
25.0	73.000										
26.0	72.000										
27.0	71.000										
28.0	70.000										
29.0	69.000										
30.0	68.000										

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529228 E 1844774 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	96.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	14/10/2024
		Drilling Finished :	17/10/2024
Hole No.:	BH-2		
Total Depth :	22.50 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	+0.40 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	96.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
0.0		**0.00 - 10.50 m. Very loose to Loose Silty Fine to Medium SAND (SM)**									
1.0	95.000										SPT (1,1,1) = 2
2.0	94.000										SPT (1,1,1) = 2
3.0	93.000										SPT (1,1,1) = 2
4.0	92.000										
5.0	91.000										SPT (1,1,2) = 3
6.0	90.000										
7.0	89.000										SPT (2,2,3) = 5
8.0	88.000										SPT (2,2,3) = 5
9.0	87.000										
10.0	86.000										SPT (2,4,5) = 9

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529228 E 1844774 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	96.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	14/10/2024
		Drilling Finished :	17/10/2024
Hole No.:	BH-2		
Total Depth :	22.50 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	+0.40 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	76.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
20.0		**15.00 - 21.50 m. Very dense Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM)**									
21.0	75.000										SPT = 50/4"
											SPT = 50/0"
		21.50 - 22.50 m. LIMESTONE									
22.0	74.000	Greenish Grey, Non-Clastic texture, Moderately to Slightly weathered rock, Medium strong rock, Fair rock. (RQD = 50%)			50%						
		END OF HOLE									
23.0	73.000										
24.0	72.000										
25.0	71.000										
26.0	70.000										
27.0	69.000										
28.0	68.000										
29.0	67.000										
30.0	66.000										

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529236 E 1844723 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	94.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	19/10/2024
		Drilling Finished :	25/10/2024
Hole No.:	BH-3		
Total Depth :	26.50 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	+1.50 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	94.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
0.0		**0.00 - 6.00 m. Very loose to Loose Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM)**									
1.0	93.000										SPT (1,1,1) = 2
2.0	92.000										SPT (1,1,1) = 2
3.0	91.000										SPT (1,1,1) = 2
4.0	90.000										
5.0	89.000										SPT (2,2,3) = 5
6.0	88.000	**6.00 - 16.50 m. Medium dense Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM)**									SPT (8,8,5) = 13
7.0	87.000										
8.0	86.000										SPT (8,7,8) = 12
9.0	85.000										SPT (10,10,8) = 18
10.0	84.000										

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529236 E 1844723 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	94.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	19/10/2024
		Drilling Finished :	25/10/2024
Hole No.:	BH-3		
Total Depth :	26.50 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	+1.50 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	84.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
10.0		**6.00 - 16.50 m. Medium dense Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM)**									SPT (11,13,10) = 23
11.0	83.000										
12.0	82.000										SPT (13,9,20) = 29
13.0	81.000										
											SPT (8,12,14) = 26
14.0	80.000										
15.0	79.000										SPT (12,14,14) = 28
16.0	78.000										
		16.50 - 25.50 m. Dense Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM)									SPT (14,15,16) = 31
17.0	77.000										
18.0	76.000										SPT (16,15,17) = 32
19.0	75.000										
											SPT (7,16,18) = 34
20.0	74.000										

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529236 E 1844723 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	94.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	19/10/2024
		Drilling Finished :	25/10/2024
Hole No.:	BH-3		
Total Depth :	26.50 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	+1.50 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	74.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
20.0		**16.50 - 25.50 m. Dense Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM)**									
21.0	73.000										SPT (19,17,17) = 34
22.0	72.000										
23.0	71.000										SPT (18,16,19) = 35
24.0	70.000										SPT (15,18,18) = 36
25.0	69.000										SPT = 50/0"
26.0	68.000	**25.50 - 26.50 m. Conglomeratic SANDSTONE** Grey to Light Grey and Light Brown, Clastic texture, Moderately weathered rock, Weak rock, Very poor rock. (RQD = 0%)			0%						
27.0	67.000	**END OF HOLE**									
28.0	66.000										
29.0	65.000										
30.0	64.000										

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529244 E 1844614 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	98.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	29/10/2024
		Drilling Finished :	30/10/2024
Hole No.:	BH-4		
Total Depth :	1.50 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	-0.45 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	98.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
0.0		**0.00 - 0.50 m. Very loose Silty Fine to Medium SAND (SM)**									SPT (1,2,2) = 4
											SPT = 50/0"
1.0	97.000	**1.50 - 2.50 m. CHERT** Reddish Brown, Non-Clastic texture, Moderately to Slightly weathered rock, Medium strong rock, Fair rock. (RQD = 60%)			60%						
		END OF HOLE									
2.0	96.000										
3.0	95.000										
4.0	94.000										
5.0	93.000										
6.0	92.000										
7.0	91.000										
8.0	90.000										
9.0	89.000										
10.0	88.000										

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529211 E 1844837 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	101.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	03/11/2024
		Drilling Finished :	07/11/2024
Hole No.:	BH-5 (Option)		
Total Depth :	25.60 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	-4.20 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	101.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
0.0		**0.00 - 7.50 m. Very loose to Loose Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM)**									
1.0	100.000										SPT (2,2,3) = 5
2.0	99.000										SPT (2,2,4) = 6
3.0	98.000										SPT (3,3,3) = 6
4.0	97.000										
5.0	96.000										SPT (3,3,4) = 7
6.0	95.000										SPT (4,5,5) = 10
7.0	94.000										
		7.50 - 21.00 m. Medium dense Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM)									SPT (7,5,6) = 11
8.0	93.000										
9.0	92.000										SPT (10,12,10) = 22
10.0	91.000										

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529211 E 1844837 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	101.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	03/11/2024
		Drilling Finished :	07/11/2024
Hole No.:	BH-5 (Option)		
Total Depth :	25.60 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	-4.20 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	84.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
10.0		**7.50 - 21.00 m. Medium dense Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM)**									SPT (14,10,14) = 24
11.0	83.000										
12.0	82.000										SPT (15,10,12) = 22
13.0	81.000										
14.0	80.000										SPT (16,11,14) = 25
15.0	79.000										SPT (17,12,12) = 24
16.0	78.000										
17.0	77.000										SPT (17,12,12) = 24
18.0	76.000										SPT (17,13,16) = 29
19.0	75.000										
20.0	74.000										SPT (19,14,15) = 29

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529211 E 1844837 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	101.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	03/11/2024
		Drilling Finished :	07/11/2024
Hole No.:	BH-5 (Option)		
Total Depth :	25.60 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	-4.20 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	74.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
20.0		**16.50 - 25.50 m. Dense Silty Fine to Coarse SAND with Gravel (SM)**									
21.0	73.000	**21.00 - 25.60 m. Dense to Very dense Silty Fine to Coarse SAND trace Gravel (SM)**									SPT (19,18,14) = 32
22.0	72.000										
23.0	71.000										SPT (21,25,25) = 50
24.0	70.000										SPT (30,32,18/4") = 50/10"
25.0	69.000										
											SPT = 50/6"
26.0	68.000	**END OF HOLE**									
27.0	67.000										
28.0	66.000										
29.0	65.000										
30.0	64.000										

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

GEOLOGIC LOG OF DRILL HOLE

Project :	ศึกษาการบูณะสะพานวุฒิกุล เพื่อยกระดับความปลอดภัย ในการให้บริการ ภายหลังการใช้งาน 70 ปี	**Logged By :**	Mr. Chonlaphat Ruenrom
Coordinate :	47Q 529249 E 1844600 N	**Logged Date :**	17/11/2024
Elevation : +	99.00 m. msl.	**Drilling Method :**	Rotary
Driller :	Mr. Pitoon Thiangwised	**Drilling Started :**	31/10/2024
		Drilling Finished :	01/11/2024
Hole No.:	BH-6 (Option)		
Total Depth :	2.50 m.		
Inclination of Hole :	- Degree		
Azimuth of Hole :	0 Degree		
Depth of water Level :	-0.30 m.		

Depth (m)	Elev. (MSL)	Description	Casing	Core recovery (%)	R.Q.D (%)	Hardness	Weathering	USC TEST (KSC)	Bed/Joint /Fracture	Log Symbol	Structures
	99.000			20 40 60 80 100	20 40 60 80 100	0 1 2 3 4 5 6	W1 W2 W3 W4 W5 W6				
0.0		**0.00 - 1.50 m. Loose Silty Fine SAND (SM)**									
1.0	98.000										SPT (3,4,4) = 8
											SPT = 50/0"
		1.50 - 2.50 m. CHERT									
		Reddish Brown, Non-Clastic texture, Moderately									
2.0	97.000	to Slightly weathered rock, Medium strong rock,			10%						
		Very poor rock. (RQD = 10%)									
		END OF HOLE									
3.0	96.000										
4.0	95.000										
5.0	94.000										
6.0	93.000										
7.0	92.000										
8.0	91.000										
9.0	90.000										
10.0	89.000										

R.Q.D	Degree of Hardness	Degree of Weathering	Degree of Permeability
< 25% = Very Poor Rock	0 = Extremely weak rock (0.25 - 1 Mpa)	W1 = Fresh Rock	1 = < 1 Lugeon or < 10-5 cm/sec
25-50% = Poor Rock	1 = Very weak rock (1 - 5 Mpa)	W2 = Slightly Weathered Rock	2 = 1-5 Lugeon or 10-5- 5x10-5 cm/sec
50-75 % = Fair Rock	2 = Weak rock (5 - 25 Mpa)	W3 = Moderately Weathered Rock	3 = 5-10 Lugeon or 5x10-5- 10-4 cm/sec
75-90 % = Good Rock	3 = Medium strong rock (25 -50 Mpa)	W4 = Highly Weathered Rock	4 = 10-50 Lugeon or 10-4- 5x10-4 cm/sec
90-100 % = Very Good Rock	4 = Strong rock (50 - 100 MPa)	W5 = Completely Weathered Rock	5 = > 50 Lugeon or > 5x10-4 cm/sec
	5 = Very strong rock (100 - 250 MPa)	W6 = Residual soil	
	6 = Extremely strong rock (> 250 Mpa)		

Uniaxial Compression Test of Rock

Uniaxial Compression Test for Rock

Project:	Wuttikul Bridge	**Job Number:**	28/2024
Client:	แอส โคน่า เอ็ม จำกัด	**Date:**	12/12/2024

Sample No. :	1	**Description:**	CONGLOMERATIC SANDSTONE
BH:	3	**Depth:**	25.83 m

Specimen Diameter:	51.625 mm	**Specimen Height:**	103.57 mm
Specimen Weight	0.462 kg	**Unit Weight**	2,130.2 kg/m^3
Loading Rate:	0.1 kN/s	**Tested By:**	A.C. and N.H.

Testing Data

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)
0	0	-
1	2	-
2	4	4.243
3	6	4.52
4	8	4.81
5	10	5.064
6	12.88	5.312

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)

P.1/2

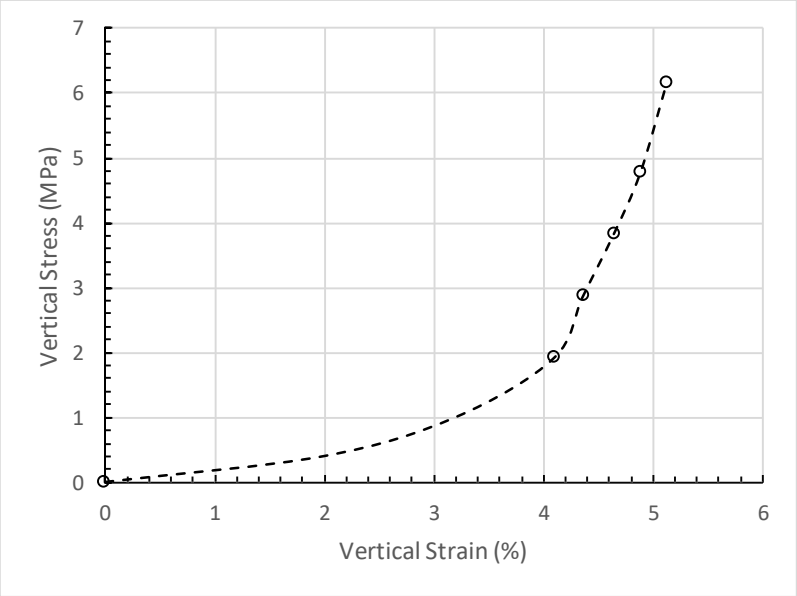
Uniaxial Compression Test for Rock

Project:	Wuttikul Bridge	**Job Number:**	28/2024
Client:	แอส โคน่า เอ็ม จำกัด	**Date:**	12/12/2024

Sample No. :	1	**Description:**	CONGLOMERATIC SANDSTONE
BH:	3	**Depth:**	25.83 m

Specimen Diameter:	51.625 mm	**Specimen Height:**	103.57 mm
Specimen Weight	0.462 kg	**Unit Weight**	2,130.2 kg/m^3
Loading Rate:	0.1 kN/s	**Tested By:**	A.C. and N.H.

Testing Data



Compressive Strength:	6.2	MPa
Tangent Young's Modulus:	480.8	MPa

Note: Specimen failure photo





P.2/2

Uniaxial Compression Test for Rock

Project: Wuttikul Bridge **Job Number:** 28/2024

Client: แอส โคน่า เอ็ม จำกัด **Date:** 12/12/2024

Sample No. : 2 **Description:** CHERT

BH: 4 **Depth:** 1.0 m

Specimen Diameter: 51.85 mm **Specimen Height:** 101.185 mm

Specimen Weight 0.543 kg **Unit Weight** 2,161.542 kg/m^3

Loading Rate: 0.1 kN/s **Tested By:** A.C. and N.H.

Testing Data

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)
0	0	-
1	2	-
2	4	5.665
3	6	5.926
4	8	6.149
5	10	6.342
6	12	6.536
7	14	6.719
8	16	6.820
9	18	7.050
10	20	7.270
11	22	7.489
12	24	7.646
13	26	7.789

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)
14	28	7.969
15	30	8.123
16	32	8.285
17	34	8.445
18	36	8.601
19	38	8.764
20	40	8.910
21	42	9.064
22	44	9.197
23	46	9.359
24	48	9.498
25	50	9.634
26	52	9.770
27	54	9.890

P.1/3

Uniaxial Compression Test for Rock

Testing Data

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)
28	56	10.010
29	58	10.135
30	60	10.244
31	62	10.364
32	64	10.492
33	66	10.604
34	68	10.841
35	71.32	10.969

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)

P.2/3

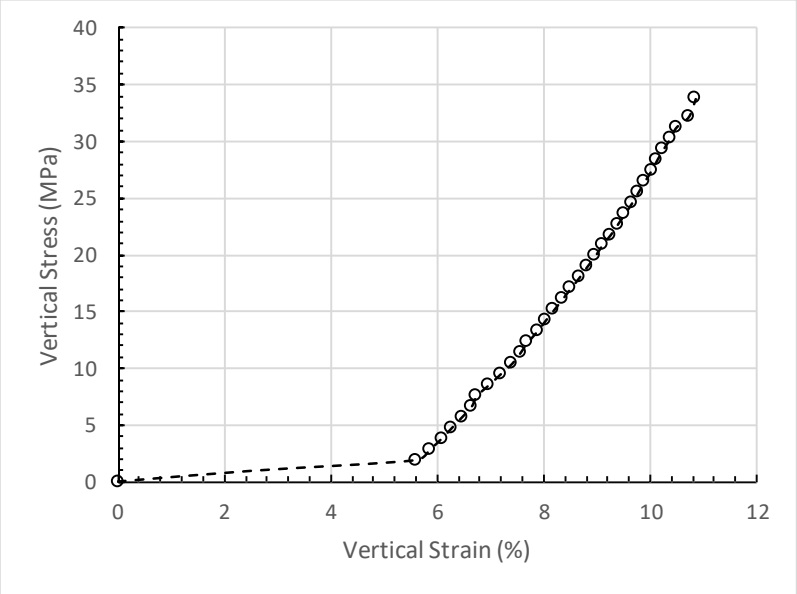
Uniaxial Compression Test for Rock

Project:	Wuttikul Bridge	**Job Number:**	28/2024
Client:	แอส โคน่า เอ็ม จำกัด	**Date:**	12/12/2024

Sample No. :	2	**Description:**	CHERT
BH:	4	**Depth:**	1.0 m

Specimen Diameter:	51.85 mm	**Specimen Height:**	101.185 mm
Specimen Weight	0.543 kg	**Unit Weight**	2,130.2 kg/m^3
Loading Rate:	0.1 kN/s	**Tested By:**	A.C. and N.H.

Testing Data



Compressive Strength:	33.8	MPa
Tangent Young's Modulus:	666.6	MPa

Note: Specimen failure photo



P.3/3

Uniaxial Compression Test for Rock

Project:	Wuttikul Bridge	**Job Number:**	28/2024
Client:	แอส โคน่า เอ็ม จำกัด	**Date:**	12/12/2024

Sample No. :	3	**Description:**	CHERT
BH:	6	**Depth:**	2.19 m

Specimen Diameter:	51.93 mm	**Specimen Height:**	102.185 mm
Specimen Weight	0.554 kg	**Unit Weight**	2,558.71 kg/m^3
Loading Rate:	0.1 kN/s	**Tested By:**	A.C. and N.H.

