

STEEL CONSTRUCTION TODAY & TOMORROW

(No. 53 April 2018)

A Joint Publication of the Japan Iron and Steel Federation and
Japanese Society of Steel Construction
Thai Version

หนังสือ Steel Construction Today & Tomorrow เวอร์ชันภาษาอังกฤษ จะมี
การจัดพิมพ์ปีละ 3 ครั้ง และจะมีการกระจายไปยังผู้บริหาร และบุคลากรของบริษัท
ในกลุ่มอุตสาหกรรม และองค์กรต่างๆ ทั่วโลก วัตถุประสงค์ของหนังสือนี้ คือการ
นำเสนอถึงมาตรฐานและข้อกำหนดที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างเหล็ก ตัวอย่าง
โครงการก่อสร้างยุคใหม่ เทคโนโลยีงานก่อสร้างอันทันสมัย และหัวข้ออื่นๆ ที่เกี่ยวข้อง
กับงานก่อสร้างอาคาร และงานวิศวกรรมโยธา

เพื่อให้ผู้อ่านชาวไทย ได้เข้าใจบทความในหนังสือนี้ดียิ่งขึ้น ก็ได้มีการดำเนินการ
จัดเตรียมเวอร์ชันภาษาไทย เพื่อแนบไปกับหนังสือเวอร์ชันภาษาอังกฤษ ในส่วนของรูป
ถ่าย ภาพและตาราง จะแสดงในเวอร์ชันภาษาไทยเฉพาะชื่อภาพและชื่อตาราง ซึ่งควร
ต้องดูเวอร์ชันภาษาอังกฤษประกอบไปด้วยเพื่อความสมบูรณ์ชัดเจนของเนื้อหา
นอกจากนี้หากต้องการอ้างอิงรายละเอียดในเชิงเทคนิค ก็โปรดอ้างอิงจากหนังสือเวอร์
ชันภาษาอังกฤษเป็นหลัก

ฉบับที่ 53 เดือนเมษายน 2018: สารบัญ

หัวข้อพิเศษ: สมาคมเหล็กก่อสร้างแห่งประเทศไทย (JSSC)

ผลงานอันโดดเด่นในปี 2017

สะพาน Osman Gazi ประเทศตุรกี.....1

อาคาร Shinjuku Toho.....3

[Tokyo Garden Terrace Kioicho] หอคอย Kioi.....4

ความสัมพันธ์ของหน่วยแรง Macro stress และ principal stress ที่เกิดขึ้นกับบริเวณ
ที่เชื่อมด้วยวิธี Electro-Slag Weld ระหว่างแผ่นไดอะแฟรมด้านในและเสาเหล็กกล่อง.....5

การขยายตัวของอาคารแตกร้าวจากการล้าของเหล็กภายใต้การเสียรูปขนาดใหญ่จากแรง
ที่กระทำเป็นวงรอบและ การนำไปใช้ในทางปฏิบัติ.....6

บทความประกอบ: เทคโนโลยีการก่อสร้างอาคารโครงสร้างเหล็กของประเทศ
ญี่ปุ่น

ภาพรวมโครงการอาคารผู้โดยสารสนามบินนานาชาติ Doha แห่งใหม่.....7

โครงการ Taipei Nanshan Plaza ในประเทศไต้หวัน.....10

สะพาน Tsubasa ประเทศกัมพูชา.....13

บทความพิเศษ: การใช้เหล็กกล้าไร้สนิมประเภท

Lean Duplex Stainless Steel สำหรับระบบรับน้ำ.....16

กิจกรรมระดับนานาชาติของสมาคมเหล็กก่อสร้างประเทศญี่ปุ่น.....18

JSSC Operations.....ปกหลัง

หมายเลขหน้าที่กำกับ อ้างอิงนิตยสารฉบับภาษาอังกฤษ ฉบับที่ 53

ฉบับภาษาไทย: ©The Japan Iron and Steel Federation 2017

The Japan Iron and Steel Federation

3-2-10 Nihonbashi-Kayabacho, Chuo-ku, Tokyo 103-0025, Japan

โทรสาร: 81-3-3667-0245

โทรศัพท์ : 81-3-3669-4815

ที่อยู่อีเมล: sunpou@jisf.or.jp

เว็บไซต์: <http://www.jisf.or.jp>

หัวข้อพิเศษ: สมาคมเหล็กก่อสร้างแห่งประเทศไทย (JSSC)

ผลงานอันโดดเด่นในปี 2017

(หน้า 1~2)

- รางวัลจากสมาคมเหล็กก่อสร้างแห่งประเทศไทย

สะพาน Osman Gazi ประเทศตุรกี

ผู้ชนะเลิศ บจก. IHI Infrastructure Systems

ภาพรวมโครงการ

สะพาน Osam Gazi ตั้งตามชื่อของกษัตริย์ Osan ที่ 1 (1259-1326 ผู้ก่อตั้งอาณาจักรออตโตมันในปี 1299) ตั้งอยู่ในบริเวณทิศตะวันตกเฉียงเหนือของประเทศตุรกี บนเส้นทางหลวงสาย Gebze-Orhangazi-Bursa-Izmir ข้ามทะเล Marmara ที่บริเวณอ่าว Izmit ระหว่างแหลม Diliskelesi ทางด้านทิศเหนือและแหลม Hersek ทางด้านทิศใต้

สะพานแห่งนี้ ซึ่ง บจก. IHI Infrastructure Systems ได้รับสัญญาในรูปแบบ EPC (Engineering, Procurement and Construction) มีความยาวช่วง 1,550 เมตร ซึ่งเป็นสะพานแขวนที่ยาวที่สุดเป็นอันดับสี่ของโลก และด้วยเหตุที่เป็นโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่และมีระยะเวลาในการก่อสร้างที่จำกัด ตลอดจนมีข้อกำหนดของการออกแบบเพื่อความยั่งยืน จึงต้องมีการบริหารจัดการทางเทคนิคและการเงินในระหว่างการก่อสร้างที่ดี เพื่อให้งานก่อสร้างประสบความสำเร็จตามเป้าหมายที่กำหนดไว้ทุกประการ (จากรูปที่ 1) การก่อสร้างได้เริ่มขึ้นในเดือนมกราคม 2013 และสะพานได้เปิดให้บริการในวันที่ 1 กรกฎาคม 2016 โดยมีระยะเวลาการก่อสร้างเพียง 3.5 ปี มีการใช้เหล็กมากกว่า 83,000 ตันและมีปริมาณคอนกรีต รว 200,000 ลูกบาศก์เมตร (ดูภาพที่ 1 และภาพที่ 2)

รูปที่ 1 การจัดการในภาพรวมของโครงการสะพาน Osamn Gazi

ภาพที่ 1 ภาพถ่ายทางอากาศของสะพาน Osamn Gazi

ภาพที่ 2 บริเวณสลักสมอทางด้านทิศใต้ของสะพาน

ความท้าทายทางวิศวกรรม

ด้วยเหตุที่สะพานตั้งอยู่ในบริเวณพื้นที่เสี่ยงภัยต่อแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ ซึ่งในปี 1999 ก็ได้เกิดแผ่นดินไหว ที่ชื่อว่า Kocaeli ขนาด 7.4 ตลอดแนวรอยเลื่อน North Anatolian Fault (NAF) ขึ้น สมรรถนะด้านความทนทานของโครงสร้างสะพานต่อเหตุการณ์แผ่นดินไหวขนาดใหญ่ ตลอดจนการก่อสร้างที่ต้องการความรวดเร็วและปลอดภัย จึงเป็นสิ่งจำเป็นที่ต้องพิจารณาเป็นสำคัญ โดยเพื่อให้บรรลุถึงเป้าหมายดังกล่าว IHI ก็ได้มีการจัดเตรียมมาตรการเพื่อประสานงานกับผู้รับเหมาช่วงจำนวนมาก ซึ่งมาจากกว่า 10 ประเทศ

ฐานรากที่รองรับหอคอยสะพาน ก่อสร้างด้วยระบบคอนกรีต มีความลึกจากระดับน้ำทะเลราว 40 เมตร อยู่บนชั้นกรวด โดยมีเสาเข็มเหล็กจำนวน 195 ต้น นำมาติดตั้งเพื่อรองรับหอคอยสะพานแต่ละหอ (รูปที่ 2) ผู้ออกแบบได้ออกแบบให้ฐานรากหอคอยสามารถขยับให้ตัวได้ในช่วงที่เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ (มีค่าการเกิด 2,500 ปี) ทั้งนี้ รอยเลื่อน NAF ที่ไต่ถาลงถึงนั้น อยู่ใกล้กับตำแหน่งที่ก่อสร้างสะพาน โดยห่างออกไปราว 2 กิโลเมตร จากบริเวณสมอฮึดสายเคเบิลสะพานทางฝั่งทิศใต้ โดย

บริเวณดังกล่าวนี้ ถือเป็นบริเวณรอยเลื่อนลำดับที่ 2 โดยวิธีการออกแบบที่ให้ฐานรากขยับให้ตัวได้ เป็นรูปแบบที่นำมาใช้กับงานก่อสร้างสะพานสะพานแขวนเป็นครั้งแรกของโลก

ความสูงของหอคอยทั้งสองอยู่ที่ราว 252 เมตร แต่ละหอคอยประกอบไปด้วยขารูปกล่อง 2 ขาเชื่อมต่อกันด้วยคานขวางสองตัว แม้ว่า ระบบโครงสร้างหอคอยคอนกรีตเสริมเหล็กสำหรับโครงสร้างสะพานช่วงยาวจะเป็นที่นิยมใช้ในงานก่อสร้างในบริเวณต่างๆ ของโลกยกเว้นในประเทศญี่ปุ่นซึ่งเป็นผู้คิดค้นหอคอยโครงสร้างสะพานช่วงยาวที่ได้มีการนำเทคโนโลยีโครงสร้างเหล็กเข้ามาใช้ แต่อย่างไรก็ดีระบบโครงสร้างเหล็กได้ถูกเลือกเข้ามาใช้เพื่อลดระยะเวลาในการก่อสร้างโดยในช่วงที่มีการทำงานฐานรากที่ระดับชั้นทรายได้ทะเล ก็มีการดำเนินการขึ้นรูป/แปรรูปโครงสร้างเหล็กในโรงงานคู่ขนานกันไป ขาของหอคอยแต่ละขาจะถูกแบ่งออกเป็น 22 ท่อน ยกไปประกอบติดตั้งด้วยการใช้เครน (ซึ่งติดตั้งอยู่บนทุ่น) ลอยน้ำ ณ ระดับที่ไม่สูงมากเกินไปกว่าครึ่งหนึ่งของความสูงของหอคอย และในส่วนที่สูงเกินกว่านี้จะใช้เครนไต่ระดับโดยการเชื่อมต่อชิ้นส่วนแต่ละท่อนจะใช้ระบบผสมผสานกันระหว่างการเชื่อมและการใช้สลักเกลียวระบบ HSFG (ดูภาพที่ 3)

สายเคเบิลหลักผลิตขึ้นจากลวดเหล็กกล้าตีเกลียวซึ่งเป็นลวดเหล็กกล้ากำลังสูง ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 5.91 มิลลิเมตร จำนวน 127 เส้น มีกำลังรับแรงดึงสูงสุด 1,760 เมกะพาสคัล โดยสายเคเบิลหลักหนึ่งเส้นมีจำนวนลวดเหล็กกล้าตีเกลียว 110 เส้น สายเคเบิลหลักนี้วางพาดระหว่างสมอฮึดเคเบิลโดยมีลวดเหล็กกล้าตีเกลียวอีกสองเส้นติดตั้งอยู่ระหว่างหอคอย ลวดเหล็กกล้าที่นำมาใช้นี้ถือว่าเป็นลวดเหล็กกล้าที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางที่ใหญ่ที่สุดตั้งแต่มีการใช้ลวดเหล็กกล้าตีเกลียวสำหรับการก่อสร้างสะพานแขวนมาตั้งแต่อดีต ซึ่งส่งผลทำให้สมอฮึดสายเคเบิลที่ปลายทั้งสองด้านมีขนาดเล็กลงเพื่อทำให้ปริมาณคอนกรีตที่ใช้ร่นน้อยลงและมีระยะเวลาการก่อสร้างที่สั้นลงตามไปด้วย (ดูภาพที่ 4)

พื้นสะพาน มีลักษณะเป็นคานเหล็กกล่องรูปหกเหลี่ยม มีความกว้าง 30.1 เมตร และมีความลึก 4.75 เมตรรองรับการจราจร 3 ช่องในแต่ละทิศทาง มีช่องทางวิ่งเดินรถสำหรับงานบำรุงรักษาซึ่งมีความกว้าง 2.9 เมตรทั้งสองด้านของพื้นสะพาน ซึ่งคล้ายกับสะพาน Bosphorus ตัวที่ 1 และตัวที่ 2 พื้นสะพานถูกแบ่งออกเป็นส่วนๆ ทั้งสิ้น 117 ส่วน แต่ละส่วนยาว 25 เมตรโดยพิจารณาถึงความสามารถในการยกของอุปกรณ์ที่ใช้ยกในช่วงการประกอบติดตั้ง (ภาพที่ 5) โดยเพื่อเป็นการลดระยะเวลาของการก่อสร้างได้มีการประกอบติดตั้งชิ้นส่วนสองชิ้นที่ช่วงกลางเข้าด้วยกันให้มีระยะความยาวรวม 50 เมตรด้วยการเชื่อมที่โรงงานแปรรูปโครงสร้างเหล็ก วิธีการนี้จะช่วยลดปริมาณการเชื่อมที่หน้างานและระยะเวลาในการประกอบติดตั้งลงได้ราว 2 เดือน

รูปที่ 2 ลักษณะของฐานรากหอคอย

ภาพที่ 3 การประกอบติดตั้งหอคอยแต่ละส่วนด้วยการใช้เครนลอยน้ำ

ภาพที่ 4 การประกอบติดตั้งเคเบิลหลักด้วยวิธีการ PPWS

ภาพที่ 5 การติดตั้งพื้นสะพานด้วยอุปกรณ์ยก

ผลต่อการพัฒนาสังคม

สำหรับโครงการนี้ได้มีวิศวกรจากประเทศญี่ปุ่นกว่า 100 คนเข้าประจำการในประเทศตุรกี ที่ทั้งโรงงานแปรรูปโครงสร้างเหล็ก และที่บริเวณพื้นที่ก่อสร้างเพื่อตรวจสอบคุณภาพของงานโครงสร้างเหล็ก และงานก่อสร้างโครงสร้างส่วนบน อันไม่เฉพาะแต่

เพื่อการตรวจสอบคุณภาพของงานก่อสร้างสะพานให้ได้คุณภาพที่สูงตามประสบการณ์
ของวิศวกรชาวญี่ปุ่นเท่านั้น แต่ยิ่งเพื่อการถ่ายทอดองค์ความรู้ไปยังวิศวกรของประเทศ
ตุรกี เพื่อการพัฒนาเทคโนโลยีของประเทศตุรกีต่อไปในอนาคต นอกจากนั้นยังได้มีการ
ต้อนรับนักศึกษาฝึกงานจากทั้งประเทศตุรกีและจากประเทศอื่นตลอดจนเปิดให้เด็กใน
พื้นที่ได้เข้าเยี่ยมชมซึ่งถือเป็นบุคลากรที่มีความสำคัญเป็นอย่างยิ่งต่อการพัฒนาใน
อนาคต (ภาพที่ 6)

ภาพที่ 6 ภาพจากมุมสูง

กิตติกรรมประกาศ

ผู้เขียนขอขอบพระคุณ KGM (สำนักงานทางหลวง กระทรวงคมนาคม ประเทศตุรกี)
และ OTOYOL YATIRIM VE ISLETME A.S สำหรับคำแนะนำที่มีประโยชน์อันส่งผลต่อ
ผลสัมฤทธิ์ของงานก่อสร้าง และสำหรับการอนุญาตให้ตีพิมพ์เผยแพร่เอกสารฉบับนี้

Fig. 1 General Arrangement of Osman Gazi Bridge

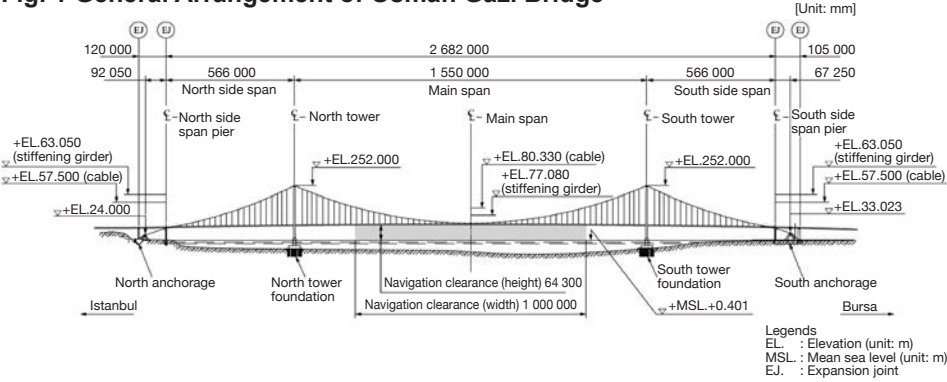


Photo 1 Aerial view of Osman Gazi Bridge



Photo 2 South anchorage area and the bridge

Fig. 2 Schematic Image of Tower Foundation

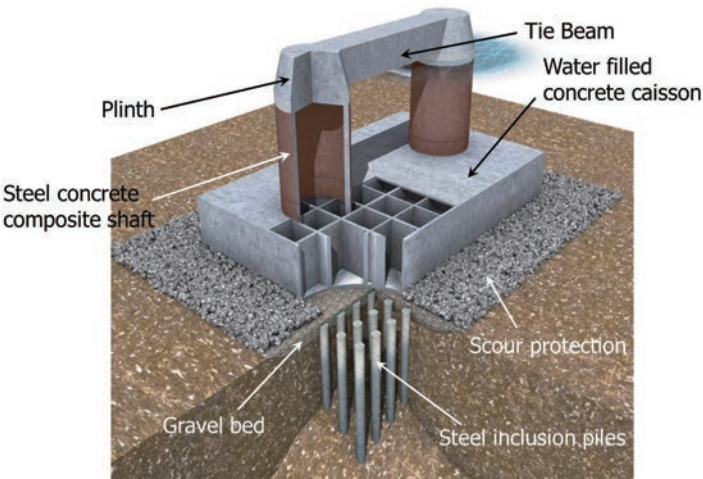


Photo 3 Tower block erection by floating crane



Photo 4 Main cable erection by PPWS method



Photo 5 Deck erection by lifting device



Photo 6 View at tower top

(หน้า 3~4)

● รางวัลแห่งความสำเร็จ

อาคาร Shinjuku Toho

ผู้ชนะเลิศ: บริษัท Takenaka Corporation

อาคาร Shinjuku Toho เป็นอาคารเอนกประสงค์ โดยมีการจัดสรรพื้นที่สำหรับเป็น
โรงพยาบาล ศูนย์การค้า และโรงแรม มีเปลือกผนังอาคารที่เพรียวบาง มีจำนวนชั้น
ทั้งสิ้น 30 ชั้นได้มีความสูง 130.25 เมตร อาคารก่อสร้างแล้วเสร็จในปี 2015 ในย่าน
Shijuku-ku กรุงโตเกียว

การควบคุมการตอบสนองของอาคารด้วยการใช้เสาต่อเหล็กกำลังสูงกรอก ด้วยคอนกรีต และข้อกำหนดใหม่ของแผ่นโคอะแฟรม

