

STEEL CONSTRUCTION

TODAY & TOMORROW

(No. 52 December 2017)

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
นำเสนอถึงมาตรฐานและข้อกำหนดที่เกี่ยวข้องกับการโครงสร้างเหล็ก ตัวอย่าง
โครงการก่อสร้างยุคใหม่ เทคโนโลยีงานก่อสร้างอันทันสมัย และหัวข้ออื่นๆ ที่เกี่ยวข้อง
กับงานก่อสร้างอาคาร และงานวิศวกรรมโยธา

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

ฉบับที่ 52 เดือนธันวาคม 2017: สารบัญ

บทความสำคัญ: การออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กชั้นสูงในประเทศญี่ปุ่น
เอกสารฉบับแปลภาษาอังกฤษจากมาตรฐานการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็ก ของ
สถาบันสถาปนิกแห่งประเทศญี่ปุ่นปี 2005

■ การจัดการมาตรฐานการออกแบบและข้อแนะนำสำหรับการออกแบบอาคาร
โครงสร้างเหล็กในประเทศญี่ปุ่น.....1

■ มาตรฐานการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กของสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศ
ญี่ปุ่น ฉบับปี 2005 ฉบับแปลภาษาอังกฤษ - อ้างอิงแนวคิดของการวิเคราะห์โดยวิธี
หน่วยแรงที่ยอมให้.....3

การเพิ่มสมรรถนะโครงสร้างเหล็กช่วงยาวให้มีความต้านทานต่อแผ่นดินไหวด้วยการใช้
ตัวหน่วงแบบหนืด.....5

หนังสือคู่มือการป้องกันการแตกแบบเปราะของแผ่นไดอะแฟรมที่เชื่อมด้วยวิธี
อิเล็กโตรสแลก.....9

ข้อมูลล่าสุดเกี่ยวกับผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับโครงสร้างอาคารในประเทศญี่ปุ่น.....13

**บทความต่อเนื่อง: อาคารที่ออกแบบด้วยโครงสร้างเหล็กแห่งใหม่ๆ ใน
ประเทศญี่ปุ่น (2)**

ศูนย์นวัตกรรมระดับโลก บริษัท ROKI.....15

JSSC Operations.....18

หมายเลขหน้าที่กำกับ อ้างอิงนิตยสารฉบับภาษาอังกฤษ ฉบับที่ 52

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>

บทความสำคัญ: การออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กชั้นสูงในประเทศญี่ปุ่น

(หน้า 1~4)

เอกสารฉบับแปลภาษาอังกฤษจากมาตรฐานการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็ก ของสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศไทยญี่ปุ่นปี 2005

■ การจัดการมาตรฐานการออกแบบและข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กในประเทศญี่ปุ่น

โดย ศาสตราจารย์ Motohide Tada มหาวิทยาลัย Osaka

วิธีการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กทั้งสามวิธี

รูปที่ 1 แสดงให้เห็นถึงการจัดการมาตรฐานการออกแบบและข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กซึ่งกำหนดขึ้นโดยสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศไทยญี่ปุ่น หรือ Architectural Institute of Japan (AIJ) โดยวิธีการออกแบบโครงสร้างในประเทศญี่ปุ่นนั้นสามารถจำแนกออกได้เป็น 3 วิธีการหลักคือ วิธีการออกแบบที่ระดับหน่วยแรงที่ยอมให้ วิธีการออกแบบระดับพลาสติก และวิธีการออกแบบที่ระดับขีดจำกัด ซึ่งสำหรับการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กนั้นได้ระบุมาตรฐานการออกแบบไว้ 1 มาตรฐานและข้อแนะนำอีก 2 ข้อ โดยสอดคล้องกับวิธีการออกแบบทั้งสามวิธีดังที่ระบุโดย AIJ ดังต่อไปนี้:

- การออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ซึ่งระบุไว้ใน มาตรฐานการออกแบบสำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้

สำหรับองค์อาคารแต่ละชั้นที่ประกอบขึ้นเป็นโครงสร้าง หน่วยแรงที่คำนวณได้จากผลของแรงที่กระทำชั่วคราวและแรงที่กระทำถาวร ซึ่งพิจารณาเป็นผลรวมของแรง (ระดับความรุนแรงของแรงที่กระทำทั้งสองประเภทขึ้นกับความถี่ของการเกิดขึ้น) จะต้องมีความไม่เกินกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้วิธีการนี้เป็นวิธีการที่พิจารณาให้องค์อาคารส่วนต่างๆของโครงสร้างยังคงสภาพอยู่ในช่วงอีลาสติกเมื่อเกิดแรงกระทำขึ้นทั้งแรงกระทำอย่างชั่วคราวและแรงกระทำอย่างถาวร

- การออกแบบระดับพลาสติก (วิธีการออกแบบที่ระดับน้ำหนักที่กระทำสูงสุด) นำเสนอไว้ใน ข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบระดับพลาสติกสำหรับอาคารโครงสร้างเหล็ก

การออกแบบด้วยวิธีนี้นั้น เป็นการออกแบบ ณ ระดับของน้ำหนักบรรทุกที่ส่งผลให้อาคารเกิดการวิบัติ (น้ำหนักบรรทุกที่จุดวิบัติ) ซึ่งมีค่าเกินกว่าน้ำหนักบรรทุกที่สูงสุดซึ่งคำนวณได้จากการนำน้ำหนักบรรทุกที่ออกแบบไปคูณกับตัวคูณน้ำหนักบรรทุกทุกการออกแบบ วิธีการนี้ยอมให้อาคารเกิดความเสียหายได้โดยอาคารจะเกิดการเสียรูปเกินกว่าขีดจำกัดที่ระดับอีลาสติก

- การออกแบบที่ระดับขีดจำกัดซึ่งแสดงไว้ใน ข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กที่ระดับขีดจำกัด

วิธีการนี้ได้พัฒนาขึ้นบนหลักการ 2 หลักการ หลักการแรกอ้างถึงถึง มาตรฐานในการออกแบบมีการระบุเกณฑ์ที่ระดับขีดจำกัด โดยเกณฑ์ที่ระดับขีดจำกัดนี้คือสถานะหรือสภาพที่หากโครงสร้างมีค่าเกินกว่าขีดจำกัดนี้โครงสร้างจะไม่สามารถใช้งานหรือรับแรงได้ตามที่สมมติไว้ในเบื้องต้น หลักการที่ 2 กล่าวถึง น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบและกำลังรับแรงของอาคารสามารถคำนวณได้โดยใช้หลักการของทฤษฎีความน่าจะเป็น

เป็น ทั้งนี้มีระดับขีดจำกัดอยู่สองประเภทคือ “ระดับขีดจำกัดของกำลัง” ซึ่งแสดงถึงความปลอดภัยของโครงสร้างภายใต้สภาวะที่มีแรงภายนอกมากระทำอย่างรุนแรง และ “ระดับขีดจำกัดของการให้บริการที่ดี” ซึ่งแสดงถึงความสามารถในการใช้งาน ความสบายในการอยู่อาศัยของผู้ใช้งานอาคาร

ข้อเสนอแนะเพิ่มเติมสำหรับการออกแบบทั้งสามวิธี

AIJ ได้มีคำแนะนำในการออกแบบมากมายที่ขยายความมาตรฐานการออกแบบทั้ง 3 วิธี และข้อแนะนำดังที่กล่าวไว้ข้างต้น ข้อแนะนำในการออกแบบสามารถจำแนกได้เป็นสี่ประเภทดังต่อไปนี้:

- ข้อเสนอแนะที่ระบุประเภทของโครงสร้างที่มีลักษณะเฉพาะ (ข้อเสนอแนะสำหรับระบบผนังเมื่อเกิดแผ่นดินไหวสำหรับโครงสร้างเหล็กและข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบและการขึ้นรูปโครงสร้างเหล็กที่มีน้ำหนักเบา)
- ข้อเสนอแนะที่ระบุถึงส่วนประกอบของโครงสร้างที่มีลักษณะเฉพาะ (ข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบจุดต่อโครงสร้างเหล็ก ข้อเสนอแนะในการก่อสร้างโครงสร้างวัสดุผสม และข้อเสนอแนะในการออกแบบและการขึ้นรูปโครงสร้างที่ทำงานจากท่อเหล็กกลม)
- ข้อเสนอแนะที่ระบุถึงผลจากน้ำหนักบรรทุกที่มีลักษณะเฉพาะ (ข้อเสนอแนะของ AIJ สำหรับการออกแบบด้านทานอัคคีภัยให้กับโครงสร้างเหล็ก)
- ข้อเสนอแนะที่ระบุถึงผลจากน้ำหนักบรรทุกที่มีลักษณะเฉพาะ (ข้อเสนอแนะของ AIJ สำหรับการออกแบบด้านทานอัคคีภัยให้กับโครงสร้างเหล็ก)

Characteristic features and roles of each design recommendation are

ลักษณะและการใช้งานของข้อเสนอแนะในการออกแบบแต่ละเรื่อง ได้สรุปไว้ในบทนำของข้อเสนอแนะแต่ละฉบับที่แสดงดังต่อไปนี้

• ข้อเสนอแนะสำหรับระบบผนังเมื่อเกิดแผ่นดินไหวสำหรับโครงสร้างเหล็ก

เอกสารฉบับนี้ได้ระบุถึงโครงสร้างเหล็กที่ใช้ระบบเสา-คานเป็นโครงสร้างหลัก และมีการใช้โครงแกนทางด้านทานการโก่งเดาะ (buckling restaurant braces) และ/หรือแผงรับแรงเฉือน ซึ่งเป็นระบบผนังเมื่อเกิดแผ่นดินไหวที่นำมาใช้เพิ่มเติม ข้อเสนอแนะฉบับนี้มีการนำเสนอวิธีการประเมินสมรรถนะของตัวผนังที่มีการนำมาใช้งานกันทั่วไป ขั้นตอนการวิเคราะห์โดยการทำการจำลองสำหรับตัวผนังและระบบโครงสร้างเหล็กที่มีการควบคุมการสั่นไหว รวมไปถึงถึงวิธีการออกแบบเพื่อให้เกิดความมั่นใจว่าระยะการเคลื่อนตัวระหว่างชั้นของอาคารโครงสร้างเหล็กที่มีการควบคุมการสั่นไหวจะอยู่ในขีดจำกัดเป้าหมายเมื่อเกิดการสั่นไหวของพื้นดินตามที่ออกแบบไว้ (คิดมาจากเอกสารฉบับตีพิมพ์ครั้งที่หนึ่ง)

• ข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบและการขึ้นรูปโครงสร้างเหล็กที่เบา

เอกสารฉบับนี้กล่าวถึงอาคารโครงสร้างเหล็กที่มีความสูงไม่มาก ซึ่งมีการนำเหล็กที่มีความหนาไม่เกินกว่า 6 มิลลิเมตร เข้ามาใช้ในงานก่อสร้าง โดยสำหรับข้อเสนอแนะฉบับปี 1985 ได้มีระบุถึงแนวทางในการสร้างสมรรถนะทางโครงสร้างโดยมีการคำนึงถึงปัจจัยความไม่แน่นอนต่างๆ เพื่อให้ได้ผลเช่นเดียวกับแนวทางการออกแบบความสามารถในการรับแรง ตามข้อกำหนดของกฎหมายควบคุมอาคารของประเทศญี่ปุ่นฉบับปี 1981 จากแนวคิดที่ว่าวิธีการวิเคราะห์ที่ระดับพลาสติกไม่เหมาะสมที่จะนำมาใช้กับโครงสร้างเหล็กที่มีขนาดเล็กและบางส่ง ผลให้เกิดข้อเสนอแนะในการปรับกระบวนการออกแบบในขั้นแรก (โดยใช้วิธีการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้โดยมีเป้าหมายคือเพื่อให้มั่นใจว่าไม่มีการเกิดความเสียหายใดใดจากแรงแผ่นดินไหวขนาดเล็กและมีความถี่ในการเกิดไม่มากนัก) และเปลี่ยนกระบวนการออกแบบในขั้นที่สองเสียใหม่ (โดยใช้วิธีการออกแบบที่ระดับสูงสุดที่โครงสร้างจะสามารถรับได้ เพื่อให้มั่นใจได้ว่า โครงสร้างสามารถที่จะสลายพลังงานได้อย่างมีประสิทธิภาพเมื่อเกิดแผ่นดินไหว

ขั้นรุนแรง) (คัดลอกมาจากบทนำของเอกสารฉบับปี 1985)

● ข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบจุดต่อโครงสร้างเหล็ก

บททั่วไปและข้อกำหนดในการดำเนินการที่เกี่ยวข้องกับการต่อโครงสร้างเหล็กด้วยการเชื่อม ด้วยสลักเกลียว และจุดต่อที่แผ่นรองฐานเสาได้เคยแสดงไว้ในมาตรฐานและข้อเสนอแนะฉบับหนึ่งที่ออกโดยสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศญี่ปุ่น (AIJ) นั้น ก็ได้มีการนำมารวบรวมไว้ในเอกสารฉบับนี้พร้อมกับบทขยายความที่ครอบคลุมและมีรายละเอียดที่มากยิ่งขึ้น โดยได้มีการนำเสนอถึงวิธีการคำนวณความสามารถในการรับน้ำหนักของจุดต่อโครงสร้างเหล็กทั้งสองประเภท คือ ความสามารถในการรับน้ำหนักที่ขีดจำกัดอีลาสติกที่ใช้สำหรับการพิจารณาการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับการรับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำแบบไม่ถาวร รวมไปถึงจนถึงความสามารถในการรับน้ำหนักสูงสุดที่แสดงถึงแรงที่มากที่สุดที่จุดต่อสามารถที่จะรับและถ่ายแรงนั้นได้ด้วยแนวทางหรือวิธีในการออกแบบจุดต่อที่กล่าวถึง วิศวกรผู้ออกแบบก็จะมีข้อมูลพื้นฐานที่เพียงพอสำหรับใช้ในการพิจารณาออกแบบราคาโครงสร้างเหล็ก (สรุปมาจากบทนำของเอกสารตีพิมพ์ครั้งที่หนึ่ง)

● ข้อเสนอแนะในการออกแบบสำหรับงานก่อสร้างวัสดุผสม

เอกสารฉบับนี้ประกอบไปด้วยส่วนต่างๆ 4 ส่วนคือ ส่วนที่ 1 ข้อเสนอแนะในการออกแบบโครงสร้างคานวัสดุผสม ส่วนที่ 2 ข้อเสนอแนะในการออกแบบโครงสร้างระบบพื้นวัสดุผสม ส่วนที่ 3 ข้อเสนอแนะในการออกแบบผนังรับแรงวัสดุผสมโครงสร้างเหล็ก-คอนกรีตเสริมเหล็ก และส่วนที่ 4 ข้อเสนอแนะในการออกแบบสลักผสม ข้อเสนอแนะทั้งหมดดังกล่าวนี้เป็นไปตามความต้องการที่เร่งด่วนสำหรับใช้ในการออกแบบโครงสร้างวัสดุผสม และการนำระบบโครงสร้างวัสดุผสมไปใช้สำหรับการปรับปรุงอาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว

● ข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบและการขึ้นรูปโครงถักที่ทำจากท่อกลม

เอกสารฉบับนี้ได้รับรู้ถึงข้อกำหนดในการออกแบบและการขึ้นรูปที่เฉพาะเจาะจงไปเพื่อผลิตภัณฑ์ประเภทท่อเหล็กกลมที่ใช้ประกอบขึ้นเป็นโครงถัก ด้วยเหตุที่คณะกรรมการที่เกี่ยวข้องได้มีบทบาทในคณะกรรมการทางเทคนิคของสถาบันงานเชื่อมนานาชาติมาอย่างต่อเนื่อง รายละเอียดพื้นฐานของข้อเสนอแนะก็มีความสอดคล้องกับข้อกำหนดฉบับต่างๆ จากต่างประเทศ (อ้างอิงจากบทนำฉบับตีพิมพ์ในปี 2002)

● ข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบโครงสร้างเหล็กด้านทานอัคคีภัยของสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศญี่ปุ่น

เอกสารฉบับนี้ได้มีการพิจารณาข้อกำหนดที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบเพื่อต้านทานอัคคีภัยตามด้วยบทกฎหมายของประเทศญี่ปุ่น (ปี 1999) ซึ่งอ้างอิงอุณหภูมิของงออาคารเมื่อเกิดอัคคีภัยที่สามารถยอมรับได้ และความทนทานต่ออัคคีภัยที่ต้องการ ข้อกำหนดที่กล่าวถึงนี้ได้แสดงถึงกรอบการพิจารณาในการออกแบบที่มีเหตุผล สามารถปฏิบัติได้จริงโดยอ้างอิงกับแนวคิดในการออกแบบโครงสร้างที่ระดับสูงสุด (สรุปจากบทนำของเอกสารตีพิมพ์ครั้งที่ 1)

● ข้อเสนอแนะในการออกแบบเสถียรภาพโครงสร้างเหล็ก

เอกสารฉบับนี้มีเป้าหมายสำคัญ 4 ประการ ประการแรกคือ เพื่ออธิบายพื้นฐานของปัจจัยต่างๆ ที่เกี่ยวข้องกับการโก่งเดาะ ประการที่ 2 เพื่ออธิบายถึงหลักการที่เกี่ยวข้องกับพฤติกรรมการโก่งเดาะพร้อมแสดงการพิจารณาในขั้นตอนของการออกแบบ ประการที่ 3 เพื่ออำนวยความสะดวกให้กับผู้ใช้ด้วยการรวบรวมสมการและวิธีการคำนวณที่แตกต่างกันตามลักษณะการใช้งาน และประการสุดท้าย คือ เพื่อช่วยให้วิศวกรและนักเรียนนักศึกษาที่มีความเข้าใจอย่างชัดเจนมากยิ่งขึ้นผ่านการนำเสนอด้วยตัวอย่าง (สรุปจากบทนำของเอกสารตีพิมพ์ครั้งที่ 1)



การจัดหมวดหมู่ การแสดงรายละเอียดและวัตถุประสงค์ของมาตรฐานและข้อเสนอแนะของสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศญี่ปุ่นได้มีการกล่าวถึงในเอกสารฉบับนี้

รูปที่ 1 การจัดหมวดหมู่ของมาตรฐานและข้อเสนอแนะสำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กของสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศญี่ปุ่น

■ มาตรฐานการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กของสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศญี่ปุ่น ฉบับปี 2005 ฉบับแปลภาษาอังกฤษ - อ้างอิงแนวคิดของการวิเคราะห์โดยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้

โดย ศาสตราจารย์ Taichiro Okazaki มหาวิทยาลัย Hokkaido

มาตรฐานการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กของสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศญี่ปุ่น หรือ AIJ ฉบับปี 2005 ฉบับแปลภาษาอังกฤษ - อ้างอิงแนวคิดของการวิเคราะห์โดยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ (ซึ่งต่อไปจะใช้คำว่า “มาตรฐาน” ในการกล่าวถึง) ได้มีการจัดเตรียมในรูปแบบดิจิทัล ผ่านเว็บไซต์ของสมาคมสถาปนิกแห่งประเทศญี่ปุ่น (https://www.aij.or.jp/eng/publish/index_ddonly.htm) สำหรับผู้ที่สนใจสามารถดาวน์โหลดได้ มาตรฐานฉบับแปลเป็นภาษาอังกฤษ (หน้าปกของเอกสารแสดงไว้ดังรูปที่ 1) ได้ถูกเรียบเรียงโดยคณะกรรมการซึ่งมีสมาชิกมาจากหน่วยงานวิจัยด้านอาคารโครงสร้างเหล็กและตัวแทนจากบริษัทผู้ผลิตเหล็กในประเทศญี่ปุ่น

