ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

ใบรับรองโครงงานพิเศษ

****

หัวข้อโครงงานพิเศษ	โครงสร้างประกอบ ดิน-เหล็ก(Soil-Steel Structure)
นักศึกษา	นายชาตรี ตั้งมิตรประชา รหัสประจำตัว 35104116
	นายวิสุทธิ์ เลิศวิริยะศักดิ์ รหัสประจำตัว 35104400
	นายสุชาติ พัฒนาสุทธินนท์ รหัสประจำตัว 35104477
หลักสูตร	วิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต สาขาวิศวกรรมการก่อสร้าง
ภาควิชา	วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา	อาจารย์อำนวย พานิชกุลพงศ์

คณะกรรมการสอบโครงงานพิเศษ	ลายมือชื่อ
อาจารย์อำนวย พานิชกุลพงศ์	
อาจารย์ศิลป์ชัย จานสุวรรณ	
ผศ.ศิริวัฒน์ ไชยชนะ	

วัน เดือน ปี 14 ต.ค. 2540
เลขทะเบียน 037188
เลขเรียกหนังสือ T 58281 ช514ค

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว

(นายอำนวย พานิชกุลพงศ์)
หัวหน้าภาควิชา วิศวกรรมโยธา
วันที่ เดือน พ.ศ.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

037188

โครงสร้างประกอบ ดิน - เหล็ก

SOIL - STEEL STRUCTURE

นายชาตรี ตั้งมิตรประชา
นายวิสุทธิ์ เลิศวิริยะศักดิ์
นายสุชาติ พัฒนาสุทธินนท์

โครงงานพิเศษนี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาตรีวิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต
สาขาวิศวกรรมโยธา
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง
ปีการศึกษา 2538

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

SOIL - STEEL STRUCTURE

Mr. Chatree Tangmitpracha

Mr. Visuit Lertviriyasak

Mr. Suchart Pattanasuttinont

A SPECIAL PROJECT SUBMITTED IN PARTIAL FULFILLMENT

OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE

BACHELOR OF CIVIL ENGINEERING

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING

KING MONGKUIT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

1995

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงสร้างประกอบ ดิน-เหล็ก

Soil Steel Structure

โดย นายชาตรี ตั้งมิตรประชา รหัส 35104116
นายวิสุทธิ์ เลิศวิริยะศักดิ์ รหัส 35104400
นายสุชาติ พัฒนาสุทธินนท์ รหัส 35104477

อาจารย์ที่ปรึกษา อาจารย์ อำนวย พานิชกุลพงศ์

บทคัดย่อ

ในปัจจุบันประเทศไทยเป็นประเทศที่กำลังพัฒนาไปอย่างรวดเร็ว ปัญหาต่างๆในงานก่อสร้างมีมากมาย ปัญหาการคมนาคมภายในประเทศยังคงเป็นปัญหาใหญ่ที่ต้องเร่งแก้ไขเพื่อ พัฒนาให้ทัดเทียมประเทศที่พัฒนาแล้ว การนำเอาเทคโนโลยีใหม่ๆเข้ามาใช้ในการก่อสร้างทางเพื่อแก้ไขปัญหาในด้านการคมนาคมจึงเป็นสิ่งที่ดียิ่ง โครงสร้างประกอบ ดิน-เหล็ก (Soil-Steel Structure) เป็นอีกเทคโนโลยีหนึ่งที่น่าสนใจ น่าศึกษา และอาจนำมาใช้ให้เกิดประโยชน์ได้อย่างมาก เพราะทำจากแผ่นเหล็กหรือโลหะขึ้นรูปเป็นลอน แล้วนำมาประกอบกันเป็นรูปคล้ายวงรี มีการชุบสังกะสีทำให้ มีคุณสมบัติด้านการต้านทานต่อความสึกกร่อนได้เป็นอย่างดี, สามารถนำมาประกอบกันได้ในเวลาอันสั้น และยังประยุกต์ใช้งานได้หลายรูปแบบเช่น สะพานข้ามคลอง, ทางต่างระดับของถนนหรือทางรถไฟ,อุโมงค์ใต้ดินระดับตื้น,ท่อส่งน้ำหรือคลองระบายน้ำเป็นต้น ดังนั้นจึงถือเป็นวัสดุเลือกใหม่ซึ่งจะเป็นประโยชน์ต่อวงการก่อสร้างในอนาคตอันใกล้นี้

ABSTRACT

At the present time,there are a immense of problem due to rapidly development of Thailand. The transportation problem is a crucial matter for finding immediately solution. Therefore, we should take a new technology for that. Soil-Steel Structure is a interesting model which is suitable for currently question and can make the most benefit. Since, it made of corrugate metal shell which have corrugation and then to combine to be an ellipse. It's quality defend the erosion either apply to build,a grade separation of road or train, a underground passage,a culvert, ect.Absolutely,the Soil-Steel Structure is a alternative for recenlty construction.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กิติกรรมประกาศ

การทำโครงงานพิเศษฉบับนี้สำเร็จลงได้ด้วยดี ก็ด้วยความช่วยเหลือจากบุคคล,องค์กร และ บริษัท จึงขอขอบพระคุณดังรายนามต่อไปนี้

บริษัท นิปปอนสตีล จำกัด

ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์ข้อมูล และตัวอย่างวัสดุ

คุณธาริกา วงศ์สินศิริกุลผู้ช่วยผู้จัดการฝ่ายการตลาด บริษัท นินเท็ตซึ จำกัด

ที่ช่วยประสานงานในการหาข้อมูล

สถาบันเทคโนโลยีแห่งเอเชีย

เป็นแหล่งข้อมูลในการค้นคว้า

คณาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาทุกท่าน

ที่ได้ให้วิชาความรู้ต่างๆแก่ข้าพเจ้า

เจ้าหน้าที่ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

ที่เอื้ออำนวยในการใช้ห้องสมุดและห้องโปรเจกต์

เพื่อนๆ ภาควิศวกรรมโยธาทุกท่าน

ที่ช่วยเหลือให้คำปรึกษาตลอดจนกำลังใจ

เพื่อนๆ ภาควิชา อื่นๆ ทั้งในสถาบันและต่างสถาบัน

ที่ได้ช่วยเหลืองานทุกอย่างเท่าที่จะทำได้

ท้ายสุดนี้บุคคลที่ข้าพเจ้ามิอาจจะลืมกล่าวถึงในพระคุณของท่านคือ บิดาและมารดาผู้ซึ่งเปิดโอกาสให้ข้าพเจ้าได้ศึกษาเล่าเรียนคอยสนับสนุนช่วยเหลือและให้กำลังใจจนประสบความสำเร็จมาจนกระทั่งบัดนี้

นายชาตรี ตั้งมิตรประชา

นายวิสุทธิ์ เลิศวิริยะศักดิ์

นายสุชาติ พัฒนาสุทธินนท์

ขอขอบคุณ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

เรื่อง	หน้าที่
บทที่1	
บทนำและความเป็นมา	1
1.1 ความเป็นมา	1
1.2 คำศัพท์เฉพาะ(Terminology)	3
1.2.1 Corrugation Profile	5
1.2.2 คำศัพท์ที่เกี่ยวข้องกับ Cross Section	5
1.2.3 คำศัพท์ที่เกี่ยวข้องกับ ดิน	6
1.2.4 โครงสร้างที่มีหน้าตัดแบบ Closed Conduit Wall	7
1.2.5 โครงสร้างที่มีหน้าตัดแบบ Open Conduit Wall	10
1.2.6 ผนังท่อ(Conduit walls)	11
1.2.7 ความโค้งของผนังท่อ(Curvature of Conduit walls)	13
1.2.8 คำศัพท์ที่เกี่ยวข้องอื่นๆ(Other of Commonly Used Terms)	15
1.3 คุณสมบัติของโครงสร้างผนังท่อ	16
1.4 ตัวอย่างโครงสร้างที่มีการก่อสร้าง	17
1.4.1 Round Pipes(ท่อกลม)	17
1.4.2 Horizontially Elliptical Pipes(ท่อรูปวงรี)	17
1.4.3 Pipe-Arches	18
1.4.4 Pear-shaped Pipe	18
1.4.5 Arches	19
1.4.6 A Structure with a Relieveing Slap	21
บทที่ 2. ความคงทนของผนังท่อ	**24**
2.1 หลักการของการสึกกร่อน	24
2.1.1 Chemistry of Corrosion	24
2.1.2 Electrochemistry of Corrosion	25
2.1.3 Relative Tendency of Metals to Corrode	28
2.2 รูปแบบการสึกกร่อน	28

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

เรื่อง	หน้าที่
2.2.1 Dissimilar Metal Cells	29
2.2.2 Concentrantion Cells	29
2.2.3 Oxygen Concentration Cells	29
2.2.4 Temperature Cells	30
2.2.5 Impressed Current Cells	31
2.2.6 Stress Cells	31
2.3 ปัจจัยที่ทำให้เกิดการสึกกร่อน	32
2.3.1 Agressive Ions	32
2.3.2 ค่าความเป็นกรดด่างของน้ำและดิน	33
2.3.3 ส่วนประกอบของดินถม	33
2.3.4 ส่วนประกอบของโลหะ	34
2.3.5 การชุบสังกะสี (Galvanization)	34
2.4 คำแนะนำ(Recommendation)	34
หนังสืออ้างอิง	36
บทที่ 3. พฤติกรรมทางกลของดินและโครงสร้าง	**37**
3.1 บทนำ(Introduction)	37
3.2 การต้านทานต่อแรงกระทำ	37
3.2.1 Infinitely Long Tube in Half-space	37
3.2.2 ผลกระทบในสามมิติ	50
3.3 สมมุติฐานของการวิเคราะห์ด้วยวิธี Finite Element Analyses	56
3.3.1 Plain-Strain Idealization	57
3.3.2 การจัดการสำหรับขั้นตอนการก่อสร้าง	57
3.3.3 สมมุติฐานของ Linear Elasticity	59
3.3.4 ความยึดเหนี่ยวระหว่างดินและผนังท่อ	60
3.4 การวิเคราะห์ความแข็งแรงของผนังท่อ	60
3.5 บทสรุป	61
หนังสืออ้างอิง	62

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

เรื่อง	หน้าที่
บทที่ 4. หลักการในการออกแบบ(Structural Design Philosophy)	**63**
4.1 น้ำหนักบรรทุก(Loading)	63
4.1.1 น้ำหนักตายตัว(Dead Loads)	64
4.1.2 น้ำหนักจร(Live Loads)	65
4.1.3 น้ำหนักจากแผ่นดินไหว(Earthquake Loads)	67
4.2 การออกแบบตามมาตรฐาน(Design Criterial)	67
4.2.1 ความปลอดภัยในระหว่างการก่อสร้าง	69
4.2.2 Yielding of Conduit Walls	70
4.2.3 Buckling of Conduit Walls	70
4.2.4 การพังเนื่องจากรอยต่อ	71
4.2.5 การเคลื่อนพังของดินส่วนที่อยู่เหนือท่อ	72
4.2.6 Bearing Failure of Soil	73
4.3 การวิเคราะห์แรงในระหว่างการก่อสร้าง	74
4.3.1 Empirical Formulas	75
4.3.2 Duncan Method	76
4.3.3 Ontario Method	78
4.3.4 Frame on Elastic Supports	80
4.3.5 บทสรุป	80
4.4 การวิเคราะห์แรงเมื่อโครงสร้างก่อสร้างเสร็จสมบูรณ์	80
4.4.1 Marston-Spangler Method	81
4.4.2 Ring Compression Method	82
4.4.3 Pipe in an Infinite Elastic Half-Space	83
4.4.4 Pipe-Frame on Elastic Supports	84
4.4.5 Finite Element Method	87
4.4.6 Ontario Method	90
4.4.7 Duncan Method	96
4.4.8 บทสรุป	98

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

เรื่อง	หน้าที่
4.5 การวิเคราะห์ความแข็งแรงของผนังท่อ	99
4.5.1 การควบคุมการแอ่นของผนังท่อโดยวิธี Emprical	99
4.5.2 Stability Analysis of pipe Embedded in Elastic Continuum Media	102
4.5.3 Stability Analysis of Elastically Supported Pipes	103
4.5.4 Analogy Between Buckling of Column and Conduit walls	105
4.5.5 ผลกระทบต่อการเสียรูปของผนังท่อเนื่องจาก Buckling Stress	109
4.5.6 Multispan Conduit (เมื่อมีการวางท่อขนานกันหลายท่อ)	113
4.6 Strength Analysis of Soil Cover(การวิเคราะห์ความแข็งแรงของดินถม)	114
4.6.1 Wedge-Sliding Failure(การเคลื่อนพังของดินแบบรูปลิ่ม)	114
4.6.2 Tension Failure (การเคลื่อนพังเนื่องจากแรงดึง)	118
หนังสืออ้างอิง	121
บทที่ 5. ขั้นตอนในการออกแบบ (Structure Design Procedures)	**125**
5.1 Ontario Code Method (การออกแบบโดยวิธี Ontario)	125
5.1.1 การออกแบบตามมาตรฐาน	126
5.1.2 แรงที่ผนังท่อเนื่องจากน้ำหนักตายตัว	126
5.1.3 แรงที่ผนังท่อเนื่องจากน้ำหนักจร	127
5.1.4 กำลังการรับแรงอัดของผนังท่อ	128
5.1.5 กำลังที่รอยต่อระหว่างท่อ	132
5.1.6 Handling Stiffness	138
5.1.7 ความลึกน้อยสุดสำหรับดินถม	139
5.1.8 ขอบเขตในการถมดิน	139
5.1.9 ความแตกต่างของรัศมีความโค้งของท่อ	139
5.1.10 ความแตกต่างของความหนาของท่อ	140
5.1.11 ตัวอย่างที่ 5.1	140
5.1.12 ตัวอย่างที่ 5.2	143
5.1.13 ตารางการออกแบบสำหรับท่อกลมและท่อวงรี	145

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

เรื่อง	หน้าที่
5.2 AASHTO Method(การออกแบบโดยวิธีของ AASHTO)	146
5.2.1 การออกแบบตามมาตรฐาน	148
5.2.2 แรงที่ผนังท่อ(Conduit Wall Thrust)	149
5.2.3 Crushing Stress	150
5.2.4 Buckling Stress	150
5.2.5 ความแข็งแรงที่รอยต่อ	150
5.2.6 Handling Stiffeness	151
5.2.7 ดินถม (Backfill)	151
5.2.8 Structures with and without Special Features	151
5.2.9 ตัวอย่าง 5.3	152
5.2.10 ตัวอย่าง 5.4	154
5.3 Duncan Method(การออกแบบโดยวิธีของ Duncan)	155
5.3.1 ช่วงระหว่างการก่อสร้าง	156
5.3.2 เมื่อการก่อสร้างเสร็จสมบูรณ์	156
5.3.3 Safety Factor	156
5.3.4 ตัวอย่าง 5.5	157
5.3.5 ตัวอย่าง 5.6	159
5.4 ข้อสังเกต	159
5.4.1 การเปรียบเทียบวิธีการออกแบบวิธีต่างๆ	159
5.4.2 CSA Method	160
5.4.3 การก่อสร้างและการติดตั้ง	160
หนังสืออ้างอิง	161
บทที่ 6 การก่อสร้าง (Constrution)	**162**
6.1 การเตรียมสถานที่ก่อสร้าง	162
6.1.1 สถานที่เก็บวัสดุ (Storage and Subassembly Area)	162
6.1.2 ถนนเข้าออกสถานที่ก่อสร้าง (Access Roads)	163
6.1.3 พื้นที่ทำงาน (Working Platform)	163
6.2 งานดินขุดและการระบายน้ำ (Excavation and Dewatering)	164

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

เรื่อง	หน้าที่
6.2.1 งานดินขุด (Excavaiton)	164
6.2.2 Rock Ledges	166
6.2.3 การระบายน้ำ (Dewatering)	166
6.3 Bedding	167
6.3.1 Preshaping	167
6.3.2 Camber	168
6.4 การก่อสร้างท่อ (Construction of the Pipe)	169
6.4.1 Lapping Pattern	169
6.4.2 การเลือกความยาวของ Plate (Selection of Plate Lengths)	170
6.4.3 การเลือกความกว้างของ Pate (Selection of Plate Widths)	170
6.4.4 การจัดเรียง Bolt (Bolting Arrangement)	173
6.4.5 Nesting of Seams	173
6.4.6 Plate-by-Plate Assembly	174
6.4.7 Component Subassembly	177
6.5 งานดินถม (Backfilling)	177
6.5.1 การขยายงานดินถม (Extent of Backfill)	178
6.5.2 Backfill under Haunches	178
6.5.3 สถานที่จะวางงานดินถม (Placement of Backfill)	179
6.5.4 การวางงานดินถมที่อยู่ข้างบน (Placing Backfill over the Top)	180
6.5.5 Control of Pipe Deformation	180
6.5.6 Monitoring Deformation	183
6.5.7 Site Supervision	183
บทที่ 7 แบบจำลองดิน (Modeling of Soil)	**184**
7.1 การแนะนำบทสรุป (Introduction Concepts)	184
7.1.1 การแยกประเภทอนุภาคของดิน (Classification of Soil Particles)	185
7.1.2 การแยกขนาดของเม็ดดิน (Grading of Soil)	185

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญ

เรื่อง	หน้าที่
7.1.3 การแยกประเภทของดิน (Classificaton of Soil)	187
7.1.4 หน่วยน้ำหนักแห้งและการบดอัด (Dry Unit Weight and Compaction)	193
7.1.5 ความสัมพันธ์ของหน่วยน้ำหนักดิน (Relative Density)	196
7.1.6 Proctor Dry Unit Weight	198
7.1.7 Modified Proctor Dry Unit Weight	201
7.1.8 Zero-Air-Void Ratio	201
7.1.9 มุมเสียดทานภายใน (Angle of Internal Fricton)	202
7.1.10 หน้าตัดที่ต้องการสำหรับดินถม(Requirements for Backfill Selection)	203
7.2 ดินมีลักษณะคล้ายวัสดุยืดหยุ่นปานกลาง (Soil as an Elastic Medium)	204
7.2.1 Linear-Elastic Model	206
7.2.2 Nonlinear Elastic Model	209
7.3 Soil Parameters for Continuum Analysis	210
7.3.1 อัตราส่วนปัวซอง และสัมประสิทธ์ด้านข้าง	211
7.3.2 Secant Modulus	211
7.4 ตัวแปรสำหรับความต้านทานของดิน (Parameters for Soil Resistance)	213
7.4.1 Modulus of Soil Stiffness	214
7.4.2 Coefficient of Normal Reaction	216
7.4.3 Coefficieng of Tangential Reaction	218
หนังสืออ้างอิง	230
บทที่ 8. บทสรุปและวิเคราะห์	**232**
ผนวกI	**235**
ผนวกII	**252**
ผนวกIII	**279**
ผนวกIV	**290**

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่		หน้าที่
1.1	แสดงขวดยาที่ห่อในกระดาษกล่องที่ขึ้นลอนลูกฟูก	1
1.2	แสดงลักษณะท่อ corrugated steel ที่ทำขึ้นในครั้งแรก	2
1.3	แสดงตัวอย่างของโครงสร้าง soil-steel bridge	4
1.4	แสดงทิศทางตามแนวยาว	5
1.5	แสดงส่วนต่างๆที่สัมพันธ์กับรูปลอน	5
1.6	แสดงส่วนต่างๆของรูปตัดของโครงสร้าง	6
1.7	แสดงส่วนต่างๆที่เกี่ยวกับดิน	7
1.8	แสดงภาพถ่ายขณะกำลังทำ bedding	7
1.9	แสดงตัวอย่างโครงสร้างที่มีหน้าตัดปิด	8
1.10	โครงสร้าง horizontally elliptical pipe ในระหว่างการก่อสร้าง	9
1.11	โครงสร้างแบบ pipe-arch	9
1.12	ตัวอย่างโครงสร้าง pear-shaped pipe	10
1.13	ตัวอย่างโครงสร้างแบบหน้าตัดเปิด	10
1.14	แสดงโครงสร้างแบบ twin semicircular arch pipe	11
1.15	แสดงลักษณะรอยต่อของท่อ	11
1.16	แสดงท่อระหว่างการก่อสร้าง	11
1.17	แสดงชื่อที่ใช้เรียกส่วนต่างๆของแผ่นโลหะ	12
1.18	แสดงมาตรฐานการจัดตำแหน่ง bolt	13
1.19	แสดงส่วนต่างๆที่เกี่ยวกับความโค้งของแผ่นเหล็ก	14
1.20	แสดงค่า Pi ที่ใช้ในการบ่งบอกหน่วยความกว้างที่ใช้ในอุตสาหกรรม	14
1.21	แสดงค่า Pi ที่แท้จริง	14
1.22	แสดงท่อที่มีตัดปลายแบบ square bevel ends	16
1.23	แสดงรายละเอียดของโครงสร้างแบบ round pipe	18
1.24	แสดงรายละเอียดของโครงสร้างแบบ horizontally elliptical	19
1.25	แสดงรูปตัดขวางของท่อแบบ twin pipe-arch ใน Ontario	20
1.26	แสดงรูปตัดขวางของโครงสร้างแบบ pear-shaped	20
1.27	แสดงรูปตัดขวางของโครงสร้าง Chees Factory bridge	20
1.28	แสดง Chees Factory bridge ในขณะก่อสร้าง	22

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่		หน้าที่
1.29	แสดงรูปตัดตามยาวของ Chees Factory bridge	22
1.30	แสดงรายละเอียดของโครงสร้างที่ใช้ relieving slab	23
2.1	แสดงส่วนประกอบของ galvanic cell	26
2.2	แสดงการเกิดการสึกกร่อนของแผ่นโลหะที่สัมผัสกับดิน	28
2.3	แสดงตัวอย่างการเกิดการสึกกร่อนแบบ concentration cells	29
2.4	แสดงสภาพที่อาจก่อให้เกิดการสึกกร่อนแบบ oxygen concentration cells	30
2.5	แสดงตัวอย่างการเกิดการสึกกร่อนแบบ stress cell	31
2.6	แสดงท่อ corrugated steel pipe หลังจากใช้งานมาแล้ว 50 ปี	32
3.1	แสดงโครงสร้าง soil-steel bridge ระหว่างก่อสร้าง	38
3.2	แสดงแผ่นเหล็กขึ้นลอนของโครงสร้าง soil-steel bridge ระหว่างก่อสร้าง	38
3.3	แสดงรูปกระป๋องที่นำฝาออก	39
3.4	แสดงรูปตัดขวางของแผ่นบางของ soil-steel bridge	40
3.5	แสดงสภาพที่โมเมนต์เป็นศูนย์	41
3.6	แสดงตำแหน่งของจุดที่เกิด plastic hinges ในผนังท่อระหว่างการก่อสร้าง	41
3.7	แสดงผลของการเกิด arching	43
3.8	แสดงรายละเอียดของโครงสร้างที่วิเคราะห์โดยวิธี Finite Element	45
3.9	แสดงค่าแรง thrust รอบๆผนังที่อในแนวเส้นรอบวง	46
3.10	แสดงค่า stress ในแนวดิ่งที่ระดับต่างๆ	47
3.11	แสดงค่า thrust ไร้หน่วยที่ได้จากวิธี Finite Element	47
3.12	แสดงค่าแรง thrust ในผนังท่ออันเนื่องมาจากน้ำหนักจร	48
3.13	แสดงรูปตัดตามยาวของท่อ	51
3.14	แสดงการป้องกันการทรุดตัวในแนวยาวของท่อ	51
3.15	แสดงการแอ่นตัวในแนวยาวของ soil-steel bridge	52
3.16	แสดงการเกิด arching ในแนวยาว	52
3.17	แสดงการเกิด arching ในแนวแกนของท่อ	53

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่		หน้าที่
3.18	แสดงหน่วยแรง thrust บนผนังท่อที่กึ่งกลางระหว่าง transverse stiffener ซึ่งได้จากการวัด strain	53
3.19	แสดงหน่วยแรง thrust ในผนังท่อที่ตำแหน่งใต้ transverse stiffenner	56
3.20	แสดงผลการแอ่นของผนังท่อเนื่องจากแรงดันดินทางด้านข้าง	58
3.21	ชั้นของดินถมหลวมเหนือท่อ	60
3.22	แสดงแบบการวิเคราะห์ buckling capacity ของผนังท่อ	61
4.1	แสดงค่าแรงในผนังท่อเมื่อไม่มีการเกิด arching	64
4.2	แสดงการใช้วัสดุต่างชนิดกันเหนือท่อ	65
4.3	แสดงสูตรในการคำนวณแรงกระทำสำหรับสะพาน	66
4.4	แสดงรายละเอียดของข้อกำหนดของ North American bridge	66
4.5	แสดงรูปท่อในระหว่างการก่อสร้างที่มีความสมดุลย์	69
4.6	แสดงการพังของดินเหนือท่อ	72
4.7	แสดงแรงดันตามแนวรัศมีในทางทฤษฎี	73
4.8	แสดงการเสริมความแข็งแกร่งให้กับฐานรากบริเวณใต้ haunch ของท่อ pipe-archs	74
4.9	กราฟแสดงค่า k_0	78
4.10	กราฟสำหรับค่า μ ที่ใช้ในการควบคุมการเสียรูปของส่วนบนของท่อแบบ round pipe และ elliptical pipe ในขณะก่อสร้าง	79
4.11	แสดงท่อที่รับแรงดันดินทางข้างที่กระจายอย่างสม่ำเสมอ	79
4.12	แสดงการแทนที่ของ soil-steel bridge โดย frame บนจุดรองรับสมบูรณ์ในระหว่างก่อสร้าง	80
4.13	แสดงการกระของหน่วยแรงโดยทฤษฎี Marston-Spangler	81
4.14	แสดงรูปตัดขวางของโครงสร้างแบบ arch	83
4.15	แสดงท่อที่ฝังอยู่ในระดับลึกใน elastic half-space	84
4.16	แสดงการแบ่งแรงดันดินในแนวรัศมีเป็นแบบ active และ passive pressure	85
4.17	แสดงการใช้สัญลักษณ์ในการอธิบาย active soil pressure	86
4.18	แสดงระนาบโครงสร้างบน elastic support	87

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่		หน้าที่
4.19	แสดงตาข่าย Finite Element สำหรับการวิเคราะห์ plane-strain	88
4.20	แสดง Spring-Type interface element	89
4.21	แสดงตัวอย่างการถมดินกลับเป็นชั้นๆ ในการวิเคราะห์แบบ Finite Element	90
4.22	กราฟแสดงค่า A_f	91
4.23	แสดงระยะ D_h และ D_v ของท่อรูปร่างต่างๆ	92
4.24	แสดงระยะ l_t	93
4.25	แสดง W_1 และ W_2	94
4.26	กราฟแสดงค่าตัวแปรของ arching ในผนังท่อ	94
4.27	แสดงหน้าตัดของท่อตามข้อกำหนดของ Ontario	95
4.28	แสดงการเสียรูปของท่อตามทฤษฎีของ Iowa formular	100
4.29	แสดงค่า δ	104
4.30	กราฟแปลงค่าระหว่าง elastic และ inelastic buckling stress	107
4.31	กราฟแปลงค่าระหว่าง elastic และ inelastic buckling stress ตามข้อกำหนดของ AASHTO	108
4.32	แสดง boundary condition ที่ใช้ในการวิเคราะห์ buckling	110
4.33	แสดงลักษณะ two zones ของผนังท่อในการวิเคราะห์ buckling	110
4.34	แสดงการวิเคราะห์ buckling ของส่วนบนของท่อในอุดมคติ	111
4.35	แสดง Critical pressure สำหรับท่อ round pipe ที่ดินถมมีความหนามาก	112
4.36	แสดงท่อคู่ซึ่งมี D_h = 7.6 m. และ H = 2.0 m.	113
4.37	แสดงผลกระทบจากระยะห่างของท่อต่อ buckling stress	114
4.38	แสดงการพังของดินแบบ Wedge sliding failures	115
4.39	แสดงน้ำหนักกระทำเป็นแนวบนโครงสร้างท่อ round pipe	116
4.40	แสดงค่าสัมประสิทธิ์ F ของการพังแบบ sliding wedge failure	117
4.41	แสดงผลกระทบของระยะ depth of cover ต่อการพังของดินที่ถมโดยแรงดึง	119
4.42	แสดงผลกระทบของขนาดท่อต่อการพังของดินที่ถมโดยแรงดึง	120
5.1	แสดงการคำนวณค่า σ_t	128

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่		หน้าที่
5.2	แสดงค่าแรงดันประสิทธิผลเนื่องจากน้ำหนักจรบริเวณระดับ Crown ตามข้อกำหนดของ OHBDC	129
5.3	แสดงสัญลักษณ์ในการวิเคราะห์ buckling analysis ที่ผนังท่อ ตามข้อกำหนดของ OHBDC	131
5.4	แสดงค่า buckling stress ที่ยังไม่ได้คูณค่าตัวประกอบของแผ่นเหล็ก หนา 3.0 mm.	133
5.5	แสดงค่า buckling stress ที่ยังไม่ได้คูณค่าตัวประกอบของแผ่นเหล็ก หนา 4.0 mm.	134
5.6	แสดงค่า buckling stress ที่ยังไม่ได้คูณค่าตัวประกอบของแผ่นเหล็ก หนา 5.0 mm.	135
5.7	แสดงค่า buckling stress ที่ยังไม่ได้คูณค่าตัวประกอบของแผ่นเหล็ก หนา 6.0 mm.	136
5.8	แสดงค่า buckling stress ที่ยังไม่ได้คูณค่าตัวประกอบของแผ่นเหล็ก หนา 7.0 mm.	137
5.9	แสดงความแข็งแกร่งของรอยต่อในแนวยาว	137
5.10	แสดงระยะขยายของส่วน engineered backfill ต่ำสุด	139
5.11	แสดงรูปตัดตามขวางของโครงสร้าง horizontally elliptical ที่ใช้ใน ตัวอย่าง 5.1, 5.3 และ 5.5	140
5.12	แสดงรูปตัดของโครงสร้าง pipe-arch ที่ใช้ในตัวอย่าง 5.2, 5.4 และ 5.6	143
5.13	แสดงโครงสร้างพิเศษที่อนุญาตให้ใช้ได้ตามข้อกำหนดของ AASHTO	148
5.14	แสดงการกระจายน้ำหนักจากเพลาของรถบรรทุก HS-20 ผ่านดินถม ในทิศทางตามแนวยาวของท่อ	149
6.1	แสดงกองแผ่นเหล็กขึ้นลอนโค้ง	163
6.2	แสดงการวางผังของพื้นที่กองวัสดุ และพื้นที่ประกอบแผ่นเหล็ก	164
6.3	แสดงการวางผังของสถานที่ก่อสร้าง	164
6.4	แสดงลักษณะการขุด	165
6.5	แสดงรายละเอียดของ bedding ที่เหมาะสม	168

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่		หน้าที่
6.6	แสดงรูปร่างของที่รองรับในรูปของโปรไฟล์รูปตัว V	168
6.7	แสดงรูปร่างของที่รองรับที่ในรูปของโปรไฟล์รูประนาบ	169
6.8	แสดงมุม camber เริ่มต้นสำหรับโครงสร้างที่ทำเหนือแหล่งน้ำ	169
6.9	แสดงมุม camber เริ่มต้นสำหรับโครงสร้างที่เป็นทางต่างระดับ	169
6.10	แสดงตัวอย่างในการเลือกความยาวท่อ	171
6.11	แสดงตัวอย่างการเลือกความกว้างของแผ่นเหล็กสำหรับส่วนบนของท่อ	172
6.12	แสดงเครื่องหมายสำหรับ span และ rise	172
6.13	แสดงตัวอย่างการเลือกความกว้างของแผ่นเหล็กของส่วนบนของท่อ horizontally elliptical	173
6.14	แสดงการจัดวาง bolt ที่เหมาะสม	173
6.15	แสดงรอยต่อบริเวณ haunch	174
6.16	แสดงการประกอบท่อขั้นตอนต่างๆ	175
6.17	แสดงการรักษารูปร่างในระหว่างการก่อสร้าง	176
6.18	แสดงระยะยื่นออกไปน้อยสุดในส่วน backfill	177
6.19	แสดงระยะ D_v ในการคำนวณ minimum depth of cover	178
6.20	แสดงการขนส่งวัสดุ backfill ในลักษณะที่เหมาะสม	180
6.21	แสดงลักษณะการเคลื่อนที่ของเครื่องจักรในลักษณะที่เหมาะสม	180
6.22	แสดงดินถมชั้นแรกบริเวณเหนือท่อ	181
6.23	แสดงการเสียรูปของท่อ	181
6.24	แสดงการบรรทุกน้ำหนัก Surcharge ด้านบนของท่อเพื่อป้องกันการเสียรูป	182
6.25	แสดงวิธีการควบคุมการเสียรูปแบบ peaking deformation	182
6.26	แสดงการตรวจสอบการเสียรูปโดยวิธีทิ้งลูกดิ่ง	182
7.1	แสดงตัวอย่างการคัดเลือกดิน	187
7.2	แสดงช่วงการกระจายการคละของดิน	189
7.3	กราฟ Casagrande plasticity	190
7.4	แสดงขวดโหลที่ใส่ลูกหินขนาดเท่ากัน	196

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญรูป

รูปที่		หน้าที่
7.5	กราฟแสดงเส้นโค้งของ unit weight ของ standard proctor และ modified proctor	199
7.6	กราฟแสดงค่ามุมเสียดทานภายในของดินกับค่า relative density ของทราย	203
7.7	แสดงความสัมพันธ์ของ stress-strain ของวัสดุที่มีความเป็น elastic	205
7.8	แสดงคุณสมบัติ Bilinear Model ของวัสดุ nonlinear material	206
7.9	แสดงทิศทางของ stress และ strain ใน plane-strain	207
7.10	แสดงความหมายของ soil modulus ชนิดต่างๆ	209
7.11	กราฟแสดง nonlinear stress-strain curves	210
7.12	แสดงระดับอ้างอิงในการหาค่า E_s	212
7.13	กราฟแสดงค่า E_s เทียบเท่า	213
7.14	แสดงระนาบ plane-strain ที่มีขอบเขตไม่จำกัดและท่อรูปวงกลม	215
7.15	แสดงวงแหวนของดินในระนาบ plane-strain	216
7.16	แสดงค่าต่างๆ ที่ใช้ในการคำนวณหาค่า k_n	219
7.17	แสดงการเปลี่ยนแปลงค่า k_n ไปตามผนังท่อ	219

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้าที่
1.1	แสดงค่าความกว้างมาตรฐาน	16
1.2	แสดงคุณสมบัติของแผ่นเหล็ก corrugated ในหน่วย U.S. Customary System	17
1.3	แสดงคุณสมบัติของแผ่นเหล็ก corrugated ในหน่วย Metric	17
1.4	แสดงตัวอย่างโครงสร้างแบบ Round Conduit ใน Ontario	18
1.5	แสดงตัวอย่างโครงสร้างแบบ Horizontally Elliptical ใน Ontario	19
1.6	แสดงตัวอย่างโครงสร้าง Pipe Arches	20
1.7	ตัวอย่างโครงสร้างแบบ Reentrant Arches	21
2.1	แสดงลำดับความยากง่ายในการปลดปล่อยอิเล็คตรอน	27
2.2	แสดงการจำแนกดินตามแนวโน้มการทำให้ท่อเกิดการสึกกร่อน	34
4.1	แสดงค่า Ultimate Strength ของรอยต่อ	72
4.2	แสดงน้ำหนักกระทำเป็นแนวเทียบเท่าสำหรับรถบรรทุกแบบ HS-20	97
5.1	แสดงค่า E' และ E'_s สำหรับดินชนิดต่างๆ	127
5.2	แสดงการจำแนกดินสำหรับค่า E' และ E'_s	132
5.3	แสดงการออกแบบโครงสร้าง Round Pipes ออกแบบโดย OHBDC	146
5.4	แสดงการออกแบบโครงสร้าง Horizontally Elliptical Pipes ที่มีอัตราส่วน span/rise = 1.7 โดย OHBDC	147
5.5	แสดงค่าความหนาต่ำสุดของแผ่นเหล็กส่วนบนในโครงสร้าง Long-Span โดย AASHTO	152
5.6	แสดงค่า Minimum Depth of Cover ของโครงสร้าง Long-Span โดย AASHTO	152
5.7	แสดงการเปรียบเทียบความหนาของผนังท่อที่ออกแบบโดยวิธีต่างๆ	160

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้าที่
7.1	แสดงการจำแนกดินตามขนาดของเม็ดดิน	185
7.2	แสดงสัญลักษณ์กลุ่มดินสำหรับ gravelly soil ในระบบ Unified Classification System	192
7.3	แสดงสัญลักษณ์กลุ่มดินสำหรับ sandy soil ในระบบ Unified Classification System	192
7.4	แสดงการบรรยายคุณภาพของดิน Granular soil	198
7.5	แสดงการจำแนกดินตามข้อกำหนดของ AASHTO	205
7.6	แสดงค่า k_s ของดิน Granular Soil	212
7.7	แสดงค่า E' ได้จากวิธีการทาง Empirical จากอ้างอิง 9	215

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

บทนำและความเป็นมา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 1

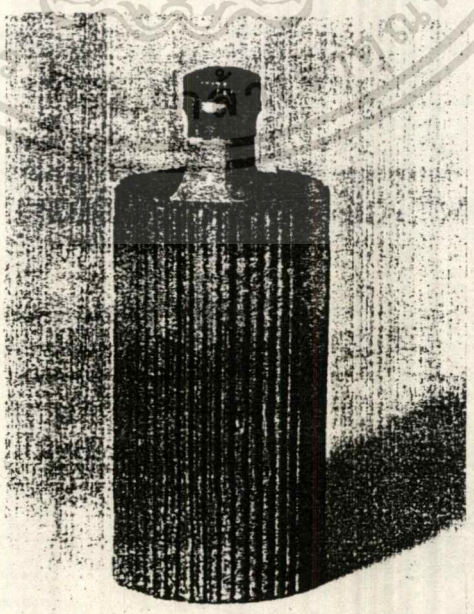
บทนำและความเป็นมา

1.1 ความเป็นมา

James H. Watson เป็นคนทำงานเหล็กแผ่น (metal sheet) ใน Crowfordsville Indiana ครั้งหนึ่งหลังจากที่เขาใช้เวลาไปนานในความพยายามที่จะออกแบบ storm water sewer ด้วยเหล็กแผ่น เขาได้เข้าไปในร้านขายยาที่ซึ่งเขาได้เห็นคนขายยาห่อขวดยาด้วยกระดาษแข็งที่เป็นลอนตามรูปที่ 1.1 จากกระดาษแข็งที่เป็นลอนซึ่งใช้ห่อของนี้เอง ทำให้เขาได้ความคิดที่จะทำท่อระบายน้ำด้วยแผ่นเหล็กที่ขึ้นลอน Watson ได้ปรึกษากับเพื่อนของเขา E. stanley Simpson ซึ่งเป็นวิศวกรใน Crowfordsville เกี่ยวกับความคิดของเขา Simpson เห็นด้วยกับความคิดนั้นและได้ร่วมมือกันลงมือทำรายละเอียดของท่อเหล็กลอน

ความพยายามครั้งแรกที่จะทำท่อเหล็กขึ้นลอนไม่ประสบผลสำเร็จเท่าที่ควรท่อที่ทำออกมามีรูปร่างคล้ายกับกระดาษห่อขวดยามากดังภาพที่ 1.2 เพราะมีลอนยาวตามแนวแกนท่อ ซึ่งรับแรงกดเข้าสู่ศูนย์กลางของดินได้น้อยมาก Watson และ Stanley ตระหนักดีว่าท่อจะต้องมีลอนตามแนวของเส้นรอบวงเพื่อที่จะรับแรงกดด้านข้างได้ดีขึ้น

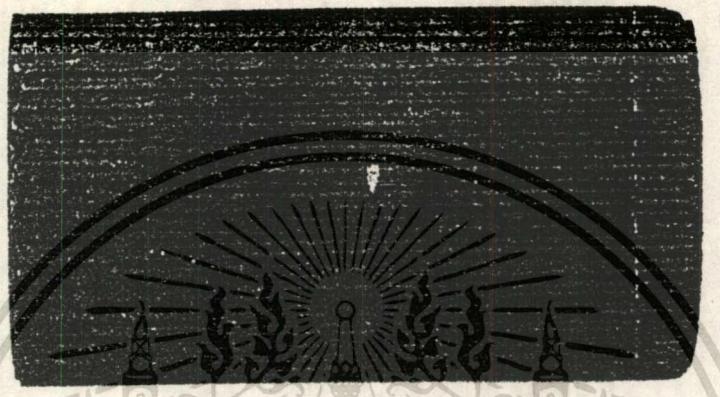
ในปี 1886, J.h. Watson ได้จดลิขสิทธิ์ท่อเหล็กขึ้นลอน ในลิขสิทธิ์ US. NO. 559,642 ซึ่งต่อมารู้จักกันทั่วไปในชื่อของ Watson patent หลังจากที่จดลิขสิทธิ์ได้ไม่กี่วัน Watson ได้ให้สิทธิ์กับ Simpson 50% การค้นคว้าของ Simpson และ Watson ได้นำไปสู่การพัฒนาและการประสบความสำเร็จในด้านอุตสาหกรรม



รูป 1.1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในช่วงเวลานั้นทาง Rissian publication (Kolokoloff, Moscow Transport,1978) ได้ฝังท่อเหล็กซึ่งมีขนาดเส้นผ่านศูยน์กลาง 1070 mm (42 in) ในปี 1875 แนวคิดนี้ได้ประยุกต์ใช้เป็นโครงการทำทางรถไฟในปี 1887



รูป 1.2

ขณะที่ความคิดของ Watson และ Simpson ได้รับการยอมรับมากขึ้น ต่อมาความสำเร็จเล็กน้อยที่เกิดขึ้นจากความพยายาม ในปีต่อมาแผ่นเหล็กขึ้นลอนได้รับเลือกจาก Crawfordsville ก่อนที่ Watson จะตายในปี 1889 แต่โครงสร้างเหล่านี้ผลิตจากเหล็กโดยขบวนการ puddling process ซึ่งมีการใช้วิธีนี้จนถึงปี 1970

Watson พยายามที่จะแนะนำแนวคิดใหม่ซึ่ง W.Q. O'Neill ชาวนาที่สนใจในความคิดของ Watson หลังจากที่ Watson ได้เสียชีวิตลงไปแล้วประมาณ 3 ปี ได้ซื้อลิขสิทธิ์จาก Watson และ Simpson

O'Neill เป็นเจ้าของลิขสิทธิ์อย่างถูกต้องและด้วยความช่วยเหลือจากเพื่อน เขาได้ทำการผลิตท่อเหล็กขึ้นลอน สำหรับงานท่อระบายน้ำของถนน และได้ขยายโรงงานออกไปอีกในหลายรัฐจนถึงในปัจจุบัน

ท่อเหล็กแผ่นขึ้นลอนแบ่งโดยทั่วไปได้ 2 แบบ คือ แบบผลิตเป็นรูปท่อสำเร็จ และแบบประกอบในที่ก่อสร้างจากแผ่นเหล็กโค้งขึ้นลอน หรือจะเรียกว่าเป็นแบบ Corrugated steel pipe สำหรับท่อเส้นผ่านศูยน์กลางขนาดเล็ก และแบบ Structural plate corrugated steel pipe

ในช่วงแรกรูปแบบของลอนยังไม่เป็นมาตรฐานจนกระทั่งในปี 1930 ได้มีการผลิตขนาดมาตรฐานขึ้น กว้าง 610 mm. (2 ft.) และยาว 610 mm (2 ft.) ซึ่งสะดวกในการขนส่ง

เอกสารนี้สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในปี 1935 ได้มีการแนะนำเครื่องผลิตแผ่นเหล็กขึ้นลอนยาวต่อเนื่อง ท่อน้ำจะมีลอนเป็นเกลียวและมีตัวล็อก และมีเส้นผ่านศูยน์กลางถึง 530 mm. (21 in.) และในปี 1950 มีเครื่องที่สามารถทำแผ่นเหล็กขึ้นลอนที่มีขนาดเส้นผ่านศูยน์กลางใหญ่มาก

โครงสร้างของท่อแบบประกอบจากแผ่นลอนในที่ก่อสร้างเริ่มมีใช้ในปี 1931 สำหรับท่อขนาด 2.67 m. (105 in.) ซึ่งโครงสร้างชนิดนี้จะเป็นหัวข้อหลักของหนังสือเล่มนี้ เหมาะสำหรับใช้ในงาน สะพานช่วงสั้น , both culvert and grade Seperation structures

1.2 Terminology

กว่า 100 ปีที่ผ่านไปของโครงสร้างที่ทำจากแผ่นเหล็กขึ้นลอนซึ่งยังปรากฏอยู่จนทุกวันนี้ terminology ของมันยังไม่เป็นที่นิยมของวิศวกรโครงสร้าง เพราะยังขาดความเป็นมาตรฐาน โครงสร้างเหล่านี้มีชื่อเรียกต่างๆกันเช่น flexible pipe, buried pipes, buried structure, structure plate, culverts, etc. มาตรฐาน Terminology เกี่ยวข้องกับโครงสร้างที่จะพิจารณา