ด้วยอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างของส่วนโครงสร้างอาคารที่ค่อนข้างมาก สูงสุดถึง
ราว 6.8 นอกจากนี้สถิติพื้นที่ของส่วนที่ความสูงมีค่าไม่มาก ส่งผลต่อการ
เคลื่อนตัวในแนวนอนโดยเฉพาะอย่างยิ่งในบริเวณที่มีความสูงของชั้นค่อนข้างมากเมื่อ
เกิดแผ่นดินไหว (รูปที่ 1)

สำหรับวิธีในการแก้ปัญหาดังกล่าวนี้มีความจำเป็นที่จะต้องควบคุมสถิติพื้นที่ในแนวนอน
ของส่วนที่ไม่สูงมากนักไม่ให้มีค่ามากเกินไปกว่าบริเวณส่วนของอาคารที่มีความสูงมาก
โดยเพื่อให้บรรลุถึงวัตถุประสงค์ดังกล่าว เสาที่ใช้ในการก่อสร้างอาคารจึงจำเป็นต้อง
มีความแข็งแรงอย่างเพียงพอ ด้วยเหตุผลที่กล่าวมานี้จึงได้เลือกใช้ระบบเสาทรง
สี่เหลี่ยมกลวงกรอกด้วยคอนกรีตที่ประกอบขึ้นจากเหล็กแผ่นกำลังสูงที่มีความแข็งแรง
ถึง 780 นิวตันต่อตารางมิลลิเมตร แล้วใช้คอนกรีตที่มีกำลังรับแรงอัดสูงถึง 100 นิวตัน
ต่อตารางมิลลิเมตร คุณสมบัติของระบบที่นำมาใช้นี้สามารถช่วยอำนวยความสะดวก
ควบคุมสถิติพื้นที่ในแนวนอนระหว่างส่วนของอาคารที่ไม่สูงมากและส่วนของอาคารที่สูง
มากในช่วงของการเกิดแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิภาพ

ด้วยแผ่นโคอะแฟรมด้านในซึ่งใช้เหล็กแผ่นกำลังสูง 780 นิวตันต่อตารางเมตรลิเมตร
เชื่อมเข้ากับเหล็กแผ่นด้านนอกด้วยวิธีการเชื่อมที่เรียกว่า Electro Slag Welding
(ESW) ซึ่งเพื่อให้คลายความเป็นกังวลต่อคุณภาพของงานเชื่อม จึงได้มีการทดสอบเต็ม
รูปแบบในห้องปฏิบัติการเพื่อกำหนดวิธีการประกอบเสาเหล็กดังกล่าวจากโรงงาน
เพื่อให้มีค่า Charpy value ที่ไม่น้อยกว่า 27J (ภาพที่ 2) ผลต่อเนื่องที่เกิดขึ้นคือได้มี
การกำหนดมาตรฐานสำหรับการเชื่อมแผ่นโคอะแฟรมด้านในด้วยวิธี ESW เป็นครั้งแรก
สำหรับเสาเหล็กกำลังสูงเกรด 780 นิวตันต่อตารางเมตรลิเมตร

การพัฒนาวิธีการเชื่อมที่หน้างานในบริเวณส่วนที่ไม่ได้ทำร่องไว้

ในงานก่อสร้างอาคารสูงระบบโครงสร้างเหล็ก มีความจำเป็นที่จะต้องตรวจสอบให้เกิด
ความมั่นใจถึงคุณภาพของจุดต่อระหว่างเสากับคาน โดยสำหรับอาคาร Shinjuku
Toho นี้เราได้มีการพัฒนาวิธีการเชื่อมบากร่องที่หน้างานในบริเวณส่วนที่ไม่ได้ทำร่อง
ไว้ ซึ่งเป็นรายละเอียดที่คิดค้นขึ้นใหม่สำหรับตำแหน่งปลายคาน (รูปที่ 2) ด้วยวิธีการ
ดังกล่าวนี้ เราสามารถเพิ่มความสามารถในการยึดตัวระดับพลาสติกของจุดต่อเสา-คาน
ด้วยการเติมร่องโค้งเพื่อการเชื่อม โดยใช้การเชื่อมโดยที่ไม่ต้องยึดขยายขนาดปลายคาน

ภายหลังจากที่ได้มีการทดสอบตัวอย่างรูปตัว T อย่างเต็มรูปแบบในห้องปฏิบัติการ ซึ่ง
ใช้วิธีการเชื่อมที่ได้พัฒนาขึ้นมาใหม่นี้ เพื่อยืนยันถึงความสามารถในการยึดตัวของจุด
ต่อเสา-คานที่สูง ก็ได้มีการนำวิธีการดังกล่าวไปใช้ในการปฏิบัติจริง โดยวิธีการเชื่อม
รูปแบบใหม่นี้ดังกล่าวเป็นวิธีที่ง่ายต่อการปฏิบัติ ซึ่งคาดว่าจะนำไปใช้ในการก่อสร้าง
อาคารอย่างแพร่หลายในอนาคต

ภาพที่ 1 เปลือกอาคารทางด้านทิศใต้ที่โดดเด่นเป็นลักษณะ

ภาพที่ 2 ผลการทดสอบ Macroscopic ของการเชื่อมแบบ ESW

รูปที่ 1 การควบคุมการตอบสนองของอาคารโดยการใช้เสาต่อเหล็กกำลังสูง 780 นิว
ตันต่อตารางมิลลิเมตร กรอกด้วยคอนกรีต

รูปที่ 2 รายละเอียดของการเชื่อมแบบไร้ร่องไว้เพื่อการเชื่อมร่องที่หน้างาน

[Tokyo Garden Terrace Kioicho]

หอคอย Kioi

ผู้ชนะเลิศ: Yuichi Koitabashi and Seiya Kimura จาก บจก. Nikken Sekkei และ Kajima Corporation

จากแผนที่เตรียมไว้สำหรับงานก่อสร้างหอคอย Kioi ตามแนวคิดดั้งเดิม (A และ B) อุปกรณ์และเครื่องมืออื่นทันสมัยต่างๆ ได้ถูกเตรียมไว้เพื่อรองรับกับสิ่งที่คาดว่าจะเกิดขึ้นในระหว่างการออกแบบและการก่อสร้าง แนวคิดดังกล่าวนี้ได้นำไปสู่ภาพลักษณ์ของงานก่อสร้างในเชิงสถาปัตยกรรมและระบบงานก่อสร้างที่ผนวกรวมการใช้โครงสร้างเหล็กเข้ามาประกอบด้วย

อาคารสูงระฟ้าที่มีสมรรถนะด้านทานแผ่นดินไหวขั้นรุนแรง

A: การออกแบบเพื่อสมรรถนะการต้านทานแผ่นดินไหวที่สูงโดยที่โครงสร้างหลักจะต้องคงสถานะอยู่ในช่วงอีลาสติก และความเร่งตอบสนองของพื้นอาคารในกรณีที่เกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ ตลอดจนแผ่นดินไหวที่มีศูนย์กลางในบริเวณรอบกรุงโตเกียวจะต้องไม่มากเกินไปกว่า 250 gal เพื่ออำนวยความสะดวกในการทำงานและโรงแรมสามารถให้บริการได้อย่างต่อเนื่อง

สำหรับแนวคิดนี้ อาคารสูงที่ต้องการความทนทานสูงแต่สามารถที่จะประหยัดปริมาณเหล็กโครงสร้างก็เป็นสิ่งที่ต้องให้ความสำคัญ ดังนั้น ระบบการควบคุมการสั่นแบบผสมระหว่าง 1) และ 2) ที่ให้ประสิทธิภาพสูงจึงเป็นสิ่งที่ได้นำมาใช้ โดยที่

- 1) เป็นนวัตกรรมควบคุมการสั่นที่มีการคำนึงถึงคุณสมบัติของตัวโครงสร้างเองที่สามารถดูดซับพลังงานอันส่งผลต่อแรงแผ่นดินไหวที่กระทำกับตัวอาคาร (แรงเฉือนระหว่างชั้น) ที่น้อยลง ซึ่งคือความสามารถในการเสียรูปของโครงสร้างขนาดใหญ่ซึ่งประกอบไปด้วยโครงหลักขนาดใหญ่และผนังเหล็กแผ่น โดยพบว่าประสิทธิภาพในการดูดซับพลังงาน เพิ่มขึ้นได้สูงที่สุดถึงราว 50% เมื่อเทียบกับอาคารสูงระฟ้าทั่วไปและแรงเฉือนระหว่างชั้นที่ลดลงถึงราว 75% (รูปที่ 1-3)
- 2) การจัดเตรียมระบบตรวจวัดอันทันสมัยซึ่งประกอบไปด้วยการตรวจวัดความเร่งตอบสนองของพื้นระยะการเสียรูปเพื่อตรวจสอบและควบคุมให้อาคารโครงสร้างเหล็กมีอายุการใช้งานที่ยืนยาวและเพื่อเตรียมการสำหรับการบำรุงรักษาอุปกรณ์ควบคุมการสั่นที่มีประสิทธิภาพ ซึ่งทั้งหมดนี้เป็นตัวบ่งชี้ถึงระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่เกิดขึ้น

อุปกรณ์ควบคุมการสั่นระบบผสมผสานที่มีประสิทธิภาพสูง

B: แนวทางในการลดการสั่นไหวภายหลังจากการเกิดแผ่นดินไหวคาบยาวหรือแผ่นดินไหวขนาดใหญ่พิเศษ

เพื่อให้บรรลุถึงวัตถุประสงค์ดังกล่าวนี้ผู้ออกแบบได้มีการจัดเตรียมตัวหน่วงระบบ Active mass damper (AMD) ที่โครงสร้างหลังคา AMD นี้เป็นอุปกรณ์เสริมที่ช่วยลดความรุนแรงของการสั่นไหวหลังจากการเกิดแผ่นดินไหวได้ประมาณ 30-50% และลดระยะเวลาการสั่นลงได้ราว 3 นาทีเมื่อเทียบกับอาคารที่ไม่มีระบบควบคุมการสั่นอันส่งผลทำให้การอพยพเคลื่อนย้ายผู้ประสบภัยสามารถทำได้อย่างรวดเร็ว

- รูปที่ 1 ภาพรวมของระบบควบคุมการสั่น
รูปที่ 2 แผนการจัดวางอุปกรณ์ควบคุมการสั่น
รูปที่ 3 ข้อมูลประวัติเวลาของแรงในแนวแกนที่เกิดขึ้นกับระบบควบคุมการสั่น (1 ตัว)
ภาพที่ 1 ภาพรวมของอาคาร [Tokyo Garden Terrace Kioicho] Kioi



Photo 1 Symbolic façade of south-side surface
TM&©TOHO CO., LTD.

Fig. 1 Response Control by the Use of CFT Columns Employing 780 N/mm²-grade High-strength Steel

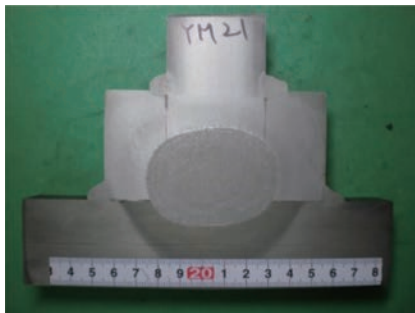
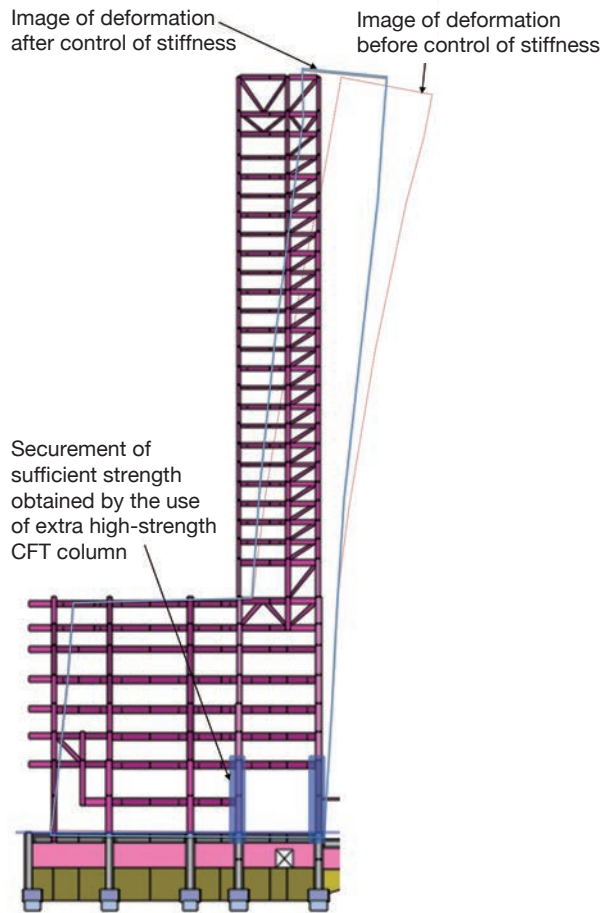


Photo 2 Macroscopic test results for electro-slag weld

Fig. 2 Details of Improved Non-scallop On-site Welding Method

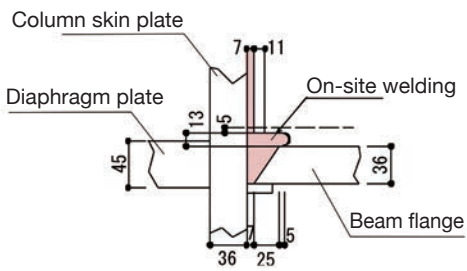


Fig. 1 Overview of Vibration Control System

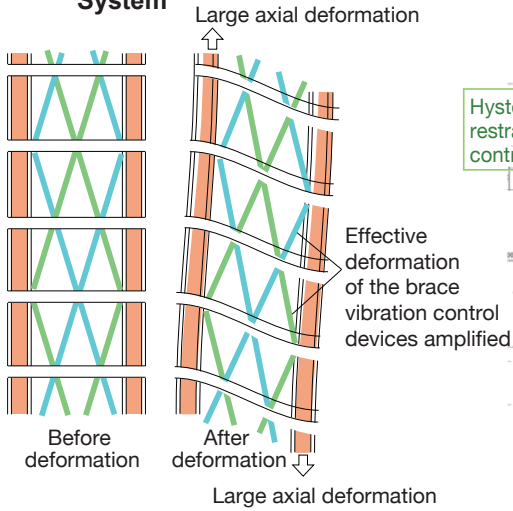


Fig. 2 Vibration Control Device Layout Diagram

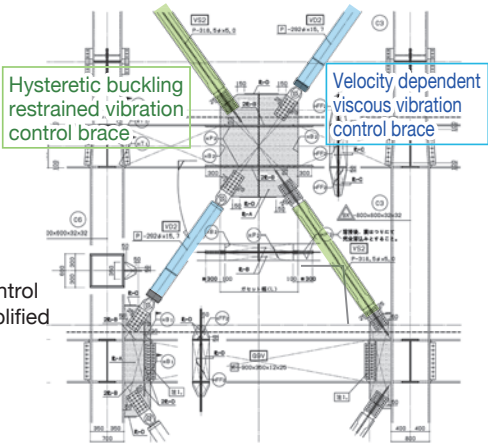


Fig. 3 Time History of Axial Forces Generated in the Vibration Control System (1 Unit)

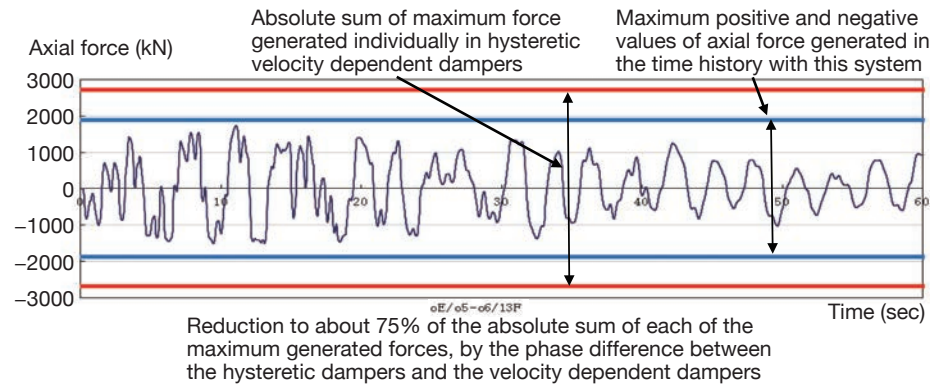


Photo 1 Full view of [Tokyo Garden Terrace Kioi-cho] Kioi Tower

(หน้าที่ 5~6)

รางวัลผลงานวิจัย

ความสัมพันธ์ของหน่วยแรง Macro stress และ principal stress ที่เกิดขึ้นกับบริเวณที่เชื่อมด้วยวิธี Electro-Slag Weld ระหว่างแผ่นไดอะแฟรมด้านในและเสาเหล็กกล่อง

ผู้ชนะเลิศ: Takumi Ishii บริษัท JFE Techno-Research Corporation

ความแข็งแรงที่เพิ่มขึ้นสำหรับรอยเชื่อม ESW

เสารูปกล่องผลิตขึ้นจากการเชื่อมเหล็กแผ่นเข้าด้วยกันโดยใช้วิธีการเชื่อมที่เรียกว่า Electro-Slag Welding (ซึ่งต่อไปจะใช้คำว่า ESW แทน) ผู้ใช้หลายท่านได้แสดงความกังวลถึงรอยแตกที่อาจเกิดขึ้นที่ปลายแหลมของร่องบากระหว่างแผ่นรองเชื่อมและแผ่นประกอบเป็นเสาด้านนอกสำหรับรอยเชื่อม ESW ระหว่างแผ่นไดอะแฟรมด้านในและแผ่นเหล็กที่ประกอบเป็นเสาด้านนอก (รูปที่ 1)

ถึงแม้ว่าจะยังไม่เคยปรากฏถึงการรายงานถึงความเสียหายของการแตกในรูปแบบดังกล่าว แต่ก็มีผลการทดสอบในช่วงหลังๆ ที่แสดงให้เห็นถึงความเสียหายที่อาจเกิดการแตกแบบเปราะขึ้นที่แผ่นไดอะแฟรมด้านในที่มีการเชื่อมด้วยวิธี ESW ภายใต้สภาวะหนึ่งๆ จากผลการทดสอบดังกล่าวก็เป็นข้อสรุปว่าการเชื่อมแบบ ESW มีความจำเป็นที่จะต้องเพิ่มความแข็งแรงให้มากยิ่งขึ้น

การศึกษาถึงความแข็งแรงต่อการแตกร้าวของรอยเชื่อมแบบ ESW

การศึกษาด้านความแข็งแรงต่อการแตกร้าวของการเชื่อมแบบ ESW นั้นได้เคยมีการนำเสนอในวารสาร Steel Construction Engineering ของ สมาคมโครงสร้างเหล็กแห่งประเทศไทย ในบทความเรื่อง “Study on Fracture Behaviors of Electro-slag Welds of Column-Beam Partial Models” (ฉบับที่ 16 (2009) ลำดับที่ 64) และบทความเรื่อง “Study on Fracture Behaviors of Electro-slag Welds of Column-Beam Partial Framing Models” (ฉบับที่ 17 (2010) ลำดับที่ 68) ในบทความทั้ง 2 ฉบับเราได้นำเสนอถึงประเด็นที่เกี่ยวข้องกับความแข็งแรงต่อการแตกร้าวของโลหะเชื่อมบริเวณหลอมละลายและบริเวณที่ได้รับผลกระทบจากความร้อนสูงของการเชื่อมแบบ ESW