Testing Data

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)
0	0	-
1	2	-
2	4	5.985
3	6	6.276
4	8	6.512
5	10	6.24
6	12	6.912
7	14	7.097
8	16	7.277
9	18	7.442
10	20	7.599
11	22	7.762
12	24	7.904
13	26	8.044

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)
14	28	8.179
15	30	8.313
16	32	8.439
18	34	8.57
19	36.88	8.701

P.1/2

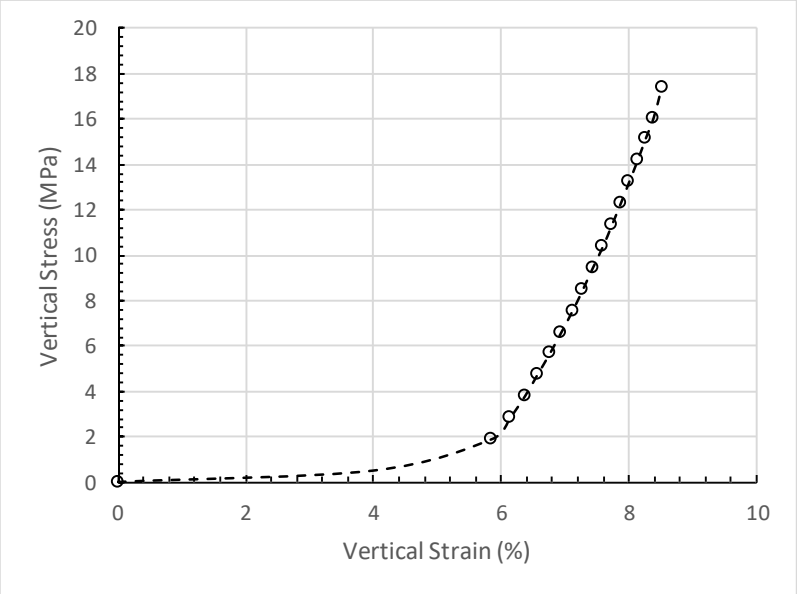
Uniaxial Compression Test for Rock

Project:	Wuttikul Bridge	**Job Number:**	28/2024
Client:	แอส โคน่า เอ็ม จำกัด	**Date:**	12/12/2024

Sample No. :	3	**Description:**	CHERT
BH:	6	**Depth:**	2.19 m

Specimen Diameter:	51.93 mm	**Specimen Height:**	102.185 mm
Specimen Weight	0.554 kg	**Unit Weight**	2,558.71 kg/m^3
Loading Rate:	0.1 kN/s	**Tested By:**	A.C. and N.H.

Testing Data



Compressive Strength:	8.7	MPa
Tangent Young's Modulus:	624.0	MPa

Note: Specimen failure photo



P.2/2

Uniaxial Compression Test for Rock

Project: Wuttikul Bridge **Job Number:** 28/2024

Client: แอส โคน่า เอ็ม จำกัด **Date:** 12/12/2024

Sample No. : 4 **Description:** LIMESTONE

BH: 2 **Depth:** 22.39 m

Specimen Diameter: 51.515 mm **Specimen Height:** 102.945 mm

Specimen Weight 0.573 kg **Unit Weight** 2,580.91 kg/m^3

Loading Rate: 0.1 kN/s **Tested By:** A.C. and N.H.

Testing Data

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)
0	0	-
1	2	-
2	4	4.712
3	6	5.094
4	8	5.312
5	10	5.534
6	12	5.731
7	14	5.917
8	16	6.108
9	18	6.301
10	20	6.479
11	22	6.646
12	24	6.83
13	26	6.998

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)
14	28	7.147
15	30	7.301
16	32	7.449
17	34	7.58
18	36	7.698
19	38	7.832
20	40	7.942
21	42	8.056
22	44	8.18
23	46	8.295
24	48	8.413
25	50	8.513
26	52	8.614
27	54	8.712

P.1/3

Uniaxial Compression Test for Rock

Testing Data

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)
28	56	8.804
29	58	8.901
30	60	9.129
31	62	9.234
32	64	9.329
33	66	9.425
34	68	9.522
35	70	9.77
36	72	9.884
37	74	10.001
38	76	10.23
39	78	10.359
40	80	10.474
41	82	10.589
42	84	10.644
43	86.08	10.699

Increment No.	Load (kN)	Vertical Def (mm)

P.2/3

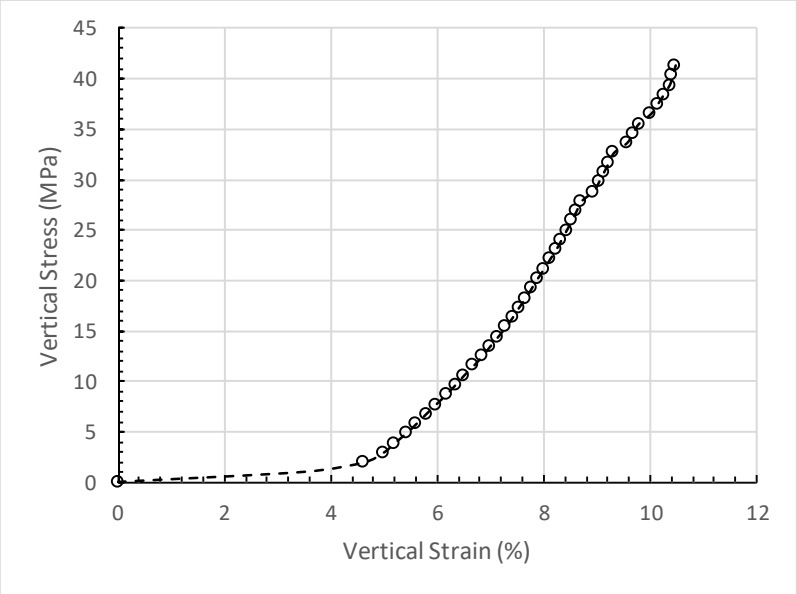
Uniaxial Compression Test for Rock

Project:	Wuttikul Bridge	**Job Number:**	28/2024
Client:	แอส โคน่า เอ็ม จำกัด	**Date:**	12/12/2024

Sample No. :	4	**Description:**	LIMESTONE
BH:	2	**Depth:**	22.39 m

Specimen Diameter:	51.515 mm	**Specimen Height:**	102.945 mm
Specimen Weight	0.573 kg	**Unit Weight**	2,580.91 kg/m^3
Loading Rate:	0.1 kN/s	**Tested By:**	A.C. and N.H.

Testing Data



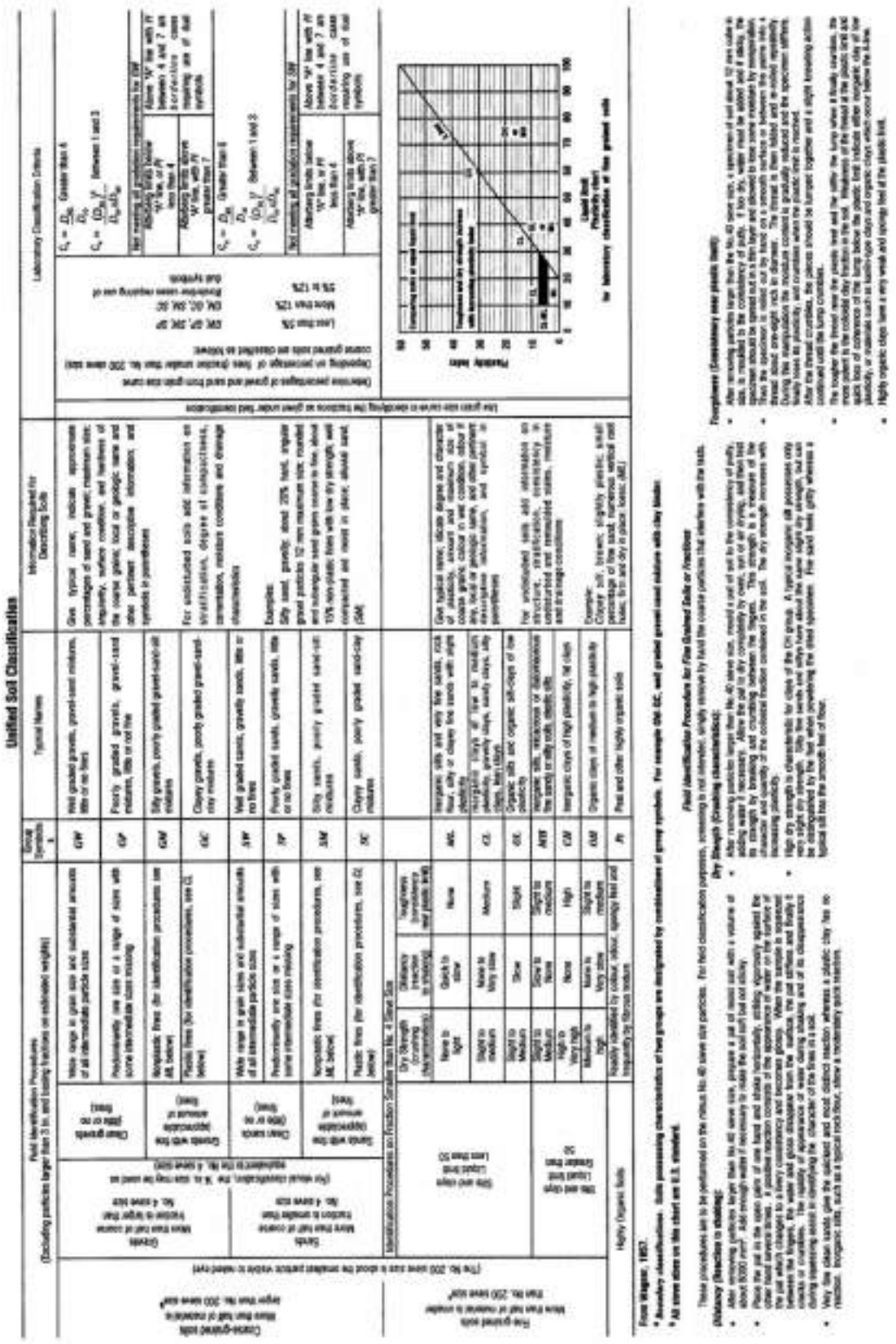
Compressive Strength:	41.2	MPa
Tangent Young's Modulus:	798.4	MPa

Note: Specimen failure photo



P.3/3

UNIFIED SOIL CLASSIFICATION



CHARACTERISTICS PERTINENT TO EMBANKMENTS AND FOUNDATIONS

Major Divisions (1)	(2)	Letter (3)	Symbol Hatching (4)	Symbol Color (5)	Name (6)	Value for Embankments (7)	Permeability Cm Per Sec (8)	Compaction Characteristics (9)	Std AASHTO Max Unit Dry Weight Ton per cu. m. (10)	Value for Foundations (11)	Requirements for Seepage Control (12)
COARSE GRAINED SOILS	GRAVEL AND GRAVELLY SOILS	GW		Red	Well-graded gravels or gravel-sand mixtures, little or no fines	Very stable, pervious shells of dikes and dams	$k = 10^{-2}$	Good, tractor, rubber-tired, steel-wheeled roller	2.00 – 2.16	Good bearing value	Positive cutoff
		GP			Poorly-graded gravels or gravel-sand mixture, little or no fines	Reasonably stable, pervious shells of dikes and dams	$k = 10^{-2}$	Good, tractor, rubber-tired, steel-wheeled roller	1.84 – 2.00	Good bearing value	Positive cutoff
		GM		Yellow	Silty gravels, gravel-sand silt mixture	Reasonably stable, not particulary suited to shells, but may be used-for impervious cores or blankets	$k = 10^{-3}$ to 10^{-6}	Good, with close control, rubber-tired, sheepsfoot roller	1.92 – 2.16	Good bearing value	Toe trench to none
		GC			Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures	Fairly stabls, may be used for impervious core	$k = 10^{-6}$ to 10^{-8}	Fair, rubber-tired, sheepsfoot roller	1.84 – 2.08	Good bearing value	None
	SAND AND SANDY SOILS	SW		Red	Well-graded sands or gravelly sand, little or no fines	Very stable, pervious sections, slope protection required	$k > 10^{-3}$	Good, tractor	1.76 – 2.08	Good bearing value	Upstream blanket and toe drainage or wells
		SP			Poorly-graded sands or gravelly sands, little or no fines	Reasonably stable, may be used in dike section with flat slopes	$k > 10^{-3}$	Good, tractor	1.60 – 1.92	Good to poor bearing value depending on density	Upstream blanket and toe drainage or wells
		SM		Yellow	Silty sands, sand-silt mixtures	Fairly stable, not particulary suited to shells, but may be used for impervious cores or dikes	$k = 10^{-3}$ to 10^{-6}	Good, with close control, rubber-tired, sheepsfoot roller	1.76 – 2.00	Good to poor bearing value depending on density	Upstream blanket and toe drainage or wells
		SC			Clayey sands, sand-silt mixtures	Fairly stable, use for impervious core for flood control structures	$k = 10^{-6}$ to 10^{-8}	Fair, sheepsfoot roller, rubber tired	1.68 – 2.00	Good to poor bearing value	None
FINE GRAINED SOILS	SILTS AND CLAYS LL < 50	ML		Green	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands or clayey silts with slight plasticity	Poor stability, may be used for embankments with proper control	$k = 10^{-3}$ to 10^{-6}	Good to poor, close control essential, rubber-tired roller, sheepsfoot roller	1.52 – 1.92	Very poor, susceptible to liquefaction	Toe trench to none
		CL			Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays	Stable, impervious cores and blankets	$k = 10^{-6}$ to 10^{-8}	Fair to poor, close control essential, rubber-tired roller, sheepsfoot roller	1.52 – 1.92	Good to poor bearing	None
		OL			Organic silts and organic silt-clays or low plasticity	Not suitable for embankments	$k = 10^{-4}$ to 10^{-6}	Fair to poor, sheepsfoot roller	1.28 – 1.60	Fair to poor bearing, may have excessive settlements	None
	SILTS AND CLAYS LL > 50	MH		Blue	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts	Poor stability, core of hydraulic fill dam, not desirable in rolled fill construction	$k = 10^{-4}$ to 10^{-6}	Poor to very poor, sheepsfoot roller	1.12 – 1.52	Poor bearing	None
		CH			Inorganic clays of high plasticity, fat clays	Fair stability with flat slopes, thin cores, blankets and dike sections	$k = 10^{-6}$ to 10^{-8}	Fair to poor, sheepsfoot roller	1.20 – 1.68	Fair to poor bearing	None
		OH			Organic clays of high plasticity, plasticity, organic silts	Not suitable for embankments	$k = 10^{-6}$ to 10^{-8}	Poor to very poor, sheepsfoot roller	1.04 – 1.60	Very poor bearing	None
HIGHLY ORGANIC SOILS		Pt		Orange	Peat and other highly organic soils	Not used for construction		Compaction not practical		Remove from foundation	

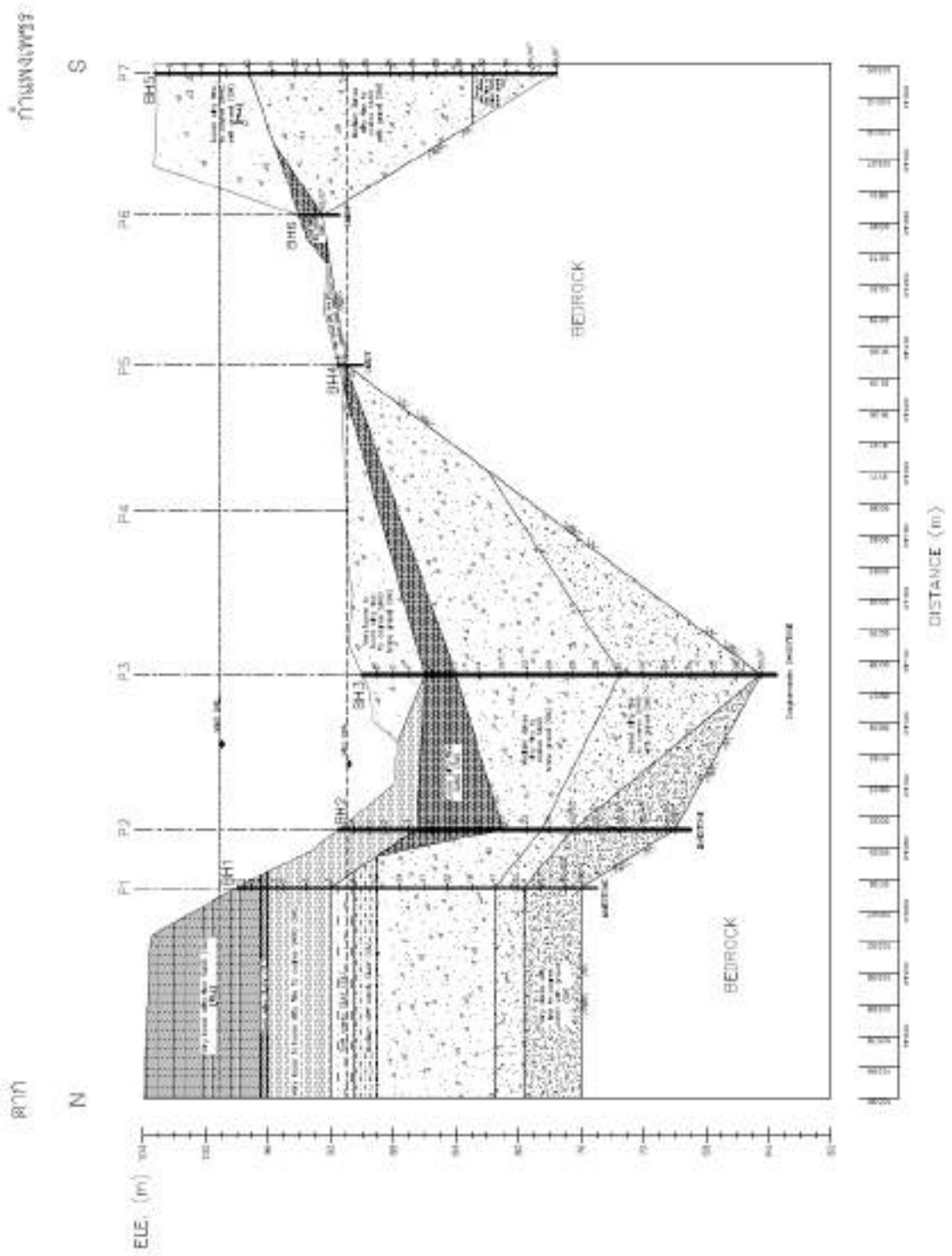
Notes :

1. Values in column 7 and 11 are for guidance only. Design should be based on test results.
2. In column 9, the equipment listed will usually produce the desired densities with a reasonable number of passes when moisture conditions and thickness of lift are properly controlled.
3. Column 10, unit dry weights are for compacted soil at optimum moisture content for Standard AASHTO (Standard Proctor) compactive effort.