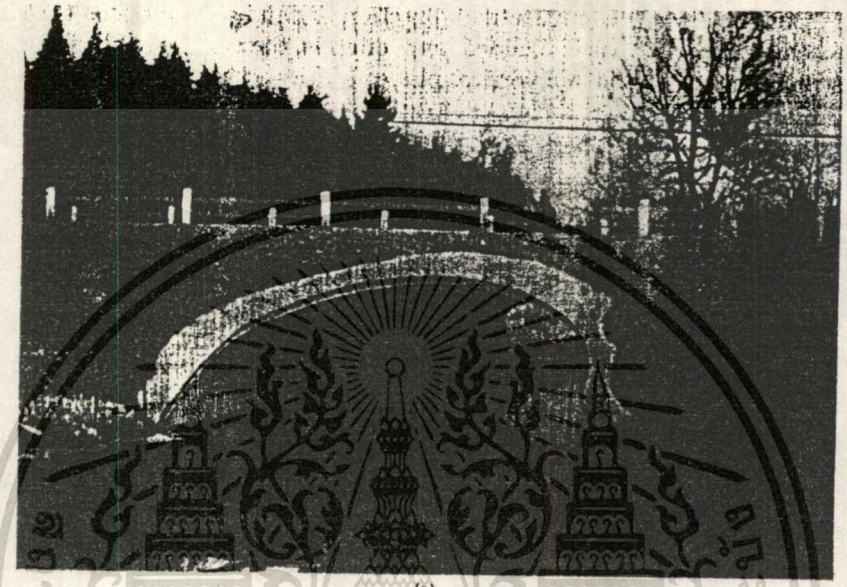
เมื่อ **Ontario Highway Bridge Design Code** ได้ถูกกำหนดขึ้นในปี 1979 ได้ให้ความหมายของโครงสร้างว่า *'soil-steel structure' หมายความถึงสะพานซึ่งประกอบด้วยโครงสร้างเหล็กแผ่นและวิศวกรรมดิน, ออกแบบและก่อสร้างเพื่อใช้ประโยชน์จากวัสดุก่อสร้าง 2 ชนิด* ในหนังสือเล่มนี้จะใช้ Ontario term ยกเว้นคำว่า "structures" จะใช้คำว่า "bridge" แทน ตัวอย่างของ soil-steel bridge 2 ชนิดแสดงในภาพที่1.3 a,b แสดงถึง ทางน้ำไหลใต้ทางรถยนต์หรือทางรถไฟ และสะพานข้ามทางแยกต่างระดับ คำว่า culvert อาจหมายถึง โครงสร้างที่ใช้ระบายน้ำได้

Ontario Code ให้ความหมายของสะพานว่า โครงสร้างทุกชนิดที่มีช่วงยาว 3 m. (9.8 ft.) หรือมากกว่า ที่เป็นบางส่วนอยู่เหนือถนนหรือใต้ถนนซึ่งถนนผ่าน ข้อกำหนดที่ว่าช่วงจะมากกว่าหรือเท่ากับ 3 m. (9.8 ft.) ไม่จำเป็นในหนังสือเล่มนี้ อย่างไรก็ดีมีข้อกำหนดว่าสะพาน คือ แผ่นลอนรูปวงแหวนซึ่งนำมาประกอบกันจากแต่ละแผ่นของเหล็กลอน ซึ่งไม่รวมกับลอนแบบเกลียว

Conduit ใช้อธิบายถึงเปลือกโลหะของโครงสร้างในหนังสือเล่มนี้ จะใช้ในความหมายว่า สะพานในแบบ soil-steel bridge

จาก Conventional bridge superstructure , the longitudinal direction หมายความถึงทิศทางการจราจรบนสะพาน แต่ใน soil-steel bridge จะมีความหมายเดียวกับทิศทางของ Conduit axis , ดังแสดงในภาพที่ 1.4 transverse section หรือ cross section ในระนาบที่ตั้งได้ฉากกับทิศทางตามแนวแกน

เอกสารนี้ ... ไม่ว่ากรณีใดๆ ห้ามมิให้ทำซ้ำ ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(a)

รูป 1.3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1.2.1 Corrugation profile (รูปลอน)

แผ่นลอนที่ใช้ใน soil-steel bridge มีลอนวงแหวนที่เป็นลอนแบบมาตรฐานในรูป 1.5 ความกว้างและความลึกของรูปตัดคือ 152 และ 51 mm. (6 และ 2 inchs) ประกอบด้วยส่วนของวงกลมรัศมี 29 mm. (11/8 inchs)

1.2.2 Terminology กับ Cross Section

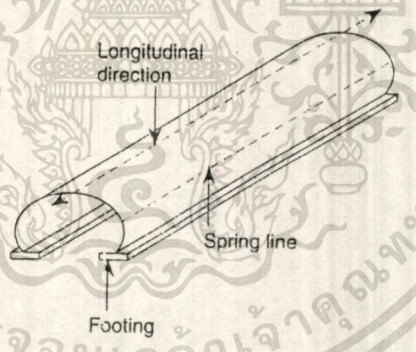
Terminology เกี่ยวกับ Cross section ของ soil steel structure ดังรูป 1.6 ด้วยคำจำกัดความ และคำอธิบายของคำบางคำเช่น

Conduit wall คือ เปลือกโลหะของ soil-steel bridge ถ้าเปลือกปิดเป็นวงรอบจะเรียกว่า pipe

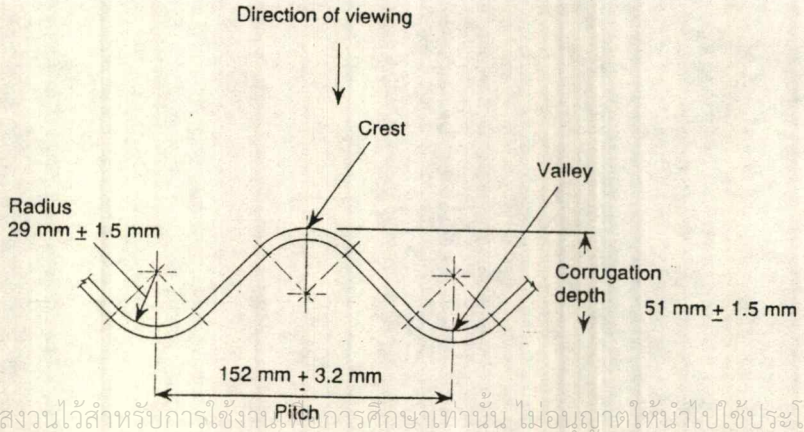
Crown คือ จุดสูงสุดของ transverse section ของ conduit

Haunch คือ ส่วนของ conduit wall ระหว่าง spring line และด้านบนของ bedding หรืออยู่ระหว่าง spring line และ footing ในกรณีโครงสร้างแบบโค้ง

Invert คือ ส่วนของ conduit wall ที่อยู่ระหว่าง haunches



รูป 1.4



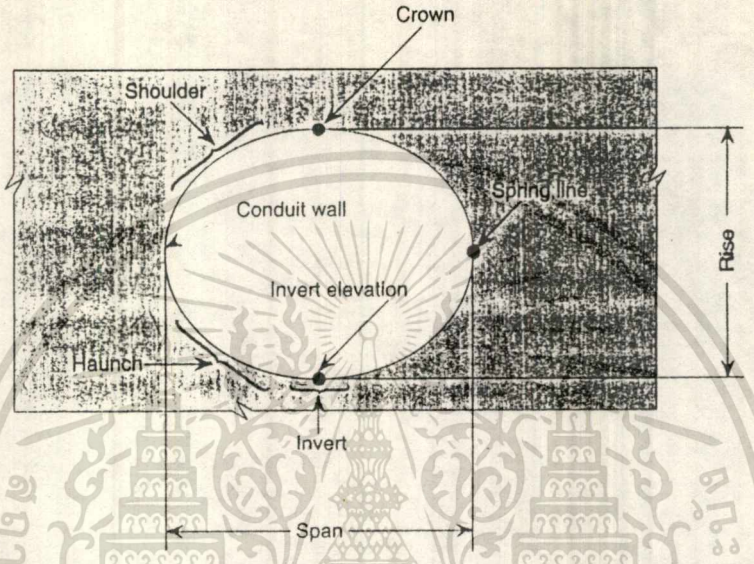
รูป 1.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Invert elevation คือ จุดต่ำสุดบน transverse section ของ conduit

Pipe คือ คำที่ใช้เรียก Conduit wall แบบเต็มวง

Rise คือ ระยะในแนวดิ่งมากที่สุดของ conduit ที่ transverse section ในกรณีของโครงสร้างที่ต้องการให้ด้านในท่อมีผิวเรียบ Rise จะวัดถึงผิวด้านในท่อ



รูป 1.6

Shoulder คือ ส่วนของ conduit wall ระหว่าง Crown และ spring line

Span คือ ระยะในแนวราบที่มากที่สุด ที่ผิวในของ conduit

Spring line คือ จุดที่อยู่ริมสุดของแนวราบที่มากที่สุด จาก transverse section ของ conduit

1.2.3 Terminology ที่เกี่ยวกับดิน

Terminology ที่เกี่ยวกับองค์ประกอบของดินของ soil-steel bridge แสดงดังรูป 1.7 และอธิบายได้ดังนี้

Backfill คือ ส่วนของ engineering soil ไม่รวม bedding หรืออยู่รอบๆ conduit backfill จะต้องเป็น well-compacted granular soil

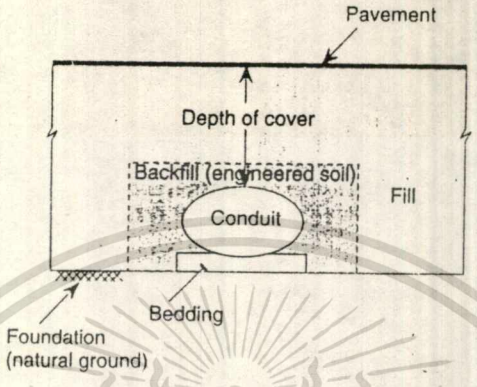
Bedding คือ ส่วนที่เตรียมก่อนทำ enginerring soil ที่จะวาง conduit ตามรูปที่ 1.8 the bedding จะมีโครงร่างคล้าย invert, granular soil ของ bedding

Compaction เป็นการบดอัดดินให้ได้ specificed moisture content โดยการเพิ่ม load แล้วนวด, คลุกเคล้า, เจาะหรือสั่นสะเทือนโดยอุปกรณ์เครื่องจักรกล

Depth of cover เป็นระยะทางในแนวดิ่งระหว่าง Profile grade รวมทั้ง pavement และ crown

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Engineering Soil เป็นดินที่อยู่รอบ conduit ซึ่งถูกคัดเลือกคุณสมบัติแล้ว โดยทั่วไป engineering soil เป็นดินเม็ดเล็กๆ ที่สามารถบดอัดจนถึง Specificed degree ได้



รูป1.7

รูป 1.8

Fill เป็นดินถมที่อยู่รอบๆ conduit

Foundation เป็นดิน หรือหินที่อยู่ใต้ engineered soil

1.2.4 Structures with closed conduit wall sectin

คล้ายกับท่อ corrugated metal ในช่วงแรก ในช่วงแรกส่วนมากสะพานแบบ soil-steel bridge มีผนังท่อเป็น closed section รูปทรงของท่อโดยทั่วไปจะมีลักษณะตามรูป 1.9 ซึ่งมีลัษณะดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น

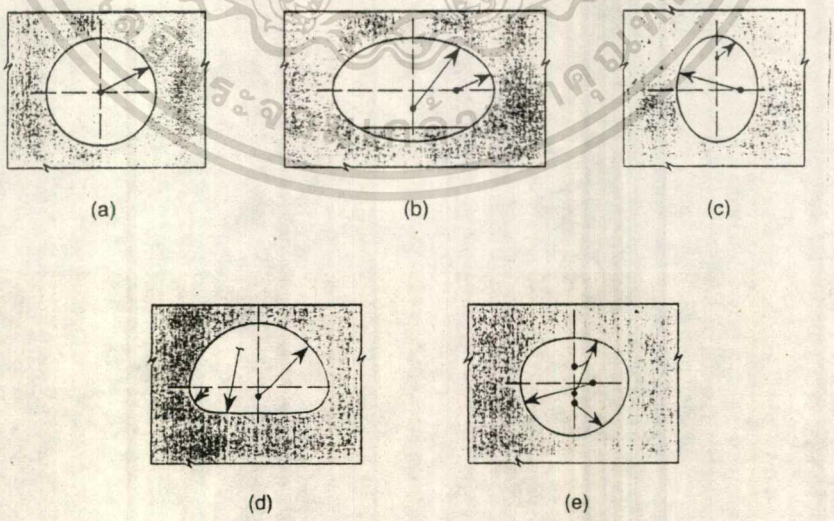
Round pipe เป็นโครงสร้างท่อที่เป็นวงกลม หรือคล้ายวงกลม จะมี cross section ตามรูปที่ 1.9a ซึ่งจะมีเส้นผ่านศูยน์กลางสูงสุดประมาณ 8 m. (26 ft.)

Horizontally elliptical pipe เป็นโครงสร้างท่อที่ไม่เป็นวงรีแบบสมบูรณ์ แต่ก็มีรูปแบบมาจากส่วนของวงกลม ตามรูปที่ 1.9b ที่จุดบนสุดและล่างสุดของผนังท่อจะมีรัศมีความโค้งมากกว่า 2 ด้านข้าง ท่อที่พบเห็นโดยทั่วไป จะมีแกนเอกของวงรีอยู่ในแนวราบ รูปที่ 1.10 จะแสดงตัวอย่างของโครงสร้างท่อชนิดนี้

Vertically elliptical pipe จะมีลักษณะคล้ายกับ Horizontally elliptical pipe โครงสร้างแบบนี้ประกอบด้วยส่วนของวงกลม ซึ่งส่วนของวงกลมด้านข้างจะมีรัศมีความโค้งมากกว่าจุดบนสุดและจุดล่างสุด แกนเอกของวงรีจะอยู่ในแนวดิ่ง รูป 1.9c แสดงโครงสร้างแบบนี้

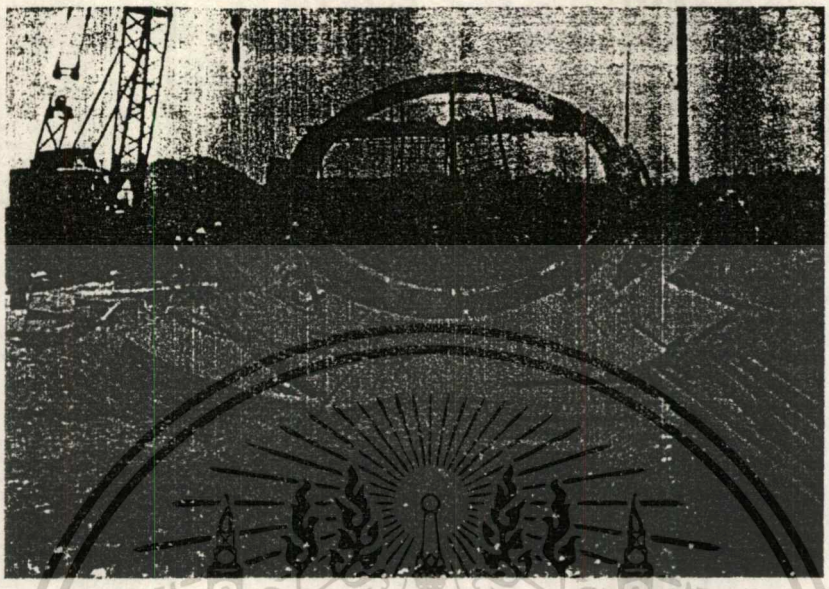
Pipe-arch จากรูป 1.9d ที่จุดบนสุดของผนังท่อ จะมีรูปทรงโค้งวงกลม ซึ่งจะมีรัศมีความโค้งมากที่สุด และที่ส่วนล่างจะมีโค้งวงกลมขนาดเล็ก ท่อแบบนี้เป็นที่นิยมใช้ทำท่อระบายน้ำมาก ตัวอย่างโครงสร้างท่อแบบนี้แสดงอยู่ในรูป 1.11

Pear-shaped pipe จะมีลักษณะคล้ายแบบ Vertically elliptical pipe ยกเว้นรัศมีความโค้งที่จุดบนสุดของท่อจะมากกว่าที่จุดล่างสุด รูปตัดท่อแบบนี้แสดงในรูป 1.9c โครงสร้างตัวอย่างของท่อแบบนี้แสดงในรูป 1.12 ซึ่งจะมีรางรถไฟอยู่ภายในท่อ

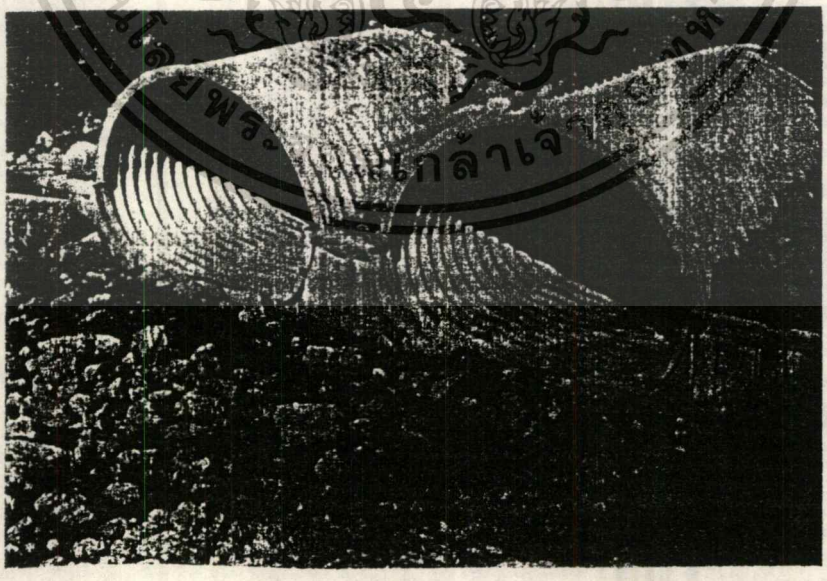


รูป 1.9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

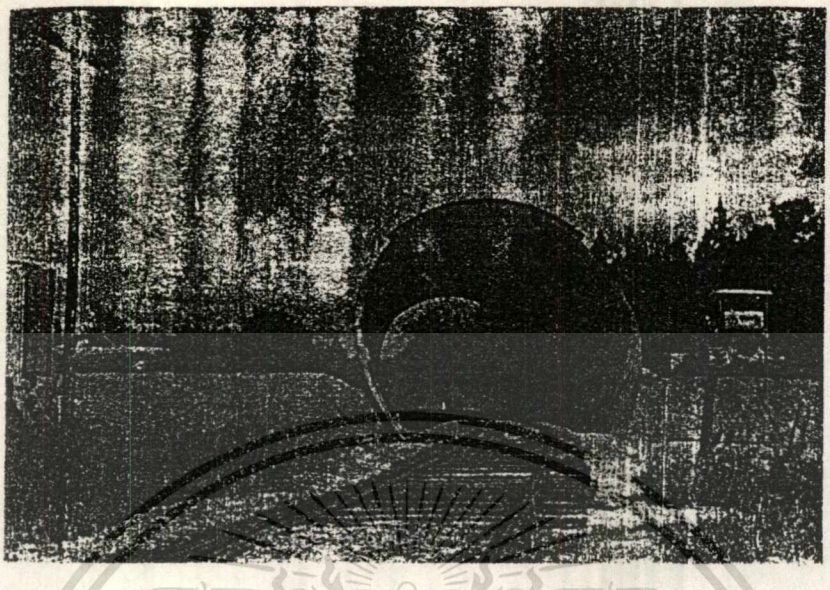


รูป 1.10



รูป 1.11

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 1.12

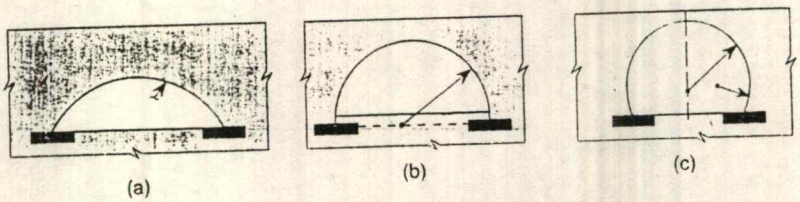
1.2.5 Structures with open conduit wall section

สำหรับโครงสร้างที่มีช่วงยาวและ ความสูงน้อย การใช้ soil-steel bridge แบบ closed section จะไม่เป็นการประหยัด ซึ่งจะใช้ท่อแบบเปิดโดยมีจุดรองรับที่ปลายผนังท่อเป็นฐานรากคอนกรีตจะดีกว่าซึ่งมีอยู่หลายรูปแบบ ที่ใช้กันอยู่โดยทั่วไปมี 3 แบบดังแสดงในรูป 1.13

Part arch หน้าตัดของโครงสร้างแบบนี้แสดงในรูป 1.13a จากรูปจะเห็นว่าโค้งเป็นวงกลมและความยาวของส่วนของวงกลมจะน้อยกว่าแบบ semi-circular arch

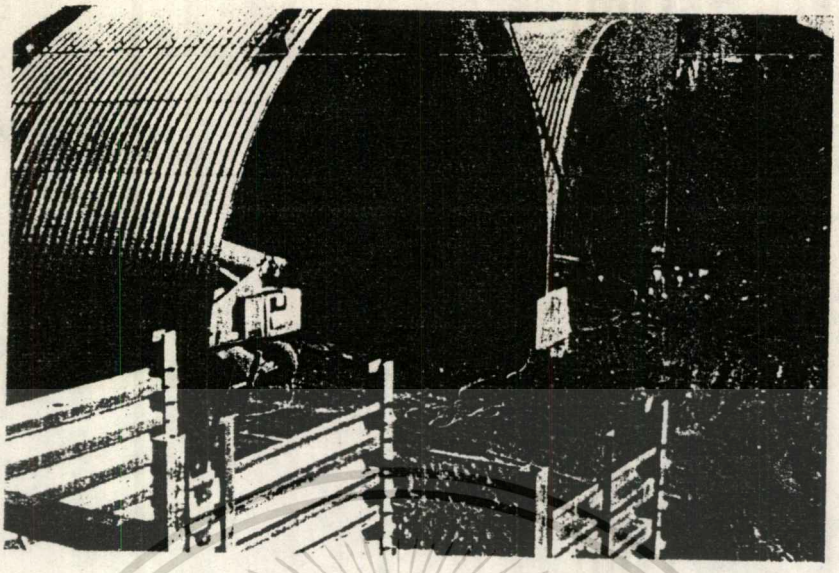
Half-circular arch โครงสร้างแบบนี้มีรูปแบบครึ่งวงกลม จากรูป 1.13b โครงสร้างท่อแบบนี้จะมีผนังตั้งฉากกับฐานรากคอนกรีต รูปที่ 1.14 เป็นโครงสร้างแบบ twin semi-circular arch ซึ่งอยู่ในระหว่างการก่อสร้าง

Reentrant arch แบบนี้ spring lines จะอยู่เหนือ Junctions ของผนังท่อและฐานรากคอนกรีตดังรูป 1.13c ผนังท่อจะประกอบด้วยวงกลม 3 ส่วน ที่ส่วนล่างจะมีรัศมีความโค้งน้อยกว่าส่วนบน



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

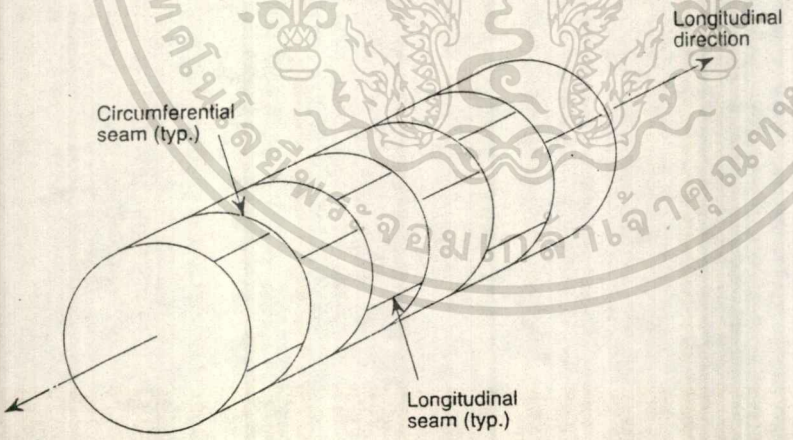
รูป 1.13



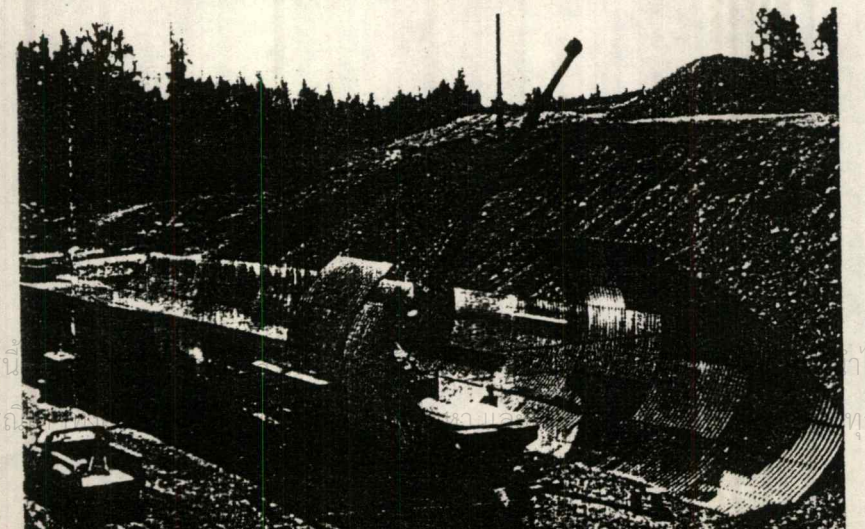
รูป 1.14

1.2.6 Conduit walls

ในตอนต้นแผ่นเหล็กของ soil-steel bridge เป็นแบบประกอบในสถานที่ก่อสร้างโดยการยึดเข้าด้วยกัน ดังในรูป 1.15 ซึ่งมีรอยตะเข็บขนานกับแกนท่อ เรียกว่า longitudinal seams และในทิศทางตั้งฉากกับแกนท่อเรียกว่า circumferential seams



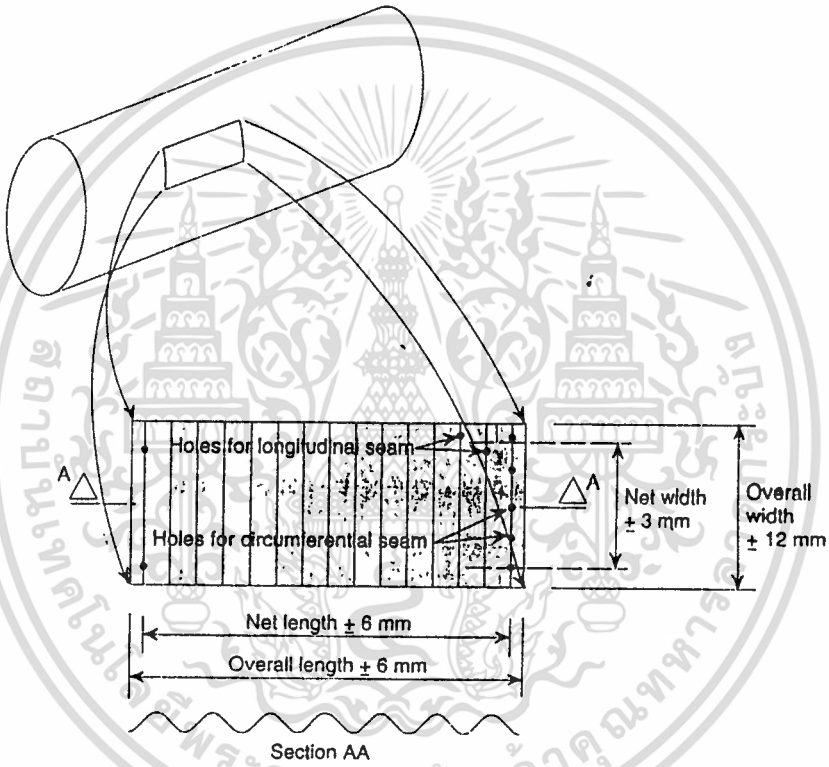
รูป 1.15



รูป 1.16

เอกสารนี้ ... ไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณี ... ทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูป 1.17 แสดงถึงระเบียบการตั้งชื่อ (nameclature) ของ plate segment รวมถึงทิศทางของชิ้นส่วนในทิศทางตามยาวเรียกว่า length และในอีกทิศทางหนึ่งเรียกว่า width รูปจะแสดงถึงตำแหน่งของรูเจาะสำหรับตะเข็บในทิศทางตามยาวและทิศทางตั้งฉาก ระยะระหว่างจุดศูนย์กลางของหมุดสำหรับในทิศทางตั้งฉากเรียกว่า net width ค่าคลาดเคลื่อนของ length, width โดยทั่วไปแสดงในรูป 1.17

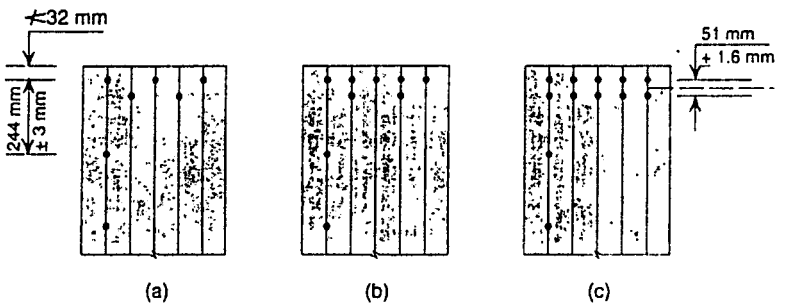


รูป 1.17

มาตรฐานการจัดรูหมุดในแต่ละแผ่นแสดงในรูป 1.18 จากรูปจะเห็นว่ารอยต่อในแนวตั้งฉาก รูหมุดจะห่างกัน 244+-3 mm. (9.6+-1/8 inchs) และรูหมุดรอยต่อแนวยาวจะมี 2 แถวห่างกันจากศูยน์กลางถึงศูยน์กลาง 51+-1.6 mm. (2+-1/16 inchs) จากรูปจะมีมาตรฐาน 3 แบบคือ แบบที่ 1 ในรูป 1.18a รูเจาะจะมี 2 แถวสลับกันระหว่างจุดที่เป็นสันและจุดที่เป็นร่องลึก แบบที่ 2 ในรูป 1.18b จะมีหมุดทุกๆจุดทั้งที่สันและร่อง 1 แถวใกล้ขอบของแผ่น และแถวต่อมาจะอยู่ด้านใน ซึ่งจะมีหมุดอยู่ทุกสันและร่อง และแบบที่ 3 ในรูป 1.18c จะมีหมุดที่สันและร่องทั้ง 2 แถวตลอดแนว

แบบที่นิยมโดยทั่วไปนิยมใช้แบบ 1.18a

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 1.18

1.2.7 Curvature of conduit walls

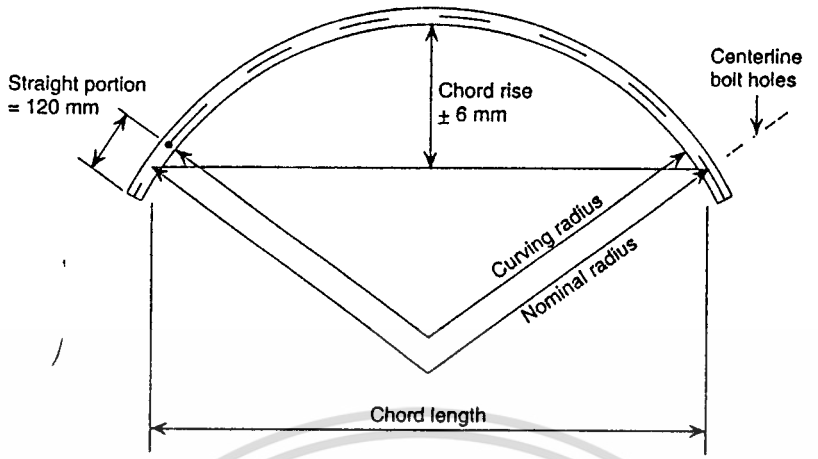
ความโค้งของผนังท่อ

แผ่นทุกแผ่นจะประกอบเป็นส่วนของวงกลมโดยมีส่วนที่เป็นเส้นตรงขนาด 120 mm. (4 3/4 inchs) ทำให้ง่ายในการต่อส่วนโค้งของรอยต่อในแนวยาว ดังในรูป 1.19 รัศมีความโค้งที่น้อยจะเกี่ยวเนื่องกับ middepth ของแผ่นลอน รัศมีความโค้งจะขึ้นกับ inner extreamities ของแผ่น เพื่อหลีกเลี่ยงความคลาดเคลื่อนของความกว้างของแผ่นที่เกิดจากรัศมีความโค้งขนาดเล็กๆ อุตสาหกรรมผลิตแผ่นเหล็กลอนได้แนะนำวิธีการคำนวณความกว้างของแผ่น วิธีการนี้ใช้ช่วยในงานท่อวงกลม ความกว้างของแผ่นโค้งที่ middepth สมมุติว่าเท่ากับ Pi * R โดยที่ R เป็นรัศมีความโค้ง และ Pi เป็นค่าคงที่จากการทดลองซึ่งไม่ใช่ Pie และมีค่า 3.2

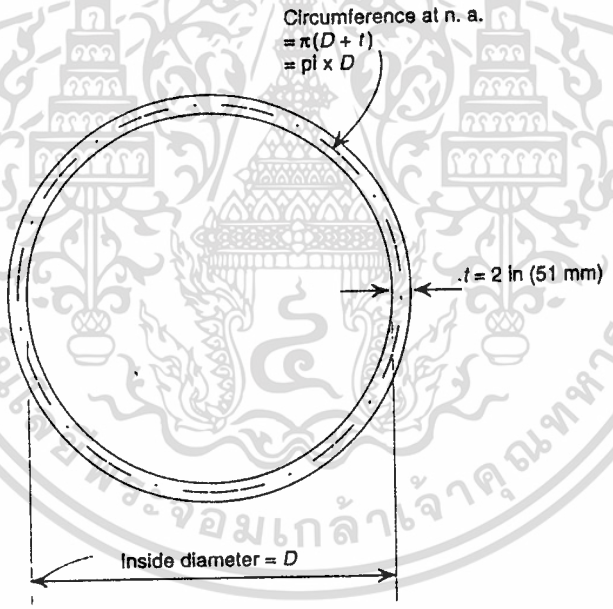
สิ่งที่น่าสนใจคือ ถ้าให้ความลึกของลอน 51 mm. (2 inches) ค่าที่เป็นจริงของ Pi จะแปรตามรัศมีความโค้งดังรูป 1.21 ค่าจริงของ Pi จะเข้าใกล้ 3.2 เมื่อรัศมีความโค้งอยู่ระหว่างประมาณ 1.2 และ 1.6 m. (48 และ 64 inches ตามลำดับ) เท่านั้น สำหรับรัศมีความโค้งมาก ค่าของ Pi จะตกลงประมาณที่ 3.15 ซึ่งเป็นกรณีที่ว่าถ้าใช้สมการจากการทดลองจะมีความกว้างของแผ่นมากเกินไป (overestimate)

แทนการอธิบายความหมายของ Pi ในทางอุตสาหกรรมมักให้ความหมายของ N ซึ่ง N เป็นค่าคงที่จากการทดลอง ซึ่งเท่ากับ 3Pi หรือ 9.6 ความกว้างของแผ่นจะมี 6 ขนาดมาตรฐาน ซึ่งจะมี 3 ขนาดเท่านั้นที่ผลิตในแคนาดา

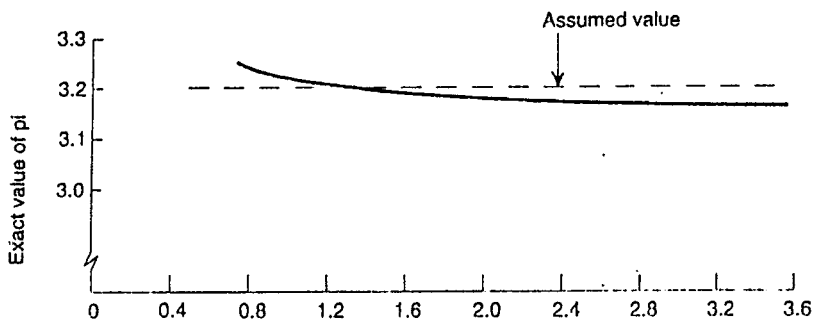
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 1.19



รูป 1.20



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูป 1.21

คือ 15, 18 และ 27Pi ขนาดมาตรฐานที่ออกแบบไว้คือ 9, 15, 18, 21, 24 และ 27 Pi หรือ 3, 5, 6, 7, 8, และ 9N ถึงแม้ว่าโรงงานในแคนาดาจะใช้หน่วยเมตริก แต่ค่าความกว้างของแผ่นในหน่วยเดิมก็ยังใช้อยู่ และในสหรัฐอเมริกายังคงใช้ระบบของ United States Customary Unit System ระยะห่างระหว่างรูหมุดในแนวเส้นรอบวง คือ 3Pi หรือ 1N เท่ากับ 9.6 inches หรือ 244 mm. ดังในรูป 1.18 และแผ่นขนาด 14Pi หรือ 8N จะไม่ใช้ในแคนาดา

ในตารางที่ 1.1 แสดงถึงขนาดมาตรฐาน, the net และความกว้างทั้งหมด (จากรูป 1.17) และในตารางจะแสดงถึงจำนวนหมุดของรอยต่อตามแนวเส้นรอบวงสำหรับแต่ละขนาด

1.2.8 Other Commonly used terms

คำศัพท์อื่นๆ ที่ใช้ใน soil-steel structure อื่นๆนอกเหนือจากที่กล่าวไว้แล้ว

Arching หมายถึง ผลที่เกิดจากการถ่ายแรงระหว่างแรงดันในแนวดิ่งกับมวลดิน ซึ่งจะมีการเคลื่อนที่สัมพันธ์ซึ่งกันและกัน positive arching คือผลของการถ่ายแรงทำให้แรงถ่ายของจากตัว conduit negative arching จะทำให้เกิดผลตรงข้ามกัน

Beveled end เป็นการตัดปลายท่อ โดยจะตัดเป็นระนาบทำมุมกับแนวราบ beveled end อาจเป็นสี่เหลี่ยม ในกรณีที่การตัดปลายสมมาตรกันในแนวดิ่ง และ beveled end อาจเป็นเกลียวถ้ารอยตัดไม่สมมาตรกัน โดยทั่วไปการตัดปลายเกลียวไม่เป็นที่นิยมใช้ การตัดแบบสี่เหลี่ยมแสดงในรูป 1.22

Camber เป็นการวัดในการปรับระดับของ bedding ในแนว longitudinal เพื่อชดเชยการทรุดตัวในช่วงก่อนการก่อสร้าง

Longitudinal stiffeners คือคานในแนวยาวที่ติดอยู่กับท่อทั้ง 2 ข้างซึ่งสมมาตรกัน ปกติมักจะทำด้วยคอนกรีต ซึ่งรู้จักกันในชื่อ thrust หรือ buttresses

Relieving slab คือแผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กอัดแรงที่วางอยู่เหนือ conduit ใช้ในกรณีที่ค่าความลึกที่ใช้น้อยกว่า ค่า depth of cover

Transverse stiffeners เป็นตัวช่วยเพิ่มความแข็งแรงในแนวเส้นรอบวงวางอยู่ส่วนบนของ conduit ก่อนที่จะถม backfill มักจะทำด้วยคานเหล็กหน้าตัดรีด หรือ แผ่น corrugated โค้งวางสลับสัน ร่องกับของเดิม

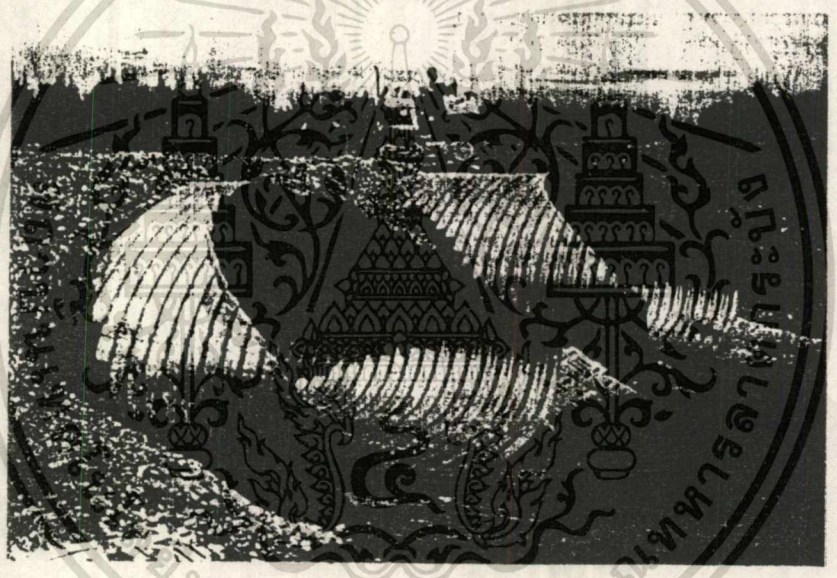
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 1.1 Standard Plate Widths

Nominal width in pi notation	Nominal width in N notation	Net width in inches (millimeters)	Overall width in inches (millimeters)	No. of holes per plate for circumferential seam
9 pi	3N	28.8 (732)	33.6 (853)	4
15 pi	5N	48.0 (1219)	52.8 (1341)	6
18 pi	6N	57.6 (1463)	62.4 (1585)	7
21 pi	7N	67.2 (1707)	71.8 (1824)	8
24 pi*	8N	76.8 (1951)	81.6 (2072)	9
27 pi	9N	86.4 (2195)	91.0 (2314)	10

*Not available in Canada.

ตาราง 1.1



รูป 1.22

1.3 Structural Properties of Conduit Wall

แผ่นลอนขนาดมาตรฐานสำหรับผนังท่อที่ใช้ทำ soil-steel bridge คือ 152*51 mm. (6*2 inches) หน้าตัดที่ใช้แสดงในรูป 1.5 ในสหรัฐอเมริกาซึ่งใช้หน่วย USCS(United States Customary System ความหนาจะถูกกำหนดโดย gauge number ซึ่งมีขนาดมาตรฐาน 7 ขนาดคือ (1, 3, 5, 7, 8, 10 และ 12) ตั้งแต่ขนาดบางที่สุดถึงขนาดหนาที่สุด ในตารางที่ 1.2 จะแสดงถึงคุณสมบัติทางโครงสร้างคือ A อัตราส่วนระหว่างพื้นที่หน้าตัดต่อหน่วยความยาว, Is คือ อัตราส่วนระหว่างโมเมนต์อันดับที่สองของพื้นที่หน้าตัดต่อหน่วยความยาว และ r คือ รัศมีไจเรชั่น

โรงงานผลิตแผ่นเหล็กลอนในแคนาดาได้เปลี่ยนมาตรฐานสำหรับความหนาของแผ่น ความหนาที่กำหนดขึ้นใหม่จะอยู่ในหน่วย mm. จาก 3 ถึง 7 mm. ซึ่งจะมีคุณสมบัติต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 1.3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ ดัดแปลง เผยแพร่ หรือแสวงหาประโยชน์ทางการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆ ทั้งสิ้น โดยไม่ได้รับอนุญาตจากเจ้าของเอกสาร ทั้งนี้ไม่ให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 1.2 Structural Properties of 152 × 51 mm Corrugated Plates with Thicknesses Specified in U.S. Customary System of Units

Gauge no.	12	10	8	7	5	3	1
Nominal plate thickness (uncoated), mm	2.7	3.4	4.2	4.7	5.4	6.2	7.0
A, area of cross section per unit length, mm^2/mm	3.294	4.240	5.184	5.798	6.771	7.743	8.719
I_x, second moment of cross-sectional area, mm^4/mm	990.1	1280.9	1575.9	1769.8	2079.8	2395.2	2717.5
r, radius of gyration, mm	17.32	17.37	17.42	17.48	17.53	17.58	17.65

ตาราง 1.2

TABLE 1.3 Structural Properties of 152 × 51 mm Corrugated Plates with Thicknesses Specified in Metric Units

Nominal plate thickness (uncoated), mm	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
A, area of cross section per unit length, mm^2/mm	3.522	4.828	6.149	7.461	8.712
I_x, second moment of cross-sectional area, mm^4/mm	1057.3	1457.6	1867.1	2278.3	2675.1
r, radius of gyration, mm	17.33	17.38	17.43	17.48	17.52

ตาราง 1.3

1.4 Examples of Existing Structures

เพื่อให้ผู้อ่านได้ความคิดเกี่ยวกับชนิดของ soil-steel bridge ที่มีอยู่จริงในอเมริกาเหนือจึงได้เสนอโครงสร้างบางอย่าง

1.4.1 Round Pipes

ตารางที่ 1.4 ได้แสดงตัวอย่างโครงสร้าง soil-steel bridge แบบ round pipe 4 ตัวอย่าง ซึ่งจะเห็นได้ว่าโครงสร้างแบบนี้มีช่วงยาวได้ถึง 7.6 m. โดยไม่ต้องอาศัยบลักษณะพิเศษของ longitudinal, transverse stiffeners รายละเอียดอื่นๆของโครงสร้างแบบนี้แสดงในรูป 1.23

1.4.2 Horizontally elliptical pipes

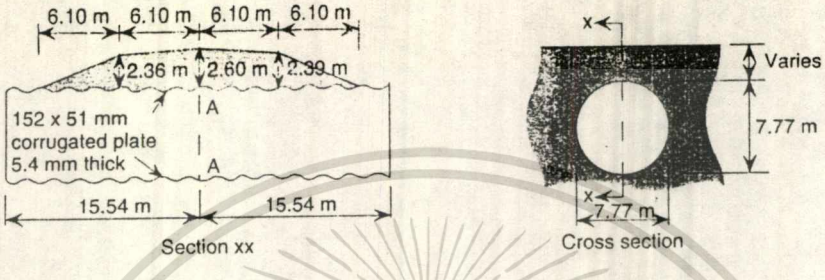
จากรูปที่ 1.24 โครงสร้างชนิดนี้ถูกสร้างขึ้นในปี 1978 มีช่วงยาว 9.37 m. และส่วน rise สูง 7.22 m. ซึ่งจากรูปจะเห็นว่าโครงสร้างแบบนี้วางในที่มีระดับความสูงต่างกัน จากที่สูงเอียงลงไปสู่ที่ราบ ซึ่งโครงสร้างแบบนี้ต้องใช้ทั้ง longitudinal และ transcerse stiffeners และแผ่นเหล็กส่วนบนจะหนากว่าแผ่นเหล็กส่วนล่าง และจากรูป 1.24 จะกล่าวถึง granular A และ granular B ซึ่งหมายถึง well-graded granular soils ซึ่งจะได้กล่าวถึงในบทที่ 4 และในรูป 1.24 ยังได้แสดงถึงการบดอัดที่เหมาะสมของดินถมในโครงสร้าง soil-steel bridge

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น และไม่อนุญาตให้ดัดแปลงเนื้อหา รวมถึงห้ามมิให้ลบข้อความนี้ออกจากเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 1.4 Example of Soil-Steel Bridges in Ontario with Round Conduits

No.	Span, m	Depth of cover, m	Conduit wall thickness, mm	Special features	Location	Year of construction
1	7.62	1.4	4.7		Hwy. 21	1973
2	6.10	7.6	4.2		Mun. of York	1977
3	6.10	4.2	5.4		Hwy. 129	1977
4	6.10	4.6	5.4	twin conduit	Lampton County	1966

ตัวอย่างอื่นๆ ของโครงสร้างแบบ horizontally elliptical conduit แสดงในตารางที่ 1.5 ซึ่งโครงสร้างแบบนี้จะมีช่วงยาวได้ถึง 10.24 m.