จากผลการศึกษาทั้งสองฉบับนี้ได้แสดงให้เห็นว่ามีความสัมพันธ์ในเชิงบวกระหว่างความแข็งแรงซึ่งแสดงด้วยค่า Charpy impact energy ของโลหะเชื่อม ตำแหน่งบริเวณหลอมละลาย บริเวณที่ได้รับความร้อนสูง และความเย็นของแผ่นไดอะแฟรมด้านใน นอกจากนี้ได้มีการวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบข้างต้นซึ่งพบว่าความเค้นหลักสูงสุดมีความสัมพันธ์กับตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับความแข็งแรงต่อการแตกร้าวซึ่งเกี่ยวข้องโดยตรงกับค่า Charpy impact energy (รูปที่ 2)

การประมาณการความแข็งแรงที่ต้องการสำหรับการเชื่อมแบบ ESW

สำหรับการพิจารณาในส่วนนี้ในการศึกษาครั้งนี้ได้เสนอวิธีการที่หาความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นหลักสูงสุดกับความเค้นที่แผ่นไดอะแฟรมด้านในซึ่งพิจารณาได้ว่าเป็นสิ่งสำคัญในการคำนวณความแข็งแรงที่ต้องการสำหรับการเชื่อมแบบ ESW (รูปที่ 3) พร้อมกันนี้ได้มีการเสนอวิธีการคำนวณอย่างง่ายในการหาความเค้นที่กระทำกับแผ่นไดอะแฟรมด้านในของจุดต่อคานเสา

จากรายละเอียดที่กล่าวถึงนี้ ค่าความเค้นหลักสูงสุด (maximum principal stress) ที่เกิดขึ้นจากความเค้นที่เกิดกับแผ่นไดอะแฟรมด้านในของการเชื่อมแบบ ESW ก็สามารถคำนวณออกมาได้โดยไม่ต้องใช้การวิเคราะห์ด้วยวิธี finite element จึงส่งผลให้สามารถประเมินหาความแข็งแรงที่ต้องการได้จากระดับความเค้นที่เกิดขึ้นกับการเชื่อมแบบ ESW

รูปที่ 1 ภาพรวมของจุดต่อคานเสารูปกล่อง และความเป็นกังวลต่อการเกิดการแตกร้าวแบบเปราะ

รูปที่ 2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นหลักสูงสุดเทียบเท่า ณ จุดเริ่มของการแตกร้าว และระดับความแข็งแรงของการเชื่อมแบบ ESW

รูปที่ 3 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าความเค้นหลักสูงสุดและค่าความเค้นที่แผ่นไดอะแฟรม ซึ่งพิจารณาถึงการซึมลึกประกอบ (กราฟแปลงค่า)

การขยายตัวของรอยแตกจากข้อต่อของเหล็กภายใต้การเสียรูปขนาดใหญ่จากแรงที่กระทำเป็นวงรอบและ การนำไปใช้ในทางปฏิบัติ

ผู้ชนะเลิศ: รองศาสตราจารย์ Takeshi Hanji มหาวิทยาลัย Nagoya

Nao Terao นักศึกษา มหาวิทยาลัย Nagoya

ศาสตราจารย์ Kazuo Tateishi มหาวิทยาลัย Nagoya และ

รองศาสตราจารย์ Masaru Shimizu มหาวิทยาลัย Nagoya

การเกิดการล้าของการล้ารอบตัว เป็นรูปแบบความเสียหายประเภทหนึ่งที่พบได้ในโครงสร้างเหล็กที่ต้องเผชิญกับแผ่นดินไหว โดยบทความฉบับนี้ได้นำเสนอถึงการขยายตัวของรอยแตกจากข้อต่อของเหล็กจากข้อต่อ ซึ่งได้ดำเนินการศึกษาและพัฒนากราฟแสดงความสัมพันธ์ของการขยายตัวของรอยแตกจากข้อต่อ และได้ตรวจสอบความถูกต้องในการนำไปใช้วิเคราะห์หาการขยายตัวของรอยแตกจากข้อต่อที่จุดเชื่อมต่อ

การทดสอบการขยายตัวของรอยแตกจากข้อต่อ

การทดสอบการขยายตัวของรอยแตกจากข้อต่อในช่วงสภาวะพลาสติก ได้มีการดำเนินการโดยใช้ชิ้นงานที่มีการเชื่อมบารองที่ขอบด้านข้าง โดยใช้วัสดุ 3 ชนิดเข้าด้วยกัน (เหล็กโครงสร้าง เกรด 400 และ 490 นิวตันต่อตารางมิลลิเมตร และโลหะเชื่อม) แต่ละตัวอย่างทดสอบได้มีการใส่แรงกระทำในลักษณะที่มีการควบคุมระยะการเสียรูปในระหว่างการทดสอบ ความยาวของรอยแตกที่แต่ละช่วงได้มีการตรวจวัดด้วยกล้องจุลทรรศน์ รูปที่ 1(a) แสดงให้เห็นถึงตัวอย่างของปลายรอยแตกที่สังเกตได้จากขอบด้านข้างตัวอย่าง ภาพผิวที่แตกของตัวอย่างหนึ่งๆ แสดงในรูป 1(b) จากรูปแสดงให้เห็นว่าการแตกเกิดจากการขยายตัวตามแนวการบารองทางด้านข้าง โดยตำแหน่งของการแตกจะเป็นแพทเทิร์นเดียวกันตลอดทิศทางตามความหนาของหน้าตัด ด้วยเหตุที่มีการบารองด้านข้างก่อนการเชื่อม

สมการสำหรับการหาอัตราการขยายตัวของรอยแตกจากข้อต่อ

ในการวิเคราะห์เพื่อหาแนวโน้มของการเกิดการแตกของตัวอย่างภายใต้การเกิดแรงกระทำแบบวงรอบด้วยแรงกระทำในช่วง J-integral range ได้มีการนำวิธีการวิเคราะห์ Finite Element โดยกำหนดให้วัสดุมีลักษณะเป็นอีลาสติก-พลาสติก แรงที่กระทำแบบวงรอบในช่วง J-integral range หรือ ΔJ ได้นิยามว่า เป็นช่วงของแรงที่กระทำจากค่าต่ำสุดไปยังแรงกระทำสูงสุด โดยวิธีการคำนวณแรงที่กระทำแบบวงรอบในช่วง J-integral range สามารถหาได้จากสมการต่อไปนี้

$$\Delta J = \int_{\Gamma} \left(W' dy - \Delta T \frac{\partial \Delta u}{\partial x} ds \right)$$

$$W' = \int_0^{\Delta \epsilon_{ij}} \Delta \sigma_{ij} d\Delta \epsilon_{ij}$$

โดยที่ W' เป็น ช่วงของพลังงานที่สะสมเนื่องจากการเสียรูปของวัสดุ (range of strain energy density) ΔT เป็นช่วงของการขยับทิศทาง และ Δu , $\Delta \sigma$ and $\Delta \epsilon$ เป็นช่วงเวกเตอร์ของการเคลื่อนที่ ของค่าความเค้น และของค่าความเครียด ตามลำดับ

รูปที่ 2 แสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ระหว่างอัตราการขยายตัวของรอยแตก da/dN ที่วัดในช่วงระหว่างการทดสอบ และและแรงที่กระทำแบบวงรอบในช่วง J-integral range หรือ ΔJ สามารถหาได้จากการคำนวณจากสมการ ค่าที่นำมาแสดงจะกระจายตัวอยู่ในช่วงเดียวกันซึ่งแสดงว่า J-integral range หรือ ΔJ มีความสัมพันธ์กับอัตราการขยายตัวของรอยแตก ซึ่งจากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวก็น่าจะสามารถสรุปยืนยันได้ว่ามีความเหมาะสมในการนำสมการวิเคราะห์หาอัตราการขยายตัวของรอยแตกไปใช้

การคาดการณ์ขยายตัวของรอยแตกจากข้อต่อในบริเวณจุดเชื่อมต่อ

การทดสอบการล้าวงรอบตัวได้มีการดำเนินการกับการเชื่อมที่ขอบมุม (corner welded joint) โดยได้มีการบันทึกและทำนายอัตราการขยายตัวของรอยแตกที่ที่เกิดขึ้นจากรอยเชื่อม (weld root) เพื่อยืนยันถึงประสิทธิภาพและความแม่นยำของกราฟแสดงความสัมพันธ์ของอัตราการขยายตัวของรอยแตกที่ได้นำเสนอไป การขยายตัวของรอยแตกได้ถูกประมาณการด้วยการอ้างอิงแรงที่กระทำแบบวงรอบในช่วง J-integral range หรือ ΔJ ซึ่งได้จากการวิเคราะห์ และจากสมการซึ่งมีขั้นตอนดังนี้

- นิยามความยาวของการแตก และคำนวณค่าแรงกระทำแบบวงรอบในช่วง J-integral range หรือ ΔJ
- คำนวณความยาวของการแตก (da) จากแรงกระทำ 1 รอบ ($dN = 1$) จากสมการที่ได้นำเสนอไป
- ปรับความยาวของการแตก เป็น $a+da$ จากนั้นไปคำนวณค่าแรงกระทำแบบวงรอบในช่วง J-integral range หรือ ΔJ
- คำนวณค่าความยาวของการแตก (da) จากแรงกระทำ 1 รอบ

รูปที่ 3 แสดงผลการคาดการณ์ โดยผลที่คาดกับผลที่สังเกตเห็นได้จากการทดสอบนั้นอยู่ในช่วงที่สอดคล้องกัน นั้นแสดงให้เห็นว่าเราสามารถคาดการณ์การขยายตัวของรอยแตกภายใต้แรงที่กระทำแบบวงรอบในช่วง J-integral range ในช่วงแรงกระทำวงรอบตัวโดยใช้สมการที่นำเสนอได้อย่างแม่นยำ

รูปที่ 1 ผลการทดสอบ

รูปที่ 2 อัตราการขยายตัวของรอยแตก เทียบกับ แรงที่กระทำแบบวงรอบในช่วง J-integral range

รูปที่ 3 การประมาณการการขยายตัวของรอยแตก ณ จุดเชื่อมต่อ



Takumi Ishii

1991: Graduated from Graduate School of Engineering, Chiba University; Entered Kawasaki Steel Corporation

2003: Civil Engineering Dept., JFE R&D Corporation

2009: Steel Research Laboratory, JFE Steel Corporation

2017: Structures Performance Center, JFE Techno-Research Corporation

Fig. 1 Outline of Column-Beam Connection of Box Column and Anxiety over Brittle Fracture Occurrence

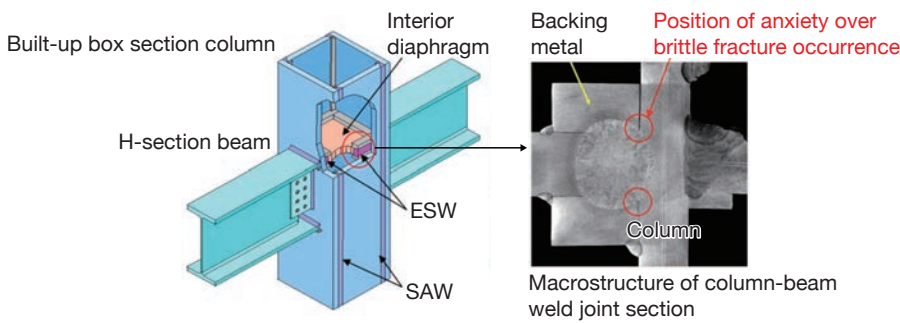


Fig. 2 Relationship between Equivalent Value of Maximum Principal Stress at Fracture Initiation Point and ESW Toughness Level

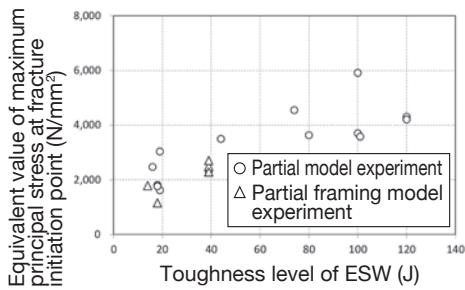
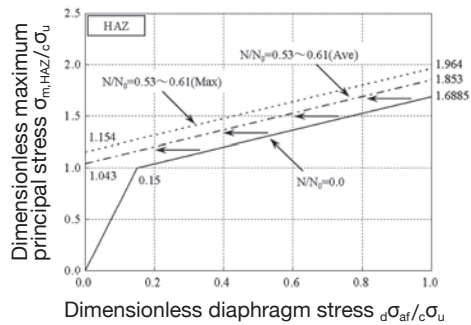


Fig. 3 Relationship between Dimensionless Maximum Principal Stress and Dimensionless Diaphragm Stress that Takes Penetration into Account (Conversion Curve)





Takeshi Hanji
 2001: Graduated from School of Engineering, Nagoya University
 2006-2009: Researcher, University of California, San Diego; EcoTopia Science Institute, Nagoya University; Center for Urban Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology
 2010-: Associate Professor, Graduate School of Engineering, Nagoya University

Fig. 1 Test Results

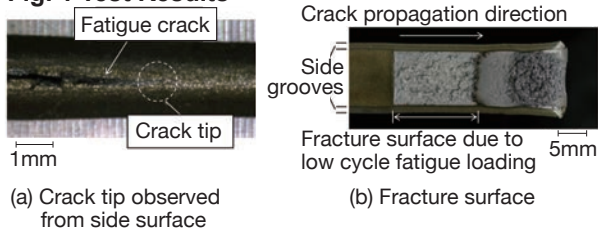


Fig. 2 Crack Growth Rate vs Cyclic J-integral Range

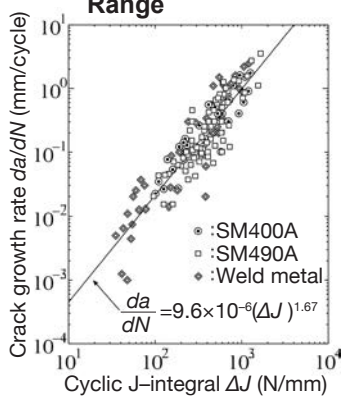
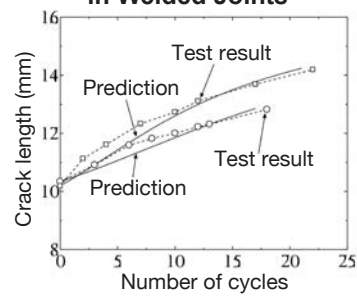


Fig. 3 Crack Growth Prediction in Welded Joints



บทความประกอบ: เทคโนโลยีการก่อสร้างอาคารโครงสร้างเหล็กของประเทศญี่ปุ่น

ในลำดับต่อไปจะเป็นการนำเสนอตัวอย่างที่มีการนำเทคโนโลยีการก่อสร้างด้วยโครงสร้างเหล็กที่คิดค้นขึ้นในประเทศญี่ปุ่นกับโครงการในประเทศต่างๆ ตลอดจนตัวอย่างของโครงการดังกล่าวที่บริษัทจากประเทศญี่ปุ่นได้นำมาประยุกต์ใช้จนประสบความสำเร็จ

เทคโนโลยีการก่อสร้างหรือโครงสร้างเหล็กจากประเทศญี่ปุ่น (1)

อาคารผู้โดยสารสนามบินนานาชาติ Doha แห่งใหม่

โดย Tsutomu Hirata บริษัท Taisei Corporation

ภาพรวมโครงการอาคารผู้โดยสารสนามบินนานาชาติ Doha แห่งใหม่

ประเทศกาตาร์ได้มีการวางแผนก่อสร้างสนามบินแห่งใหม่บนพื้นที่กว่า 29 ตารางกิโลเมตร (โดยกว่า 60% เป็นพื้นที่ที่ได้จากการถมทะเล) ทางทิศตะวันตกเฉียงใต้ของกรุงโดฮาเมืองหลวงของประเทศกาตาร์ โดยจะเป็นสนามบินชั้นนำในแถบตะวันออกกลางมีอาคารผู้โดยสารที่สามารถรองรับผู้ใช้บริการได้ถึง 24 ล้านคน และสินค้าได้ถึง 1.4 ล้านตันต่อปี โดยมีทางวิ่ง 2 ฝั่งที่ยาวกว่า 4,000 เมตร มีอาคารจอดรถเครื่องบิน อาคารเตรียมอาหาร หอบังคับการ และอาคารผู้โดยสารสำหรับบุคคลเชื้อพระวงศ์ โดยถือเป็นโครงการก่อสร้างขนาดใหญ่ที่มีสัญญาจ้างกว่า 100 สัญญา

อาคารผู้โดยสารสนามบินนานาชาติ Doha แห่งใหม่นี้เป็นเหมือน ศูนย์กลางของงานก่อสร้างทั้งโครงการ (ภาพที่ 1) การก่อสร้างใช้ระยะเวลาการดำเนินการราว 64 เดือน ตั้งแต่เดือนธันวาคม 2006 ถึงเดือนกรกฎาคม 2011สนามบินแห่งนี้เปิดให้บริการในปี 2014 โดยเป็นศูนย์กลางการเดินทางในทางพื้นที่แถบตะวันออกกลาง โดยการก่อสร้างได้ดำเนินการโดยบริษัทร่วมทุนระหว่างบริษัท Taisei Corporation ซึ่งเป็นผู้รับเหมาชั้นนำของประเทศญี่ปุ่นและบริษัทร่วมทุนจากประเทศตุรกี

ภาพที่ 1 ภาพรวมของอาคารผู้โดยสารสนามบินนานาชาติ Doha แห่งใหม่

ภาพการก่อสร้างอาคารผู้โดยสารแห่งใหม่

● รายละเอียดสัญญาการจัดจ้างโครงการ

บริษัท Taisei Corporation ได้เข้าร่วมการประมูลงานก่อสร้างอาคารผู้โดยสารแห่งใหม่ โดยการรวมทุนกับ TAV จากประเทศตุรกี (เป็นบริษัทร่วมทุน Sky Oryx) ซึ่งเป็นบริษัทที่มีประสบการณ์ในการก่อสร้างสนามบินและการบริหารจัดการงานก่อสร้าง เจ้าของโครงการได้เริ่มดำเนินการด้วยการคัดกรองคุณสมบัติ ในเดือนเมษายน 2005 และในเดือนมีนาคมปี 2006 บริษัทร่วมทุนก็ได้รับเอกสารแจ้งผลการตัดสินใจว่าได้รับการว่าจ้างจากคณะทำงานขับเคลื่อนของอาคารผู้โดยสารสนามบินนานาชาติ Doha แห่งใหม่ และนำไปสู่การทำสัญญาจ้างกับบริษัทร่วมทุน Sky Oryx อย่างเป็นทางการในเดือนมิถุนายน 2006

● ภาพรวมของอาคารผู้โดยสาร

งานในเฟสแรก จะครอบคลุมการก่อสร้างอาคารผู้โดยสารหลัก อาคารเชื่อม โครงสร้างยกระดับ สะพานลอย และสะพานเชื่อมกับบริเวณขึ้นเครื่อง อาคารผู้โดยสารหลักเป็นอาคารโครงสร้างเหล็กสูงห้าชั้น โดยออกแบบโครงสร้างหลังคาให้มีลักษณะโค้งเป็นรูปคลื่น (wave form) รองรับด้วยเสาเหล็กกล่องกรอกด้วยคอนกรีต งานก่อสร้างเฟสที่ 2 ประกอบไปด้วยอาคารทางเดินเชื่อมส่วนต่อขยายและระบบโครงสร้างคานโค้งที่มีความสูงสองชั้นสำหรับรถรางเดี่ยวภายในอาคารที่เชื่อมต่อจากอาคารผู้โดยสารหลักไปยังทางออกขึ้นเครื่องที่อยู่ไกลออกไป