AIJ มีความตั้งใจที่จะจัดทำเอกสารฉบับแปลนี้เป็นเอกสารที่เป็นข้อกำหนดในการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กชุดแรก ซึ่งได้มีการนำเสนอไว้ในบทความก่อนหน้านี้

มาตรฐาน ได้มีการแสดงกฎพื้นฐานที่สำคัญในการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศญี่ปุ่นโดยนับตั้งแต่ปี 1981 กฎหมายควบคุมอาคารในประเทศญี่ปุ่นได้จำแนกการออกแบบเป็นสองระดับ ระดับแรกเป็นระดับการออกแบบด้วยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้เพื่อรองรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง และอีกระดับเป็นระดับการออกแบบที่กำลังรับน้ำหนักสูงสุดเพื่อรองรับแรงกระทำจากแผ่นดินไหวขั้นรุนแรง ซึ่งจากชื่อของมาตรฐานจะเห็นว่า มาตรฐานแรกใช้สำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กทั่วไปซึ่งเป็นอาคารจำนวนมากของประเทศญี่ปุ่น ในขณะที่การออกแบบโดยวิธีกำลังรับน้ำหนักสูงสุดจะใช้สำหรับอาคารสูง อาคารโครงสร้างช่วงยาว หรืออาคารพิเศษอื่นๆ โดยทั้งนี้วิธีการออกแบบด้วยหน่วยแรงที่ยอมให้ก็เป็นหลักการทั่วไปที่ใช้กับทุกประเภทอาคารซึ่งไม่จำกัดความสูง รูปร่างรูปทรง หรือประเภทการใช้งานทางโครงสร้าง

เอกสารฉบับแปลภาษาอังกฤษนี้ประกอบไปด้วยส่วนของเนื้อหาที่เกี่ยวข้องกับมาตรฐานและข้อเสนอแนะพิเศษ ซึ่งเหมาะสำหรับผู้อ่านที่ไม่คุ้นเคยกับกฎระเบียบและมาตรฐาน ตลอดจนวิธีการออกแบบและการก่อสร้างในประเทศญี่ปุ่น ดังนั้นเอกสารฉบับแปลนี้จึงอาจจะไม่ได้ใช้สำหรับเป็นมาตรฐานในการออกแบบเท่านั้น แต่ยังเป็นแหล่งข้อมูลสำหรับการก่อสร้างอาคารโครงสร้างเหล็กในประเทศญี่ปุ่นด้วย ตัวอย่างการนำไปใช้ เช่น ความสัมพันธ์ระหว่างข้อบังคับด้านการออกแบบและเอกสารทางเทคนิคของสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศญี่ปุ่นซึ่งได้แสดงไว้ในบทนำ และในอื่นๆ ตามสมควร ประเภทของโครงสร้างเหล็กประเภทต่างๆ ได้แสดงไว้ดังตารางที่ 1 และค่านิยามของตัวแปรค่า F หรือหน่วยแรงที่ยอมให้มาตรฐาน ได้แสดงไว้ในข้อเสนอแนะพิเศษในบทที่ 5.2

มาตรฐาน ถูกตีพิมพ์ครั้งแรกในปี 1970 และได้มีการปรับปรุงเรื่อยมาจนฉบับล่าสุดตีพิมพ์ในปี 2005 คณะกรรมการมีความตระหนักว่า มาตรฐานการออกแบบการขึ้นทะเบียนและการประกอบติดตั้งอาคารโครงสร้างเหล็ก (*Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings*) ของสถาบันเหล็กก่อสร้างแห่งอเมริกา หรือ American Institute of Steel Construction (AISC) โดยเฉพาะอย่างยิ่งฉบับปี 1963 และ 1967 ได้ถือเป็นมาตรฐานต้นแบบสำหรับมาตรฐานฉบับนี้ ทั้งนี้ความแตกต่างที่สำคัญของมาตรฐานของประเทศญี่ปุ่นและของ

ประเทศสหรัฐอเมริกาคือด้านการพิจารณาแรงจากแผ่นดินไหวซึ่งมักเป็นตัวแปรสำคัญที่สุดในการออกแบบของประเทศญี่ปุ่น

เอกสารฉบับปี 2005 ได้มีการนำเสนอถึงความรู้ทางวิทยาศาสตร์ล่าสุดตลอดจนแนวทางการปฏิบัติของประเทศญี่ปุ่นในปัจจุบันในการพิจารณาความแข็งแรงของชิ้นส่วนของอาคาร (บทที่ 5) การออกแบบการล้า (บทที่ 7) สลักเกลียว (บทที่ 15) การเชื่อม (บทที่ 16) และฐานเสา (บทที่ 17) ลักษณะพิเศษของมาตรฐานฉบับนี้ซึ่งอาจจะไม่ได้มีแสดงไว้ในข้อแนะนำหรือมาตรฐานสากลฉบับอื่น คือการนำเสนอในส่วนที่เกี่ยวข้องกับหน้าตัดประกอบ (built-up section) ซึ่งมีช่องเปิดที่เเว (web) (บทที่ 9.2 สำหรับคาน บทที่ 11.6 สำหรับองค์อาคารรับแรงอัดทั่วไป และบทที่ 11.10 สำหรับเสา) และข้อกำหนดในการออกแบบฐานเสาลักษณะทั่วไปทั้ง 3 ประเภท (บทที่ 17.2 สำหรับเสาเปลือย บทที่ 17.3 สำหรับเสาที่มีคอนกรีตหุ้มรอบ และบทที่ 17.4 สำหรับเสาที่ฝังอยู่ในคอนกรีต)

เราหวังเป็นอย่างยิ่งว่า *มาตรฐาน* ฉบับแปลภาษาอังกฤษจะมีประโยชน์กับวิศวกรผู้ที่จะออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กในประเทศญี่ปุ่น หรือจะเป็นข้อมูลในการประยุกต์ใช้เทคโนโลยีของประเทศญี่ปุ่นในต่างประเทศ สำหรับทั้งการออกแบบและการก่อสร้าง

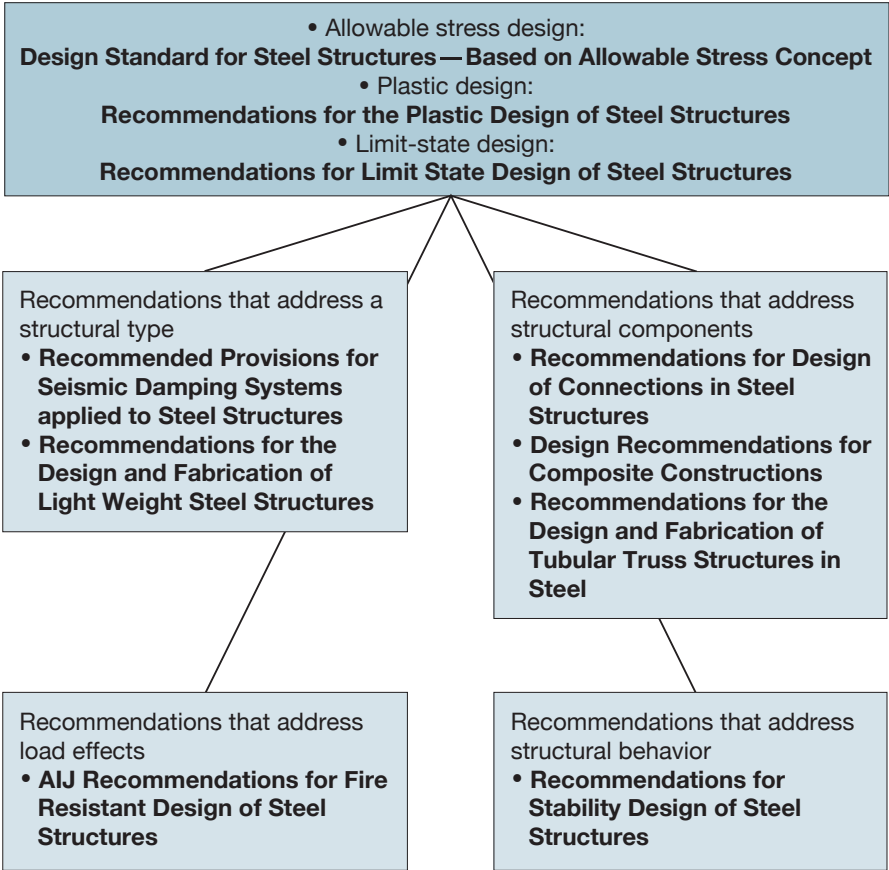
รูปที่ 1 ปกหน้าของมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างของสถาบันสถาปนิกแห่งประเทศไทย ญี่ปุ่น (AIJ)

ตารางที่ 1 โครงสร้างเหล็กประเภทต่างๆ ที่นิยมใช้สำหรับการก่อสร้างอาคารโครงสร้างเหล็ก



Motohide Tada: After finishing the master's course of the Graduate School of Engineering, Osaka University, he entered Nikken Sekkei Ltd. in 1982. He became assistant professor of the School of Engineering, Osaka University in 1989 and assumed his current position as professor of the School of Engineering, Osaka University in 2007. His specialization is building structures.

Fig. 1 Organization of AIJ Design Standards and Recommendations for Structural Steel Buildings





Taichiro Okazaki: After finishing the doctor's course at the Graduate School of Engineering, Kyoto University in 1996 and receiving Ph.D. from the University of Texas in 2004, he became assistant professor, University of Minnesota in 2005. Then he served as researcher, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience in 2009 and assumed his current position as professor, Hokkaido University in 2016. His specialization covers steel structures and earthquake engineering.

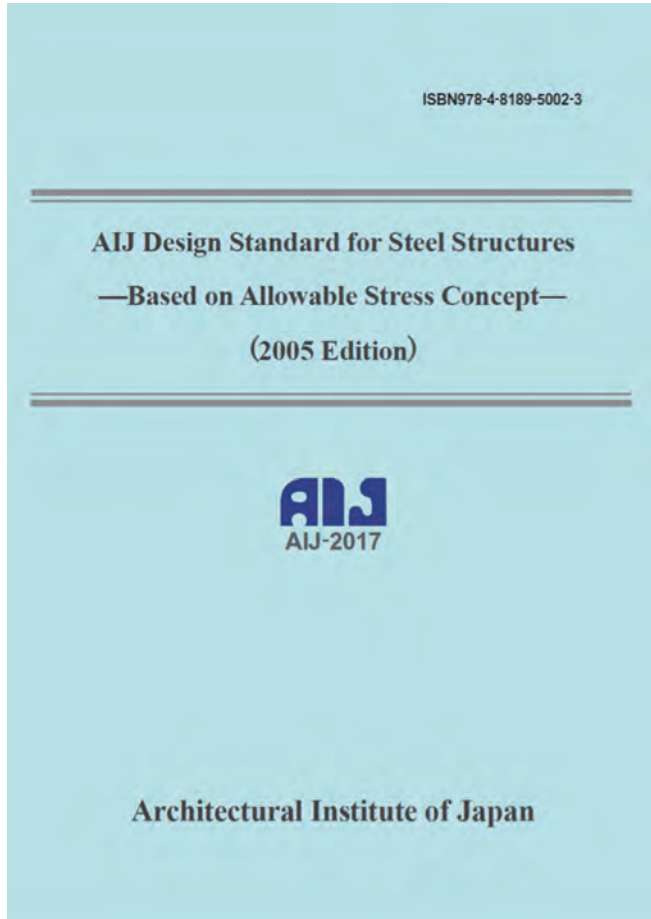


Photo 1
Front cover of 2005 AIJ
*Design Standard for Steel
Structures*

Fig. 1 Sample Page Excerpted from 2005 AIJ Design Standard for Steel Structures

CHAPTER 4 MATERIAL

4.1 Structural Steels and Steel Components

Structural material to be used under this *Standard* shall conform to one of the specifications listed in Table 4.1.

Table 4.1 Specifications and Material Designations

Specification	Title and Material Designation
JIS G 3136	Rolled steels for building structure SN400 A, SN400 B, SN400 C, SN490 B, SN490 C
JIS G 3101	Rolled steels for general structure SS400, SS490, SS540
JIS G 3106	Rolled steels for welded structure SM400 A, B, C, SM490 A, B, C, SM490 YA, YB, SM520 B, C, SM570
JIS G 3114	Hot-rolled atmospheric corrosion resisting steel for welded structure SMA400 A, B, C, SMA490 A, B, C
JIS G 3475	Carbon steel tubes for building structure STKN400 W, B, STKN490 B
JIS G 3444	Carbon steel tubes for general structural purposes STK400, STK490
JIS G 3466	Carbon steel square and rectangular tubes for general structure STKR400, STKR490
JIS G 3138	Rolled steel bars for building structure SNR400 A, B, SNR490 B
JIS G 3350	Light gauge steel sections for general structure SSC400
JIS G 3353	Welded light gauge steel H sections for general structure SWH400
JIS B 1186	Sets of high strength hexagon bolt, hexagon nut and plain washers for friction grip joints
JIS B 1178	Foundation bolts
JIS Z 3211	Covered electrodes for mild steel, high strength steel and low temperature service steel
JIS Z 3351	Solid wires for submerged arc welding of carbon steel and low alloy steel
JIS Z 3352	Fluxes for submerged arc welding
JIS G 5101	Carbon steel castings SC480
JIS G 5102	Steel castings for welded structure SCW410, SCW480

Table 1 Structural Steel Products Applied in Building Construction

Steel type	Designation and grade	F (N/mm ²)		Yield-to-tensile strengths ratio, max, %	Plate	Section	Bar	RHS	CHS	Cold formed section
		Thickness (mm)								
Rolled steels for general structure	SS	400	235	215	-					
		490	325	295	-					
		540	375	-	-					
Rolled steels for welded structure	SM	400	235	215	-					
		490	325	295	-					
		520	355	335 [#]	-					
		570	400	400	-					
Rolled steels for building structure	SN	400	235	215	80					
		490	325	295	80					
Welded light gauge steel H section for general structure	SWH	400	235	215	-					
Carbon steel square and rectangular tubes for general structure	STKR	400	235	215	-					
		490	325	295	-					
Carbon steel tubes for general structure	STK	400	235	215	-					
		490	325	295	-					
Carbon steel tubes for building structure	STKN	400	235	215	80*					
		490	325	295	80*					
Rolled steel bars for building structure	SNR	400	235	215	-					
		490	325	295	-					
Light gauge steel sections for structure	SSC	400	235	215	-					
Hot-rolled atmospheric corrosion resisting steels for welded structure	SMA	400	235	215	-					
		490	325	295	-					

* Max. 85% for arc-welded pipe. #315 N/mm² for thickness over 75 mm.

การเพิ่มสมรรถนะโครงสร้างเหล็กช่วงยาวให้มีความต้านทานต่อแผ่นดินไหวด้วยการใช้ตัวหน่วงแบบหนืด

โดย ศาสตราจารย์ Hideki Idota, Professor วิทยาลัยเทคโนโลยีแห่ง Nagoya

ความจำเป็นในการเพิ่มสมรรถนะความต้านทานแผ่นดินไหวให้กับอาคารเพื่อให้สามารถใช้งานได้อย่างยาวนาน

ในประเทศญี่ปุ่นมีอาคารโรงงานโครงสร้างเหล็กจำนวนมากที่เป็นโครงสร้างช่วงยาว ซึ่งก่อสร้างขึ้นในช่วงที่ประเทศญี่ปุ่นมีการเจริญเติบโตทางเศรษฐกิจในช่วงทศวรรษที่ 1960 และ 1970 และยังคงใช้งานอยู่ในปัจจุบัน กฎหมายควบคุมอาคารของประเทศญี่ปุ่นได้รับการปรับปรุงในปี 1979 และได้มีการกำหนดให้อาคารที่ก่อสร้างก่อนปี 1979 ต้องได้รับการปรับปรุงให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้อย่างมีประสิทธิภาพ แต่อย่างไรก็ตามการปรับปรุงอาคารที่กล่าวถึงนี้ไม่ได้มีความก้าวหน้ามากเท่าที่ควรอันเนื่องมาจากสาเหตุดังต่อไปนี้:

- การดำเนินการปรับปรุงให้อาคารสามารถต้านทานแผ่นดินไหวตามกฎหมายควบคุมอาคารปัจจุบัน มีความจำเป็นที่จะต้องหยุดการดำเนินกิจกรรมในโรงงานชั่วคราวซึ่งส่งผลต่อความสูญเสียทางเศรษฐกิจอย่างใหญ่หลวง
- การสร้างโรงงานใหม่เพื่อทดแทนโรงงานเก่าซึ่งสามารถหลีกเลี่ยงการหยุดการดำเนินงานภายในโรงงานได้นั้น ก็จะต้องส่งผลต่อต้นทุนในการย้ายโรงงานค่อนข้างมาก
- ด้วยเหตุที่ตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ผลกระทบต่ออาคารอันเนื่องมาจากแรงแผ่นดินไหว และผลกระทบที่เป็นผลมาจากแรงแผ่นดินไหวยังไม่มีความสัมพันธ์ที่ชัดเจน ดังนั้นการปรับปรุงอาคารเพื่อให้สามารถต้านทานการเกิดแผ่นดินไหวโดยพิจารณาถึงการออกแบบตามสมรรถนะจึงไม่สามารถดำเนินการได้

ในการรับมือกับปัญหาดังกล่าวข้างต้นนั้นการนำตัวหน่วงแบบหนืดเข้ามาติดตั้งในอาคารเก่าจึงเป็นวิธีการที่เหมาะสมสำหรับอาคารโครงสร้างเหล็กช่วงยาว (รูปที่ 1 และ 2 และ ตารางที่ 1) โดยกรอบการปฏิบัติและมีการนำเสนอไว้ในบทความนี้

รูปที่ 1 แบบจำลองเสมือนสำหรับใช้ในการวิเคราะห์ 3 มิติ
รูปที่ 2 ลักษณะรายละเอียดของโครงสร้างรูปทรงพื้นเลื่อย
ตารางที่ 1 กรอบและเป้าหมายในการปรับปรุงอาคารโรงงาน

การประมาณผลตอบสนองจากคลื่นแผ่นดินไหวคาดการณ์

ในการตรวจสอบวิธีการที่ใช้ในการปรับปรุงอาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวนั้นการวิเคราะห์ผลตอบสนองแบบไดนามิกและมีการดำเนินการโดยได้พิจารณาคลื่นแผ่นดินไหวลักษณะต่างๆ ดังต่อไปนี้:

● คลื่นชนิดที่ 1 คลื่นแผ่นดินไหวที่จำลองขึ้นสำหรับการออกแบบโครงสร้าง

คลื่นชนิดนี้เป็นการสั่นสะเทือนของพื้นดินที่ถูกขยายขึ้นโดยอ้างอิงผลที่ได้จากการสำรวจอาคารที่สนใจซึ่งพิจารณาถึงขั้นหินที่ระบุไว้ในกฎหมายควบคุมอาคาร คาบการเกิดซ้ำของแผ่นดินไหวนี้กำหนดไว้ที่ 500 ปี

● คลื่นชนิดที่ 2

คลื่นชนิดนี้เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่เป็นการลดความเร็วสูงสุดของการสั่นของพื้นดินที่ได้จากคลื่นชนิดที่ 1 ลงเหลือ 80% โดยคาบการเกิดซ้ำของคลื่นแผ่นดินไหวชนิดที่ 2 นี้กำหนดไว้ที่ 300 ปี

● คลื่นชนิดที่ 3

เป็นคลื่นแผ่นดินไหวที่คาดว่าจะเกิดขึ้นที่เรียกว่า Great Nankai-Trough Earthquake โดยโอกาสที่จะเกิดขึ้นอยู่ที่ราว 10% ภายใน 30 ปีข้างหน้า