รูป 1.23

1.4.3 Pipe-arches

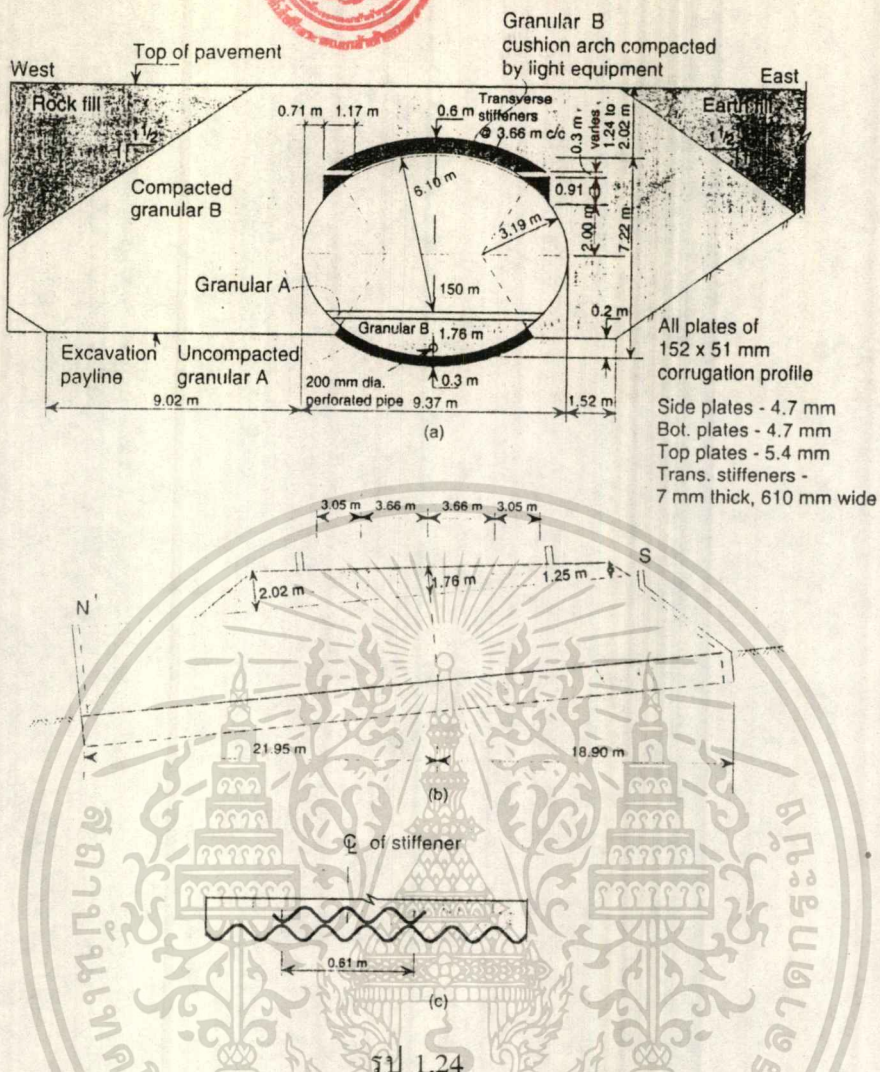
pipe-arches เป็นที่นิยมสำหรับโครงสร้างท่อระบายน้ำช่วงสั้น จากตารางที่ 1.6 ซึ่งแสดงถึงรายละเอียดของโครงสร้างประเภทนี้ จะมีช่วงยาวได้ถึง 9 m.

รูปที่ 1.25 แสดงถึงหน้าตัดของโครงสร้างแบบ twin pipe-arch ซึ่งถูกสร้างในปี 1985 คอนกรีตที่ใช้จะเป็นคอนกรีตพิเศษ โครงสร้างแบบ pipe-arch จะมีความยุ่งยากในการก่อสร้างมากกว่าโครงสร้างของ soil-steel bridge แบบอื่นๆ เพราะรัศมีความโค้งที่ขอบล่างจะน้อยกว่าส่วนบน และดินด้านล่างจะบดอัดยากมาก

1.4.4 Pear-shaped pipes

ในรูป 1.26 จะแสดงถึงหน้าตัดของโครงสร้างแบบ pear-shaped โครงสร้างแบบนี้ถูกสร้างขึ้นในปี 1971 เป็น railway underpass รูปแสดงโครงสร้างซึ่งอยู่ในระหว่างการก่อสร้างดังในรูป 1.12 ซึ่งจะเห็นได้ว่า จะมีรางรถไฟอยู่ภายในท่อซึ่งรถไฟสามารถวิ่งได้ก่อนเริ่มถมดินบริเวณรอบท่อ โครงสร้างแบบนี้สามารถมีช่วงยาวได้ 8.53 m. และ rise สูง 8.84 m.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 1.24

1.4.5 Arches

เมื่อช่วงความยาวของท่อต้องการให้มากกว่าความสูงของท่อ จะใช้แบบหน้าตัดเปิด (open section) รายละเอียดของโครงสร้างแบบนี้จะอยู่ในตารางที่ 1.7 ซึ่งจะมีช่วงความยาวได้ถึง 15.29 m. soil-steel bridge ซึ่งมีช่วงยาวมากได้สร้างเสร็จสมบูรณ์เมื่อไม่นานนี้ที่ Ontario

TABLE 1.5 Example of Soil-Steel Bridges in Ontario with Horizontally Elliptical Conduits

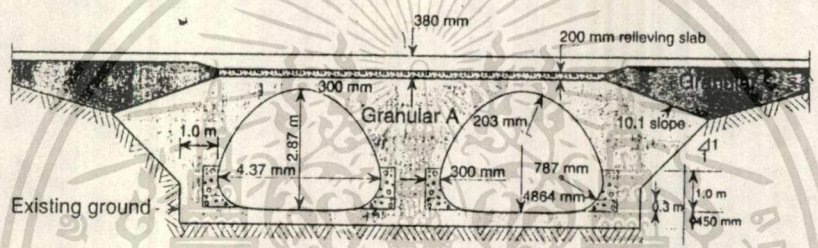
No.	Span, m	Rise, m	Depth of cover, m	Conduit wall thickness, mm	Special features	Location	Year of construction
1	8.76	4.95	1.2	5.4	300-mm-thick relieving slab	Thunder Bay	1973
2	10.24	6.25	2.8	4.7 top segment, 3.4 side and bottom segments	longitudinal & transverse stiffeners	Elgin County	1972
3	8.89	4.37	0.8	4.7 top segment, 3.4 side and bottom segments	longitudinal & transverse stiffeners	County of Essex	1973
4	7.82	4.37	1.4	5.4 top segment, 4.7 side and bottom segments		County of Wellington	1974

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้
037188

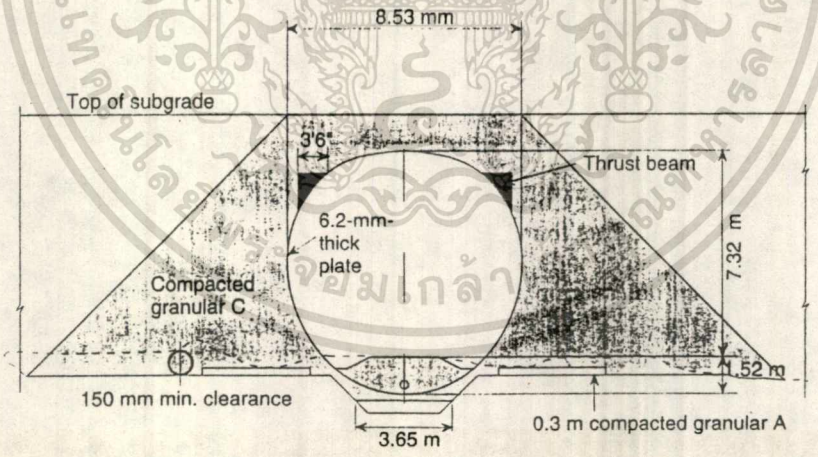
TABLE 1.6 Examples of Pipe-Arches

No.	Span, m	Rise, m	Depth of cover, m	Conduit wall thickness, mm	Special features	Location	Year of construction
1	8.99	5.28	3.7	5.4		Prescot City	1966
2	8.31	5.61	7.9	7.0		QEW Southern Ontario	1969
3	7.32	4.70	2.1	4.2	concrete invert	North York	1967
4	6.25	3.91	0.9	4.7		Southern Ontario	1975

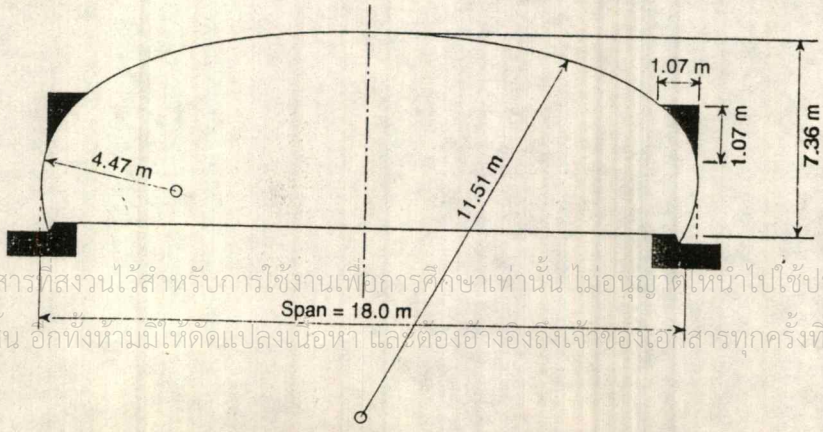
ตาราง 1.6



รูป 1.25



รูป 1.26



รูป 1.27

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 1.7 Examples of Soil-Steel Bridges with Reentrant Arches

No.	Span, m	Rise, m	Depth of cover, m	Conduit wall thickness, mm	Special features	Location	Year of construction
1	15.29	5.49	1.5	6.2	longitudinal & transverse stiffeners	Norfolk County	1971
2	12.19	6.38	1.5	5.4 top segment, 4.2 the rest of the pipe	longitudinal & transverse stiffeners	Elgin County	1967
3	11.50	5.52	2.0	6.2 top segment, 4.7 the rest of the pipe	longitudinal & transverse stiffeners	Stouffville	1974
4	7.54	2.90	0.6	4.2	twin conduit	Peterborough	1975
5	7.25	3.68	1.2	4.2		Hagar	1977

ตาราง 1.7

The Chess factory bridge ซึ่งมีโครงสร้างแบบ Arches สร้างเสร็จในปี 1984 มีช่วงความยาวถึง 18 m. หน้าตัดของโครงสร้างซึ่งอยู่ที่ Wellington Country ใน Ontario ดังรูป 1.27 ความสูง rise ของโครงสร้าง 7.36 m. และความยาวท่อ 45.1 m. ผนังท่อหนา 7 mm. และเสริมโดยคาน thrust ในแกนและในแนวเส้นรอบวงใช้เหล็ก 250*73 ห่างกัน 1.83 m, จากศูยน์กลางถึงศูยน์กลาง รูป 1.28 แสดงถึงขั้นตอนการถมดิน (backfill)

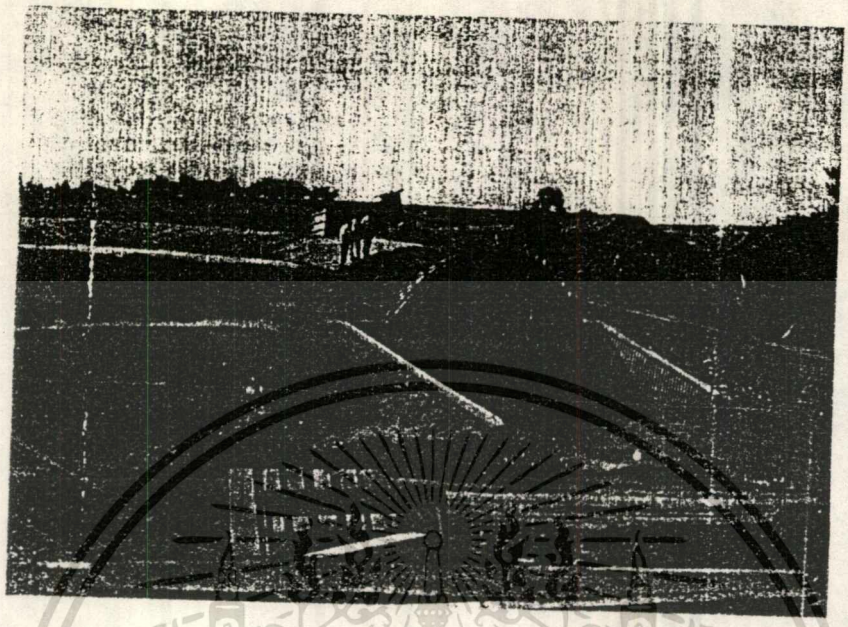
เมื่อ Chess Factory bridge สร้างเสร็จสมบูรณ์ ได้มีการทดสอบความแข็งแรง (load-test) และพบว่าสามารถรับน้ำหนักได้ มากกว่า น้ำหนักจรของถนน

ในรูป 1.29 แสดงถึงรูปตัดตามยาวของ Chess Factory bridge ใช้เหล็กลอนประมาณ 78 tons และเหล็กคานประมาณ 20 tons ของโครงสร้างแบบนี้เชื่อว่า ถูกกว่า slab on girder ประมาณ 20 %

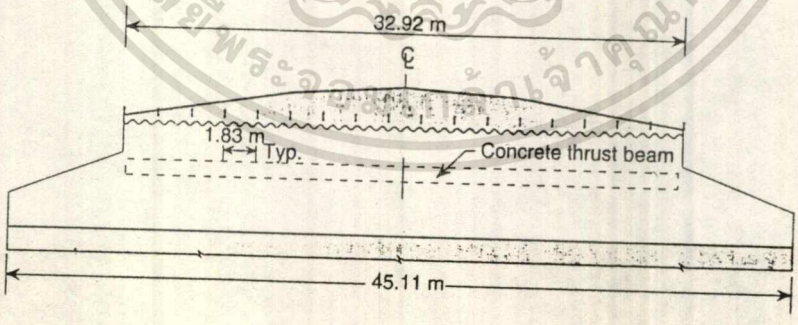
1.4.6 A Structure with a relieving slab

ในรูป 1.30 แสดงถึงรูปตัดและรูปตัดตามขวางของ soil-steel bridge แบบ horizontally elliptical และพื้นคอนกรีตจะเห็นได้ว่า depth of cover ของโครงสร้างแบบนี้ขึ้นอยู่กับ shallow เมื่อทดสอบโครงสร้างแบบนี้ภายใต้น้ำหนักยานพาหนะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

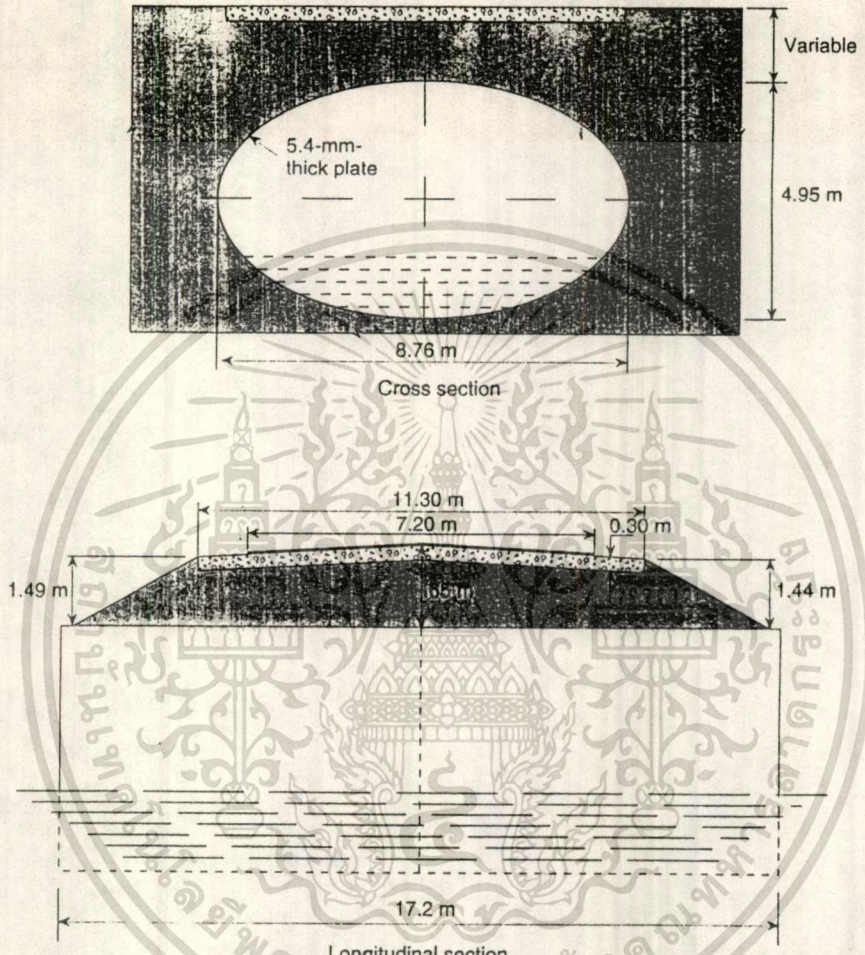


รูป1.28



รูป 1.29

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 1.30

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2

ความคงทนของผนังท่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 2

Durability of the Metallic Shell

ตามความหมายของคำว่า "DURABILITY" คือความสามารถในการต่อต้าน การเน่าเปื่อยผุพัง สึกหรอ แต่ตามความหมายในหนังสือค้าน soil-steel bridge คำนี้จะหมายความถึง ความต้านทานต่อการผุพัง เป็นสนิม และการสึกกร่อนของโครงสร้างแผ่นเหล็กบาง (Metallic shell) แต่เนื่องจากการสึกกร่อนใน soil-steel bridge ไม่ค่อยมีในบทนี้จะกล่าวถึงเฉพาะการผุพัง เป็นสนิม

วัตถุประสงค์ของบทนี้ เพื่อสร้างความคุ้นเคยทางด้านการผุพังเป็นสนิมของโครงสร้างแผ่นเหล็กที่ฝังดินให้แก่วิศวกรที่ยังไม่มีความชำนาญ วัสดุที่ใช้รวบรวมข้อมูลจากตำราทางเทคนิค ส่วนอ้างอิงมีอยู่ที่ท้ายเล่ม

2.1 Fundamentals of Corrosion

มีโลหะที่สามารถอยู่ในรูปโลหะได้เองในธรรมชาติเพียงไม่กี่ชนิด เช่นทองแดง และพวกโลหะชั้นสูงเช่น ทอง เงิน platinum โลหะอื่นๆ ที่พบอยู่ในธรรมชาติจะอยู่ในรูปของ Oxides หรือ Salts เมื่อนำมาผ่านขบวนการถลุง ซึ่งต้องใช้พลังงานมาก โดยพลังงานที่ใช้อยู่ในรูปของพลังงานความร้อน หลังจากถลุงได้โลหะถ้าไม่ได้รับการป้องกันจากธรรมชาติ โลหะเหล่านี้จะกลับสภาพไปอยู่ในรูปที่คงตัวตามธรรมชาติ เช่นอยู่ในรูป Oxides เมื่อโลหะกลับไปอยู่ในรูป Oxides พลังงานที่ดูดกลืนไว้ระหว่างการถลุง จะถูกปล่อยในรูปพลังงานไฟฟ้า ดังนั้นกระบวนการผุพัง เป็นสนิมของโลหะเป็นกระบวนการทางไฟฟ้าเคมี ซึ่งจะกล่าวถึงตัวอย่างคือเหล็ก

2.1.1 Chemistry of Corrosion

เป็นที่รู้กันว่าถ้าใช้แถบแผ่นเหล็กจุ่มลงในสารละลายกรดเจือจาง เช่น กรดไฮดรอลิค สนิมที่เกิดทำให้ได้สารละลาย ferrous chloride $FeCl2$ และก๊าซไฮโดรเจน $H2$ ดังนั้นสามารถเขียนสมการเคมีได้

$$Fe + 2HCl_2 \rightarrow FeCl_2 + H_2 \uparrow \qquad (2.1)$$

โลหะสามารถเป็นสนิมได้ทั้งในสารละลายที่เป็นด่างและเป็นกลาง แต่สารละลายเหล่านี้ต้องมีออกซิเจนละลายอยู่ด้วย สนิมเป็นรูปแบบการสึกกร่อนของเหล็กที่คุ้นเคย และพบทั่วไป มันเกิดจากออกซิเจนในอากาศละลายกับความชื้นหรือน้ำที่สัมผัสโลหะ สมการเคมีของปฏิกิริยาที่เกิดขึ้นคือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$4Fe + 6H_2O + 3O_2 \rightarrow 4Fe(OH)_3 \qquad (2.2)$$

เมื่อแห้งแล้ว Ferrie hydroxide จะแยกตัวเป็นน้ำและ iron oxide สีน้ำตาลแดงตามสมการ

$$2Fe(OH)_3 \rightarrow Fe_2O_3 + 3H_2O \qquad (2.3)$$

มีจุดที่น่าสนใจคือ hematite ซึ่งเป็นแร่เหล็กที่คงรูปตามธรรมชาติ มีสูตรทางเคมีเช่นเดียวกับสนิม

2.1.2 **Electrochemistry of Corrosion**

ปฏิกิริยา Electrochemical เป็นการถ่ายเทประจุไฟฟ้าของ atoms ที่เรียกว่า ions ถ้ามีการถ่าย ions ออกจาก element ปฏิกิริยาเช่นนี้เรียกว่า anodic reaction ซึ่งมักเรียกว่า oxidation ถึงแม้ว่าจะไม่มีออกซิเจนเข้ามาเกี่ยวข้องในกระบวนการก็ตาม สำหรับปฏิกิริยาที่มีการได้รับ ions เรียกว่า cathodic reaction หรือ reduction

กระบวนการปฏิกิริยา electrochemical จะอธิบายโดยยกตัวอย่างปฏิกิริยาการเกิดสนิม โดยจะอ้างอิงจากสมการเคมีที่ 2.1 กรดไฮโดรลิค และ Ferrous Chloride จะมีการแตกตัวในสารละลาย สมการสามารถเขียนได้ดังนี้

$$Fe + 2H^+ + 2Cl^- \rightarrow Fe^{+2} + 2Cl^- + H_2\uparrow \qquad (2.4)$$

เห็นได้ชัดว่า chloride ที่ปรากฏที่ทั้ง2ข้างของสารละลาย ไม่เกิดการเปลี่ยนแปลงจากการเกิดสนิม จากสมการ 2.4 เราสามารถลบ chloride ที่ไม่ได้ทำปฏิกิริยาทั้ง 2 ข้างออกเขียนใหม่เป็น

$$Fe + 2H^+ \rightarrow Fe^{+2} + H_2 \qquad (2.5)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากสมการ 2.5 สามารถนำมาแยกเขียนเป็น anodic และ cathodic reaction ได้

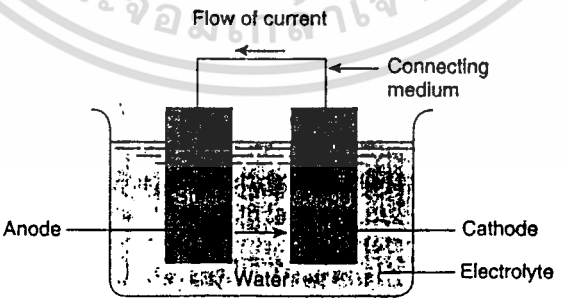
$$Fe \rightarrow Fe^{+2} + 2e \quad \text{, anodic reaction} \qquad (2.6)$$

$$2H^{+} + 2e \rightarrow H_2\uparrow \quad \text{, cathodic reaction} \qquad (2.7)$$

ปฏิกิริยาการเกิดสนิมจะประกอบด้วยอย่างน้อย 1 ปฏิกิริยา oxidation และ 1 ปฏิกิริยา reduction ดังเช่นที่เขียนอยู่ในสมการ 2.6 และ 2.7 การจะเกิดปฏิกิริยาได้ต้องมีวัสดุพื้นฐานเหล่านี้ (หมายเหตุ ถึงแม้จะมีวัสดุพื้นฐานครบแต่ปฏิกิริยาก็อาจไม่สามารถเกิดเองได้)

1. An anode คือพื้นผิวโลหะที่จะเกิดการเป็นสนิม
2. A cathode มักจะใช้เป็นพื้นผิวโลหะอื่น
3. ตัวกลาง ซึ่งเรียกว่า electrolyte ซึ่งอาจเป็นน้ำหรือความชื้นในดิน ซึ่ง ions สามารถเคลื่อนที่ผ่านได้
4. ตัวกลางซึ่งสามารถนำไฟฟ้าระหว่างขั้ว anode และ cathode

จากวัสดุ 4 อย่างนี้ก็จะประกอบเป็น Galvanic Cell โดยจุ่มแผ่นทองแดง และแผ่นเหล็กลงในน้ำ และต่อกันด้วยสายไฟฟ้า ซึ่งแสดงอยู่ในรูป 2.1 ใน Galvanic Cell แถบแผ่นเหล็ก แถบแผ่นทองแดง น้ำ และสายไฟฟ้า จะทำหน้าที่เป็น anode cathode electrolyte และ connecting medium ในกระบวนการเป็นสนิม กระแสไฟฟ้าไหลจาก anode ผ่าน electrolyte มายัง cathod เนื่องมาจากความต่างศักย์กันระหว่างพื้นผิวโลหะ 2 ชนิด



รูป 2.1

ทิศทางการไหลของกระแสไฟฟ้ามักจะมาจากพื้นผิวที่มีศักย์ไฟฟ้าสูงกว่าไปยังพื้นผิวที่ศักย์ไฟฟ้าต่ำกว่า ตาราง 2.1 แสดงรายชื่อโลหะชนิดต่างๆ ตามลำดับทางศักย์ไฟฟ้า จากตารางจะเห็นได้ว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทองแดงมีศักย์ไฟฟ้าน้อยกว่าเหล็ก ดังนั้นจากการจัดวางตามรูป 2.1 แถบแผ่นเหล็กจะเป็นขั้ว anode ซึ่งจะเกิดเป็นสนิม ถ้าแผ่นทองแดงถูกแทนที่ด้วยแแผ่นสังกะสี ซึ่งมีศักย์ไฟฟ้าสูงกว่าเหล็ก แถบเหล็กจะกลายเป็น cathode และสังกะสีจะเกิดการสึกกร่อนเป็นสนิมแทน

ศักย์ไฟฟ้าของโลหะใช้เป็นเครื่องมือวัดพลังงานที่ใช้ในการถลุงโลหะออกจากสินแร่ โลหะที่ใช้พลังงานในการถลุงโลหะออกจากสินแร่สูงก็ต้องใช้พลังงานในการเปลี่ยนโลหะกลับไปอยู่ในรูปตามธรรมชาติสูง ตำแหน่งของโลหะที่เรียงอยู่ในตาราง 2.1 แสดงถึงความยากง่ายที่กลับเป็นสนิม ตำแหน่งที่สูงกว่าของโลหะในตารางก็จะมีความง่ายที่จะเกิดการสึกกร่อนหรือเป็นสนิมง่ายกว่า ยกตัวอย่างจะเห็นได้ว่าสังกะสีอยู่สูงกว่าเหล็กในตาราง ซึ่งก็คือสังกะสีมีความเป็นไปได้ที่จะเกิดการสึกกร่อนหรือเป็นสนิมมากกว่าเหล็ก

ขั้ว anode และ cathode ไม่จำเป็นต้องเป็นโลหะต่างชนิดกัน ส่วนที่แตกต่างกันของพื้นผิวของโลหะชนิดเดียวกันสามารถเป็น anode และ cathode ได้เนื่องจากความต่างศักย์กัน โดยขึ้นกับจำนวนของ factor เช่นองค์ประกอบของโลหะ หรือ electrolyte หรือความเค้น, ความเครียด ต่างกัน หรือความหนาแน่นของออกซิเจนที่ต่างกันกรณีนี้ แสดงในรูป 2.2 ตัวชิ้นโลหะเองทำหน้าที่เป็น connecting medium เมื่อเกิดการสึกกร่อนหรือเป็นสนิมขึ้น ก็จะต้องมีตัว electrolyte ซึ่งอาจเป็นดินดังแสดงในรูป

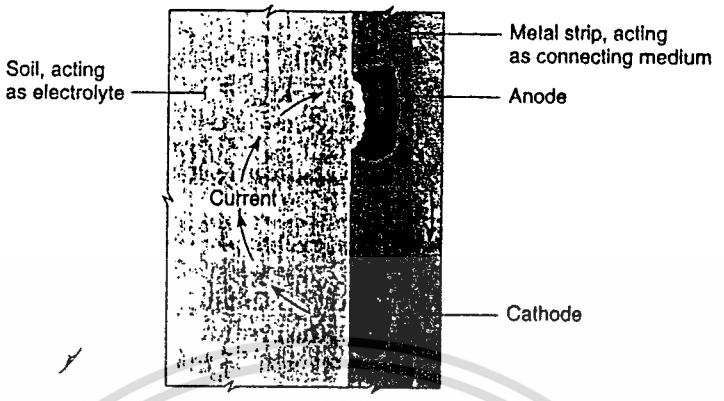
Serial no.	Metal	Order for electrochemical reaction	Energy consumption for extraction from ore	Tendency to corrode
1	Aluminum	↑ Anodic	↑ Most	↑ High
2	Zinc			
3	Iron			
4	Nickel			
5	Tin			
6	Lead			
7	Copper			
8	Silver			
9	Platinum			
10	Gold	↓ Cathodic	↓ Least	↓ Low

TABLE 2.1 Some Metals Arranged in Descending Order of Their Electrode Potential

ตาราง 2.1

ความต่างศักย์ระหว่าง 2 บริเวณขึ้นกับปฏิกิริยาการเกิดสนิมที่เกิดขึ้น ถ้าความต่างศักย์ไม่เกิดขึ้น การสึกกร่อนหรือการเป็นสนิมก็ไม่เกิด การจะกำจัดความต่างศักย์ของโลหะแผ่นเดียวกัน ถึงแม้ว่าจะทำให้บริสุทธิ์สะอาดสักเท่าไรก็ไม่สามารถทำได้ เพราะโลหะก็จะยังมีความแตกต่างในระดับ micro อยู่ทั้งในทางศักย์ไฟฟ้า และความเค้น เครียด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 2.2

2.1.3 Relative tendency of metals to corrode

จากตาราง 2.1 จะเห็นได้ว่ามีโลหะบางชนิดมีความเป็นไปได้ที่จะเกิดการสึกกร่อนหรือเป็นสนิมมากกว่าโลหะชนิดอื่นยกตัวอย่าง เราสามารถสรุปจากตารางได้ดังนี้ อลูมิเนียมเป็นสนิมเร็วกว่าเหล็ก การตัดสินใจเกี่ยวกับการสึกกร่อน หรือเป็นสนิมอาจทำให้ความเชื่อถือเกี่ยวกับความคงทนของโลหะเปลี่ยนไป

Initial Corrosion การสึกกร่อนครั้งแรกจะสร้างชั้นป้องกันที่มองไม่เห็นบนผิวของอลูมิเนียม ซึ่งจะทำให้ความคงทนของโลหะมากกว่าตามที่แสดงไว้ตามลำดับในตาราง 2.1 ชั้นเคลือบบางบนผิวอลูมิเนียมมักจะบางกว่า 0.1 mm. นี่คือเหตุผลที่วัสดุอลูมิเนียมที่ถูกฝังมักจะคงทนกว่าพวกเหล็กแผ่นชุบสังกะสี

ชั้นป้องกันนี้เกิดจากปฏิกิริยาเคมี บนพื้นผิวของโลหะซึ่งมักจะบางมากๆ เช่นใน stainless steel ชั้นป้องกันนี้จะช่วยป้องกันการเกิดสนิม โดยชั้นอาจมีความหนาเพียงไม่กี่ molecules ชั้นของสนิมในเหล็กที่พบในธรรมชาติก็คือชั้นป้องกันตามธรรมชาติ ถึงแม้ว่ามันจะไม่มีประสิทธิภาพในการป้องกันออกซิเจนเข้าสัมผัสเนื้อวัสดุได้ดีเท่ากับชั้นของ stainless steel

2.2 Types of Corrosion Cells

มี corrosion cells หลายแบบที่เรารู้จัก ทั้งนี้รวมถึง galvanic cell ซึ่งในตัวของมันเองสามารถแบ่งได้เป็นหลายแบบ impressed current cells, stress cell, surface film cell บางชนิดของ corrosion cell ซึ่งสำคัญ และเกี่ยวกับ buried metal structures ได้นำมากล่าวไว้ต่อไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.1 Dissimilar metal cells

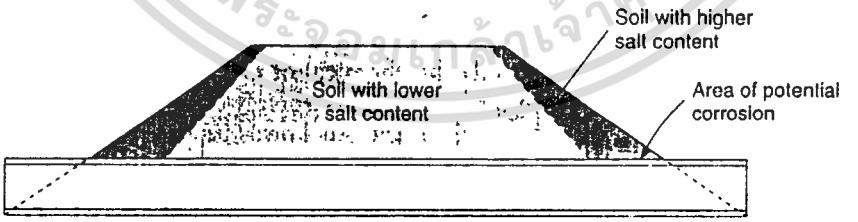
galvanic corrosion cell จะประกอบด้วยโลหะที่แตกต่างกัน 2 ชนิดดังได้แสดงไว้ในรูป 2.1 ถ้าวัสดุ 2 ชนิดมีความต่างศักย์กันมากๆ การเกิดสนิมก็จะเกิดอย่างรวดเร็ว ยกตัวอย่างโดยอ้างถึงตาราง 2.1 เราจะสรุปได้ว่า ทองแดงกับสังกะสี จะเกิดการเป็นสนิมช้ากว่าทองแดงกับอลูมิเนียม

เหตุการณ์ การสึกกร่อนอันเนื่องมาจากโลหะต่างชนิดมักไม่ค่อยพบใน soil-steel bridge ถึงแม้ว่ามันอาจเกิดขึ้นได้ ยกตัวอย่างเช่น อาจมีการขยายท่อโดยต่อกับทางยาวของท่อเดิมโดยใช้วัสดุต่างชนิดกัน

กระบวนการชุบสังกะสีของแผ่นเหล็กซึ่งจะทำให้เกิดจุดสัมผัสของโลหะต่างกัน 2 ชนิด จะอยู่นอกเหนือการคำนึงถึงจากกรณีการเป็นสนิมหรือสึกกร่อน เพราะโลหะ 2 ชนิดนี้ไม่มี electrolyte ระหว่างโลหะทั้ง 2 ซึ่งมีผลต่อการเกิดปฏิกิริยาการสึกกร่อนเป็นสนิม

2.2.2 Concentration cells

องค์ประกอบหนึ่งที่มีผลกระทบต่อขั้วศักย์ไฟฟ้าระหว่างสองบริเวณของพื้นผิว คือส่วนประกอบของ electrolyte เมื่อส่วนประกอบของ electrolyte เปลี่ยนแปลงไปในส่วนที่เป็นส่วนประกอบถึงแม้ว่าจะเป็นโลหะชนิดเดียวกันก็จะทำให้เกิด concentration cell ยกตัวอย่างเช่น ดินที่อยู่เหนือท่อน้ำมักจะมีความเข้มข้นของเกลือในดินบริเวณปลายท่อมากกว่าบริเวณตอนกลางของท่อ ในกรณีนี้แสดงในรูป 2.3 ตัวท่อที่วางตัวอยู่ใต้ดินที่มีความเข้มข้นของเกลือสูง ก็จะเกิดการสึกกร่อนหรือเป็นสนิม ส่วนของโลหะที่อยู่ใกล้ดินที่มีความเข้มข้นของเกลือสูงก็จะทำตัวเป็น anode ถ้าเกลือของโลหะมีมากกว่า โลหะก็จะเกิดการสึกกร่อน ถ้าไม่สภาพทั้งหมดจะกลับกัน โดยท่อที่สัมผัสกับดินที่มีความเข้มเกลือน้อยก็จะเป็นขั้ว anode



รูป 2.3

2.2.3 Oxygen Concentration cells

การสึกกร่อนหรือการเป็นสนิมใน soil-steel bridge ที่มักจะเกิดคือ oxygen concentration cell ความเข้มข้นของออกซิเจนใน electrolyte ที่บางบริเวณ กับบ้างบริเวณที่ไม่มีความเข้มข้นของ

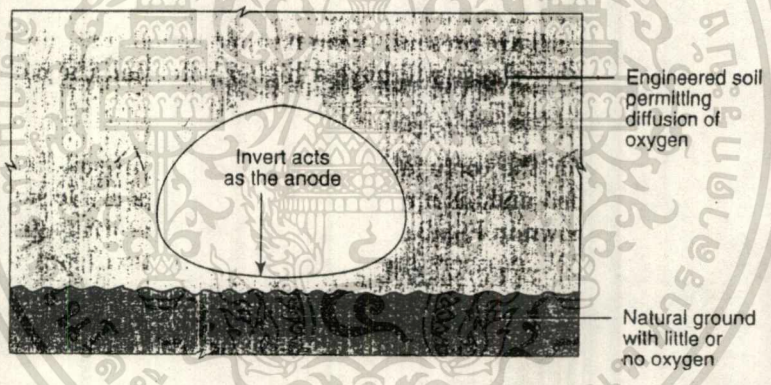
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ออกซิเจนทำให้เกิด oxygen concentration cell เนื้อของโลหะที่สัมผัสกับบริเวณที่ไม่มีความเข้มข้นของออกซิเจนเป็นขั้ว anode และเกิดการเป็นสนิม

ดังแสดงในรูป 2.4 invert of pipes ของ soil-steel bridge วางอยู่ใกล้ดินเดิมซึ่งเกือบจะไม่มีออกซิเจนอยู่ ในทางตรงข้ามส่วนของท่อส่วนบนก็จะสัมผัสกับ engineered back fill ซึ่งออกซิเจนสามารถแพร่ เนื่องมาจากความพรุนและระยะที่สั้นกว่าที่อากาศจะแพร่เข้ามา ผลลัพธ์ของสภาพนี้จะทำให้ท่อส่วนล่างเป็นขั้ว anode และเกิดการสึกกร่อนหรือเป็นสนิม นี่คือเหตุผลที่ทำให้ท่อส่วนล่างเป็นสนิมมากกว่าส่วนอื่นของท่อ

จากชั้นผิวหน้าที่ไม่หนามาก บางครั้งสามารถกีดขวางทางเข้าของออกซิเจน ทำให้เกิดผลลัพธ์ที่ท่อใต้ชั้นผิวหน้าสัมผัสกับดินที่ว่างจากออกซิเจน ในทางตรงข้ามส่วนบนของท่อที่อยู่ใต้ชั้นผิวหน้าก็จะเป็นขั้ว anode และเกิดการสึกกร่อนหรือเป็นสนิม

ในชั้นบนสุดของน้ำในท่อ ความเข้มข้นของออกซิเจนเกิดจากคลื่นของน้ำซึ่งทำให้เกิดการสึกกร่อนเป็นสนิมบริเวณในแนวผิวน้ำ



รูป 2.4

2.2.4 Temperature cells

การเกิดความแตกต่างของอุณหภูมิ ณ บริเวณต่างๆ ของท่อทำให้เกิด corrosion cell ส่วนของท่อที่อุ่นกว่า เนื่องจากมีพลังงานสะสมอยู่มากกว่า ก็จะมีศักย์ไฟฟ้ามากกว่าส่วนที่เย็นกว่าของท่อ ความต่างศักย์ระหว่างส่วนที่ร้อนและเย็นของท่อทำให้เกิดการสึกกร่อน โดยส่วนที่อุ่นกว่าจะทำตัวเป็น anode และเกิดการสึกกร่อน การสึกกร่อนประเภทนี้มักจะเกิดกับท่อที่ฝังเป็นบางส่วน จึงไม่ค่อยมีผลกับ soil-steel bridge

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.2.5 Impressed current cells

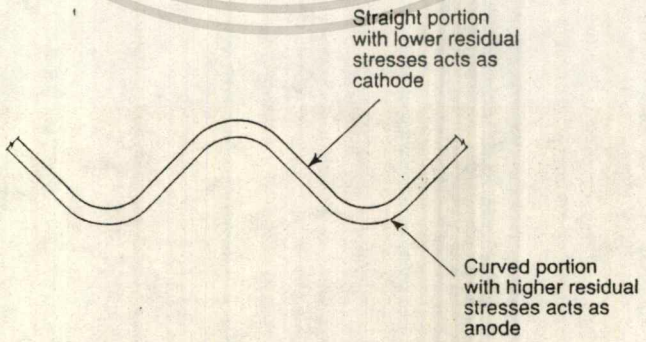
การสึกกร่อนประเภทต่างๆ ที่กล่าวมาเกิดจาก กระแสไฟฟ้าภายในตัวเอง ยังมีการสึกกร่อนแบบที่เกิดจากกระแสไฟฟ้าจากแหล่งกำเนิดภายนอก เช่น เครื่องกำเนิดไฟฟ้า สายส่งไฟฟ้า รางรถไฟฟ้า ฯลฯ บางครั้งการกระจายแรงดันไฟฟ้าสามารถไหลผ่านดิน แล้วมาพบท่อโลหะได้ ในกรณีนี้กระแสจะมีอยู่เฉพาะบริเวณของท่อบางส่วนเท่านั้นแล้วจึงกระจายไปยังบริเวณอื่นๆ พื้นผิวอันหลังจะเป็น anode และเกิดการสึกกร่อน

Impressed Current บางครั้งอาจเป็นการช่วยปกป้องโครงสร้างได้ เช่นที่แสดงในกรณีของ Cathodic protection of structure

2.2.6 Stress cells

พลังงานพิเศษที่เก็บไว้ในโลหะที่มีความเค้นจะทำให้มีศักย์ไฟฟ้าสูงขึ้น ผลลัพธ์จากทฤษฎีนี้ความต่างศักย์ระหว่างบริเวณที่มีความเค้นต่างกันก็จะเกิดขึ้น ผลของความต่างศักย์นี้นำไปสู่การเกิดการสึกกร่อน ทั้งนี้สภาพจำเป็นต่างสำหรับการเกิด Corrosion cell ต้องมีอยู่ครบ สามารถสรุปได้ว่า ในบริเวณที่มีความเค้นสูงจะมีศักย์ไฟฟ้าสูงกระแสไฟฟ้าจะไหลจากบริเวณนี้ไปยังบริเวณที่มีความเค้นต่ำกว่า ทำให้บริเวณที่มีความเค้นสูงเกิดการสึกกร่อนเป็นสนิม

การขึ้นรูปเป็นลูกฟูกของ Corrugated steel plate ที่ใช้ใน soil-steel bridge จะใช้วิธีการขึ้นรูปเย็น ซึ่งทำให้เกิดความเค้นคงอยู่ในแผ่นโลหะดังแสดงในรูป 2.5 บางส่วนของแผ่นโลหะจะเป็นเส้นตรง บางส่วนจะเป็นเส้นโค้ง สภาพนี้ส่วนที่เป็นส่วนโค้งจะมีความเค้นอยู่มากกว่าส่วนที่เป็นเส้นตรง ด้วยเหตุที่มีความต่างศักย์ ก็เกิดขบวนการ initiets corrosion การที่ส่วนโค้งของแผ่นโลหะมีคุณสมบัติมีศักย์ไฟฟ้าสูงกว่า ก็จะประพฤติเป็น anodes และเกิดการสึกกร่อน