พื้นที่ใช้สอยโดยรวมของอาคารในเฟสที่ 1 และเฟสที่ 2 อยู่ที่ราว 490,000 ตารางเมตร และปริมาณเหล็กที่ใช้สูงถึงราว 54,000 ตัน และในขณะที่งานก่อสร้างอาคารผู้โดยสารหลักมีความจำเป็นจะต้องฝ่าฟันกับปัญหาอุปสรรคมากมาย เช่นสภาพภูมิอากาศในแถบทะเลทราย ข้อจำกัดด้านการขนส่ง ตลอดจนการปฏิบัติงานของแรงงานในพื้นที่แต่อย่างไรก็ตามอาคารผู้โดยสารหลักก็สามารถก่อสร้างแล้วเสร็จและสามารถเปิดให้บริการได้อย่างเต็มรูปแบบในวันที่ 27 พฤษภาคม 2014

● การก่อสร้างอาคารโครงสร้างเหล็ก

อาคารผู้โดยสารหลักและอาคารทางเดินเชื่อมตั้งอยู่บนพื้นที่รูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสที่มีด้านกว้างแต่ละด้านราว 1 กิโลเมตร ตัวอาคารมีพื้นที่ใช้สอยราว 490,000 ตารางเมตร ระบบเสาโค้ง และระบบโครงสร้างวัสดุผสมที่มีส่วนประกอบของโครงสร้างเหล็ก ได้ถูกนำมาใช้สำหรับงานก่อสร้างอาคารผู้โดยสารและส่วนที่เป็นทางเดินเชื่อม โดยโครงสร้างหลังคาช่วงยาวรูปทรงโค้งและเสาเหล็กรูปกล่องทรงโค้งได้ถูกเลือกมาใช้ โดยมีความยาวช่วง 160 เมตรละ 80 เมตร (ดังภาพที่ 2 และรูปที่ 1)

โครงสร้างเหล็กส่วนบนรูปทรงโค้งในบริเวณอาคารหลักได้ถูกนำมาติดตั้งเหนือเสารูปกล่องรูปทรงโค้งเบื้องล่าง ความยาวของโครงสร้างเหล็กสำหรับอาคารหลักมีขนาดตั้งแต่ 40 เมตร ไปจนถึง 60 เมตรซึ่งเป็นช่วงที่ยาวที่สุด ส่วนที่เป็นอาคารเชื่อมได้ต่อขยายไปสู่ฝั่งตะวันออกฝั่งตะวันตกและฝั่งทางด้านทิศเหนือของอาคารผู้โดยสารหลัก

โครงสร้างเหล็กรูปทรงโค้งทั้งหมดนี้ได้นำมาประกอบที่ระดับพื้น และประกอบด้วยการใช้ฐานรองรับชั่วคราวสำหรับการติดตั้งโครงสร้างเหล็กดังกล่าว

ในช่วงระหว่างการก่อสร้างอาคารผู้โดยสารขนาดใหญ่ ได้มีการเปลี่ยนแปลงแบบทั้งในช่วงก่อนและภายหลังจากที่ได้เริ่มก่อสร้างโครงการ โดยเพื่อรองรับกับปัญหาดังกล่าวมีความจำเป็นที่บริษัทร่วมทุนจะต้องนำเสนอถึงแนวทางที่เป็นทางเลือก และแผนในการก่อสร้างที่เหมาะสมสำหรับโครงการ มีตัวอย่างที่สำคัญเช่น การขอเปลี่ยนแปลงโดยผู้รับเหมาก่อนที่จะเริ่มก่อสร้างโครงการจากระบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กของส่วนที่เป็นเสาด้านล่างให้เป็นเสาเหล็กกล่องกรอกด้วยคอนกรีต นอกจากนี้ยังได้มีการขอเปลี่ยนแปลงภายหลังจากการเริ่มโครงการโดยขอให้เพิ่มอาคารทางเดินเชื่อมเพิ่มเติม ซึ่งด้วยลักษณะของงานที่ได้กล่าวถึง บริษัทร่วมทุน Sky Oryx ก็สามารถที่จะจัดการกับข้อจำกัดและปัญหาต่างๆจนสามารถก่อสร้างอาคารได้เสร็จเรียบร้อยสมบูรณ์

ภาพที่ 2 การติดตั้งเสาโครงสร้างเหล็กรูปโค้ง
รูปที่ 1 แผนการติดตั้งเสาโครงสร้างเหล็กรูปโค้ง

การจัดการระบบประสานงานระหว่างวิศวกรจากหลายประเทศ

ด้วยโครงการก่อสร้างสนามบินซึ่งเป็นงานก่อสร้างโครงสร้างที่สำคัญและมีขนาดใหญ่พิเศษในบริเวณประเทศในแถบตะวันออกกลางอย่างเช่นประเทศกาตาร์นี้ จึงต้องมีการพิจารณาวางแผนระบบประสานงานในการทำงานร่วมกัน เพื่อให้การทำงานเป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพ

โครงการได้มีการจัดให้มีวิศวกรและสถาปนิกจำนวน 10 คน เข้าประจำที่โครงการเพื่อสนับสนุนงานด้านการเปลี่ยนแปลงแบบก่อสร้างดังกล่าว โดยผู้ที่เข้ามาทำงานในการวางแผนจัดการงานก่อสร้าง (Overseas Bechtel, Inc.) และทีมผู้ออกแบบจากประเทศสหรัฐอเมริกา (Hellmuth, Obata & Kassabaum และ Middlebrook & Louie) ในขณะที่บริษัทที่ทำงานด้านการแปรรูปโครงสร้างเหล็ก (EVS Metal Inc.) มาจากประเทศอินเดีย ซึ่งด้วยความแตกต่างทางด้านแนวคิดและการใช้ภาษา บริษัทร่วมทุน Sky Oryx จึงต้องจัดเตรียมมาตรการรองรับเพื่อให้บุคลากรทุกภาคส่วนได้ทำงานร่วมกันได้อย่างมีประสิทธิภาพ สามารถบรรลุเป้าหมายเดียวกันซึ่งคือการเสร็จสิ้นของงานก่อสร้างที่สมบูรณ์ (ดูภาพที่ 3)

ภาพที่ 3 การตรวจสอบ เสาเหล็กรูปโค้งที่หน้างานโดยวิศวกร

ความแม่นยำในการโต้ตอบประเด็นปัญหาที่เกี่ยวข้องกับเทคโนโลยี

ประเด็นปัญหาด้านเทคโนโลยีในหลากหลายมิติที่เกิดขึ้นระหว่างการก่อสร้างอาคารผู้โดยสาร ผลผลิตหลักที่ใช้สำหรับการก่อสร้างได้มีการนำเข้าจากประเทศต่างๆ มากมาย ซึ่งในหลายกรณีพบว่ามีความเหลื่อมทางด้านคุณภาพ ขนาด และข้อกำหนดที่แตกต่างกัน ซึ่งไม่สามารถที่จะตัดสินได้โดยง่ายด้วยการใช้เอกสารรับรองจากโรงรีด (mill sheet) ที่ใช้กันทั่วไป นอกจากนี้บทบาทหน้าที่ของวิศวกรโครงการที่บริหารจัดการงานก่อสร้างทั้งหมด ซึ่งรวมไปถึงตรวจสอบว่าผลผลิตที่นำมาใช้สอดคล้องกับแนวคิดในการออกแบบโครงการโดยผู้ออกแบบหรือไม่จึงเป็นสิ่งที่สำคัญ และสิ่งที่สำคัญอีกประการคือด้วยความหลากหลายทางเทคโนโลยีที่ผู้ออกแบบแต่ละรายได้มีการนำมาใช้ จึงมีความจำเป็นที่จะต้องมีการตัดสินใจในการดำเนินการต่างๆ โดยทีมวิศวกรที่คอยประสานงานที่ประจำอยู่ที่หน้างาน

ซึ่งแม้ว่าจะมีความเหลื่อมทางด้านเทคโนโลยีดังที่กล่าวไว้ข้างต้นแต่องานก่อสร้างอาคารผู้โดยสารก็สามารถดำเนินการได้อย่างเสร็จสมบูรณ์ ด้วยความแข็งแกร่งด้านเทคโนโลยีของบริษัทร่วมทุน Sky Oryx โดยปราศจากปัญหาอุปสรรคข้อพิพาทใดๆ ในประเด็นนี้เพื่อให้สามารถจัดการกับงานก่อสร้างโครงการต่างประเทศได้อย่างประสบความสำเร็จสิ่งสำคัญคือควรจะต้องมีการดำเนินการ คือการตรวจสอบและยืนยันการออกแบบในหลากหลายมิติควบคู่กันไปบนพื้นฐานของสภาพหรือสิ่งที่เกิดขึ้นที่หน้างานจริง

การแก้ไขปัญหาที่ยุ่ยากของงานก่อสร้างในเขตทะเลทรายด้วยการประยุกต์ใช้เทคโนโลยี

งานก่อสร้างโครงการนี้ แต่เดิมวางแผนให้อาคารผู้โดยสารมีพื้นที่ใช้สอยรวม 239,000 ตารางเมตร ภายในระยะเวลาการก่อสร้าง 3 ปี แต่ในท้ายที่สุด ได้มีการเปลี่ยนแปลงให้อาคารผู้โดยสารมีขนาดพื้นที่ถึง 484,000 ตารางเมตร โดยใช้เวลาในการก่อสร้างรวมทั้งสิ้น 5 ปี (ภาพที่ 4 และ 5)

มีคนงานก่อสร้างจากประเทศต่างๆ รวมทั้งสิ้น 25 ประเทศ รวมเกือบ 20,000 คน ได้เข้ามามีส่วนร่วมในงานก่อสร้างผู้โดยสาร โดยถึงแม้ว่าบริษัทร่วมทุน Sky Oryx จะเผชิญกับปัญหาและอุปสรรคต่างๆ มากมาย แต่ก็ได้มีการวางแผนและจัดการระบบการสื่อสารกับคนงานก่อสร้างจำนวนมากที่มาจากหลากหลายประเทศนี้ โดยยึดหลักของการให้เคารพต่อความแตกต่างทางด้านวัฒนธรรม ศาสนา และการใช้ชีวิตที่หลากหลายสำหรับในประเด็นของการนำเข้าผลผลิตก่อสร้างจากหลากหลายประเทศ บริษัทร่วมทุนก็ได้มีการติดตามและแก้ไขปัญหาความเหลื่อมทางด้านมาตรฐานที่เกิดขึ้นอย่างใกล้ชิด นอกจากนี้ผู้รับเหมาจะต้องเผชิญกับปัญหาและอุปสรรคที่เกี่ยวกับกำหนดการที่เร่งรัดของงานก่อสร้าง เพื่อให้สามารถบรรลุตามเป้าหมายที่กำหนดไว้ในแต่ละวันให้เป็นไปอย่างมีประสิทธิภาพสูงสุด

กระทั่งในสภาพการที่ยากลำบากบริษัทร่วมทุน Sky Oryx ก็ได้ประสานความร่วมมือกับผู้ที่เกี่ยวข้อง ผ่านการถ่ายทอดความรู้พื้นฐานจากวิศวกรที่มีประสบการณ์ชาวญี่ปุ่นไปสู่คนงานก่อสร้าง การฝึกอบรมคนงานก่อสร้าง และการใช้หลักปฏิบัติขั้นพื้นฐานที่เกี่ยวข้องกับการบริหารจัดการงานก่อสร้าง เป็นที่เชื่อมั่นว่ากิจกรรมในแต่ละวันส่งผลในเชิงบวกต่อผลลัพธ์ที่เกิดขึ้น อันก่อให้เกิดผลสัมฤทธิ์ของงานก่อสร้างอาคารผู้โดยสารสนามบินนานาชาติแห่งใหม่ในกรุง Doha เป็นไปตามความคาดหวังของประชาชนชาวกาตาร์และทีมงานที่เกี่ยวข้องทั้งด้านงานออกแบบและงานก่อสร้าง

ภาพที่ 4 ส่วนโถงของอาคารผู้โดยสารหลัก

ภาพที่ 5 งานก่อสร้างอาคารผู้โดยสารขนาดใหญ่ได้ดำเนินการเสร็จสมบูรณ์ด้วยความร่วมมือของวิศวกรและคนงานจากหลายประเทศ

รายละเอียดโครงการ

ตำแหน่งที่ตั้ง เมืองโดฮา ประเทศกาตาร์

พื้นที่ใช้สอยรวม รวม 484,000 ตารางเมตร

จำนวนชั้น 5 ชั้นเหนือพื้นดิน

ชนิดของโครงสร้าง โครงสร้างเหล็ก (รวมถึงเสาต่อเหล็กกรอกด้วยคอนกรีต)

การใช้งานอาคาร อาคารสำหรับสนามบิน เป็นอาคารผู้โดยสารและทางเดินเชื่อม

เจ้าของโครงการ คณะกรรมการขับเคลื่อน สนามบินนานาชาติโดฮาแห่งใหม่

ผู้บริหารงานก่อสร้าง verseas Bechtel Inc. (O.B.I.)

ที่ปรึกษาด้านการออกแบบ Hellmuth, Obata & Kassabaum (H.O.K.),

Middlebrook & Louie (M&L) ปัจจุบัน ชื่อ Louie International

Outline of Passenger Terminal Building

Location: Doha, Qatar

Total floor area: About 484,000 m²

No. of stories: 5 stories aboveground

Type of structure: Steel structure (including concrete-filled box section columns)

Application: Airport facilities—passenger terminal and concourse

Project owner: New Doha International Airport Steering Committee

Construction management (CM): Overseas Bechtel Inc. (O.B.I.)

Design consulting: Hellmuth, Obata+Kassabaum (H.O.K.), Middlebrook+Louie (M+L, currently Louie International)

Construction: Sky Oryx Joint Venture (Taisei Corp. of Japan 65%, TAV of Turkey 35%)



Photo 1 Full view of Passenger Terminal of New Doha International Airport in Qatar



Photo 2 Installation of arch column steel framing



Fig. 1 Installation Plan for Arch Column Steel Framing

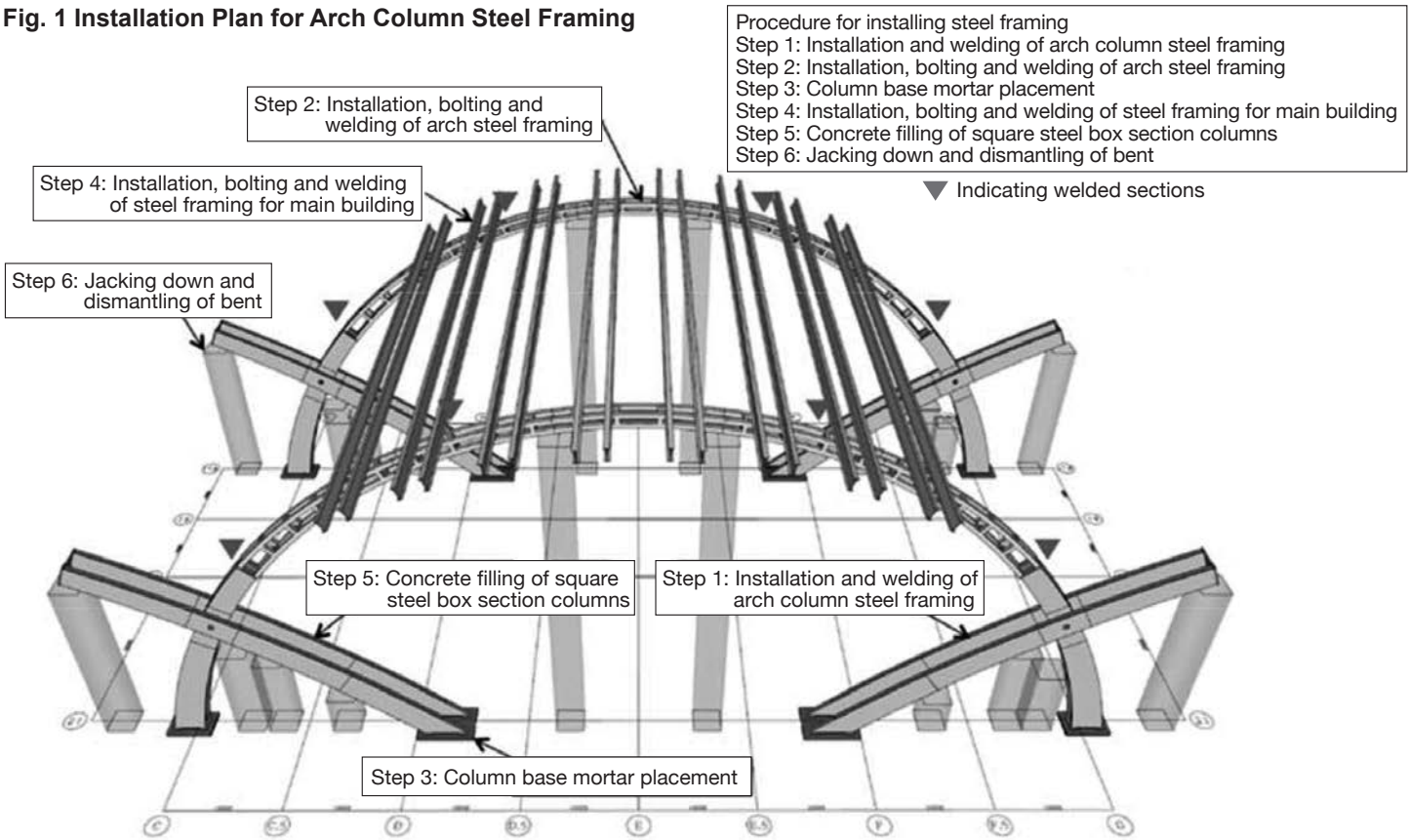


Photo 3 On-site confirmation of arch column steel framing by engineers



Photo 4 Top light of main terminal building



Photo 5 The huge-scale terminal project was successfully completed by the joint efforts of workers and engineers from many countries.

(หน้า 10~12)

เทคโนโลยีงานก่อสร้างด้วยโครงสร้างเหล็กจากประเทศญี่ปุ่น (2)

โครงการ Taipei Nanshan Plaza ในประเทศไต้หวัน

โดย Hiroshi Kawamura, Mitsubishi Jisho บริษัท Sekkei Inc.