2 การแปลผลสภาพชั้นดิน

ลักษณะชั้นดินบริเวณสะพานวุฒิกุลได้แปลผลจากข้อมูลการสำรวจ 3 ประเภท คือ (i) การสำรวจระดับผิวดินและท้องน้ำ (Topographic Survey) (ii) การสำรวจสภาพต้านทานไฟฟ้า แบบ 2 มิติ (Resistivity Test) และ (iii) การเจาะสำรวจดิน (รายละเอียดได้นำเสนอในรายงานความก้าวหน้า ฉบับที่ 3) จากข้อมูลการสำรวจดังกล่าว สามารถแปลผลสภาพชั้นดิน ตามแนวสะพาน ดังแสดงใน**รูปที่ 2.1** โดยสรุปได้ดังนี้

- **ชั้นดินฝั่งตอนเหนือ (จ.ตาก) และ ฝั่งตอนใต้ (จ.กำแพงเพชร) มีสภาพไม่เหมือนกัน โดยที่บริเวณตลิ่งฝั่งตอนใต้ จ.กำแพงเพชร พบชั้นหินที่ความลึก ประมาณ 1.5 เมตร หินที่พบ คือ หิน CHERT ซึ่งเป็น Sedimentary Rock มีสภาพผุพังปานกลาง และมีค่า Uniaxial Compressive Strength เท่ากับ 8.7 ถึง 33.8 MPa**
- **ชั้นดินบริเวณตลิ่งฝั่งตอนเหนือ (จ.ตาก) ประกอบด้วย ดิน Granular Soil ประเภท SAND (SM) มีความหนาแน่นเพิ่มขึ้นตามความลึก และ มีความหนาประมาณ 21 – 22 เมตร ใต้ชั้นดังกล่าว พบหิน LIMESTONE ซึ่งเป็น Sedimentary Rock มีสภาพผุพังปานกลาง และมีค่า Uniaxial Compressive Strength เท่ากับ 41 MPa**
- **ชั้นดินบริเวณร่องน้ำ พบดิน Granular Soil ประเภท SAND (SM) มีความหนาแน่นเพิ่มขึ้นตามความลึก และ มีความหนาประมาณ 25.5 เมตร ใต้ชั้นดังกล่าว พบหิน CONGLOMERATIC SANDSTONE ซึ่งเป็น Sedimentary Rock มีสภาพผุพังปานกลาง และมีค่า Uniaxial Compressive Strength เพียง 6.2 MPa**

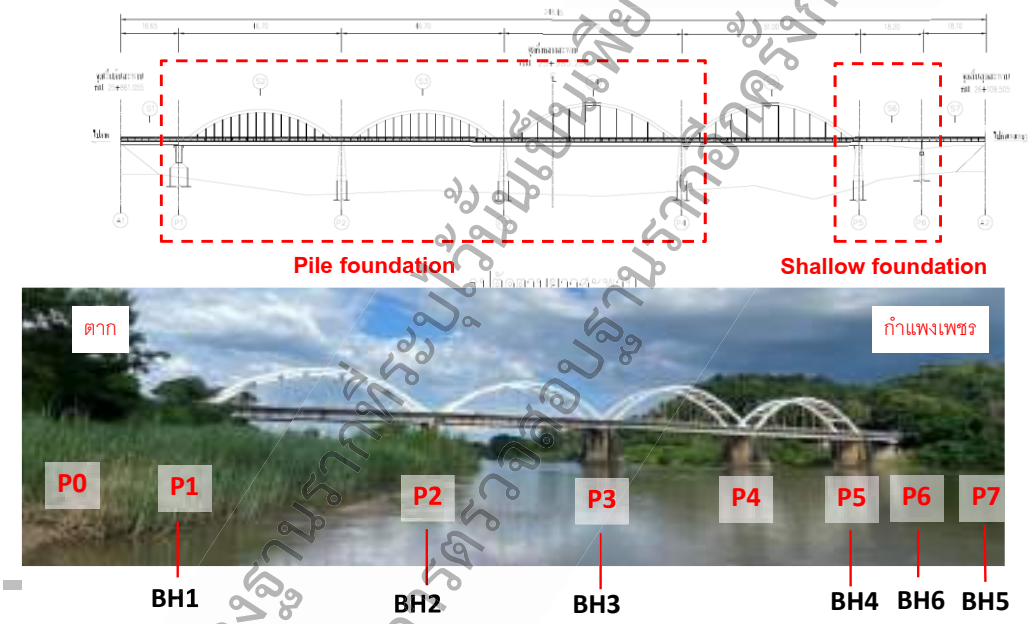


รูปที่ 2.1 ผลการเจาะสำรวจชั้นดินตามแนวยาวสะพาน (S-N)

3 ฐานรากสะพานวุฒิกุล

3.1 ชนิดฐานราก

ผลการสำรวจชั้นดินโดย Boring และ Resistivity Test และการทดสอบหาความยาวเสาเข็ม โดย Parallel Seismic Test และการสำรวจตอม่อสะพานด้วยตาเปล่า (Visual Inspection) สันนิฐานว่า ฐานรากสะพานวุฒิกุลประกอบด้วย ฐานรากเสาเข็ม (Pier No.1, 2, 3 และ 4) และฐานรากแผ่ (Pier No. 5 และ 6) ดังแสดงใน**รูปที่ 3.1** ในการคำนวณความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานราก จะวิเคราะห์จากทฤษฎีการรับน้ำหนักของเสาเข็ม และฐานรากแผ่ โดยใช้ข้อมูลชั้นดินฐานราก และขนาดฐานราก โดยมีรายละเอียดอธิบายในลำดับถัดไป



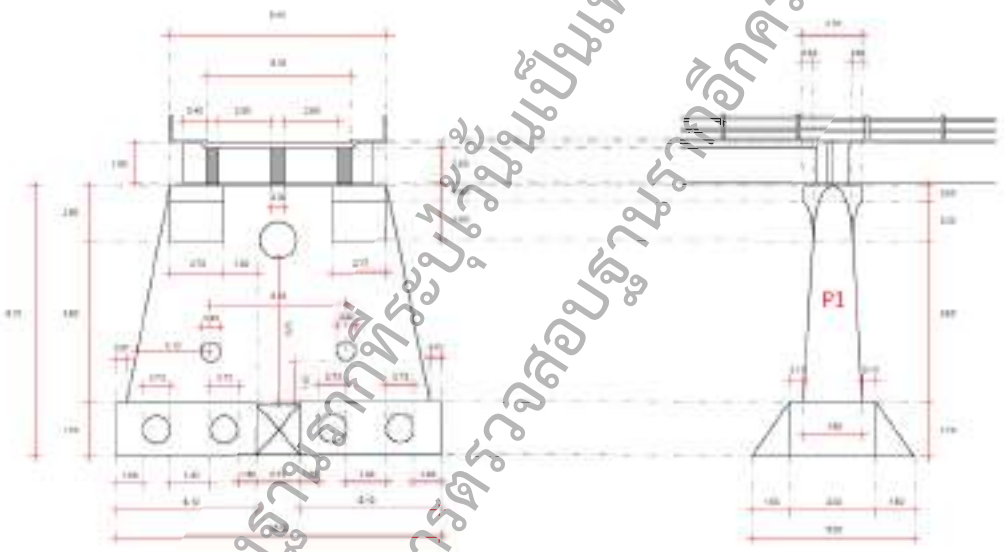
รูปที่ 3.1 สันนิฐานชนิดฐานรากเสาเข็มและฐานรากแผ่ สะพานวุฒิกุล

3.2 ขนาดของฐานรากสะพาน

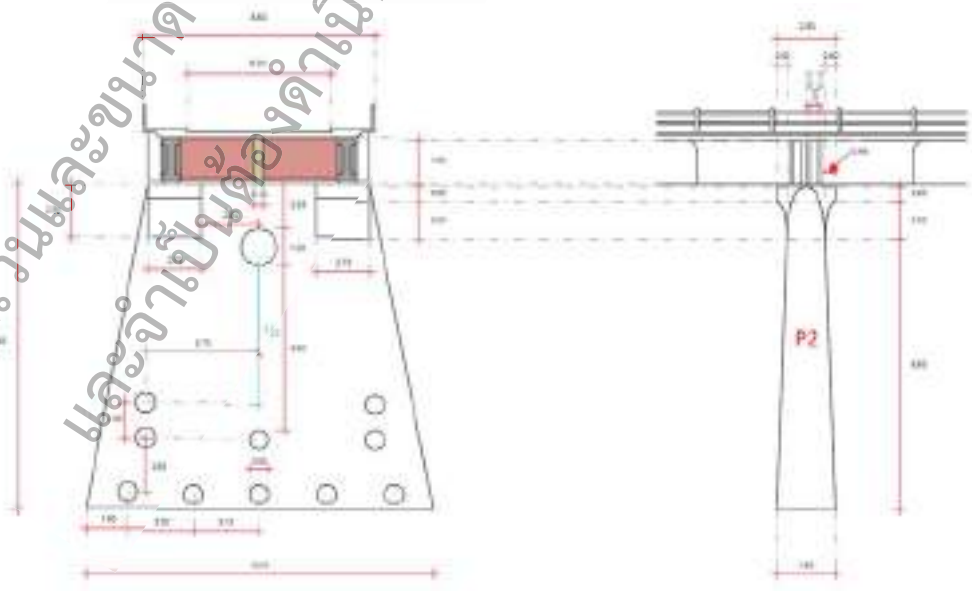
เนื่องจากแบบก่อสร้างสะพานวุฒิกุล ไม่สามารถสืบหาได้ (เนื่องจากสร้างตั้งแต่ ปี พ.ศ. 2480 - 2496) ดังนั้น การสำรวจขนาดของฐานราก อาทิ ขนาดและจำนวนเสาเข็ม จำเป็นต้องขุดเปิดหน้าดินจนถึงตอม่อ ซึ่งคณะทำงานได้ดำเนินการทดลองขุด ลึกลงไปกว่า 2 เมตร (ที่ Pier No. 1) แต่ยังไม่พบตอม่อ และประสบปัญหาเสถียรภาพหลุมขุด (เนื่องจากระดับน้ำใต้ดินสูง และดินบริเวณโครงการเป็นดินทราย, อธิบายในรายงานความก้าวหน้าฉบับที่ 3) ดังนั้น ที่ปรึกษาจึงได้ประมาณขนาดฐานราก จากขนาดฐานของเสา (Pier) ในระดับที่สามารถขุดเปิดและตรวจวัดได้ ซึ่งจะเป็นแนวทางที่ปลอดภัยสูงสุด (เนื่องจากขนาดฐานราก มักจะใหญ่กว่า

สำเนาแบบขนาดของฐานรากที่ระบุไว้ในแบบเพียงการสมมติฐานเท่านั้น
เพื่อใช้ในการตรวจสอบฐานรากจริงก่อนการก่อสร้าง

ขนาดฐานเสา) ดังแสดงใน**รูปที่ 3.2** ถึง **3.7** สำหรับเสาเข็มที่ใช้ก่อสร้างนั้น ที่ปรึกษาได้อ้างอิงจากข้อมูลการก่อสร้างสะพานข้ามแม่น้ำของกรมทางหลวงในอดีต อาทิ สะพานปรีดี-ธำรง (ข้ามแม่น้ำป่าสัก จ. พระนครศรีอยุธยา สร้างเมื่อปี พ.ศ. 2483) สะพานเดชาติวงศ์ (ข้ามแม่น้ำเจ้าพระยา จ.นครสวรรค์ สร้างเมื่อปี พ.ศ. 2485) ซึ่งใช้เข็มคอนกรีตเสริมเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัส ที่มีขนาด 0.35x0.35 เมตร และมีกำลังรับน้ำหนัก ที่ 80 Tons กำหนดให้มี Safe Load เท่ากับ 40 Tons (F.S. = 2.0) ในอดีตการติดตั้งเสาเข็ม จะเป็นการตอกลงไปในชั้นดิน จนถึงชั้นดินแน่นที่เสาเข็มไม่สามารถตอกลงได้ ดังนั้นความยาวเสาเข็มประมาณจากลักษณะชั้นดิน ที่มีค่า SPT-N Value ≥ 50 blows/ft จากข้อมูลข้างต้น จึงได้ประมาณชนิดฐานราก ขนาดความยาว และจำนวนเสาเข็ม สรุปใน**ตารางที่ 3.1** และ**รูปที่ 3.8** ถึง **3.11**

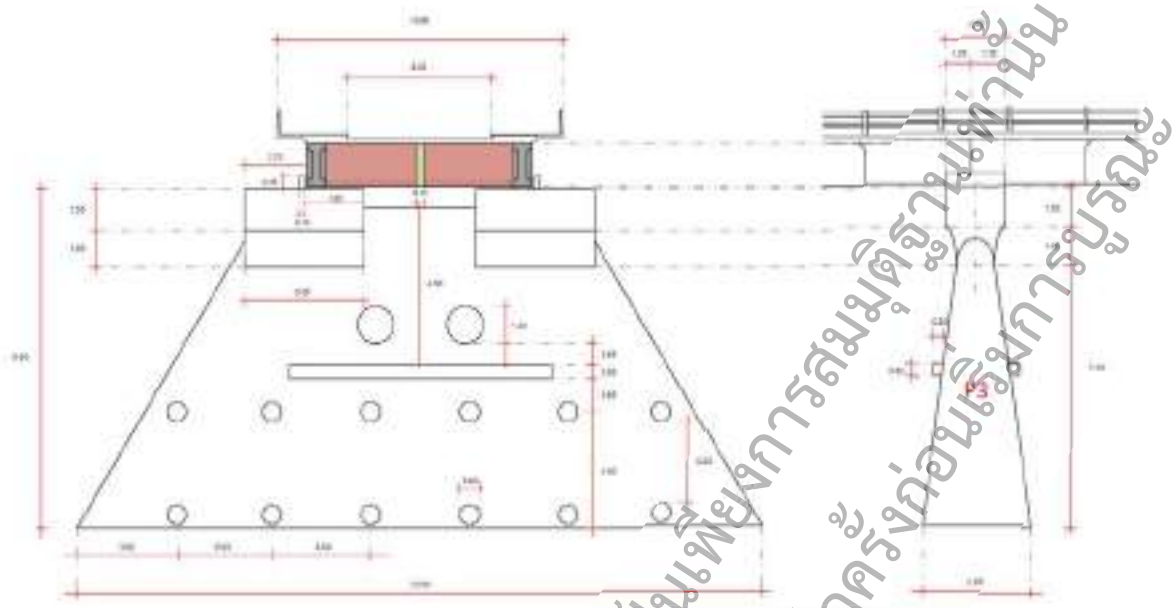


รูปที่ 3.2 ขนาด Pier No.1

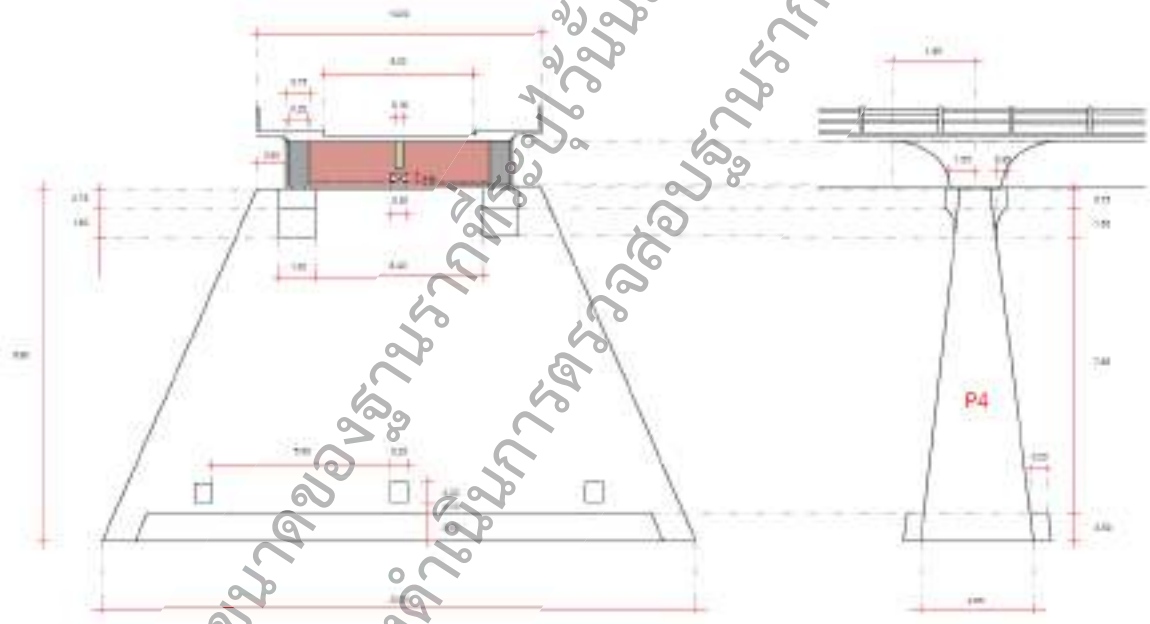


รูปที่ 3.3 ขนาด Pier No.2

อำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นั้นเป็นเพียงการคาดคะเน และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการก่อสร้างจริง