รูป 2.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3 Factors Affecting Corrosion

จากที่กล่าวไว้ในหัวข้อ 2.2 เราจะเห็นได้ว่า ถ้าไม่รวมการป้องกันท่อในบางลักษณะจาก electrolyte การกำจัดองค์ประกอบต่างๆ ที่มีผลต่อการสึกกร่อนของแผ่นโลหะของ soil-steel bridge ไม่สามารถกระทำในทางปฏิบัติให้ได้ผลอย่างดีได้ ท่อโลหะที่ไม่ได้มีการป้องกันจะเกิดการสึกกร่อนทุกอัน แต่อัตราเร็วในการเกิดการสึกกร่อน เราสามารถลดลงให้อยู่ในระดับที่ยอมรับได้ โดยการประกอบกันขององค์ประกอบต่างๆอย่างเหมาะสม

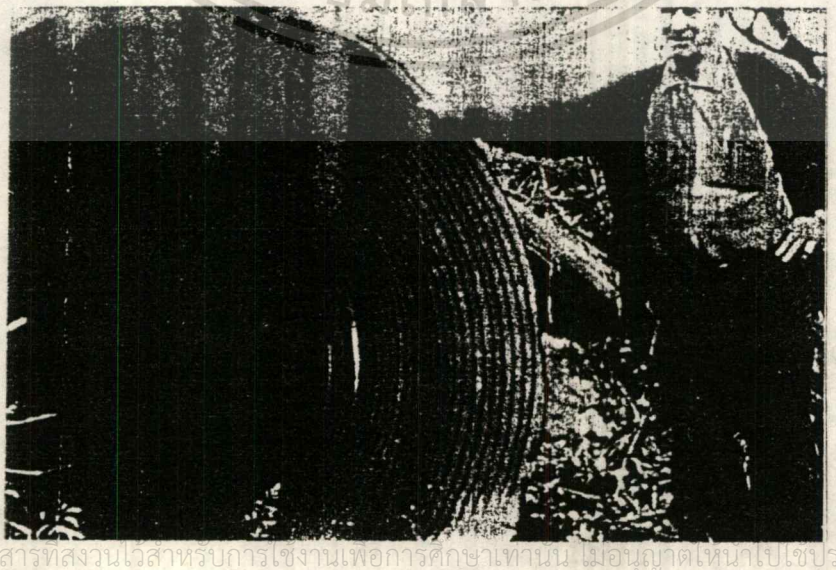
รูป 2.6 เป็นรูปถ่ายของท่อเหล็กสังกะสีขึ้นรูป ที่ได้ย้ายออกมาซึ่งฝังอยู่ในดินมานานกว่า 50 ปีแล้ว ท่อนี้เราตรวจไม่พบร่องรอยของการสึกกร่อน แต่ในหลายๆ กรณีเราพบว่าท่อเหล็กชุบสังกะสีมักจะสึกกร่อนเมื่อหลังจาก 20 ปี ไปแล้ว ในความขัดแย้งกันของความทนทานของท่อทั้งนี้จะขึ้นอยู่กับองค์ประกอบต่างๆ ที่จะมีผลต่ออัตราการเกิดการสึกกร่อนของท่อที่ฝัง ปัจจัยเหล่านี้ได้แก่

- Aggressive ions
- pH ของน้ำและดิน
- องค์ประกอบของดินที่จะถมกลับ
- เทคนิคการชุบสังกะสี

องค์ประกอบเหล่านี้เราจะได้กล่าวถึงในรายละเอียดต่อไป

2.3.1 Aggressive ions

องค์ประกอบที่สำคัญที่มีผลโดยตรงต่ออัตราเร็วในการเกิดการสึกกร่อน คือ aggressive ions ใน electrolyte,ดินถม, และน้ำ ที่อยู่ในบริเวณใกล้เคียงท่อ aggressive ions ที่มักจะพบบ่อยได้แก่ chloride ions ซึ่งจะพบใน deicing salt, ฝนกรด(acid rain) และน้ำทะเล สิ่งที่ปล่อยจากอุตสาหกรรมมักจะมี aggressive ions อยู่ ในขณะนี้ยังไม่ปรากฏวิธีที่จะทำให้ ions เหล่านี้เป็นกลางได้



รูป 2.6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2.3.2 pH of water and soils

ค่า pH หมายถึง ค่าล็อกการิทึมของอัตราส่วนของความเข้มข้นของ Hydrogen ions ในสารละลาย สารละลายที่มีค่า pH = 7.0 ถือว่าเป็นกลาง ค่า pH น้อยกว่า 7.0 จะถือว่าเป็นสารละลายกรด ถ้าค่า pH มากกว่า 7.0 ถือว่าเป็นสารละลายด่าง ค่า pH ของน้ำและดินจะถูกใช้เป็นเครื่องบ่งชี้ถึง ความเป็นไปได้ของการสึกกร่อนของท่อชุบเหล็กสังกะสี ถึงแม้ว่าจะมีสิ่งบ่งชี้อื่นๆ ที่แสดงให้เห็นแต่ก็ไม่สามารถนำมาสรุปได้

ในช่วงที่มีความเป็นกรดมาก คือในช่วงที่ค่า pH ต่ำกว่า 4 การสึกกร่อนจะเกิดขึ้นโดยปฏิกิริยาดังที่แสดงไว้ในสมการ 2.1 ปฏิกิริยานี้สามารถเกิดได้โดยไม่ต้องมีออกซิเจน ความเป็นกรดของน้ำและดินที่ถมกลับ มีอิทธิพลอย่างมากต่อการเกิดการสึกกร่อน ถ้าค่า pH อยู่ในช่วง 5.5 ถึง 8.5 จะถือว่าเป็นกลาง องค์ประกอบอื่นจะเข้ามามีอิทธิพลมากกว่าค่า pH ดังนั้นจึงไม่เป็นการรอบคอบ ที่จะใช้ค่า pH เป็นเครื่องชี้ถึงความเป็นไปได้ของการสึกกร่อนแต่เพียงอย่างเดียว

แม้ว่าค่า pH ที่มีผลกระทบต่อการเกิดการสึกกร่อนจะมีความไม่แน่นอน แต่ก็ได้มีการตกลงกันระหว่างผู้เชี่ยวชาญ ว่าสภาพที่ประกอบด้วย กระแสน้ำที่มีค่า pH ต่ำไหลผ่าน จะเป็นตัวบ่งถึงการสึกกร่อนอย่างรุนแรง สำหรับดินที่มีค่า pH ต่ำจะมีการสึกกร่อนที่รุนแรงน้อยกว่า เนื่องจากตัวการที่ทำให้เกิดค่า pH ต่ำในดินจะค่อยๆ เกิดปฏิกิริยาทีละน้อย

2.3.3 Composition of the backfill

เป็นที่แน่ชัดว่าเกลือที่มีอยู่ในดินถมกลับจะมีอิทธิพลกับอัตราการเกิดการสึกกร่อนในท่อเหล็กที่ฝังในดิน เกลือที่สามารถทำให้เกิดปฏิกิริยาเคมีการสึกกร่อนได้ ต้องสามารถแตกตัวเป็น ions ในสารละลายได้ วิธีง่ายๆ ที่จะประมาณ ปริมาณของเกลือที่มีอยู่ได้โดย วัดความต้านทานไฟฟ้าในดินตัวอย่าง ถ้ามีปริมาณเกลือมาก จะทำให้ค่าความต้านทานมีค่าต่ำ ดังนั้นจะสรุปได้ว่า ดินที่มีค่าความต้านทานต่ำจะมีอัตราการสึกกร่อนของท่อเหล็กมากกว่าดินที่มีค่าความต้านทานสูง

ตาราง 2.2 แสดงค่าความต้านทานไฟฟ้าของดินชนิดต่างๆ เราสามารถบ่งชี้ถึงชนิดของดินที่จะชักนำให้เกิดการสึกกร่อนในท่อเหล็กฝัง จากตารางเราจะเห็นได้ว่าดินเหนียวและดินที่มีความอุดมสมบูรณ์จะมีปริมาณเกลือสูง และทำให้เกิดการสึกกร่อนได้สูงกว่าดินพวกทรายและกรวด ในส่วนต่อไปของหนังสือจะได้กล่าวว่า ด้วยเหตุผลทางโครงสร้างดินเดิมจะไม่เหมาะกับดินถมกลับสำหรับ soil-steel bridge ความทนทานยังขึ้นกับสิ่งอื่นอีกไม่ใช่แค่ใช้ดินที่ถมกลับเท่านั้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 2.2 Classification of Soils with Respect to Their Tendency to Induce Pipe Corrosion

Type of soil	Range of electrical resistivity, ohm-cm	Salt content	Tendency to induce pipe corrosion
Clay	750–2,000	↑ High	↑ High
Loam	3,000–10,000		
Gravel	10,000–30,000		
Sand	30,000–50,000		
Rock	50,000–∞	↓ Low	↓ Low

ตาราง 2.2

2.3.4 Composition of Steel

การเปลี่ยนแปลงตัวแปรบางตัวแปรเพียงเล็กน้อย ขององค์ประกอบที่ใช้สำหรับเหล็กแผ่นขึ้นรูปลูกฟูก ทำให้เพิ่มความทนทานของแผ่นเหล็กเป็นจำนวนปี สำหรับเหล็กที่ทนต่อการสึกกร่อนเป็นพิเศษด้วยการเปลี่ยนค่าส่วนผสมของเหล็กก็จะทำให้ความแข็งแรง และความสามารถในการทำงานลดต่ำลง

เหล็กทุกชนิดจะมีการสึกกร่อนในน้ำที่มีค่า pH น้อยกว่า 4 จะมีอัตราใกล้เคียงกันเพราะการสึกกร่อนไม่ได้สร้างชั้นป้องกัน (protection coating) ในค่า pH ช่วง 4.0 ถึง 9.5 การสึกกร่อนจะสร้าง Ferric hydroxide ชั้นป้องกันนี้จะป้องกันไม่ให้ออกซิเจนเข้ามาได้ และมีอัตราการสึกกร่อนช้าลง

2.3.5 Galvanization

เหล็กชุบสังกะสี คือการสร้างชั้นสังกะสีบางๆ บนเหล็กแผ่นโดยวิธี hot dipping (จุ่มในขณะร้อน) ระหว่างชั้นของสังกะสีและเหล็กจะมีชั้นของ zinc-iron alloy อยู่ซึ่งเป็นชั้นป้องกันตามธรรมชาติ

ชั้นของสังกะสีจะป้องกันสังกะสีโดยตัวสังกะสีเองจะเป็นตัวถูกสึกกร่อน ดังนั้นจะกล่าวได้ว่าการป้องกันของชั้นสังกะสีที่เคลือบอยู่ จะแปรผันโดยตรงกับความหนาของชั้น โดยทั่วไปใช้ค่าเท่ากับ 610 g/m2 หรือ 2 oz/ft2 ในการชุบสังกะสีสำหรับ corrugated steel plates

เหล็กชุบสังกะสีมีขึ้นในปี ค.ศ. 1907 สำหรับป้องกันท่อเหล็กขึ้นรูปลูกฟูกที่ฝังในดิน หลังจากที่ได้นำมาใช้ในครั้งนี้ ได้พิสูจน์ถึงประสิทธิภาพในการป้องกัน แต่ในสภาวะแวดล้อมที่เป็นกรดสูงหรือเป็นด่างสูง ซึ่งมีค่า pH มากกว่า 12 การชุบสังกะสีจะไม่มีประสิทธิภาพ เพราะสังกะสีจะเกิดปฏิกิริยาอย่างรวดเร็ว

2.4 Recommendations

แหล่งที่มาของข้อมูลที่เกี่ยวกับความทนทานของ soil-steel bridge ที่สำคัญ คือข้อมูลของโครงสร้างที่มีอยู่แล้วที่ใกล้เคียงกันเช่น ข้อมูลของท่อระบายน้ำ corrugated steel ที่มี diameter เล็กกว่า ในบริเวณทั่วไป ซึ่งสภาพแวดล้อมของโครงสร้างที่มีอยู่ก่อนอาจจะแตกต่างไปจากของโครงสร้างที่จะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สร้างไปบ้าง ถ้าโครงสร้างที่มีอยู่ก่อนไม่มีการสึกกร่อนอย่างรุนแรง เราอาจสรุปได้ว่าโครงสร้างที่จะสร้างก็เป็นเช่นนั้น ในทางตรงข้ามถ้าโครงสร้างเดิมมีการสึกกร่อนเกิดขึ้น ก็เป็นการเตือนถึง soil-steel bridge ที่จะสร้างต้องระมัดระวัง

ในทางปฏิบัติมีวิธีที่ใช้เพิ่มความทนทานของท่อชุบสังกะสีได้อย่างมีประสิทธิภาพอยู่ 2 ทาง คือดินที่ใช้ถมกลับต้องไม่มีเกลือหรือสารอินทรีย์อยู่ และเป็นดิน granular อีกวิธีคือเพิ่มความหนาของแผ่นเหล็ก เพื่อให้หน้าตัดที่เหลืออยู่เมื่อถึงเวลาคาดหมายสำหรับอายุการใช้งานยังคงรับได้อยู่ อีกวิธีหนึ่งในการป้องกันการสึกกร่อนอย่างมีประสิทธิภาพ คือใช้ชั้นป้องกัน(sucrificial cathodic protection) ในระบบป้องกันนี้ แผ่นเหล็กจะต่อกับตัวนำไฟฟ้าไปยังแผ่นสังกะสี หรืออลูมิเนียมซึ่งจะประพฤติขั้ว anode ในการสึกกร่อนเพื่อป้องกันแผ่นเหล็กสึกกร่อน

การหลีกเลี่ยงสภาพในการเกิดการสึกกร่อนจะมีการพิจารณาถึงปัจจัยอื่นๆ อีกมากมากกว่าที่กล่าวไว้ในที่นี้ เป็นที่หวังว่าเมื่อวิศวกรอ่านบทนี้แล้วจะเข้าใจถึงวิธีการเกิดการสึกกร่อน องค์ประกอบที่มีอิทธิพลต่อการเกิดการสึกกร่อนอย่างทั่วๆไป อย่างไรก็ตามในการออกแบบควรจะต้องได้รับคำแนะนำจากผู้เชี่ยวชาญ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Reference

1. American Iron and Steel Institute, Handbook of Steel Drainage and Highway Construction, first Canadian edition, Washington, D.C., 1984

2. Beaton J.L., and Stratfull, R.F., 'Corrosion of Corrugated Metal Culverts in California. "Highway Research Bullentin 223, Washington,D.C.,1957,pp. 1-13.

3. Corrugated Steel Pipe Institute, CSP Sewer Manual,Mississauga, Ontariio,Canada,1997

4. Green,N.D. Jr.,"Coorrosion Related Chemistry and Electrochemistry." NACE Basic Corrosion Course,National Association of Corrosion Engineers,Houston,Texas,1980

5. LaQue, F.L.,"Introduction to Corrosion" NACE Basic Corrosion Course, National Association of Corrosion Engineers,Houston,Texas,1980

6. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Synthesis of Highway Practice No.50 "Durability of Drainage Pipe,"Transportation Research Board,Washington,D.C.,1978

7. Noyce,R.W.,and Ritche, J.M., "Michigan Metal Culvert Corrosion Study," Transportation Research Record 713, Transportation Research Board,Washington, D.C.,1979,pp. 1-6

8. Parker, M.E.,Corrosion by Soils,"NACE Basic Corrosion Course,National Association of Corrosion Engineers,Houston,Texas,1980.

9. Temple, J.W., and Cumbaa, S.L., "Evaluation of Metal Drainage Pipe Durability After Ten Years. Transportation Research Record 1087, Transportion Research Board,Washington,D.C. 1986,pp. 7-14.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3

พฤติกรรมทางกลของดินและโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 3

พฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์ (Mechanics of Behavior)

3.1 บทนำ

ทั้งที่ soil-steel bridge ปรากฏมาเป็นเวลานับสิบปีแล้ว การออกแบบโครงสร้างชนิดนี้โดยทั่วไปแล้วจะยึดถือบนความรู้ทาง empirical ซึ่งจะสนับสนุนจากการวิเคราะห์บนสมมุติฐานที่ถูกตั้งขึ้น ความชำนาญที่แตกต่างกันบนแขนงวิชานี้ก็มีผลต่อแนวความคิดในการออกแบบที่ต่างๆกัน ซึ่งความคิดเหล่านี้ก็จะแตกต่างกันอย่างมากในบุคคลแต่ละบุคคล ดังนั้นวิศวกรผู้ที่ไม่มีประสบการณ์ (nonexpert) ซึ่งไม่เข้าใจในพฤติกรรมทางด้านกลศาสตร์ของโครงสร้างเหล่านี้ ดังนั้นคงไม่มีทางเลือกอื่นใดนอกเหนือจากการปฏิบัติตามคำแนะนำจากผู้ชำนาญท่านใดท่านหนึ่งอย่างไม่มีทางหลีกเลี่ยง

เหตุการณ์ซึ่งจะเกิดตามมาเนื่องจากการขาดความเข้าใจในพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของ soil-steel bridge ก็คือหากเมื่อใดเกิดความเสียหายขึ้นกับโครงสร้างวิศวกรเหล่านี้ก็ไม่สามารถหาสาเหตุของการเสียหายของโครงสร้างได้ และก็ไม่สามารถตัดสินใจได้ว่าควรจะกระทำอย่างไรตามที่ควรจะกระทำ และควรจะได้จดจำว่าความเสียหายที่เกิดขึ้นกับ sil-steel bridge นี้เป็นส่วนที่ควรให้ความสำคัญมากกว่า ในส่วนของขั้นตอนการก่อสร้าง

ทั้งที่ค่าใช้จ่ายในการก่อสร้างจะมีราคาไม่แพงมาก และขั้นตอนการก่อสร้างจะมีความง่ายมาก แต่การศึกษา soil-steel bridge ผ่าน mathematical models ก็มีความยากลำบากมาก ซึ่งจากเหตุนี้เองเป็นเหตุผลให้รู้ว่า ทำไมความเข้าใจในพฤติกรรมทางกลศาสตร์ของ soil-steel bridge จึงยังไม่เป็นที่เข้าใจมากนัก ในบทนี้เราจะแสดงพฤติกรรมทงด้านกลศาสตร์ของ soil-steel bridge โดยใช้ mechanical model โดยจะนำผลการวิเคราะห์ โดย finite element method และการวัดค่าในสนามงานจริง (field measurement) มาประกอบกับการวิเคราะห์ทาง mechanical model เพื่อให้ได้ข้อสรุปที่ชัดเจนมากขึ้น

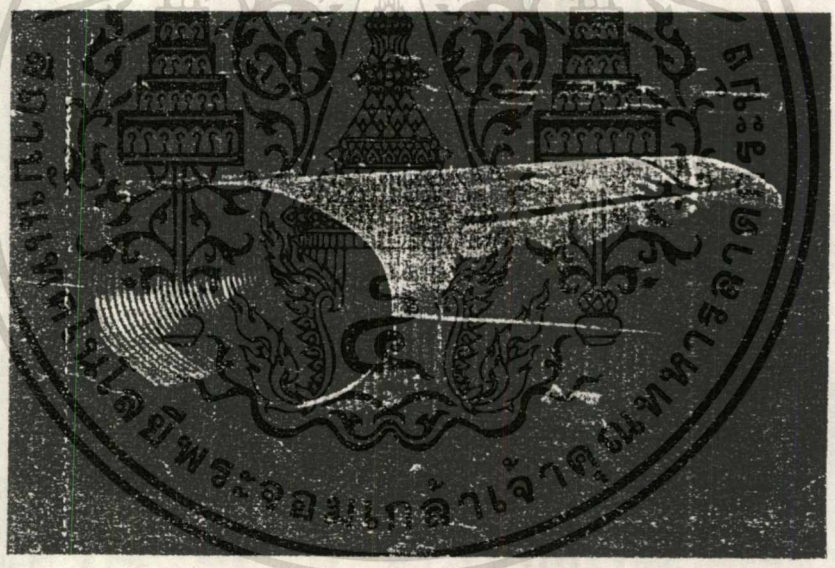
3.2 ความต้านทานต่อแรงกระทำ (Load Sustenance)

ตัวอย่าง soil-steel bridge และลักษณะแผ่นโลหะ shell ในระหว่างการขึ้นรูปแสดงดังรูป 3.1 และ 3.2 แผ่นโลหะ shell ในสภาพของตัวมันเองแล้วจะง่ายต่อการดัด หรือแอ่น ดังนั้นเพื่อที่รักษารูปร่างหน้าตัดของแผ่นโลหะ shell นี้ ในบางครั้งอาจจะต้องทำการยึดโดย ties และ strut

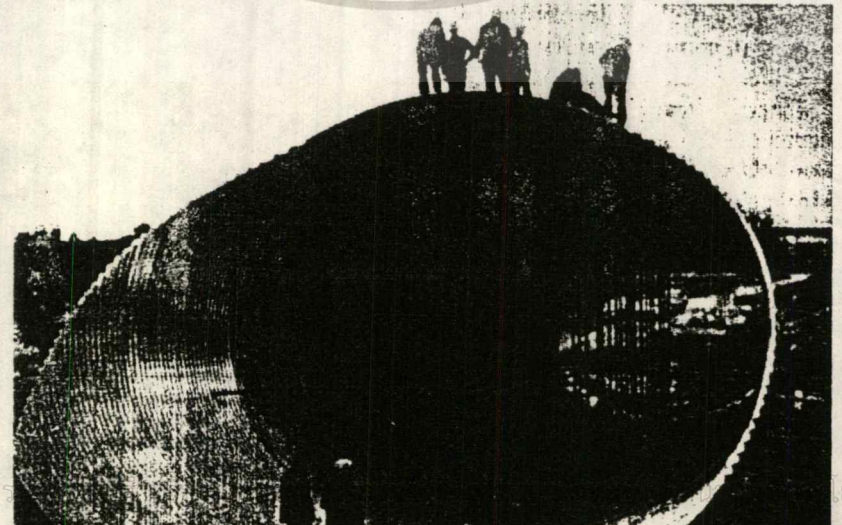
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในความเป็นจริงแล้วแผ่น shell ค่อนข้างจะเปราะดังนั้น หากเราสามารถย่อส่วนลงมาให้มีขนาดเท่ากับกระป๋องได้โดยใช้หลักการทาง structural modeling ก็สามารถจะจับถือได้ง่ายโดยใช้มือ

การเปลี่ยนแปลงรูปร่างของกระป๋องที่ถูกนำฝาออก ภายใต้แรงกระทำในแนวดิ่งแสดงดังรูป 3.3a ซึ่งก็เป็นที่รู้ๆกันอยู่แล้วว่าคงไม่ต้องใช้แรงกระทำมากมายในการเปลี่ยนแปลงรูปร่างกระป๋อง เช่นเดียวกับในรูป แต่สภาพการณ์เหล่านี้จะเปลี่ยนแปลงออกไป เช่น รูปที่แสดงใน 3.3b กระป๋องในลักษณะเดียวกับรูป 3.3a ถูกวางอยู่ระหว่างบล็อกไม้สองอัน ซึ่งบล็อกไม้แต่ละอันจะมีรูปร่างโค้งในส่วนที่รองรับผิวกระป๋อง และปรากฏการณ์ที่จะเกิดขึ้นเมื่อบล็อกไม้ที่ประกบกันมีช่องว่างระหว่างกันประมาณ 10 mm. ก็คือ ระบบโครงสร้างแบบนี้สามารถที่จะต้านทานน้ำหนักที่มีค่าเฉลี่ยเท่ากับน้ำหนักคนได้ และมักก็ไม่ยากที่จะแสดงให้เห็นว่าส่วนของกระป๋องที่อยู่ระหว่างบล็อกไม้สามารถทนทานต่อแรงกดกระทำได้ (compression)

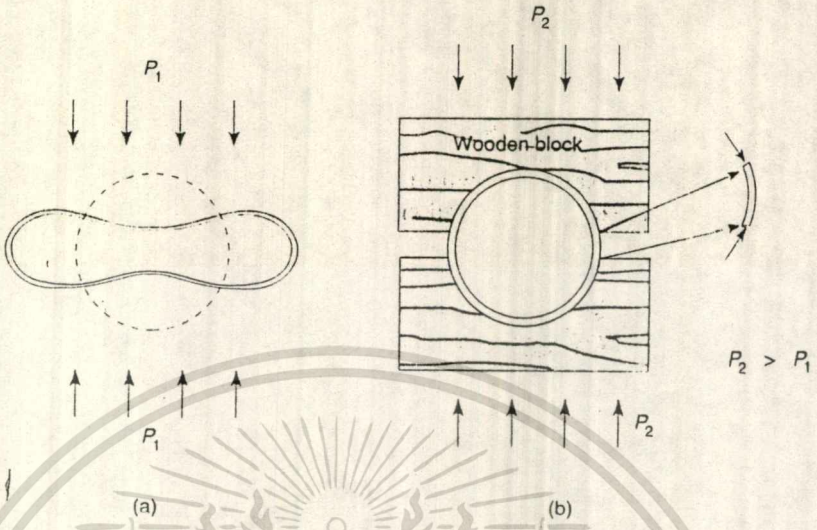


รูป 3.1



รูป 3.2

เอกสารนี้เป็นเอกสาร[illegible]ประโยชน์ด้านการค้า
ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น [illegible]การนำไปใช้



รูป 3.3

ในสภาพจริงๆแล้ว ผนังของกระป๋องตามแนวเส้นรอบวงสามารถที่จะต้านทานแรงกดกระทำได้ได้

กระป๋องในรูป 3.3b สามารถที่จะต้านทานต่อน้ำหนักกดกระทำที่มีค่ามากได้ เหตุผลก็เพราะว่าแรงกระทำในแนวดิ่งจะถูกแปลงไปอยู่ในรูปแรงกระทำตามแนวรัศมี (radial load) ซึ่งเป็นการบังคับให้กระป๋องรับแรงกดกระทำเป็นหลัก soil-steel bridge ก็มีลักษณะที่คล้ายคลึงกัน ในลักษณะเช่นเดียวกับกระป๋องที่วางอยู่ระหว่างบล็อกไม้ น้ำหนักกดกระทำของดินจะทำให้แผ่นโลหะ shell ถูกทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลง และกดต้านกับดินถม (backfill) ซึ่งเป็นการทำให้เกิด lateral pressure ขึ้น ดินถมรอบๆแผ่นโลหะ shell จะแสดงพฤติกรรมสองลักษณะคือ 1. เป็นส่วนที่รองรับแรงกระทำที่จะผ่านไปยังแผ่นโลหะ shell 2. เป็นส่วนรองรับแผ่น shell เพื่อที่จะทำให้แผ่น shell สามารถต้านทานน้ำหนักของตัวมันเองได้

3.2.1 Infinitely long tube in a half-space

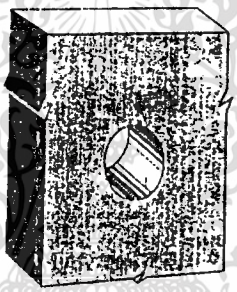
ในการวิเคราะห์ soil-steel bridge โดยปกติจะสมมุติให้แผ่นโลหะ shell หรือที่เรียก tube มีความยาวไม่มีที่สิ้นสุด (infinitely long) และถูกฝังในดินในลักษณะที่เรียกว่า semiinfinite space หรือบางทีก็เรียกว่า half-space ซึ่งหลักการนี้จะแสดงในรูป 3.4 ซึ่งจะแสดงรูปตัดขวาง (transverse slice) ของโครงสร้างเป็นลักษณะแผ่นซึ่งจะมีพฤติกรรมเหมือนกับ transverse slice แผ่นอื่นๆ ประโยชน์ของการตั้งสมมุติฐานเช่นนี้ก็คือ โครงสร้างในความเป็นจริงแล้วจะมีความซับซ้อนมากเนื่องจากเป็น 3 มิติ หากเราใช้สมมุติฐานที่ตั้งขึ้นดังข้างต้น เราก็จะสามารถศึกษาโดยอาศัยความสัมพันธ์ง่ายๆบนระนาบ plain-strain ในระบบ 2 มิติได้ ซึ่งเราเรียกแนวความคิดนี้ว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

"plain-strain idealization" ซึ่งจะถือว่าการเปลี่ยนแปลงในแนวตั้งฉากกับระนาบของโครงสร้างตามที่สมมุติฐานจะมีค่าเป็นศูนย์

ความง่ายลงที่ได้รับจากแนวความคิดในระบบ 2 มิติ ใช่ว่าจะไม่มีข้อเสีย แม้ว่ามันจะถูกใช้เป็นเครื่องมือในการศึกษาพฤติกรรมของ soil-steel bridge ก็ตาม ในส่วนแรกเราศึกษาพฤติกรรมของ soil-steel bridge โดยอาศัยแนวความคิดนี้ก่อน แล้วจึงจะขอกล่าวถึงข้อเสียของแนวความคิดนี้ในตอนหลัง

Bending effect ดังในรูป 3.5 จะสามารถแสดงให้เห็นได้ว่า ในส่วนของแผ่นโลหะบางที่มีค่ารัศมีความโค้งต่างๆกันจะถูกศึกษาเฉพาะในส่วนของแรงดันตามแนวรัศมีเท่านั้น ซึ่งค่าของแรงดันนี้จะแปรผกผันกับค่ารัศมี ดังนั้นในส่วนของแผ่นโลหะบางจึงปราศจากโมเมนต์จาก ตัวอย่างจะพบว่ามีแต่แรงดันผนังและแรงเฉือนเท่านั้น



รูป 3.4

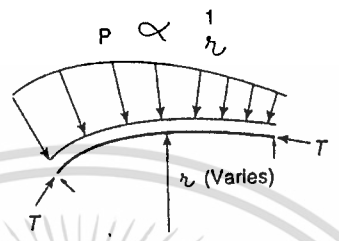
ในโครงสร้างตามความเป็นจริง ค่าแรงดันตามแนวรัศมีบนแผ่นโลหะบางจะแปรเปลี่ยนโดยประมาณกับส่วนกลับของรัศมีความโค้ง ทั้งนี้ก็เพราะว่าในความเป็นจริงแล้วแรงดันตามแนวรัศมีไม่ได้ขึ้นกับอัตราส่วนกลับของรัศมีความโค้งอย่างแท้จริง และเพราะว่าด้วยผลกระทบจากแรงกระทำในระหว่างขบวนการก่อสร้างทำให้แผ่นโลหะบางของโครงสร้าง soil-steel bridge ในความเป็นจริงต้องรับโมเมนต์ดัดด้วย แต่อย่างไรก็ดีค่าที่เกิดขึ้นนี้จะถูกกำหนดโดยความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดของแผ่นโลหะบาง ดังที่กล่าวมาแต่แรกแล้วว่าแผ่น corrugated plate ที่นำมาใช้ใน soil-steel bridge มีความเปราะบางด้วยสาเหตุนี้เอง แผ่น plate จึงได้พัฒนาการให้มี plastic hinge ในบริเวณที่มีโมเมนต์ดังในรูป 3.6 hinge เหล่านี้จะปรากฏที่บริเวณ crown และ shoulder

สำหรับการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของ plastic hinge ภายหลังน้ำหนักกระทำแผ่นโลหะบาง corrugated plate จะประพฤติคล้ายกับวงแหวนที่มี himge เล็กน้อย ซึ่งวงแหวนลักษณะนี้จะมีพฤติกรรมของแรงดันดังที่กล่าวมา และจะไม่ยอมให้เกิดการเปลี่ยนแปลงรูปร่างเนื่องจากโมเมนต์ดัด

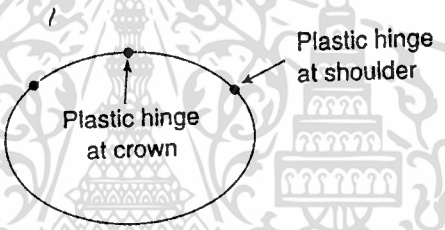
ใน soil-steel bridge โดยปกติจะไม่พิจารณาถึงโมเมนต์ดัด แต่จะออกแบบให้แผ่นโลหะบางรับแรงดันตามแนวผนังเท่านั้น แต่ควรจะได้จดจำไว้ว่าการที่จะไม่พิจารณาถึงโมเมนต์ได้ก็ต่อเมื่อผนังของท่ออยู่ในสภาพที่เปราะ แต่ว่าหากไม่เป็นดังกล่าว เช่นในกรณีของคอนกรีต หรือใน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โครงสร้าง corrugated metal ซึ่งมีความหนาของลอนมาก และมีระยะถมกลับบาง ในการออกแบบก็จำเป็นที่จะต้องนำโมเมนต์มาพิจารณาด้วย



รูป 3.5



รูป 3.6

แม้ว่าโมเมนต์ที่แผ่นโลหะบางจะไม่นำมาอยู่ในขั้นตอนการออกแบบ แต่ว่าผลกระทบที่เกิดกับโครงสร้างทั้งหมด เราไม่สามารถที่จะละเลยได้ ดังที่จะกล่าวต่อไปนี้

การเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่มากเกินไปเนื่องจากโมเมนต์ในแผ่นโลหะบาง ส่วนใหญ่มีผลมาจากดินถมไม่สามารถต้านทานแรงดันตามแนวรัศมีที่เกิดขึ้นในบริเวณจุดสัมผัสของแผ่นโลหะบางและดินถมได้

มันเป็นความจริงที่ว่าโมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจะถูกรองรับ โดยคุณสมบัติในความยืดหยุ่นเล็กน้อยของแผ่นโลหะบาง โดยอาศัยการเปลี่ยนแปลงของ plastic hinge ในบริเวณตำแหน่งที่สำคัญ แต่อย่างไรก็ตามโมเมนต์ที่ถูกรองรับนี้ก็ไม่ได้ทำให้เกิดการเปลี่ยนแปลงมากนักกับแผ่น plate แต่ก็สามารถก่อให้เกิดความเสียหายกับโครงสร้างโดยรวมได้ โดยเฉพาะหากเกิดในตำแหน่งที่มี bolt ที่วางตัวตามแนวยาวบน plate

โครงสร้างแบบ pipe-arch จะมีรัศมีความโค้งที่ฐาน (bottom) ใหญ่มาก และจะมีค่าน้อยลงในบริเวณ haunch จากที่ได้กล่าวเกี่ยวกับโครงสร้างนี้มาแต่เริ่มแรกจะแสดงให้เห็นว่า แรงดันตามแนวรัศมีในดินถมจะสูงสุดบริเวณ haunch ซึ่งเป็นจุดที่จะทำการบดอัดดินได้ยากมาก ด้วยเหตุนี้เอง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทำให้เกิดผลลัพธ์คือ แผ่น plate ในบริเวณ haunch จะอยู่ภายใต้อิทธิพลของโมเมนต์ โดยจะทำให้แผ่น plate เกิดการยู่ หรือทำให้เกิดการพังของรู bolt การป้องกันการพังทลายในส่วนของรู bolt ที่เกิดจากโมเมนต์ในแผ่น plate มีค่ามากเกิน ทำได้โดยการ การจัดเตรียมดินถมที่มีความแข็งแรงในบริเวณใกล้แผ่น plate ที่คาดว่าจะเกิดแรงดันดินตามแนวรัศมีที่มีค่ามาก

Arching effects.

ถ้าจุดทุกๆจุดตามแนวขวางของ soil-steel bridge มีการแอ่นตัว (deflection) เนื่องจากน้ำหนักโน้มถ่วงของดินที่เหมือนกัน ในสภาวะเช่นนี้จะกล่าวว่าโครงสร้างอยู่ในสภาวะ plane strain ซึ่งจะอธิบายได้โดย plane strain slice ในโครงสร้างลักษณะเช่นนี้จะไม่เกิดการส่งถ่ายน้ำหนักทันทีทันใดจาก column of soil เหนือท่อไปยัง column of soil ในบริเวณที่ใกล้กัน เพื่อให้แน่ใจอย่างแจ่มแจ้ง สภาพเช่นนี้จะเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำของท่อที่ถูกฝังภายใต้แรงกระทำในแนวดิ่ง มีพฤติกรรมคล้ายคลึงกับการแอ่นตัวเนื่องจากแรงกระทำที่เกิดจากการที่ดินถูกแทนที่ด้วยท่อ

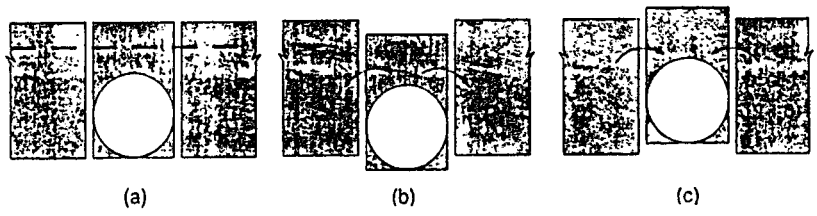
ในสภาพที่แรงกระทำจาก column of soil หนึ่งไม่เกิดการส่งถ่ายไปยังอีก column หนึ่ง ดังแสดงในรูป 3.7a เราจะเรียกว่าสภาวะ "no arching"

ถ้าใน column of soil ที่บรรทุกท่ออยู่นั้นเกิดการแอ่นตัวมากกว่า column ข้างเคียงดังรูป 3.7b ก็จะเกิดการเคลื่อนตัวของ column of soil ลงผ่าน column ข้างเคียงทั้งสอง ซึ่งในการกระทำลักษณะนี้จะเกิดการส่งถ่ายน้ำหนักบนตัวมันเองไปยัง column ข้างเคียง ผลกระทบของการส่งถ่ายแรงนี้คือ เป็นการลดน้ำหนักกระทำที่ท่อต้องรับ ซึ่งสภาวะเช่นนี้ใน soil-steel bridge จะถูกเรียกว่า "positive arching condition"

ในสภาวะ "negative arching condition" ก็เป็นสภาวะที่ท่อจะรับน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้นเนื่องจากเกิดการส่งถ่ายแรงกระทำจาก column of soil ข้างเคียง สภาวะเช่นนี้แสดงดังรูป 3.7c ซึ่งเกิดจาก column of soil ที่อยู่ข้างเคียงเกิดการแอ่นตัวมากกว่า column ตรงกลาง ทำให้เกิดการส่งถ่ายแรงมายัง column ตรงกลางที่มีท่ออยู่ ทำให้ท่อรับน้ำหนักกระทำเพิ่มขึ้น

มันเป็นการน่าสนใจที่จะจดจำว่า การพูดถึงสภาวะ "no arching" มันเป็นสิ่งที่ไม่เป็นจริง เพราะเป็นไปได้ยากมากที่ท่อที่ถูกฝังแทนที่ของดินจะมีความแข็งแกร่งเหมือนกับดินเดิมก่อนถูกแทนที่ เพราะค่าความแข็งแกร่งจากการแทนที่จะแปรเปลี่ยนจากที่มีค่ามากที่สุดที่ crown ของท่อ และเกือบจะมีค่าเป็นศูนย์ที่ spring line หรือที่จุดปลายนอกท่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.7

สภาวะ negative และ positive arching จะศึกษาในลักษณะของปริมาณทางคุณภาพเท่านั้น โดยค่าที่ได้จะถูกสมมุติขึ้นตามสภาพความเป็นจริง ซึ่งจะได้แสดงให้เห็น ผลกระทบจากแรงกระทำที่ต่างๆกันจะมีผลมาจากอิทธิพลของลักษณะ arching ที่ต่างกัน ตัวอย่างเช่น อิทธิพลของ arching ท่อแรงดันดินในแนวดิ่ง บน crown จะแตกต่างกันกับแรงดันในแนวดิ่งบริเวณ spring line นอกจากนั้น แรงดันตามแนวผนังซึ่งมีค่าไม่คงที่บนแนวเส้นรอบวง ก็จะได้รับผลกระทบที่ต่างกัน จากแรงดันในแนวดิ่งที่บริเวณ crown และ spring line

Finite element analyser เพื่อที่จะได้เข้าถึงพฤติกรรมภายในของ soil-steel bridge จึงได้มีการศึกษาท่อที่มีรูปร่างต่างๆกัน โดยการวิเคราะห์โดย finite element method โดยอาศัยแนวความคิด plane strain การวิเคราะห์ทำขึ้นโดยอ้างสมมุติฐานที่ว่า

1. แรงเนื่องจากแรงโน้มถ่วงจะเริ่มเกิดขึ้น (switch on) หลังจากที่ท่อถูกวางลงในดิน
2. ดินถม และฐานราก (foundation) มีความเป็น linear-elastic medium เหมือนกัน และมีความเหมือนกันในลักษณะของ stress และ strain ในส่วนทั้งแรงดึง และแรงกด
3. ถือว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างดินและแผ่นโลหะบางที่ผิวสัมผัสมีความสมบูรณ์

ตามสมมุติฐานข้างต้นสามารถอธิบายได้โดยเหตุผล ซึ่งจะกล่าวต่อไปภายหลัง สมมุติฐานง่ายๆเหล่านี้ถูกตั้งขึ้นเพื่อให้เหมาะเพื่อให้เหมาะกับการศึกษากับการศึกษาด้วยมือ เพราะผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์จะปราศจากเครื่องหมายบวกลบที่สลับซับซ้อน ซึ่งจะเกิดขึ้นหากไม่ได้กำหนดสมมุติฐานเหล่านี้ขึ้น การใช้คุณสมบัติความสมมาตรทางโครงสร้าง และแรงกระทำ เพื่อที่จะได้ศึกษาเพียงครึ่งเดียว ในแต่ละกรณีนั้นจะสามารถนำมาใช้ได้ก็ต่อเมื่อต้องมีการควบคุมเงื่อนไข คือต้องไม่เกิดการเคลื่อนที่ตามแนวขวางออกจากแนว centerline ในแนวดิ่ง

รายละเอียดของโครงสร้าง 4 แบบที่ได้จากการวิเคราะห์ FE method (Finite Element method) แสดงดังรูป 3.8 ซึ่งจากรูปจะเห็นว่าโครงสร้าง I เป็นท่อวงรีในแนวดิ่ง โครงสร้าง II เป็นวงกลม โครงสร้าง III เป็นวงรีในแนวขวาง ระยะที่วัดจากดินถมถึง spring line ในโครงสร้าง I , II, III จะเท่ากันดังรูป 3.8 โครงสร้าง IIII เป็นวงรีในแนวขวาง ซึ่งจะมีลักษณะเหมือนโครงสร้าง III แต่ต่างกันที่ขนาดต่างๆ จะมีค่าเป็น 2 เท่าของโครงสร้าง III

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ ห้ามมิให้ผู้ใดนำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

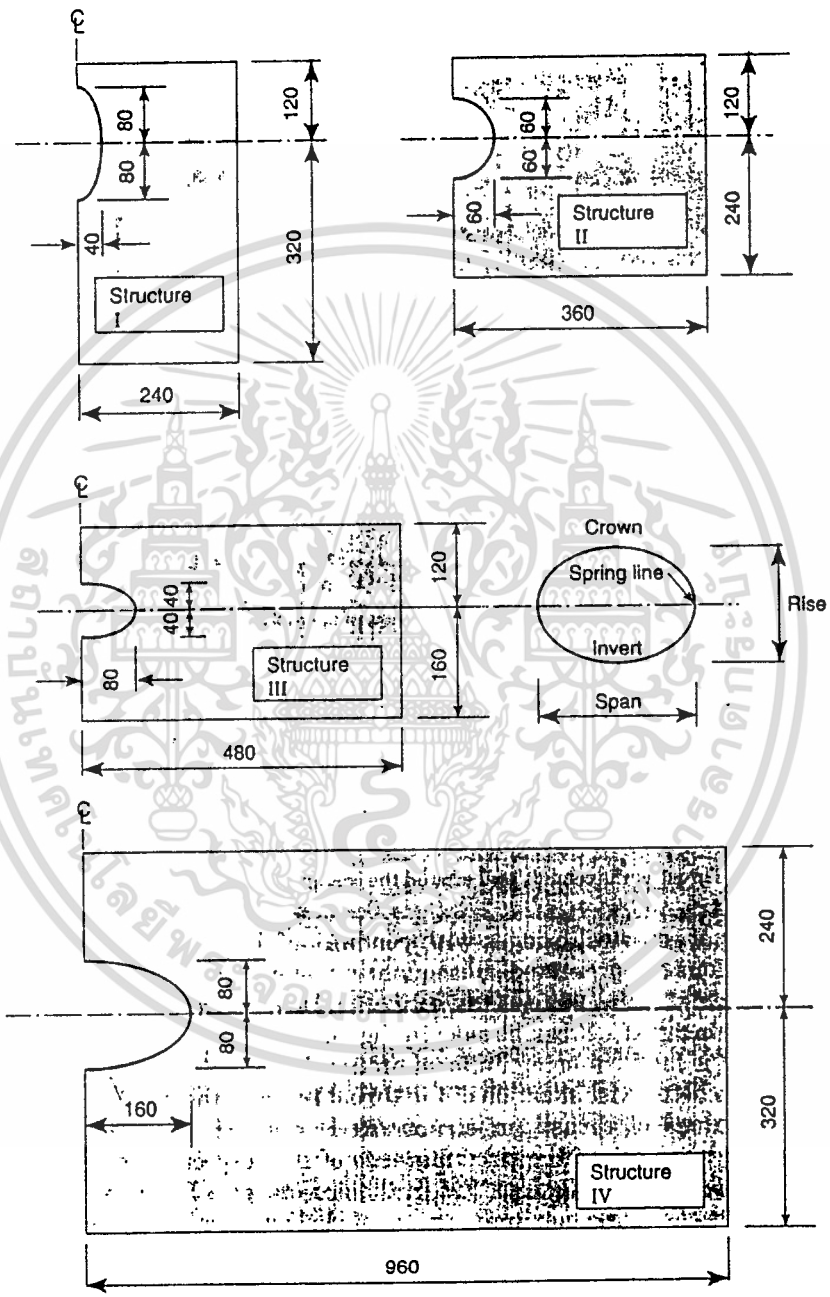
ขอบเขตที่ขยายออกไปของดินถมและ foundation ที่พิจารณาโดย FE method แสดงดังรูป 3.8 ซึ่งจากรูปจะเห็นได้ว่าในแนวขวางขอบเขตของดินถมที่พิจารณาจะขยายออกไป 2.5 เท่าของ span ท่อ นับจาก spring line ออกไป และด้านล่าง invert ขอบเขตฐานรากขยายออกไป 1.5 เท่า จาก invert เช่นเดียวกับในแนวขวาง