รูปที่ 3 แสดงสเปกตรัมความเร่งตอบสนองสูงสุดและสเปกตรัมการเคลื่อนที่ตอบสนองสูงสุดของคลื่นแผ่นดินไหวทั้งสามประเภท จากรูปแสดงให้เห็นถึงคาบการสั่นธรรมชาติพื้นฐานสำหรับอาคารซึ่งได้มาจากการวิเคราะห์แบบจำลองโครงสร้างอาคารแบบสามมิติ

จากรูป คาบการสั่นพื้นฐานของอาคารมีค่าอยู่ราว 1.1 วินาทีในทิศตะวันออก-ตะวันตก และราว 0.9 วินาทีในทิศเหนือ-ใต้ ซึ่งเมื่อคาบการสั่นธรรมชาติของอาคารที่มีการปรับปรุงเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวมีค่าน้อยลง ก็จะส่งผลให้ค่าดังกล่าวนี้มีค่าเข้าใกล้คาบการสั่นวิกฤติ ส่งผลให้ผลที่เกิดขึ้นกับตัวอาคารจากแรงแผ่นดินไหวมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว

เพื่อให้สามารถใช้งานอาคารได้อย่างปลอดภัย สอดคล้องกับเหตุการณ์ที่กล่าวถึงนี้จึงมีความจำเป็นที่จะต้องปรับปรุงให้อาคารมีความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวที่มากขึ้น โดยหากต้องการให้องค์อาคารของโครงสร้างยังมีพฤติกรรมอยู่ภายในช่วงอีลาสติก เมื่อตัวอาคารมีความเร่งตอบสนองมากกว่า 500 (cm/m2) ก็จะต้องใช้งบประมาณที่ค่อนข้างสูงมาก ด้วยเหตุดังกล่าวนี้ก็พิจารณาได้ว่าวิธีการเสริมกำลังที่กล่าวถึงไม่เหมาะในการนำไปใช้ในการปรับปรุงอาคารเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวโดยการปรับปรุงดังที่กล่าวจะส่งผลให้คาบการสั่นธรรมชาติของตัวอาคารสั้นลง

รูปที่ 3 สเปกตรัมผลตอบสนองสูงสุด

การประมาณการการเสียรูปและการทรุดตัวสูงสุด ตามเกณฑ์การออกแบบ

การประชุมหารือกับเจ้าของโครงการที่เกี่ยวข้องกับการปรับปรุงอาคารให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวนี้ ได้ถูกจัดขึ้น โดยมุ่งเน้นไปที่อาคารเป้าหมายดังแสดงในข้างต้น โดยมีการกำหนดเกณฑ์ให้กับเจ้าของอาคารดังต่อไปนี้:

● เงื่อนไขในการออกแบบข้อ 1

อาคารโรงงานจะต้องไม่เกิดการวิบัติเมื่อเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวขั้นรุนแรง

● เงื่อนไขในการออกแบบข้อ 2

ความเสียหายที่เกิดขึ้นกับตัวอาคารโรงงานจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่รุนแรงซึ่งอาจเกิดขึ้นนานๆ ครั้ง สามารถยอมให้เกิดขึ้นกับตัวอาคารได้ โดยแม้ว่าโรงงานจะเกิดความเสียหายขึ้นก็ตาม แต่โรงงานก็ต้องสามารถดำเนินการต่อไปได้

● เงื่อนไขในการออกแบบข้อ 3

การดำเนินกิจกรรมของโรงงานจะต้องไม่เกิดการหยุดชะงักในช่วงระหว่างการซ่อมแซมปรับปรุง

จากเงื่อนไขการออกแบบข้อที่ 1 ด้วยเหตุที่อาคารจะถูกออกแบบที่ระดับขีดจำกัดซึ่งพิจารณาถึงเหตุการณ์ที่ทำให้อาคารพังถล่มมา การวิเคราะห์จึงเลือกใช้วิธีที่เรียกว่า push over analysis เพื่อพิจารณาถึงการแตกหัก ณ ตำแหน่งจุดต่อของโครงสร้าง ในขั้นตอนของการวิเคราะห์แรงที่เกิดขึ้นกับโครงสร้างที่มีทิศทางย้อนกลับแรงที่กระทำ (restoring force) จะมีลักษณะที่คล้ายคลึงกับพฤติกรรมของโครงสร้างที่ทดสอบด้วยแรงกระทำในลักษณะกลับปัดกลับ (cyclic loading) ซึ่งจะช่วยป้องกันไม่ให้เกิดการโก่งเดาะ รูปที่ 4 แสดงให้เห็นถึงหลักการในการวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้

รูปที่ 5 แสดงให้เห็นผลที่ได้จากการวิเคราะห์โดยวิธี push over analysis โดยจากผลการวิเคราะห์พบว่า จุดแรกที่โครงสร้างส่วนใหญ่จะเกิดความเสียหายคือการเกิดยึดคราก อันเกิดขึ้นเนื่องจากการดัดรอบบนร่องที่บริเวณฐานเสา ณ ตำแหน่งสลักสมอหรือแผ่นรองฐาน

ในทิศทางตามความยาวของตัวอาคาร จุดต่อของโครงสร้างส่วนใหญ่จะเกิดการแตกหักเมื่ออาคารเกิดการเอียงระหว่างชั้น (story drift) โดยมีการเอียงระหว่างชั้นมากกว่า 1 ต่อ 70 ซึ่งภายหลังจากการเกิดการแตกหักของจุดต่อ ในแง่การคำนวณก็ใช้วิธีการลดค่ากำลังต้านทานของโครงสร้างลงราว 15% ผลการวิเคราะห์ไม่พบว่าเกิดการลดลงของกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง แม้ว่าจะเกิดการเอียงระหว่างชั้นมากถึงขั้น 1 ต่อ 50 หรือแม้กระทั่งเมื่อนำผลที่เรียกว่า P-Δ effect เข้ามาพิจารณาประกอบด้วยก็ตาม

สำหรับในทิศทางด้านสันของโครงสร้างอาคาร โดยแม้ว่าจะเกิดความเสียหายกับจุดต่อโครงสร้างขึ้น ที่โครงแกนแนวน 14 ในช่วงเริ่มต้นของแรงที่เข้ามากระทำ การลดลงของความสามารถในการรับแรงก็ไม่เกิดขึ้นจนกระทั่งอาคารเกิดมูเอยระหว่างชั้นที่ราว 1 ต่อ 40 ณ ตำแหน่งแกนอื่นๆ นอกเหนือจากแกน 14

รูปที่ 4 หลักการของการวิเคราะห์ push over analysis โดยพิจารณาถึงการสูญเสียกำลังของโครงสร้าง

รูปที่ 5 ผลการวิเคราะห์ push over analysis

กรอบการปรับปรุงอาคารให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว

การปรับปรุงอาคารให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวโดยการใช้โครงค้ำยันได้มีการพิจารณาดำเนินการกับอาคารเป้าหมายที่การเสริมความแข็งแรงของชิ้นส่วนไม่สามารถดำเนินการได้ ถ้าให้กล่าวโดยเฉพาะเจาะจงไปแล้วนั้นการปรับปรุงอาคารโดยวิธีการดังกล่าวเป็นการนำโครงค้ำยันที่สร้างขึ้นจากท่อเหล็กที่อยู่บนเสาเข็มมาติดตั้งรอบตัวอาคารโดย โครงสร้างอาคารและโครงค้ำยันมีการเชื่อมต่อกันด้วยการใช้ตัวห่วงควบคุมผลตอบแทนแบบชนิดในทุกด้านตามแนวระนาบของตัวอาคาร

รูปที่ 6 โครงค้ำยันควบคุมผลตอบแทนที่ติดตั้งรอบตัวอาคารโรงงาน

การประมาณการผลตอบแทนสูงสุดของอาคารที่ได้รับการปรับปรุงเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว

ในการประมาณผลตอบแทนสูงสุดที่เกิดขึ้นภายหลังจากที่อาคารได้รับการปรับปรุงเรียบร้อยแล้ว การวิเคราะห์ผลตอบแทนจากการเกิดแผ่นดินไหวได้มีการนำแบบจำลองโครงสร้างสามมิติที่มีการจำลองโครงค้ำยันควบคุมผลตอบแทนประกอบการพิจารณาวิเคราะห์ด้วย

ผลการวิเคราะห์พบว่าเกณฑ์การเคลื่อนตัวตอบสนองสูงสุด ซึ่งอาจกำหนดเป็นเงื่อนไขเริ่มต้น (มุมการเอียงระหว่างชั้นไม่เกินกว่า 1 ต่อ 70) เมื่อเกิดคลื่นแผ่นดินไหวชนิดที่ 2 และชนิดที่ 3 ดังที่ได้แสดงไว้ข้างต้น ในกรณีที่เกิดคลื่นแผ่นดินไหวชนิดที่ 1 แม้ว่าค่าการเอียงระหว่างชั้นมีค่ามากกว่าระยะการเคลื่อนตัวตอบสนองสูงสุดที่ได้กำหนดเกณฑ์เอาไว้ ก็พบว่าตัวอาคารไม่เกิดการพังถล่มและคนเกิดการพังหลุดออกอันเนื่องมาจากข้อค้ำอาคาร chord member เกิดการแตกหักขึ้น การเกิดขึ้นของการแตกหักที่ข้อค้ำอาคาร chord member ดังที่ได้กล่าวถึงนี้ได้พิจารณาบนพื้นฐานที่ว่าเกณฑ์การแตกหักจะเกิดขึ้นเมื่อความเครียดตามแนวแกน ของด้านที่รับแรงดึงมีค่าไม่เกินกว่า 1% ดังแสดงในรูปที่ 7

รูปที่ 7 กราฟ Hysteresis ของค่าความเค้นและค่าความเครียดตามแนวแกนของโครงถักซึ่งส่งผลให้เกิดการโก่งเดาะ

การดำเนินการในลำดับถัดไป

จากที่กล่าวมาทั้งหมดนั้นได้บทสรุปถึงการปรับปรุงอาคารเพื่อด้านต้านแผ่นดินไหวในปัจจุบันและสิ่งที่ต้องดำเนินการในอนาคตดังต่อไปนี้:

- การปรับปรุงอาคารเพื่อด้านต้านแผ่นดินไหวให้ได้สมรรถนะตามที่เจ้าของอาคารต้องการ จำเป็นที่จะต้องมีความเข้าใจถึงลักษณะพฤติกรรมที่ยอมให้เกิดการโก่งเดาะของข้อค้ำอาคาร chord member
- ในการปรับปรุงอาคารโครงสร้างเหล็กช่วงยาวให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้ จำเป็นจะต้องพิจารณาถึงการดำเนินการของผู้อยู่อาศัยอาคารควบคู่ไปด้วย โดยมีความจำเป็นที่อาจต้องพัฒนาเทคโนโลยีการปรับปรุงอาคารให้สามารถต้านทานแผ่นดินไหว

ด้วยการเสริมความแข็งแรงจากภายนอกอาคารเท่านั้น

- การสร้างความเข้าใจถึงความสัมพันธ์ระหว่างความรุนแรงของแผ่นดินไหวที่จะส่งผลกระทบต่อรูปแบบปรับปรุงอาคาร และความเสียหายที่เกิดขึ้นจากแรงแผ่นดินไหวดังกล่าว ตลอดจนการนำเทคโนโลยีซึ่งช่วยอธิบายให้เจ้าของอาคารได้รับทราบถึงความสัมพันธ์ดังกล่าวถือเป็นสิ่งที่มีความสำคัญอย่างยิ่ง

ภาพที่ 1 โครงค้ำยันควบคุมผลตอบแทนที่มีการใช้ตัวห่วงแบบชนิด



Hideki Idota: After finishing the doctor's course of the Tokyo Institute of Technology in 1988, he became assistant professor of the Faculty of Engineering, Nagoya Institute of Technology in 1998. He assumed his current position as professor, the Graduate School of Engineering, Nagoya Institute of Technology in 2009. He received the Architectural Institute of Japan Prize 2015 (Research Themes Division).

Table 1 Outline of the Plant Building Targeted for Retrofitting

No. of stories	1 story aboveground, no underground floor and penthouse
Total building area	About 33,600 m ²
Plane shape	Long side: 13 spans, about 200 m; Short side: 12 spans, about 160 m
Eaves height, building height	Eaves height: GL=8.2 m; Building height: 11.5m
Year of design	1966 (based on the former Seismic Design Code)
Column	Built-up column using rolled H-shapes
Beam	Truss beam using L-shapes
Roof	Saw-tooth configuration, slate covering
Foundation	Independent foundation, steel pipe pile, exposed column base
Earthquake load	Unit load that reflects latest equipment load: 1.84 kN/m ²
Seismic resistance diagnosis result	Minimum value of seismic index of structure (Is value): 0.17; Average value: 0.30
Natural period (s)	No retrofitting Long side: 1.21; Short side: 0.89
	Extremely rare equivalence Long side: 1.78; Short side: 1.70

Fig. 1 Perspective Drawing of 3D Analysis Model

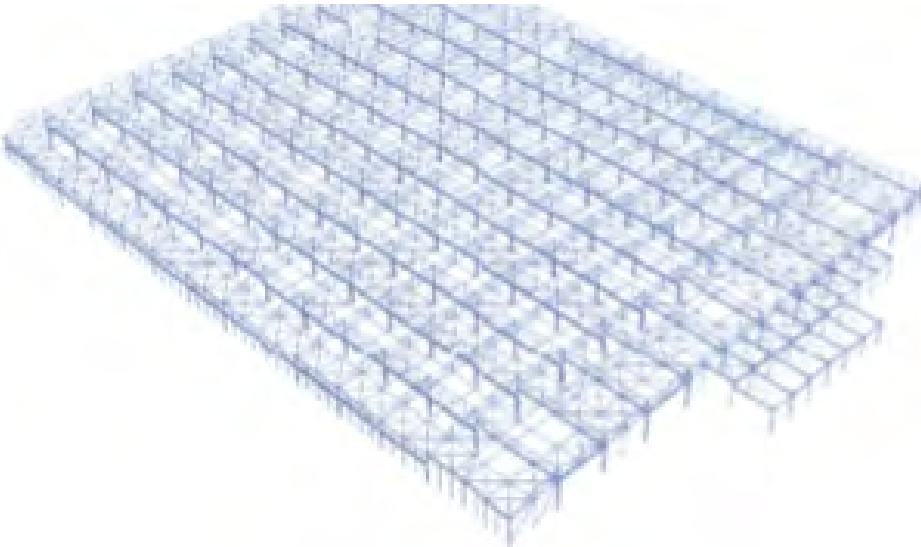


Fig. 2 Detailed Configuration of Saw-tooth Roof

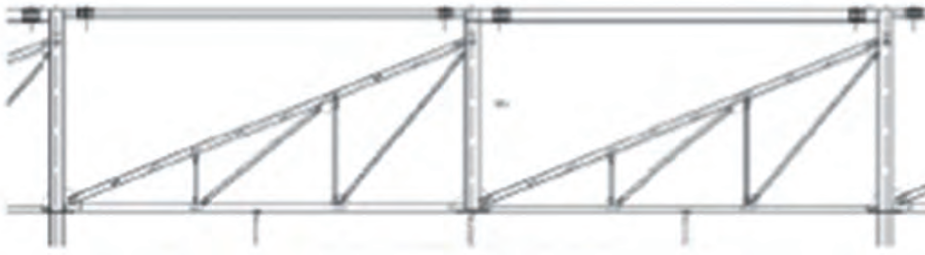


Fig. 3 Maximum Response Spectrum

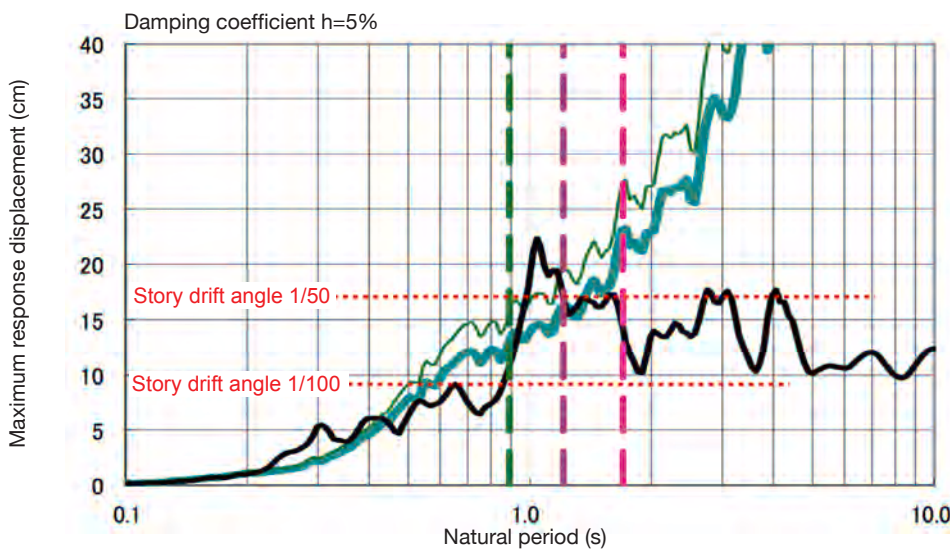
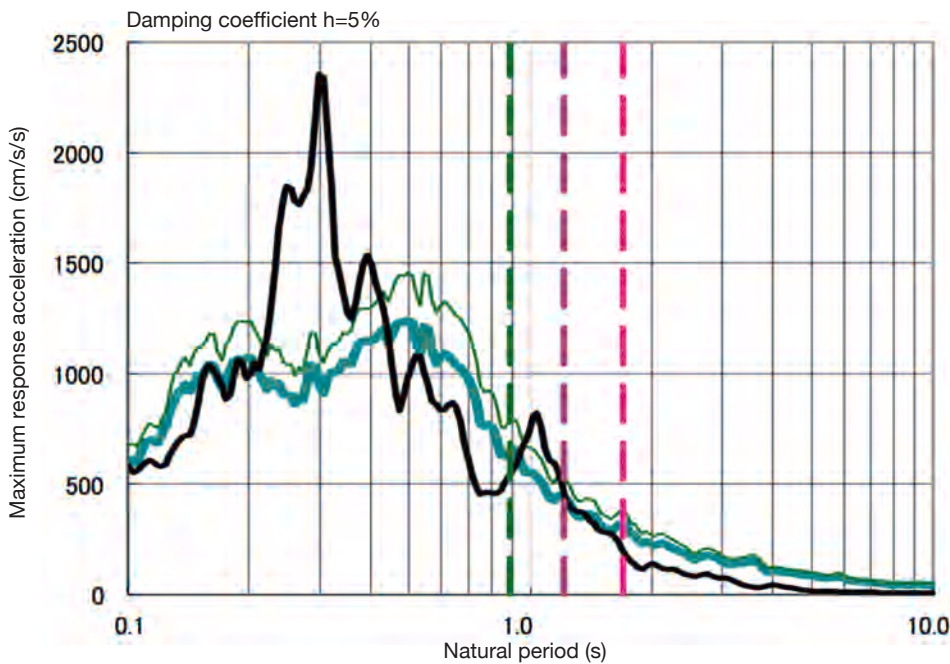
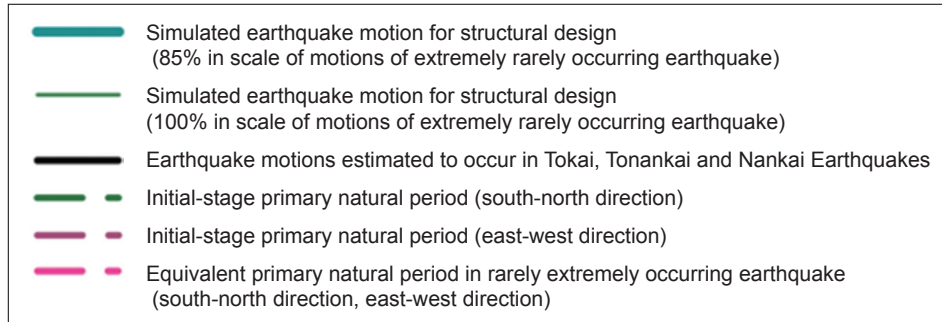