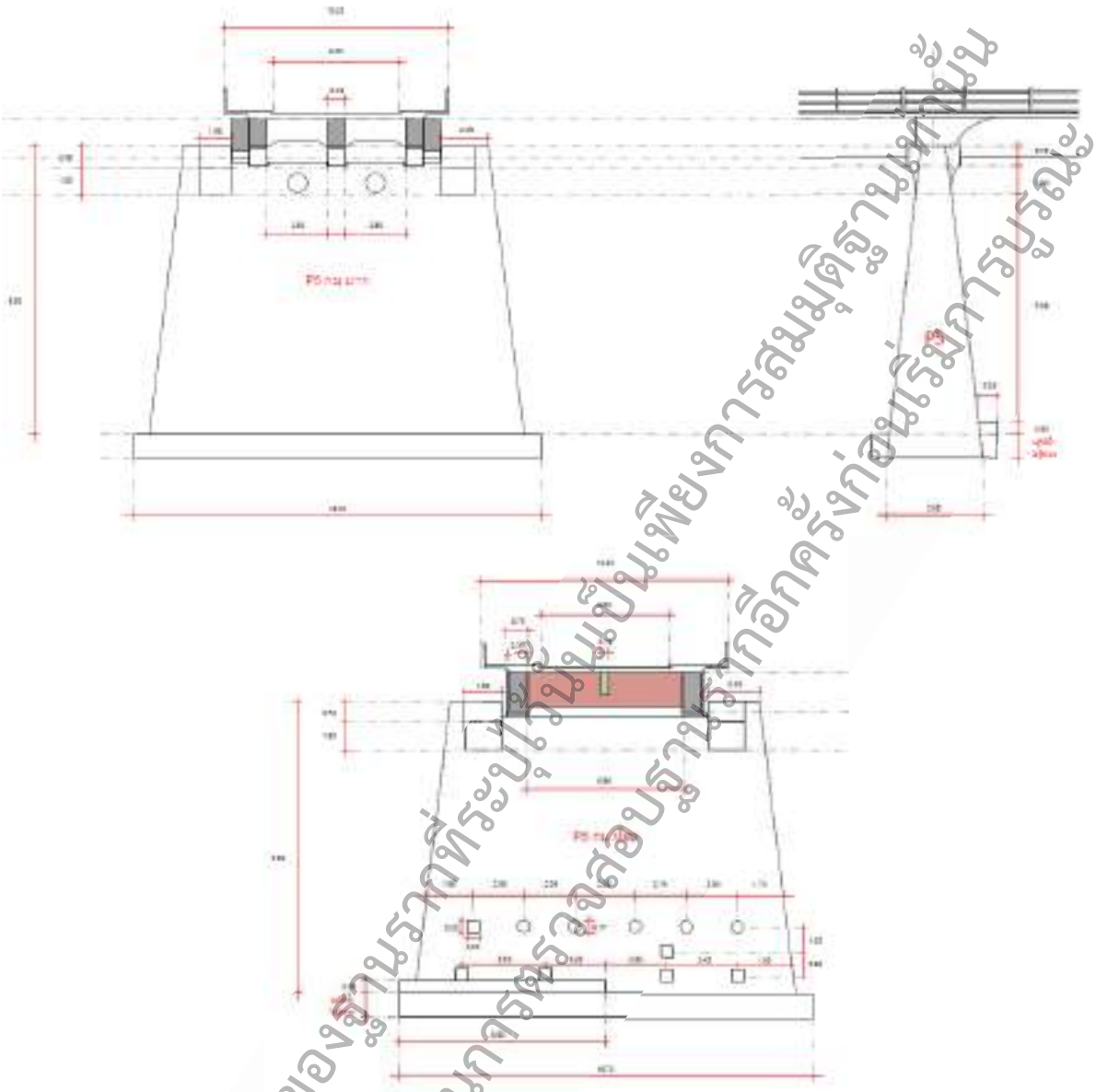


รูปที่ 3.4 ขนาด Pier No.3



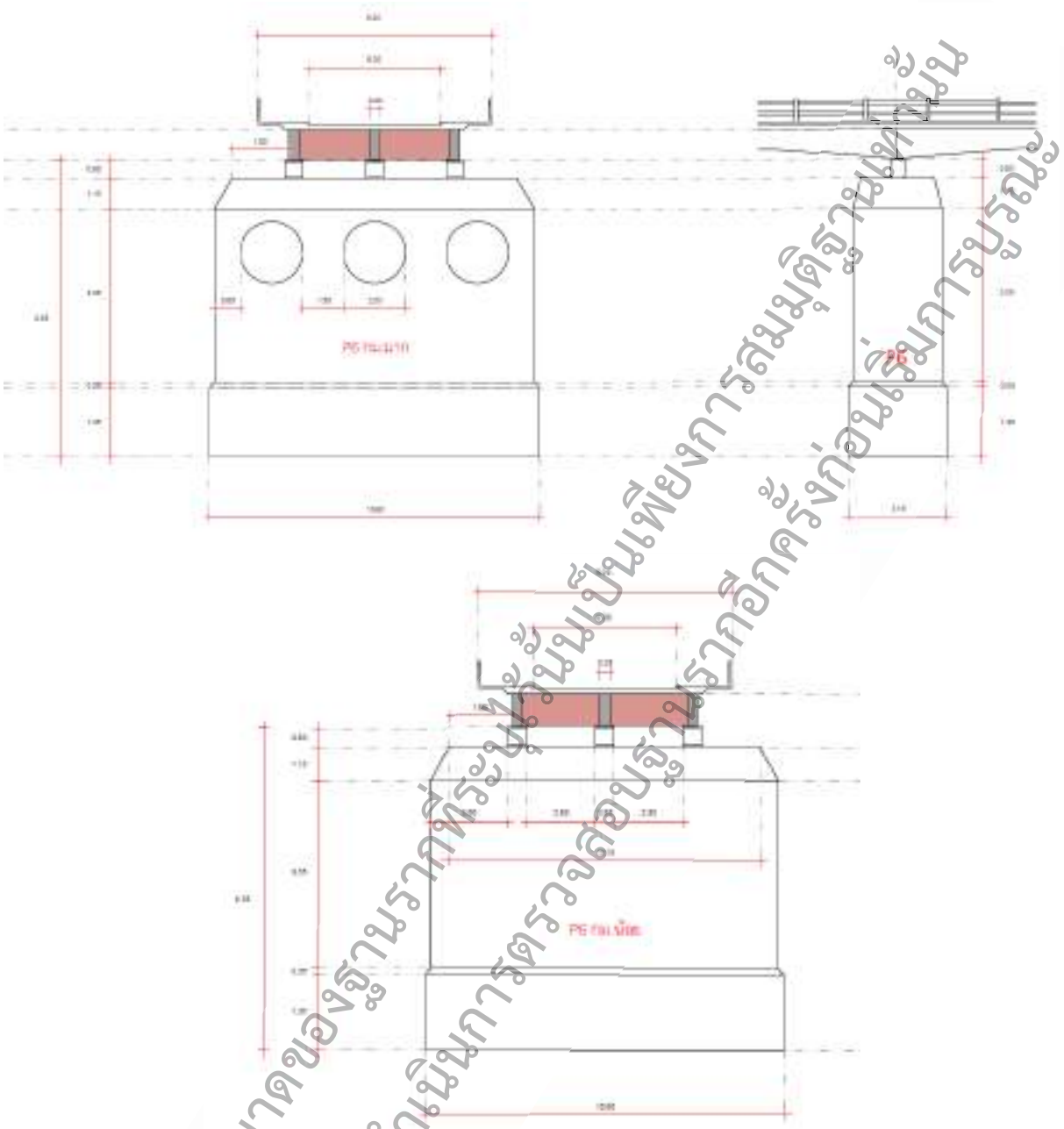
รูปที่ 3.5 ขนาด Pier No.4

จำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นั้นเป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนดำเนินการปรับ



รูปที่ 3.6 ขนาด Pier No.5

จำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุในแบบเป็นเพียงการสมมติฐานเบื้องต้น
และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนดำเนินการปรับปรุง



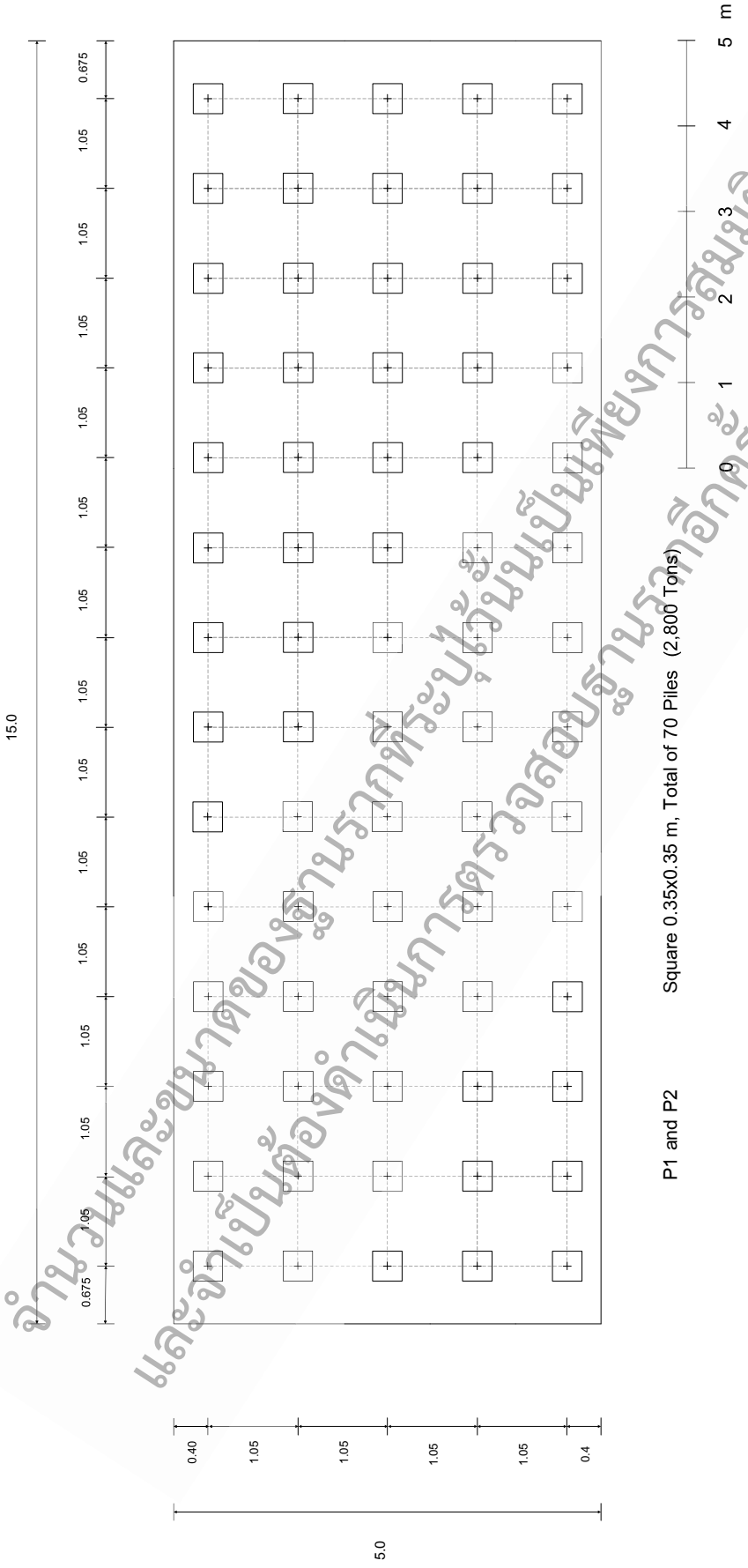
รูปที่ 3.7 ขนาด Pier No. 6

สำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุในนี้นั้นเป็นเพียงการสมมุติฐานขึ้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนดำเนินการบูรณะ

ตารางที่ 3.1 สมมุติฐานชนิดและขนาดของฐานรากสะพานวุฒิกุล เพื่อใช้ประมาณความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากสะพาน

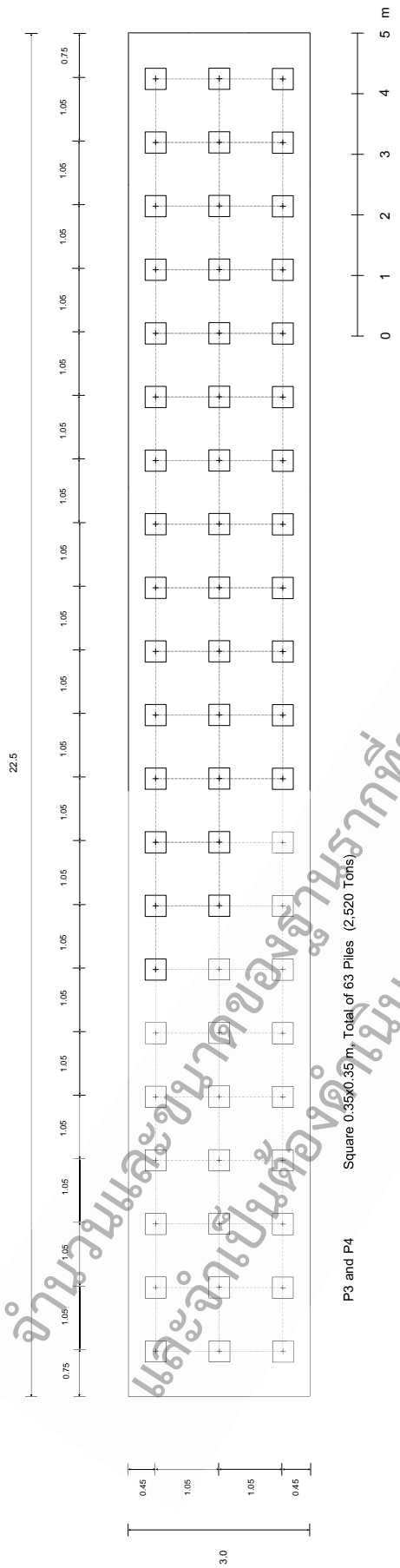
Pier No.	Type of foundation	Foundation dimension W x L (m x m)	No of pile	Pile Length (m)	Borehole Reference
1	Pile foundation	5.0 x 15.0	70	20	BH 1
2	Pile foundation	5.0 x 15.0	70	18	BH 2
3	Pile foundation	3.0 x 22.5	63	25	BH 3
4	Pile foundation	3.0 x 22.5	63	25	BH 3
5	Shallow foundation	3.0 x 17.0	-	-	BH 4
6	Shallow foundation	2.0 x 10.5	-	-	BH 6

จำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นี้เป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนดำเนินการปรับปรุงต่อไป



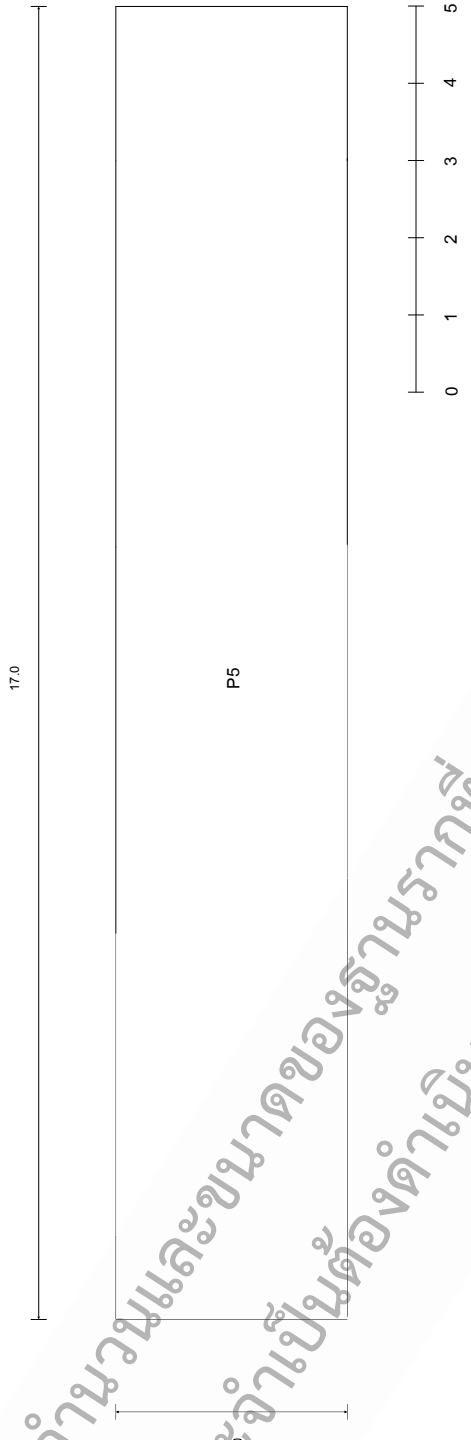
รูปที่ 3.8 สมมุติฐานขนาดของฐานราก Pier No.1 และ Pier No.2 (5.0 m x 15.0 m, เสาเข็ม 70 ต้น)

สำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุข้างต้นเป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนดำเนินการบูรณะ

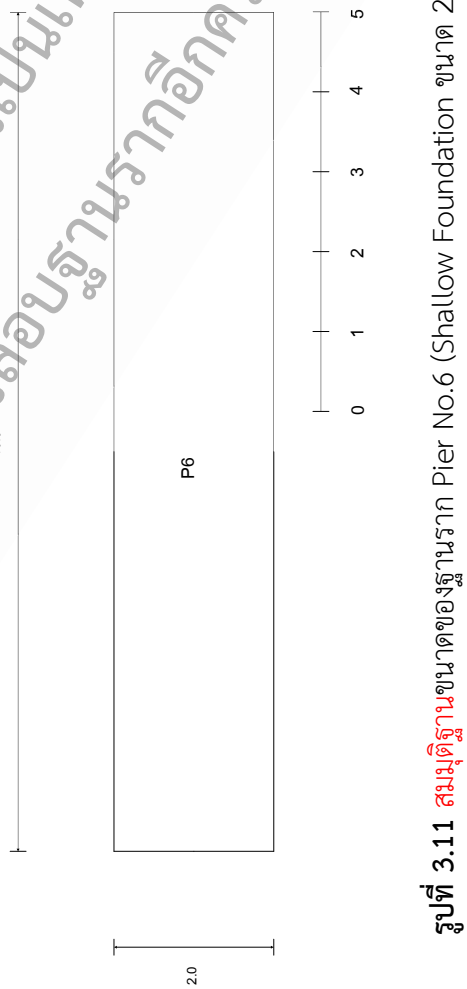


รูปที่ 3.9 สมมุติฐานขนาดของฐานราก Pier No.3 และ Pier No.4 (3.0 m x 22.5 m, เสาเข็ม 63 ต้น)

อำนาจและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นี้เป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น
และจักเป็นต้องพิจารณาในการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการบูรณะ



รูปที่ 3.10 สมมุติฐานขนาดของฐานราก Pier No.5 (Shallow Foundation ขนาด 3.0 x 17.0 m)



รูปที่ 3.11 สมมุติฐานขนาดของฐานราก Pier No.6 (Shallow Foundation ขนาด 2.0 x 10.5 m)

อำนวนและขนาดของฐานรากที่รับน้ำหนักนี้ เป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการบูรณะ

3.3 แรงและโมเมนต์ที่กระทำ

แรงที่ลงบนฐานรากประกอบด้วย น้ำหนักโครงสร้าง และ น้ำหนักจร จากรถยนต์ ซึ่งผลการวิเคราะห์โครงสร้างพบว่า ค่าแรงในแนวดิ่งสูงสุดที่ลงฐานราก Pier No.1 ถึง Pier No.6 มีค่า ในช่วง 612 Tons ถึง 2,174 Tons และมีโมเมนต์ในทิศทางตามแกน x (แนวยาวสะพาน) ในช่วง 0 Tons x m ถึง 194 Tons x m ดังสรุปใน **ตารางที่ 3.2**

ตารางที่ 3.2 สรุปแรงกดในแนวดิ่งและโมเมนต์สูงสุด ที่กระทำกับฐานรากสะพาน

Pier No.	Max Applied Vertical Load (T)	Moment in x direction (T*m)
1	1,314.0	72
2	1,987.2	194
3	2,080.8	140
4	2,174.4	29
5	1,371.6	11
6	612.0	0

จำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุในเอกสารสมุดฐานทั้งนี้ และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการปฏิบัติ

4 การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานราก

4.1 หลักการ

การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากสะพาน ประกอบด้วยการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากเสาเข็ม (Pier No. 1, 2, 3 และ 4) และ ฐานรากแผ่ (Pier No.5 และ 6) โดยการวิเคราะห์จะใช้ข้อมูลจากหลุมเจาะ BH 1 ถึง BH 6 ดังสรุปใน**ตารางที่ 3.1**

หลักการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม และฐานราแผ่ มีรายละเอียดดังนี้

1) กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม (Single Pile) ใช้หลักการ Static Pile Capacity Analysis โดย ค่า Ultimate Pile Capacity (Q_{ult}) เท่ากับผลรวมของ Ultimate End Bearing Capacity (Q_{pu}) กับ Ultimate Skin Resistance (Q_f) และ Allowable Bearing Capacity ($Q_{all\ pile}$) = Q_{ult}/F.S. โดยกำหนดให้ค่า Factor of Safety (F.S.) = 2.5
2) ค่า Ultimate Bearing Capacity ของปลายเสาเข็ม คำนวณโดยใช้ค่า Bearing Capacity Factor อ้างอิงจาก Meyerhof (1951, 1976) และ ค่า Ultimate Skin Resistance ใช้สมการเสนอโดย Tomlinson (1971) โดย ใช้ความสัมพันธ์ ค่า Coefficient α vs Undrained Shear Strength (s_u) เสนอโดย API (1974)
3) ค่า Safe Load (Q_{safe}) ของเสาเข็มคอนกรีต ที่มีพื้นที่หน้าตัด A คำนวณจากสมการ Q_{safe} = 0.85x0.25x fc'x A โดยกำหนดให้เสาเข็มสะพานวุฒิกุล มีค่า fc' = 250 ksc ได้ค่า Q_{safe} = 65.1 Tons อย่างไรก็ดี จากประสบการณ์วิศวกรอาวุฒิโส กำหนดให้ Q_{safe} ของเสาเข็มสะพานวุฒิกุล ซึ่งมีขนาดสี่เหลี่ยมจัตุรัส 0.35 m x 0.35 m มีค่าเท่ากับ 40 Tons/pile
4) ในการวิเคราะห์ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มกลุ่ม (Group Pile Capacity, Q_{group}) จะพิจารณา การพิบัติทั้งในลักษณะ Indivual Failure และ Group Failure
5) การวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากแผ่ อ้างอิงสมการเสนอโดย Terzaghi (1943) ซึ่งสมมุติให้ฐานรากมีลักษณะเป็น Strip Footing โดยค่า Allowable Bearing Capacity (Q_{all}) ของฐานราก เท่ากับ Q_{ult}/F.S., โดย Q_{ult} = Ultimate Bearing Capacity และ F.S. คือ Factor of Safety เท่ากับ 3.0

อำนวยการโดยสำนักวิจัยและพัฒนาการขนส่งทางราง สถาบันวิจัยและพัฒนาการคมนาคมขนส่งแห่งประเทศไทย เพื่อการใช้งานเฉพาะในการศึกษาวิจัยของนักศึกษาระดับปริญญาโท ภาควิชาวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย เท่านั้น ห้ามมิให้นำไปใช้ในการอื่นใดก่อนได้รับอนุญาตเป็นลายลักษณ์อักษร

เกณฑ์การพิจารณาความปลอดภัยของฐานราก มีดังนี้

1) สำหรับฐานรากเสาเข็ม ให้พิจารณาทั้งพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเดี่ยว และพฤติกรรมเสาเข็มกลุ่ม โดยการรับแรงเสาเข็มเดี่ยว กำหนดให้ค่า $Q_{all\ pile} / Q_{max\ pile} \geq 1.0$ โดยที่ $Q_{all\ pile}$ คือ Allowable Single Pile Capacity และ $Q_{max\ pile}$ คือ แรงกระทำแนวดิ่งสูงสุดที่ลงบนเสาเข็ม
2) เกณฑ์การพิจารณาความปลอดภัย สำหรับเสาเข็มกลุ่ม กำหนดให้ $Q_{group}/Q_{max} \geq 1$ โดย Q_{group} คือ Group Pile Capacity และ Q_{max} คือ Maximum Applied Vertical Load ซึ่งได้จากการวิเคราะห์ทางโครงสร้าง
3) เกณฑ์การพิจารณาความปลอดภัย สำหรับฐานราแผ่ กำหนดให้ $Q_{all}/Q_{max} \geq 1.0$ โดย Q_{all} = Allowable Bearing Capacity ของฐานราก และ Q_{max} = Maximum Applied Vertical Load นอกจากนี้ กำหนดให้ $q_{all}/q_{max} \geq 1.0$ โดย $q_{all} = Q_{all}$/พื้นที่ของฐานราก และ q_{max} = Maximum Applied Vertical Stress ซึ่งเกิดจากแรงกดและโมเมนต์ที่กระทำต่อฐานราก

4.2 ผลการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากเสาเข็ม สำหรับ Pier No.1, 2, 3, และ 4

ผลการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็มเดี่ยว (Single Pile Capacity) พบว่า ค่า Q_{safe} = 40 Tons/pile มีค่าน้อยกว่า $Q_{all\ pile}$ ซึ่งมีค่าอยู่ในช่วง 83 – 94 Tons/pile เนื่องจากปลายเสาเข็มหยั่งลงในชั้นดินแข็งมาก (SPT-N ≥ 50 blows/ft) เมื่อพิจารณาน้ำหนักกระทำสูงสุดที่ลงเสาเข็ม ($Q_{max\ pile}$) มีค่าเท่ากับ 19.8 ถึง 36.2 Tons/pile ซึ่งมีค่าน้อยกว่า $Q_{all\ pile}$ และ Q_{safe} และปลอดภัย โดยค่า $Q_{safe} / Q_{max\ pile}$ มีค่าเท่ากับ 2.03, 1.29, 1.10, และ 1.14 สำหรับ Pier No. 1, 2, 3, และ 4, ตามลำดับ ซึ่งผ่านเกณฑ์ความปลอดภัย ดังสรุปใน**ตารางที่ 4.1**

เมื่อพิจารณา ความสามารถในการรับน้ำหนักของฐานรากเสาเข็มกลุ่ม (Group Pile Capacity, Q_{group}) ของฐานราก Pier No.1, 2, 3 และ 4 พบว่ามีค่าสูงกว่าแรงกระทำสูงสุดในแนวดิ่ง (Max Applied Vertical Load, Q_{max}) ดังแสดงใน**ตารางที่ 4.1** โดยค่า Q_{group}/ Q_{max} เท่ากับ 2.13, 1.41, 1.21, 1.16 สำหรับ Pier No. 1, 2, 3, และ 4, ตามลำดับ ซึ่งผ่านเกณฑ์ความปลอดภัย ดังสรุปใน**ตารางที่ 4.1** **ตารางที่ 4.2** และ **ภาคผนวก ก** แสดงรายละเอียดการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของเสาเข็ม สำหรับ Pier No.1, 2, 3 และ 4

ตารางที่ 4.1 สรุปค่า Q_{safe} / $Q_{max\ pile}$ ของ Single Pile และ Q_{group}/ Q_{max} ของ Group Pile

Pier No.	Pile size (mxm)	Pile length (m)	Number of pile (n)	Safe load of concrete pile (Q_{safe}) (Tons)	Single pile capacity ($Q_{all\ pile}$) (Tons)	Max load on a single pile ($Q_{max\ pile}$) (Ton)	Group pile capacity ($Q_{all\ group}$) (Tons)	Max Applied Vertical Load on Footing ($Q_{max\ footing}$) (Tons)	$Q_{safe}/Q_{max\ pile}$	Q_{group}/Q_{max}
1	0.35x0.35	20	70	40	91	19.75	2,800	1,314	2.03	2.13
2	0.35x0.35	18	70	40	83	31.03	2,800	1,987	1.29	1.41
3	0.35x0.35	25	63	40	94	36.20	2,520	2,081	1.10	1.21
4	0.35x0.35	25	63	40	94	35.17	2,520	2,174	1.14	1.16

อำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นั้นเป็นเพียงการสมมติขึ้นเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนดำเนินการปรับปรุง

ตารางที่ 4.2 การวิเคราะห์ Single Pile Capacity และ Group Pile Capacity ของ ฐานราก Pier No.1, 2, 3 และ 4

Pier No.	Pile size (mxm)	Pile length (m)	Single pile capacity (Q_{all}) (Tons)	Number of pile (n)	Safe load of concrete pile (Q_{safe}) (Tons)	Single pile capacity ($Q_{all\ pile}$) (Tons)	Max load on a single pile ($Q_{max\ pile}$) (Ton)	Group pile capacity ($Q_{all\ group}$) (Tons)	Max Applied Vertical Load on Footing ($Q_{max\ footing}$) (Tons)	M_x (Tons x m)	Q_{max}/n (Tons)	y (m)	Σy^2 (m^2)	$M_x*y/(\Sigma y^2)$ (Ton)	$Q_{safe}/Q_{max\ pile}$	Q_{group}/Q_{max}
1	0.35x0.35	20	65.1	70	40	91	19.75	2,800	1,314	72	18.8	2.10	154.35	0.98	2.03	2.13
2	0.35x0.35	18	65.1	70	40	83	31.03	2,800	1,987	194	28.4	2.10	154.35	2.64	1.29	1.41
3	0.35x0.35	25	65.1	63	40	94	36.20	2,520	2,081	140	33.0	1.05	46.31	3.17	1.10	1.21
4	0.35x0.35	25	65.1	63	40	94	35.17	2,520	2,174	29	34.5	1.05	46.31	0.66	1.14	1.16

ข้อมูลนี้เป็นทรัพย์สินทางปัญญาของบริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด และจำเป็นต้องขออนุญาตก่อนนำไปใช้งาน

ข้อมูลนี้เป็นทรัพย์สินทางปัญญาของบริษัท แอสโคนา เอ็ม จำกัด และจำเป็นต้องขออนุญาตก่อนนำไปใช้งาน

4.3 ผลการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากแผ่ สำหรับ Pier No.5 และ 6

การวิเคราะห์ฐานรากแผ่ Pier No.5 และ 6 สมมุติให้ตำแหน่งความลึกฐานรากที่ -3.0 m จากระดับผิวดิน ฐานรากมีความหนา 1 เมตร สันนิฐานว่า ฐานราก Pier No.5 และ 6 รองรับด้วยหิน CHERT ที่สภาพผุพัง Very Poor to Fair Weathered Rock (RQD = 10 – 60%) ดังนั้น เพื่อความปลอดภัย (Conservative Approach) จึงกำหนดให้วัสดุฐานรากเป็นวัสดุประเภท Granular Material โดยมีค่า Cohesion c' = 0 และ Friction Angle ϕ'= 35° และ หน่วยน้ำหนัก (Total Unit Weight, γ) เท่ากับ 2 T/m^3 และระดับน้ำใต้ดินที่ผิวดิน

ผลการวิเคราะห์กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของฐานรากแผ่ พบว่า ค่า Q_{all} มีค่าเท่ากับ 3,192.6 Tons และ 1,166.2 Tons สำหรับ ฐานราก Pier No.5 และ 6, ตามลำดับ ค่า Q_{all}/Q_{max} เท่ากับ 2.14 และ 1.76 สำหรับ ฐานราก Pier No.5 และ 6, ตามลำดับ และผ่านเกณฑ์ความปลอดภัย

เมื่อพิจารณาหน่วยแรงกดที่เกิดขึ้นใต้ฐานราก พบว่า ค่า q_{max} เท่ากับ 36.6 T/m^2 และ 31.5 T/m^2 สำหรับ ฐานราก Pier No.5 และ 6, ตามลำดับ และค่า q_{all}/q_{max} เท่ากับ 1.71 และ 1.76 สำหรับ ฐานราก Pier No.5 และ 6, ตามลำดับ และผ่านเกณฑ์ความปลอดภัย ดังสรุปใน**ตารางที่ 4.3** และรายละเอียดการคำนวณแสดงใน**ตารางที่ 4.4**

ตารางที่ 4.3 สรุปค่า Q_{all} / Q_{max} และ q_{all}/ q_{max} ของ Shallow Foundation

Pier No.	Foundation Dimension (mxm)	q_{ult} (T/m^2)	q_{all} (T/m^2)	Q_{all} (T)	Total max applied vertical load, Q_{max} (T)	Max applied moment, M (Txm)	q_{max} (T/m^2)	q_{all}/q_{max}	Q_{all}/Q_{max}
5	3x17	187.8	62.6	3,192.6	1,494.0	11	36.6	1.71	2.14
6	2x10.5	166.6	55.5	1,166.2	662.4	0	31.5	1.76	1.76

อำนวนและขนาดของฐานรากที่ยังไม่เป็นที่เพียงการลงมุดลงน้ำ ไม่
และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบนอกครั้งก่อนเริ่มการรับรอง

ตารางที่ 4.4 การวิเคราะห์ Bearing Capacity ของ ฐานรากแผ่ Pier No.5 และ 6

Pier No.	Foundation Dimension (mxm)	B (m)	qNq	0.5γ'BNγ	q_{ult} (T/m^2)	q_{all} (T/m^2)	Q_{all} (T)	Max applied vertical Load (T)	Footing weight (T)	Total max applied vertical load, Q_{max} (T)	Max applied moment, M (Txm)	q_{max} (T/m^2)	q_{all}/q_{max}	Q_{all}/Q_{max}
5	3x17	3	124.2	63.6	187.8	62.6	3,192.6	1371.6	122.4	1,494.0	11	36.6	1.71	2.14
6	2x10.5	2	124.2	42.4	166.6	55.5	1,166.2	612	50.4	662.4	0	31.5	1.76	1.76

อำนวยและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นั้นเป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น
ต้องทำให้ต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการปูรณะ

5 สรุปผลและเสนอแนะ

5.1 สรุป

การประเมินความปลอดภัยของฐานรากสะพานวุฒิกุล ได้พิจารณาแรงและโมเมนต์ที่กระทำลงฐานราก Pier No.1 – Pier No.6 จากการวิเคราะห์ทางโครงสร้าง และเปรียบเทียบกับค่าความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกปลอดภัยของฐานราก เนื่องด้วยแบบก่อสร้าง ฐานรากสะพานวุฒิกุล ไม่สามารถสืบค้นได้ จึงได้ประมาณชนิดและขนาดฐานรากจากข้อมูลการสำรวจชั้นดิน ผลการทดสอบความยาวเสาเข็มโดย Parallel Seismic Test ขนาดของฐานตอม่อสะพาน และข้อมูลการก่อสร้างฐานรากสะพานในอดีต อาทิ สะพานปรีดี-ธำรง และ สะพานเดชาติวงศ์ เป็นต้น ผลการศึกษา สรุปได้ดังนี้

1) เนื่องจากสภาพชั้นดิน ฝั่งตอนเหนือ (จ.ตาก) และ ฝั่งตอนใต้ (จ.กำแพงเพชร) มีสภาพไม่เหมือนกัน จึงสันนิฐานว่า ฐานรากสะพานวุฒิกุล ประกอบด้วยฐานรากเสาเข็ม ที่ Pier No.1, 2, 3 และ 4 และฐานรากเสาแผ่ ที่ Pier No. 5 และ 6
2) การวิเคราะห์ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกของฐานราก จำเป็นต้องทราบขนาดของฐานราก ขนาดและความยาวเสาเข็ม และจำนวนเสาเข็ม อย่างไรก็ดี แบบก่อสร้างฐานรากสะพานวุฒิกุล ไม่สามารถสืบค้นได้ ดังนั้น คณะทำงานจึงได้กำหนดขนาดฐานราก ความยาวและความลึกเสาเข็ม จากข้อมูลสภาพชั้นดิน ขนาดฐานของตอม่อสะพาน ประสบการณ์วิศวกรอาวุฒิโส ดังแสดงในบทที่ 3 และสรุปใน**ตารางที่ 3.1**
3) เกณฑ์พิจารณาความปลอดภัย สำหรับฐานรากเสาเข็ม (Pier No.1, 2, 3 และ 4) พิจารณาการรับแรงทั้งเสาเข็มเดี่ยว และเสาเข็มกลุ่ม และกำหนดให้ $Q_{all\ pile} / Q_{max\ pile} \geq 1.0$ และ $Q_{group}/Q_{max} \geq 1$ <u>ผลการวิเคราะห์ ผ่านเกณฑ์ความปลอดภัย</u>
4) เกณฑ์พิจารณาความปลอดภัย สำหรับฐานรากแผ่ (Pier No.5 และ 6) พิจารณาทั้งแรงกดสูงสุดและหน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้นใต้ฐานราก และกำหนดให้ $Q_{all}/Q_{max} \geq 1.0$ และ $q_{all}/q_{max} \geq 1.0$ <u>ผลการวิเคราะห์ ผ่านเกณฑ์ความปลอดภัย</u>

5.2 เสนอแนะ

1) ควรมีการติดตั้งหมุดตรวจวัดการทรุดตัวที่ตอม่อสะพาน และดำเนินการตรวจวัดการทรุดตัวของสะพานภายหลังการปรับปรุงและให้บริการ และวิเคราะห์ความปลอดภัยจากผลการตรวจวัดการทรุดตัวอีกครั้ง เพื่อยืนยันความปลอดภัยของฐานรากสะพาน

2) วัสดุคอนกรีตตอม่อสะพานบางจุดมีการเสื่อมสภาพ ผิวซีเมนต์สึกหรอเห็นเนื้อหิน จึงควรมีการซ่อมแซมผิววัสดุคอนกรีตดังกล่าว

3) ตอม่อสะพานวุฒิกุลเดิมนั้น มีการออกแบบโครงสร้างป้องกันการกัดเซาะจากกระแสน้ำ และปัจจุบันชำรุดเสียหายมาก จึงควรมีการปรับปรุงแก้ไขโครงสร้างป้องกันการกัดเซาะของตอม่อสะพานที่ชำรุด

อำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นั้นเป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการก่อสร้าง

Load Bearing Capacity of Pile Foundation

Project : Subsoil exploration for Wutthikun bridge

Location : Wang Hin, Kosamphi Nakhon District, Kamphaeng Phet

Boring No. : 1

Depth : 0.00 - 22.00 m.

Calculated by: B.V. & T.A.