แรงดันตามแนวผนัง Td ที่ได้จากการวิเคราะห์โดย FE จะถูกทำให้ไม่มีหน่วยโดยการหารพจน์นั้นด้วยน้ำหนักครึ่งหนึ่ง (w) ของ column of soil ที่อยู่เหนือท่อ มันเป็นที่ควรจดจำว่า Td จะมีค่าเท่ากับ W ถ้าปรากฏเงื่อนไข "no arching" ในโครงสร้าง และแรงดันตามแนวผนังจะมีลักษณะเป็นแรงกระจายที่สม่ำเสมอรอบเส้นรอบวงของท่อ ค่าของแรงดันตามแนวผนังที่ไม่มีหน่วยสำหรับโครงสร้างทั้ง 4 ที่วิเคราะห์โดย FE method แสดงในรูป 3.9 เพื่อง่ายต่อการเปรียบเทียบ ค่านี้จะ plot ตามเส้นตรงยาวที่ไม่มีหน่วยที่วิ่งออกจากcrawn ไปยัง invert

คล้ายกันกับแรงดันตามแนวผนัง vertical stress ในดินรอบๆท่อก็ไม่มีหน่วยโดยการหารด้วย corresponding free field pressure และ free field pressureในดินก็คือ แรงดันที่เกิดขึ้นขณะที่ยังไม่มีท่อ ค่าแรงกดในแนวดิ่งที่ไม่มีหน่วย ในระนาบแนวขวางที่ต่างๆกัน 3 ระนาบ แสดงดังรูป 3.10 โดย plate ตามเส้นตรงวิ่งตาม span ท่อซึ่งก็ไม่มีหน่วยเช่นกัน ดังในรูป 3.10 เส้นนี้จะเริ่มต้นที่เส้นสมมาตรในแนวดิ่ง และขยายออกไปอีก 3 เท่าของ span ท่อ Dh แรงดันในแนวดิ่งที่ plot ในรูป 3.10 แสดงค่าที่ระดับ crown ที่ระดับ spring line และที่ระดับต่ำกว่า invert

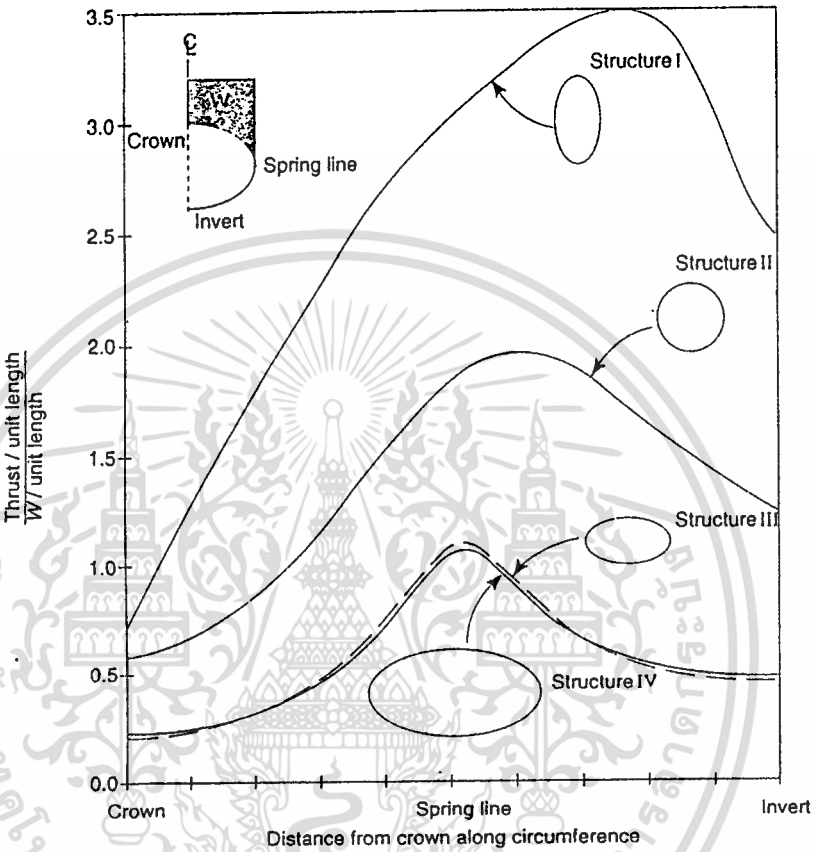
ในความชัดแจ้งในผลลัพธ์ที่ได้จากการวิเคราะห์ FE ดังที่แสดงในรูป 3.9 และ 3.10 ความสนใจในการสังเกตุ ถึงพฤติกรรมของ soil-steel bridge ที่มีท่อรูปต่างๆกันได้เกิดขึ้นมากมาย ซึ่งการสังเกตุเหล่านี้จะขอแสดงในหัวข้อต่างๆกันดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.8

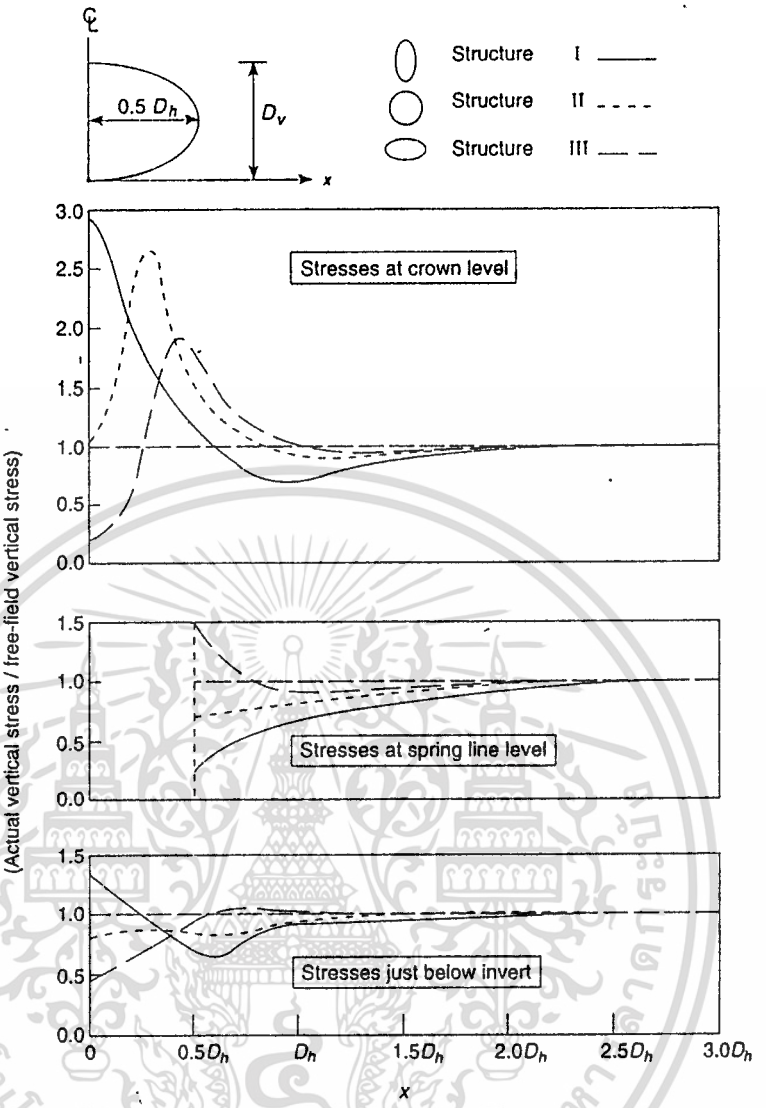
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.9

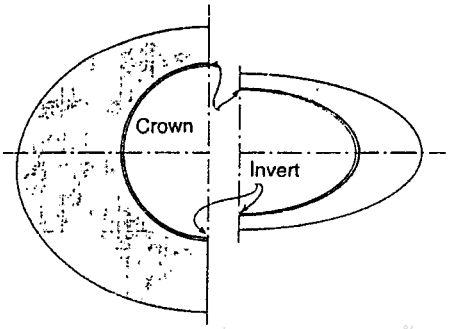
Nonuniform thrust ดังที่เห็นในรูป 3.9 ว่าแรงดันตามแนวผนังในผนังท่อจะไม่เป็นลักษณะแรงกระจายสม่ำเสมอรอบๆท่อ เพื่อที่จะได้เห็นรูปแบบที่ชัดเจนของแรงดันตามแนวผนัง จะขอนำค่าแรงดันตามแนวผนังที่ถูกทำให้ไม่มีหน่วยของโครงสร้าง II กับ III มาเขียนใหม่ ในลักษณะเพียงครึ่งเดียวของเส้นรอบวงเท่านั้น ดังในรูป 3.11 จากรูปเราจะพบว่าโครงสร้างรูปที่เป็นวงกลมจะมีค่าแรงดันตามแนวผนังมากที่สุด ที่บริเวณต่ำกว่า spring line และในโครงสร้างที่เป็นรูปวงรีในแนวนอน ค่าแรงดันตามแนวผนังมากที่สุดจะเกิดที่ spring line แต่ควรจะได้จดจำไว้ว่า การสังเกตที่ได้นี้จะไม่ตรงกับค่าที่วัดได้จริงในสนามงานซึ่งดังอย่างนี้จะได้แสดงภายหลัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.10

การวัดค่าจริงในสนามงานของ soil-steel bridge ระหว่างก่อสร้างและหลังการก่อสร้าง แสดงให้เห็นว่าค่าแรงดันตามแนวผนังจะเกิดสูงสุดที่ระยะตรงกลางระหว่าง crown และ spring line



(a) T_D/W around circular conduit (Structure II)

(b) T_D/W around horizontally elliptical conduit (Structure III)

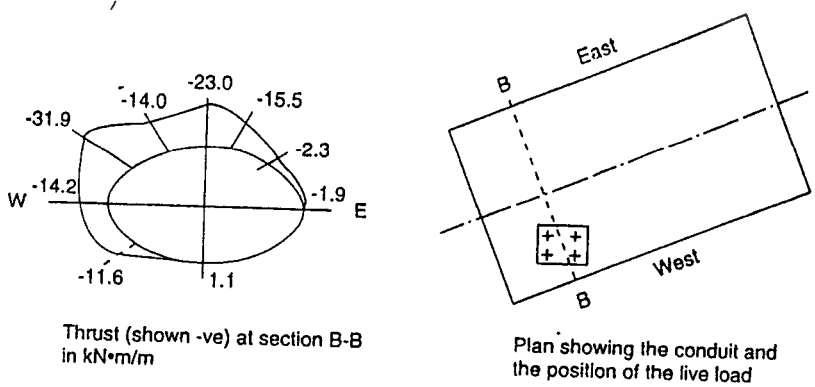
รูป 3.11

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความไม่สอดคล้องกันระหว่าง ผลจากการวิเคราะห์ทางส FE และการวัดค่าจริงในสนามงาน อาจจะเป็นความจริงที่มีเหตุผลมาจากว่า ในการวิเคราะห์ยังคงไม่ได้นำผลกระทบจากขั้นตอนการก่อสร้างมาพิจารณาด้วยก็เป็นได้ และด้วยจากความไม่สอดคล้องกัน การวิเคราะห์ FE จึงได้แสดงรายละเอียดอย่างชัดเจน ของลักษณะที่สำคัญแรงดันผนังที่ไม่เป็นแรงกระจายอย่างสม่ำเสมอรอบท่อ เป็นๆที่ยอมรับกันว่า เมื่อ flexural rigidity มีเพียงเล็กน้อย แรงดันรอบผนังที่กระจายอย่างไม่สม่ำเสมอรอบผนัง สามารถที่จะรักษาสภาพได้จากการเกิดขึ้นของแรงเฉือนผิวหน้าระหว่างดินถมและผนังท่อ เมื่อดินถมรอบๆท่อเป็นดิน noncohesive granular soil ดังแนวความคิดที่ควรเป็น แรงเฉือนผิวหน้าระหว่างผนังท่อและดินถม จะแสดงอยู่ในรูปของแรงเสียดทานนั่นเอง

ตัวอย่างพิเศษของแรงดันรอบผนังที่เป็นแรงกระจายไม่สม่ำเสมอรอบผนังท่อ พบว่าแรงดันนี้เกิดจากน้ำหนักของยานพาหนะที่กระทำบน embankment ของท่อ ดังจะเห็นได้ในรูป 3.12 เป็นตัวอย่างหนึ่งที่แสดงถึงแรงดันรอบผนังท่อโดยได้จากการคำนวณจากการวัด strain ซึ่งเกิดจากการทดสอบโดยนำพาหนะวางบนด้านหนึ่งของ crown จากรูปจะเห็นได้ว่า ถึงในส่วนของท่อที่ห่างจากจุดที่มีการทดสอบน้ำหนัก เพื่อศึกษาแรงดันรอบผนังที่เกิดอันเนื่องจากน้ำหนักยานพาหนะ ผลที่แสดงดังในรูป 3.12 ได้จากการทำการทดสอบซึ่งยังไม่ได้มีการนำเสนอ

Effect of arching on thrust ในรูป 3.9 แสดงให้เห็นชัดเจนเกี่ยวกับแรงดันตามแนวผนังที่ถูกทำให้ไม่มีหน่วย ว่าจะมีค่าสูงสุดในโครงสร้างที่เป็นรูปท่อวงรีในแนวดิ่ง ซึ่งอัตราส่วนของ Td/W มีค่าสูงมากถึง 3.5 และเป็นที่ควรจดจำว่าในสภาวะ "no arching" ค่าอัตราส่วนนี้มีค่าเท่ากับ 1 เป็นความจริงว่าหากอัตราส่วน Td/W มีค่ามากกว่า 1 จะเป็นการบอกว่า ท่อที่ถูกฝังไว้ของโครงสร้างมีความแข็งแกร่งกว่าดินเดิมที่ถูกแทนที่ ซึ่งจะเป็นผลลัพธ์สำคัญของลักษณะ "negative arching" การเกิด "negative arching" จะถูกยืนยันจากการที่แรงดันแนวดิ่งของดินที่ crown ในการพิจารณามีค่าสูงมาก ค่าแรงดันที่สูงนี้บริเวณ crown ได้แสดงดังรูป 3.10 จากรูปจะเห็นว่า แรงดันดินในแนวดิ่ง บนท่อวงรีในแนวดิ่งจะมีค่าเป็น 3 เท่าของ free-field pressure



รูป 3.12

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าของอัตราส่วน Td/W ของโครงสร้าง ท่อรูปวงรีในแนวขวาง จะมีค่าน้อยที่สุดถ้าเทียบกับโครงสร้างอีก 3 แบบ ซึ่งสามารถเห็นได้ในรูป 3.9 ค่า Td/W จะมีค่าต่ำกว่าในสภาวะ no arching หรือ 1 ยกเว้นในบริเวณ spring line จะเป็นบริเวณที่ค่าใกล้เคียง 1 และเป็นที่ประจักษ์แล้วว่า ท่อรูปวงรีในแนวนอน อย่างน้อยที่สุดก็จะทำให้เกิดสภาพ "positive arching" ดังรูป 3.7b ซึ่งจะเป็นการทำให้น้ำหนักของ column of soil เหนือท่อมีการถ่ายเทไปยัง column ข้างเคียง

ดังแสดงในรูป 3.9 ค่าอัตราส่วน Td/W ของโครงสร้างท่อรูปวงกลมจะแปรเปลี่ยนจากค่า 0.6 ถึง 2.0 ซึ่งจะเป็นการแสดงให้เห็นว่าท่อรูปนี้สามารถทำให้เกิด negative arching แต่จะมีขนาดเล็กกว่าที่เกิดจากท่อรูปวงรีในแนวดิ่ง

Vertical pressure at crown level ค่าแรงดันดินในแนวดิ่งของดินที่ระดับ crown ดังรูป 3.10 ให้ทั้งความน่าสนใจ และความรู้จะพบ ว่าโครงสร้างที่มีท่อวงรีในแนวดิ่งค่าแรงดันนี้จะสูงสุดทันใดในบริเวณที่เหนือ crown และจะลดลงอย่างรวดเร็วเข้าใกล้ค่า free field pressure ในตำแหน่งในแนวดิ่งเหนือ spring line สำหรับโครงสร้างท่อรูปวงกลม ค่าแรงดันดินในแนวดิ่งจะมีค่าเท่ากับ free field pressure ที่บริเวณ crown และจะสูงสุดบริเวณที่อยู่กึ่งกลางระหว่าง crown และ spring line และจะมีค่าลดลงเท่ากับ free field pressure ในระยะที่ห่างจาก spring line เป็นระยะประมาณ 1/3 ของ span

ในกรณีของโครงสร้างที่เป็นท่อรูปวงรีตามแนวนอน แรงดันดินในแนวดิ่งเหนือ crown มีค่าประมาณ 20% ของ free field pressure จากด้านใดด้านหนึ่งออกไปจาก crown แรงดันจะเพิ่มขึ้นและมีค่าสูงสุดในตำแหน่งที่อยู่ในหน้าตัดของท่อ ในบริเวณที่ใกล้กับระนาบที่บรรจุ spring line และหลังจากนั้นจะลดลงเข้าใกล้ free field pressure ในบริเวณที่ห่างจาก spring line เป็นระยะ 1/3 ของ span เป็นความจริงที่ว่า "hard point" ซึ่งเป็นบริเวณที่สัมผัสกับแรงกดในแนวดิ่งที่มีค่ามากที่สุดภายในหน้าตัด และเป็นสิ่งยืนยันว่าความแข็งแกร่งของท่อที่ถูกฝังบริเวณใกล้ๆกับ spring line ควรจะให้ความสนใจในการพิจารณามากกว่าในส่วนของดินที่ถูกแทนที่ด้วยท่อ

แรงดันดินในแนวดิ่งที่เกิดขึ้นทันใดบนท่อนั้น มักจะนำมาเป็นตัวบ่งชี้ถึงสภาพ negative arching หรือ positive arching effect "positive arching effect" จะปรากฏขึ้นเมื่อแรงดันมีค่าต่ำกว่า free field pressure และจะเป็น negative arching เมื่อมีค่ามากกว่า ซึ่งจะสามารถเห็นได้จากรูป 3.10 ในโครงสร้าง I จะพบว่า ภายในหน้าตัดทั้งหมดจะพบสภาวะ "negative arching" ตลอดหน้าตัดท่อ ซึ่งจะไม่ใช่ลักษณะเดียวกับอีก 2 แบบ ในโครงสร้างอีก 2 แบบนั้น ภายในหน้าตัดจะพบทั้งสภาพ negative และ positive arching จากการสังเกตในส่วนนี้เองเป็นการยืนยันได้ว่า เป็นไปไม่ได้ที่จะศึกษาความเป็นไปได้ของสภาพ arching สำหรับโครงสร้างทั้งหมดโดยอาศัย เพียงตัวแปรเดียวเท่านั้นในการตัดสินใจ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Vertical pressure below the conduit ค่า stress ในแนวดิ่งที่ถูกทำให้ไม่มีหน่วย ในฐานราก ใต้ระดับ invert ถูก plot ดังรูป 3.10 สำหรับโครงสร้างทั้ง 3 รูปแบบ จากโครงสร้าง I ซึ่งเป็นท่อรูปวงรีในแนวดิ่ง ค่า stress ในแนวดิ่งใต้ invert มีค่าสูงกว่า free field pressure ประมาณ 20% สิ่งที่สังเกตที่ปรากฏเห็นนี้ตรงข้ามกับความเข้าใจของวิศวกรเกี่ยวกับ stress ที่ปรากฏ ว่า stress ที่ปรากฏใต้โพรงใน half-space ไม่ว่าที่ใดก็ตาม ควรจะมีค่าน้อยกว่า stress ที่เกิดจากการที่โพรงหายไป

ในโครงสร้างที่มีท่อรูปวงกลม และวงรีในแนวขวาง แรงดันดินในแนวดิ่งใต้ท่อจะมีค่าน้อยกว่าค่า free field pressure และจะขอกล่าวในภายหลัง เกี่ยวกับแรงดันภายใต้ท่อนี้ ว่าสามารถที่จะทำให้เกิดสถานการณ์ที่ไม่พึงปราถนาได้ในกรณีที่ฐานรากของโครงสร้างชนิดนี้สร้างขึ้นอย่างไม่แข็งแรง

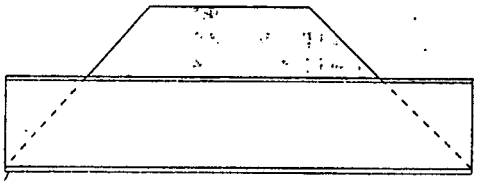
Scalar effects ดังที่เห็นในรูป 3.9 แรงดันตามแนวผนังที่ถูกทำให้ไม่มีหน่วยในโครงสร้าง III และ IIII มีลักษณะที่คล้ายกัน แม้ว่าโครงสร้างชนิดหลังจะมีขนาดใหญ่กว่าโครงสร้างแรกถึง 2 เท่า จากการสังเกต เป็นการยืนยันให้เห็นว่า ในขณะที่เราศึกษาเงื่อนไขในด้านรูปร่างแล้ว พฤติกรรมของ soil-steel bridge จะได้รับอิทธิพลจากรูปร่างของท่อที่ต่างกัน ซึ่งขนาดของท่อไม่ได้มีอิทธิพลกับพฤติกรรมของมัน แต่ถ้าโครงสร้างที่มีรูปร่างเหมือนกัน แต่ขนาดต่างกันมีพฤติกรรมที่ต่างกันในทางปฏิบัติแล้ว เหตุผลของการเกิดลักษณะเช่นนี้ควรจะได้พิจารณาจาก องค์ประกอบอื่นๆนอกเหนือจากที่กล่าว ซึ่งได้กล่าวเป็นนัยๆ ในการวิเคราะห์โดย FE ในเบื้องต้นแล้ว

3.2.2 Three dimention effects

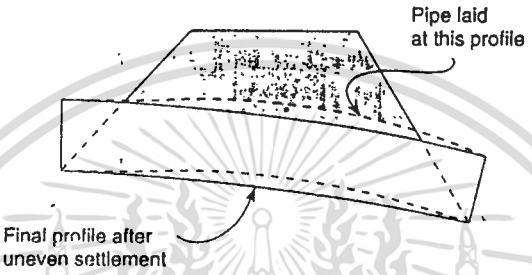
ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์ดังที่กล่าวๆมาเป็นแนวความคิดใน 2 มิติเท่านั้น ซึ่งถือว่าหน้าตัดขวางในแต่ละ section มีลักษณะเหมือนกันอย่างแท้จริง แต่ในความเป็นจริงความคิดเช่นนี้ไม่ได้เป็นไปตามที่สมมุติไว้ ดินถมเหนือท่อจะมีความลึกเท่ากันในบริเวณตอนกลางของความยาวท่อเท่านั้น ดังในรูป 3.13 ในจุดปลายของท่อดินถมจะมีความลึกลดลง

เป็นที่ควรจดจำไว้ว่า ฐานรากในส่วนความยาวตอนกลางของท่อ ซึ่งมีความลึกของดินถมมากกว่า จะมีการทรุดตัวมากกว่าในจุดปลายของความยาวท่อ ดังนั้นจึงมักจะวางท่อให้โค้งแอ่นขึ้นในบริเวณความยาวตอนกลางดังรูป 3.14 และความโค้งนี้จะเปลี่ยนแปลงหลังจากเกิดการทรุดตัว ซึ่งจะทำให้ท่ออยู่ในตำแหน่งของการออกแบบ ในกรณีของท่อระบายน้ำ ตำแหน่งที่ออกแบบ ส่วนมากแล้วจะต้องมีความโน้มเอียงมากกว่าวางในแนวนอน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.13



รูป 3.14

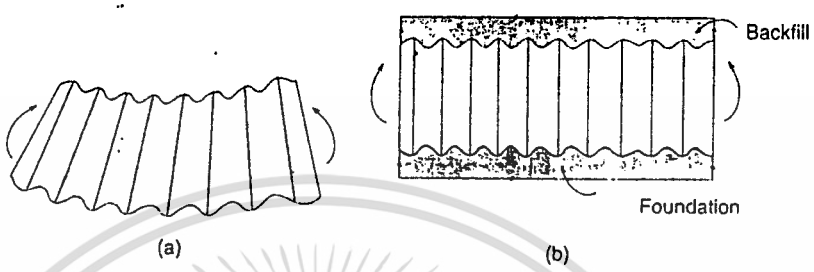
เป็นเรื่องปกติโดยทั่วไปที่ไม่ควรจะมีการเปลี่ยนขนาด plate บนระหว่างความยาวของท่อทั้งๆที่เป็นที่รู้กันว่า ในความยาวช่วงตอนกลางจะรับน้ำหนักกระทำมากกว่าที่ส่วนปลายสาเหตุหลักๆก็คือ ในทางปฏิบัติแล้ว เพื่อความปลอดภัยแล้วจะพิจารณาในส่วนของตอนกลางความยาวแทนการวิเคราะห์ตลอดทั้งความยาว เหตุผลอื่นก็เพื่อที่จะทำให้ไม่ต้องสนใจในกรณีอิทธิพลที่อาจเกิดจาก แรงกระทำที่เกิดในเหตุการณ์ที่ไม่คาดคิด ที่จะเกิดขึ้นในช่วงระหว่างความยาวท่อ ด้วยลักษณะเป็นวงแหวนของแผ่นโลหะ เป็นที่เข้าใจกันว่า ในความเป็นจริง ความแข็งแกร่งต่อการ flexural จะไม่ได้เกิดครอบคลุมตลอดทั้งความยาวท่อ ซึ่งจะเห็นได้ชัดจากลักษณะของท่อเอง ดังแสดงในรูป 3.15a ท่อจะมีการเปลี่ยนรูปร่วงตามความยาวคล้ายลักษณะคลื่นโดยเกิดโมเมนต์ดัดเพียงเล็กน้อย แต่อย่างไรก็ตาม เมื่อท่อถูกฝังดังรูป 3.15b การเคลื่อนที่ในแนวความยาวจะถูกยึดโดยดิน ในกรณีเช่นนี้ ท่อก็จะไม่มีความยืดหยุ่น เช่นเดียวกับกรณีการพิจารณา แยกเป็นส่วนโดดเดี่ยว

และควรจะจดจำว่า เมื่อความแข็งแกร่งในแนวตามความยาวของท่อที่ถูกฝังถูกนำมาพิจารณาด้วยแล้ว ผลกระทบจากแรงกระทำที่เกิดจากเหตุการณ์ที่คาดคิดตามความยาวท่อก็ต้องนำมาพิจารณาเช่นกัน

Longitudinal arching ถ้าท่อเกิดการแอ่นอย่างไม่สม่ำเสมอตลอดความยาวของมัน ดังรูป 3.16 จะเห็นได้ว่าจะมีแรงบางส่วนถูกส่งผ่าน จากส่วนความยาวช่วงกลางไปยังความยาวช่วงปลาย ดังนั้นจึงเป็นการช่วยลดแรงกระทำบนผนังท่อ ในความยาวช่วงกลาง การส่งผ่านแรงตามทิศทางความยาวของท่อจะเกิดควบคู่กับเหตุการณ์ที่เรียกว่า longitudinal arching เพื่อให้แยกจากลักษณะการเกิด arching ดังที่กล่าวมาในช่วงแรกๆแล้วของโครงสร้าง ในแนวความคิด plane-strain และ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ ดัดแปลง เผยแพร่ หรือค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เพื่อเป็นการสะดวกจะขอเรียกลักษณะตอนหลังว่า transverse arching และเป็นที่รู้กันว่าเนื่องจากการวิเคราะห์โครงสร้างใน 3 มิติเป็นการทำได้ยากมาก จึงมีงานเพียงไม่กี่งานเท่านั้นที่มีการศึกษาถึงผลของ arching แบบนี้



รูป 3.15

รูป 3.16

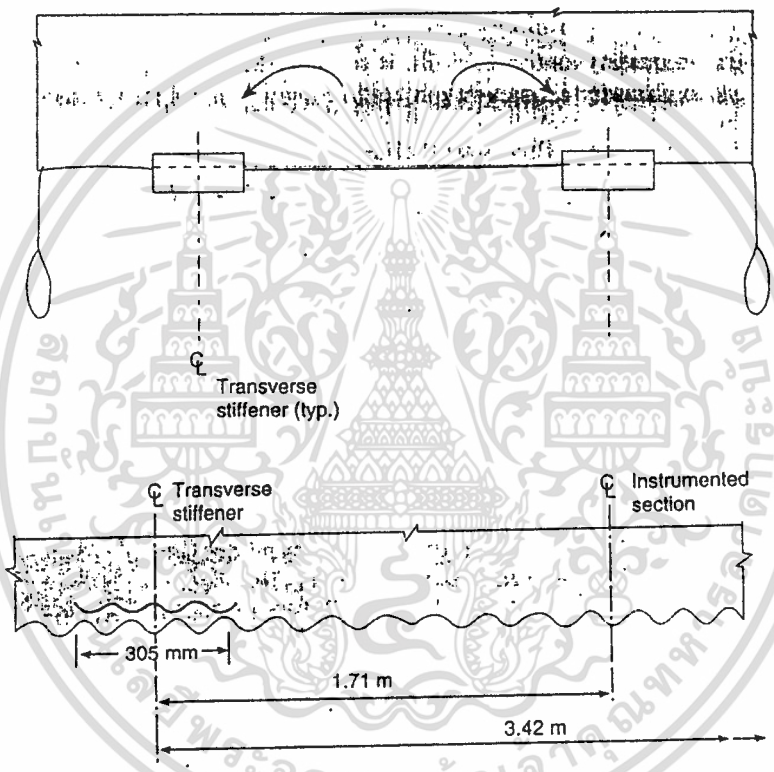
สิ่งที่น่าสนใจอื่นๆเกี่ยวกับ longitudinal arching คือเมื่อส่วนบนสุดของผนังท่อถูกยึดโดย transverse stiffener ซึ่งอาจจะวางห่างกันได้ถึง 4 เมตร น้ำหนักกระทำของดินจะถูกส่งผ่านไปยัง stiffener ตามพฤติกรรมของมัน ซึ่งแสดงดังรูป 3.17 stiffener อาจจะประกอบด้วย curved rolled I-Beam หรือแผ่น corrugate plate วางในลักษณะ ridge -over-ridge ดังที่ปรากฏในรูป 3.18 stiffener ทั้ง 2 ชนิดจะถูกยึดกับแผ่น shell โดยการใช้ bolt ยึดผ่านรูที่เจาะนำไว้โดยการใช้ไฟละลาย เนื่องด้วยการทำจุดต่อส่งผลให้เกิดความไม่สมบูรณ์ จึงมีผลทำให้แรงเฉือนที่ส่งถ่ายระหว่าง stiffener และ parent plate เกิดอย่างไม่สมบูรณ์ ซึ่งจะเกิดโดยเฉพาะในช่วงของการถมดินบริเวณเหนือท่อ

ผลกระทบจาก longitudinal arching ระหว่าง stiffener เป็นที่ทราบกันว่า เป็นการช่วยลดแรงกระทำจากน้ำหนักดินบนท่อในบริเวณระหว่าง stiffener เพราะว่าน้ำหนักดินนี้จะถูกส่งผ่านไปยัง stiffener

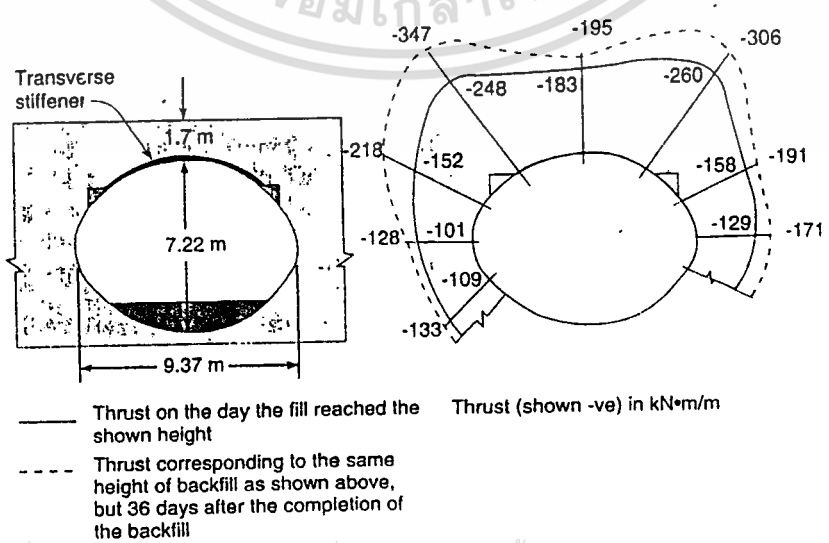
Effect of foundation settlement ตามแนวความคิดหลัก วัสดุที่ใช้ถมรอบๆท่อจะต้องเป็นวัสดุที่สามารถบดอัดได้เป็นอย่างดี และในทางปฏิบัติแล้ว วัสดุเหล่านี้ไม่ควรมีคุณสมบัติที่ขึ้นอยู่กับช่วงเวลา ในส่วนฐานรากของโครงสร้างก็เช่นกัน ก็ควรมีคุณภาพเช่นเดียวกับวัสดุที่นำมาถม ถ้าฐานรากประกอบด้วยดินเหนียวเป็นส่วนใหญ่ การทรุดตัว ทั้งหมดจะเกิดได้ 2 ลักษณะ คือ เกิดทัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทีหลังจากก่อสร้างเสร็จ และเกิดการทรุดตัวในช่วงระยะเวลาข้างหน้าในระยะเวลานาน และการทรุดตัวในส่วนหลังอาจจะมากขึ้นเรื่อยๆในระยะเวลานานๆ ซึ่งการทรุดตัวทั้งสองแบบนี้มีอิทธิพลต่อ longitudinal arching และ transverse arching



รูป 3.17



รูป 3.18

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ดังที่ได้กล่าวในส่วนย่อยๆก่อนหน้านี้ และแสดงดังรูป 3.14 ฐานรากภายใต้ท่อสามารถทรุดตัวได้ต่างกันในช่วงความยาวท่อ นอกจากนี้การทรุดในระนาบหน้าตัดก็เป็นไปในลักษณะไม่เท่ากันเช่นกัน ค่าแรงดันดินในแนวดิ่งที่ระดับต่ำกว่า invert ที่ถูกทำให้ไม่มีหน่วย ถูก plot ดังในรูป 3.14 ซึ่งจะทำให้ศึกษาถึงเรื่องการทรุดตัวที่ต่างกันของฐานรากในทิศทางระนาบหน้าตัดได้สะดวกขึ้น

ในกรณีโครงสร้าง I ซึ่งเป็นลักษณะท่อวงรีในแนวดิ่ง แรงดันดินในแนวดิ่งเกือบทั้งหมดใต้ท่อจะมีค่าสูงกว่า แรงดันดินในส่วนบริเวณใกล้เคียงที่ระดับเดียวกันของฐานราก ซึ่งจากสาเหตุนี้จึงทำให้ทราบว่า ทำไมฐานรากบริเวณใต้ท่อจึงทรุดตัวมากกว่าบริเวณใกล้เคียง และยังเป็นผลให้เกิดกรณี positive arching ขึ้น

แต่กลับกัน โครงสร้างชนิดที่ II และ III มีค่าแรงดันดินในแนวดิ่งต่ำกว่า บริเวณใกล้เคียง ในกรณีนี้ การทรุดตัวในช่วงระยะเวลานานๆ ของฐานรากจะทำให้เกิดเหตุการณ์ดังรูป 3.7c ซึ่งก็คือเกิด negative arching นั่นเอง

จากท่อรูปวงรีในแนวดิ่ง เราจะพบว่า ขณะที่เกิด negative transverse arching ในช่วง time-independent backfill อาจจะเกิด positive transverse arching ขึ้นก็ได้อันเนื่องมาจากการทรุดตัวของฐานรากที่แปรผันตามช่วงเวลา ในทางกลับกันสำหรับท่อรูปวงรีในแนวขวางจะเกิด positive arching ในช่วงการถมดินกลับ แต่อาจจะเกิด negative arching ขึ้นได้ ถ้าโครงสร้างวางตัวอยู่บนฐานรากที่มีลักษณะเปลี่ยนแปลงตามช่วงเวลา

An example ตัวอย่างของการเกิด arching ใน longitudinal และ transverse ในช่วงเดียวกันจะอธิบายดังต่อไปนี้ จากตัวอย่างของแรงดันผนังรอบท่อที่คำนวณจาก strain ในระหว่างการก่อสร้างที่เกิดบนแผ่น shell ของ soil-stee bridge ที่ประกอบด้วยท่อรูปวงรีในแนวนอน ซึ่งมี sapn 9.37 m, และ สูง 7.22 m. สมมุติว่า แผ่น shell ของโครงสร้างนี้มีการติดตั้ง stiffener ที่เป็นคอนกรีตในแนว longitudinl บนบริเวณบ่าของโครงสร้าง และมี transverse stiffener ที่วิ่งจาก longitudinal stiffener ตัวหนึ่งไปยังอีกตัวหนึ่ง ดังรายละเอียดในรูป 3.18 แสดงถึง stiffener ที่ทำจากแผ่น corrugate plate และวางห่างกัน 3.42 m. จาก center ถึง center ความลึกของดินถมเหนือโครงสร้างเท่ากับ 1.7 m.

โครงสร้างที่กำลังพิจาณานี้ จะถูกเรียกว่า Upper Access Road bridge ผนังท่อของโครงสร้างนี้ แสดงดังรูป 3.2 ได้ติดตั้งอุปกรณ์ที่มี strain gauge ในหลายๆที่โดยวางอยู่รอบๆ หน้าตัดขวาง โดยวางในตำแหน่งตรงกลางระหว่าง transverse steffener ในระยะความยาวช่วงกลางของท่อ โดยในแต่ละจุดจะมี strain gauge 3 ตัว เพื่อที่จะสามารถคำนวณหาค่าโมเมนต์ และแรงดันตาม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

แนวผนังได้ strain gauge จะถูกติดตั้งเมื่อแผ่นโลหะ shell ถูกประกอบแล้วจาก curved corrugated plate ค่าที่อ่านจาก strain gauge จะเริ่มจดบันทึกเมื่อมีการถมดิน บนทั้ง 2 ด้านของท่อ

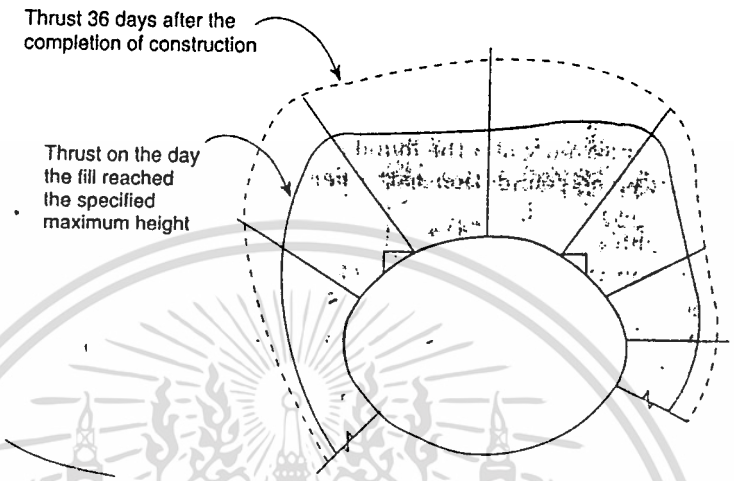
หลังจากดินถมถูกถมถึงระดับสูงสุดตามกำหนด ค่าที่อ่านได้จากเครื่องมือจะถูกบันทึก ค่าแรงดันตามแนวผนังจะถูกคำนวณจากค่าที่วัดได้จาก starin gauge ซึ่งแสดงดังรูป 3.18 แต่ด้วย strain gauge ในบริเวณด้านใต้ของท่อถูกทำลายในระหว่างการก่อสร้าง ด้วยเหตุผลนี้เองทำให้ไม่สามารถหาค่าแรงดันตามแนวผนังในบริเวณนี้ได้

ดังรูป 3.18 dead load thrust หลังจากก่อสร้างเสร็จ บนโครงสร้างจะมีลักษณะไม่สม่ำเสมอกันในแนวเส้นรอบวง ค่ามากที่สุดจะเกิดบริเวณ shoulder ของท่อ และไม่ได้ใกล้กับตำแหน่ง spring line ตามคำทำนายโดยการใช้ FE วิเคราะห์ ในส่วนด้านล่างของท่อจะมีค่า thrust น้อยกว่าบริเวณด้านบน ซึ่งผลที่ได้จะขัดแย้งกับการวิเคราะห์โดย FE ซึ่งกล่าวว่า dead load thrust ในบริเวณด้านล่างของท่อจะมีค่าสูงกว่าในบริเวณด้านบน

36 วัน หลังจากดินถมได้ระดับตามกำหนด ค่า strain ได้ถูกบันทึกอีกครั้ง น่าแปลกใจที่ว่าค่าที่วัดได้มีค่าเพิ่มขึ้น ทั้งๆที่โครงสร้างยังไม่เปิดให้ใช้งาน และไม่มีการเปลี่ยนแปลงใดๆเกิดขึ้นกับโครงสร้างในช่วงระยะเวลานี้ ค่า thrust ที่คำนวณได้จาก strain แสดงดังเส้นประในรูป 3.18 จากรูปจะพบวาในช่วง 36 วันตั้งแต่โครงสร้างเสร็จ ค่า dead load thrust มีค่าเพิ่มขึ้นรอบๆท่อ แต่อย่างไรก็ตามค่าที่เพิ่มขึ้นนี้ในบริเวณ crown จะเพิ่มมากขึ้นน้อยกว่าในส่วนอื่นๆ

ในขณะที่ยังไม่มีคำจำกัดความที่จะอธิบายถึงปรากฏการณ์ที่ประหลาดนี้ ก็จะมีการ กล่าวอ้างกันว่าเกิดจากการที่ฐานรากเกิดการทรุดตัวตามเวบาในช่วง 36 วันหลังจากก่อสร้างเสร็จ ดังเหตุผลที่กล่าวมาแต่เนิ่นๆว่า การทรุดตัวบนด้านแต่ละด้านของท่อวงรีในแนวนอน จะมีค่ามากกว่าการทรุดตัวบริเวณภายใต้ท่อ สภาวะเช่นนี้เอง ดังจะกล่าวอีกครั้งว่าทำให้เกิด negative arching ซึ่งมีผลทำให้ thrust มีค่เพิ่มมากขึ้นบนท่อ และการทรุดตัวที่ไม่เท่ากันทั้งหมดของท่อในทิศทาง longitudinal ก็เป็นสาเหตุให้ดินที่อยู่เหนือ crown เกิดการ arch ระหว่าง stiffener เนื่องด้วย stiffener ที่ถูกวางอยู่ระหว่าง longitudinal stiffener ทั้ง 2 วางอยู่บน shoulder และเป็นที่ทราบกันดีว่า ในบริเวณ shoulder longitudinal stiffener มีแนวโน้มที่จะรับค่า thrust ทั้งในบริเวณ stiffened และบริเวณ unstiffened มีค่าไปในลักษณะกระจายอย่างสม่ำเสมอ ด้วยเหตุผลนี้เองค่า thrust ที่ไม่กระจายอย่างสม่ำเสมอจึงมักจะเกิดในบริเวณที่ห่างจาก longitudinal stiffener ซึ่งบริเวณเหล่านี้ได้แก่บริเวณ เหนือ crown ซึ่งเป็นบริเวณที่ thrust ไม่ค่อยจะมีค่าเพิ่มเหมือนในบริเวณอื่นๆ ของผนังท่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.19

แต่ด้วยที่ว่าบริเวณผนังท่อใต้ stiffener ไม่ได้มีการติดตั้งอุปกรณ์ แต่อย่างไรก็ตามค่า thrust หลังจากก่อสร้างเสร็จ 36 วัน ก็มีแนวโน้มตามข้อโต้แย้งที่มีขึ้น แต่รูปแบบการเพิ่มจะเป็นดังรูป 3.19 รูปนี้วาดขึ้นบนสมมุติฐานที่ว่าหลังจากการก่อสร้างแล้วเสร็จ ค่า dead load thrust ในตำแหน่งกึ่งกลางระหว่าง stiffener ควรจะมีลักษณะคล้ายคลึงกับค่า thrust ในตำแหน่งที่มี stiffener ในรูปแสดงให้เห็นว่าในตำแหน่งที่มี transverse stiffener ค่า thrust บริเวณเหนือ crown ดูเหมือนว่าจะมีค่าเพิ่มขึ้นมากกว่า ในส่วนบริเวณอื่นของผนังท่อ