ภาพรวมของโครงการ

โครงการ Taipei Nanshan Plaza เป็นโครงการคอมเพล็กซ์ขนาดใหญ่ซึ่งประกอบไปด้วยอาคารหลายอาคาร โดยโครงการตั้งอยู่ที่ศูนย์กลางของกรุงไทเป ประเทศไต้หวัน โดยแต่เดิมเป็นพื้นที่อาคารแสดงสินค้าที่เชื่อมต่อกับอาคาร Taipei 101 ซึ่งเป็นอาคารที่สูงที่สุดในประเทศไต้หวัน มีความสูงราว 509 เมตร มีจำนวนชั้นทั้งสิ้น 101 ชั้น ภายหลังจากก่อสร้างอาคารปัจจุบันนี้แล้วเสร็จ อาคารทั้งสองอาคารซึ่งประกอบด้วย อาคาร Taipei Nanshan Plaza และอาคาร Taipei 101 ก็จะถูกถือเป็นสัญลักษณ์แห่งใหม่ของกรุงไทเป (รูปที่ 1)

บริษัทรวม ซึ่งประกอบไปด้วยบริษัท Mitsubishi Jisho Sekkei Inc. และบริษัท Nan Shan Life Insurance Company Ltd. ได้เข้ามามีส่วนร่วมในการแข่งขันเพื่อรับดำเนินการก่อสร้าง จากรัฐบาลเมืองไต้หวันในปี 2012 โดยได้เป็นผู้ชนะเลิศอันดับที่ 1 โดยบริษัท Nan Shan Life Insurance Company ซึ่งเป็นบริษัทประกันชีวิตรายใหญ่ของประเทศไต้หวันได้เข้ามามีบทบาทเป็นเจ้าของโครงการและผู้พัฒนาโครงการโดยบริษัทได้ทำสัญญาเช่าที่ดินระยะยาวจากรัฐบาลเมืองไต้หวันและพัฒนาตลอดจนบริหารจัดการอาคาร Taipei Nanshan Plaza

โครงการ Taipei Nanshan Plaza ประกอบไปด้วยอาคาร 3 อาคาร อาคารแรกเป็นอาคารสำนักงานที่มีความสูง 272 เมตรโดยมีกิตติาคารอยู่ที่ 3 ชั้นบนสุดของตัวอาคาร อาคารต่อมาเป็นอาคารศูนย์การค้าซึ่งมีร้านค้าที่มีชื่อเสียงเป็นจำนวนมาก และชั้นสุดท้ายเป็นอาคารศูนย์วัฒนธรรมซึ่งใช้สำหรับการจัดงาน การแสดงสินค้า ตลอดจนการจัดนิทรรศการต่างๆ อาคารทั้งสามอาคารนี้มีพื้นที่ใช้สอยรวมกัน 200,000 ตารางเมตร ในการก่อสร้างอาคารทั้งหมดนี้ ได้มีการนำระบบที่สามารถใช้เชื่อมโยงการทำงานระหว่างกันได้ โดยมีอาคารผู้โดยสารสำหรับรถประจำทางอยู่ที่ชั้นใต้ดินของอาคารศูนย์วัฒนธรรม

งานก่อสร้างได้เริ่มขึ้นเมื่อปลายปี 2013 ณ ปัจจุบันโครงการก็ยังดำเนินการก่อสร้างอยู่ โดยมีกำหนดแล้วเสร็จในช่วงปลายเดือนมีนาคม 2018 ซึ่ง Taipei Nanshan Plaza นี้ จะถือเป็นจุดศูนย์กลางที่สำคัญแห่งหนึ่งของประเทศไต้หวัน ตารางที่ 1 แสดงให้เห็นถึงภาพรวมของอาคารทั้ง 3 อาคาร

ตารางที่ 1 ภาพรวมของอาคารทั้งสามอาคารใน Taipei Nanshan Plaza

แนวทางในการออกแบบ

ในขณะที่ Nan Shan Life Insurance เป็นบริษัทญี่ปุ่นซึ่งมีภาพลักษณ์ที่เน้นการนำเทคโนโลยีจากประเทศญี่ปุ่นเข้ามาใช้ในการออกแบบโครงการ แต่บริษัท Mitsubishi Jisho Sekkei ก็ไม่ได้มุ่งเน้นการนำรูปแบบของญี่ปุ่นทั้งหมดมานำเสนอต่อผู้ว่าจ้าง โดยได้มีการนำวัฒนธรรมและประเพณีพื้นเมือง กฎหมาย กติกา และรายละเอียดต่างๆ เข้ามาใช้ประกอบการพิจารณาด้วย โดยในระหว่างการทำงาน บริษัท Mitsubishi Jisho Sekkei จะได้มีการพูดคุยเพื่อแลกเปลี่ยนความเห็นกับวิศวกรและเจ้าหน้าที่ในพื้นที่ในการทำข้อเสนอให้กับโครงการ Taipei Nanshan Plaza และเมื่อได้มีการ

นำเสนอข้อเสนอดังกล่าวให้กับผู้ว่าจ้าง ก็ได้มีการเน้นย้ำว่ารายละเอียดต่างๆนี้ได้รับการพูดคุยหารือกับวิศวกรและเจ้าหน้าที่ในพื้นที่เรียบร้อยแล้ว

ผลจากกระบวนการต่างๆ ที่ได้นำเรียนในข้างต้น บริษัท Mitsubishi Jisho Sekkei ก็สามารถที่จะสร้างความสัมพันธ์ที่ดีกับผู้ว่าจ้างและวิศวกรในพื้นที่ซึ่งนำไปสู่การออกแบบโครงสร้างในแต่ละอาคารให้มีลักษณะที่โดดเด่นเป็นเอกลักษณ์

แนวคิดในการออกแบบโครงสร้าง

● อาคารสำนักงาน

อาคารสำนักงานเป็นอาคารที่มีความสูงทั้งสิ้น 48 ชั้นเหนือระดับพื้นดิน มีความสูงรวม 272 เมตร และมีอัตราส่วนความสูงต่อความกว้างของตัวอาคารที่ราว 5.8 (ภาพที่ 1) โครงสร้างของอาคารเป็นระบบทอคู่ ซึ่งประกอบไปด้วยแกนกลางซึ่งมีองค์อาคารแกนแข็ง (ชั้น 5-48) และผนังแผ่นเหล็กด้านทานแผ่นดินไหว (ชั้น 1-4) สำหรับการรับแรงทางด้านข้าง จัดเรียงอยู่ในตำแหน่งทางด้านสั้นของตัวอาคาร โดยมีโครงสร้างรอบนอกอีกชุด โดยสำหรับลักษณะภายนอกของอาคารสำนักงานลักษณะของโครงสร้างหรือถูกออกแบบให้สื่อถึงภาพของการพนมมือ (รูปที่ 2) และสำหรับส่วนชั้นเดียวของตัวอาคาร โครงสร้างของอาคารได้ถูกออกแบบให้มีลักษณะที่โดดเด่นโดยที่ผนังภายนอกของตัวอาคารจะมีลักษณะที่สลับคู่สลับไปยังบริเวณพื้นที่อยู่ด้านล่าง (รูปที่ 3)

สำหรับการพิจารณาออกแบบให้มีความสามารถในการต้านทานการเอียงตัวและการบิดตัวของอาคาร ได้มีการติดตั้งโครงถักที่มีความสูงของโครงถักจากชั้นหนึ่งถึงของตัวอาคารไปยังอีกชั้นหนึ่งที่อยู่ถัดลงมา (truss floor) ที่ 3 ระดับ คือ ส่วนที่อยู่ด้านบนบริเวณกึ่งกลางความสูง และบริเวณด้านล่าง และเสาตัวริมเป็นส่วนของระบบบริครอบอาคาร (ดังรูปที่ 3) ชั้นวางเครื่องจักรก็อยู่บริเวณดังกล่าวนี้โดยที่มีโครงถักที่ทำหน้าที่รัดรอบอาคาร (truss belt) และใช้สำหรับรับส่วนที่ยื่นออกด้านนอก (outrigger)

สำหรับส่วนอาคารสำนักงาน แรงลมเป็นแรงที่มีอิทธิพลกับตัวอาคารมากกว่าแรงแผ่นดินไหวและเพื่อให้สามารถป้องกันการสั่นไหวอันเนื่องมาจากแรงลมได้อย่างมีประสิทธิภาพ ก็ได้มีการติดตั้งตัวหน่วงแบบปรับมวล (Tuned Mass Damper, TMD) ซึ่งมีน้ำหนักถึงราว 250 ตันต่อตัว ติดตั้งเข้ากับส่วนบนของโครงถักขนาดใหญ่

สำหรับชั้นที่อยู่บนสุดของส่วนที่เป็นอาคารสำนักงานได้ถูกจัดไว้ให้เป็นส่วนของกิตติาคารโดยที่มีความสูงระหว่างชั้นถึงชั้นถึง 7.2 เมตร และโดยเหตุที่ลักษณะภายนอกของตัวอาคารได้ถูกออกแบบบนพื้นฐานของแนวคิดที่ว่าจะต้องเป็นการผสมผสานรายละเอียดต่างๆ ในแนวคิด จึงมีความจำเป็นที่ด้านนอกของส่วนที่อยู่บนสุดที่จะต้องมีการใส่โครงเหล็กเพื่อเสริมความแข็งแรงให้สามารถเห็นวิวทิวทัศน์โดยรอบได้ หรือเหตุดังกล่าวเราได้เสนอ ให้มีการติดตั้งอาคารค้ำยันแนวทแยงและโครงถักในแนวนอนเพื่อให้ความต้องการของลูกค้าสะท้อนสู่ตัวอาคารอย่างสมบูรณ์ (ดังภาพที่ 2 และรูปที่ 4).

รูปที่ 1 ภาพของอาคารสัญลักษณ์ในกรุงไทเป: อาคาร Taipei Nanshan Plaza (ซ้าย) และอาคาร Taipei 101

รูปที่ 2 ภาพที่สะท้อนการจับมือซึ่งแสดงถึงความขอบคุณ

รูปที่ 3 แบบจำลองโครงสร้างของอาคารสำนักงาน

ภาพที่ 1 การติดตั้งส่วนที่เป็นอาคารสำนักงาน

ภาพที่ 2 การติดตั้งส่วนที่อยู่บนสุดของอาคารสำนักงาน

รูปที่ 4 โครงสร้างอาคารส่วนที่อยู่บนสุดของอาคารสำนักงาน

● อาคารเพื่อการพาณิชย์

อาคารเพื่อการพาณิชย์เป็นอาคารสูง 9 ชั้นจากระดับพื้นล่างมีความสูงประมาณ 57 เมตร ตัวอาคารแสดงถึงภาพของกล่องอัฒจันทร์ที่วางซ้อนกันในแต่ละชั้น (ภาพที่ 3) ขนาดของพื้นอาคารอยู่ที่ราว 66 เมตร * 50 เมตร และมีการใช้ระบบโครงสร้างเหล็ก ระบบโครงข้อแข็งรับโมเมนต์ที่เป็นโมดูลขนาด 11 เมตร * 8 เมตร โดยที่มีความสูงจากระดับพื้นถึงระดับพื้นที่ยื่นออกไป 6-7.2 เมตร

ส่วนที่เป็นพื้นที่ยื่นที่เกิดขึ้นเนื่องจากการขยับโมดูลแต่ละชั้นมีค่าสูงสุดที่ราว 10 เมตร โดยผู้ออกแบบได้มีการคิดค้นวิธีการต่างๆ สามารถติดตั้งโมดูลยื่นออกไป เช่น การใช้โครงกลุ่มสามเหลี่ยม การใช้โครงถักแบบ Vierendeel หรือการใช้คานยื่น อันขึ้นกับระยะช่วงความยาวที่ยื่นออกไป (ดูรูปที่ 5)

สำหรับพื้นที่ชั้นที่ 1-3 ของอาคารเพื่อการพาณิชย์ที่เชื่อมต่อเข้ากับอาคารสำนักงาน ได้มีการประยุกต์ระบบโครงสร้างที่พื้นที่สามชั้นและถูกวางอยู่บนฐานรองรับที่ติดเข้ากับอาคารสำนักงานโดยที่มีแผ่นรองที่ให้การเคลื่อนสไลด์ได้ติดตั้งอยู่บนฐานรองรับนี้ โดยสำหรับเปลือกนอกของตัวอาคารเพื่อการพาณิชย์มีการติดตั้งโครงสร้างเพื่อเข้ามารับการประดับตกแต่งแผ่นเปลือกอาคารที่มีลักษณะคล้ายกับดอกบัว (plum) ซึ่งเป็นดอกไม้ประจำชาติของประเทศไต้หวัน (ภาพที่ 4) แผ่นเปลือกอาคารผลิตขึ้นจากการพับแผ่นสแตนเลสแบบสามมิติและด้วยเหตุที่ต้องรองรับโครงที่สลับซับซ้อน ก็จำเป็นต้องมีการวิเคราะห์แรงภายในเพื่อตรวจสอบความแข็งแรงของโครงสร้าง

ภาพที่ 3 การติดตั้งอาคารเพื่อการพาณิชย์

ภาพที่ 4 แผงเปลือกคานที่มีลักษณะเหมือนดอกบัวที่ผลิบาน

รูปที่ 5 แบบจำลองโครงสร้างอาคารเพื่อการพาณิชย์

● อาคารศูนย์วัฒนธรรม

อาคารศูนย์วัฒนธรรมเป็นอาคารสูง 3 ชั้นมีความสูงราว 25 เมตร โดยมีเปลือกอาคารเป็นรูปทรง 8 เหลี่ยม ตัวอาคารใช้เป็นทั้งส่วนของทางเข้าอาคารสำนักงานและเป็นศูนย์จัดแสดงนิทรรศการ สำหรับหลังคาและผนังภายนอกใช้วัสดุที่ทำจากแผ่นไทเทเนียม (ภาพที่ 5 และรูปที่ 6)

ผู้ใช้อาคารและผู้เข้าเยี่ยมชมอาคารขึ้นมาถึงชั้นที่ 2 ด้วยบันไดเลื่อนซึ่งติดตั้งที่ชั้นล่าง บริเวณโถงอาคาร ชั้นที่สองเชื่อมต่อกับอาคารสำนักงานและใช้เป็นทางเดินที่เชื่อมต่อไปยังศูนย์จัดแสดงนิทรรศการซึ่งอยู่ที่ชั้นสาม

ศูนย์จัดแสดงนิทรรศการที่อยู่ชั้นสามมีขนาด 30 เมตร * 28 เมตรโดยไม่มีเสาอยู่ในบริเวณดังกล่าว ผู้ออกแบบได้มีการพิจารณาตรวจสอบว่าสภาพโดยรวมของตัวอาคารซึ่งมีลักษณะที่โดดเด่นทางสถาปัตยกรรมจะสามารถที่จะผลานความปลอดภัยให้กับตัวโครงสร้างได้หรือไม่ ซึ่งทางผู้ออกแบบก็ได้เสนอโครงอาคารซึ่งแรงแผ่นดินไหวจะสามารถดูดซับได้ด้วยผนังภายนอกของตัวอาคารตามทิศทางตามยาวของตัวอาคารซึ่งเสาที่อยู่ด้านในก็สามารถจะลดจำนวนลงได้อย่างปลอดภัย เปลือกอาคารภายนอกถูกจัดเรียงตัวให้มีลักษณะเป็นโครงกลุ่มสามเหลี่ยม (รูปที่ 7) โดยใช้โครงสร้างอาคารชั้นสามให้เป็นส่วนคอร์คอบนรองรับองค์อาคารโค้งที่อยู่ห่างกันทุก 3 เมตร ทางด้านสั้นของตัวอาคาร

พื้นที่ส่วนที่อยู่ใต้ดินใต้อาคารศูนย์วัฒนธรรมเป็นบริเวณที่จอดรถขนาดใหญ่และมีช่องทางจราจร ส่งผลทำให้ตำแหน่งที่จะรองรับอาคารที่อยู่ด้านบนเป็นไปอย่างจำกัด ด้วยเหตุดังกล่าวจึงมีความจำเป็นที่จะต้องออกแบบโครงสร้างด้านบนให้มีความซับซ้อนเพื่อรองรับกับปัญหาดังกล่าวนี้ โดยมีการประสานงานร่วมกันถึงการใช้งานในทางปฏิบัติระหว่างวิศวกรโครงสร้างในพื้นที่และตัวแทนจาก Mitsubishi Jisho Sekkei เพื่อหาข้อสรุปต่อไป

รูปที่ 6 ภาพของอาคารศูนย์วัฒนธรรมที่เป็นเสมือนทางเข้าอาคารสำนักงาน

รูปที่ 7 โมเดลโครงอาคารศูนย์วัฒนธรรม

ภาพที่ 5 การติดตั้งอาคารศูนย์วัฒนธรรม

ภาพที่ 6 ภาพระยะไกลของ Taipei Nanshan Plaza มองจากภูเขาช้างในกรุงไทเป

กิตติกรรมประกาศ

ขอขอบพระคุณผู้ว่าจ้างของเรา บริษัท Nan Shan Life Insurance ซึ่งให้คำแนะนำอย่างมากมายในการดำเนินโครงการนี้และรวมไปถึงบริษัทตลอดจนบุคคลที่เกี่ยวข้องที่ให้ความช่วยเหลือที่ดีเสมอมา

* อนุเคราะห์ภาพถ่ายโดย:

ภาพที่ 1 โดย Fu Tsu Construction

ภาพที่ 2 และ 6 โดย YKK-AP

ภาพที่ 4 โดย Kinzi

หมายเหตุ

บทความฉบับนี้จัดทำขึ้นโดยอ้างอิงงานก่อสร้างโครงการที่กำลังดำเนินการในช่วงเดือนพฤศจิกายน 2017

Fig. 1 Image of a Pair of Landmark Towers in Taipei: Taipei Nanshan Plaza (left) and Taipei 101



Table 1 Outline of Three Buildings in Taipei Nanshan Plaza			
	Office tower	Retail building	Cultural building
Location	Sung Jen Road, Xinyi District, Taipei, Republic of China (Taiwan)		
Main applications	Office and carpark	Shop and carpark	Cultural facility and entrance to office tower
Site area	17,708.00 m ²		
Building area	10,271.41 m ²		
Total floor area	192,891.35 m ²		
No. of stories	5 stories underground, 48 stories aboveground, 2-story penthouse	5 stories underground, 9 stories aboveground	5 stories underground, 3 stories aboveground
Maximum height	272.00 m	56.75 m	24.61 m
Type of structure	Aboveground: Steel structure (~36 floors: CFT column) Underground: SRC structure	Aboveground: Steel structure (CFT column) Underground: SRC structure	Aboveground: Steel structure (partially CFT column) Underground: SRC structure
Grade of steelwork	SN490B, SN490C, SM570C; Maximum plate thickness: 70 mm; Maximum column size: 2000 mm×1400 mm		
Project owner	Nan Shan Life Insurance Company Ltd.		
Scheme design/Supervision of design development and detail design	Mitsubishi Jisho Sekkei Inc.		
Design development and detail design	Architect: Archasia Design Group; Structural engineer: Evergreen Consulting Engineering, Inc.		
Contractor	Fu Tsu Construction Co., Ltd.; Steelwork fabricator: Chun Yuan Steel Industry Co., Ltd.		