Fig. 4 Concept of Push Over Analysis of Phased Strength Loss Type⁶⁾

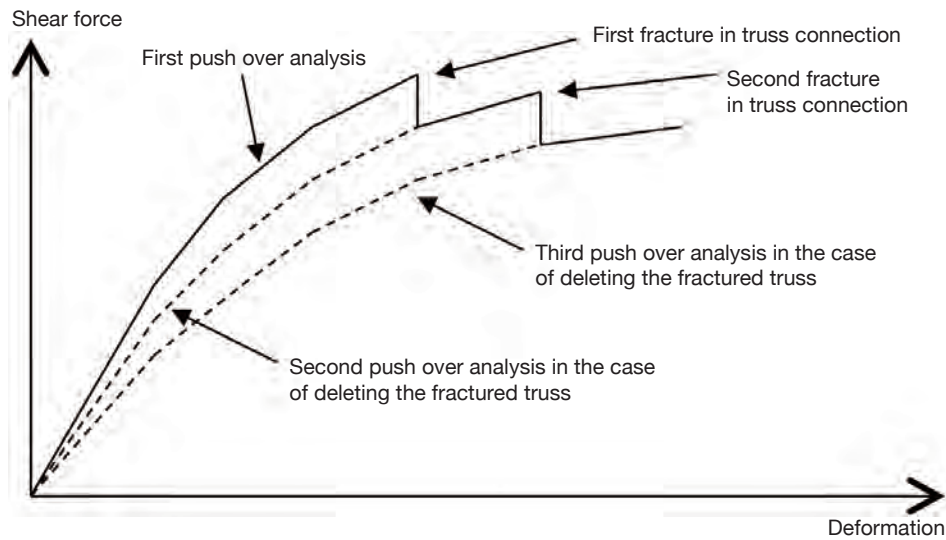


Fig. 5 Results of Push Over Analysis

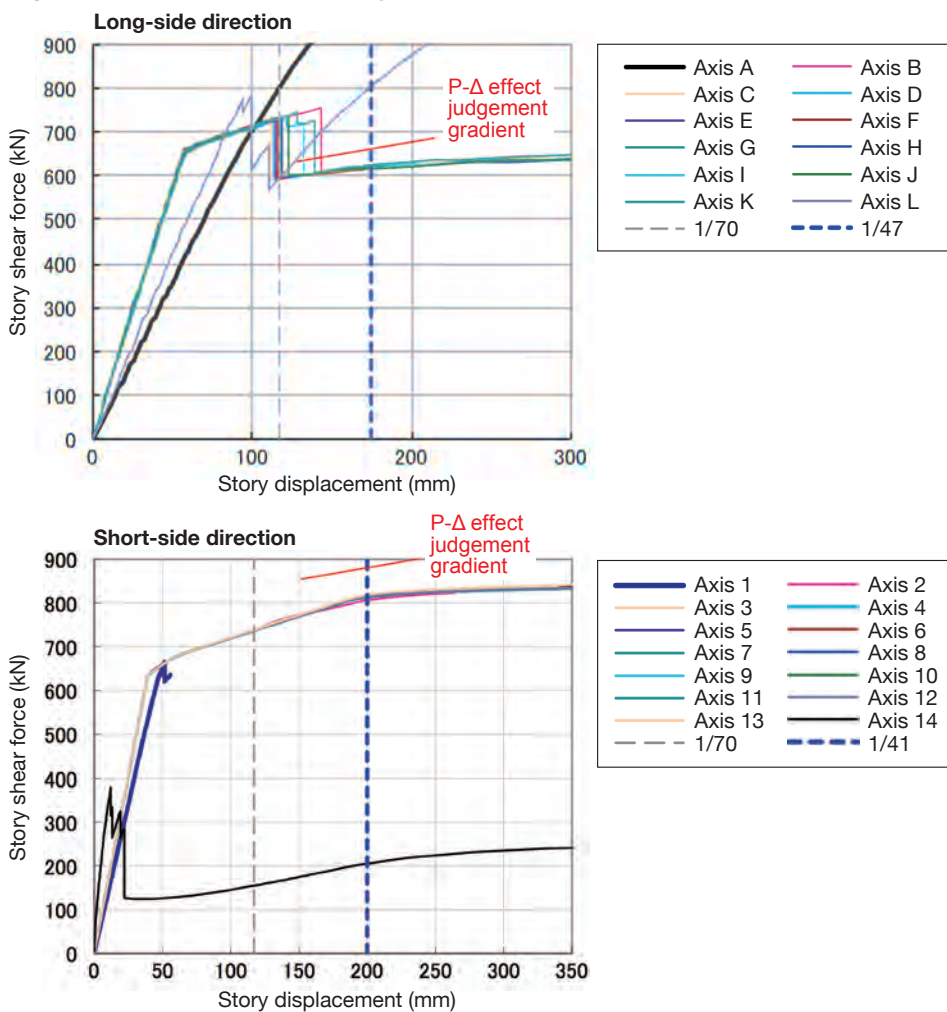


Fig. 6 Response-control Buttrass Framing Installed Outside of Plant



Fig. 7 Hysteresis of Axial Strain-Axial Stress of the Truss that Causes Buckling

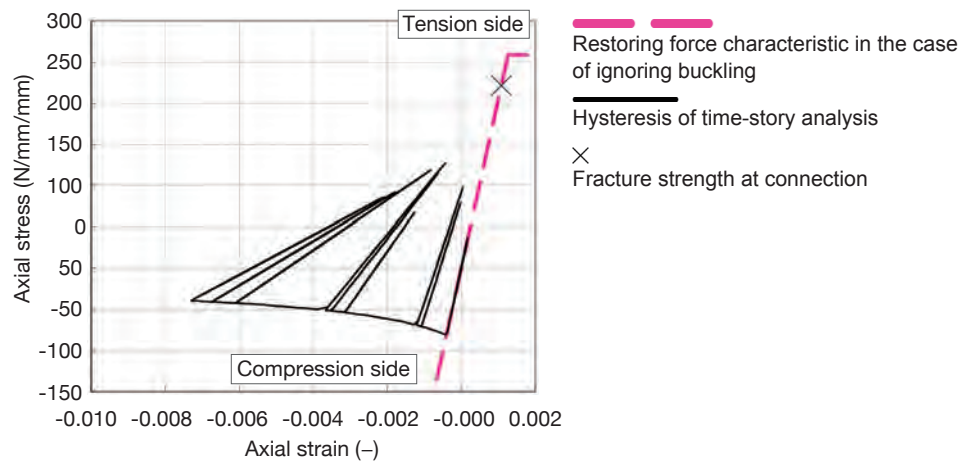


Photo 1 Response-control buttress framing employing viscosity damper

หนังสือคู่มือการป้องกันการแตกแบบเปราะของแผ่นไดอะแฟรมที่เชื่อมด้วยวิธีอิเล็กโตรสแลก

— สำหรับโรงงานเชื่อมประกอบเสารูปพรรณเชื่อมประกอบรูปกล่อง —

โดย Takahiko Suzuki บริษัท Nippon Steel & Sumikin Technology จำกัด และ and Takumi Ishii บริษัท JFE Techno-Research Corporation จำกัด

ความจำเป็นต่อความต้องการในการใช้คู่มือที่เพิ่มมากยิ่งขึ้น

สมาคมเหล็กก่อสร้างแห่งประเทศไทยได้ตีพิมพ์ *คู่มือการป้องกันการแตกแบบเปราะของแผ่นไดอะแฟรมที่เชื่อมด้วยวิธีอิเล็กโตรสแลก* สำหรับการผลิตเสารูปพรรณเชื่อมประกอบรูปกล่อง โดยงานวิจัยเพื่อการเตรียมการจัดทำหนังสือคู่มือฉบับนี้ ดำเนินการโดยสมาพันธ์เหล็กและเหล็กกล้าแห่งประเทศไทย

เสารูปพรรณเชื่อมประกอบรูปกล่องที่ผลิตขึ้นจากการเชื่อมเหล็กแผ่นหนา 4 แผ่นเข้าด้วยกัน (ซึ่งต่อไปจากนี้จะขอเรียกว่า “เสารูปกล่อง (box column)”) ได้มีการนำไปใช้กันอย่างแพร่หลายในงานก่อสร้างอาคารสูงในส่วนชั้นที่อยู่ล่างๆ โดยเหล็กแผ่นหนาที่ว่ามี ความหนาตั้งแต่ 25 มิลลิเมตรไปจนกระทั่งถึง 100 มิลลิเมตร งานเชื่อมแผ่นไดอะแฟรมที่อยู่ด้านในเสารูปกล่องที่ใช้กันทั่วไป นิยมใช้รูปแบบที่เรียกว่า อิเล็กโตรสแลก (ต่อไปจากนี้จะขอเรียกว่า ESW) ซึ่งเป็นงานเชื่อมที่ใช้ความร้อนสูงมาก โดยในบางกรณีอาจสูงมากถึง 1,300 kJ/cm (อ้างอิงรูปที่ 1)

ทั้งนี้ ความแกร่ง (toughness) ของเหล็กแผ่นหนามีแนวโน้มที่จะลดลงค่อนข้างมากอันเนื่องมาจากปริมาณความร้อนที่สูงมาก ประกอบกับความเค้นที่เกิดขึ้นอย่างกระจุกตัวบริเวณร่อง (รูปที่ 2) ที่อยู่ระหว่างแผ่นรองเชื่อม (backing metal) สำหรับการเชื่อม ESW และแผ่นเหล็กที่ประกอบขึ้นเป็นเสารูปกล่อง ซึ่งอาจส่งผลต่อรอยแตกแบบเปราะที่เกิดขึ้นกับรอยเชื่อม ESW โดยถึงแม้ว่าจะไม่มีตัวอย่างของการแตกร้าวของรอยเชื่อม ESW ของอาคารที่ได้รับการเสียหายจากการเกิดแผ่นดินไหวในอดีตให้ปรากฏเห็นมากนัก (รูปที่ 3) แต่กระนั้นก็ตามได้มีการค้นพบการแตกร้าว ณ จุดดังกล่าวในงานวิจัยที่ได้รับการสนับสนุนงบประมาณในหัวข้อที่เกี่ยวข้องกับการแตกร้าวของจุดต่อคานกับเสา

สำหรับเหตุการณ์แผ่นดินไหว Hyogoken-Nanbu Earthquake (Great Hanshin Earthquake) ที่เกิดขึ้นในปี 1995 การแตกร้าวที่เกิดขึ้นกับจุดต่อระหว่างเสากับคานที่เชื่อมด้วยวิธี CO2 และแนวทางในการป้องกันแก้ไขการแตกร้าวดังกล่าว ได้แสดงให้เห็นเอกสาร “แนวทางการป้องกันการแตกร้าวแบบเปราะ ที่ข้อต่อปลายคาน” ซึ่งได้รับการตีพิมพ์โดยศูนย์งานอาคารแห่งประเทศไทย ในเอกสารดังกล่าว ปลายคานโครงสร้างเหล็กจะต้องมีความแกร่งไม่น้อยกว่า 70J (70J: ทดสอบด้วยวิธี Charpy absorbed energy ที่อุณหภูมิ 0°C) แต่อย่างไรก็ดี ด้วยเหตุที่ความร้อนที่เกิดขึ้นจากการเชื่อมด้วยวิธี ESW มีค่าสูงกว่าความร้อนจากการเชื่อมแบบ CO2 20-30 เท่า การควบคุมค่าความแกร่งของรอยเชื่อมวิธี ESW ให้ได้ 70J จึงทำได้ค่อนข้างยาก

เพื่อให้สามารถแก้ไขปัญหาดังกล่าวได้ จึงได้มีการพัฒนาเหล็กสมรรถนะสูงขึ้นเพื่อป้องกันความเสี่ยงที่อาจทำให้ค่าความแกร่งลดน้อยลงอันเนื่องมาจากการกระบวนการเชื่อมที่มีค่าความร้อนสูง (เรียกเหล็กสมรรถนะสูงนี้ว่า high HAZ toughness steel) อย่างไรก็ตาม ด้วยเหตุที่เหล็กแผ่นหนาที่นำมาใช้เป็นเสารูปกล่องนี้มีแนวโน้มที่จะมีการใช้งานที่มีความหนาลดน้อยลง อันเนื่องมาจากการนำคอนกรีตไปกรอกภายใน ที่เรียกว่า concrete-filled steel tube column ก็ยังเพิ่มความซับซ้อนในการจัดการต่อปัญหาการลดความแกร่งของเสาจากระบวนการเชื่อมด้วยวิธี ESW แม้ว่าจะมีการนำ high HAZ toughness steel เข้ามาใช้ก็ตาม ในทางกลับกัน หากเรานำกระบวนการเชื่อมแบบ CO2 เข้ามาใช้ทดแทนกระบวนการเชื่อม ESW ประสิทธิภาพของงานก็จะลดลงอย่างมาก

ดังนั้นแล้ว จึงมีความจำเป็นที่จะต้องมีการคิดค้นแนวทางต่างๆ เพื่อป้องกันปัญหาการเกิดขึ้นของรอยแตกแบบเปราะ โดยมีการพิจารณาถึงปัจจัยต่างๆ ดังกล่าวข้างต้น ทั้งปัจจัยด้านผลิตภัณฑ์เหล็กที่มีการใช้งานกันอยู่ทั่วไปในปัจจุบัน ปัจจัยด้านกระบวนการวิธีในการเชื่อมตลอดจนวัสดุเชื่อมที่นำมาใช้

สมาพันธ์เหล็กและเหล็กกล้าแห่งประเทศไทยจึงได้มีการดำเนินการทดสอบโครงสร้าง (รูปที่ 4) ซึ่งได้มีการพิจารณาถึงตัวแปรต่างๆ ที่เกี่ยวข้องทั้ง ค่าความแกร่งของรอยเชื่อม กำลังรับแรงดึงของเหล็กแผ่นหนาที่ใช้ประกอบเป็นเสา เพื่อจำลองสภาพการณ์ของการเกิดการแตกร้าวจากการเชื่อมด้วยวิธี ESW (รูปที่ 5) โดยได้มีการหาความสัมพันธ์ระหว่างความแกร่งของรอยเชื่อมแบบ ESW และกำลังรับแรงดึงของเหล็กแผ่นหนา (ดังรูปที่ 6) นอกจากนี้ยังสังเกตเห็นและตรวจสอบหน่วยแรงที่เกิดขึ้น ณ จุดที่เชื่อมเกิดการเกิดการแตกร้าว (หน่วยแรงหลักที่มากที่สุดเทียบเท่า) ด้วยการจำลองโครงสร้างด้วยการใช้การวิเคราะห์ FEM (รูปที่ 7) เพื่อตรวจสอบความถูกต้องของความสัมพันธ์ระหว่างค่าระดับความแกร่งของรอยเชื่อมแบบ ESW (ค่า Charpy impact) และระดับหน่วยแรงสูงสุดที่เกิดขึ้น ผลการทดสอบข้างต้นนี้ ได้ถูกรวบรวมและแสดงไว้ใน *หนังสือคู่มือการป้องกันการแตกแบบเปราะของแผ่นไดอะแฟรมที่เชื่อมด้วยวิธีอิเล็กโตรสแลก* ฉบับปัจจุบัน

- รูปที่ 1 การผลิตเสารูปพรรณเชื่อมประกอบรูปกล่อง (เสารูปกล่อง) ด้วยการเชื่อมที่มีค่าความร้อนสูง
- รูปที่ 2 การต่อเชื่อมคานโครงสร้างคานเข้ากับเสารูปกล่อง และการเกิดการแตกร้าวแบบเปราะ
- รูปที่ 3 การแตกร้าวแบบเปราะที่เกิดขึ้นที่ ปลายช่องว่างของแผ่นรองเชื่อม และสาเหตุของการเกิดการแตกร้าว
- รูปที่ 4 การทำความเข้าใจกับการเกิดการแตกร้าวที่เกิดขึ้นด้วยการทดสอบโครงสร้างในห้องปฏิบัติการ
- รูปที่ 5 การทดสอบส่วนของโครงสร้าง: ตัวอย่างของการเกิดการแตกร้าว
- รูปที่ 6 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังต้านทานการแตกร้าวของรอยเชื่อมแบบ ESW และระดับความแข็งแกร่ง

รายละเอียดในหนังสือคู่มือ

อ้างอิงจากหนังสือคู่มือการป้องกันการแตกแบบเปราะของแผ่นไดอะแฟรมที่เชื่อมด้วยวิธีอิเล็กโตรสแลก พบว่าค่าแรงดึง (หน่วยแรงดึง) จะถูกจำกัดให้อยู่ในระดับต่ำ ซึ่งขึ้นกับค่าความแกร่งของรอยเชื่อมด้วยวิธี ESW ซึ่งแสดงให้เห็นถึงการป้องกันการแตกร้าวจากการเชื่อมด้วยวิธี ESW มิให้เกิดขึ้นได้ง่าย สาเหตุที่สำคัญเป็นเพราะความสามารถในการต้านทานการแตกร้าว (ระดับสูงสุด) ของการเชื่อมด้วยวิธี ESW และค่าความแกร่งของรอยเชื่อมแบบ ESW เกิดการลดลงไปพร้อมๆ กัน ดังแสดงในรูปที่ 7 และ 8 โดยในลำดับต่อมา จะเป็นการเกริ่นนำถึงวิธีในการป้องกันการแตกร้าวที่รอยเชื่อมแบบ ESW:

● วิธีการป้องกันการแตกร้าวที่สามารถตรวจสอบได้ง่าย

รูปที่ 9 แสดงขั้นตอนการตรวจสอบแบบง่ายสำหรับการป้องกันการแตกร้าวของรอยเชื่อมแบบ ESW จากที่แสดงในรูป ขั้นตอนแรกต้องพิจารณาระดับความแกร่งของการเชื่อมด้วยวิธี ESW จากนั้นจึงป้องกันไม่ให้เกิดการแตกร้าวด้วยการควบคุมระดับของหน่วยแรงที่กระทำกับไดอะแฟรมให้อยู่ในระดับต่ำกว่า ค่าที่เป็นขีดจำกัดกำลังของหน่วยแรงใส่เข้าไป ดังแสดงในตารางที่ 1 โดยหน่วยแรงที่ใส่เข้าไปนี้ (σ) สามารถคำนวณได้จากสมการดังต่อไปนี้

$${}_d\sigma = \frac{{}_c f M}{({}_d t + \Delta t) \cdot ({}_b H - {}_{bf} t) \cdot ({}_b B + 2{}_s t)} \dots (1)$$

μM : โมเมนต์ดัดที่กระทำกับปลายคาน (หน้าเสา) (N • mm)

μt : ความหนาของแผ่นโคอะแฟรมด้านใน (mm)

Δt : ระยะการซึมลึก (mm) *ระยะการซึมลึกรวมทั้งสองด้าน

μH : ความลึกของคาน (mm)

μt : ความหนาของปีกคาน (mm)

μB : : ความกว้างของปีกคาน (mm)

μt : ความหนาของแผ่นเหล็กประกอบเสา (mm)

ในการคำนวณหน่วยแรงที่ใส่เข้าไป ($\mu \sigma$) ได้กำหนดค่าความแรงของรอยเชื่อม ESW ไว้ที่ 27J แต่อย่างไรก็ตาม ในกรณีที่หน่วยแรงที่ใส่เข้าไป ($\mu \sigma$) มีค่าเกินกว่า 240 N/mm² หรือในกรณีที่ไม่สามารถควบคุมค่าความแรงของรอยเชื่อม ESW ให้อยู่ที่ 27J ได้ ค่าหน่วยแรงที่ใส่เข้าไปที่ระดับขีดจำกัดบนจะต้องมีการพิจารณาให้สอดคล้องกับค่าระดับความแรง ที่ $vE=15J$ และ $vE=47J$ ดังแสดงไว้ในตาราง