และก็เป็นที่ประจักษ์กันแล้วว่า ยังมีอะไรอีกมากที่จะต้องเรียนรู้เกี่ยวกับพฤติกรรมของ soil-steel bridge โดยเฉพาะผลกระทบที่เกิดจากการทรุดตัวของฐานรากที่เกิดขึ้นตามเวลา เมื่อไหร่ก็ตามที่ฐานรากมีพฤติกรรมเปลี่ยนแปลงขึ้นกับเวลา ก็ควรนำผลกระทบนี้มาพิจารณาถึงผลเสียหายที่อาจเกิดจาก thrust ด้วย มีโครงสร้างหลายๆแบบที่เกิดความเสียหายทั้งที่ในความจริงแล้วขั้นตอนการก่อสร้างมีการบดอัดอย่างดี ภายใต้การควบคุมและดูแลของผู้เชี่ยวชาญ

3.3 Assumtions of Finite Element Analyses

ความชัดเจนขอสมมุติฐานที่ตั้งขึ้นก่อนการวิเคราะห์โดย FE จะแทนถึงพฤติกรรมความเป็นจริงของโครงสร้างอย่างใกล้ชิด ซึ่งจะอธิบายดังต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.3.1 Plain-strain idealization

เป็นที่ทราบกันแล้วว่า แนวความคิก plane-strain ไม่สามารถวิเคราะห์ผลกระทบของ longitudunal arching และผลกระทบนี้จะมีความสำคัญอย่างมากกับโครงสร้างที่วางอยู่บนฐานรากอ่อนตัว แต่อย่างไรก็ตามหากฐานรากมีความแข็งแกร่ง และการทรุดตัวไม่ใช่ส่วนสำคัญที่จะพิจารณาแล้ว แนวความคิด plane-strain จะให้ผลลัพธ์ที่ถูกต้องตามความจริง

แนวความคิด plane-strain นี้ไม่เหมาะสมสำหรับการนำมาพิจารณา soil-steel bridge ในกรณีของ point load ที่กระทำบน embankment เหนือท่อ สาเหตุก็เพราะว่าเป็นการยากมากที่จะศึกษาถึงการกระจายของ point load ในทิศทาง longitudinal จากการกระทำของ point load บนหน้าตัดขวางของโครงสร้าง

3.3.2 Accounting for construction stages

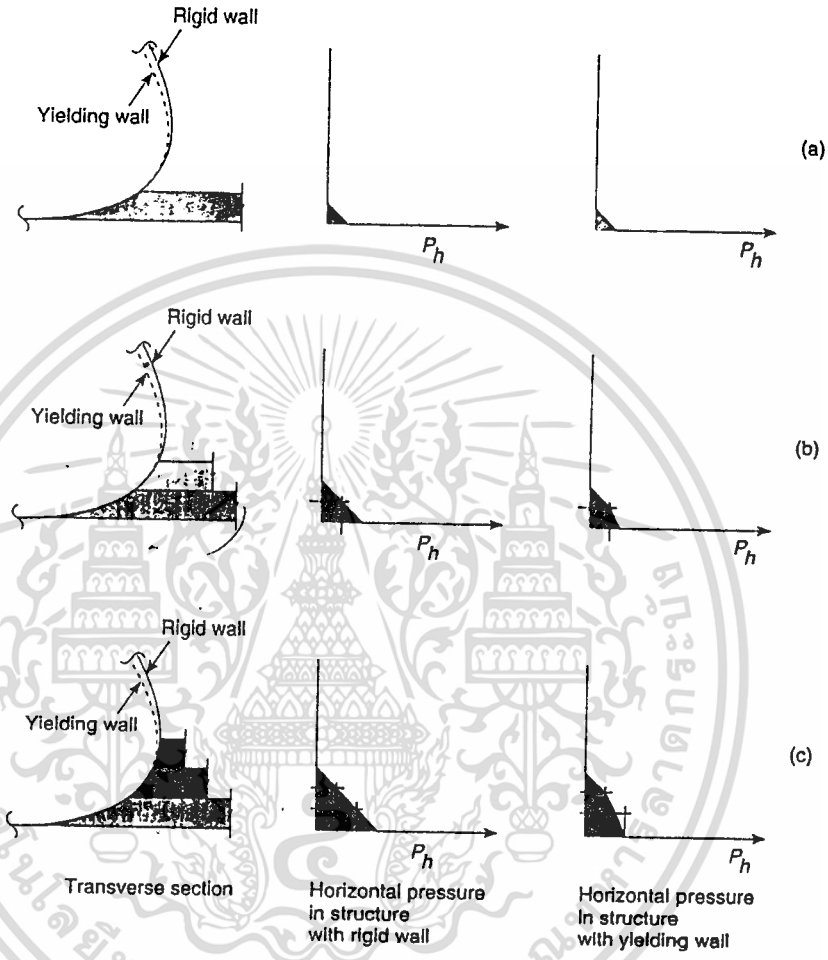
การวิเคราะห์ FE ที่กล่าวเบื้องต้นจะอยู่ภายใต้สมมุติฐานที่ว่า แรงกระทำของดินเนื่องจากแรงโน้มถ่วง จะเกิดขึ้นหลังจากที่ท่อถูกวางลงในดิน แต่ที่ปรากฏในความเป็นจริงแล้ว เราไม่สามารถที่จะยึดตามเหตุผลดังข้างต้นได้ทั้งหมด

พฤติกรรมของท่อที่แตกต่างกัน 2 แบบ จะถูกแยกให้เห็น แบบแรกจะมีหน้าตัดซึ่งจะไม่มีการเปลี่ยนแปลงภายใต้แรงดันที่เกิดจากดินถม เหตุนี้ทำให้ด้านข้างของท่อทั้งสองมีสภาพแข็งแกร่งภายใต้การกระทำของ lateral earth pressure โครงสร้างอีกแบบเป็นโครงสร้างที่หน้าตัดเปลี่ยนแปลงโดยง่าย ดังนั้นผนังท่อด้านข้างจึงสามารถจะเคลื่อนที่ได้ง่ายภายใต้แรงกระทำในแนวนอน ผนังด้านข้างของโครงสร้างทั้ง 2 แบบ ตอนนี้จะถูกศึกษาเพื่อถูกทำการบดอัดดินในชั้นแรกดังรูป 3.20a ผนังด้านข้างทั้ง 2 แบบนี้จะถูกกระทำจากแรงดันด้านข้างที่คล้ายคลึงกัน โดยแรงดันนี้จะแปรเปลี่ยนค่าเป็นเส้นตรงจากค่าศูยน์ที่ด้านบนสุดของชั้นดิน และมีค่ามากสุดที่ด้านล่าง

ต่อมาทำการบดอัดดินชั้นที่สองบนดินชั้นที่หนึ่ง แต่ด้วยจากผนังด้านข้างของโครงสร้างก่อนยังไม่มีการคลาก ดังนั้นผลจากการวางดินถมชั้นที่สองก็เป็นการง่ายที่จะเป็นการเพิ่มค่า lateral pressure บนผนังด้านข้างดังรูป 3.20b จากโครงสร้างแบบนี้ทำให้ทราบว่าลำดับของการวางดินถมจะไม่สัมพันธ์กับแรงดันด้านข้างบนผนังท่อด้านข้าง

ผนังของท่อในโครงสร้างแบบหลังจะเกิดการคลากในชั้นดินที่สอง เป็นเหตุทำให้เกิดการเคลื่อนของผนังท่อด้านข้างออกจากดินถมชั้นแรกเล็กน้อย ดังนั้นค่าแรงดันบางส่วนในชั้นดินที่หนึ่งจึงหายไป เหตุการณ์นี้แสดงดังรูป 3.20b diagram ของแรงดันในดินถมชั้นที่หนึ่งมี slope ชันขึ้น การวางดินถมในชั้นที่ 3 ดังรูป 3.20c มีผลทำให้ค่าแรงดันที่เพิ่มขึ้นจากดินถมชั้นที่ 2 มีค่าลดลง นอกจากนั้นก็ยังช่วยลดค่าแรงดันที่เกิดจากดินถมชั้นที่ 1 ด้วย ดังนั้น diagram ของแรงดันจึงมีลักษณะโค้งลงดังรูป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.20

และ diagram ของแรงดันในโครงสร้างแบบแรก แน่นนอนที่ว่ายังคงมี slope เท่าเดิมในทุกชั้นของดิถม

เป็นที่ทราบกันดีว่าลำดับการถมดินบนแต่ละด้านของท่อจะมีอิทธิพลต่อแรงกระทำที่กระทำต่อผนังท่อ และเป็นที่รู้กันว่า อิทธิพลนี้จะนำมาเกี่ยวข้องก็ต่อเมื่อขั้นตอนการก่อสร้างถูกนำมาพิจารณาด้วยในการวิเคราะห์ และวิธีในการวิเคราะห์กต้องสามารถวิเคราะห์ผลกระทบ second order effect เนื่องจากการเคลื่อนตัวของผนังท่อจากแรงดันดินได้

เหตุการณ์เมื่อลำดับการถมชั้นดินถูกเข้าไปอยู่ในการวิเคราะห์ และสมมุติว่าดินที่ถูกถมเพิ่มเข้าไปกับโครงสร้าง มีคุณสมบัติของดินที่ถูกอัดแน่น ดังนั้นชั้นดินเหล่านี้ดูเหมือนว่าจะช่วยเพิ่ม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความสามารถในการต้านทานน้ำหนักของตัวมันเอง ซึ่งต่างจากความเป็นจริง การพิจารณาที่จะมองเห็นดังในรูป 3.21 เป็นกรณีที่เมื่อดินถมที่ถูกบดอัดมีระดับถึง shoulder และดินบริเวณเหนือท่อได้ถูกทำการบดอัดแล้ว และมันก็เป็นที่ประจักษ์ว่าน้ำหนักของ loose soil ซึ่งยังไม่มีความแข็งแกร่งของโครงสร้าง จะถูกรองรับโดยผนังท่อทั้งหมด การบดอัดของดินในชั้นนี้ก็ไม่ได้ทำให้ผลกระทบจากแรงกระทำที่เกิดเนื่องจากน้ำหนักตัวมันเองบนผนังท่อเปลี่ยนแปลง แต่จะช่วยในการกระจายน้ำหนักของดินที่วางบนท่อนั้น

ในสภาวะตามอุดมคติ น้ำหนักกระทำของแต่ละชั้นดินจะกระจายไปยังโครงสร้างโดยสมมุติฐานที่ว่า ชั้นดินเหล่านั้นไม่มีความแข็งแกร่ง อย่างไรก็ตามหลังจากที่มีการเพิ่มชั้นดิน ชั้นดินเหล่านี้ก็จะแสดงคุณสมบัติของดินถมที่ถูกบดอัด

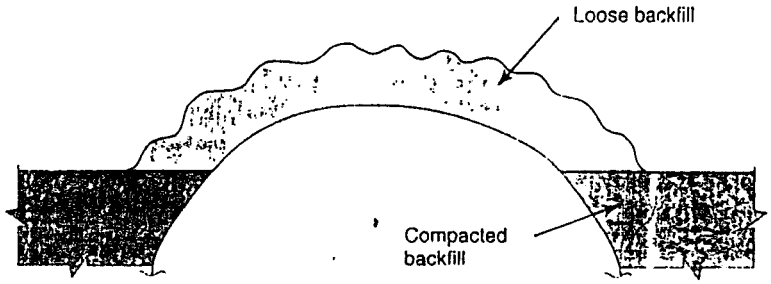
3.3.3 Assumption of linear elasticity

อนุภาควัสดุที่ถูกอัดแน่นจะมีพฤติกรรมจริงในลักษณะ linear elastic เป็นไปตามเป้าหมายในทางปฏิบัติ แต่แม้จะเป็นเช่นนั้นก็ตาม มันเป็นความฉลาดที่จะจัดการกับในความจริงที่ว่า ดินจะมีสภาพเป็น stiffener โดยการเพิ่มแรงดันจนมีค่ามากๆ ซึ่งเป็นความสำคัญที่ว่า effective modulus of elasticity ของดินจะเพิ่มขึ้นตามความลึก มีเทคนิคในการสร้าง model หลายๆแบบ เพื่อที่จะนำมาวิเคราะห์ศึกษาถึง soil-steel bridge ที่ถูกนำมาใช้อย่างมีประโยชน์

ในส่วนของฐานรากจะถูกคำนึงถึงว่ามีสภาพเหมือน elastic medium ซึ่งคุณสมบัติ elastic เหล่านี้จะแปรเปลี่ยนตามเวลา ซึ่งจะมีผลในระยะยาวต่อพฤติกรรม แต่อย่างไรก็ตามจะให้ฐานรากมีคุณสมบัติเหมือนกับดินถม ที่เป็นเช่นนี้เพื่อให้สอดคล้องกับการวิเคราะห์ FE ที่กล่าวมาตั้งแต่ต้น ซึ่งจะเป็นจริงได้หากฐานรากและดินถมมีคุณสมบัติเหมือนกัน

ความขัดแย้งที่เกิดขึ้นกับสมมุติฐานที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์กในตอนแรกๆ คือความสัมพันธ์ของดินในลักษณะ stress-strain เนื่องจากแรงดึงจะไม่เหมือนกับแรงกด จะกล่าวอย่างชัดแจ้ง คือ ดินเกือบจะทั้งหมดไม่มีความสามารถในการรับแรงดึง สมมุติฐานนี้ไม่ค่อยมีความสำคัญมากนัก แต่อย่างไรเนื่องจากดินถมใน soil-steel bridge จะรับแรงกดเป็นหลักยกเว้นในตัวดินที่อยู่เหนือท่อ ในกรณีที่มีความหนาน้อยมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 3.21

3.3.4 Bond between soil and metallic shell

ในการวิเคราะห์ FE เบื้องต้น จะสมมุติว่าแรงยึดเหนี่ยวระหว่างดินและผนังท่อเป็นไปอย่างสมบูรณ์ แนวความคิดที่ใกล้ความเป็นจริงที่ได้มีมาแล้วในเรื่องที่ว่าแรงเฉือนระหว่างผิวสัมผัสของดินและท่อจะเกิดผ่านในรูปแรงเสียดทานเท่านั้น ซึ่งเป็นการแสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ระหว่างพฤติกรรมทั้งสองว่า ถ้าความต้านทานต่อแรงเสียดทานมีค่าเพิ่มมากขึ้นโดยแรงเฉือนที่ผิวสัมผัสอย่างที่กล่าว ก็ได้มีการเสนอแนะว่าอย่างไรก็ตามความไม่แม่นยำของการปรากฏในส่วนผิวสัมผัสของดินและผนังท่อมีผลกระทบสำคัญไม่มากนักกับผลลัพธ์ที่ได้ทำการศึกษา และ present มาในเบื้องต้น เหตุผลที่นำมาสรุปข้อวินิจฉัยนี้ คือการเพิ่มขึ้นอย่างมากของแรงเฉือนที่ผิวสัมผัส เนื่องด้วยแรงยึดเหนี่ยวในรูปของแรงเสียดทาน มีผลต่อการเปลี่ยนแปลงอย่างมากต่อ thrust ในผนังท่อ แต่อย่างไรก็ตาม จากการเปรียบเทียบจากการวิเคราะห์ และตามพฤติกรรมจริงของ thrust ที่แสดงในรูป 3.11 และ 3.18 แสดงให้เห็นว่าการเปลี่ยนแปลงของ thrust ที่ทำนายจากการวิเคราะห์มีค่าน้อยกว่าจากการสังเกตจากการปฏิบัติ ซึ่งเป็นการยืนยันให้เห็นว่า แรงเฉือนที่ผิวหน้าระหว่างดินและผนังท่อ ดังที่ทำนายไว้โดยการวิเคราะห์ FE จะไม่มีค่ามากเกินไปจนไม่เป็นความจริง

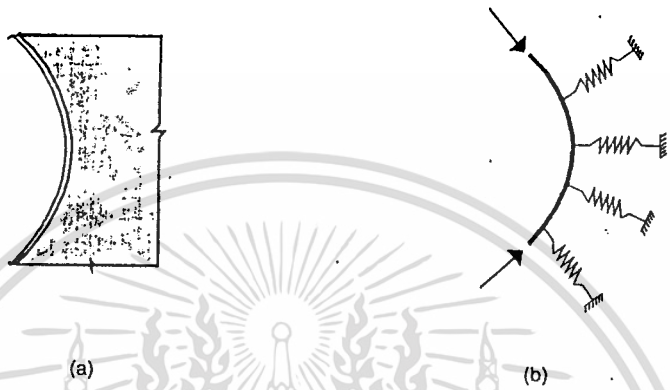
3.4 Strength Analysis of Conduit Wall

เป็นที่จดจำกันตั้งแต่แรกแล้วว่า ผนังท่อของ soil-steel bridge ที่สำเร็จแล้วจะอยู่ใต้แรงกดเป็นหลัก ความอ่อนเปราะของผนังท่อทำให้สามารถต้านทานแรง thrust ที่มีค่าสูงได้ เนื่องจากมีที่รองรับด้านข้างเป็นตัวรองรับโดยการใช้การบดอัดดินถม รอบๆตัวท่อดินถมจะเป็นตัวทำให้เกิดความต่อเนื่อง และสภาพใกล้เคียงกับ elastic support ต่อผนังท่อ สภาพที่รองรับเช่นนี้ เป็นแนวความคิดทั่วไปสำหรับ stength analysis เช่นเดียวกับเสาที่รองรับโดย discrete springs หรือ เสาที่รองรับโดย continuous spring รูปแบบถูกแสดงดังรูป 3.22b ซึ่งเป็นลักษณะ discrete spring

ทั้งๆที่ความจริงแล้วในหลายๆกรณี ความสามารถ buckling จะถูกพิจารณาร่วมในการออกแบบ soil-steel bridge แต่ก็มีงานบางประเภทที่มีการหาค่า buckling ตามความเป็นจริง ในงานต่างๆที่ถูกทำเกือบทุกๆส่วนจะมีการคำนวณถึงขอบเขตการ buckling จาก load เบื้องต้นไว้ บางครั้งสมมุติฐานที่ว่า medium support มีความสามารถต้านทานทั้งแรงอัดและแรงดึง แต่ก็เป็นที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ประจักษ์แล้วว่ายังไม่เป็นความชัดเจนเนื่องจาก supporting medium ไม่สามารถกระจายค่าแรงดึงไปยังผนังท่อได้



รูป 3.22

soil-steel bridge หลายๆแบบถูกเป็นที่เข้าใจว่า จะเริ่มทำหน้าที่ก็ต่อเมื่อมีการ development ของ load buckling ในผนังท่อ ด้วยเหตุนี้จึงเป็นการชี้แนะว่า ผนังท่อควรมีความสามารถในส่วนของ post buckling ด้วย ปรากฏการณ์ในส่วนของ post buckling สามารถจะเข้าใจได้ถ้ามีการแสดงให้เห็นว่า ในภาวะ load buckling จะมีบางส่วนของผนังท่อเคลื่อนตัวออกจากดินถม ทำให้เกิดโพรงขึ้นในดิน ซึ่งแนวโค้งรอบๆช่องว่างที่เกิดขึ้นจะเกิดการกระจายแรงกระทำจากส่วนที่เกิดความเสียหายไปในทันที

มีการเสนอแนะว่า การทำการวิจัยควรจะนำไปสู่การตรวจสอบปรากฏการณ์buckling ของผนังท่อใน soil-steel bridge ได้ การวิจัยนี้ควรจะทำการตรวจสอบโดยตรงกับพฤติกรรม post buckling ของผนังท่อ โดยการพิจารณาโดยศึกษาสภาพใน 3 มิติตามธรรมชาติของโครงสร้าง

3.5 Concluding Remarks

ดังที่ได้เห็นแม้ว่า soil-steel bridge สามารถก่อสร้างได้ง่าย แต่พฤติกรรมของมันมีความสลับซับซ้อนมาก ผลกระทบของแรงกระทำต่อผนังท่อมีอิทธิพลมาจากหลายตัวแปร ซึ่งรวมทั้ง การทรุดตัวในระยะยาวของฐานราก การ arching ทั้งในทิศทาง longitudinal และ transverse ของท่อด้วย ดินถมหากประกอบไปด้วยเม็ดวัสดุที่ถูกทำการบดอัดอย่างดี ก็จะสามารถนำมาพิจารณาโดยใช้สมมุติฐานของ linear elastic ได้เพราะว่ามันจะมีคุณลักษณะของ stress-strain ซึ่งไม่ขึ้นกับช่วงระยะเวลา ฐานรากในส่วนที่โครงสร้างวางอยู่หากมีคุณสมบัติที่แปรผันกับช่วงเวลา ควรจะได้นำไปพิจารณา ในกรณีของการวิเคราะห์ถึงผลกระทบในแรงกระทำบนผนังท่อ เนื่องจากการทรุดตัวของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนลิขสิทธิ์ ห้ามมิให้ทำซ้ำ ดัดแปลง เผยแพร่ หรือนำไปใช้ประโยชน์ในทางการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ฐานรากด้วย มีการอ้างอิงกันว่าโครงสร้าง soil-steel bridge บางแห่งต้องประสบกับความเสียหายหลังจากก่อสร้างเสร็จเนื่องด้วยการทรุดตัวในช่วงระยะยาวของฐานราก

เพื่อความแม่นยำและมีสภาพใกล้เคียงความเป็นจริง ในส่วนของการวิเคราะห์แรงและความแข็งแกร่งของ soil-steel bridge มันก็มีความจำเป็นอย่างยิ่งที่วิธีการวิเคราะห์ควรจะได้กระทำตามดังต่อไปนี้

1. จินตนาการโครงสร้างใน 3 มิติ
2. แสดงคุณสมบัติที่แท้จริงของดินถมและฐานราก
3. ศึกษาในขั้นตอนการก่อสร้างต่างๆ รวมทั้งการถมดินเป็นชั้นๆ ในบริเวณข้างๆท่อในขั้นตอนแรก คือยังไม่มีการบดอัดดิน และอีกช่วงหนึ่งหลังจากมีการบดอัดดินแล้ว
4. แสดงผลลัพธ์จาก second order effect ที่เกิดจากการเปลี่ยนแปลงรูปร่างทางเรขาคณิตของโครงสร้าง

ความซับซ้อนอื่นๆที่จะนำมาวิเคราะห์ในพฤติกรรมของ soil-steel bridge คือการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติของดินจากจุดหนึ่งไปยังอีกจุดหนึ่งในดินถมประเภทเดียวกัน เพราะการเปลี่ยนแปลงนี้ไม่อาจจะทำให้ศึกษาพฤติกรรมของ soil-steel bridge โดยการใช้วิธีพิจารณาโดยวิธีใดวิธีหนึ่งได้ เนื่องด้วยการเปลี่ยนแปลงนี้ มันจึงเป็นการยากที่จะตรวจสอบถึงวิธีการวิเคราะห์โดยอาศัยผลลัพธ์ที่ได้มาเปรียบเทียบกับผลลัพธ์ที่ได้จากการทำแบบจำลอง หรือการทำการทดสอบในสนาม

ในบทนี้แทนที่เราจะได้วิธีการวิเคราะห์ที่แม่นยำเกี่ยวกับ soil-steel bridge เราได้พยายามแสดงให้เห็นถึงองค์ประกอบที่มีผลกระทบต่อพฤติกรรมของโครงสร้างนี้ มันเป็นที่คาดหวังกันว่าองค์ประกอบเหล่านี้จะได้มีส่วนเข้าไปเกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์ในพฤติกรรมของ soil-steel bridge ในอนาคตข้างหน้า และการวิเคราะห์นั้นจะทำให้ได้วิธีการในการออกแบบมันได้อย่างง่ายต่อการใช้งานและมีความแม่นยำด้วย

Reference

1.Bakht, B.,and Agarwal,A.C., "On Distress in Pipe-Arches," *Canadian Journal of Civil Engineering* ,15(4),1988,pp.589-595.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

หลักการในการออกแบบ

(Structural Design Philosophy)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 4

หลักการออกแบบโครงสร้าง Soil-Steel Bridges

ในบทนี้จะเป็นบทที่กล่าวถึงการศึกษาหลักการออกแบบโครงสร้าง Soil-Steel bridges และรายละเอียดของการวิเคราะห์ออกแบบวิธีต่างๆ และจะเป็นบทที่ต่อเนื่องและใช้ต่อไปในบทที่ 5 ซึ่งจะได้ชี้เฉพาะลงไปในโครงสร้าง โดยใช้ codes ต่างๆของ North America

หลักการสำคัญของการออกแบบโครงสร้าง Soil-Steel bridges จะรวมถึงการออกแบบดิน และวัสดุเปลือกบาง อย่างไรก็ตามส่วนหลักที่สำคัญคือ วัสดุเปลือกบาง หรือ metallic shell ในส่วนนี้สิ่งที่ต้องการหาคือ ผลของน้ำหนักที่กระทำต่อ shell และความสามารถในการบรรทุกน้ำหนักในภายภาคหน้า ขบวนการแรกที่ใช้โดยปกติคือ การวิเคราะห์แรงโดยมีการพิจารณาผลของน้ำหนักกระทำ, โมเมนต์ และการเสียรูปของ metallic shell ในระหว่างหรือหลังจากการก่อสร้าง ขบวนการต่อมาเรียกว่า การวิเคราะห์ความแข็งแรงโดยจะพิจารณาถึงความสามารถในการรับน้ำหนักของโครงสร้าง จะอธิบายต่อไปในบทนี้ การวิเคราะห์ความแข็ง (Strength analysis) นี้จะเกี่ยวพันกับความสามารถในการรับน้ำหนักของดินด้วย

จากที่กล่าวไว้ในบทที่3 น้ำหนักที่มีผลต่อโครงสร้าง Soil-Steel bridges จะขึ้นอยู่กับปัจจัยอื่นๆมากมาย เช่น รูปทรงของโครงสร้าง, การกระจายตัวของน้ำหนักที่ลงเป็นจุดบนดินถม, คุณสมบัติของวัสดุที่เป็น metallic shell และอื่นๆรอบดิน ซึ่งอาจจะขึ้นหรือไม่ขึ้นกับระยะเวลา สิ่งต่างๆอาจไม่ถูกต้องเสมอไปขึ้นอยู่กับว่าความสอดคล้องระหว่างความแม่นยำของการคำนวณ และการประยุกต์ใช้ในการออกแบบ ซึ่งก็ขึ้นอยู่กับขนาดและราคาของโครงสร้าง

หลักการวิเคราะห์โครงสร้าง Soil-Steel bridges ที่จะกล่าวถึงในบทนี้จะมีขอบเขตระหว่างวิธีการที่ง่ายที่สุดในการประยุกต์เพื่อการออกแบบ และวิธีการที่ค่อนข้างสลับซับซ้อนเกี่ยวข้องกับการใช้ finite element มาวิเคราะห์

4.1 น้ำหนักบรรทุก

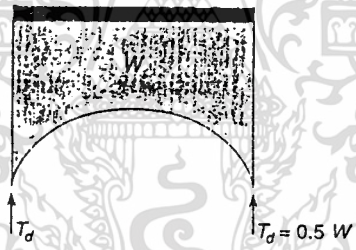
จากที่กล่าวไว้ในบทที่ 3 หัวข้อที่ 3.2 ผลกระทบจากน้ำหนักที่กระทำต่อท่อใต้ดิน (conduit wall) และดินรอบๆ ไม่ได้ขึ้นอยู่กับน้ำหนักของท่อเพียงอย่างเดียว แต่ยังขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุที่นำมาประกอบเป็นโครงสร้าง และรูปร่างของท่อ สมมุติฐานที่เกี่ยวกับน้ำหนักทั้งหลายในการวิเคราะห์แรงทำให้ขบวนการออกแบบเป็นไปได้อย่างสมบูรณ์ น้ำหนักที่พิจารณาโดย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ทั่วๆไปได้แก่ dead loads, live loads (รวมไปถึง แรงสั่นสะเทือนที่ยอมให้) และแรงแผ่นดินไหว น้ำหนักหรือแรงเหล่านี้จะถูกนำมาพิจารณาในรายละเอียดดังต่อไปนี้ น้ำหนักบางอย่างสามารถละทิ้งได้ในทางปฏิบัติขึ้นอยู่กับจุดประสงค์ในการออกแบบ

4.1.1 Dead Loads (น้ำหนักตายตัว)

ดินที่อยู่เหนือท่อจะประกอบกันเป็น dead loads บนโครงสร้าง Soil-Steel bridges โดยที่น้ำหนักของตัวท่อ (metallic shell) เองถือว่ามีผลค่อนข้างน้อยจะไม่นำมาวิเคราะห์ dead load อย่างไรก็ตาม เหตุผลในเชิงปฏิบัติในการวิเคราะห์ dead loads จะมีผลต่อ metallic shell ซึ่งเกี่ยวข้องกับแรงดันของดินที่กระทำต่อจุดยอด (crown) ของท่อ หรือน้ำหนักของชั้นดิน (column of soil) ที่อยู่เหนือท่อโดยตรง ในกรณีที่ไม่มีส่วนโค้ง (no arching) ค่า T_D จะมีค่าเท่ากับ W/2 อย่างแน่นอนดังรูปที่ 4.1 ค่า W เป็นน้ำหนักของชั้นดินและทางที่อยู่เหนือท่อโดยตรง

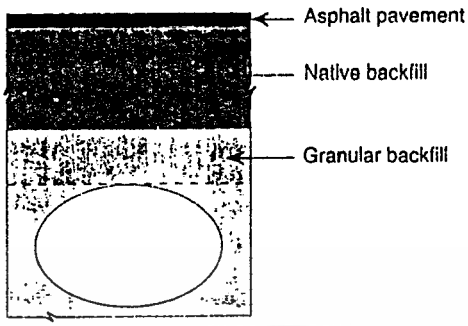


รูปที่ 4.1

แรงดันของดินในแนวดิ่งที่จุดยอดของท่อจะเปลี่ยนแปลงไปตามความกว้างของท่อ และจะเป็นผลเนื่องมาจากระดับของดินบนส่วนโค้ง ที่กล่าวไว้ในบทที่ 3 ดังรูปที่ 3.7b แนวโน้มของชั้นดินที่อยู่เหนือท่อ มีแนวโน้มว่าจะยุบตัวลงข้างล่าง จะทำให้เกิด positive arching ในทางตรงข้ามอย่างในรูปที่ 3.7c เป็น negative arching

ดินในทางวิศวกรรมสำหรับถมที่ แสดงในรูปที่ 1.7 ในบทที่ 1 ถูกสมมุติให้มีความหนาแน่นเท่ากันหมด ถึงแม้ว่าในธรรมชาติจะมีความหนาแน่นแตกต่างกันไม่เป็นเนื้อเดียวกันโดยตลอด อย่างไรก็ตามในการคำนวณ น้ำหนักบรรทุกที่จุดยอดของท่อเป็นสิ่งธรรมดาที่จะมีวัสดุที่ความหนาแน่นต่างๆกันบนโครงสร้าง ตัวอย่างหนึ่งที่เห็นความแตกต่างของวัสดุเหนือท่อ แสดงในรูปที่ 4.2

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.2

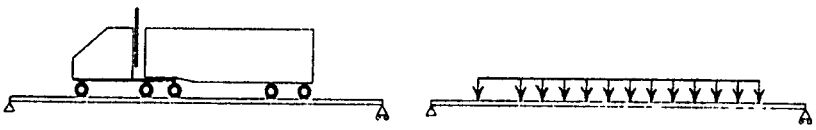
เป็นการสำคัญอย่างยิ่งที่จะต้องเข้าใจว่าความหนาแน่นต่างๆที่ใช้ในการออกแบบ จะหามาจาก load factors และ safety factors

4.1.2 Live Loads (น้ำหนักจร)

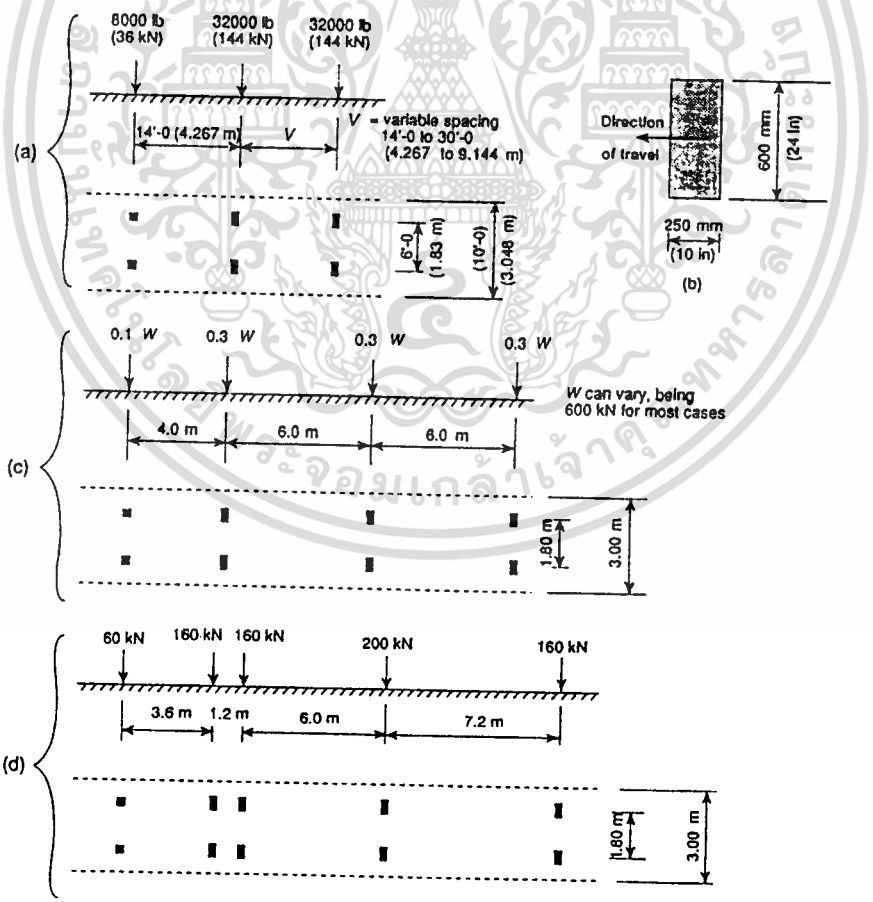
มันเป็นไปไม่ได้ที่จะออกแบบสะพานแต่ละสะพานเพื่อพาหนะต่างๆแต่ละชนิด ดังนั้นการออกแบบจึงต้องมีการกำหนดขอบเขตของจำนวนน้ำหนัก เพื่อเป็นการคลี่คลายการจราจรที่แท้จริง การออกแบบจะประกอบด้วยน้ำหนักกระทำเป็นจุด น้ำหนักแผ่กระจาย โดยมีสูตรคำนวณน้ำหนักกระทำที่มีอิทธิพลต่อสะพาน โดยการคำนวณจะทราบจำนวนยานพาหนะล่วงหน้าที่จะข้ามสะพาน การออกแบบน้ำหนักบรรทุกนี้จะสามารถเอาแปลงเป็นสูตรคำนวณอย่างง่ายบนพื้นฐานของ ค่าโมเมนต์มากที่สุด และโมเมนต์เฉือนมากที่สุดในคานหนึ่งมิติ และในทุกๆกรณี คานจะถูกสมมุติเป็น Simply Supported ดังแนวคิดในรูปที่ 4.3 ยานพาหนะบน Simply Supported สามารถแทนด้วยน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอ อย่างไรก็ตามการใช้น้ำหนักกระจายแทนอาจไม่สามารถแทนให้เพียงพอกับน้ำหนักของยานพาหนะบน Soil-Steel bridges เพราะว่าน้ำหนักที่กระทำจากล้อของยานพาหนะกระจายอยู่บนดินถมอาจไม่เท่ากันตลอดระหว่างยานพาหนะจริง และการออกแบบรับน้ำหนักในอุดมคติสำหรับโครงสร้าง Soil-Steel bridges

น้ำหนักมากที่สุดที่มีผลกระทบต่อ Soil-Steel bridges เกิดจากเพลาเดี่ยว หรือเพลาแบบกลุ่มของยานพาหนะ โดยปกติเพลาคู่จะพบมากกว่าเพลากลุ่ม(3เพลา หรือมากกว่า) เป็นการดีที่มีองค์กรของ North American bridge design codes ชื่อ AASHTO (อ้างอิง6), CSA (อ้างอิง11), OHBDC (อ้างอิง30) ได้ออกแบบการรับน้ำหนักจากรถบรรทุกแบบต่างๆ สำหรับโครงสร้าง Soil-Steel bridges ที่แสดงในรูปที่ 4.4 a, b, c ตามลำดับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.3



รูปที่ 4.4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พื้นที่สัมผัสประสิทธิผลของล้อรถมีค่าเท่ากับ 600x250 mm (24x10in) สำหรับยานพาหนะทั้ง 3 ตัวอย่าง แสดงในรูปที่ 4.4b ระยะกว้างและยาว สามารถวัดได้โดยตรงจากยานพาหนะ

จากที่กล่าวไว้ในบทที่ 3 หัวข้อ 3.2 โครงสร้าง Soil-Steel bridges มักจะวิเคราะห์ในระนาบความเครียดในอุดมคติ 2 มิติในธรรมชาติ และมีพื้นฐานอยู่บนสมมุติฐานของ dead loads และ live loads ที่มีความผันแปรไม่เท่ากันโดยตลอดความยาวของท่อโดยการตัดมิติหนึ่งออกไปในอุดมคติ ในการวิเคราะห์จึงทำได้ง่ายขึ้นใน 2 มิติของระนาบความเครียดอุดมคติ (plane-strain idealization) อาจจะใช้การวิเคราะห์โดย dead loads โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อหน้าตัดที่พิจารณาเป็นจุดสิ้นสุดของท่อ อย่างไรก็ตาม ในการวิเคราะห์โดยใช้ live loads จะไม่น่าเชื่อถือเพราะว่า ในความเป็นจริง live loads จะไม่สม่ำเสมอตลอดความยาวของท่อ

ในโครงสร้างแบบ Soil-Steel bridges ความสัมพันธ์อย่างใดอย่างหนึ่งหรือทั้ง 2 อย่างของความกว้างใหญ่ของ span และความลึกของดินที่ปกคลุม น้ำหนักจร (live loads) มีผลค่อนข้างมากสำหรับน้ำหนักรวมที่กระทำต่อโครงสร้าง

4.1.3 Earthquake Loads (น้ำหนักจากแรงแผ่นดินไหว)

ยังไม่มีบทสรุปเกี่ยวกับผลกระทบจากการแผ่นดินไหวต่อโครงสร้าง Soil-Steel bridges อย่างไรก็ตาม เหตุผลที่พอสรุปได้ คือว่า ผลกระทบที่เกิดจากการแผ่นดินไหวจะไม่แตกต่างจากผลกระทบต่อแนวคันดินด้านข้างที่ยังไม่มีท่อฝังอยู่

หลักการพื้นฐานที่สำคัญสำหรับการออกแบบแนวคันดินในบริเวณที่มีแนวโน้มของแผ่นดินไหว โดยเลือกฐานรองเป็นวัสดุที่ไม่เหลวขณะเกิดแผ่นดินไหว ในขณะที่เกิดแผ่นดินไหวจะทำให้เกิดสภาพเหลว หรือดินมีกำลังน้อยลง หรือเกิดการยึดเกาะกันน้อยลง ข้อมูลที่จะใช้ประเมินความเป็นของเหลวในดินหาได้จากอ้างอิงที่ 43

ในการก่อสร้างโครงสร้างแบบ Soil-Steel bridges นั้นจะใช้ดินที่มีความแข็งพอที่จะรักษาสภาพเดิมในระหว่างการเกิดแผ่นดินไหว โดยดินนั้นสามารถดูดซับพลังงานจากการสั่นได้

4.2 Design Criteria (การออกแบบตามมาตรฐาน)

วิศวกรโครงสร้างทั่วๆไป จะออกแบบให้สิ่งก่อสร้างนั้นๆ ใช้การได้ตามวัตถุประสงค์ ตัวอย่างเช่น โครงสร้างจะไม่เสียรูปร่างเดิมมากเกินไปภายใต้สภาวะปกติ ปัจจุบันมีการจราจรเพิ่มมากขึ้น มันจะต้องรับน้ำหนักอย่างมากมาย อายเกิดขึ้นครั้ง หรือสองครั้ง ตลอดระยะเวลาการใช้งานก็ได้ โดยที่สะพานจะไม่เกิดความเสียหาย อย่างไรก็ตามจะต้องแน่ใจสำหรับกรณีที่เกิดการเสีย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

รูปอย่างมาก ก่อนอื่นจะคำนึงถึงประโยชน์ของสะพาน และต่อมาคือความสามารถในการรับน้ำหนักสูงสุดที่แท้จริง

ในปัจจุบันการออกแบบโครงสร้าง Soil-Steel bridges ไม่ได้คำนึงเฉพาะการใช้งาน และความสามารถในการรับน้ำหนักสูงสุดเท่านั้น ที่กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 4.1 โครงสร้างมักจะออกแบบโดยใช้ dead loads และ live loads โดยการคำนึงถึงน้ำหนักของยานพาหนะ การเกิดแผ่นดินไหว สำหรับการออกแบบดินใช้ถม จะไม่จำเป็นต้องพิจารณาในกรณีของโครงสร้าง Soil-Steel bridges ระบบ loads factor design (LFD), load and resistance factor design (LRFD) และระบบ limit states design (LSD เป็นการออกแบบตามมาตรฐานที่เกี่ยวกับ dead loads และ live loads โดยเฉพาะ และมีผลต่อองค์ประกอบของโครงสร้างสามารถเขียนได้ดังนี้

$$\phi R_n \geq \alpha_D L_D + \alpha_L L_L (1 + DLA) \quad \text{.....(4.1)}$$

เมื่อ ϕ = ความต้านทาน หรือปัจจัยเกี่ยวกับความแข็งแรงขององค์ประกอบต่างๆ

R_n = กำลังความแข็งแรงขององค์ประกอบ

α_D = ปัจจัยของน้ำหนักตายตัวที่เกี่ยวกับผลกระทบจากน้ำหนักตายตัว

L_D = ผลกระทบที่เกิดจาก dead loads (น้ำหนักตายตัว)

α_L = ปัจจัยของน้ำหนักจรที่รวมไปถึงผลจากน้ำหนักจร และการบดอัด หรือการสั่นสะเทือน

L_L = ผลกระทบที่เกิดจาก live loads (น้ำหนักจร)

DLA = ปัจจัยการบดอัด, น้ำหนักแบบสั่นสะเทือนที่ยอมให้

ความแตกต่างของทั้ง 3 วิธีการออกแบบค่าปัจจัยต่างๆที่นำมาคำนวณ จะเป็นประโยชน์ต่อการศึกษาหลักการพื้นฐาน และสูตรที่ใช้ในการออกแบบสำหรับผู้ออกแบบจะเป็นสิ่งสำคัญมาก ถ้าวิธีการแบบ LFD, LRFD และ LSD ตั้งอยู่บนพื้นฐานของความเป็นไปได้โดยการมีสัมประสิทธิ์ความปลอดภัยมาร่วมด้วย คือค่า β (beta)

วิธีการที่ใช้หน้างาน (working-stress method) จะไม่ได้นำมาใช้กับโครงสร้าง Soil-Steel bridges และไม่ได้กล่าวถึงในที่นี้

โดยทั่วๆไปการเกิดการพังของโครงสร้าง อาจสันนิษฐานได้ว่ามาจากสิ่งต่อไปนี้ คือ

- ค่าที่ยอมให้ (yielding) ของ conduit walls
- ส่วนโค้งของ conduit walls
- รอยต่อ, รอยแตกของ conduit walls
- การพังของดินเหนือ conduit (ท่อ)
- การพังของดินเนื่องจากการรับน้ำหนัก

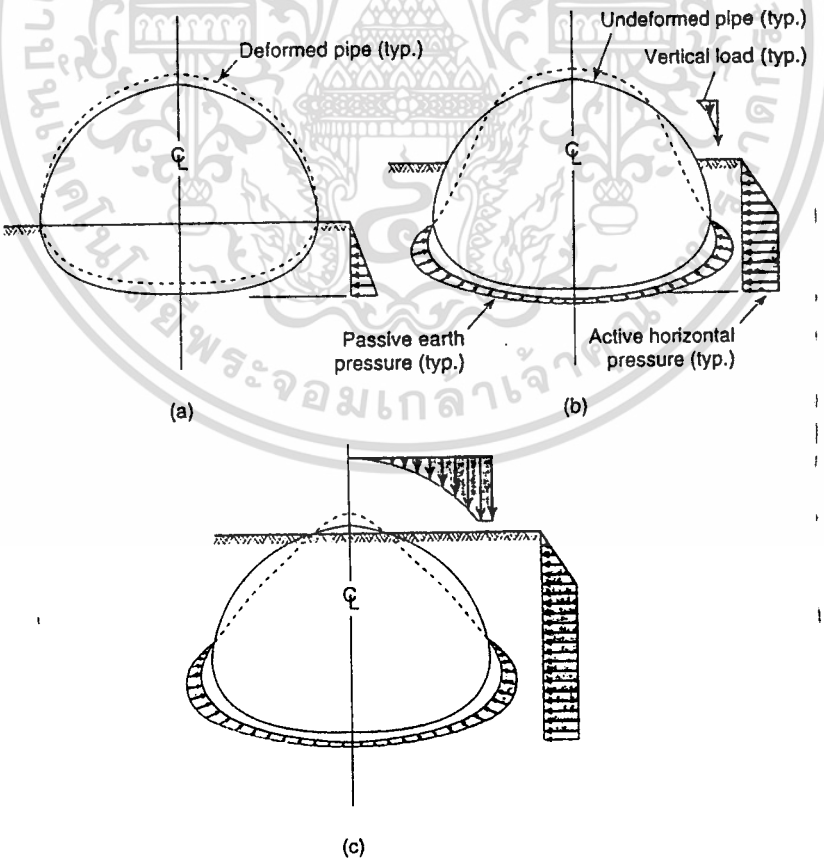
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิธีการและการวัดค่าต่างๆ สำหรับการออกแบบจะได้กล่าวต่อไปในภายหลังโดยแยกเป็นแต่ละหัวข้อ โดยพิจารณาโครงสร้างที่ทำให้เกิดความปลอดภัยระหว่างการก่อสร้าง