Date: 22/12/2024

Soil Condition and Soil Parameters

Ground Water Level (m)= 0.00

Top of Pile Level (m) = -1.00

Layer No.	Depth (m) from	Depth (m) to	Thickness (m)	Soil Type	Consistency or Rel.Density	SPT-N (blow/ft.) Nfield	SPT-N (blow/ft.) Nadjusted	Su (T/m^2)	Φ ($^\circ$)	Total Unit Weight (T/m^3)
1	0.00	1.00	1.00	Sand	Very Loose	2	2	-	26.9	1.60
2	1.00	2.00	1.00	Sand	Very Loose	3	3	-	27.2	1.60
3	2.00	3.00	1.00	Sand	Very Loose	2	2	-	26.9	1.60
4	3.00	4.00	1.00	Sand	Loose	5	5	-	28	1.60
5	4.00	5.00	1.00	Sand	Very Loose	2	2	-	26.9	1.60
6	5.00	6.00	1.00	Sand	Very Loose	2	2	-	26.9	1.60
7	6.00	7.00	1.00	Clay	Soft	3	3	1.80	-	1.60
8	7.00	8.00	1.00	Clay	Medium Stiff	8	8	3.75	-	1.70
9	8.00	9.00	1.00	Clay	Medium Stiff	8	8	3.75	-	1.70
10	9.00	10.00	1.00	Sand	Medium Dense	27	27	-	35.2	1.80
11	10.00	11.00	1.00	Sand	Medium Dense	29	29	-	35.7	1.80
12	11.00	12.00	1.00	Sand	Medium Dense	29	29	-	35.7	1.80
13	12.00	13.00	1.00	Sand	Medium Dense	27	27	-	35.2	1.80
14	13.00	14.00	1.00	Sand	Medium Dense	22	22	-	33.7	1.80
15	14.00	15.00	1.00	Sand	Medium Dense	22	22	-	33.7	1.80
16	15.00	16.00	1.00	Sand	Medium Dense	18	18	-	32.4	1.80
17	16.00	17.00	1.00	Sand	Dense	47	47	-	40.1	1.90
18	17.00	18.00	1.00	Sand	Dense	47	47	-	40.1	1.90
19	18.00	19.00	1.00	Sand	Dense	50	50	-	40.7	1.90
20	19.00	20.00	1.00	Sand	Very Dense	53	53	-	41.3	1.90
21	20.00	21.00	1.00	Sand	Very Dense	55	55	-	41.7	2.00
22	21.00	22.00	1.00	Sand	Very Dense	55	55	-	41.7	2.00

อำนาจและขนาดของฐานรากที่ปรากฏในแบบนี้เป็นเพียงการแสดงผลเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนดำเนินการก่อสร้างจริง

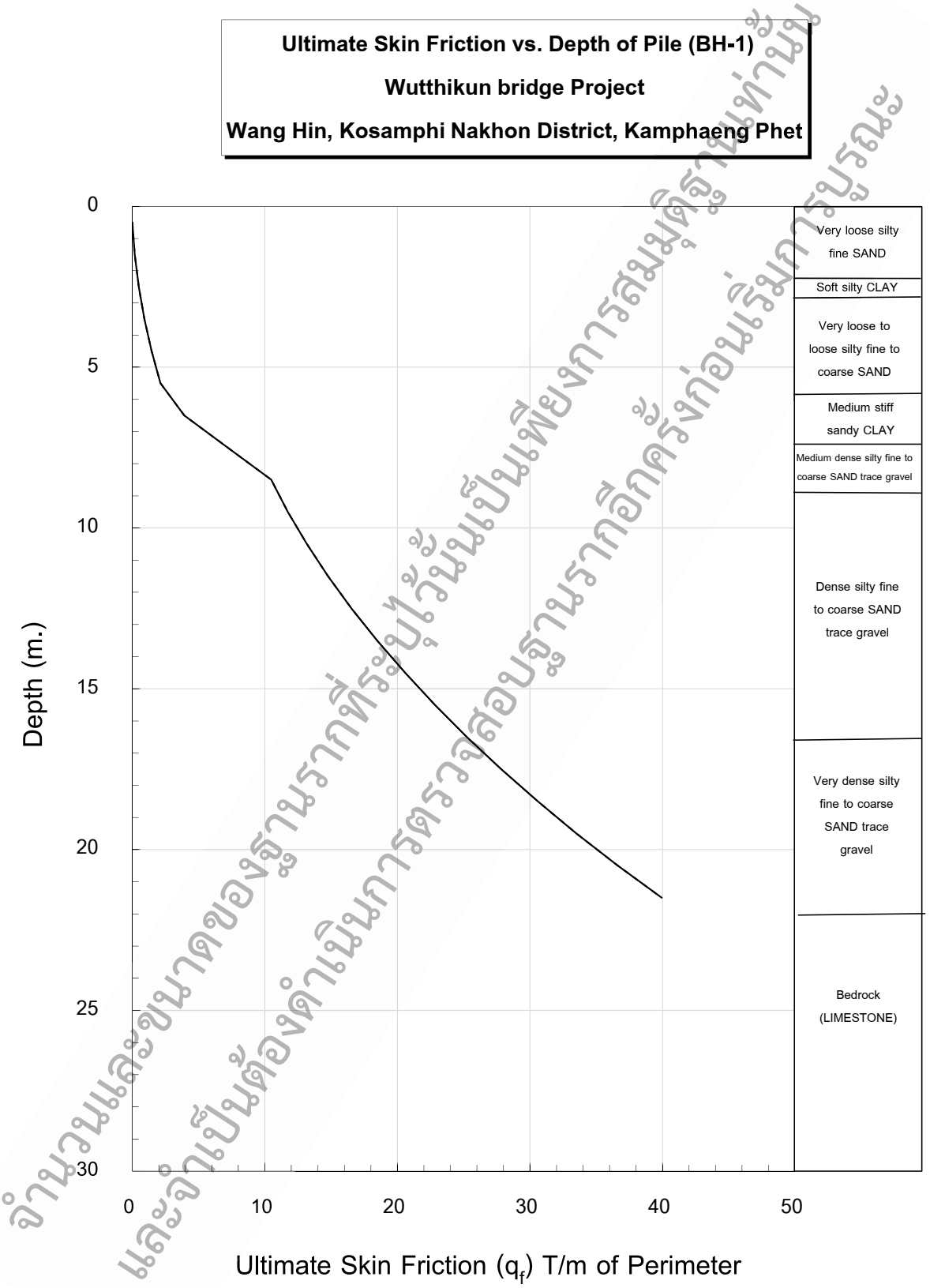
Skin Friction Capacity on Driven Pile

Layer No.	Depth at Bottom Layer (m.)	Clay S_u (T/m^2)	Clay Adhesion Factor α	Clay fs = α*S_u (T/m^2)	Clay q_f = fs*L (T/m)	Clay Σq_f (T/m)	Sand Φ (°)	Sand EOP (T/m^2)	Sand K_o = 1-sinΦ	Sand fs = K_o*EOP *tan3/4Φ (T/m^2)	Sand q_f = fs*L (T/m)	Sand Σq_f (T/m)	Sum of q_f (T/m)
1	1.00	-	-	-	0.0	0.0	26.9	0.3	0.548	0.060	0.0	0.0	0.00
2	2.00	-	-	-	0.0	0.0	27.2	0.9	0.543	0.182	0.2	0.2	0.18
3	3.00	-	-	-	0.0	0.0	26.9	1.5	0.548	0.302	0.3	0.5	0.48
4	4.00	-	-	-	0.0	0.0	28.0	2.1	0.531	0.428	0.4	0.9	0.91
5	5.00	-	-	-	0.0	0.0	26.9	2.7	0.548	0.543	0.5	1.5	1.45
6	6.00	-	-	-	0.0	0.0	26.9	3.3	0.548	0.664	0.7	2.1	2.12
7	7.00	1.80	1.00	1.80	1.8	1.8	-	3.9	-	-	0.0	2.1	3.92
8	8.00	3.75	0.88	3.28	3.3	5.1	-	4.6	-	-	0.0	2.1	7.20
9	9.00	3.75	0.88	3.28	3.3	8.4	-	5.3	-	-	0.0	2.1	10.48
10	10.00	-	-	-	0.0	8.4	35.2	6.0	0.424	1.262	1.3	3.4	11.74
11	11.00	-	-	-	0.0	8.4	35.7	6.8	0.416	1.429	1.4	4.8	13.17
12	12.00	-	-	-	0.0	8.4	35.7	7.6	0.416	1.597	1.6	6.4	14.77
13	13.00	-	-	-	0.0	8.4	35.2	8.4	0.424	1.766	1.8	8.2	16.53
14	14.00	-	-	-	0.0	8.4	33.7	9.2	0.445	1.934	1.9	10.1	18.47
15	15.00	-	-	-	0.0	8.4	33.7	10.0	0.445	2.102	2.1	12.2	20.57
16	16.00	-	-	-	0.0	8.4	32.4	10.8	0.464	2.263	2.3	14.5	22.83
17	17.00	-	-	-	0.0	8.4	40.1	11.7	0.356	2.401	2.4	16.9	25.23
18	18.00	-	-	-	0.0	8.4	40.1	12.6	0.356	2.586	2.6	19.5	27.82
19	19.00	-	-	-	0.0	8.4	40.7	13.5	0.348	2.759	2.8	22.2	30.58
20	20.00	-	-	-	0.0	8.4	41.3	14.4	0.340	2.929	2.9	25.1	33.51
21	21.00	-	-	-	0.0	8.4	41.7	15.3	0.335	3.111	3.1	28.3	36.62
22	22.00	-	-	-	0.0	8.4	41.7	16.3	0.335	3.314	3.3	31.6	39.93

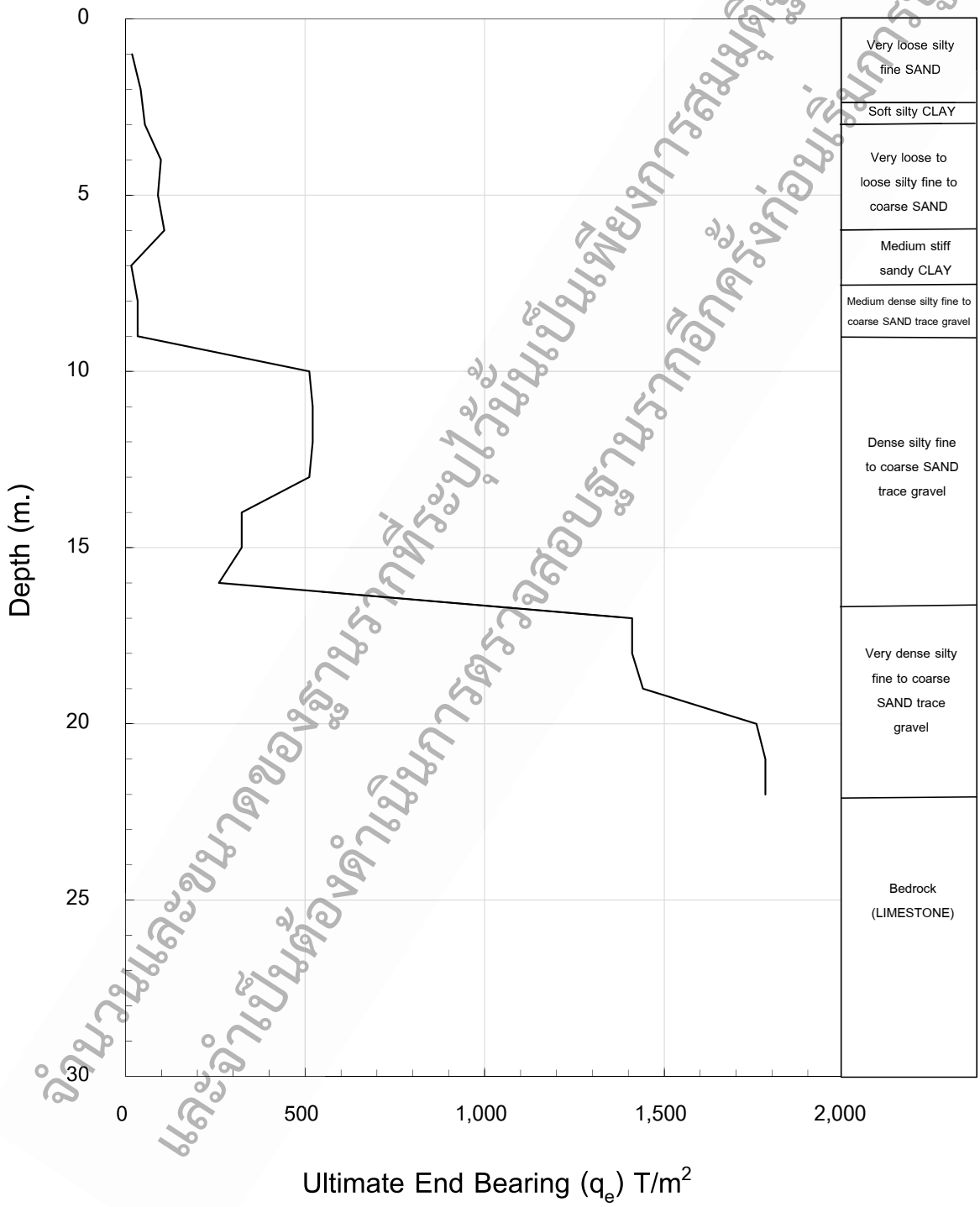
End Bearing Capacity of Driven Pile

Layer No.	Pile Tip Depth ,D (m)	Clay SPT-N (blow/foot)	Clay S_u (T/m^2)	Clay N_c	Clay TOP (T/m^2)	Clay q_e=N_c*S_u (T/m^2)	Sand SPT-N (blow/foot)	Sand Φ (°)	Sand N_q	Sand U_o (T/m^2)	Sand EOP (T/m^2)	Sand q_e=N_q*EOP (T/m^2)
1	1.00	-	-	-	1.6	-	2	26.9	30	1.0	0.6	18
2	2.00	-	-	-	3.2	-	3	27.2	35	2.0	1.2	42
3	3.00	-	-	-	4.8	-	2	26.9	30	3.0	1.8	54
4	4.00	-	-	-	6.4	-	5	28	41	4.0	2.4	98
5	5.00	-	-	-	8.0	-	2	26.9	30	5.0	3.0	90
6	6.00	-	-	-	9.6	-	2	26.9	30	6.0	3.6	108
7	7.00	3	1.80	9	11.2	16.20	-	-	-	7.0	4.2	-
8	8.00	8	3.75	9	12.9	33.75	-	-	-	8.0	4.9	-
9	9.00	8	3.75	9	14.6	33.75	-	-	-	9.0	5.6	-
10	10.00	-	-	-	16.4	-	27	35.2	145	10.0	6.4	928
11	11.00	-	-	-	18.2	-	29	35.7	145	11.0	7.2	1044
12	12.00	-	-	-	20.0	-	29	35.7	145	12.0	8.0	1160
13	13.00	-	-	-	21.8	-	27	35.2	145	13.0	8.8	1276
14	14.00	-	-	-	23.6	-	22	33.7	97	14.0	9.6	931
15	15.00	-	-	-	25.4	-	22	33.7	97	15.0	10.4	1009
16	16.00	-	-	-	27.2	-	18	32.4	82	16.0	11.2	918
17	17.00	-	-	-	29.1	-	47	40.1	335	17.0	12.1	4054
18	18.00	-	-	-	31.0	-	47	40.1	335	18.0	13.0	4355
19	19.00	-	-	-	32.9	-	50	40.7	335	19.0	13.9	4657
20	20.00	-	-	-	34.8	-	53	41.3	400	20.0	14.8	5920
21	21.00	-	-	-	36.8	-	55	41.7	400	21.0	15.8	6320
22	22.00	-	-	-	38.8	-	55	41.7	400	22.0	16.8	6720

สำเนาและขนาดของรูปภาพที่ระบุในเอกสารนี้ เป็นเพียงการสมมุติขึ้นเพื่อการใช้งาน และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบรายละเอียดกับสถานที่จริงก่อนการปฏิบัติงาน



อำนวนเลขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นั้นเป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น
และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการบูรณะ



อนุญาตให้ใช้ภาพนี้เพื่อการศึกษาเท่านั้น ห้ามมิให้ใช้ภาพนี้ในเชิงพาณิชย์ และต้องได้รับอนุญาตจากเจ้าของลิขสิทธิ์ก่อนนำไปใช้งานทุกครั้ง

Load Capacity of Single Driven Pile (from Boring No.1)

fc' = 250 ksc									F.S = 2.5	
Pile Size (m)	P (m)	A (m^2)	Σq_f (T/m)	q_e (T/m^2)	Q_f (T)	Q_e (T)	NF (T)	W_p (T)	Q_u (T)	Q_a (T)
Pile Tip = 20.00 m			Pile Top = -1.00							
Square Pile										
0.18	0.720	0.032	33.5	1472.0	24.1	47.7	0.0	1.5	71.8	17.2*
0.26	1.040	0.068	33.5	1472.0	34.9	99.5	0.0	3.1	134.4	35.9*
0.35	1.400	0.123	33.5	1472.0	46.9	180.3	0.0	5.6	227.2	65.1*
0.40	1.600	0.160	33.5	1472.0	53.6	235.5	0.0	7.3	289.1	85.0*
0.45	1.800	0.203	33.5	1472.0	60.3	298.1	0.0	9.2	358.4	107.6*
I 0.18	0.720	0.032	33.5	1472.0	24.1	47.7	0.0	1.5	71.8	17.2*
I 0.30	1.200	0.090	33.5	1472.0	40.2	132.5	0.0	4.1	172.7	47.8*
I 0.35	1.400	0.123	33.5	1472.0	46.9	180.3	0.0	5.6	227.2	65.1*
I 0.40	1.600	0.160	33.5	1472.0	53.6	235.5	0.0	7.3	289.1	85.0*

อำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นั้นเป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนดำเนินการก่อสร้างจริง

Load Bearing Capacity of Pile Foundation

Project : Subsoil exploration for Wutthikun bridge

Location : Wang Hin, Kosamphi Nakhon District, Kamphaeng Phet

Boring No. : 2 Calculated by: B.V. & T.A.