• วิธีการตรวจสอบอย่างละเอียดสำหรับการป้องกันการแตกร้าว

สำหรับการป้องกันการแตกร้าวด้วยการตรวจสอบอย่างละเอียดนั้น จะเป็นการตรวจสอบความเค้นที่เกิดขึ้นที่บริเวณร่องที่อยู่ระหว่างแผ่นรองเชื่อม ESW และแผ่นเหล็กประกอบเสา วิธีการนี้ได้นำค่าความเค้นดิ่งที่เกิดขึ้นกับแผ่นเหล็กประกอบเสาเข้ามาพิจารณา และดังนั้นการออกแบบเพื่อป้องกันการแตกร้าวด้วยวิธีนี้จึงมีความสมบูรณ์มากยิ่งขึ้นเมื่อเปรียบเทียบกับวิธีการออกแบบป้องกันการแตกร้าวด้วยวิธีการตรวจสอบอย่างง่ายที่ได้กล่าวถึงในข้างต้น

รูปที่ 10 แสดงให้เห็นถึงขั้นตอนของการตรวจสอบอย่างละเอียดที่ใช้สำหรับการป้องกันการแตกร้าวจากการเชื่อมด้วยวิธี ESW วิธีการตรวจสอบประกอบไปด้วยขั้นตอนสามขั้นตอนดังนี้คือ 1) การคำนวณหน่วยแรงที่เกิดขึ้นที่แผ่นโคอะแฟรมด้านใน 2) การคำนวณหน่วยแรงหลักที่มากที่สุดที่ก่อให้เกิดจุดที่เริ่มแตกร้าว 3) การหาความแรงที่ต้องการเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการแตกแบบเปราะ ความแข็งแรงที่ต้องการ Y_{req} จะคำนวณจากเงื่อนไขในการออกแบบตามวิธีการในขั้นตอนที่ 1) 2) และ 3) โดยค่าที่คำนวณได้จะนำไปเปรียบเทียบกับค่าความแข็งแรงที่ขีดจำกัดบน Y_{lim} ที่คำนวณได้จากความแรงของการเชื่อมแบบ ESW โดยหากในกรณีที่ค่า $Y_{req} \leq Y_{lim}$ การตรวจสอบก็จะสิ้นสุดลง แต่ถ้าหากว่า $Y_{req} > Y_{lim}$ แล้ว ก็จะต้องดำเนินการตรวจสอบซ้ำใหม่อีกครั้งหนึ่ง

• วิธีการประเมินความแรง ณ จุดที่มีการเชื่อมแบบ ESW

ความแรงของรอยเชื่อมแบบ ESW สามารถประเมินได้ด้วยการทดสอบการกระแทก (impact test) โดยใช้ชิ้นตัวอย่างจริงจากการเชื่อมด้วยวิธีการในทางปฏิบัติ ปกติทั่วไปตลอดจนผลิตภัณฑ์เหล็กและวัสดุเชื่อมจริง ซึ่งเป็นที่ทราบกันดีว่าการเชื่อมด้วยวิธี ESW จะให้ผลที่แตกต่างกันมากโดยขึ้นกับตำแหน่งการบากร่องของตัวอย่างทดสอบ ทั้งนี้ แม้ว่าข้อกำหนดในการเตรียมตัวอย่างทดสอบยังไม่ได้มีการระบุไว้ แต่ในคู่มือ ได้แสดงวิธีการเตรียมตัวอย่างให้มีความคงที่สม่ำเสมอ ดังแสดงในลำดับถัดไป

โดยอ้างอิงจาก คู่มือ ตัวอย่างที่ใช้สำหรับการทดสอบจะถูกเตรียมจากตำแหน่งที่แสดงดังรูปที่ 11 และการทดสอบการกระแทกจะดำเนินการกับตัวอย่างที่ทำการบากร่องใน 3 ตำแหน่งที่แตกต่างกัน ทั้งนี้ด้วยเหตุว่าจุดที่เริ่มแตกหัก (initiation point of fracture) จะเป็นบริเวณที่เกิดการหลอมละลายของรอยเชื่อม ESW ที่ปลายของร่องบริเวณแผ่นรองเชื่อม โดยการแตกจะเกิดขึ้นที่วัสดุเชื่อม หรือบริเวณพื้นที่ได้รับผลกระทบจากความร้อนที่เกิดจากการเชื่อม ESW หรือ heat-affected zone (HAZ) ซึ่งบริเวณที่จะทำการบากร่อง ทั้ง 3 ตำแหน่งประกอบไปด้วย

- Bond: บริเวณบ่อหลอมละลายระหว่างแผ่นประกอบเสาและวัสดุเชื่อม
- HAZ1: ตำแหน่งที่ห่างออกมา 1 มิลลิเมตร ถัดออกไปทางแผ่นประกอบเสา

- Depo1: ตำแหน่งที่ห่างออกมา 1 มิลลิเมตร ถัดออกไปวัสดุเชื่อม

การทดสอบการกระแทกจะดำเนินการที่ตำแหน่งบากร่องทั้ง 3 ตำแหน่งเพื่อหาค่าเฉลี่ยการดูดซับพลังงานชาร์ปี (charpy absorbed energy) โดยจะนำผลการทดสอบหาค่าเฉลี่ยที่เป็นค่าต่ำสุดไปเป็น ค่าบ่งชี้ความแรงของรอยเชื่อมแบบ ESW อุณหภูมิที่ใช้ในการทดสอบโดยปกติอยู่ที่ แต่ในกรณีที่การใช้งานของโครงสร้างเหล็กมีการเปลี่ยนแปลงไป ก็สามารถเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิที่ทดสอบได้

รูปที่ 7 การศึกษาสภาวะการเกิดการแตกร้าว ด้วยการใช้วิธีการวิเคราะห์ FEM

รูปที่ 8 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงหลักสูงสุดเทียบเท่า ณ จุดเริ่มการแตกร้าว และระดับความแรง

ตารางที่ 1 มาตรฐานสำหรับระดับขีดจำกัดสูงสุดของหน่วยแรงใช้งาน ที่เกิดขึ้นที่แผ่นโคอะแฟรมด้านใน

รูปที่ 9 วิธีการตรวจสอบอย่างง่ายสำหรับการป้องกันการแตกร้าว ณ จุดที่มีการเชื่อมแบบ ESW

รูปที่ 10 วิธีการตรวจสอบอย่างละเอียดสำหรับการป้องกันการแตกร้าว ณ จุดที่มีการเชื่อมแบบ ESW

รูปที่ 11 วิธีการเตรียมตัวอย่างและเตรียมการทดสอบ

แผนการในอนาคตที่เกี่ยวข้องกับหนังสือคู่มือฉบับนี้

หนังสือคู่มือฉบับล่าสุดนี้ได้มุ่งเน้นไปที่การเชื่อมเหล็กที่มีกำลังรับแรงดึง 490 N/mm² ด้วยวิธีการเชื่อมแบบ ESW แต่อย่างไรก็ดี แนวโน้มในปัจจุบัน พบว่ามีการใช้เหล็กที่มีกำลังรับแรงดึง 590 N/mm² เพิ่มมากยิ่งขึ้นในงานก่อสร้างอาคาร จึงควรต้องมีการศึกษาผลกระทบในรูปแบบเดียวกันนี้กับเหล็กที่มีกำลังสูงมากขึ้นกว่า เหล็กที่มีกำลังรับแรงดึง 490 N/mm² ที่มีการใช้งานกันอยู่ทั่วไปในปัจจุบัน

Fig. 1 Manufacture of Built-up Box Section Column (Box Column) by Means of Large Heat-input Welding

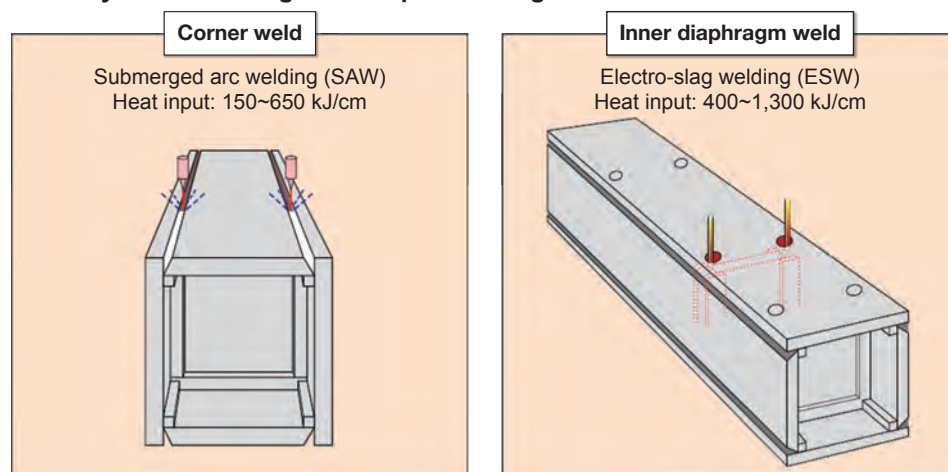


Fig. 2 Outline of Column-Beam Connection of Box Column and Anxiety over Brittle Fracture Occurrence

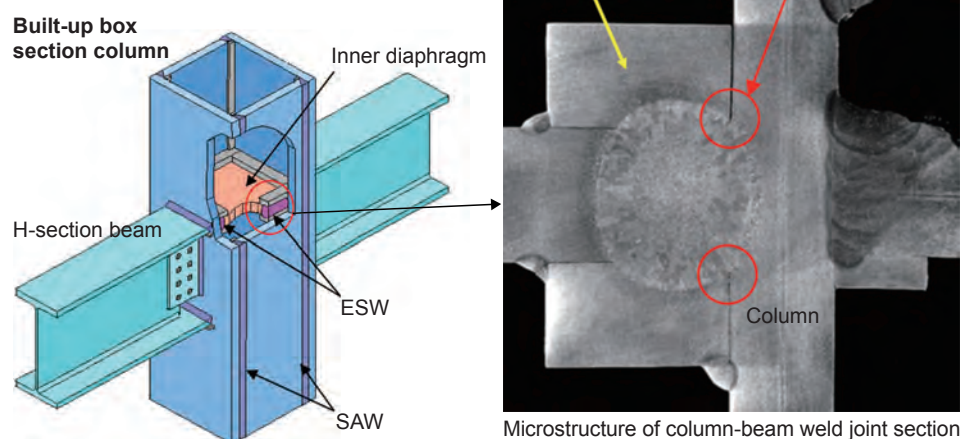
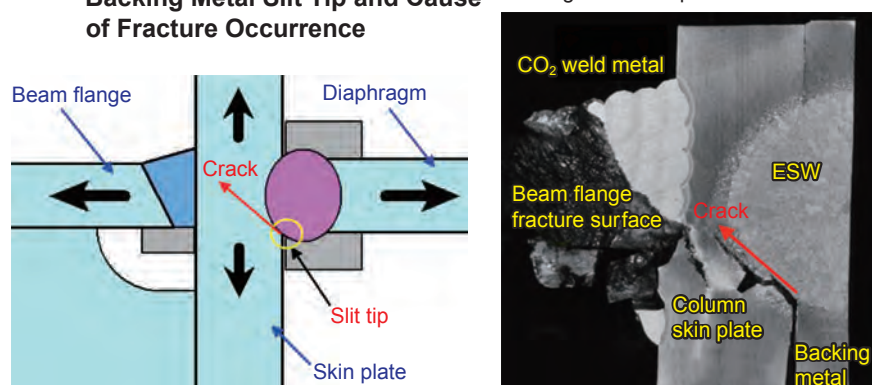
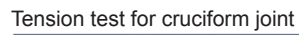


Fig. 3 Brittle Fracture Occurring from Backing Metal Slit Tip and Cause of Fracture Occurrence



Loading test for T-shaped section framing



Charpy impact test for ESW

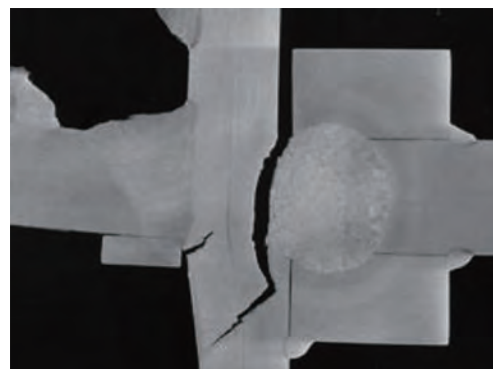
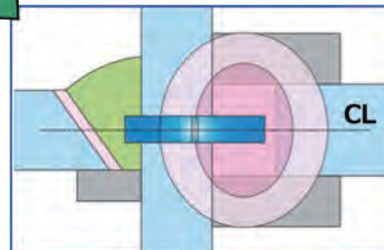
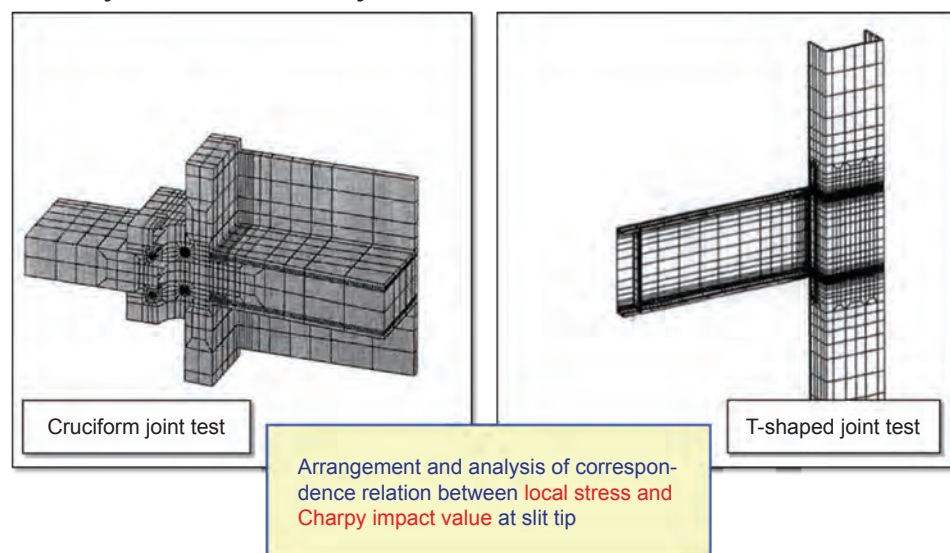


Figure 10 is a scatter plot showing the relationship between the Toughness level of ESW (J) on the x-axis and the Fracture strength/design yield strength of ESW joint on the y-axis. The x-axis ranges from 0 to 140 J, and the y-axis ranges from 0.0 to 2.0. Two data series are plotted: Partial model test (represented by circles) and Partial framing test (represented by triangles). The data points for the Partial model test are approximately (18, 0.55), (18, 0.78), (18, 0.82), (18, 1.1), (40, 0.9), (40, 1.1), (75, 1.35), (80, 1.25), (100, 1.1), (100, 1.28), (100, 1.3), (120, 1.4), and (120, 1.55). The data points for the Partial framing test are approximately (15, 1.15), (18, 1.0), (40, 0.9), (40, 1.1), (40, 1.2), and (40, 1.25).

Toughness level of ESW (J)	Fracture strength/design yield strength of ESW joint (Partial model test)	Fracture strength/design yield strength of ESW joint (Partial framing test)
15		1.15
18	0.55, 0.78, 0.82, 1.1	1.0
40	0.9, 1.1	0.9, 1.1, 1.2, 1.25
75	1.35	
80	1.25	
100	1.1, 1.28, 1.3	
120	1.4, 1.55	

**Fig. 7 Understanding of Fracture Occurrence Condition
by Means of FEM Analysis**



**Fig. 8 Relation between Equivalent Maximum Main Stress
at Fracture Initiation Point and Toughness Level**

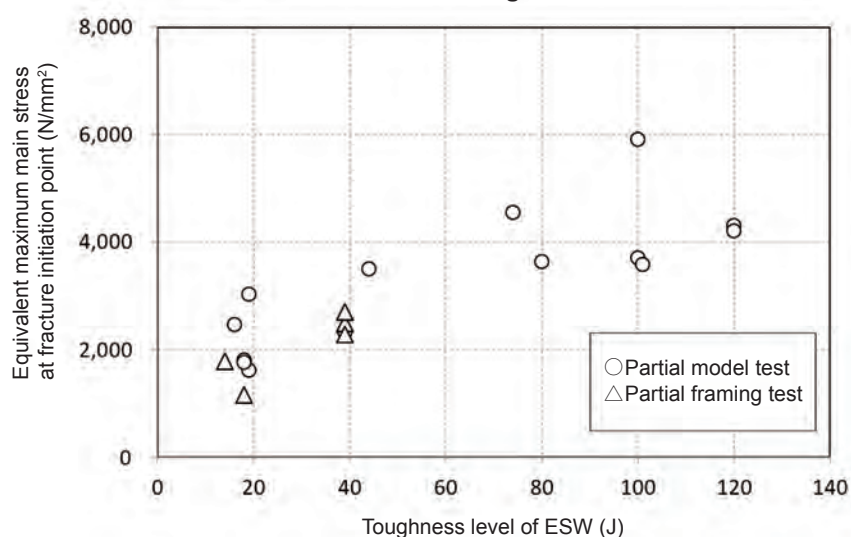


Table 1 Standard for Upper-limit Value of Applied Stress of Inner Diaphragm

Toughness level of ESW (νE)	15J or higher	27J or higher	47J or higher
Standard for upper-limit value for applied stress (${}_d \sigma$)	160 N/mm ² or lower (0.5×F)	240 N/mm ² or lower (0.75×F)	325 N/mm ² or lower (1.0×F)