4.2.1 Safety during construction (ความปลอดภัยขณะการก่อสร้าง)

ถึงแม้ว่าในความเป็นจริง conduit walls สำหรับใช้เป็นโครงสร้างแบบ Soil-Steel bridges จะมีการเสียรูปได้มากแต่จะต้องแน่ใจว่า ความต้านทานต่อการเสียรูป และความต้านทานต่อ Moment จะต้องป้องกันการเสียรูปที่มากเกินไปของ conduit wall ขณะก่อสร้าง สิ่งสำคัญยิ่งคือพฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อเสร็จสมบูรณ์แล้วเป็นอย่างไร

พฤติกรรมของท่อในสภาวะต่างๆ ของการก่อสร้างอธิบายในอ้างอิง 21 และแสดงในรูปที่ 4.5 มันจะช่วยให้เข้าใจปัญหา และออกแบบได้ตรงจุดมุ่งหมาย



รูปที่ 4.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในรูปที่ 4.5a เป็นสภาวะเริ่มต้นของการถมดิน ค่าแรงดัน Active ของดินในแนวราบจะถูกต้านทานโดยความแข็งของท่อโดยตรง

ในรูปที่ 4.5b เมื่อถมดินสูงกว่าแนวเส้น spring line มาเล็กน้อย การรักษาสภาพสมดุลย์ของท่อไม่ใช่แต่เฉพาะความแข็งของท่อเท่านั้น แต่ยังรวมไปถึงน้ำหนักตายตัวของดินที่อยู่เหนือ spring line และแรงดัน passive ของดินทางด้านข้างอีกด้วย

เมื่อมีการถมดินขึ้นสูงเกือบถึงจุดยอด แรงดันต่างๆที่เกิดขึ้นแสดงในรูปที่ 4.5c โดยที่รูปที่ 4.5b,c จะเป็นลักษณะการถมดิน ส่วนที่ถูกแรงกดลงจะทำให้ส่วนของท่อยุบลง ค่า bending moments และการเสียรูปร่างของท่อเพิ่มมากขึ้น

หลักสำคัญในการออกแบบจะต้องพิจารณาขบวนการระหว่างถมดิน โดยที่ท่อ conduit wall จะไม่มีการเสียรูปอย่างถาวร และ stress ที่เกิดขึ้นต้องไม่เกินค่า yield stress ของท่อ conduit wall

4.2.2 Yielding of conduit walls (ค่าที่ยอมให้ของท่อ conduit wall)

ผู้เชี่ยวชาญบางท่านเชื่อว่า หากความลึกของการถมท่อมีมากพอความเสียหาย หรือการพังของท่อจะลดลง ถ้าหากท่อมีการเคลื่อนตัวจะทำให้ตำแหน่งที่เคลื่อนเกิด bending moment เพิ่มมากขึ้น ดังนั้นในการที่จะไม่นำ bending moment มาพิจารณาจะกระทำได้ก็ต่อเมื่อ ความลึกของดินถมต้องมากพอ และความยืดหยุ่นของ conduit walls มีค่ามากพอ โดยทั่วไปจะใช้แผ่น steel plate ที่มีขนาดลอน 152x51 mm (6x2 in) เมื่อความลึกของดินถมตื้น หรือลึกน้อยกว่า 1 ใน 4 ของความกว้างของ span ดินถมอาจจะหนาไม่พอสำหรับการยับยั้งการเคลื่อนตัวของ conduit wall โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อมีน้ำหนักที่ไม่สมมาตรมากระทำบนผิวดิน ในกรณีเช่นนี้ค่า moment ที่เกิดขึ้นจะไม่สามารถละทิ้งในการออกแบบได้

4.2.3 Bucking of conduit walls (ส่วนโค้งของ conduit walls)

โดยปกติแล้วการพังของ conduit walls เชื่อว่าเกิดจากรอยร้าวรอยแตก หรือการเสียรูปของท่อ (อ้างอิงที่ 38) ในทางปฏิบัติสำหรับท่อที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางน้อยกว่า 3 m (10 ft) และมีความลึกจากผิวดินค่อนข้างมาก จะมี support รองรับ

การควบคุมการแอ่นเอน คือการหลีกเลี่ยงการโค้งงอหลังจากการทำงาน โดยจริงๆแล้วการยอมให้โค้งตัวมากที่สุด ถือจากการที่นำหนักกดด้านบน (overburden pressure) ทำให้รัศมีในแนวดิ่งของท่อลดลง 20% แต่ค่าที่ยอมให้ใช้ จะใช้ 5% เท่านั้น คือใช้ค่า safety = 4.0 ต้านการพัง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในไม่กี่ปีมานี้ขนาดของ Soil-Steel bridges ได้เพิ่มใหญ่ขึ้นเป็นการกระตุ้น และกลั่นกรองขบวนการในการออกแบบ ทำให้มีการวิจัยที่เกี่ยวกับการพัง (failure) ของ conduit walls ในการวิจัยนี้จะนำมาซึ่งความเป็นจริงในการโค้งงอที่มีความสำคัญมากในการเกิด failure และนั่นก็คือ การยอมให้มีการลดลงของรัศมีในแนวดิ่งได้ไม่เกิน 5% ของรัศมีในแนวดิ่งนั้น ในการก่อสร้างปัจจุบันการวิเคราะห์ความมั่นคงของ conduit walls จะขาดองค์ประกอบของขบวนการออกแบบไม่ได้ โดยเฉพาะอย่างยิ่ง เมื่อ span กว้างมาก และมีระยะดินถมน้อย และท่อมีการโค้งงอที่ดีก่อนการเกิดรอยร้าว

การวิเคราะห์การโค้งงอของ conduit walls มีความยาวมาก โดยใช้ geometric nonlinearity ขององค์ประกอบโครงสร้างจะดีกว่าการใช้ nonlinear behavior ของดิน และองค์ประกอบของ Plastic hinges (ใช้จุดต่อเป็นจุดหมุน) รายละเอียดของการวิเคราะห์ความแข็งแรงโดยส่วนโค้งงอของ conduit walls จะหาได้จากหัวข้อ 4.5

4.2.4 Failure of seams (การพังเนื่องจากรอยต่อไม่ดี)

จะกล่าวถึงในบทที่ 6 หัวข้อ 6.4 ส่วนโค้ง, วัสดุเป็นลอนจะถูกยึดติดกันด้วย bolts (นอต) ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 20 mm (3/4 in) และรูของ bolts ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 25 mm (1 in) เพื่อทำให้ง่ายในการใส่ bolts และสามารถเคลื่อนได้เล็กน้อยระหว่างการประกอบท่อ ก่อนมีการถมดิน bolts จะถูกขันให้แน่น ดังนั้นรอยต่อต่างๆจะถูกยึดด้วยกันอย่างแน่นหนาก่อนที่จะทำการถมดิน ที่รอยต่อต่างๆจะถูกตรึงด้วยแผ่น corrugated steel-plate (โลหะที่หยักเป็นลอน) โดยมี bolts ยึดชนิดต่างๆในการยึด bolts กับส่วนโค้งของรอยต่อแสดงในรูปที่ 1.18 (บทที่ 1) รอยต่อตามแนวยาวไม่เหมือนรอยต่อตามส่วนโค้ง เป็นหลักการของการส่งผ่านแรงจากแผ่นหนึ่งสู่อีกแผ่นหนึ่ง ดังนั้น bolts ในรอยต่อต่างๆจึงเป็นตัวส่งถ่ายแรงเฉือน

มีการจัดเรียงของ bolts ตามแนวยาวของรอยต่อเพียง 3 แบบสำหรับท่อที่สร้างด้วย corrugated plates ขนาด 152x51 mm (6x2 in) ในการจัดเรียงนั้นจะมีการจัด bolts เป็น 2, 3 และ 4 bolts ต่อความกว้างที่กำหนด (pitch length) ของแผ่น corrugated plates ซึ่งมีแสดงในบทที่ 1 รูปที่ 1.18a, b ,c ตามลำดับ และมีอยู่ในอ้างอิง 23 ในการจัดเรียง bolts 4 ตัวต่อ pitch length จะทำให้รอยต่อเปราะ และไม่แนะนำให้ใช้กับ Soil-Steel bridges ความสามารถในการส่งผ่านแรงสำหรับการจัดเรียง bolts 2 ตัว มีในตารางที่ 4.1 สำหรับแผ่น corrugated plates ที่หนาต่างๆกันค่ากำลังที่มีในตารางหามาจากรายงานการทดสอบที่มีในอ้างอิง 7

รูของ bolts ตามแนวยาวของรอยต่อเป็นเรื่องที่สำคัญอย่างมาก เมื่อการเสียรูปของท่อเกิดมากเกินไป

เอกสารนี้ใช้เพื่อการที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 4.1 Ultimate Strength of 152 x 51 mm (6 x 2 in) Corrugated Steel Plates Jointed with 20-mm- (¾ in) Diameter Bolts, and Subjected to Pure Thrust

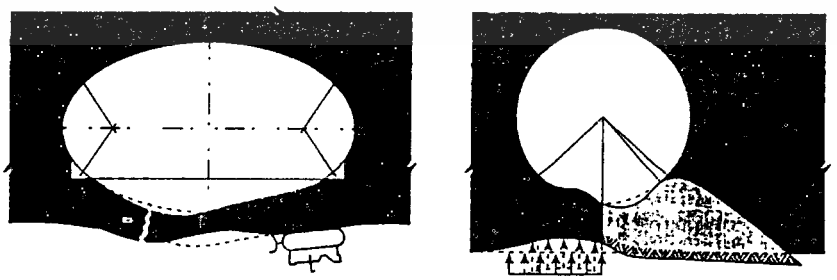
Metric units			U.S. customary units		
Nominal plate thickness, mm	Strength in kN/m for bolting arrangement		Nominal plate thickness, in	Strength in kips/ft for bolting arrangement	
	1	2		1	2
3	750		0.109	43.0	
4	1100		0.138	62.0	
5	1400		0.168	81.0	
6	1800		0.188	93.0	
7	2050	2550	0.218	112.0	
			0.249	132.0	
			0.280	144.0	180.0

NOTE: Bolting arrangements 1 and 2, which require 2 and 3 bolts per pitch length, respectively, are identified in Fig. 1.18.

ตารางที่ 4.1

4.2.5 Soil failure above the conduit (การพังของดินเหนือท่อ)

ในโครงสร้างแบบ Soil-Steel bridges ที่มีดินถมไม่มากนัก ดินที่อยู่เหนือท่ออาจจะมีการ fail ดังแสดงในรูปที่ 4.6a หรือ 4.6b ชนิดแรกเรียกว่า sliding wedge failure เป็นการ fail เนื่องมาจากแรงเฉือนที่ไม่เท่ากัน 2 ด้าน ชนิดต่อมาเรียกว่า tension failure สาเหตุก็เนื่องจากน้ำหนักที่ไม่สมมาตร เช่นกันกับกรณีชนิดแรก แต่เกิดเนื่องจากอุปกรณ์การก่อสร้างขนาดใหญ่ในระหว่างการก่อสร้าง เป็นสาเหตุของการ fail ของดินเหนือท่อ



รูปที่ 4.6

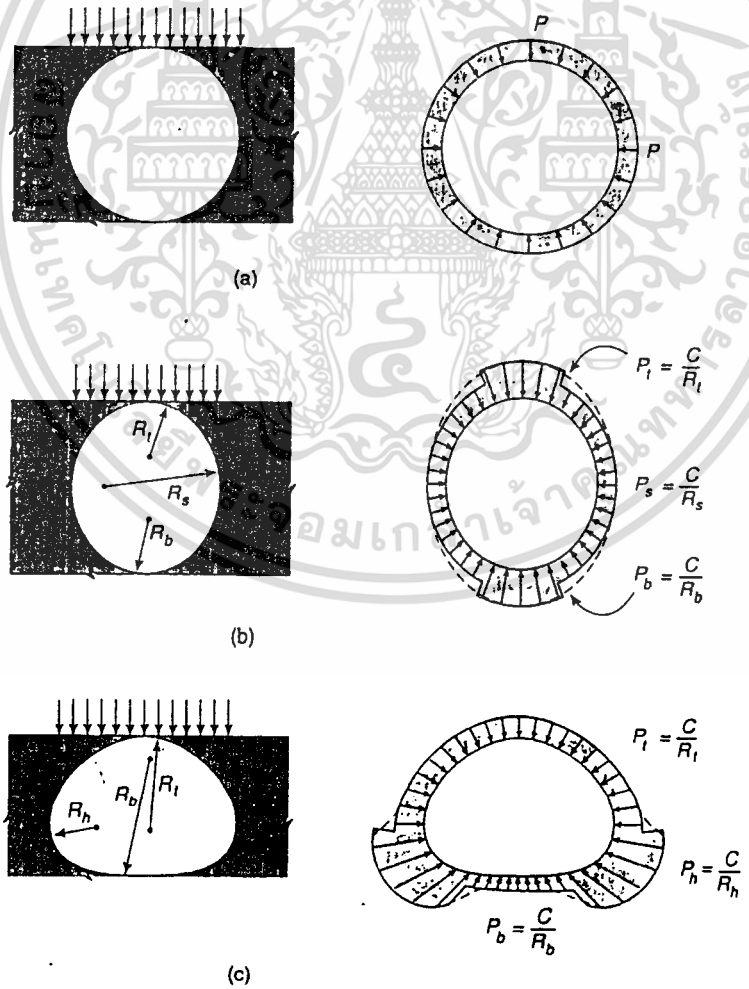
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.2.6 Breaking failure of soil (การพังของดินเนื่องจากการรับน้ำหนัก)

เพราะว่าความสามารถในการยืดหยุ่นของ conduit walls สูง เป็นเหตุให้ความต้านทานหลักของท่ออยู่ที่สิ่งที่หุ้มรอบๆท่อ เป็นเหตุให้แรงดันที่เกิดขึ้นรอบๆท่อแปรผกผันกับรัศมีความโค้งของท่อ ดังแสดงในรูปบทที่ 3 หัวข้อที่ 3.5

ตามทฤษฎีแรงดันที่ผิงท่อที่มีรูทรงต่างๆ ได้อธิบายด้วยทฤษฎีวงแหวนความดันดังแสดงในรูปที่ 4.7 ในรูปแรงดันตามรูปที่ 4.7b, c มีช่วงที่ไม่ต่อเนื่องกัน แต่ในทางปฏิบัติที่จริงจะต้องเป็นเส้นที่ต่อเนื่องกันตามเส้นประ

จะเห็นได้ว่าบริเวณที่มีรัศมีของส่วนโค้งน้อยกว่าจะเกิดแรงดันมากกว่า ดังตัวอย่างในรูปที่ 4.7c



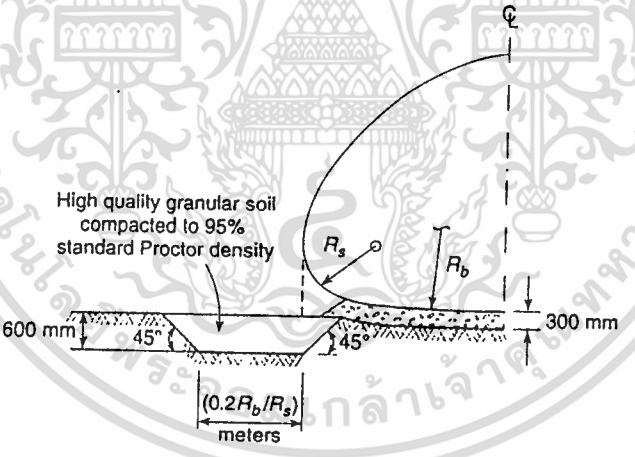
รูปที่ 4.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การพังของดินรอบๆท่อสามารถป้องกันโดยขีดจำกัดของรัศมีความโค้งที่จุดต่อตามยาวท่อและบริเวณถมดินที่เกิดแรงดันสูงๆท่อต้องแข็งพอ ค่าขอบเขตขีดจำกัดของรัศมีความโค้งที่กำหนดโดย OHBDC (อ้างอิง 30) ได้กำหนดรัศมีความโค้งของ conduit walls ที่ตำแหน่งต่างๆ โดยรัศมีนั้นจะต้องไม่น้อยกว่า 1 ใน 5 ของรัศมีที่ตำแหน่งจุดยอด (crown) โดยในคูที่ขุดจะถมด้วยวัสดุ well-graded คุณภาพดี บดอัด 95% stadnard proctor consolidation (ยุบอัดตัว) ด้วยแรงดันที่มากกว่าแรงดันในแนวรัศมี

ในดินเหนียวที่จำเป็นต้องเสริมความแข็งแรง จะต้องให้คูด้านข้างที่ขุดมีความลึกพอที่จะกระจายแรงดันที่ฐานไม่ให้เกินแรงดัน preconsolidation ของดินที่ฐานรากที่ตรงกับระดับที่มีผลกระทบต่อฐานราก

การเสริมความแข็งแรงโดยการขุดคู จะต้องสามารถระบายน้ำที่ซึ่งออกมาได้ ด้วยเหตุนี้เองจึงสามารถป้องกันการไหลเข้า-ออกของน้ำใต้ฐานราก



รูปที่ 4.8

4.3Force Analysis during Construction

การวิเคราะห์แรงระหว่างการก่อสร้าง จากที่ได้กล่าวไว้ในหัวข้อที่ 4.2 เกี่ยวกับ metallic shell ของโครงสร้าง Soil-Steel bridges จะต้องมีความแข็งแรงและยืดหยุ่นที่สามารถป้องกันการพังในระหว่างการถมดิน ในการเลือกค่าน้อยที่สุดสำหรับความยืดหยุ่นของท่อจำเป็นต้องอาศัยการทดสอบ และการวิเคราะห์อันหลากหลาย ในการทดสอบ และวิธีการวิเคราะห์ จะกล่างต่อไปภาย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลัง ภายใต้การพิจารณาอย่างละเอียดในหัวข้อต่างๆโดยวิธีการวิเคราะห์จะอยู่บนพื้นฐาน plane-strain idealizations (ระนาบความละเอียดในอุดมคติ)

4.3.1 Empirical formulas (สูตรที่ได้จากการทดลองสังเกตุ)

วธี empirical formular เป็นวิธีแรกทีนำมาใช้กับวัสดุ corrugate ที่ผลิตโดยการควบคุมความแข็แรงของส่วนโค้งของท่อ สำหรับใช้ประกอบในระหว่างการก่อสร้างสูตรที่ใช้เกี่ยงกับค่าโมเมนต์ของความเฉื่อย (moment of inertia) ของท่อ conduit walls ต่อหน่วยความยาวของท่อ โดยค่าโมเมนต์ความเฉื่อยจะต้องไม่น้อยกว่าค่าในสมการข้างล่างนี้

$$I \geq \frac{P^2}{k\pi} \qquad \text{.....(4.2)}$$

เมื่อ I = โมเมนต์ของความเฉื่อยของท่อ (cm^4/m)

P = เส้นรอบวงของท่อ (cm)

k = ค่าคงที่ที่ได้จากการทดลอง โดยแนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 2000

ตามที่กล่าวไว้ในอ้างอิง 7 ค่า flexural rigidity (ความแข็งแกร่งของส่วนโค้ง) ของท่อกลมจะถูกควบคุมโดยค่า flexibility factor (FF) โดยมีค่าดังนี้

$$FF = \frac{D^2}{EI} \qquad \text{.....(4.3)}$$

สำหรับหน่วยในระบบอังกฤษ

D = เส้นผ่าศูนย์กลาง หรือ span ในหน่วยนิ้ว

E = โมดูลัสของความยืดหยุ่นของโลหะในหน่วย ปอนด์ / ตารางนิ้ว

I = ค่าโมเมนต์ของความเฉื่อยของท่อในหน่วย $นิ้ว^4$ / นิ้ว

โดยค่า FF ต้องไม่เกิน 0.02 นิ้ว / ปอนด์ และขีดจำกัดของค่า k = 2362

ในระบบ AASHTO (อ้างอิง 6) มีค่า FF ได้สูงสุดเท่ากับ 0.02 นิ้ว / ปอนด์ สำหรับท่อกลมและท่อรี และค่า FF สูงสุดเท่ากับ 0.03 นิ้ว / ปอนด์ สำหรับท่อโค้ง (pipe-arches)

ในระบบ OHBDC (อ้างอิง30) มีการใช้เหมือนๆเดิม แต่จะพิจารณาค่า FF ไม่เกิน 0.114 mm / N (มิลลิเมตร / นิวตัน) ถ้าไม่มีการปรับแก้จากการทดลอง อาจใช้ค่าได้มากกว่านี้ โดยในที่นี้จากสมการที่ (4.3) ค่า D อยู่ในหน่วยมิลลิเมตร ค่า E อยู่ในหน่วย Mpa (เมกกะปาสคาล) และค่า I อยู่ในหน่วย mm^4 / mm (มิลลิเมตร^4 / มิลลิเมตร) ระบบ OHBDC ต่างจากระบบ AASHTO ที่ค่า D หาได้จากเส้นผ่าศูนย์กลางเทียบเท่าโดยหาได้จากการหารความยาวเส้นรอบวงด้วย π

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.2 Duncan method

ในอ้างอิงที่ 12 ได้บรรจุรายละเอียดของการที่ Duncan ได้ศึกษาถึงพฤติกรรมของวัสดุ corrugated metal plate pipes ในระหว่างการถมดินโดยถมในระดับตื้น โดยใชวิธีวิเคราะห์โดย finite element ในการศึกษานี้ได้ยืนยันถึงการเสียรูปแบบทั่วๆไปของท่อในระหว่างการก่อสร้างดังแสดงในรูปที่ 4.5 และยังยืนยันให้ทราบอีกด้วยว่าการเพิ่มขึ้นของดินถมความแข็งแรงในการต้านทาน bending moments ในท่อก็จะลดลง ในขณะที่ความโค้งงอของท่อเพิ่มมากขึ้น จากอ้างอิงที่ 12 ค่า bending moments ในท่อมีคุณสมบัติเฉพาะตัวโดยขึ้นอยู่กับค่าพารามิเตอร์ที่ไม่มีหน่วย (N_f) หาได้ดังนี้

$$N_f = \frac{E_s D_h^3}{EI} \qquad \text{.....(4.4)}$$

เมื่อ E_s = secant modulus ของดินถม โดยค่านี้จะขึ้นอยู่กับคุณภาพการบดอัดดินถมและความลึกของการถม (หาค่า E_s ได้จากบทที่ 7)

D_h = ระยะ span ของท่อ

E = moudlus of elasticity ของวัสดุที่ทำเป็นท่อ

I = moment of inertia ของท่อต่อหน่วยความยาวของท่อ

นอกจากนี้ในอ้างอิงที่ 12 ได้กล่าวถึงค่า bending moments ต่อหน่วยความยาวของท่อ โดยคำย่อ M_Bและหาได้จาก

$$M_B = R_B (K_{m1} \gamma D_h^3 - K_{m2} \gamma D_h^2 H) \qquad \text{.....(4.5)}$$

เมื่อ γ = น้ำหนักของดินถมต่อหน่วยปริมาตร

D_h = span ของท่อ

H = ระยะฝังท่อ หรือระยะดินถม

R_B = factor ในการลดค่าไม่มีหน่วยโดยค่าให้จะขึ้นอยู่กับค่า span ratio

K_{m1}, K_{m2} = factor ไม่มีหน่วยที่ขึ้นอยู่กับค่า N_f

ค่า K_{m1}, K_{m2} และ R_B หาได้ดังนี้

$K_{m1} = 0.0046 - 0.0010 \log_{10} N_f$ สำหรับ $N_f \le 5000$ .....(4.6)

$K_{m1} = 0.0009$ สำหรับ $N_f > 5000$

$K_{m2} = 0.018 - 0.004 \log_{10} N_f$ สำหรับ $N_f \le 5000$ .....(4.7)

$K_{m2} = 0.0032$ สำหรับ $N_f > 5000$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$R_B = 0.67 + 0.87\left(\frac{R}{D_h} - 0.20\right) \quad \text{สำหรับ } 0.20 \le \frac{R}{D_h} \le 0.35$$

$$R_B = 0.80 + 1.33\left(\frac{R}{D_h} - 0.35\right) \quad \text{สำหรับ } 0.35 < \frac{R}{D_h} \le 0.50 \qquad \text{.....(4.8)}$$

$$R_B = 2\frac{R}{D_h} \quad \text{สำหรับ } 0.50 < \frac{R}{D_h} \le 0.60$$

ในสมการข้างต้นค่า R คือระยะทางระหว่างจุดยอดของท่อจนถึงส่วนบนของฐานราก ในกรณีที่เป็นท่อโค้งไม่เต็มวง (nonreentrant arches) และค่า R คือ ระยะทางระหว่างจุดยอด และ spring lines สำหรับโครงสร้างอื่นๆ

โดยใช้สมการ 4.5 ถึง 4.8 ค่า bending moments ในท่อ conduit walls สามารถคำนวณสำหรับ H ที่มีค่าระหว่าง 0.0 ถึง 0.25 D_h และค่ามากที่สุดของดินถม และขอบเขตของมันสามารถได้จากสมการ

$$T_D = K_{p1}\gamma D_h^2 + K_{p2}\gamma H D_h \qquad \text{.....(4.9)}$$

เมื่อ K_{p1} = สัมประสิทธิ์ไม่มีหน่วย ที่เกี่ยวกับดินถมจนถึงระดับจุดยอดของท่อ

K_{p2} = สัมประสิทธิ์ไม่มีหน่วย ที่เกี่ยวกับดินถมเหนือระดับจุดยอดของท่อ

สัมประสิทธิ์เหล่านี้หาได้โดยสมการดังนี้

$$K_{P1} = 0.20\frac{R}{H} \qquad \text{.....(4.10)}$$

$$K_{p2} = 0.90 - 0.50\frac{R}{D_h} \qquad \text{.....(4.11)}$$

R ในที่นี้หาได้ในทำนองเดียวกับสมการที่ 4.8

ค่า factor of safety ใช้ค่าน้อยที่สุดเท่ากับ 1.65 (อ้างอิงที่12) และจากอ้างอิงที่ 12 เช่นเดียวกัน หาค่าประมาณของการแอ่นตัวที่จุดยอด δ_{crown} เมื่อดินถมที่อยู่ระดับเดียวกับจุดยอด

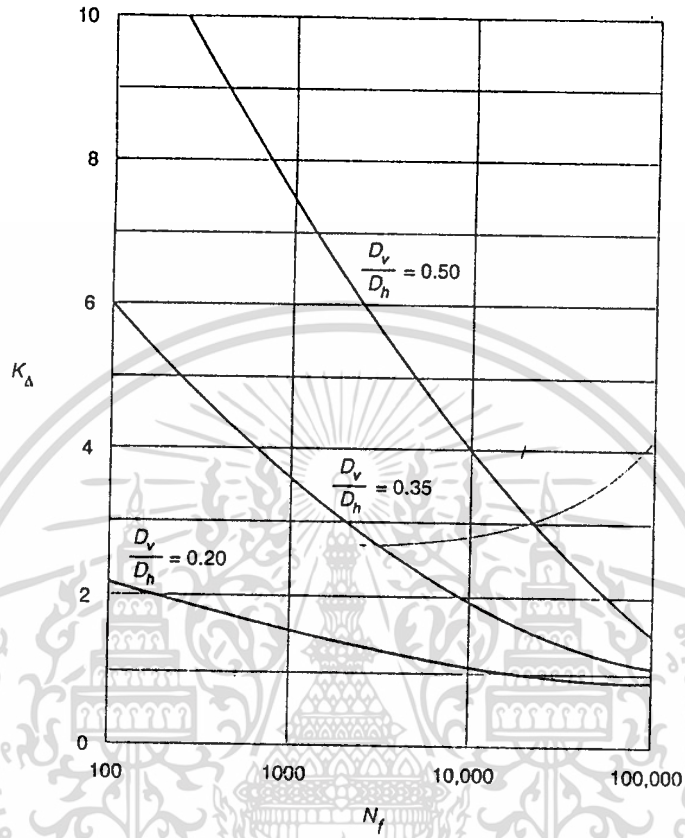
$$\delta_{crown} = \frac{K_\Delta \gamma D_h^5}{100{,}000EI} \qquad \text{.....(4.12)}$$

เมื่อ δ_{crown} มีหน่วยเป็นนิ้ว และ K_Δ เป็นสัมประสิทธิ์ไม่มีหน่วยที่ขึ้นอยู่กับค่า N_f และหาค่าได้จากรูปที่ 4.9

ในการวิเคราะห์วิธี finite element นี้ ค่าของ K_Δ ในรูปที่ 4.9 จะมีพื้นฐานที่อยู่บนสมมุติฐานที่ว่า พฤติกรรมของโครงสร้างเป็นแบบ elastic และดินถมมีความสมมาตรทั้ง 2 ด้านของท่อ

ดินถมที่กดลงที่ไม่สมมาตร และตำแหน่งการวางของเครื่องจักรขนาดใหญ่สามารถทำให้ท่อเสียหายได้มาก การเสียรูปจากการกดลงของล้อทำให้เกิดการพังของท่อได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 4.9

4.3.3 Ontario method

ในระบบ OHBDC (อ้างอิงที่ 30) แนะนำให้ใช้ค่าตัวประกอบของความโค้ง FF จะต้องไม่เกิน 0.114 mm / N ภายใต้สภาวะปกติ นอกจากนี้ยังมีปัจจัยที่จะมาควบคุมความโค้งของท่ออีกคือ การเคลื่อนที่ของท่อที่จุดสุดยอดของท่อวงกลม และท่อวงรีในระหว่างการถมดิน จะต้องไม่เกินค่า δ_{crown} โดยหาได้จาก

$$\delta_{crown} = 1000\mu\frac{D_h^2}{d} \qquad \text{.....(4.13)}$$

เมื่อ δ_{crown} = การเคลื่อนที่ลงในแนวดิ่งของจุดสุดยอดของท่อในหน่วย เมตร

D_h = ระยะ span ของท่อในหน่วยเมตร

d = ระยะความหนาของ corrugation profile ในหน่วยมิลลิเมตร

μ = สัมประสิทธิ์ไม่มีหน่วยที่ขึ้นอยู่กับอัตราส่วน D_h / D_v

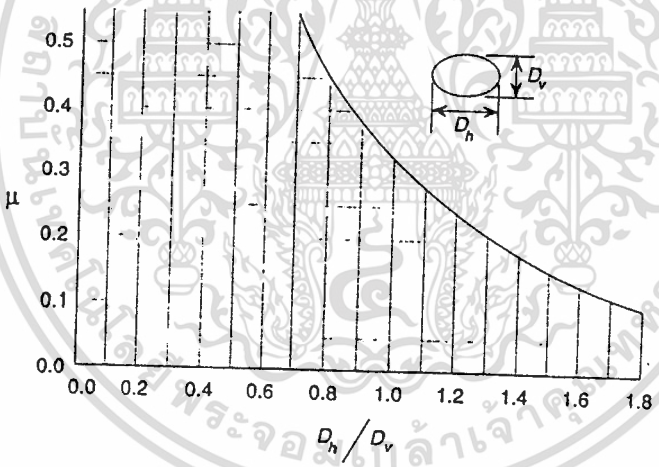
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

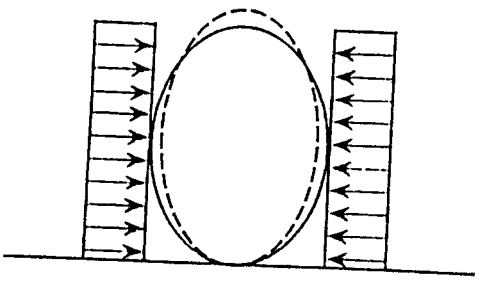
ค่าต่างๆเหล่านี้แสดงไว้ในรูปที่ 4.10 สำหรับรูปร่างของท่อแบบอื่นๆมาตรฐาน OHBDC จะแนะนำให้ใช้การเคลื่อนที่ของจุดยอด ในระหว่างการถมดินไม่เกิน 5% ของความสูงท่อ

ในการควบคุมขอบเขตของการเคลื่อนตำแหน่งของจุดสุดยอด หาได้โดยค่า μ โดยได้จากการวิเคราะห์ท่อที่ใช้ขนาดลอนของแผ่น corrugate steel เท่ากับ 152x51 mm (6x2 in) โดยถูกกระทำด้วยแรงด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 4.11 ขอบเขตของ μ สามารถแสดงได้โดยค่าอัตราส่วน D_h / D_v เช่นกำหนดค่า stress (ความเค้น) ในจุดต่างๆของหน้าตัดท่อให้คงที่ด้วยค่า yield stress = 230 เมกกะปาสคาล สำหรับวัสดุที่ใช้ทำท่อ conduit walls

วิธีการที่ใช้ประมาณค่าในอ้างอิงที่ 25 และจะพบว่าในอ้างอิงที่ 25 ใช้ factor of safety เท่ากับ 1.00 ในความเป็นจริงควรใช้ค่า 1.05 สำหรับการถมดินที่สมมาตรทั้ง2 ข้างของท่อ โดยค่า μ จะไม่คงที่ในทางปฏิบัติ ค่าการเคลื่อนตังที่จุดยอดของท่อที่ใช้ factor of safety หาได้จาก

$$\delta_{crown} = \frac{1000}{1.05}\mu\frac{D_h^2}{d} \qquad \text{.....(4.14)}$$





รูปที่ 4.10 และ 4.11

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.3.4 Frame on elastic supports

การสังเกตุในธรรมชาติ หรือการประมาณค่าจากผลลัพธ์ที่ได้กล่าวไปแล้ว โดยการวิเคราะห์โดยวิธี finite element analysis นอกจากนี้ยังมีคำอธิบายที่เกี่ยวกับท่อวงกลม และวงรี ซึ่งไม่รวมความแข็งของเส้นรอบรูป และลักษณะเฉพาะอื่นๆ

การวิเคราะห์อย่างละเอียดกระทำได้อย่างรวดเร็วโดยการใช้การสมมุติในลักษณะที่จุดรองรับมีความยืดหยุ่นได้ โดยแสดงในรูปที่ 4.12 สำหรับส่วนของท่อ นอกจารนี้ในรายละเอียดของวิธีการได้กล่าวในหัวข้อที่ 4.4 ในการสมมุตินี้ใช้กับการวิเคราะห์โครงสร้างได้อย่างสมบูรณ์

รูปที่ 4.12

4.3.5 Summary and conclusions (เนื้อเรื่องย่อและสรุป)

ถึงแม้ว่าจะแตกต่างกันอย่างเห็นได้ชัด ระหว่างผลการทดลอง และการวิเคราะห์โดยวิธีต่างๆในหัวข้อที่ 4.3 ที่ให้ผลลัพธ์คล้ายกัน ส่วนความแม่นยำสามารถปรับได้ขึ้นกับวิธีที่ใช้ที่ละเอียดพอวิธีการเหล่านี้จะเป็นประโยชน์ในการก่อสร้างเพื่อลดความเสี่ยงในการก่อสร้าง อย่างไรก็ตามในความเป็นจริงจะต้องใช้วิธีการที่ได้รับรองว่าจะไม่มีปัญหาเกิดขึ้น

เน้นอีกครั้งสำหรับวิธีการในหัวข้อ 4.3 ใช้เป็นแนวทางเท่านั้น และไม่ได้หมายความว่าจะเป็นตัวมาควบคุม การควบคุมจะมีในบทหลังๆ เช่น transverse stiffeness ที่จะกล่าวถึงในบทที่ 8

4.4 Force Analysis of Completed Structures (การวิเคราะห์แรงสำหรับโครงสร้างที่สมบูรณ์)

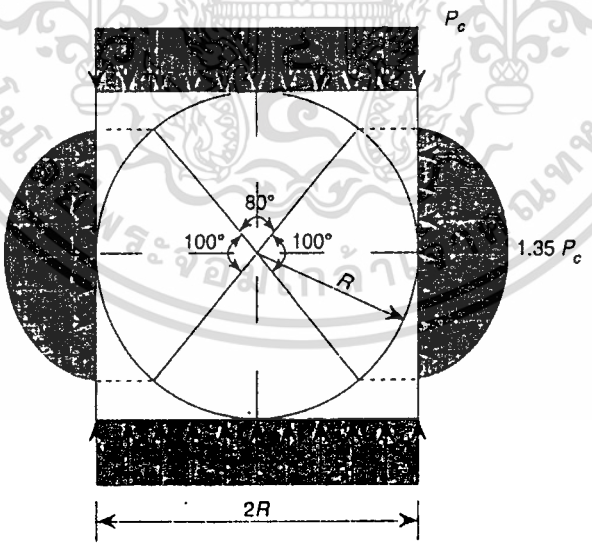
วิธีที่ใช้ในการวิเคราะห์ผลกระทบของน้ำหนักต่อผนังท่อของโครงสร้าง soil-steel bridge มีพื้นฐานมาจากการวิเคราะห์โดยวิธี finite element ในบางวิธีที่ใช้จะอธิบายในบทนี้ภายใต้หัวข้อต่างๆ เช่นวิธีการของ Marston-Spangler และ ring compression วิธีของ Marston-Spangler เป็น

เอกสารนี้มีลิขสิทธิ์ ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิธีกึ่งประสบการณ์ ถึงแม้ว่าในความเป็นจริง วิธีการเหล่านี้จะไม่ได้ใช้กันมากนัก แต่ว่ามันเป็นเรื่องราวที่สำคัญถึงได้นำมากล่าวในที่นี้

4.4.1 Marston-Spangler method

วิธีการของ Marston-spangler อธิบายในอ้างอิงที่ 39 และ 40 โดยพัฒนาขึ้นมาจากโครงสร้างของท่อที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางเล็กๆ โดยมีพื้นฐานมาจากสมมุติฐานที่ว่า ส่วนบนและส่วนล่างของท่อที่เสร็จสมบูรณ์จะมีแรงในแนวดิ่งจากดินกระทำเป็นแรง uniform load (แรงกระจายเท่าๆกัน) ส่วนด้านข้างของท่อจะมีแรงในแนวราบกระทำโดยแรงกระจายเป็นรูปโค้งพาลาโบลา รูปการกระจายแรงแสดงในรูป 4.13 โดยการแบ่งเขตระหว่างด้านบนกับด้านข้างดูได้จากรูปนี้ โดยการกระจายแรงในแนวราบขอบเขตของรูปพาลาโบลาเกิดจากเส้นแบ่งมุมขนาด 80 องศา จากศูนย์กลางของท่อ



รูป 4.13

แรงดันของดินในแนวราบที่กระทำต่อท่อจะถูกสมมุติให้เหมาะสมกับการเคลื่อนที่ของท่อในแนวราบ นอกจากนี้ยังอาจสมมุติให้อัตราส่วนของแรงดันในแนวราบต่อแรงดันในแนวดิ่งขึ้นอยู่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ในเชิงพาณิชย์ ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

กับความแข็งแกร่งของดิน เมื่อดินถมเป็นดินที่มีการบดอัดอย่างดี ภายใต้แรงการรับแรงแบบ uniform load ค่าสูงสุดของแรงดันในแนวราบทางด้านข้างจะมีค่ามากกว่า แรงดันในแนวดิ่งด้านบน ถึง 35 เปอร์เซ็น แสดงในรูป 4.13

จากพื้นฐานในการสมมุติของการกระจายแรงดันของดินบนท่อ การกระจายแรงดันนี้ T_D จะมีค่า $0.7P_CR$ ที่จุดยอดและจุดต่ำสุด $1.1P_CR$ ที่ส่วนโค้งด้านข้าง เมื่อ P_C เป็นค่าของแรงดันในแนวดิ่งดังรูป และ R เป็นรัศมีความโค้งของท่อกลม และค่าโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในท่อ จะมีการเปลี่ยนแปลงจากค่า $0.02P_CR^2$ ที่จุดยอดและฐานของท่อ ไปถึงค่า $-0.02P_CR^2$ ที่เส้น spring lines ที่อยู่ปลายส่วนโค้งด้านข้าง

วิธีการของ Marston-Spangler มีความสำคัญต่อขั้นตอนต่างๆในการพัฒนาการวิเคราะห์โครงสร้าง soil-steel bridge อย่างไรก็ตาม ในปัจจุบันมีวิธีการอื่นที่นำมาใช้แทนเนื่องจากให้ค่าที่ใกล้เคียงความเป็นจริงมากกว่าวิธีการนี้

4.4.2 Ring compression method

จากวิธีการของ Marston-Spangler ที่เกี่ยวข้องกับแรงดันดินด้านข้างแบบ nonuniformity (น้ำหนักกระจายไม่เป็นเส้นตรง) ซึ่งมีผลกระทบจากขนาดและการกระจายแรงบนท่อน้อยมาก และการวิเคราะห์โดยวิธี ring compression จะเป็นการใช้แรงกระจายแบบ uniform load โดยวิธีการนี้เชื่อว่าจะเป็นจริงเมื่อ ความลึกของการถมดินบนท่อมีค่ามากกว่า 1 ใน 8 ของความยาว span ของท่อ ในที่นี้แรงดัน uniform รอบๆท่อ (P_C) คำนวณได้จาก free-field overburden pressure (น้ำหนักบรรทุกเหนือท่อ) บวกกับ equivalent live load (แรงดันจากน้ำหนักจรเทียบเท่า) ที่ระดับเดียวกับจุดยอดของท่อ

$$P_C = \sigma_{VO} + P_L \qquad (4.15)$$

เมื่อ σ_{VO} เป็นน้ำหนักบรรทุกที่ระดับเดียวกับจุดยอดของท่อ, สิ่งที่เกิดขึ้นกับดินเมื่อไม่มีท่อฝังอยู่

P_L คือ live load เทียบเท่าแบบ uniform load ที่กระจายในระดับเดียวกับจุดยอดรวมไปถึงค่าการบดอัดที่ยอมให้

แรงดันที่จุดรองรับด้านข้างในท่อ T หาได้จาก

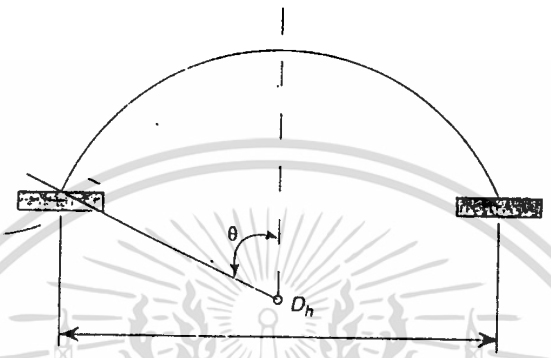
$$T = \frac{P_c D_h}{2} \qquad (4.16)$$

ในกรณีโครงสร้างแบบ Arch ที่มี รัศมีความโค้งคงที่ ค่า T หาได้จาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$T = \frac{P_c D_h}{2\cos\theta} \qquad (4.17)$$

เมื่อ θ หาได้จากตำแหน่งของการเชื่อมของเส้นรัศมีของท่อจากฐานรากรองรับแสดงในรูปที่ 4.14



รูป 4.14

ในกรณีของท่อที่ไม่เป็นวงกลม ถ้าค่า T ยังคงที่ แรงดันรอบๆท่อจะต้องมีคุณสมบัติแปรผกผันกับรัศมีของส่วนโค้งของท่อ โดยรูปแบบต่างๆของแรงดันรอบๆท่อ สำหรับท่อที่มีรูปร่างต่างๆกัน ถ้าสมมุติว่าเป็น ring compression จะแสดงในรูป 4.7 ที่ผ่านมาแล้ว

ทฤษฎี ring compression ได้ถูกยอมรับในบางการทดลอง โดยบางองค์กร และหนังสือออกแบบ (design handbook) บางเล่ม ตัวอย่างเช่น AISI handbook (อ้างอิง 7) ได้ดัดแปลงทฤษฎี ring compression โดยมี arching factor (k) ใช้กับโครงสร้างแบบ arch จากวิธีของ AISI ค่าของ T คำนวณได้จากสมการของท่อกลมดังต่อไปนี้

$$T = \frac{KP_c D_h}{2} \qquad (4.18)$$

ค่า factor k จะถูกกำหนดให้เท่ากับ 1 เมื่อความลึกของการถมมีค่าน้อยกว่าความยาวเส้นผ่านศูนย์กลางของท่อ สำหรับความลึกที่มากกว่านี้ ค่า k จะถูกสมมุติให้ขึ้นอยู่กับ degree of compaction โดยจะมีค่า = 1.0, 0.86 และ 0.65 สำหรับการบดอัดดิน 80, 85 และ 95 เปอร์เซ็นของ standard proctor ตามลำดับ

ทฤษฎี ring compression ที่กล่าวถึงนี้จะมีประโยชน์ในช่วงแรกของการปรับปรุงโครงสร้าง soil-steel bridge และปัจจุบันได้มีการใช้เทคนิคและความแม่นยำจากวิธีการอื่นที่จะกล่าวต่อไปในภายหลัง