Photo 1 Erection of office tower*



Photo 2 Erection of topmost section of office tower*



Photo 3 Erection of retail building

Fig. 2 Image of Joining Together of Palms to Express Thankfulness



Fig. 3 Framing Model of Office Tower

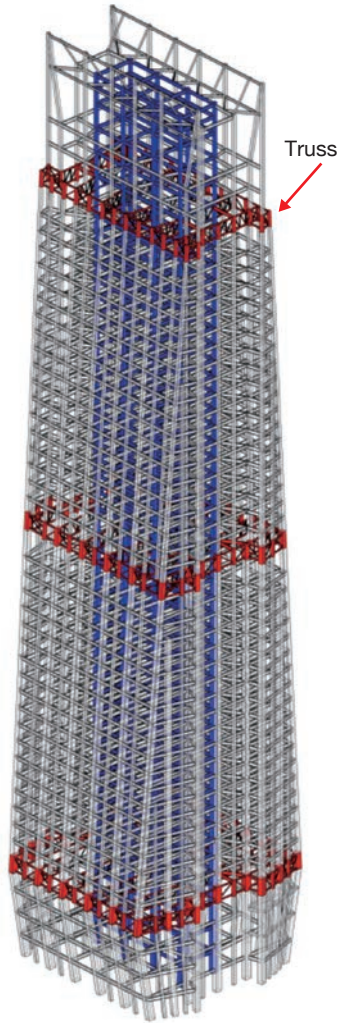


Fig. 4 Framing of Topmost Section of Office Tower

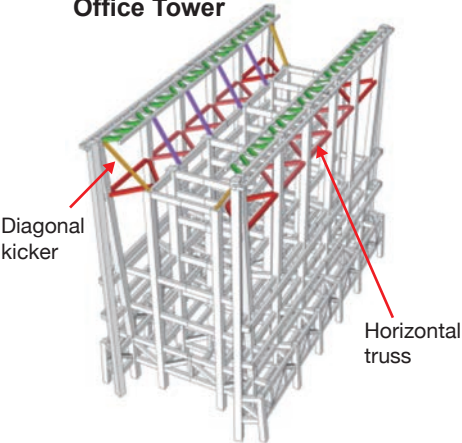


Fig. 5 Framing Model of Retail Building

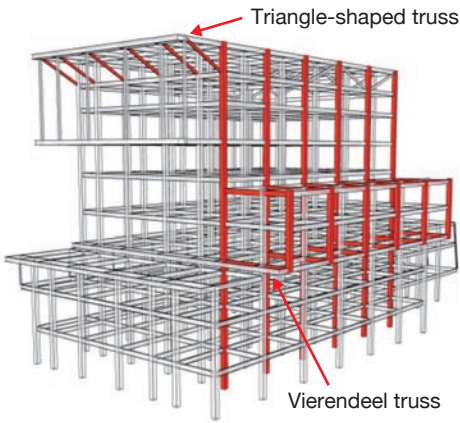


Photo 4 Screen having plum-blossom patterns*



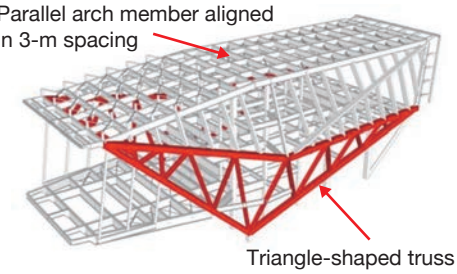
Photo 5 Erection of cultural building

Fig. 6 Image of Cultural Building Serving also as Office Tower Entrance



Photo 6 Distant view of Taipei Nanshan Plaza from Elephant Mountain in Taipei*

Fig. 7 Framing Model of Cultural Building



(หน้า 13~15)

เทคโนโลยีงานก่อสร้างจากประเทศญี่ปุ่น (3)

สะพาน Tsubasa ประเทศกัมพูชา

โดย Masahiro Nomoto บจก. Chodai

ภาพรวมโครงการ

ทางหลวงหมายเลข 1 ในประเทศกัมพูชา ซึ่งเป็นส่วนหนึ่งของทางหลวงสายเอเชียและระเบียงเศรษฐกิจทางทิศใต้ซึ่งเชื่อมต่อกองถนนพญากับนครโฮจิมินห์และกรุงเทพมหานคร ด้วยสาเหตุที่มีการเจริญเติบโตของเศรษฐกิจโดยรอบ ก็ส่งผลโดยตรงต่อสภาพการจราจรที่ติดขัด สะท้อนต่อความต้องการในการขยายพื้นที่จราจรที่เพิ่มมากยิ่งขึ้น โดยเฉพาะอย่างยิ่ง ณ จุดข้ามแม่น้ำแม่โขงซึ่งการจราจรติดขัดเป็นคอขวด ประกอบกับสาเหตุที่เรือโดยสารที่ให้บริการนำรถโดยสารข้ามฟากมีประสิทธิภาพในการให้บริการที่ต่ำ จึงได้มีโครงการสร้างสะพาน Tsubaka ขึ้นด้วยการสนับสนุนของประเทศไทย เพื่อช่วยบรรเทาปัญหาดังกล่าวนี้ (อ้างอิง รูปที่ 1 รูปที่ 2 ภาพที่ 1 และตารางที่ 1)

บทความนี้เป็นคำแนะนำเบื้องต้นถึงลักษณะในการออกแบบและวิธีที่ใช้ในการก่อสร้างสะพานคอนกรีตอัดแรงซึ่งด้วยสายเคเบิลที่เป็นช่วงพาดหลักของสะพานแห่งนี้

รูปที่ 1 แผนที่แสดงตำแหน่งโครงการ

รูปที่ 2 บรรยากาศโดยรอบสะพาน

ตารางที่ 1 กรอบการดำเนินโครงการ

ภาพที่ 1 ภาพสะพาน Tsubaka

ช่วงการออกแบบ

● ระบบคานหลักของบิรม

ระบบคานหลักของบิรมได้ถูกนำมาใช้เป็นช่วงพาดหลักของระบบสะพานคอนกรีตอัดแรงซึ่งด้วยสายเคเบิล (ความกว้างของช่องการจราจร 13.5 เมตร)

ระบบคานหลักของบิรมเป็นรูปแบบที่ประหยัดกว่ารูปแบบคานรูปกล่อง ด้วยเหตุที่รูปแบบดังกล่าวสามารถลดน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่จากปริมาณคอนกรีตที่ใช้ให้ลดน้อยลงได้ (รูปที่ 3 และภาพที่ 2)

รูปแบบดังกล่าวยังเป็นรูปแบบที่เหมาะสมสำหรับการก่อสร้างในประเทศที่ยังไม่ล้ำหน้าด้านเทคโนโลยีงานก่อสร้างมากนักด้วย รูปแบบของแบบหล่อคอนกรีตและการจัดเรียงเหล็กเสริมสำหรับคานที่มีรูปร่างดังปรากฏทั่วไปไม่มีความสลับซับซ้อน

ทั้งนี้สะพานระบบคานหลักของบิรมมีความเสี่ยงต่อการบิดตัวของสะพาน ณ ระดับความเร็วลมที่ไม่สูงมากนัก ด้วยเหตุที่คานตัวหลักของสะพานมีความสามารถในการต้านทานการบิดที่ต่ำเมื่อเทียบกับคานรูปกล่อง ดังนั้นจึงได้มีการทำการทดสอบสะพานด้วยอุโมงค์ลมเพื่อหารูปร่างที่เหมาะสมของหน้าตัดคานหลัก ที่มีความสามารถในการต้านทานลมและมีเสถียรภาพที่ดี

รูปที่ 3 หน้าตัดระบบคานหลักของบิรม

ภาพที่ 2 คานหลักของบิรม

● การทดสอบอุโมงค์ลม

ในการเลือกขนาดหน้าตัดของคานหลักซึ่งมีความสามารถในการต้านทานแรงลมและให้เสถียรภาพของโครงสร้างที่มั่นคง ได้มีการทำการทดสอบแบบจำลองโครงสร้างสะพานด้วยอุโมงค์ลม โดยเฉพาะกับสะพานที่มีขนาดหน้าตัดตามที่ได้ออกแบบไว้แต่เดิมเท่านั้น

แต่ยังทดสอบขนาดหน้าตัดอื่นๆ เพิ่มเติมอีกจำนวน 3 หน้าตัด ซึ่งมีรูปร่างของขอบบิรมคานที่แตกต่างกัน โดยการทดสอบได้ทำแบบจำลองมีขนาดเล็กลงจากขนาดจริงในอัตราส่วน 1/60 (ตารางที่ 2 และภาพที่ 3)

ในการวางแผนการทดสอบ ได้กำหนดให้มีแรงลมที่กระทำแบบสม่ำเสมอ โดยมีมุมที่กระทำกับแบบจำลองที่ -3 0 และ +3 องศา กระทำกับแบบจำลองสะพานซึ่งวางอยู่บนฐานรองรับแบบสปริงที่มีระดับความอิสระของการเคลื่อนที่ (degree of freedom) ที่เท่ากับ 2 ซึ่งพิจารณาการแอ่นตัวในแนวดิ่งและการบิดตัวของโครงสร้าง ค่าวิกฤติของการแอ่นตัวในแนวดิ่งและการบิดตัวเกิดขึ้นกับคานที่มีขนาดหน้าตัดตามที่ได้ออกแบบในรูปแบบเดิมโดยมีมุมของแรงลมที่กระทำที่ -3 องศา (กระทำในทิศลง) แม้ว่าความรุนแรงของการแอ่นตัวในแนวดิ่งจากแรงลมดังกล่าวจะมีค่าน้อยกว่าค่าที่ยอมรับได้ แต่ค่าการบิดตัววิกฤติจะเกิดขึ้นเมื่อแรงลมมีค่าราว 44.0 เมตรต่อวินาที ซึ่งต่ำกว่าแรงลมประมาณการที่ 52.9 เมตรต่อวินาที ดังนั้นจึงได้มีการตรวจสอบกับหน้าตัดที่มีขอบบิรมคานที่มีรูปร่างแตกต่างกัน โดยรูปร่างของบิรมคาน (ขนาดเล็ก) ที่นำมาใช้ จะช่วยไม่ให้สะพานได้รับผลกระทบจากการบิดตัวที่ความเร็วลมราว 80 เมตรต่อวินาทีและยังช่วยให้ผลกระทบต่อการแอ่นตัวในแนวดิ่งมีค่าเพียงเล็กน้อย (ดูภาพที่ 4 และ 5)

ตารางที่ 2 เงื่อนไขการทดสอบในอุโมงค์ลม

ภาพที่ 3 การทดสอบในอุโมงค์ลม

รูปที่ 4 แผ่นปิดขอบสำหรับการทดสอบอุโมงค์ลม

รูปที่ 5 ความสัมพันธ์ระหว่างความเร็วลมและความรุนแรงของการสั่น (การบิดตัวที่ -3 องศา)

● เคเบิล

เพื่อให้มีเสถียรภาพต่อการต้านทานแรงลมที่ดี ผู้ออกแบบได้จัดวางสายเคเบิลให้มีลักษณะที่ขนานกัน และนอกจากนี้การจัดวางสายเคเบิลให้มีการเรียงตัวในแนวดิ่งตามทิศทางของหน้าตัดก็ช่วยลดความรู้สึกรีดร้อนของผู้ใช้เส้นทาง ตลอดจนเป็นการช่วยให้สามารถก่อสร้างได้ง่ายในระหว่างการจัดตั้งสายเคเบิล

ระยะห่างในแนวดิ่งของสายเคเบิลอยู่ที่ระหว่าง 1.25 เมตรถึง 2.3 เมตร ณ บริเวณเสาตอม่อหอดู และ 8 เมตรที่บริเวณพื้นคอนกรีต ระบบเคเบิลเป็นระบบที่ไม่ต้องฉีดน้ำปูนเข้าไปซึ่งจะช่วยให้สามารถขนส่งและติดตั้งได้ง่ายตลอดจนให้สมรรถนะการป้องกันสนิมที่มีประสิทธิภาพ (อ้างอิงรูปที่ 6)

รูปที่ 3 ผลการทดสอบแรงสถิตสามทิศทาง

● เสาตอม่อหอดูสูง

เสาตอม่อหอดูสูง มีรูปร่างหน้าตัดรูปตัวเอช ซึ่งสอดคล้องกับการจัดเรียงสายเคเบิลในแนวนอนนอกระบบ (รูปที่ 7) การก่อสร้างใช้ระบบคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งเป็นส่วนที่รับแรงอัดตลอดเวลา ในขณะที่คานขวางที่เชื่อมต่อระหว่างเสาเป็นระบบคอนกรีตอาจแรงที่มีลักษณะกลวงด้านใน

รูปตัดของเสาและรูปร่างของคานขวางตลอดจนส่วนยอดของเสาตอม่อหอดูสูงได้ถูกออกแบบเพื่อให้มีรูปร่างลักษณะที่สวยงามโดดเด่นเป็นเอกลักษณ์

สลักยึดสายเคเบิลเป็นระบบที่แยกออกมาซึ่งช่วยให้การบำรุงรักษาสามารถทำได้ง่ายขึ้น ลวดตีเกลียวและเหล็กแท่งได้ถูกนำมาใช้เพื่อเสริมกำลังในบริเวณตำแหน่งสลักยึดสายเคเบิล (รูปที่ 8 และภาพที่ 4)

รูปที่ 7 ภาพด้านหน้าของเสาตอม่อหอดูสูงรูปตัวเอช

รูปที่ 8 บริเวณสลักยึดสายเคเบิล

ภาพที่ 4 บริเวณสลักยึดสายเคเบิล

ขั้นตอนการก่อสร้าง

- **วัดระยะเปิดที่อยู่ในพื้นที่**

ถึงแม้ว่าจะได้มีการกวาดเก็บวัดระยะเปิดราว 4,200 ขึ้นออกจากบริเวณพื้นที่ก่อสร้างด้วยความอนุเคราะห์จากหน่วยทหารของกัมพูชาก่อนที่จะเริ่มดำเนินการก่อสร้าง แต่ก็ยังมีการระเบิดเกิดขึ้นในระหว่างที่มีการก่อสร้างเสาเข็มเพื่อรองรับสะพาน แต่โชคดีที่ไม่มีผู้ได้รับบาดเจ็บ ส่งผลทำให้ต้องมีการตรวจสอบซ้ำและจัดเตรียมมาตรการที่จำเป็นเพิ่มเติมอันส่งผลให้เกิดความล่าช้าในงานก่อสร้างไปอีกราวสี่เดือน และเพื่อปรับแผนงานก่อสร้างให้สามารถเสร็จทันตามกำหนดโดยไม่เกิดความล่าช้าจึงได้มีการนำวิธีการดังแสดงในรายละเอียดด้านล่างเข้ามาใช้

- **การใช้แบบหล่อเลื่อนสไลด์และการก่อสร้างที่ผลิตมาจากโรงงาน**

สำหรับการก่อสร้างเสาตอม่อสูง ได้มีการนำระบบไม้แบบหล่อเลื่อนที่มีโครงค้ำยันและมีการใช้เหล็กเส้นที่ตัดมาจากโรงงาน เพื่อประหยัดแรงงานและลดระยะเวลาในการก่อสร้าง (ภาพที่ 5)

ภาพที่ 5 ระบบไม้แบบหล่อเลื่อนที่ได้

- **การประยุกต์ใช้ชิ้นส่วนสำเร็จรูปยาว 8 เมตร**

ชิ้นส่วนสำเร็จรูปขนาด 8 เมตรได้ถูกนำมาใช้โดย นำมาติดตั้งด้วยการแขวนกับสลิงที่แขวนไว้กับระบบโครงที่ใช้สำหรับติดตั้งคานอื่นซึ่งเป็นคานหลัก ซึ่งช่วยให้งานก่อสร้างใช้เวลาต่อรอบเพียง 10 วัน (ภาพที่ 6 และรูปที่ 9) จึงต้องมีการนำระบบเหล็กเส้นที่ตัดแล้วมาจากโรงงานสำหรับใช้เป็นคานขวางของช่วงคานหลักเข้ามาใช้ (ภาพที่ 7) ระหว่างการก่อสร้างได้มีการใช้น้ำหนักถ่วงที่ปลายอีกด้านของคานอื่นจะช่วยป้องกันการเสียสมดุลอันอาจเกิดขึ้นได้ในระหว่างที่มีการเคลื่อนระบบโครงสำหรับติดตั้งออกไป

ภาพที่ 6 ระบบโครงสำหรับติดตั้งชิ้นส่วนสำเร็จรูปขนาด 8 เมตร

ภาพที่ 7 เหล็กเส้นที่ตัดมาจากโรงงานสำหรับคานขวาง

รูปที่ 9 แบบโครงสร้างของโครงสำหรับติดตั้ง

บทสรุป

การเปิดใช้สะพาน Tsubasa สามารถ ช่วยลดระยะเวลาที่ต้องใช้ในการข้ามแม่น้ำจากราว 7 ถึง 8 ชั่วโมงในช่วงฤดูกาลที่มีความต้องการในการใช้งานที่สูงให้เหลือเพียงไม่กี่นาที ซึ่งด้วยเหตุที่ทางหลวงสายเอเชียได้มีการเชื่อมต่อกับถนนสายย่อยอันส่งผลให้เกิดการพัฒนาทางเศรษฐกิจและคุณภาพชีวิตของประชากรโดยรอบ โดยทั้งนี้ได้มีการสนทนาแลกเปลี่ยนกับประชาชนที่อยู่บริเวณรอบแม่น้ำเพื่อสร้างความเข้าใจและนำไปใช้เป็นข้อมูลในการวางแผนอย่างรัดกุมจนได้รับความยอมรับจากผู้มีส่วนเกี่ยวข้องทั้งหลายตลอดจนสอดคล้องกับนโยบายของโดยสนับสนุนด้านการพัฒนาอย่างเป็นทางการของรัฐบาลประเทศญี่ปุ่นด้วย



Photo 1 Full view of Tsubasa Bridge



Photo 2 Edge girder

Table 1 Project Outline	
Project length	5.500 km
Bridge type	3-span continuous PC cable-stayed bridge
Foundation type	Hypostyle foundation
Spans	160 m+330 m+160 m
Bridge width	13.500 m
Design velocity	80 km/h

Fig. 1 Location Map

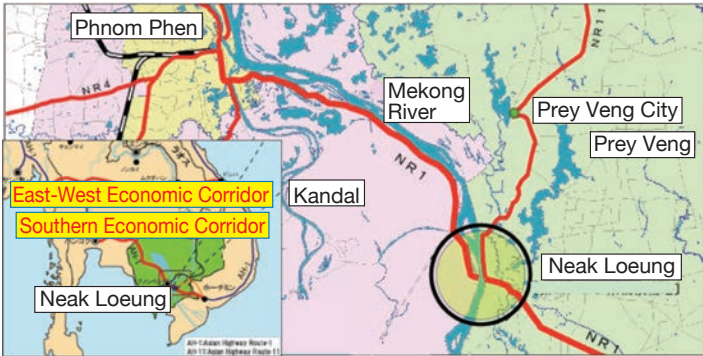


Fig. 3 Edge Girder Dimensions

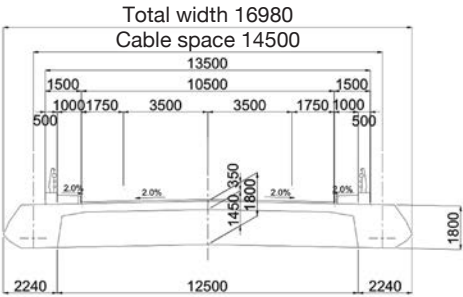


Fig. 2 General View of the Bridge

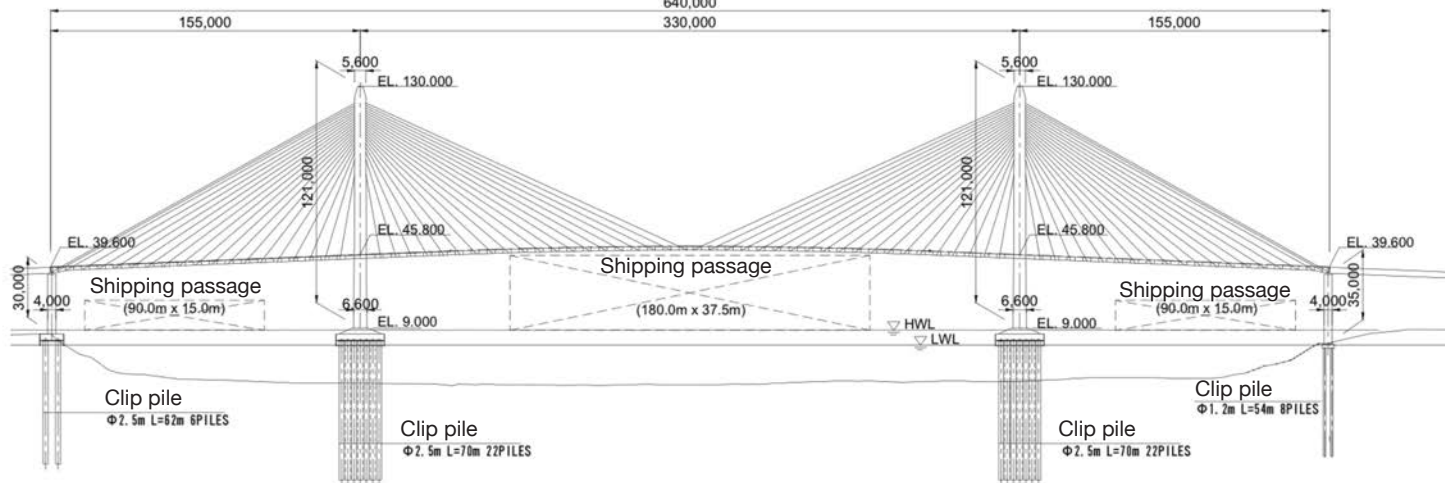


Table 2 Wind Tunnel Test Conditions

Structural damping ratio	0.02
Design velocity	$U_{10}=30$ m/s
Degree of roughness	0.16
Girder altitude	45.8 m
Target wind velocity	38.3 m/s



Photo 3 Wind tunnel test

Fig. 4 Fairings for Wind Tunnel Testing

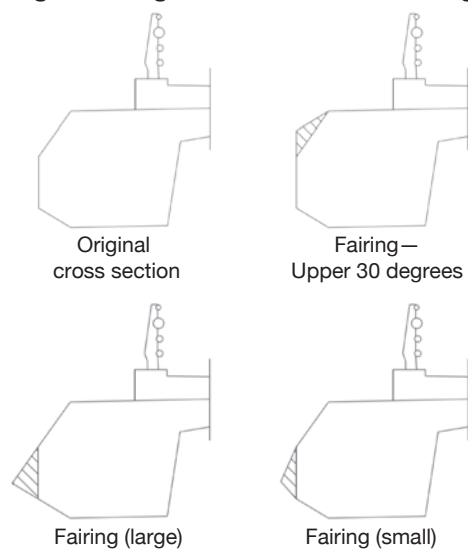


Fig. 5 Wind Speed-Amplitude Relation (Torsion -3 deg.)