Fig. 9 Flow of Easy Examinations Required for ESW Fracture Prevention

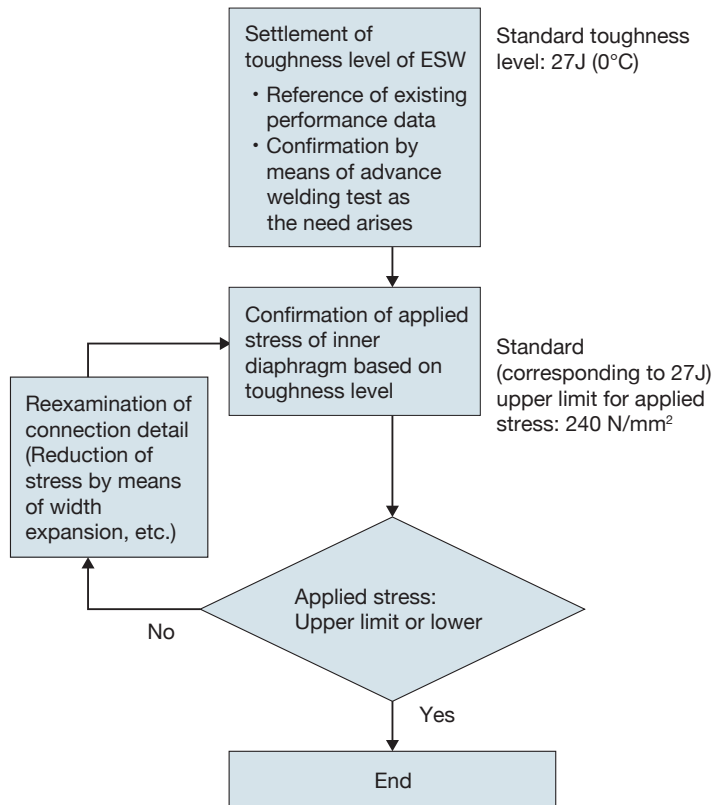


Fig. 10 Flow of Detailed Examinations Required for ESW Fracture Prevention

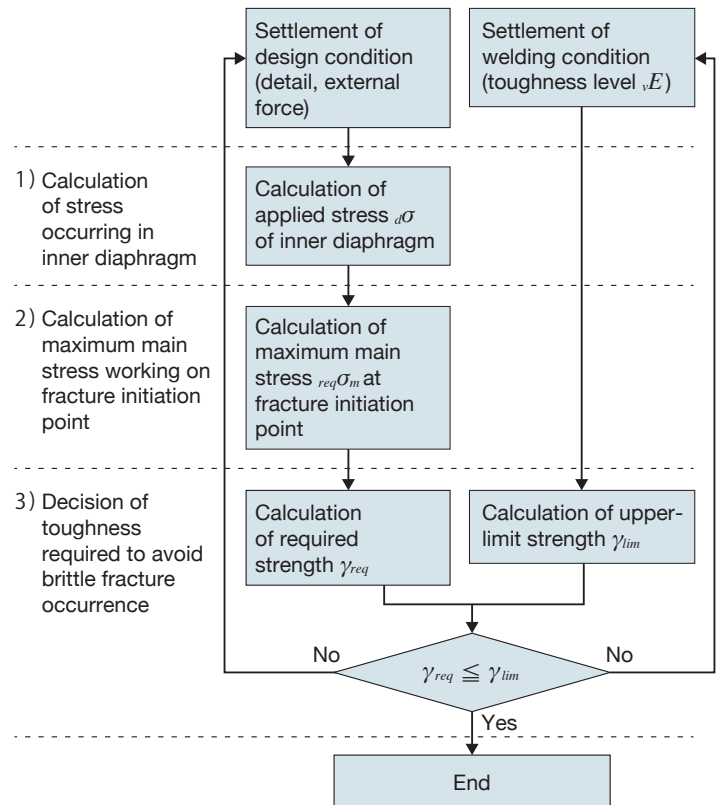
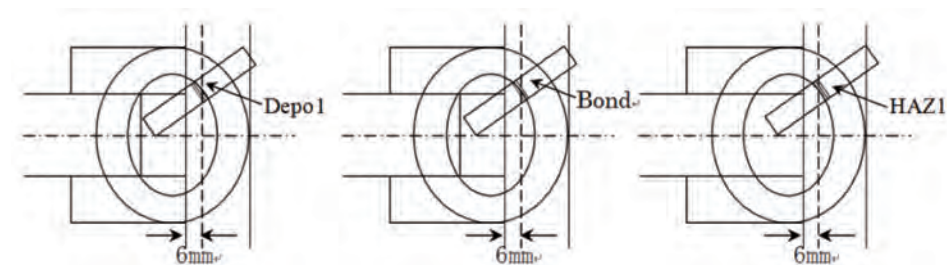


Fig. 11 Procedure for Extraction and Preparation of Test Specimens



(Pages 13~14)

มาตรฐานและข้อกำหนดขั้นสูงสำหรับงานโครงสร้างเหล็ก

ข้อมูลล่าสุดเกี่ยวกับผลิตภัณฑ์เหล็กสำหรับโครงสร้างอาคารในประเทศญี่ปุ่น

โดย คณะกรรมการส่งเสริมตลาดต่างประเทศ สมาพันธ์เหล็กและเหล็กกล้าแห่งประเทศไทย

สมาพันธ์เหล็กและเหล็กกล้าแห่งประเทศไทย (JISF) ร่วมกับกลุ่มผู้ผลิตเหล็กซึ่งเป็นสมาชิกของสมาพันธ์ฯ ได้ให้การสนับสนุนงานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับมาตรฐานสำหรับผลิตภัณฑ์ขั้นสูงและเทคโนโลยีการใช้งานซึ่งเกี่ยวข้องกับผลิตภัณฑ์เหล็กโครงสร้างที่ได้รับการพัฒนาขึ้นในประเทศญี่ปุ่น บทความฉบับนี้ได้มีการนำเสนอข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับผลงานวิจัยล่าสุดที่ได้ดำเนินการร่วมกัน โดยครอบคลุมถึงการจัดทำมาตรฐานผลิตภัณฑ์โครงสร้างเหล็ก และข้อเสนอแนะฉบับปรับปรุงใหม่สำหรับผลิตภัณฑ์เหล็ก 4 ชนิดที่ใช้ในงานก่อสร้าง

เอกสารข้อเสนอแนะสำหรับเทคโนโลยีการใช้งานเหล็ก H-SA700 (เหล็กกำลังสูง ที่มีกำลังรับแรงดึง 780 N/mm2 สำหรับงานโครงสร้างอาคาร)

H-SA700 เป็นผลิตภัณฑ์เหล็กที่ได้รับการรับรองจากกระทรวงที่ดิน โครงสร้างพื้นฐาน การคมนาคม และการท่องเที่ยว (MLIT) ในปี 2012 ซึ่งได้มีการเผยแพร่ออกสู่สาธารณะ และมีการผลิตกันทั่วไปในกลุ่มบริษัทผู้ผลิต โดยแบ่งออกเป็น 2 ชั้นคุณภาพ คือ H-SA700A สำหรับงานทั่วไปที่ไม่เหมาะสำหรับงานเชื่อม และ H-SA700B ที่ใช้กับงานเชื่อม (อ้างอิงตารางที่ 1)

The *Guidelines for Welding of H-SA700* prepared by JISF has thus far been available as a technical document for the application of H-SA700. In March 2017, JISF issued the *Guidelines for Application Technologies for H-SA700*. The new *Guidelines* cover not only the conventional *Guidelines for Welding* but the *Design Guidelines for H-SA700* (draft), which incorporate the achievements attained in joint research with related organizations. The new *Guidelines* are compiled as a technical document relating to both the design and application of H-SA700. (Refer to Fig. 1)

ข้อเสนอแนะในการเชื่อมเหล็ก H-SA700 ที่จัดทำขึ้นโดย JISF ได้มีการเผยแพร่ออกไปในหมวดของเอกสารเทคนิคสำหรับการใช้งาน H-SA700 โดยในเดือนมีนาคม 2017 JISF ได้มีการเผยแพร่ *ข้อเสนอแนะสำหรับเทคโนโลยีการใช้งาน H-SA700* ทั้งนี้ ข้อเสนอแนะฉบับใหม่ ไม่ได้ออกแบบเฉพาะข้อเสนอแนะสำหรับการเชื่อมเท่านั้น แต่ยังครอบคลุมถึง (ร่าง) ข้อเสนอแนะในการออกแบบซึ่งได้มีการนำข้อมูลจากผลงานวิจัยร่วมจากหลากหลายหน่วยงานที่เกี่ยวข้องมารวมเข้าด้วยกันเป็นเอกสารทางเทคนิคที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบและการใช้งาน H-SA700 (อ้างอิง รูปที่ 1)

ตารางที่ 1 ลักษณะ และคุณสมบัติเชิงกลของ H-SA700

รูปที่ 1 การลดขนาดชิ้นส่วนองค์อาคารจากการใช้ H-SA700 และผลที่เกิดขึ้นจากการลดน้ำหนักโครงสร้างเหล็ก

ข้อเสนอแนะฉบับปรับปรุงสำหรับการออกแบบและการเชื่อม SA440 (เหล็กชั้นคุณภาพ 590 N/mm2 สมรรถนะสูง สำหรับโครงสร้างอาคาร)

เหล็กเกรด SA440 เป็นผลิตภัณฑ์เหล็กที่ไม่เพียงแต่จะมีกำลังรับแรงดึงที่สูงแล้ว (590~740 N/mm2) แต่ยังมีค่าสัดส่วนการดัด (yield ratio) ที่ต่ำ (ไม่เกิน 80%) และนอกจากนี้ยังมีความแปรปรวนของคุณสมบัติเชิงกลที่ต่ำ โดยสำหรับคุณสมบัติทางเคมีของตัววัสดุ ยังได้รับการออกแบบให้มีคุณสมบัติไม่ก่อให้เกิดการแตกร้าวที่รอยเชื่อม ในขณะที่ความสามารถในการเชื่อมก็มีการพัฒนาปรับปรุงให้เพิ่มสูงขึ้นกว่าเหล็กชั้นคุณภาพทั่วไปที่มีกำลัง 600 N/mm2 (จากรูปที่ 2) นอกจากนี้ที่กล่าวไปแล้วนั้น ผลิตภัณฑ์เหล็กชนิดนี้ยังเป็นผลิตภัณฑ์ที่ง่ายต่อการใช้งานทั้งในด้านการ

ออกแบบและการก่อสร้าง โดยการออกแบบด้วยการใช้เหล็กกำลังสูง SA440 นอกจากจะเป็นการช่วยลดขนาดมิติของอาคารอันสะท้อนต่อน้ำหนักโครงสร้างที่ลดลงได้แล้ว ยังเป็นการลดปริมาณงานแปรรูปโครงสร้างลงอีกด้วย (อ้างอิงรูปที่ 2)

ในเดือนตุลาคม 1996 JISF ได้ตีพิมพ์ *ข้อเสนอแนะสำหรับการออกแบบและการใช้งานเหล็กสมรรถนะสูง ชั้นคุณภาพ 590 N/mm2 (SA440) สำหรับโครงสร้างอาคาร* เป็นครั้งแรก และได้มีการปรับปรุงในช่วงเดือนสิงหาคม 2004 โดยได้มีการนำข้อมูลใหม่ๆ เช่น มาตรการที่เกี่ยวข้องกับการแก้ไขกฎหมายควบคุมอาคารของประเทศญี่ปุ่น และการปรับแก้มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมของประเทศญี่ปุ่น (JIS) สำหรับวัสดุเชื่อม ในเดือนมิถุนายน 2000 โดยได้มีการใช้เทคโนโลยีการตัดตรง และการเชื่อมสลัก (stud) เข้ามาประกอบด้วย

การแก้ไขข้อเสนอแนะครั้งล่าสุด ได้มีการดำเนินการในช่วงเดือนมีนาคม 2016 โดยมีวัตถุประสงค์สำคัญ 2 ประการ คือ การปรับบริบทต่างๆ ให้สอดคล้องกับการปรับแก้กฎหมายควบคุมอาคาร และมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมสำหรับวัสดุเชื่อมที่ผลิตขึ้นหลังจากปี 2000 ตลอดจนการผนวก ข้อเสนอแนะในเอกสารฉบับปรับปรุงแก้ไขที่เกี่ยวข้องกับการผลิตเสาเชื่อมประกอบรูปสี่เหลี่ยมที่มีการใช้ค่าความร้อนในการเชื่อมที่สูง รวมไปถึงเทคโนโลยีและความรู้สมัยใหม่ รวมไปถึงข้อมูลที่เกี่ยวข้องกับการใช้งาน SA440 ที่ถูก รวบรวมมาอย่างต่อเนื่อง เข้ามาประกอบการพิจารณาปรับแก้ด้วย

ตารางที่ 2 ลักษณะและคุณสมบัติเชิงกลของ SA440

รูปที่ 2 ขนาดของอาคารที่ลดลงอันเนื่องมาจากการใช้ SA440 และผลต่อน้ำหนักโครงสร้างที่ลดลง

การพัฒนามาตรฐาน MDCR0016 และ 0017-2016 สำหรับผลิตภัณฑ์เหล็ก TMCP สำหรับงานโครงสร้างอาคาร

ผลิตภัณฑ์เหล็กที่ผ่านกรรมวิธีการควบคุมอุณหภูมิและกลไกการผลิต หรือที่เรียกว่า TMCP (Thermo-Mechanical Control Process) สำหรับงานโครงสร้างอาคารได้มีการพัฒนาขึ้นเพื่อให้สามารถสนองความต้องการในการใช้งานที่หลากหลายยิ่งขึ้นทั้งด้านความสูงของอาคารที่เพิ่มมากยิ่งขึ้นและช่วงพาดที่ยาวมากขึ้น ผลิตภัณฑ์นี้ได้รับการรับรองจากกระทรวงที่ดิน โครงสร้างพื้นฐาน การคมนาคม และการท่องเที่ยว และมีการนำไปใช้กันอย่างแพร่หลายในงานก่อสร้างอาคาร

สมาพันธ์เหล็กและเหล็กกล้าแห่งประเทศไทยได้พัฒนามาตรฐานผลิตภัณฑ์เหล็ก TMCP ของตัวเอง สำหรับสำหรับงานโครงสร้างอาคาร โดยมีวัตถุประสงค์เพื่อเป็นการส่งเสริมให้เกิดการใช้งานที่กว้างขวางยิ่งขึ้น โดยมีแนวทางเช่น การกำหนดสัญลักษณ์ รวมไปถึงการบังคับกติกาทั่วไปและจัดทำออกมาเป็นมาตรฐาน การพัฒนาเทคโนโลยีในการใช้งานและส่งเสริมให้เกิดงานวิจัยและพัฒนาที่ต่อเนื่องเพื่อปรับปรุงศักยภาพในด้านเทคโนโลยีการผลิตโครงสร้างอาคารเหล็ก (อ้างอิง ตารางที่ 3 และ รูปที่ 3)

ตารางที่ 3 ลักษณะและคุณสมบัติเชิงกลของเหล็ก TMCP

รูปที่ 3 คุณลักษณะของเหล็ก TMCP ที่มีความแข็งแรงสูงและการเชื่อมติดได้ดี

มาตรฐาน JIS สำหรับ คานรูปตัวเอชที่มีขนาดมิติขอบนอกคงที่

มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมของประเทศญี่ปุ่น หรือ JIS (Japanese Industrial Standards) ที่เกี่ยวข้องกับคานรูปตัวเอชได้มีการปรับปรุงแก้ไขในปี 2014 โดยได้มีการนำคานรูปตัวเอชที่มีขนาดมิติขอบนอกคงที่ เข้ามารวมไว้กับคานรูปตัวเอชปกติด้วย (รูปที่ 4) ขนาดมาตรฐานที่ได้ถูกรวบรวมในมาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรมของประเทศญี่ปุ่นเป็นดังนี้:

- ความสูงของเอว: 400~1,000 mm
- ความกว้างปีก: 200~400 mm

ความลึกของคานและความกว้างของปีกคานที่คงที่ในหมวดขนาดเดียวกันจะช่วยให้การออกแบบและการปรับปรุงชิ้นงานสามารถทำได้ง่าย โดยการใช้งานคานรูปตัวเอชที่มีขนาดมิติขอบนอกคงที่จะมีประโยชน์ที่สำคัญ 2 ประการ ประการแรก จะช่วยลดจำนวนการใช้แผ่นเหล็กเติม (filler plate) สำหรับข้อต่อสลักเกลียวที่มีลักษณะยื่นออกมาเพื่อประกบเข้ากับปีกคาน อันเนื่องมาจากความลึกของคานมีความสม่ำเสมอคงที่ ประการถัดมา จะช่วยลดปริมาณแผ่นเหล็กเสริมกำลังที่ติดตั้งเข้ากับเสา ที่ข้อต่อเสากับคาน ด้วยเหตุที่ความลึกของคานที่มอดเข้ากับเสามีความสม่ำเสมอคงที่ (รูปที่ 5) ประโยชน์ที่กล่าวถึงนี้ไม่แต่จะช่วยให้การทำรายละเอียดข้อต่อในโรงงานมีประสิทธิภาพที่เพิ่มขึ้นเท่านั้น แต่ยังช่วยทำให้การออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็กมีความง่ายขึ้นอีกด้วย

รูปที่ 4 การเปรียบเทียบระหว่างคานรูปตัวเอชแบบปกติทั่วไปและคานรูปตัวเอชที่มีขนาดมิติขอบนอกคงที่

รูปที่ 5 การลดปริมาณงานโครงสร้างเหล็กและการประหยัดค่าก่อสร้าง อันเนื่องมาจากการใช้คานเหล็กรูปตัวเอชที่มีขนาดมิติขอบนอกคงที่

Table 1 Features of H-SA700 in Mechanical Properties

Designation	Thickness (mm)	Yield strength (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Yield ratio (%)	Impact energy (J)	Ceq (%)	P _{CM} (%)
SN490B	6 ≤ t < 12	325 ≤	490~610	≤ 80	[0℃] 27 ≤	(t ≤ 40) ≤ 0.44 (40 < t) ≤ 0.46	≤ 0.29
	12 ≤ t < 40	325~445					
	40 ≤ t ≤ 100	295~415					
H-SA700A	6 ≤ t ≤ 50	700~900	780~1000	≤ 98	[0℃] 47 ≤	≤ 0.65	≤ 0.32
H-SA700B					[-20℃] 47 ≤	≤ 0.60	≤ 0.30

*SN490B: Conventional steel product for building construction

Fig. 1 Member Downsizing Attained by the Use of H-SA700, and Resulting Steel Weight Reduction

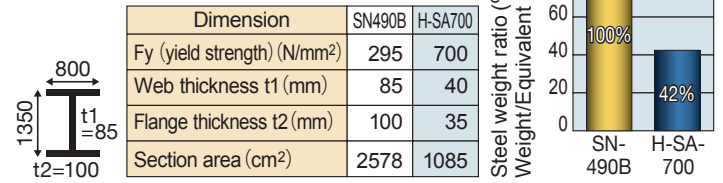


Table 2 Features of SA440 in Mechanical Properties

Designation	Thickness (mm)	Yield strength (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Yield ratio (%)	Impact energy (J)	Ceq (%)	P _{CM} (%)
SN490B	6 ≤ t < 12	325 ≤	490~610	≤ 80	[0℃] 27 ≤	(t ≤ 40) ≤ 0.44 (40 < t) ≤ 0.46	≤ 0.29
	12 ≤ t < 40	325~445					
	40 ≤ t ≤ 100	293~415					
SA440C	19 ≤ t ≤ 100	440~540	590~740	≤ 80	[0℃] 47 ≤	(t ≤ 40) ≤ 0.44 (40 < t) ≤ 0.47	≤ 0.28 ≤ 0.30

Fig. 2 Member Downsizing Attained by the Use of SA440, and Resulting Steel Weight Reduction

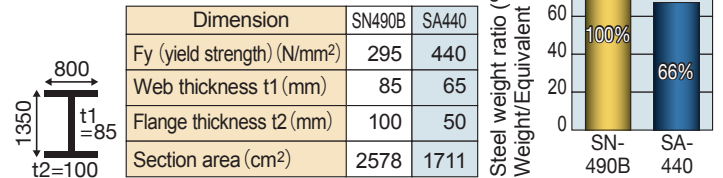


Table 3 Features of TMCP Steel in Mechanical Properties

Designation	Thickness (mm)	Yield strength (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Yield ratio (%)	Impact energy (J)	Weldability Ceq (%)
SN490B	6 ≤ t < 12	325 ≤	490~610	≤ 80	[0℃] 27 ≤	(t ≤ 40) < 0.44 (40 < t) < 0.46
	12 ≤ t < 40	325~445				
	40 ≤ t ≤ 100	295~415				
TMCP325B (MDCR0016)	40 ≤ t ≤ 100	325 ~ 445	490~610	≤ 80	[0℃] 27 ≤	(t ≤ 50) < 0.38 (50 < t) < 0.40
TMCP355B (MDCR0016)	40 ≤ t ≤ 100	355~475	520~640	≤ 80	[0℃] 27 ≤	(t ≤ 50) < 0.40 (50 < t) < 0.42
TMCP385B (MDCR0017)	19 ≤ t ≤ 100	385~505	550~670	≤ 80	[0℃] 70 ≤	(t ≤ 50) < 0.40 (50 < t) < 0.42