Depth : 0.00 - 22.00 m. Date: 22/12/2024

Soil Condition and Soil Parameters

Ground Water Level (m)= 0.00 Top of Pile Level (m) = -1.00

Layer No.	Depth (m) from	Depth (m) to	Thickness (m)	Soil Type	Consistency or Rel.Density	SPT-N (blow/ft.) Nfield	SPT-N (blow/ft.) Nadjusted	Su (T/m^2)	Φ ($^\circ$)	Total Unit Weight (T/m^3)
1	0.00	1.00	1.00	Sand	Very Loose	2	2	-	26.9	1.60
2	1.00	2.00	1.00	Sand	Very Loose	2	2	-	26.9	1.60
3	2.00	3.00	1.00	Sand	Very Loose	2	2	-	26.9	1.60
4	3.00	4.00	1.00	Sand	Very Loose	3	3	-	27.2	1.60
5	4.00	5.00	1.00	Sand	Very Loose	3	3	-	27.2	1.60
6	5.00	6.00	1.00	Sand	Very Loose	3	3	-	27.2	1.60
7	6.00	7.00	1.00	Sand	Loose	5	5	-	28	1.60
8	7.00	8.00	1.00	Sand	Loose	5	5	-	28	1.60
9	8.00	9.00	1.00	Sand	Loose	9	9	-	29.4	1.60
10	9.00	10.00	1.00	Sand	Loose	9	9	-	29.4	1.60
11	10.00	11.00	1.00	Sand	Medium Dense	22	22	-	33.7	1.80
12	11.00	12.00	1.00	Sand	Medium Dense	23	23	-	34	1.80
13	12.00	13.00	1.00	Sand	Dense	35	35	-	37.3	1.80
14	13.00	14.00	1.00	Sand	Dense	35	35	-	37.3	1.80
15	14.00	15.00	1.00	Sand	Dense	50.8	51	-	40.9	1.80
16	15.00	16.00	1.00	Sand	Dense	50.5	51	-	40.8	2.00
17	16.00	17.00	1.00	Sand	Dense	50.5	51	-	40.8	2.00
18	17.00	18.00	1.00	Sand	Dense	50.5	51	-	40.8	2.00
19	18.00	19.00	1.00	Sand	Dense	50.3	50	-	40.8	2.00
20	19.00	20.00	1.00	Sand	Dense	50.3	50	-	40.8	2.00
21	20.00	21.00	1.00	Sand	Dense	50.3	50	-	40.8	2.00
22	21.00	22.00	1.00	Sand	Dense	50.3	50	-	40.8	2.00

อำนวนและขนาดของฐานรากที่รับน้ำหนักเป็นเพียงการคำนวนเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักปลายเสาเข็มในสนามก่อนการก่อสร้างจริงทุกครั้ง

Skin Friction Capacity on Driven Pile

Layer No.	Depth at Bottom Layer (m.)	Clay S_u (T/m^2)	Clay Adhesion Factor α	Clay fs $= \alpha * S_u$ (T/m^2)	Clay q_f = fs*L (T/m)	Clay Σq_f (T/m)	Sand Φ (^{o})	Sand EOP (T/m^2)	Sand K_o = 1-sinΦ	Sand fs = K_o*EOP *tan3/4Φ (T/m^2)	Sand q_f = fs*L (T/m)	Sand Σq_f (T/m)	Sum of q_f (T/m)
1	1.00	-	-	-	0.0	0.0	26.9	0.3	0.548	0.060	0.0	0.0	0.00
2	2.00	-	-	-	0.0	0.0	26.9	0.9	0.548	0.181	0.2	0.2	0.18
3	3.00	-	-	-	0.0	0.0	26.9	1.5	0.548	0.302	0.3	0.5	0.48
4	4.00	-	-	-	0.0	0.0	27.2	2.1	0.543	0.424	0.4	0.9	0.91
5	5.00	-	-	-	0.0	0.0	27.2	2.7	0.543	0.545	0.5	1.5	1.45
6	6.00	-	-	-	0.0	0.0	27.2	3.3	0.543	0.666	0.7	2.1	2.12
7	7.00	-	-	-	0.0	0.0	28.0	3.9	0.531	0.794	0.8	2.9	2.91
8	8.00	-	-	-	0.0	0.0	28.0	4.5	0.531	0.916	0.9	3.8	3.83
9	9.00	-	-	-	0.0	0.0	29.4	5.1	0.509	1.052	1.1	4.9	4.88
10	10.00	-	-	-	0.0	0.0	29.4	5.7	0.509	1.175	1.2	6.1	6.06
11	11.00	-	-	-	0.0	0.0	33.7	6.4	0.445	1.345	1.3	7.4	7.40
12	12.00	-	-	-	0.0	0.0	34.0	7.2	0.441	1.514	1.5	8.9	8.91
13	13.00	-	-	-	0.0	0.0	37.3	8.0	0.394	1.674	1.7	10.6	10.59
14	14.00	-	-	-	0.0	0.0	37.3	8.8	0.394	1.842	1.8	12.4	12.43
15	15.00	-	-	-	0.0	0.0	40.9	9.6	0.345	1.966	2.0	14.4	14.40
16	16.00	-	-	-	0.0	0.0	40.8	10.5	0.347	2.152	2.2	16.5	16.55
17	17.00	-	-	-	0.0	0.0	40.8	11.5	0.347	2.357	2.4	18.9	18.91
18	18.00	-	-	-	0.0	0.0	40.8	12.5	0.347	2.562	2.6	21.5	21.47
19	19.00	-	-	-	0.0	0.0	40.8	13.5	0.347	2.767	2.8	24.2	24.24
20	20.00	-	-	-	0.0	0.0	40.8	14.5	0.347	2.972	3.0	27.2	27.21
21	21.00	-	-	-	0.0	0.0	40.8	15.5	0.347	3.177	3.2	30.4	30.38
22	22.00	-	-	-	0.0	0.0	40.8	16.5	0.347	3.382	3.4	33.8	33.77

End Bearing Capacity of Driven Pile

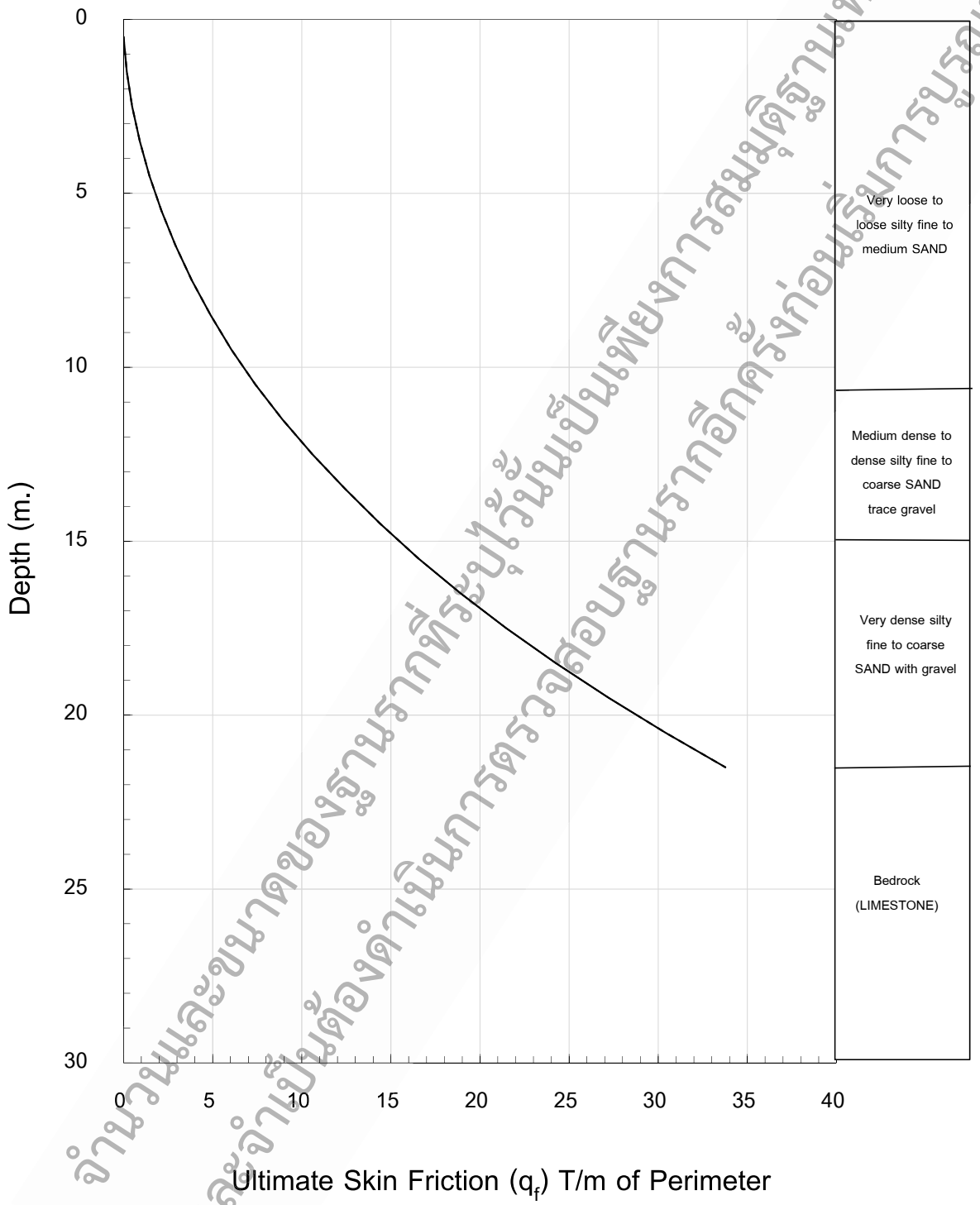
Layer No.	Pile Tip Depth ,D (m)	Clay SPT-N (blow/foot)	Clay S_u (T/m^2)	Clay N_c	Clay TOP (T/m^2)	Clay $q_e=N_c*S_u$ (T/m^2)	Sand SPT-N (blow/foot)	Sand Φ (^{o})	Sand N_q	Sand U_o (T/m^2)	Sand EOP (T/m^2)	Sand $q_e=N_q*EOP$ (T/m^2)
1	1.00	-	-	-	1.6	-	2	26.9	30	1.0	0.6	18
2	2.00	-	-	-	3.2	-	2	26.9	30	2.0	1.2	36
3	3.00	-	-	-	4.8	-	2	26.9	30	3.0	1.8	54
4	4.00	-	-	-	6.4	-	3	27.2	35	4.0	2.4	84
5	5.00	-	-	-	8.0	-	3	27.2	35	5.0	3.0	105
6	6.00	-	-	-	9.6	-	3	27.2	35	6.0	3.6	126
7	7.00	-	-	-	11.2	-	5	28	41	7.0	4.2	172
8	8.00	-	-	-	12.8	-	5	28	41	8.0	4.8	197
9	9.00	-	-	-	14.4	-	9	29.4	47	9.0	5.4	254
10	10.00	-	-	-	16.0	-	9	29.4	47	10.0	6.0	282
11	11.00	-	-	-	17.8	-	22	33.7	97	11.0	6.8	660
12	12.00	-	-	-	19.6	-	23	34	115	12.0	7.6	874
13	13.00	-	-	-	21.4	-	35	37.3	200	13.0	8.4	1680
14	14.00	-	-	-	23.2	-	35	37.3	200	14.0	9.2	1840
15	15.00	-	-	-	25.0	-	51	40.9	335	15.0	10.0	3350
16	16.00	-	-	-	27.0	-	51	40.8	335	16.0	11.0	3685
17	17.00	-	-	-	29.0	-	51	40.8	335	17.0	12.0	4020
18	18.00	-	-	-	31.0	-	51	40.8	335	18.0	13.0	4355
19	19.00	-	-	-	33.0	-	50	40.8	335	19.0	14.0	4690
20	20.00	-	-	-	35.0	-	50	40.8	335	20.0	15.0	5025
21	21.00	-	-	-	37.0	-	50	40.8	335	21.0	16.0	5360
22	22.00	-	-	-	39.0	-	50	40.8	335	22.0	17.0	5695

อาจมีขนาดของรูรากที่ปรับปรุงไว้ในแบบพิมพ์การสอบราชพัสดุ
และจำเป็นต้องทำเป็นการตรวจสอบรูรากก่อนปรับปรุง

Ultimate Skin Friction vs. Depth of Pile (BH-2)

Wutthikun bridge Project

Wang Hin, Kosamphi Nakhon District, Kamphaeng Phet

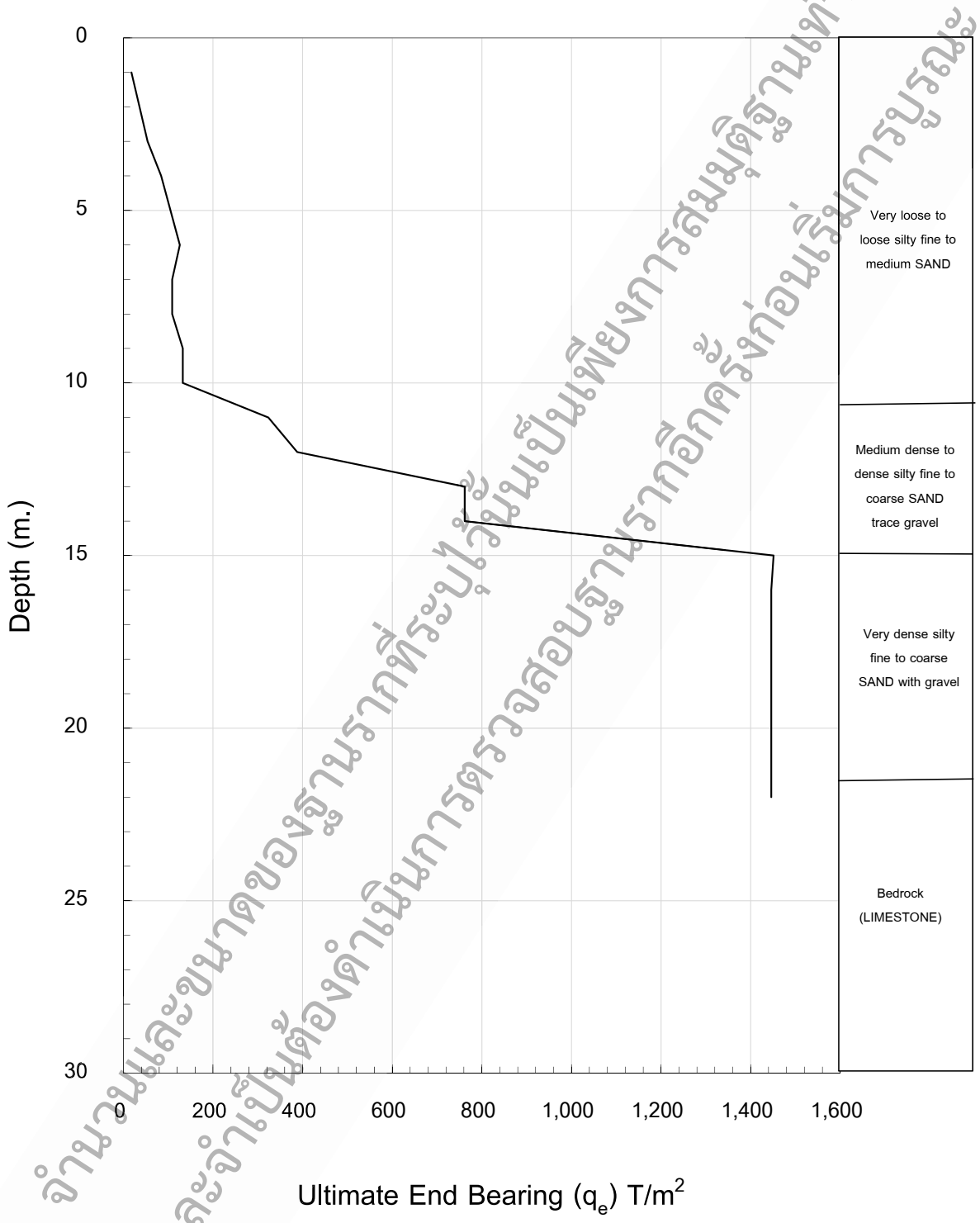


อำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นั้นเป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น
และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการบูรณะ

Ultimate End Bearing vs. Depth of Pile (BH-2)

Wutthikun bridge Project

Wang Hin, Kosamphi Nakhon District, Kamphaeng Phet



อำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นั้นเป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น
และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการบูรณะ

Load Capacity of Single Driven Pile (from Boring No.2)

fc' = 250 ksc									F.S. = 2.5	
Pile Size (m)	P (m)	A (m^2)	Σq_f (T/m)	q_e (T/m^2)	Q_f (T)	Q_e (T)	NF (T)	W_p (T)	Q_u (T)	Q_a (T)
Pile Tip = 18.00 m			Pile Top = -1.00							
Square Pile										
0.18	0.720	0.032	21.5	1446.0	15.5	46.9	0.0	1.3	62.3	17.2*
0.26	1.040	0.068	21.5	1446.0	22.3	97.7	0.0	2.8	120.1	35.9*
0.35	1.400	0.123	21.5	1446.0	30.1	177.1	0.0	5.0	207.2	65.1*
0.40	1.600	0.160	21.5	1446.0	34.4	231.4	0.0	6.5	265.7	85.0*
0.45	1.800	0.203	21.5	1446.0	38.6	292.8	0.0	8.3	331.5	107.6*
I 0.18	0.720	0.032	21.5	1446.0	15.5	46.9	0.0	1.3	62.3	17.2*
I 0.30	1.200	0.090	21.5	1446.0	25.8	130.1	0.0	3.7	155.9	47.8*
I 0.35	1.755	0.088	21.5	1446.0	37.7	127.2	0.0	3.6	164.9	17.2*
I 0.40	1.975	0.124	21.5	1446.0	42.4	179.8	0.0	5.1	221.7	47.8*

อำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นี้เป็นเพียงการคำนวณเบื้องต้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนการก่อสร้างจริง

Load Bearing Capacity of Pile Foundation

Project : Subsoil exploration for Wutthikun bridge

Location : Wang Hin, Kosamphi Nakhon District, Kamphaeng Phet

Boring No. : 3 Calculated by: B.V. & T.A.