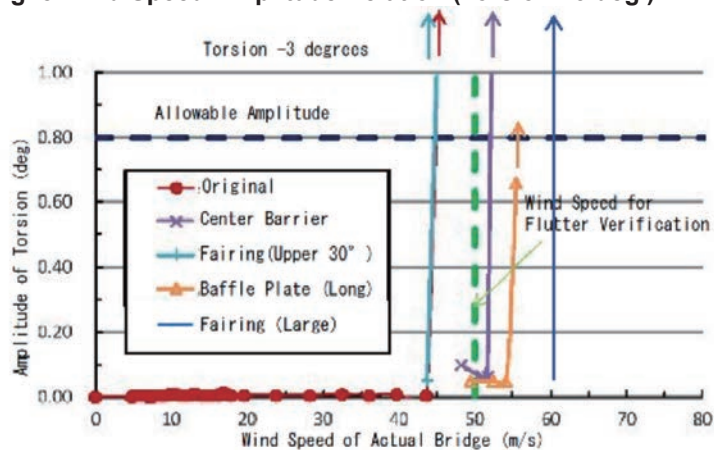
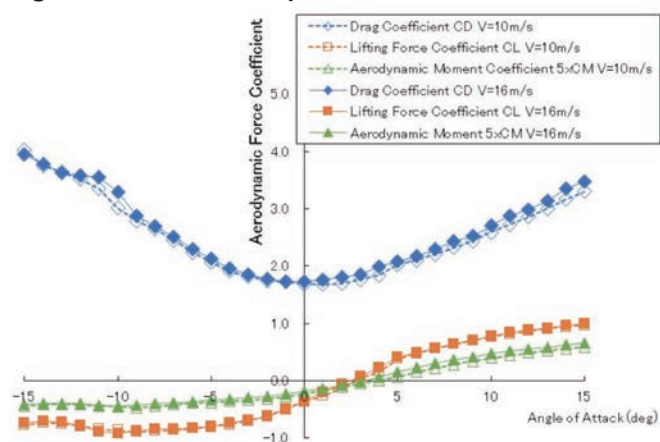


Fig. 6 Static Three-component Force Test Results



- ※1 Drag Coefficient was calculated considering the height of railings
- ※2 Aerodynamic Moment Coefficient is noted using five times the actual amount

Fig. 7 Front View of H-shaped Tower

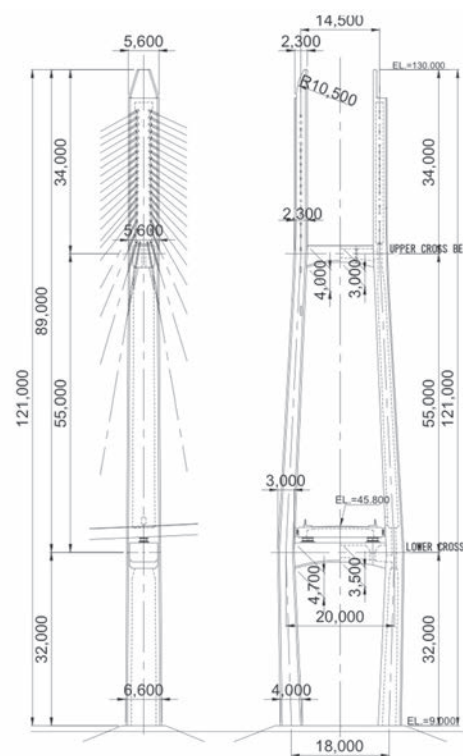




Photo 4 Jumping form system

Photo 5 Prefab rebar for tower

Fig. 8 Stay Cable Anchorage Zone

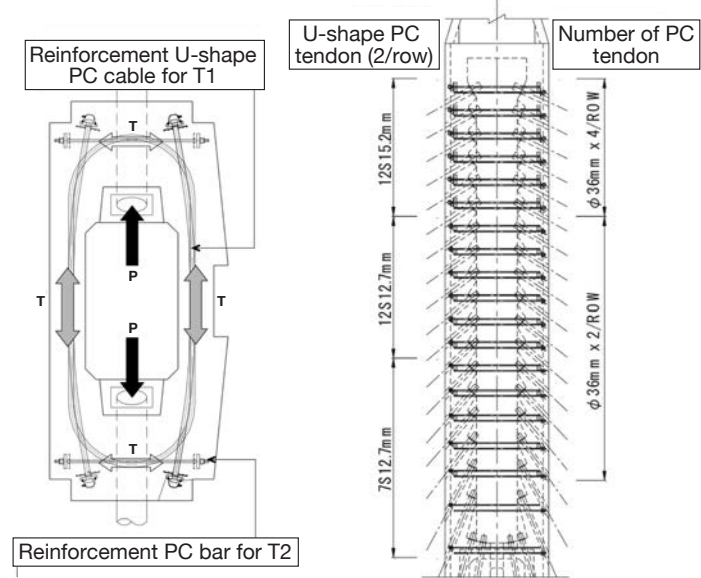


Photo 6 Form traveler for 8 m blocks

Fig. 9 Structural Drawing of Form Traveler

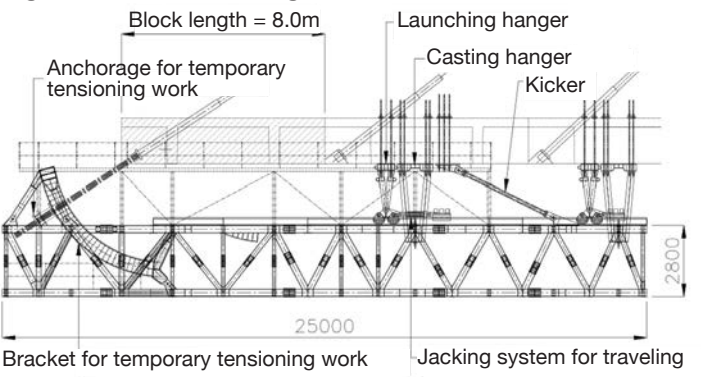


Photo 7 Prefab rebars for cross beam

(หน้า 16~17)

บทความพิเศษ: การใช้เหล็กกล้าไร้สนิมประเภท Lean Duplex Stainless Steel สำหรับระบบรับน้ำ

โดย Yasuhiro Tsuruga and Noriaki Fukushima บจก. IHI Infrastructure
Systems

การลดภาระและค่าใช้จ่าย

เขื่อน Futase เป็นเขื่อนเนกประสงค์ที่ก่อสร้างขึ้นในปี 1961 โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อควบคุมป้องกันน้ำท่วม เก็บกักน้ำเพื่อประโยชน์ทางด้านเกษตรกรรม และใช้สำหรับการผลิตกระแสไฟฟ้าของโรงไฟฟ้าพลังน้ำของรัฐ เพื่อเป็นการลดการปลดปล่อยน้ำเย็นและน้ำร้อนจากเขื่อนลงสู่แม่น้ำจึงได้มีการติดตั้งส่วนที่ใช้สำหรับเก็บน้ำขึ้นมาใหม่สำหรับใช้ในการผลิตกระแสไฟฟ้า

ด้วยเหตุที่ต้องมีการติดตั้งระบบรับน้ำเพิ่มเติมที่เขื่อนรูปทรงโค้งดินถม จึงได้มีการเลือกโรงเก็บกักน้ำระบบเปลือกที่ทำจากยาง เพื่อลดน้ำหนักที่กระทำบนโครงสร้างเขื่อนดินถมเดิมและเพื่อลดต้นทุนค่าก่อสร้าง รูปที่ 1 แสดงรูปร่างโดยรวมของเขื่อน และรูปที่ 2 แสดงภาพโดยรวมของโรงเก็บกักน้ำที่ออกแบบไว้

รูปที่ 1 แบบโครงสร้างเขื่อน

รูปที่ 2 ภาพโดยรวมของโรงเก็บกักน้ำที่ออกแบบไว้

ภาพรวมของระบบรับน้ำที่เลือก

ตารางที่ 1 แสดงภาพรวมของของระบบรับน้ำที่ออกแบบไว้ของเขื่อน Futase ระบบรับน้ำนี้ประกอบไปด้วยประตูน้ำที่เปิดปิดได้ (ทำจากโครงเฟรมที่เคลื่อนที่ได้และแผ่นทึบน้ำ) แผ่นกันตกที่ใช้สำหรับเป็นอุปกรณ์ช่วยยกประตูน้ำ อุปกรณ์ที่ทำจากสแตนเลสและระบบพื้นชนิดพิเศษประตูน้ำถูกรองรับด้วยอุปกรณ์ยกและอุปกรณ์ยกก็ถูกรองรับด้วยโครงสร้างเขื่อนที่ระบบพื้นลอยน้ำ

โครงประตูน้ำที่เคลื่อนที่ได้นี้เป็นโครงสร้างเชื่อมประกอบ และด้วยข้อจำกัดด้านการขนส่ง โครงเฟรมที่เคลื่อนที่ได้นี้ก็ถูกแบ่งออกเป็นส่วนๆ ซึ่งแต่ละส่วนก็ถูกขนส่งมาที่หน้างานและนำมาประกอบติดตั้งด้วยการเชื่อมที่หน้างานภาพที่แสดงให้เห็นถึงแบบ 3 มิติของโครงเฟรมที่เคลื่อนที่ได้

ตารางที่ 1 แนวทางการออกแบบระบบรับน้ำของเขื่อน Futase

รูปที่ 3 แบบ 3 มิติของโครงเฟรมที่เคลื่อนที่ได้

ลักษณะของเหล็กกล้าไร้สนิมชนิด Lean Duplex

การใช้เหล็กกล้าไร้สนิมชนิด duplex เริ่มที่จะเป็นที่นิยมกันอย่างกว้างขวางทั่วโลก และเพื่อให้เกิดการใช้งานอย่างมีมาตรฐาน เหล็กกล้าไร้สนิมชนิด Lean Duplex ก็ได้ถูกจัดทำเป็นมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมแห่งประเทศไทยในปี 2015 โดยในปัจจุบันมีอยู่สองชั้นคุณภาพ (เกรด) คือ SUS821L1 และ SUS323L

เมื่อเปรียบเทียบกับเหล็กกล้าไร้สนิมทั่วไปชั้นคุณภาพ SUS329J4L พบว่าเหล็กกล้าไร้สนิมชนิด lean duplex มีปริมาณสัดส่วนของแร่ธาตุที่มีราคาแพงอย่างเช่นนิกเกิลและโมลิบดีนัมที่น้อยกว่า และมีการเพิ่มแร่ธาตุไนโตรเจนจนถึงระดับที่ไม่ส่งผลกระทบต่อความสามารถในการเชื่อม ผลที่ได้รับจากการพัฒนาเหล็กกล้าไร้สนิมชนิด lean duplex คือการที่ได้กำลังรับแรงที่สูงขึ้นโดยสูงชันกว่าเหล็กกล้าไร้สนิมเกรด SUS304 ราว 2 เท่า ส่งผลต่อต้นทุนการผลิตที่ลดลง ตลอดจนความสามารถในการต้านทานการกัดกร่อนและความสามารถในการเชื่อมติดที่ใกล้เคียงกับเหล็กกล้าไร้สนิมเกรด SUS304 ตารางที่ 2 แสดงให้เห็นถึงส่วนประกอบหลักและคุณสมบัติทางกลของเหล็กกล้าไร้สนิมชนิด lean duplex

ตารางที่ 2 ส่วนประกอบหลักและคุณสมบัติทางกลของเหล็กกล้าไร้สนิมชนิด lean duplex

การใช้งานเหล็กกล้าไร้สนิมชนิด lean duplex

ด้วยเหตุที่ประตูน้ำของระบบรับน้ำจะต้องสัมผัสกับน้ำตลอดเวลาตั้งนั้นในการป้องกันปัญหาการกัดกร่อนตลอดจนการลดต้นทุนการบำรุงรักษาตลอดอายุการใช้งานของประตูน้ำจึงได้มีการเลือกใช้เหล็กกล้าไร้สนิมในลักษณะงานดังกล่าว และเพื่อเป็นการลดน้ำหนักบรรทุกที่กระทำกับโครงสร้างเขื่อน จึงได้มีการเลือกใช้เหล็กกล้าไร้สนิมชนิด lean duplex ชั้นคุณภาพ SUS821L1 ซึ่งมีความแข็งแรงเป็นสองเท่าของชั้นคุณภาพ SUS 304 ในการนำมาใช้เป็นโครงเฟรมของประตูน้ำซึ่งช่วยให้ปริมาณการใช้หรือน้ำหนักของประตูน้ำลดลงได้อย่างมาก

ในการใช้เหล็กกล้าไร้สนิมเกรด SUS821L1 สำหรับการทำโครงเฟรมของประตูน้ำ ได้มีการทำการทดสอบคุณภาพของงานเชื่อมทั้งงานเชื่อมในโรงงานและงานเชื่อมที่ไซต์งานเพื่อยืนยันถึงคุณภาพของงานเชื่อมนอกจากนี้ได้มีการทำการทดสอบความต้านทานการกัดกร่อนของรอยเชื่อมเพื่อยืนยันว่ารอยเชื่อมของการเชื่อมเหล็กกล้าไร้สนิมเกรด SUS821L1 ใกล้เคียงหรือดีกว่าของเกรด SUS304

ภาพที่ 1 แสดงให้เห็นถึงชิ้นงานสำหรับโครงเฟรมที่เคลื่อนที่ได้ของประตูน้ำที่ใช้เหล็กกล้าไร้สนิมเกรด SUS821L1 และภาพที่ 2 แสดงการติดตั้งประตูน้ำ

ภาพที่ 1 ส่วนประกอบของชิ้นงานของโครงเฟรมที่เคลื่อนที่ได้ของประตูน้ำที่ใช้เหล็กกล้าไร้สนิมเกรด SUS821L1

ภาพที่ 2 แสดงการติดตั้งประตูน้ำ (ระบบโครงเฟรมเคลื่อนที่ได้)

การลดภาระและค่าใช้จ่ายของงานโครงสร้างวิศวกรรมโยธา

น้ำหนักในส่วนโครงสร้างของโครงเฟรม สามารถลดลงได้ถึงราว 20% ด้วยการใช้เหล็กกล้าไร้สนิมชนิด lean duplex เกรด SUS821L1 อันส่งผลต่อน้ำหนักที่กระทำกับโครงสร้างเคลื่อนที่ลดลง ภาพที่ 3 แสดงให้เห็นถึงภาพรวมทั้งหมดของเขื่อน Futase ภายหลังจากการติดตั้งโรงเก็บกักน้ำ

การพัฒนาเหล็กกล้าไร้สนิมชนิด lean duplex เกรด SUS821L1 และ SUS323L ก็ส่งผลต่อการนำมาใช้ทดแทนเหล็กกล้าไร้สนิมเกรดดั้งเดิมคือ SUS304 และ SUS316 ซึ่งช่วยให้น้ำหนักของโครงสร้างลดน้อยลง

ในการก่อสร้างประตูน้ำ ด้วยเหตุที่ประตูน้ำมีน้ำหนักเบาซึ่งไม่เฉพาะที่จะช่วยลดขนาดของเครนที่เขี่ยยกแต่ยังช่วยลดภาระที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างเขื่อนและโครงสร้างอื่นในทางวิศวกรรมโยธา ในช่วงที่ผ่านมาเหล็กกล้าไร้สนิมเกรด SUS821L1 และเกรด SUS323L ก็ได้มีการนำมาใช้ในงานก่อสร้างประตูระบายน้ำสำหรับแม่น้ำและเขื่อนหลายแห่ง ในอนาคตก็เป็นที่คาดการณ์ว่าความต้องการในการใช้จะเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากประโยชน์ที่ได้รับจากการใช้งานโดยเฉพาะอย่างยิ่งกับการปรับปรุงเขื่อนที่ใช้งานไประยะเวลาหนึ่งเพื่อสนองตอบต่อการเพิ่มสมรรถนะในการบำรุงรักษาและความทนทานต่อการกัดกร่อนตลอดจนเป็นการเพิ่มประสิทธิภาพในการต้านทานแผ่นดินไหวได้เป็นอย่างดี

จากสาเหตุที่กล่าวมานี้ก็เป็นที่ยกตัวอย่างจะมีการใช้เหล็กกล้าไร้สนิมชนิด lean duplex เกรด SUS821L1 และเกรด SUS323L สำหรับเป็นวัสดุในงานโครงสร้างเพื่อช่วยลดค่าใช้จ่ายในงานโยธาโดยเฉพาะอย่างยิ่งโครงสร้างประตูระบายน้ำตลอดจนโครงสร้างในทางวิศวกรรมโยธาอื่นๆ ด้วย

ภาพที่ 3 ภาพโดยรวมของเขื่อน Futase ภายหลังจากการก่อสร้างระบบรับน้ำ

Table 1 Outline of Selective Water Intake Facility of Futase Dam

Order placement	Kanto Regional Development Bureau, Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism
Project name	Installation of selective water intake facility at Futase Dam
Facility	Selective water intake facility of the multi-stage rubber membrane type×1 Water intake amount: 7.5 m³/s; number of stage: 8; water intake range: 40 m
Installation site	Ootaki, Chichibu, Saitama Pref.
Construction term	January 2014~June 2016
Structural materials applied	SUS304, SUS821L1

Fig. 1 Drawing of Entire Dam Structure (seen from upstream side)