Fig. 3 High Strength and Good Weldability Offered by TMCP Steel

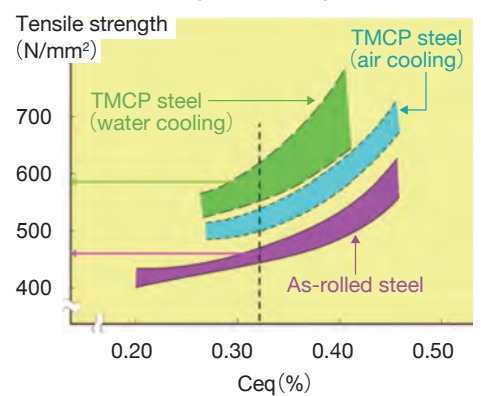


Fig. 4 Comparison between Conventional H-beam and H-beam with Fixed Outer Dimensions

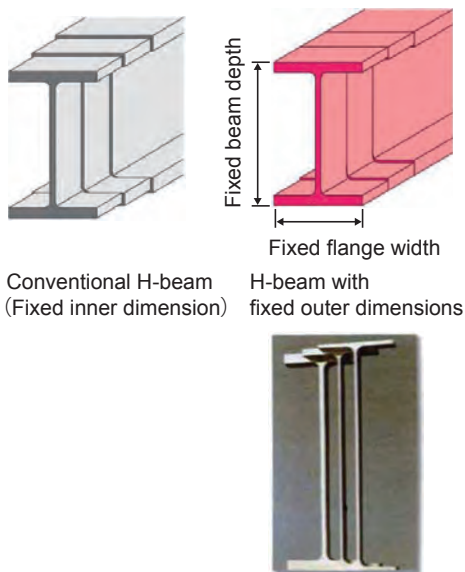


Fig. 5 Optimal Structural Design and Construction Cost Savings Attained by the Use of H-beam with Fixed Outer Dimensions

Conventional H-beam	H-beam with fixed outer dimensions
Bracket-H beam connection	
Filler plate: 2 types and 5 pieces	Filler plate: 1 type and 2 pieces
Column-beam connection	
Stiffener: Different in top and bottom	Stiffener: Identical in top and bottom

(Pages 15~18)

บทความต่อเนื่อง: อาคารที่ออกแบบด้วยโครงสร้างเหล็กแห่งใหม่ๆ ในประเทศญี่ปุ่น (2)

ศูนย์นวัตกรรมระดับโลก ของบริษัท ROKI

—— สว่าง กว้างขวาง ด้วยการใช้โครงถักวัสดุผสม ไม้และเหล็ก ——

โดย บริษัท Tetsuo Kobori Architects และ บริษัท Arup

บริษัท ROKI เป็นบริษัทชั้นนำแห่งหนึ่งของโลกในด้านเทคโนโลยีระบบกรองที่ทันสมัย บริษัทแห่งนี้ได้มีการก่อสร้างอาคารสำหรับงานวิจัยและพัฒนาที่ชื่อว่า ศูนย์นวัตกรรมระดับโลกของบริษัท ROKI หรือ ROKI Global Innovation Center (ROGIC) สิ่งที่บริษัทต้องการเห็นจากงานก่อสร้างแห่งนี้คือเป็นสถานที่ “ที่เป็นแรงบันดาลใจให้เกิดความคิดสร้างสรรค์ใหม่ๆ” ในด้านการพัฒนาระบบกรองให้ก้าวหน้ามากยิ่งขึ้น โครงสร้างเหล็กที่มีการวางแนวกริดของชั้นส่วนนอกอาคารโดยมีการใช้โครงถักที่ทำจากเหล็กและไม้ มาเป็นส่วนประกอบของหลังคาขนาดใหญ่ที่มีน้ำหนักเบาซึ่งถูกออกแบบแสงธรรมชาติสามารถส่องผ่านลงมายังพื้นที่ทำงานด้านล่าง (ภาพที่ 1)

ภาพที่ 1 ภาพรวมของอาคาร ROGIC

การออกแบบอาคารให้เหมาะกับสภาพแวดล้อมโดยรอบ

อาคารแห่งนี้ตั้งอยู่ในบริเวณหุบเขาซึ่งมีแม่น้ำ Tenryu ไหลผ่านอยู่ด้านล่าง โดยมีลักษณะพื้นที่ราบเป็นขั้นๆ ภายหลังจากที่ได้มีการริเริ่มพัฒนาโครงการเมื่อ 30 ปีก่อน ในบริเวณโดยรอบมีอ่างเก็บน้ำที่ซ่อนตัวอยู่ มีน้ำตก และสัตว์ป่านานาชนิดรายล้อมไปด้วยธรรมชาติที่งดงาม

ซึ่งโดยสภาพแวดล้อมทางธรรมชาติที่งดงามอย่างยั่งยืนนี้ก็ทำให้การออกแบบอาคารต้องมีลักษณะโปร่งโล่งและมีความกลมกลืนเข้ากับธรรมชาติ โดยมีการใช้ประโยชน์จากสภาพพื้นที่และการออกแบบเพื่อให้ผู้ที่อยู่ในพื้นที่อยู่สูงขึ้นไปของอาคารสามารถมองเห็นอ่างเก็บน้ำได้ (รูปที่ 1 และภาพที่ 2)

ภาพที่ 2 สภาพพื้นที่โดยรอบของ ROGIC ซึ่งรายล้อมไปด้วยแม่น้ำที่ไหลผ่านและต้นไม้ที่หนาที่

รูปที่ 1 ภาพสเก็ตช์ของอาคาร ROGIC ที่ได้มีการนำเสนอในช่วงเริ่มต้นของการออกแบบ

การออกแบบให้มีลักษณะเหมือนห้องโถงเดี่ยวที่กว้างขวางโดยมีพื้นอาคารเข้ามาเชื่อมต่อ

อาคาร ROGIC นี้มีจำนวนทั้งสิ้น 4 ชั้น โดยการออกแบบอาคารได้มุ่งเน้นให้อาคารมีความกลมกลืนเข้ากับสภาพแวดล้อมโดยรอบในแต่ละระดับชั้นของอาคาร ทั้งทางทิศใต้ที่อยู่ทางด้านอ่างเก็บน้ำ เพื่อให้อาคารแห่งนี้มีลักษณะที่โปร่งโล่งกว้างขวางเหมือนอยู่ในอวกาศ อาคารมีขนาดความยาว 64 เมตรในทิศทางตามแนวเหนือใต้โดยมีพื้นที่ใช้สอยรวม 9,000 ตารางเมตร ประกอบไปด้วยพื้นที่ส่วนทำงานและพื้นที่ส่วนห้องปฏิบัติการทดสอบ นอกเหนือจากนี้ยังมีพื้นที่โถงทางเดินและมุมนั่งพักผ่อนโดยมีพนักงานราว 150 คนอยู่ในอาคารแห่งนี้

ทางเข้าของตัวอาคารอยู่ทางด้านทิศเหนือที่ชั้นที่ 4 (เป็นด้านที่ติดภูเขา) สิ่งแรกที่คุณที่เข้ามาในอาคาร ROGIC จะเห็นคือพื้นที่ส่วนทำงานทั้งหมดตลอดจนอ่างเก็บน้ำที่อยู่ทางด้านทิศใต้ซึ่ง ณ จุดที่ว่านี้ทุกคนที่อยู่ภายในห้องจะสามารถเห็นและถูกเห็นได้ ซึ่งจะเป็นประโยชน์อย่างยิ่งสำหรับการสร้างสรรค์จินตนาการของนักวิจัย

การตกแต่งภายในอาคารได้ถูกออกแบบเพื่อให้พนักงานสามารถเดินจากทางเข้าไปยังส่วนพื้นที่ทำงานที่อยู่ด้านล่างพื้นที่จากชั้นสองถึงชั้นสี่ได้ถูกจัดเตรียมไว้เป็นพื้นที่ทำงานในขณะที่พื้นที่ชั้น 1 ด้านทิศเหนือเป็นส่วนหนึ่งของพื้นที่ปฏิบัติการทดสอบ ในขณะที่ทางด้านทิศใต้จะเป็นส่วนของโถงอาคารที่หันหน้าเข้าสู่อ่างเก็บน้ำ (ภาพที่ 3)

ด้วยเหตุที่เรามีความตั้งใจที่จะออกแบบใหม่ พื้นที่เสมือนภายนอก โดยเป็นพื้นที่ภายในอาคารที่ให้อารมณ์เหมือนอยู่นอกอาคารจึงได้มีการวางแผนเตรียมโครงสร้างหลังคาให้มีลักษณะเหมือนแผ่นฟิล์มบางๆ ที่ลอยอยู่ในอากาศ โดยไม่หุ้มเสาอยู่ภายในพื้นที่ดังกล่าวนี้ ส่งผลให้โครงสร้างหลังคาจะมีลักษณะโครงสร้างเป็นโครงถักผสมระหว่างเหล็กและไม้ที่มากลุมอาคารทั้งอาคาร

ทางด้านทิศใต้ของโครงสร้างหลังคาจะเป็นใช้วัสดุผนังที่เป็นกระจก ซึ่งจะทำหน้าที่เป็นช่องแสงถูกจัดเรียงตัวให้อยู่เหนือโครงสร้างหลังคาที่ทำจากเหล็กแผ่นพับขึ้นรูป แผ่นกรองที่ผลิตขึ้นโดย ROKI จะถูกนำมาใช้เป็นฝ้าเพดานที่อยู่ด้านล่างของคอร์กลางของโครงถักหลังคา โดยแผ่นกรองเป็นแผ่นที่ทำจากเส้นใยซึ่งหามองผ่านๆ จะมีลักษณะคล้ายกับแผ่นกระดาษ คุณสมบัติของแผ่นกรองนอกจากจะช่วยดูดซับเสียงแล้วยังสามารถที่จะช่วยกรองแสงอาทิตย์และสามารถใช้แสงอาทิตย์แทนหลอดไฟในช่วงระหว่างการทำงานปกติได้ ซึ่งด้วยแนวคิดในการออกแบบดังที่กล่าวนี้หากภายนอกอาคารสว่างภายในอาคารก็จะสว่างตามไปด้วย แต่หากภายนอกอาคารมืดภายในอาคารก็จะมืดตามไปด้วย ดังนั้นแผ่นกรองจะเป็นเสมือนตัวสะท้อนสภาพแวดล้อมภายนอกมาสู่บรรยากาศภายในอาคารให้เกิดความกลมกลืนกันอย่างลงตัว

ภาพที่ 3 สภาพพื้นที่ทำงานทั้งหมดมองจากชั้นที่ 4

แผนการดำเนินการทางด้านวิศวกรรมโครงสร้าง สำหรับการจัดพื้นที่และการรองรับอุปกรณ์

โครงสร้างวัสดุผสมระหว่างเหล็กและไม้ ได้ถูกนำมาใช้สำหรับการก่อสร้างโครงสร้างหลังคาขนาดใหญ่โดยในส่วนโครงสร้างของตัวอาคารส่วนอื่นจะเป็นโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เพื่อให้สอดคล้องต่อลักษณะและขนาดของพื้นที่ใช้สอยตลอดจนการต่อโครงสร้างระหว่างโครงคร่าวที่รองรับอุปกรณ์ขนาดใหญ่

สำหรับกฎหมายควบคุมอาคารของประเทศญี่ปุ่นได้ระบุว่าให้มีการเตรียมการป้องกันอัคคีภัยให้กับโครงสร้างไม้ในกรณีพื้นที่ที่ใช้สอยมากกว่า 3,000 ตารางเมตร โดยไม่จำกัดว่าตัวอาคารจะตั้งอยู่ที่ไหนอย่างไร อย่างไรก็ตามในกรณีของอาคารโครงสร้างเหล็กได้มีการระบุถึงการใช้ระบบโครงสร้างป้องกันอัคคีภัยแบบผสมซึ่งขึ้นกับที่ตั้งของตัวอาคาร แต่ไม่ได้มีการระบุถึงความต้องการในการป้องกันอัคคีภัยสำหรับโครงสร้างหลังคา โดยสำหรับโครงการ ROGIC นี้ ได้พิจารณาถึงเงื่อนไขดังกล่าวโดยมองว่าส่วนประกอบที่เป็นไม้จะใช้สำหรับการตกแต่งเพื่อให้เกิดความสวยงาม และนอกจากนั้นแล้วยังใช้สำหรับการยับยั้งการดัดโค้งเดาะของโครงสร้างเหล็ก หรืออาจกล่าวได้ว่าจะไม่ได้มีการแสดงส่วนประกอบที่เป็นไม้ในรายการวัสดุที่ใช้ในงานโครงสร้างของโครงการ

การออกแบบโครงสร้างหลังคาให้มีความโค้งอย่างอิสระโดยใช้ระบบโครงถักวัสดุผสมระหว่างเหล็กและไม้

โครงสร้างหลังคาขนาดใหญ่ของตัวอาคารเป็นระบบโครงถักวัสดุผสมระหว่างเหล็กและไม้ มีการติดตั้งคานในสองทิศทางตามแนวโครงสร้าง โดยระยะห่างระหว่างคาน 3.2 เมตร และได้มีการใช้เหล็กรูปพรรณรูปตัวเอส (H-194'150'6'9; เกรด SN490) มาใช้เป็นคอร์คานของโครงถัก และใช้เหล็กรูปพรรณรูปตัวเอส (H-149'149'5'5'8; เกรด SN490) มาใช้เป็นคอร์คานของโครงถัก ตลอดจนได้มีการนำเหล็กรูปพรรณหน้าตัดประกอบรูปตัวเอสเข้ามาใช้สำหรับโครงรอบโครงสร้างอาคารซึ่งเป็นส่วนที่เกิดความเค้นที่ตัวโครงสร้างของอาคารที่สูง โดยสำหรับคอร์คานได้มีการนำแผ่นไม้เข้ามาติดเพื่อป้องกันการเกิดการดัดโค้งเดาะขององศาอาคารโครงสร้างเหล็กส่วนที่เป็นคอร์คาน

องศาอาคารที่เป็นคอร์คานจะวางห่างกันเป็นระยะ 3.2 เมตร หรือ ณ ตำแหน่งที่มีความสามารถในการรับแรงไม่เพียงพอ หรืออาจกล่าวได้ว่าโครงสร้างรองที่มากช่วยเสริมความแข็งแรงให้กับคอร์คานของโครงถัก จะมีระยะห่างระหว่างกัน 3.2 เมตร มีการนำหน้าตัดรูปตัวที (T-100'100'5'5'8; เกรด SS400) เข้ามาใช้เป็นองศาอาคาร

โครงสร้างรอง และในทำนองเดียวกันก็เป็นส่วนที่ช่วยเสริมความแข็งแรงให้กับคอร์คกลางของโครงถัก ซึ่งส่งผลให้ระยะห่างระหว่างคอร์คกลางของโครงหลังคาจะอยู่ที่ 1.6 เมตร อันเนื่องมาจากลักษณะของการจัดวางคอร์คกลางและองค์อาคารรองของโครงถักหลังคา (รูปที่ 2)

ด้วยเหตุที่รูปร่างของโครงหลังคามีรูปทรงที่อิสระในสองทิศทาง จึงส่งผลต่อการบิดและการดัดขึ้นที่คานโครงถักที่รองรับหลังคา และนอกจากนี้ด้วยเหตุที่รูปทรงของโครงหลังคามีลักษณะที่สมมาตรเหมือนกันทุกประการ ดังนั้นการพิจารณาและการแสดงรายละเอียดจึงสามารถแสดงเพียงครึ่งเดียวได้

สำหรับองค์อาคารทุกตัวเอชซึ่งใช้สำหรับเป็นคอร์คบน แผ่นปีกที่จุดต่อจำนวนทั้งสิ้น 6 จุดจึงได้เตรียมไว้สำหรับแผ่นหลังคาที่มีความโค้งอิสระนี้ สำหรับแผ่นเอว ได้มีการใช้เหล็กกลม (ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 60 มิลลิเมตร) มาใช้สำหรับการรับแรงเฉือน โดยติดตั้งไว้ที่ศูนย์กลางของข้อต่อ

สำหรับองค์อาคารรูปตัวที ที่ใช้เป็นคอร์คกลางของโครงถัก มีก้านเหล็กแผ่นหนา 7 มิลลิเมตรมาใช้เป็นโคะแฟรม ซึ่งหนากว่าแผ่นเอว (web) ที่หนา 6 มิลลิเมตร เพื่อใช้สำหรับต้านทานแรงเฉือนที่เกิดขึ้นที่ปีกคานและแผ่นเอวระหว่างคอร์คบนและคอร์คล่างอันเนื่องมาจากการบิด โดยสำหรับการติดตั้งองค์อาคารคอร์คบนได้มีการนำสลักเกลียวเข้ามาใช้เพื่อเพิ่มความแน่นยำในการติดตั้ง เนื่องจากการติดตั้งไม่สอดเข้าไปในส่วนที่เป็นคอร์คกลางเพื่อป้องกันการดัดโก่งตะเข้ ดังนั้นการต่อขึ้นส่วนโครงสร้างหลักที่คอร์คกลางเข้าด้วยกันจึงใช้วิธีการเชื่อม (จากรูปที่ 3)

ความเที่ยงตรงและแม่นยำในการผลิตขึ้นรูปโครงถักเหล็กถือเป็นสิ่งสำคัญต่อความรวดเร็วในการก่อสร้างโครงการที่เป็ยโครงหลังคาขนาดใหญ่ การตรวจสอบความแม่นยำจะดำเนินการในทุกขั้นตอนของการประกอบติดตั้งตั้งแต่การติดตั้งโครงค้ำยัน การติดตั้งแผ่นเหล็กและส่วนรองรับที่ตำแหน่งต่างๆ เพื่อให้เกิดความมั่นใจและความแม่นยำอย่างแท้จริง

รูปที่ 2 โครงสร้างหลังคาขนาดใหญ่ที่มีการใช้วัสดุไม้และเหล็กประกอบเข้าด้วยกัน

รูปที่ 3 รายละเอียดโครงสร้างเหล็กที่ใช้สำหรับเป็นโครงถักหลังคา

การติดตั้งหลังคาขนาดใหญ่ที่ต้องการความแม่นยำสูง

ในการติดตั้งโครงหลังคาขนาดใหญ่ คานโครงถักจะถูกแยกออกมาเป็นส่วนๆ เพื่อประกอบติดตั้งที่โรงงานต่อไปซึ่งภายหลังจากที่ได้รับการตรวจสอบความถูกต้องเที่ยงตรงและแม่นยำแล้วคานโครงถักเหล่านี้จะถูกยกและนำไปวาง ณ ตำแหน่งที่เตรียมไว้ นอกไปจากนี้ภายหลังจากที่การติดตั้งโครงหลังคาขนาดใหญ่เสร็จสิ้นก็จะมี การตรวจสอบเพื่อยืนยันความถูกต้องของตำแหน่งแต่ละตำแหน่งอีกครั้งด้วยการใช้เครื่องมือสำรวจที่ทันสมัย

สำหรับการติดตั้งโครงหลังคาขนาดใหญ่นั้น ภายหลังจากที่ได้มีการติดตั้งเครนวางทั้งสองด้าน ณ ฝั่งที่ติดภูเขาและอีกฝั่งที่ติดอ่างเก็บน้ำ โครงเหล็กก็จะถูกนำไปประกอบติดตั้งด้วยเครนดังกล่าวนี้โดยทำการยกจากฝั่งด้านอ่างเก็บน้ำไปยังฝั่งด้านภูเขา และเหตุที่เสารูปตัววีได้มีการเตรียมข้อต่อหมุนสำหรับติดตั้งโครงสร้างหลังคาไว้ที่หัวเสา จึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องควบคุมความแม่นยำให้มากเป็นพิเศษเพื่อไม่ให้เกิดอุปสรรคใดๆ ในระหว่างการติดตั้ง (ดูภาพที่ 4)

ภายหลังจากที่การติดตั้งหลังคาโครงสร้างเหล็กเสร็จสิ้น ก็จะดำเนินการติดตั้งองค์อาคารไม้ต่อไป และหลังจากนั้นก็จะทำการลดระดับโครงหลังคาทั้งหมดให้อยู่ในตำแหน่งที่ต้องการ ทั้งนี้การเสียรูปของโครงสร้างที่เกิดขึ้นจึงก็พบว่ามีความสอดคล้องกับค่าที่ได้จากการคำนวณ (ดูภาพที่ 5 และ 6)