Depth : 0.00 - 26.00 m. Date: 22/12/2024

Soil Condition and Soil Parameters

Ground Water Level (m)= 0.00 Top of Pile Level (m) = -1.00

Layer No.	Depth (m) from	Depth (m) to	Thickness (m)	Soil Type	Consistency or Rel.Density	SPT-N (blow/ft.) Nfield	SPT-N (blow/ft.) Nadjusted	Su (T/m^2)	Φ ($^\circ$)	Total Unit Weight (T/m^3)
1	0.00	1.00	1.00	Sand	Very Loose	2	2	-	26.9	1.60
2	1.00	2.00	1.00	Sand	Very Loose	2	2	-	26.9	1.60
3	2.00	3.00	1.00	Sand	Very Loose	2	2	-	26.9	1.60
4	3.00	4.00	1.00	Sand	Loose	5	5	-	28	1.60
5	4.00	5.00	1.00	Sand	Loose	5	5	-	28	1.60
6	5.00	6.00	1.00	Sand	Loose	5	5	-	28	1.60
7	6.00	7.00	1.00	Sand	Medium Dense	13	13	-	30.8	1.65
8	7.00	8.00	1.00	Sand	Medium Dense	15	15	-	31.5	1.65
9	8.00	9.00	1.00	Sand	Medium Dense	15	15	-	31.5	1.65
10	9.00	10.00	1.00	Sand	Medium Dense	18	18	-	32.4	1.65
11	10.00	11.00	1.00	Sand	Medium Dense	23	23	-	34	1.65
12	11.00	12.00	1.00	Sand	Medium Dense	23	23	-	34	1.65
13	12.00	13.00	1.00	Sand	Medium Dense	29	29	-	35.7	1.65
14	13.00	14.00	1.00	Sand	Medium Dense	26	26	-	34.9	1.65
15	14.00	15.00	1.00	Sand	Medium Dense	26	26	-	34.9	1.65
16	15.00	16.00	1.00	Sand	Medium Dense	28	28	-	35.4	1.65
17	16.00	17.00	1.00	Sand	Dense	31	31	-	36.3	1.65
18	17.00	18.00	1.00	Sand	Dense	31	31	-	36.3	1.80
19	18.00	19.00	1.00	Sand	Dense	32	32	-	36.5	1.80
20	19.00	20.00	1.00	Sand	Dense	34	34	-	37.1	1.80
21	20.00	21.00	1.00	Sand	Dense	34	34	-	37.1	1.80
22	21.00	22.00	1.00	Sand	Dense	34	34	-	37.1	1.80
23	22.00	23.00	1.00	Sand	Dense	35	35	-	37.3	1.80
24	23.00	24.00	1.00	Sand	Dense	35	35	-	37.3	1.80
25	24.00	25.00	1.00	Sand	Dense	36	36	-	37.6	1.80
26	25.00	26.00	1.00	Sand	Dense	50	50	-	40.7	1.90

จำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุในที่นี้เป็นเพียงการสมมุติขึ้นเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบในภายหน้าอีกครั้งก่อนดำเนินการก่อสร้างจริง

Skin Friction Capacity on Driven Pile

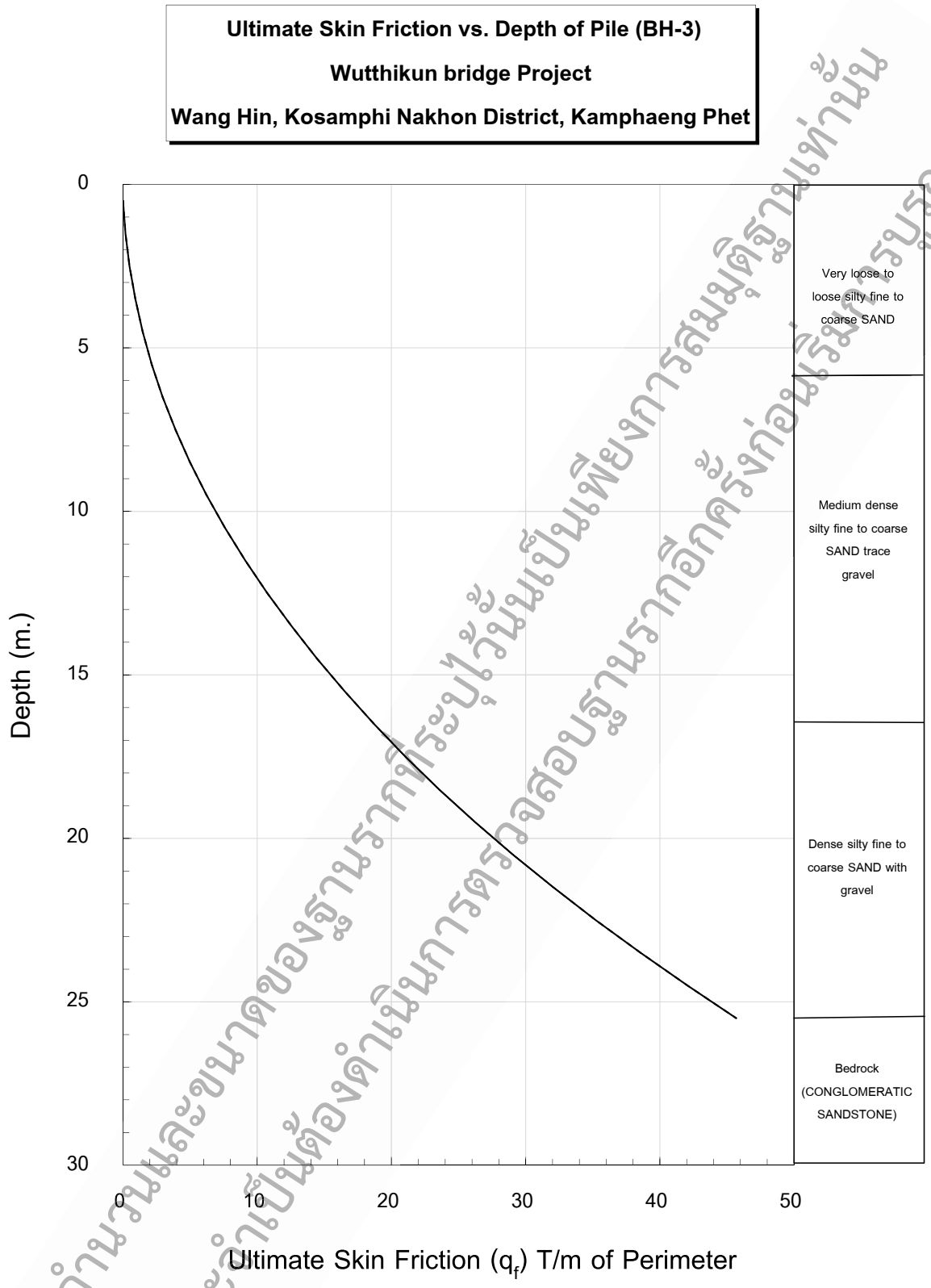
Layer No.	Depth at Bottom Layer (m.)	Clay					Sand						Sum of q_f (T/m)
		S_u (T/m^2)	Adhesion Factor α	fs = $\alpha * S_u$ (T/m^2)	q_f = fs*L (T/m)	Σq_f (T/m)	Φ (^{o})	EOP (T/m^2)	K_o = $1-\sin\Phi$	fs = K_o*EOP $*\tan 3/4\Phi$ (T/m^2)	q_f = fs*L (T/m)	Σq_f (T/m)	
1	1.00	-	-	-	0.0	0.0	26.9	0.3	0.548	0.060	0.0	0.0	0.00
2	2.00	-	-	-	0.0	0.0	26.9	0.9	0.548	0.181	0.2	0.2	0.18
3	3.00	-	-	-	0.0	0.0	26.9	1.5	0.548	0.302	0.3	0.5	0.48
4	4.00	-	-	-	0.0	0.0	28.0	2.1	0.531	0.428	0.4	0.9	0.91
5	5.00	-	-	-	0.0	0.0	28.0	2.7	0.531	0.550	0.5	1.5	1.46
6	6.00	-	-	-	0.0	0.0	28.0	3.3	0.531	0.672	0.7	2.1	2.13
7	7.00	-	-	-	0.0	0.0	30.8	3.9	0.488	0.817	0.8	2.9	2.95
8	8.00	-	-	-	0.0	0.0	31.5	4.6	0.478	0.956	1.0	3.9	3.90
9	9.00	-	-	-	0.0	0.0	31.5	5.2	0.478	1.091	1.1	5.0	5.00
10	10.00	-	-	-	0.0	0.0	32.4	5.9	0.464	1.231	1.2	6.2	6.23
11	11.00	-	-	-	0.0	0.0	34.0	6.5	0.441	1.372	1.4	7.6	7.60
12	12.00	-	-	-	0.0	0.0	34.0	7.2	0.441	1.509	1.5	9.1	9.11
13	13.00	-	-	-	0.0	0.0	35.7	7.8	0.416	1.644	1.6	10.8	10.75
14	14.00	-	-	-	0.0	0.0	34.9	8.5	0.428	1.782	1.8	12.5	12.53
15	15.00	-	-	-	0.0	0.0	34.9	9.1	0.428	1.919	1.9	14.5	14.45
16	16.00	-	-	-	0.0	0.0	35.4	9.8	0.421	2.055	2.1	16.5	16.51
17	17.00	-	-	-	0.0	0.0	36.3	10.4	0.408	2.188	2.2	18.7	18.70
18	18.00	-	-	-	0.0	0.0	36.3	11.2	0.408	2.340	2.3	21.0	21.04
19	19.00	-	-	-	0.0	0.0	36.5	12.0	0.405	2.507	2.5	23.5	23.54
20	20.00	-	-	-	0.0	0.0	37.1	12.8	0.397	2.670	2.7	26.2	26.21
21	21.00	-	-	-	0.0	0.0	37.1	13.6	0.397	2.838	2.8	29.1	29.05
22	22.00	-	-	-	0.0	0.0	37.1	14.4	0.397	3.005	3.0	32.1	32.06
23	23.00	-	-	-	0.0	0.0	37.3	15.2	0.394	3.171	3.2	35.2	35.23
24	24.00	-	-	-	0.0	0.0	37.3	16.0	0.394	3.338	3.3	38.6	38.57
25	25.00	-	-	-	0.0	0.0	37.6	16.8	0.390	3.501	3.5	42.1	42.07
26	26.00	-	-	-	0.0	0.0	40.7	17.6	0.348	3.610	3.6	45.7	45.68

จำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุในแบบนี้เป็นเพียงการสมมุติฐานเพื่อการประมาณราคาเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบอีกครั้งก่อนดำเนินการปรับปรุง

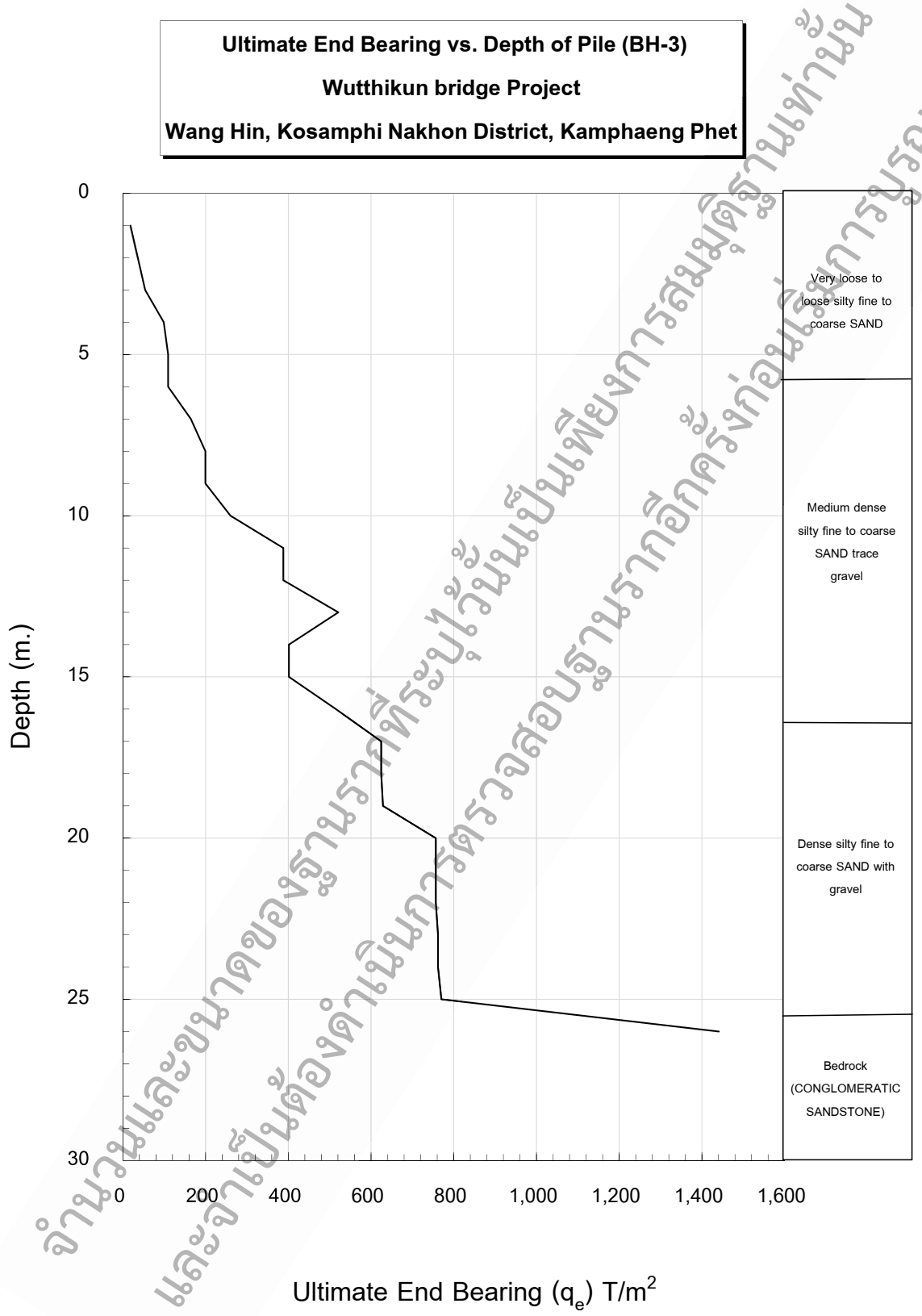
End Bearing Capacity of Driven Pile

Layer No.	Pile Tip Depth ,D (m)	Clay					Sand					
		SPT-N (blow/foot)	S_u (T/m^2)	N_c	TOP (T/m^2)	$q_e=N_c*S_u$ (T/m^2)	SPT-N (blow/foot)	Φ (^{o})	N_q	U_w (T/m^2)	EOP (T/m^2)	$q_e=N_q*EOP$ (T/m^2)
1	1.00	-	-	-	1.6	-	2	26.9	30	1.0	0.6	18
2	2.00	-	-	-	3.2	-	2	26.9	30	2.0	1.2	36
3	3.00	-	-	-	4.8	-	2	26.9	30	3.0	1.8	54
4	4.00	-	-	-	6.4	-	5	28	41	4.0	2.4	98
5	5.00	-	-	-	8.0	-	5	28	41	5.0	3.0	123
6	6.00	-	-	-	9.6	-	5	28	41	6.0	3.6	148
7	7.00	-	-	-	11.3	-	13	30.8	55	7.0	4.3	234
8	8.00	-	-	-	12.9	-	15	31.5	65	8.0	4.9	319
9	9.00	-	-	-	14.6	-	15	31.5	65	9.0	5.6	361
10	10.00	-	-	-	16.2	-	18	32.4	82	10.0	6.2	508
11	11.00	-	-	-	17.9	-	23	34	115	11.0	6.9	788
12	12.00	-	-	-	19.5	-	23	34	115	12.0	7.5	863
13	13.00	-	-	-	21.2	-	29	35.7	145	13.0	8.2	1182
14	14.00	-	-	-	22.8	-	26	34.9	115	14.0	8.8	1012
15	15.00	-	-	-	24.5	-	26	34.9	115	15.0	9.4	1087
16	16.00	-	-	-	26.1	-	28	35.4	145	16.0	10.1	1465
17	17.00	-	-	-	27.8	-	31	36.3	170	17.0	10.8	1828
18	18.00	-	-	-	29.6	-	31	36.3	170	18.0	11.6	1964
19	19.00	-	-	-	31.4	-	32	36.5	170	19.0	12.4	2100
20	20.00	-	-	-	33.2	-	34	37.1	200	20.0	13.2	2630
21	21.00	-	-	-	35.0	-	34	37.1	200	21.0	14.0	2790
22	22.00	-	-	-	36.8	-	34	37.1	200	22.0	14.8	2950
23	23.00	-	-	-	38.6	-	35	37.3	200	23.0	15.6	3110
24	24.00	-	-	-	40.4	-	35	37.3	200	24.0	16.4	3270
25	25.00	-	-	-	42.2	-	36	37.6	200	25.0	17.2	3430
26	26.00	-	-	-	44.1	-	50	40.7	335	26.0	18.1	6047

อำนวนและขนาดของฐานรากที่ปรากฏในแบบนี้เป็นเพียงการสมมติฐานเท่านั้น และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการก่อสร้าง



สำนักงานเลขาธิการสภาผู้แทนราษฎร
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่ระบุไว้ว่าเป็นเพียงการสมมติฐานเท่านั้น
และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการบูรณะ



สำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นั้นเป็นเพียงการสมมุติฐานเท่านั้น
และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนเริ่มการบูรณะ

Load Capacity of Single Driven Pile (from Boring No.3)

fc' = 250 ksc									S.F. = 2.5	
Pile Size (m)	P (m)	A (m^2)	Σq_f (T/m)	q_e (T/m^2)	Q_f (T)	Q_e (T)	NF (T)	W_p (T)	Q_u (T)	Q_a (T)
Pile Tip = 25.00 m			Pile Top = -1.00							
Square Pile										
0.18	0.720	0.032	42.1	1440.7	30.3	46.7	0.0	1.9	77.0	17.2*
0.26	1.040	0.068	42.1	1440.7	43.8	97.4	0.0	3.9	141.1	35.9*
0.35	1.400	0.123	42.1	1440.7	58.9	176.5	0.0	7.1	235.4	65.1*
0.40	1.600	0.160	42.1	1440.7	67.3	230.5	0.0	9.2	297.8	85.0*
0.45	1.800	0.203	42.1	1440.7	75.7	291.7	0.0	11.7	367.5	107.6*
I 0.18	0.720	0.032	42.1	1440.7	30.3	46.7	0.0	1.9	77.0	17.2*
I 0.30	1.200	0.090	42.1	1440.7	50.5	129.7	0.0	5.2	180.1	47.8*
I 0.35	1.400	0.123	42.1	1440.7	58.9	176.5	0.0	7.1	235.4	65.1*
I 0.40	1.600	0.160	42.1	1440.7	67.3	230.5	0.0	9.2	297.8	85.0*

อำนวนและขนาดของฐานรากที่ระบุไว้นี้เป็นเพียงการสมมติฐานเท่านั้น
และจำเป็นต้องดำเนินการตรวจสอบฐานรากอีกครั้งก่อนดำเนินการปรับ