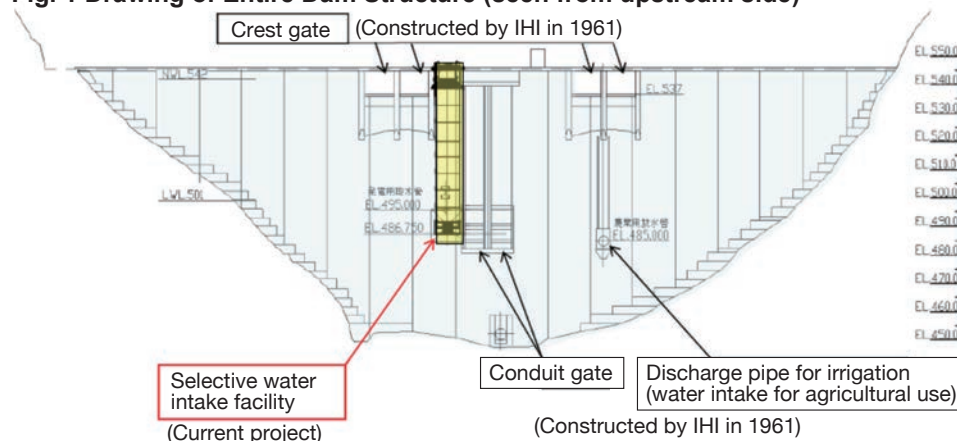


Fig. 2 Overview of Selective Water Intake Facility

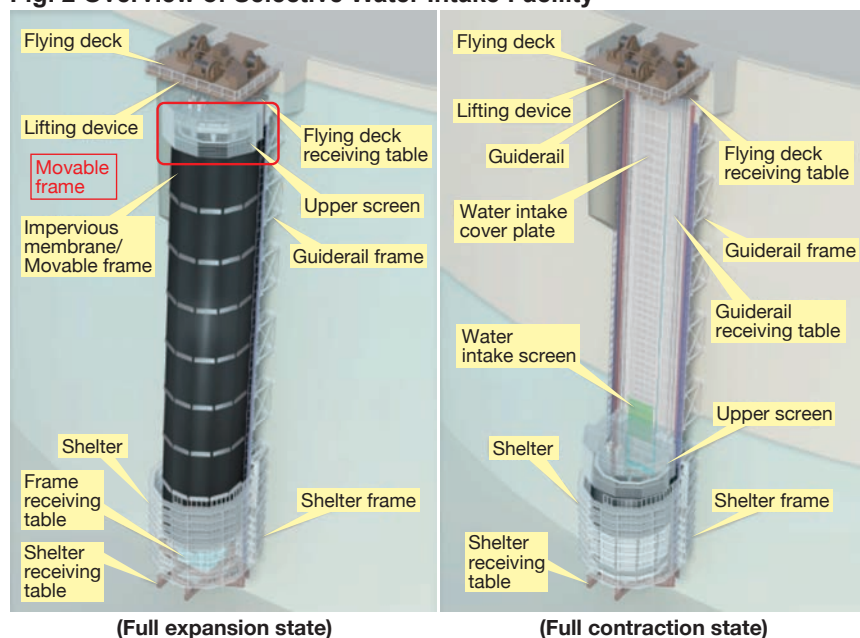


Fig. 3 Three-dimensional Drawing of Movable Frame

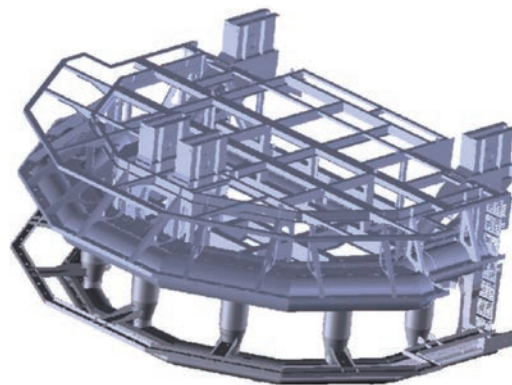


Table 2 Main Compositions and Mechanical Properties of Stainless Steel

Kind	Steel grade	Main compositions (mass %)	0.2% offset yield strength (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)
Lean duplex stainless steel	SUS821L1	21Cr-2Ni-0.17N	≥400	≥600
	SUS323L	23Cr-4Ni-0.15N	≥400	≥600
Duplex stainless steel	SUS329J4L	25Cr-7Ni-3Mo	≥450	≥620
Austenitic stainless steel	SUS304	18Cr-8Ni	≥205	≥520
	SUS316L	18Cr-12Ni-2Mo	≥175	≥480



Photo 1 Factory temporary assembly of gate leaf (movable frame) employing SUS821L1



Photo 2 Installation of gate leaf (movable frame)



Photo 3 Full view of Futase Dam after completion of selective water intake facility

(หน้า 18)

กิจกรรมระดับนานาชาติของสมาคมเหล็กก่อสร้างประเทศญี่ปุ่น งานสัมมนาวิชาการ PSSC2019 ณ ประเทศญี่ปุ่น

ภาคีแปซิฟิกของสมาคมโครงสร้างเหล็ก (PSSCA: Pacific Council of Structural Steel Associations) เป็นองค์กรที่เกิดจากความร่วมมือกันระหว่างสมาคมเหล็กก่อสร้างแห่งประเทศไทย และสมาคมอื่นๆ ที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างด้วยโครงสร้างเหล็ก หน้าที่หลักของ PCSSA ไม่เฉพาะจะทำหน้าที่ส่งเสริมให้เกิดการใช้งานโครงสร้างเหล็กและการแก้ไขปัญหาในกิจกรรมต่างๆ ที่เกี่ยวข้องเท่านั้น แต่ยังเป็นแกนหลักในการจัดงานสัมมนาเชิงวิชาการที่ชื่อว่า Pacific Structural Steel Conference (PSSC) ซึ่งจะมีการจัดทุกๆ 3 ปีผลัดเวียนกันเป็นเจ้าภาพสลับกันไปในกลุ่มประเทศสมาชิก

งานสัมมนาวิชาการ PSSC ครั้งแรกจัดขึ้นที่ประเทศนิวซีแลนด์ในปี 1986 และงานสัมมนาได้มีการจัดต่อเนื่องกันมาอีก 10 ครั้งในหลากหลายประเภท (ดังตารางด้านล่าง) งานสัมมนา PSSC ครั้งที่ 11 ที่ผ่านมา ได้จัดขึ้นที่เมืองเซี่ยงไฮ้ประเทศจีน ในเดือนตุลาคม 2016 และในงานดังกล่าวก็ได้มีการลงมติจากตัวแทนแต่ละประเทศให้มีการจัดสัมมนาวิชาการครั้งที่ 12 ที่ประเทศญี่ปุ่นในปี 2019 ซึ่งได้มีพิธีการส่งมอบธงแสดงความเป็นเจ้าภาพจัดสัมมนาวิชาการจากตัวแทนของประเทศจีนไปยังตัวแทนของประเทศญี่ปุ่น (ดังภาพ) งานสัมมนา PSSC ครั้งที่ 19 นี้ เป็นการจัดครั้งแรกที่จัดขึ้นที่ประเทศญี่ปุ่น ภายหลังจากงานสัมมนาครั้งที่ 3 เมื่อ 27 ปีก่อนในปี 1992

และเพื่อเตรียมการทั้งหมดเพื่อให้งานสัมมนาวิชาการ PSSC ครั้งที่ 12 เกิดความเรียบร้อย สมาคมเหล็กก่อสร้างแห่งประเทศไทยก็ได้จัดตั้งคณะกรรมการจัดงาน PSSC2019 โดยมี Mr. Yozo Fujino เป็นประธาน โดยวางแผนที่จะจัดงานในเดือนพฤศจิกายน 2019 ณ กรุงโตเกียว ดังนั้น งานสัมมนา PSSC2019 นี้จึงเป็นเวทีที่สำคัญของผู้ประกอบการที่เกี่ยวข้องกับการก่อสร้างเหล็กที่จะได้มีโอกาสการนำเสนอถึงเทคโนโลยีการก่อสร้างระดับโลกที่ได้พัฒนาและประยุกต์ใช้มาจนปัจจุบัน ตลอดจนเป็นเวทีในการแลกเปลี่ยนองค์ความรู้ระหว่างนักวิจัยและวิศวกรรุ่นใหม่ๆ ของประเทศต่างๆ อีกด้วย

(ตาราง)

ภาพรวมของงานสัมมนาเชิงวิชาการ Pacific Structural Steel Conference (PSSC)

(ภาพ)

พิธีการส่งมอบธงเจ้าภาพจัดงาน PSSC จากประเทศจีนไปประเทศญี่ปุ่น

งานประชุมสัมมนาวิชาการด้านอาคารสูงระหว่างประเทศจีน-ญี่ปุ่น-เกาหลี ในเมือง Chongqing ประเทศจีน

งานประชุมสัมมนาวิชาการด้านอาคารสูงระหว่างประเทศจีน-ญี่ปุ่น-เกาหลีปี 2017 ได้จัดขึ้นในวันที่ 21 และ 22 กันยายน 2017 ที่ Westin Chongqing Liberation Square ในเมือง Chongqing ประเทศจีน ด้วยความร่วมมือกันระหว่างหลายภาคส่วนด้านงานอาคารสูงภายใต้ชื่อว่า 2017 Super Tall Building Industry International Summit จำนวนผู้เข้าร่วมสัมมนามีจำนวนเกือบถึง 500 ท่าน ส่งผลให้งานสัมมนาวิชาการครั้งนี้ถือได้ว่าเป็นงานสัมมนาวิชาการที่มีขนาดใหญ่ในระดับนานาชาติ โดยในช่วงตลอดงานสัมมนาระยะเวลาหนึ่งวันครึ่งได้มีหัวข้อที่หลากหลายที่เกี่ยวข้องกับอาคารสูงจากวิทยากรทั้งสิ้น 28 ท่าน ที่มีประสบการณ์ในสาขาวิชาชีพที่แตกต่างกันไป ทั้งนักพัฒนาที่ดิน สถาปนิก และวิศวกรโครงสร้าง จากประเทศญี่ปุ่น จีน เกาหลี สหรัฐอเมริกา และประเทศรัสเซีย

วิศวกรโครงสร้างจำนวนทั้งสิ้น 12 ท่านจากประเทศญี่ปุ่นซึ่งมีท่านประธาน Mr. Akira Wada ในฐานะกรรมการด้านงานโครงสร้างประเทศญี่ปุ่นของ CTBUH ซึ่งเป็นตัวแทนจากสมาคมเหล็กก่อสร้างแห่งประเทศไทยได้มาเข้าร่วมงานสัมมนาวิชาการในครั้งนี้ด้วย จากวิศวกรทั้งหมดที่กล่าวถึงนี้มีจำนวน 4 ท่านที่ได้นำเสนอเรื่องราวที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบโครงสร้างโดยใช้ระบบแยกฐานและการควบคุมการสั่นของอาคารสูงตลอดจนระบบการตรวจสอบอาคารสูงในช่วงระหว่างการเกิดแผ่นดินไหวเพื่อให้เห็นถึงความก้าวหน้าทางเทคโนโลยีที่เกี่ยวข้องกับการควบคุมความรุนแรงจากแรงลมและแรงแผ่นดินไหวของอาคารสูงในประเทศญี่ปุ่น

ในช่วงบ่ายของวันที่สองของงานสัมมนาได้มีการจัดดูงานทางวิชาการที่ Raffles City Chongqing ซึ่งอยู่ในระหว่างขั้นตอนของการก่อสร้าง โดยไฮตังงานตั้งอยู่ในบริเวณ Chaotianm ของเมือง Chongqing

Raffles City Chongqing เป็นโครงการพัฒนาอสังหาริมทรัพย์ขนาดใหญ่พิเศษซึ่งมีวัตถุประสงค์เพื่อเป็นอาคารคอมเพล็กซ์ (โรงแรม ที่พัก สำนักงาน และร้านค้า) โดยมีพื้นที่ใช้สอยถึงราว 1.13 ล้านตารางเมตร โครงการประกอบไปด้วยอาคารสูง 8 อาคาร ซึ่งประกอบไปด้วยอาคาร 2 อาคารทางฝั่งทิศเหนือ ซึ่งมีความสูงราว 350 เมตร และ 6 อาคารทางด้านทิศใต้ซึ่งมีความสูงราว 250 เมตร ที่ยอดของอาคารทั้ง 4 อาคารทางทิศใต้มีส่วนที่เป็นจุดชมวิวที่มีความยาว 300 เมตรเชื่อมต่อกันระหว่างอาคารทั้ง 4 อาคาร โดยมีการใช้ระบบแผ่นรองฐานแยกพฤติกรรมเพื่อลดผลกระทบจากแผ่นดินไหวด้วย ตัวอาคารที่ถูกออกแบบให้มีความโดดเด่นเป็นเอกลักษณ์ทั้งในเชิงสถาปัตยกรรมและในเชิงโครงสร้างโดยณปัจจุบันงานก่อสร้างก็ได้ดำเนินการโดยมีเป้าหมายที่จะดำเนินการแล้วเสร็จในปี 2019 ผู้เข้าร่วมงานสัมมนาวิชาการกว่า 100 ท่านได้เข้าร่วมศึกษาดูงานในพื้นที่ก่อสร้างแห่งนี้

(จัดทำโดย Masayoshi Nakai ประธานกรรมการ CTBUH Japan Structures Committee ของสมาคมเหล็กก่อสร้างแห่งประเทศไทย)

(ภาพ)

การบรรยายของวิทยากรชาวญี่ปุ่น

โครงการ Raffles City Chongqing ซึ่งอยู่ในขั้นตอนของการก่อสร้าง

(ปกหลัง)

**สาส์นจากประธานคณะกรรมการระหว่างประเทศ
การพัฒนาเทคโนโลยีงานก่อสร้างด้านโครงสร้างเหล็ก**

Hiroshi Katsuchi ประธานคณะกรรมการระหว่างประเทศของสมาคมเหล็กก่อสร้าง
ประเทศญี่ปุ่น (อาจารย์มหาวิทยาลัยแห่งชาติเมืองโยโกฮาม่า)

สมาคมเหล็กก่อสร้างแห่งประเทศไทย (JSSC) ได้มีการจัดกิจกรรมมากมาย ทั้งการ
สำรวจการวิจัยและการพัฒนาเทคโนโลยีที่มุ่งหวังให้เกิดการใช้งานโครงสร้างเหล็ก
แพร่หลายมากขึ้น และยังเพื่อให้เกิดการขยายกรอบความร่วมมือไปยังหน่วยงานที่
เกี่ยวข้องในต่างประเทศ และมีการนำเทคโนโลยีงานก่อสร้างความสำเร็จของญี่ปุ่นไปใช้
ยังต่างประเทศให้เพิ่มมากยิ่งขึ้น คณะกรรมการนานาชาติชาติของ JSSC ทำหน้าที่เป็น
ผู้รับผิดชอบเตรียมเนื้อหา สำหรับการจัดทำวารสาร Steel Construction Today &
Tomorrow ฉบับนี้ซึ่งเป็นฉบับพิเศษโดย JSSC ขึ้นด้วย

วารสารฉบับที่ 53 นี้ มีส่วนที่น่าเสนอถึงผลงานที่โดดเด่นในปี 2017 ซึ่งได้รับรางวัล
JSSC Award ทั้งรางวัลการปฏิบัติงานที่โดดเด่นและรางวัลที่เกี่ยวข้องกับงานวิจัยในเชิง
วิชาการ นอกจากนี้ในเล่มยังมีการนำเสนอถึงเทคโนโลยีด้านงานก่อสร้างด้วยโครงสร้าง
เหล็กที่พัฒนาโดยหน่วยงานจากประเทศญี่ปุ่นที่โดดเด่น และนำไปใช้ในงานก่อสร้างใน
ต่างประเทศ ทั้งโครงการก่อสร้างอาคารผู้โดยสารสนามบินนานาชาติแห่งใหม่ของกรุง
โตเกียว โครงการ Taipei Nanshan Plaza ในประเทศไต้หวัน โครงการสะพาน Tsubasa
ในประเทศกัมพูชา นอกเหนือจากนี้ได้มีการนำเสนอโครงการปรับปรุงเชื่อม Futase ซึ่ง
มีการใช้เหล็กกล้าไร้สนิมที่เรียกว่า new lean duplex stainless steel อีกด้วย

สำหรับกิจกรรมระดับนานาชาติในปี 2017 ได้มีการนำเสนอรายงาน 2 ฉบับให้กับ
คณะกรรมการพิเศษสำหรับการจัดสัมมนาวิชาการโครงสร้างเหล็กแปซิฟิกครั้งที่ 12
(PSSC2019) ซึ่งมีแผนที่จะจัดขึ้นที่กรุงโตเกียวประเทศญี่ปุ่นในปี 2019 และนอกจากนี้
ยังมีการจัดสัมมนาวิชาการอาคารสูงซึ่งร่วมกันระหว่างประเทศจีน ญี่ปุ่นและเกาหลีใน
เมืองประเทศจีนซึ่งจัดขึ้นในเดือนกันยายน 2017 และในท้ายที่สุดนี้เรามีความยินดีต่อ
ทุกความเห็นจากทุกท่านถึงกิจกรรมของสมาคมเหล็กโครงสร้างแห่งประเทศไทย

Outline of Pacific Structural Steel Conferences (PSSC)

Year	PSSC	Host country
1986	1st	New Zealand
1989	2nd	Australia
1992	3rd	Japan (Tokyo)
1995	4th	Singapore
1998	5th	Korea (Seoul)
2001	6th	China (Beijing)
2004	7th	USA (Long Beach)
2007	8th	New Zealand (Taupo)
2010	9th	China (Beijing)
2013	10th	Singapore
2016	11th	China (Shanghai)
2019	12th	Japan (Tokyo); Planned



Ceremony to deliver the PSSC flag from China to Japan

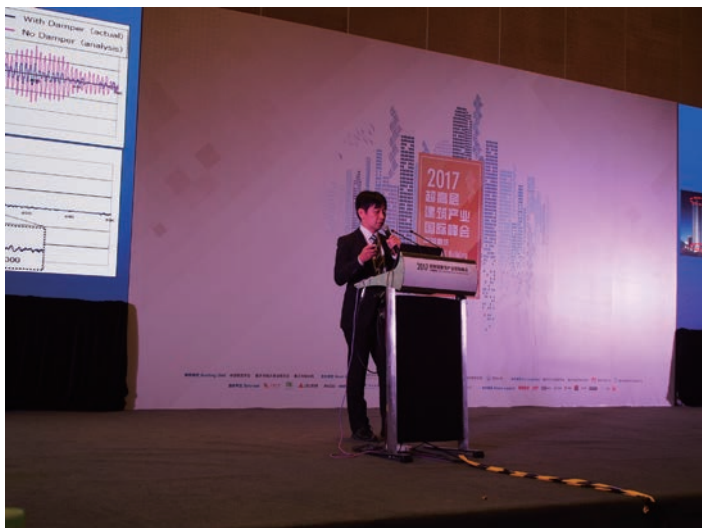
Eleven Organizations in Eleven Participating Countries

- American Institute of Steel Construction (AISC)
- Australian Institute of Steel Construction (AISC)
- Canadian Institute of Steel Construction (CISC)
- Chilean Steel Institute
- China Steel Construction Society
- Japanese Society of Steel Construction (JSSC)
- Korean Society of Steel Construction (KSSC)
- Mexican Institute of Steel Construction
- Malaysian Structural Steel Association
- Steel Construction New Zealand
- Singapore Structural Steel Society (SSSS)



Construction is proceeding of the New National Stadium for the Tokyo 2020 Olympic and Paralympic Games (as of February 2018).

Courtesy of JSC



Lecture delivery from Japan



Raffles City Chongqing project underway

***Hiroshi Katsuchi, Chairman, International
Committee of JSSC (Professor, Yokohama
National University)***