ได้มีการนำเทคนิควิธีการบางประการเข้ามาใช้ในช่วงของการออกแบบเพื่อให้ไม่สามารถมองเห็นเสาที่รองรับโครงหลังคาจากบริเวณพื้นที่ทำงานได้ เช่น การจัดวางตำแหน่งเสาให้อยู่นอกส่วนพื้นที่ทำงาน และล้อมรอบเสาด้วยรางและผนัง โดยสำหรับเสารูปตัววีที่อยู่ทางด้านทิศใต้ที่รองรับโครงหลังคาก็ถูกจัดวางให้อยู่นอกส่วนพื้นที่ทำงานเช่นเดียวกัน

การออกแบบเสารูปตัววีนี้ผู้ออกแบบได้ให้ความสำคัญเป็นพิเศษ รูปตัดของเสาเป็นรูปทรงสี่เหลี่ยมคี่ขนานด้านเท่าโดยหมุนออก 45 องศาเพื่อให้สอดคล้องกับมิติของโครงหลังคา ในแนวระดับ (รูปที่ 4) เสาจะมีลักษณะสอบเข้า (จากขนาด 350*350 ที่ฐานเสา ไปเป็น 175*175 ที่หัวเสา) การต่อเสาใช้วิธีการเชื่อมที่โรงงานโดยมีการชดเชยเชื่อมเพื่อให้เกิดความเรียบสวยงามอย่างลงตัว

ที่ข้อต่อระหว่างโครงหลังคาและเสา ได้มีการใช้ชิ้นส่วนเหล็กหล่อเพื่อถ่ายแรงจากโครงหลังคามายังเสา นอกจากนี้ผู้ออกแบบยังให้ความสำคัญกับรูปร่างของแผ่นเหล็กที่ใช้ต่อประกอบชิ้นส่วนต่างๆ เข้าด้วยกัน เพื่อให้เสามีรูปร่างที่สวยงามในทุกมิติ (อ้างอิงปที่ 4 และภาพที่ 7)

ภาพที่ 4 การติดตั้งรอยเชื่อมและการเชื่อมคานโครงถักหลังคาที่หน้างาน

ภาพที่ 5 การติดตั้งองค์อาคารไม้เข้ากับคอร์คล่าง

ภาพที่ 6 โครงสร้างหลังคาที่ไม่มีเป็นส่วนประกอบภายหลังจากที่ลดระดับลง

รูปที่ 4 รายละเอียดของเสารูปตัววี

ภาพที่ 7 มุมมองจากทางด้านทิศตะวันออกที่จะเห็นโครงหลังคาขนาดใหญ่คลุมตัวอาคารทั้งอาคาร

รายละเอียดของอาคาร ROGIC

ที่ตั้ง: เมือง Hamamatsu จังหวัด Shizuoka

เจ้าของโครงการ: บจก. ROKI

ลักษณะการใช้งานอาคาร: อาคารสำหรับศูนย์วิจัยและพัฒนา

พื้นที่โครงการ: 67,510.58 m2

พื้นที่อาคาร: ประมาณ 5,000 m2 (รวมถึงอาคารสำนักงานใหญ่เดิม ขนาด 1,500 m2)

พื้นที่ใช้สอย: ประมาณ 9,000 m2 (รวมพื้นที่ใช้สอยของอาคารสำนักงานใหญ่เดิม

ขนาด 4,500 m2)

ลักษณะทางโครงสร้าง: โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (มีโครงสร้างเหล็กผสมกับ

คอนกรีตเสริมเหล็กบางส่วน)

จำนวนชั้น: 4 ชั้น

ความสูง: 14,978 mm

บริษัทผู้ออกแบบ: บริษัท Tetsuo Kobori Architects

วิศวกรโครงสร้าง: บริษัท Arup

วิศวกรงานระบบและอุปกรณ์: บริษัท Arup

ภูมิสถาปัตย์: บริษัท studio on site

ผู้ออกแบบระบบแสง: บริษัท Izumi Okayasu Lighting Design

ผู้ออกแบบสำนักงาน: บริษัท Okamura Corporation

ผู้รับเหมาก่อสร้าง: บริษัท Taisei Corporation

ระยะเวลาในการออกแบบ: มกราคม 2009 ~ ตุลาคม 2010

ระยะเวลาในการก่อสร้าง: มกราคม 2011 ~ กันยายน



Photo 1 Full view of ROKI Global Innovation Center

Fig. 1 Concept Sketch for ROGIC Building Proposed at Initial Design Stage

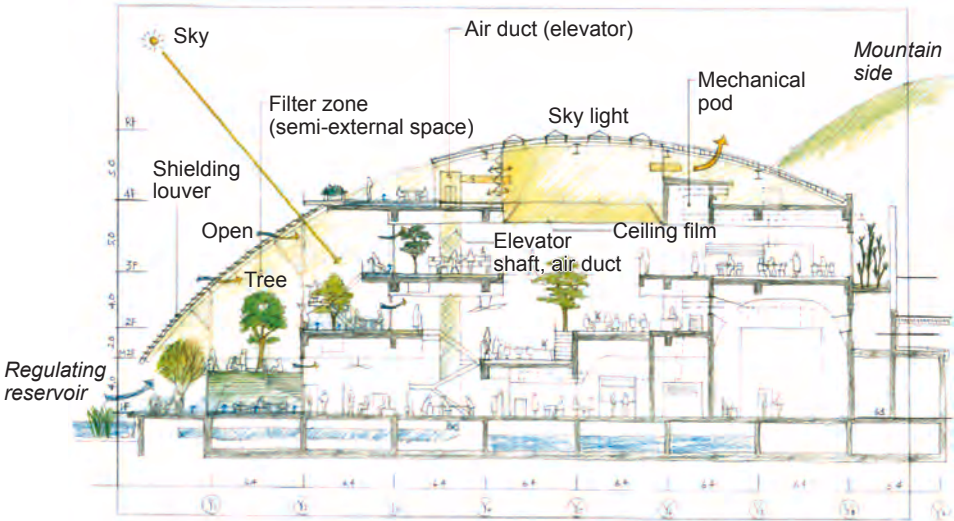


Photo 2 Peripheral area of ROGIC where the river flows and trees grow thick



Photo 3 Entire working space seen from 4th floor

Fig. 2 Structure of Huge Roof Employing Steel Frame-Wood Hybrid Members

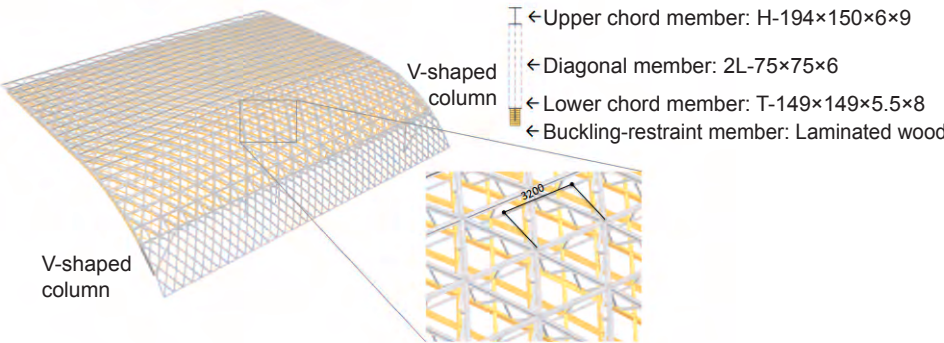


Fig. 3 Detail of Steel Frames Used for Roof Truss

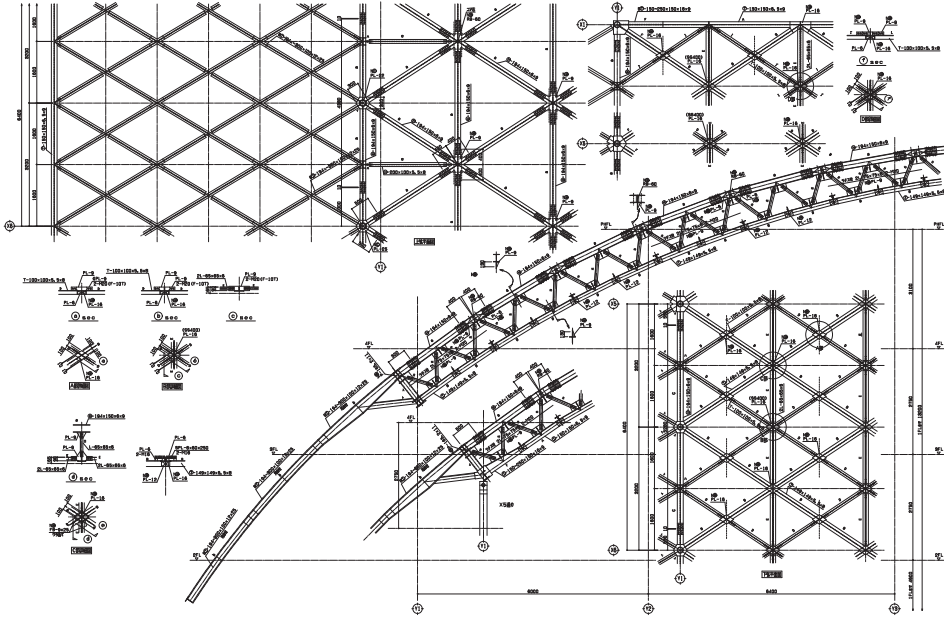




Photo 4 Hoisting and welding of field-assembled roof truss beam units

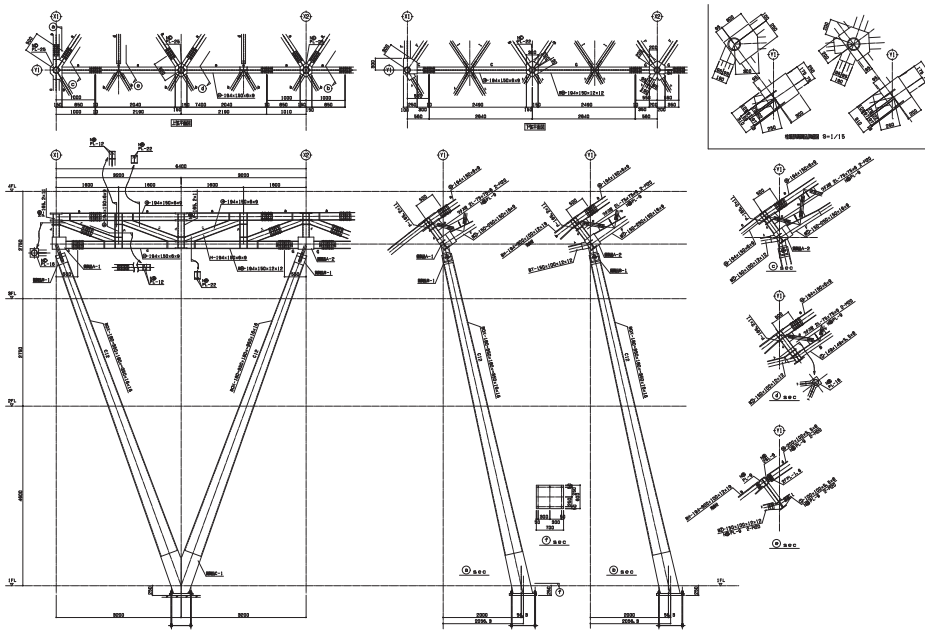


Photo 5 Fixing wood members to lower chord member



Photo 6 Wood-grid roof structure after jacking down

Fig. 4 Detail of V-shaped Column



Outline of ROGIC Building

Location: Hamamatsu, Shizuoka Prefecture
 Project owner: ROKI Co., Ltd.
 Main application: R&D facility
 Site area: 67,510.58 m²
 Building area: About 5,000 m²
 (incl. 1,500 m² of existing headquarters building)
 Total floor area: About 9,000 m²
 (incl. 4,500 m² of existing headquarters building)
 Structural type: RC structure
 (partly steel frame-RC composite structure)
 No. of stories: 4
 Maximum height: 14,978 mm
 Architect: Tetsuo Kobori Architects
 Structural engineer: Arup
 Mechanical and electrical engineer: Arup
 Landscaping: studio on site
 Lighting design: Izumi Okayasu Lighting Design
 Office design: Okamura Corporation
 Construction: Taisei Corporation
 Design term: Jan. 2009~Oct. 2010
 Construction term: Jan. 2011~Sept. 2013

Photos and figures

Photos 1, 3 and 7: Takahiro Arai
 Photo 2: Kawazumi Kenji Kobayashi Photo Office
 Photos 4, 5 and 6; Figs. 1, 2, 3 and 4: Tetsuo Kobori Architects



Photo 7
East-side look of the huge
roof that spans an entire
building

(ปกหลัง)

การดำเนินการของสมาพันธ์เหล็กและเหล็กกล้าแห่งประเทศไทย

การจัดอบรมสัมมนาที่ 7 เมือง เพื่อให้เกิดการใช้งานโครงสร้างเหล็กที่หลากหลายมากยิ่งขึ้น

เพื่อเป็นการส่งเสริมให้เกิดการใช้งานโครงสร้างเหล็กสำหรับงานก่อสร้างอาคารในรูปแบบที่หลากหลายมากยิ่งขึ้น สมาพันธ์เหล็กและเหล็กกล้าแห่งประเทศไทย (JISF) ได้มีการจัดอบรมสัมมนา ภายใต้หัวข้อ “งานสัมมนา ผลิตภัณฑ์โครงสร้างเหล็กสำหรับงานก่อสร้างอาคารและเทคโนโลยีการใช้งาน” ในช่วงระหว่างเดือนพฤศจิกายน ถึงเดือนธันวาคม 2016 โดยได้จัดอบรมสัมมนาที่เมืองต่าง ๆ จำนวนทั้งสิ้น 7 แห่ง ในประเทศไทย ซึ่งประกอบไปด้วย โตเกียว โอซาก้า นาโกย่า ซัปโปโร ฟุกุโอกะ ฮิโรชิม่า และเซ็นได โดยมีจำนวนผู้เข้าฟังสัมมนาจำนวนทั้งสิ้น 450 ท่านจากบริษัทก่อสร้าง บริษัทผู้ออกแบบ ผู้รับรูปรงานโครงสร้างเหล็ก หน่วยงานภาครัฐ และมหาวิทยาลัยต่าง ๆ

โดยวิทยากรผู้บรรยายในงานสัมมนาแต่ละแห่งนั้น มาจากผู้เชี่ยวชาญใน 4 สาขา ซึ่งประกอบไปด้วย – คณะกรรมการของ JISF ในสาขาด้านงานก่อสร้างอาคาร อาจารย์จากมหาวิทยาลัยของเมืองเจ้าภาพ นักวิจัยจากสถาบันวิจัยด้านการจัดการผังเมืองและระบบสาธารณูปโภค และสถาบันวิจัยอาคาร

โดยหนึ่งในหัวข้อที่บรรยายโดยคณะกรรมการของ JISF ในสาขาด้านงานก่อสร้างอาคาร เป็นเรื่อง “หนังสือคู่มือการป้องกันการแตกแบบแปรของแผ่นไดอะแฟรมด้านในที่เชื่อมด้วยวิธีอิเล็กโตรสแลก” และ “แนวทางสำหรับการออกแบบและการเชื่อมเหล็กกำลังสูงสำหรับงานก่อสร้างอาคาร เกรด SA440” โดยรายละเอียดคร่าว ๆ ได้มีการนำเสนอไว้ใน นิตยสาร *Steel Construction Today & Tomorrow* ฉบับที่ 52 นี้

โดยในปี 2017 นี้ JISF ก็มีแผนที่จะจัดอบรมสัมมนาในลักษณะเดียวกันนี้เช่นกัน

ในเดือนกันยายน 2016 สมาคมเหล็กก่อสร้างแห่งประเทศไทย (JSCA) ได้มีการจัดอบรมให้ความรู้ที่เมืองโตเกียวและโอซาก้า ในส่วนที่เกี่ยวข้องกับ “คู่มือสำหรับมาตรฐานการทดสอบคุณสมบัติเชิงกลของรอยเชื่อมสำหรับงานอาคารโครงสร้างเหล็ก” และได้มีการนำเสนอความล่าสุดที่เกี่ยวข้องกับการออกแบบรอยเชื่อมและการดำเนินการเชื่อม อาคารโครงสร้างเหล็ก โดยมี JISF เข้าร่วมกับ JSCA เป็นผู้สนับสนุนการจัดอบรมในครั้งนี้

(ภาพ)

สัมมนาของ JISF ที่กรุงโตเกียว

สัมมนาของ JISF ที่เมืองโอซาก้า

การนำเสนอในงานสัมมนาวิชาการของสถาบันเหล็กและเหล็กกล้าแห่งเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ ภายใต้หัวข้อที่เกี่ยวข้องกับสิ่งแวดล้อม

สถาบันเหล็กและเหล็กกล้าแห่งเอเชียตะวันออกเฉียงใต้ หรือ South East Asia Iron and Steel Institute (SEAISI) ได้มีการจัดสัมมนาวิชาการประจำปี 2017 และมีการจัดนิทรรศการที่ประเทศสิงคโปร์ ในเดือนพฤษภาคม 2017 โดยคณะกรรมการด้านนโยบายสิ่งแวดล้อมนานาชาติของ JISF ได้ส่งประธานคณะกรรมการ นาย Ken-ichiro Fujimoto พร้อมกับสมาชิกในคณะกรรมการ เข้าร่วมบรรยายนำเสนอความจำนนทั้งสิ้น 2 บทความ ในงานสัมมนาวิชาการในครั้งนี้

ประธานคณะกรรมการ นาย Ken-ichiro Fujimoto ได้นำเสนอความ ในหัวข้อ “การจัดการด้านการใช้พลังงานภาคสมัครใจ ในกลุ่มอุตสาหกรรมเหล็กของประเทศไทย” ในช่วงของการสัมมนาช่วงที่ 2 ที่เกี่ยวข้องกับการจัดการด้านพลังงาน

และต้นทุน ซึ่งได้มีการนำเสนอถึง “ความมุ่งมั่นในการเดินทางเข้าสู่สังคมที่ลดการปลดปล่อยคาร์บอน” ซึ่งเป็นกิจกรรมภาคสมัครใจในการลดการใช้พลังงาน และการลดการปลดปล่อยก๊าซคาร์บอนไดออกไซด์ ซึ่งเป็นกิจกรรมที่ได้รับการส่งเสริมในกลุ่มอุตสาหกรรมเหล็กของประเทศไทย

และสำหรับการสัมมนาในช่วงการจัดการสิ่งแวดล้อมนั้น เจ้าหน้าที่ของ JISF ได้นำเสนอบทความในหัวข้อ “การประเมินวัฏจักรชีวิตของผลิตภัณฑ์เหล็กที่พิจารณาการรีไซเคิลเหล็ก” ซึ่งได้มีการเกริ่นนำถึงการพัฒนามาตรฐานสากลที่เกี่ยวข้องกับการวิธีการคำนวณฐานข้อมูลวัฏจักรชีวิตสำหรับผลิตภัณฑ์เหล็กซึ่งอุตสาหกรรมเหล็กของประเทศไทยได้นำเสนอเพื่อพิจารณา ในเดือนกรกฎาคม 2015

(ภาพ)

การนำเสนอโดย นาย Ken-ichiro Fujimoto ประธานคณะกรรมการด้านนโยบายสิ่งแวดล้อมนานาชาติของ JISF



JISF seminar in Tokyo



JISF seminar in Osaka



Presentation by Chairman Ken-ichiro Fujimoto of JISF International Environmental Strategic Committee