4.4.3 Pipe in an infinite elastic half-space

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

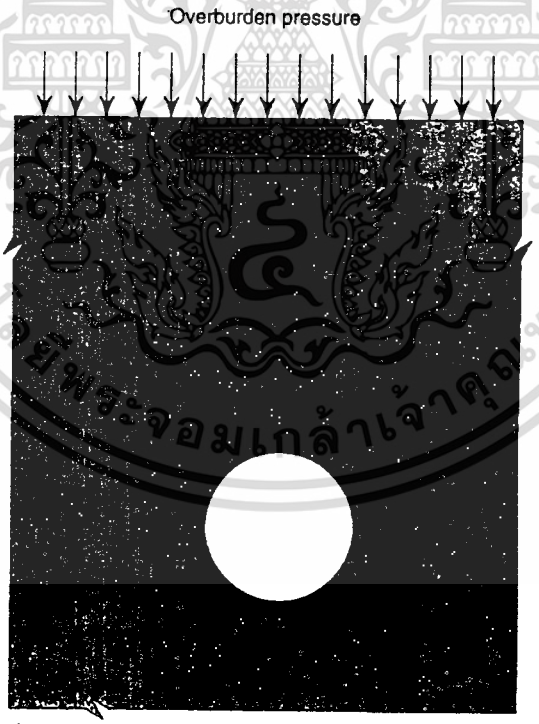
อีกรูปแบบหนึ่งสำหรับท่อที่ฝังลึกในดินที่ถูกสมมุติว่าไม้น้ำหนักเป็นเนื้อเดียวกันโดยตลอด, มีคุณสมบัติแบบ linear elastic half-space (อ้างอิง10)

ผลกระทบจากน้ำหนักที่กระทำต่อท่อในกรณีเช่นนี้แสดงในรูปที่ 4.15 การแก้ปัญหาต่างๆ ในกรณีเช่นนี้มีอยู่ในอ้างอิง 19 และ 22 สามารถกระทำด้วยมือ และ สามารถละทิ้งความแตกต่างระหว่างดินและท่อ (conduit wall)

ขอบเขตของวิธีการนี้มีดังนี

1. ท่อจะต้องเป็นหน้าตัดวงกลม
2. ความลึกของท่อจะต้องมากกว่า 1.5 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลาง
3. ดินที่พิจารณาจะถูกสมมติให้ไม่มีน้ำหนัก และ น้ำหนักของมันจะถูกรวมอยู่ใน overburden pressure (แรงดันจากน้ำหนักบรรทุก)
4. ดินจะถูกสมมุติให้มีคุณสมบัติแบบ linear elastic (ความยืดหยุ่นเป็นแบบเส้นตรง)

เพราะขอบเขตเหล่านี้ ทำให้วิธีการนี้เป็นเพียงด้านวิชาการ และ มีใช้น้อยมากในการออกแบบ



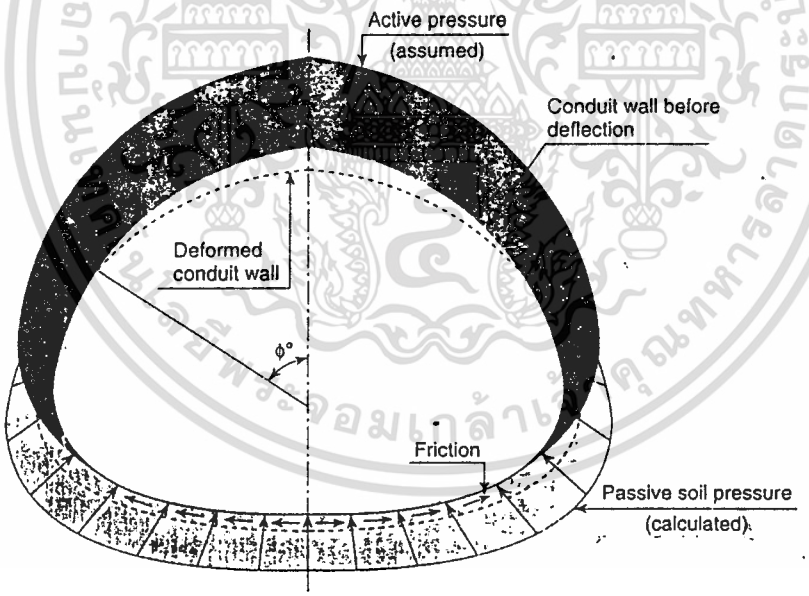
รูปที่ 4.15

4.4.4 Plane-frame on elastic supports

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในอ้างอิงที่ 21 และ 41 ได้อธิบายการวิเคราะห์อย่างสมบูรณ์สำหรับ plane-frame ที่มีจุดรองรับบนสปริงแทนที่จะเป็นดินถม และสมมุติให้จุดรองรับเหล่านี้เป็นตัวส่งถ่ายแรงกดและแรงเฉือน สิ่งสำคัญในการวิเคราะห์ด้วยวิธีนี้คือ หลักการในการแบ่งส่วนของแรงดันรอบๆท่อ เป็น Active pressure และ passive pressure ดังรูปที่ 4.16 Active pressure สมมุติให้กระทำอยู่ส่วนบนของท่อ เป็นรูปครึ่งหนึ่งของกราฟไซน์เวฟ โดยมีแอมปลิจูด = P_c ที่จุดยอด ตามที่ได้กล่าวไว้แล้วในทฤษฎี Ring compression น้ำหนัก Concentrated live load (น้ำหนักจรรวม) ที่กระทำบนดินเหนือท่อจะถูกแปลงให้เป็น uniform load (P_L) กระจายอยู่ในระดับเดียวกับจุดยอด เมื่อ P_L มีค่าน้อยกว่า σ_{vo} (Free - field overburden pressure) P_C จะเท่ากับผลรวมของ P_L และ σ_{vo} ดังในสมการ 4.15 อย่างไรก็ตาม ถ้า P_L มากกว่า σ_{vo} P_C จะหาได้จาก

$$P_c = 1.10(\sigma_{vo} + P_L) \tag{4.19}$$



รูปที่ 4.16

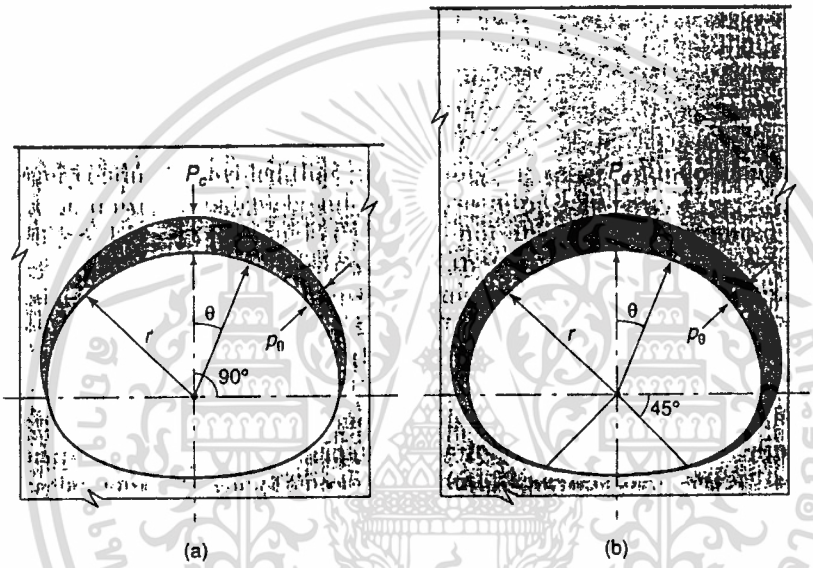
10 เปอร์เซนต์ที่เพิ่มขึ้นสำหรับค่า P_C ในสมการข้างต้น เป็นผลมาจากน้ำหนัก concentrate load ในกรณีที่ดินถมตื้นมากๆ ในทางปฏิบัติแล้ว ค่า P_L ไม่ค่อยจะเกินค่า σ_{vo} และสมการ 4.19 แทบจะไม่ใช้เลย

ค่าของแรงดัน active รอบท่อ (P_θ) รอบท่อๆหาได้โดย

$$P_c = 1.10(\sigma_{vo} + P_L) \tag{4.20}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่านี้แสดงในรูปที่ 4.17 และ $\psi = \pi$ สำหรับการถมแบบตื้นและ $= 1.5\pi$ สำหรับการถมแบบลึก ในกรณีดินถมแบบตื้น แสดงในรูป 4.17a สามารถเห็นได้ว่า $P_\theta = 0$ ที่ $\theta = 90$ องศา ในกรณีดินถมแบบลึกในรูป 4.17b $P_\theta = 0.5\ P_C$ ที่ $\theta = 90$ องศา และ $= 0.0$ ที่ $\theta = 135$ องศา



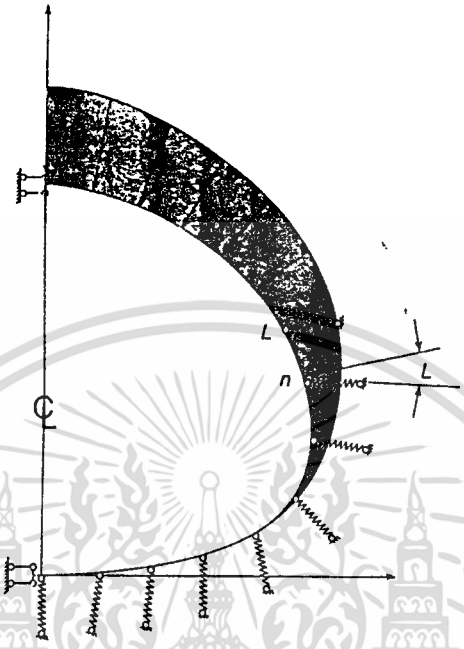
รูป 4.17

แต่สำหรับ passive pressure จะสมมุติ support เป็นสปริงแทนดินถมดังรูป 4.18 โดยจะอยู่ส่วนล่างของท่อ โดยที่สปริงจะทำหน้าที่เป็นตัวรับแรงอัด

ใน frame อุดมคตินี้ความเสียดทานระหว่างผนังท่อและดิน หาได้จากมุมที่เปลี่ยนไปจากแนวรัศมีของสปริง โดยใช้ค่า μ = angle of friction ระหว่างท่อและดิน

ความแม่นยำของวิธีการภายใต้สิ่งที่กล่าวมานี้ ขึ้นอยู่กับความถูกต้องในการแทนความแข็งแกร่งของดินด้วยสปริง สิ่งที่แทนความความแข็งแกร่งของดินคือ coefficient of soil reaction (k_N) ซึ่งมีกล่าวไว้ในบทที่ 7 ซึ่งค่า coefficient of soil นี้เป็นคุณสมบัติที่เฉพาะของดิน และถูกรวมเข้ากับคุณสมบัติ elastic ของ soil medium มันจะขึ้นอยู่กับขนาดของท่อ, ความลึกของดินถม, ตำแหน่งอ้างอิงและทิศทางของสปริงในอุดมคติ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.18

4.4.5 Finite element method

การวิเคราะห์แรงสำหรับโครงสร้าง soil-steel bridge จะมีความยากโดยปัจจัยดังต่อไปนี้

1. รูปทรงทางเรขาคณิตของโครงสร้าง ที่เป็นแบบ nonlinearity (ไม่เป็นเส้นตรง)
2. คุณสมบัติของวัสดุเป็น nonlinearity โดยคำนึงถึงน้ำหนัก และระยะเวลา
3. ความไม่เป็นอิสระของผลกระทบจากน้ำหนักในการประยุกต์ load เข้าไป

ปัจจัยทั้งหมดนี้สามารถนำมาใช้กับวิธี finite element ได้อย่างดีเยี่ยม

วิธีของ finite element สามารถแก้ปัญหาโดยใช้สมการทางคณิตศาสตร์ สำหรับโครงสร้างที่ประกอบไปด้วยส่วนย่อยๆซึ่งแยกกัน นำมารวมกันเป็นส่วนประกอบ วิธีการนี้จะไม่สามารถใช้เป็นเครื่องมือในการออกแบบโดยผู้ที่ยังไม่คุ้นเคยกับอุปกรณ์ที่ใช้ และการใช้งาน วิธีการของ finite element มีส่วนประกอบมากมายเกินกว่าจะกล่าวถึงในรายละเอียดในที่นี้ ในส่วนย่อยๆของการวิเคราะห์สามารถอ่านได้โดยตรงจาก อ้างอิง 17, 19 และ 20 ซึ่งเกี่ยวข้องกับการวิเคราะห์โครงสร้าง soil-steel bridge โดยวิธี finite element method

soil-steel bridge สามารถวิเคราะห์โดย finite element ใน 2 หรือ 3 มิติก็ได้ ในทางปฏิบัติไม่ค่อยใช้ 3 มิติ เพราะว่ามีสิ่งที่มาเกี่ยวข้องกับการคำนวณมากเกินไป โดยทั่วไปจะใช้การวิเคราะห์ใน 2 มิติ โดยการสมมุติในส่วนประกอบเล็กๆที่พิจารณาอยู่ใน plane-strain กล่าวไว้ในบท

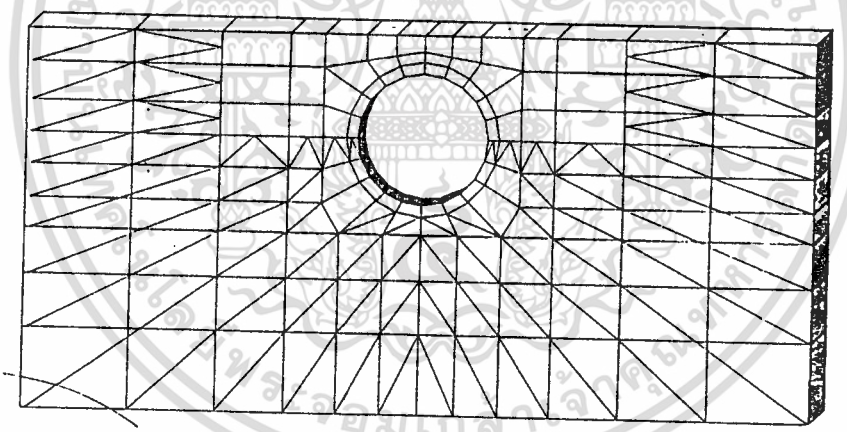
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ที่ 3 หัวข้อ 3.2 โดยที่ plane-strain ในอุดมคติ การเสียรูปในแนวตั้งฉากกับ plane จะถูกสมมุติให้เป็นศูนย์ ประโยชน์ของการคิดในอุดมคติแบบนี้ เราสามารถที่จะพิจารณาเหลือเพียง 1 มิติ การคำนวณและการวิเคราะห์จะง่ายขึ้นอย่างมาก ข้อเสียของวิธีดังกล่าวได้กล่าวไว้ในหัวข้อ 3.3 ของบทที่ 3 วิธีการนี้ไม่สามารถใช้ใน 3 มิติได้ เช่น การทรุดตัวของฐานรากที่ไม่แข็งแรงพอตลอดความยาวของท่อ

แบบตาข่ายที่ใช้แทน plane-strain ได้แสดงในรูป 4.19 จะเห็นได้ว่าตาข่ายไม่ได้แทนดินเฉพาะทั้ง 2 ข้างของท่อเท่านั้น แต่ยังเป็นส่วนฐานรากของโครงสร้างด้วย แบบตาข่ายสามารถแบ่งออกได้เป็น 3 ส่วนดังรายละเอียดต่อไปนี้

1.conduit wall element (ส่วนของท่อ)

ผนังท่อในอุดมคติจะเป็นเหมือนส่วนประกอบของคานและเสาใน 1 มิติ ถ้าเป็นคานจะวิเคราะห์แบบ linear (เส้นตรง) ถ้าเป็นเสาจำเป็นต้องใช้การวิเคราะห์แบบ nonlinear



รูป 4.19

2. Soil element (ส่วนของดิน)

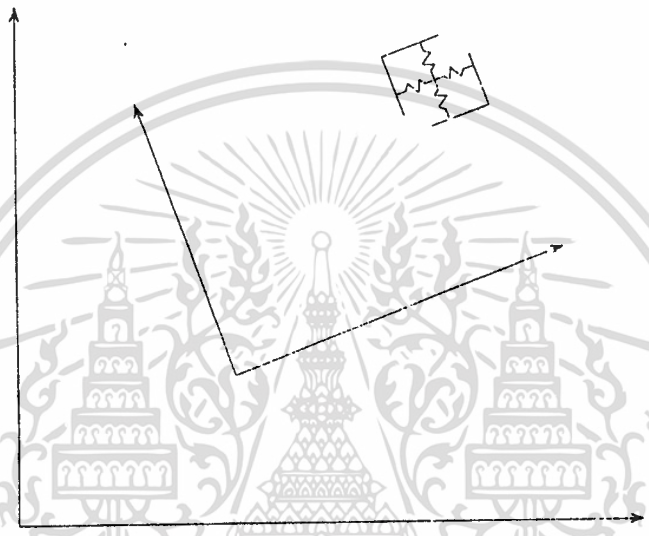
เป็นดินถมและฐานราก ซึ่งถูกแทนด้วยรูป 3 ด้านและรูป 4 ด้าน ส่วนประกอบดังกล่าวสามารถจัดให้มีคุณสมบัติแบบ linear elastic โดยให้มีค่าความเครียดคงที่ linear strain element จะแทนพฤติกรรม nonlinear ของดิน

สมการของ Duncan (อ้างอิง 12 และ 13) สามารถใช้แทนพฤติกรรม nonlinear ของอนุภาคดินทั้งหลายที่ได้จากวิธี finite element ซึ่งเป็นการพัฒนาในการวิเคราะห์ soil-steel bridge โดยเฉพาะ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3.Interface Elements (ส่วนที่อยู่ระหว่างผิวดิน)

ผลกระทบที่เกิดระหว่างดินและท่อ สามารถแทนด้วย line type และ spring type ชนิด spring type นี้แสดงในรูปที่ 4.20 Interface Element สามารถใช้เป็นแรงเสียดทาน หรือ แทนพฤติกรรมที่ไร้แรงเสียดทานของดินก็ได้



รูปที่ 4.20

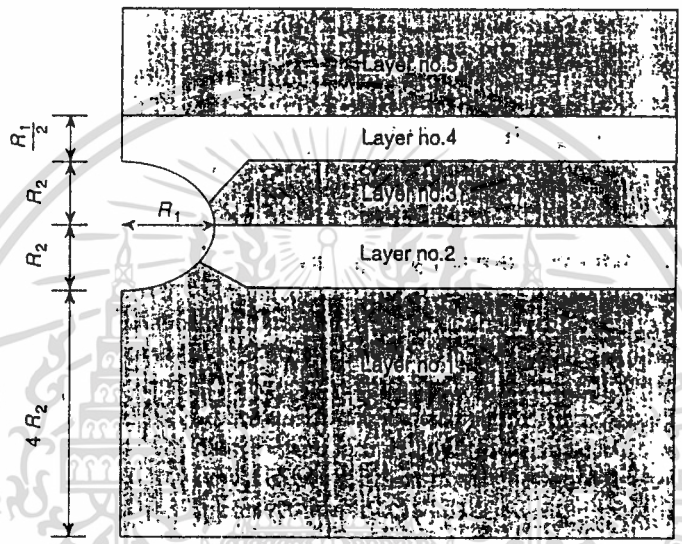
วิธีการของ Finite Element สามารถใช้แทนการจัดวางตัวและการบดอัดของดินถมแต่ละชั้นได้ เมื่อใช้ finite element surface load จะเป็นน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นมา จะขึ้นอยู่กับชนิดและน้ำหนักของอุปกรณ์ที่ใช้บดอัด การเพิ่มขึ้นของ load effects (ผลกระทบจากน้ำหนัก) จะเป็นผลมาจาก surface load (น้ำหนักที่ผิวดิน)

การบดอัดที่สมบูรณ์เกิดจากการเคลื่อนที่ของน้ำหนักกดที่ผิว (surface loads) หรือ เครื่องจักรที่ใช้บดอัด ถึงแม้ว่าต่อมาเครื่องจักรต่างๆได้ถูกเคลื่อนที่ออกไปแล้ว ผลจากการบดอัดจะทำให้ความหนาแน่นของดินมากขึ้น โดยที่ยังคงรักษาคุณสมบัติและรูปทรงทางเรขาคณิตของelement ทุก element ของดิน

ในสภาพจริงจำนวนชั้นของดินมีมากมายจนเกิดความไม่สะดวกในการวิเคราะห์โดย finite element analysis จะต้องมีการสมมุติให้จำนวนชั้นดินมีจำนวนน้อยลง ยกตัวอย่าง เช่น The automatic data generation option ของการวิเคราะห์ด้วย finite element ที่กล่าวในอ้างอิง 20 สามารถทำให้ทฤษฎีตาข่ายใช้กับชั้นดินได้มากที่สุด 5 ชั้น โดยในแต่ละชั้นได้ระบุไว้ในรูปที่ 4.2.1 ส่วนของชั้นล่างสุดคือส่วนของฐานของโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

วิธีการแบบ finite element เป็นวิธีที่ทำได้ง่ายและมีความสามารถรอบด้าน แต่บางทีก็อาจจะให้คำตอบที่ผิดได้ง่าย เพราะว่าไม่มีการวิเคราห์จากความเป็นจริง จึงเป็นสิ่งสำคัญมาก ในการใช้วิธีการนี้ จะต้องมีผู้ชำนาญอย่างดี และ หาความผิดพลาดของผลลัพธ์ได้ ในหัวข้อ 3.3 บทที่ 3 มีการกล่าวถึงสมมุติฐานในการใช้การวิเคราะห์โดยวิธี finite element



รูปที่ 4.2.1

สำหรับ program computer อีกมากมาย (อ้างอิง 20) ที่ได้รวมเอาวิธี finite element (FE) ไปพัฒนาสำหรับการวิเคราะห์โครงสร้าง soil-steel bridges และ โครงสร้างที่เป็นท่อฝังดินคล้ายๆ กันมันเป็นสิ่งที่มีค่าในการวิเคราะห์และในบางเรื่องในหนังสือเล่มนี้ได้นำเอา FE นี้มาช่วยในการวิเคราะห์ด้วย

4.4.6 Ontario Method

The Ontario Highway Bridge Design Code ,OHBDC (อ้างอิง 20) ใช้วิธีการที่ทำให้ง่ายขึ้นโดยการคำนวณค่า T จาก factored ของ dead load และ live load เพื่อใช้ในการวิเคราห์ soil-steel bridges สำหรับวิธี OHBDC นี้ การหาค่า T จะหาได้จาก factor loads ดังต่อไปนี้

$$T = \alpha_D T_D + \alpha_L T_L \qquad (4.2.1)$$

เมื่อ T_D และ T_L แทนด้วย dead load และ live load ตามลำดับ ซึ่งยังรวมถึง ค่าการบดอัดที่ยอมให้ด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และค่า α_D และ α_L แทนด้วย dead load factor และ live load factor ตามลำดับซึ่งจะกล่าวต่อไปในบทที่ 5

ค่า dead load แทนด้วย T_D หาได้จาก

$$T_D = 0.5(1.0 - 0.1C_s)A_f W \tag{4.22}$$

เมื่อ W เป็นน้ำหนักของดินถมที่อยู่เหนือท่อ มีในรูปที่ 4.1

A_f เป็นค่าสัมประสิทธิ์ที่สามารถอ่านได้จากรูปที่ 4.22

C_S เป็นค่าที่ไร้หน่วยสำหรับความแข็งตามแนวแกนของท่อ หาได้จาก

$$C_s = \frac{E_s^* D_v}{EA} \tag{4.23}$$

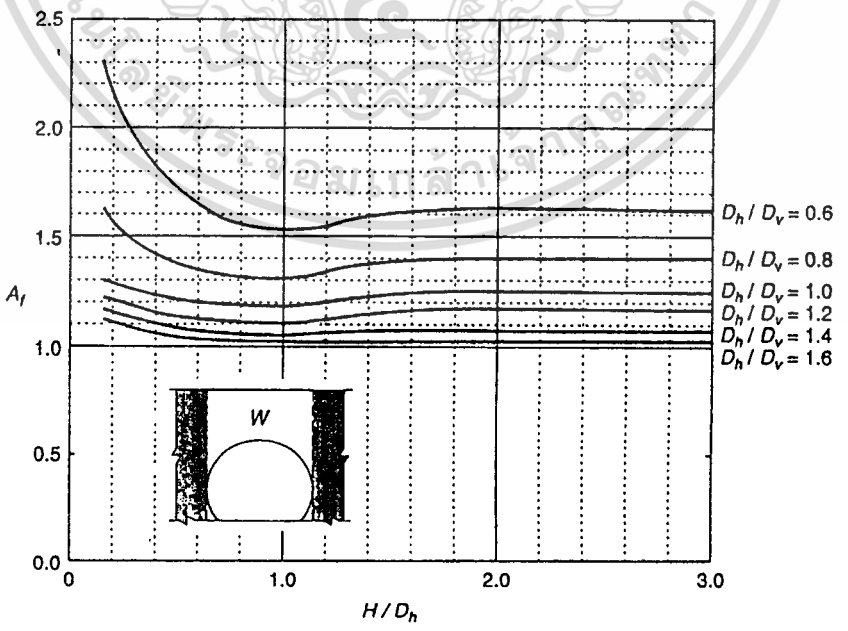
เมื่อ E คือค่า modulus of elasticity ของวัสดุที่ใช้ทำท่อ

E_S^* คือค่า effective secant modulus ของดิน

A คือพื้นที่หน้าตัดต่อหนึ่งหน่วยความยาวของท่อ

ค่า effective secant modulus ที่ใช้กับการเชื่อมต่างๆที่แสดงในรูปที่ 4.23 สามารถหาได้ในบทที่ 5 ตารางที่ 5.1 ค่า secant modulus บางส่วนจะแตกต่างจาก secant modulus ที่ใช้กับวิธีการอื่นๆ คำอธิบายถึงความแตกต่างนี้ได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 7

ค่าสัมประสิทธิ์ A_f จะขึ้นอยู่กับอัตราส่วน H/D_h และ D_h/D_v เมื่อ H คือความลึกของดินถมเหนือจุดยอด ส่วน D_h และ D_v เป็นค่าขนาดของท่อที่หาได้ดังรูปที่ 4.23



รูป 4.22

ค่า live-load (T_L) หาได้จาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$T_L = 0.5\,\sigma_L\, m_f\,(1+DLA)\ x\ (\text{lesser of } D_h \text{ and } l_t) \qquad (4.24)$$

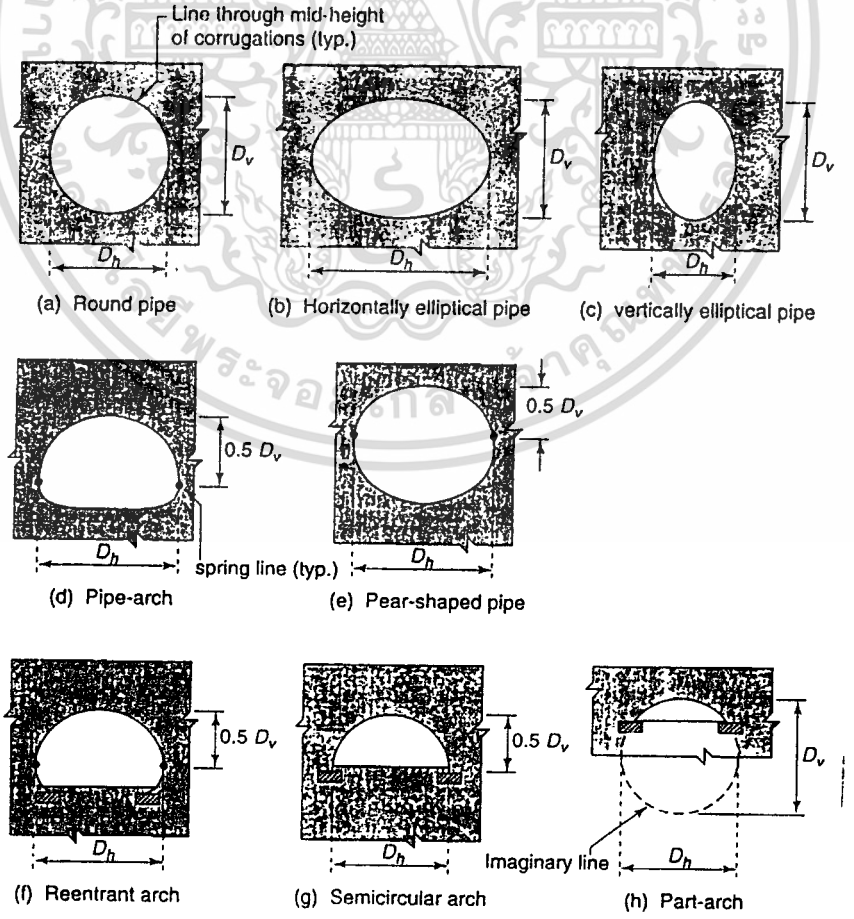
เมื่อ σ_L คือแรงดันเทียบเท่าแบบ uniform load กระจายอยู่ที่ระดับเดียวกับจุดยอด หาได้จากการสมมุติให้น้ำหนักจากล้อรถบนระดับผิวทาง กระจายลงมาทำมุมออกไปทางด้านข้าง 45 องศา และ slope = 1 ในแนวราบ 2 ในแนวดิ่ง ในทิศทางตามยาวของท่อ

m_f คือตัวคูณลดค่า จะมีค่า = 1.0 เมื่อมี 1 ยานพาหนะที่อยู่บนผิวทาง
= 0.9 เมื่อมี 2 ยานพาหนะที่อยู่แต่ละข้างของท่อ

DLA คือค่า dynamic load ที่ยอมให้

l_t คือความยาวที่เกิดจากการกระจายน้ำหนักจากล้อจนถึงระดับของจุดยอด ดังในรูป 4.24 ในบทที่ 5 จะใช้วิธี OHBDC และมี chart สำหรับค่า $0.5\,\sigma_L\, m_f\,(1+DLA)$ สามารถอ่านค่าได้โดยตรงสำหรับความลึกต่างๆกัน

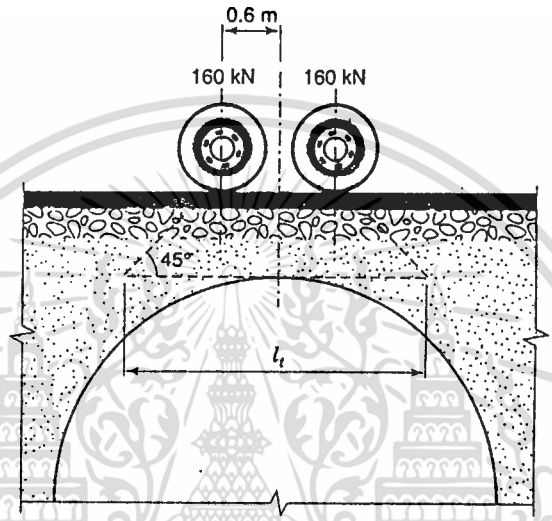
สมการ 4.24 ได้มาจากผลลัพธ์ของการวิเคราะห์การศึกษาในอ้างอิง 19 ในการวิเคราะห์จากการศึกษาในทางปฏิบัติจะถือว่าโครงสร้างอยู่ใน plane-strain idealization (ระนาบความเครียดในอุดมคติ)



รูป 4.23

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Different arching factors ในความเป็นจริงส่วนของดินที่อยู่เหนือท่ออาจจะมีปัจจัยเนื่องจากความโค้งที่แตกต่างกัน โดยสามารถแบ่งดินออกเป็น 2 ส่วน แทนด้วย W_1 และ W_2 ดังแสดงในรูปที่ 4.25 ปัจจัยเนื่องจากความโค้งที่แตกต่างกันนี้ สามารถหาได้เช่น ค่า A_{f1} และ A_{f2}



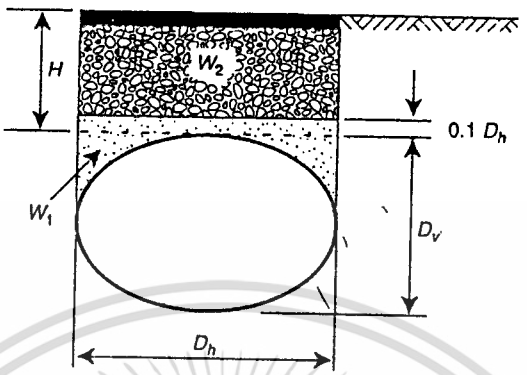
รูป 4.24

Span-to-rise ratio D_h/D_v อัตราส่วนนี้เกี่ยวข้องโดยตรงกับกราฟสำหรับหาค่า A_{f1} และ A_{f2} ในรูป 4.26 a, b

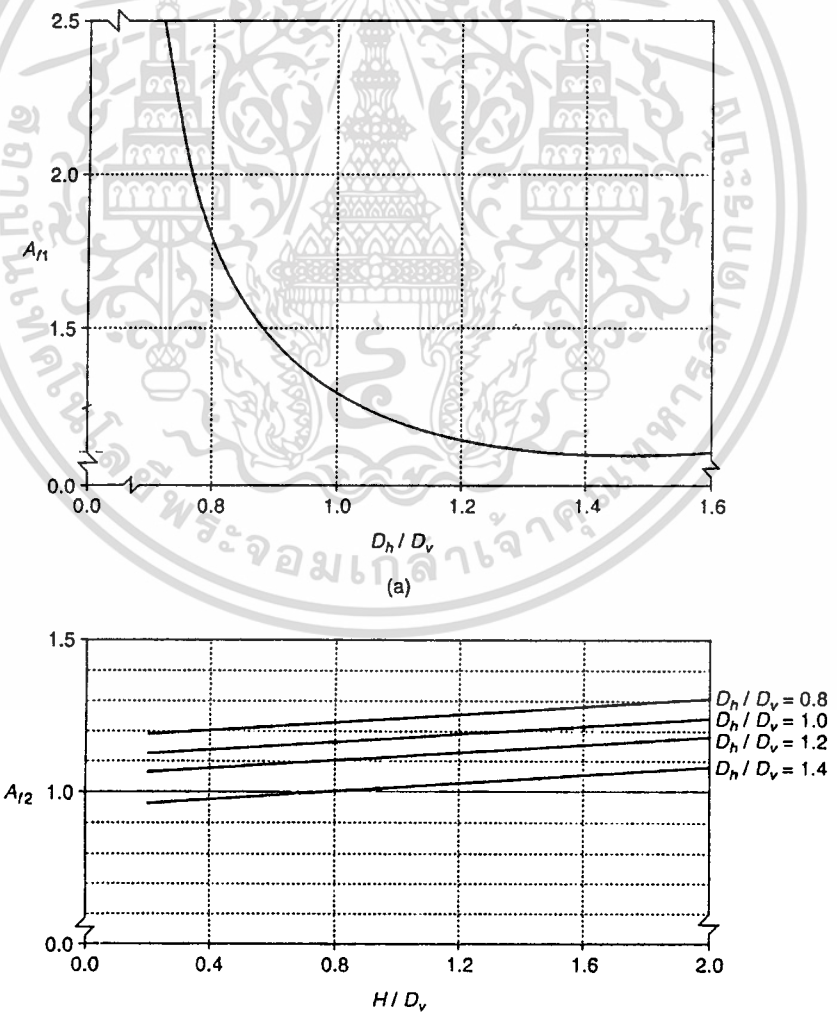
Depth of cover-to-span ratio, H/D_h อัตราส่วนนี้ไม่ได้ใช้กับการหาค่า A_{f1} แต่ใช้หาค่า A_{f2} สามารถทราบได้จากกราฟในรูป 4.26b

Quality of backfill (คุณสมบัติของดินถม) การควบคุมคุณภาพของดินถมอย่างเข้มงวดในการก่อสร้างด้วยดินถมตั้งแต่ well grade จนถึง poorly grade จะต้องมีค่าการบดอัดอย่างน้อยสุด 90 เปอร์เซ็น standard proctor

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.25



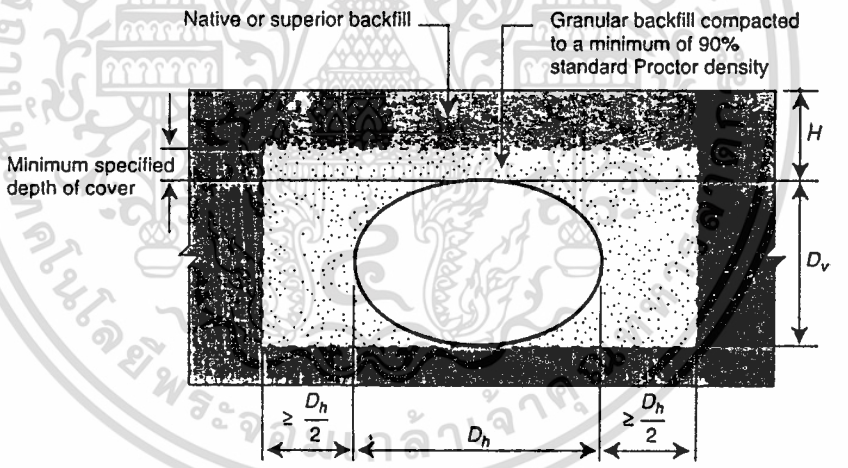
รูป 4.26

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Width of backfill สำหรับการถมดินของวิธี Ontario method นี้จะถมดินออกไปอย่างน้อยข้างละไม่ต่ำกว่า 0.5 D_h จึงจะเหมาะสมดังแสดงในรูป 4.27 เมื่อมีการถมดินขยายออกไปอีก ในวิธีการนี้จะไม่ทำให้ผลลัพธ์เปลี่ยนแปลงไปมากนัก

Extent of backfill above the conduit (การเพิ่มดินถมเหนือท่อ) สำหรับกรณีความกว้างของดินถม วิธีการ Ontario นี้เหมาะสมถ้าดินถมที่ขยายขึ้นเหนือท่อมีค่าไม่เกินค่าน้อยที่สุดที่ระบุในรูป 4.27

Foundation (ฐานราก) ความแข็งแกร่งของฐานราก (T_D) มีความแตกต่างกันขึ้นกับความแตกต่างของรูปร่างท่อ ตัวอย่างเช่น ในโครงสร้างแบบท่อวงรีในแนวราบ ฐานรากจะรับแรงเนื่องจาก dead load มากขึ้น ในทางตรงข้ามในโครงสร้างแบบท่อวงรีในแนวดิ่ง ฐานรากมีแนวโน้มที่จะรับน้ำหนักลดลง (T_D ลดลง) ค่าปัจจัยเนื่องจากความโค้งในรูป 4.26 a, b จะนำมาเลือกรูปแบบของโครงสร้างที่สอดคล้องกับฐานราก และรับน้ำหนัก (T_D) ได้สูง



รูป 4.27

Conduit wall bending stiffness (ความต้านทานต่อการโก่งงดของท่อ) ความแข็งแกร่งหรือความต้านทานต่อการโก่งงอของท่อ จะมีความสัมพันธ์กับความแข็งแกร่งของดินถม และจะบ่งชี้ได้จากตัวแปรไร้หน่วย (β_s) หาได้จาก

$$\beta_S = \frac{E_S^* D_h^3}{EI} \qquad (4.25)$$

ขอบข่ายของค่า β_s นี้จะพบได้ในภาคปฏิบัติ และมีผลน้อยต่อค่า T_D ดังนั้นมันจึงถูกละเว้นจากการนำมาพิจารณา

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Conduit wall compression stiffness (ความต้านทานการรับแรงกดของท่อ) ความแข็งแกร่ง หรือความต้านทานต่อการรับแรงกดของท่อจะสัมพันธ์กับความแข็งแกร่งของดินถม โดยบ่งชี้ได้จากตัวแปรไร้หน่วย (C_S) มันจะมีผลต่อการลดลงของค่า A_{f1} และการเพิ่มขึ้นของ A_{f2} ตัวแปรลดค่า R_{C1} และ R_{C2} ตามลำดับ สามารถประมาณได้จาก C_S โดยพิจารณาสมการดังต่อไปนี้

$$R_{C1} = -0.02 + 0.95C_S \qquad (4.26)$$

$$R_{C2} = 0.11C_S \qquad (4.27)$$

ถ้ารวมตัวแปรลดค่าทั้ง 2 ตัวแปรนี้ในสมการของ T_D จะได้ดังนี้

$$T_D = (1+0.02-0.095C_s)A_{f1}\frac{W_1}{2} + (1-0.11C_s)A_{f2}\frac{W_2}{2} \qquad (4.28)$$

จะพบว่าจำนวนที่นำมาคูณกับ C_S ทั้ง 2 จำนวน สามารถเปลี่ยนเป็น 0.10 ได้โดยไม่ทำให้ความถูกต้องแม่นยำเปลี่ยนไป ดังนั้นในสมการ 4.28 สามารถเขียนใหม่เหมือนสมการ 4.22 ด้วย

$$W = W_1 + W_2 \qquad (4.29)$$

4.4.7 Duncan method (วิธีของดันแคน)

ในทำนองเดียวกับที่กล่าวมาแล้วในหัวข้อ 4.3 วิธีการของ duncan หากมีการปรับปรุงโดยมีผลกระทบจาก live load (น้ำหนักจร) ค่า T ในผนังท่อ คือ ผลรวมของ dead load (T_D) และ live load (T_L) ดังสมการ

$$T = k_{P1}\,\gamma\, D_h^2 + k_{P2}\,\gamma H d_h + k_{P3}\,LL \qquad (4.30)$$

เมื่อค่า k_{P1} และ k_{P2} เป็นตัวแปรไม่มีหน่วยที่เกี่ยวข้องกับ dead loads หาได้จากสมการ 4.10 และ 4.11 ตามลำดับ ส่วนค่า k_{P3} เป็นตัวแปรไร้หน่วยที่เกี่ยวข้องกับน้ำหนักจร (live load) หาได้จากสมการ 4.31 และค่า LL เป็นค่า equivalent live load (น้ำหนักแผ่เท่าๆกันต่อหน่วยความยาว) การหาค่าจะได้กล่าวต่อไปในภายหลัง

$$\begin{aligned} K_{p3} &= 1.00 && \text{for} \quad \frac{H}{D_h} \le 0.25 \\ K_{p3} &= 1.25 - \frac{H}{D_h} && \text{for} \quad 0.25 < \frac{H}{D_h} < 0.75 \\ K_{p3} &= 0.50 && \text{for} \quad \frac{H}{D_h} \ge 0.75 \end{aligned} \qquad (4.31)$$

ในอ้างอิง 12.แสดงให้เห็นถึงการเปลี่ยนน้ำหนักกระทำเป็นจุดเป็นน้ำหนักแบบเส้น (continous line load) เรียก LL จะเท่ากับค่าสูงสุดของ stress ในแนวดิ่งที่เกิดอยู่ระดับเดียวกับจุดยอดของท่อ ส่วนค่าสูงสุดของ stress หาได้โดยทฤษฎี Boussinesq elastic ที่กล่าวไว้ในอ้างอิง 36

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การประมาณค่าของ LL สำหรับยานพาหนะแบบ HS-20 ในระบบ AASHTO ได้แสดงไว้ใน ตารางที่ 4.2

TABLE 4.2 Equivalent Line Loads for HS-20 Vehicle According to Ref. 12

	Line load *LL*	
Depth of cover, *H*, (m) ft	in kN/m	in kips/ft
(0.3) 1	88.9	6.1
(0.91) 3	52.5	3.6
(1.52) 5	37.9	2.6
(2.13) 7	35.0	2.4
(3.05) 10	29.2	2.0
(6.1) 20	19.0	1.3

รูป 4.2

โมเมตต์รวม (M) ที่เกิดขึ้นกับท่อ (conduit wall) หาได้จาก dead load และ live load ดังสมการต่อไปนี้

$$M = R_B(k_{m1}\gamma D_h^3 - k_{m2}\gamma D_h^2 H) + R_L k_{m3} D_h LL \qquad (4.32)$$

ค่า k_{m1} และ k_{m2} หาได้จากสมการที่ 4.6 และ 4.7 ตามลำดับ ส่วนค่า LL ได้มาจากตาราง 4.2 สำหรับยานพาหนะแบบ HS-20 ดังรูปที่ 4.4a

ค่า R_L และ k_{m3} หาได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$R_L = \frac{3.77 - 0.75\log_{10} N_f}{\left(\frac{H}{D_h}\right)^{0.75}} \le 1.0 \qquad (4.33)$$

$$K_{m3} = 0.12 - 0.018\log_{10} N_f \quad \text{for } N_f \le 100{,}000$$

$$K_{m3} = 0.030 \quad \text{for } N_f \ge 100{,}000 \qquad (4.34)$$

จากที่เคยกล่าวมาแล้วสำหรับค่า N_f คือค่าตัวแปรที่ไร้หน่วยซึ่งเกี่ยวข้องกับความแข็งของส่วนโค้ง (flexural rigidity) ของท่อ และหาได้จากสมการ 4.4

ในอ้างอิง 12 ได้กล่าวถึงรายละเอียดของวิธี Duncan ว่า ค่า impact factor (ตัวแปรการบดอัด) ไม่จำเป็นที่จะต้องนำมาใช้ในการคำนวณค่า T และโมเมนต์เนื่องจาก live load

ในอ้างอิง 12 ได้กล่าวถึงการกำหนดขอบเขตระหว่างการถมตื้นและถมลึก ถ้าความลึกของการถมดินไม่เกิน $0.25D_h$ ค่าโมเมนต์ในท่อจะเกี่ยวข้องกับน้ำหนักจรเป็นสำคัญ ในกรณีที่น้ำหนักกดไม่สมมาตรค่าโมเมนต์ที่จุดยอดจะเพิ่มขึ้น ในกรณีที่โครงสร้างอยู่ลึก ท่อจะมีความสามารถรับแรงกระทำจาก live load ได้อย่างเพียงพอโดยไม่เกิดการเสียรูปและมีโมเมนต์ที่มากเกินไป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.4.8 Summary and Conclusion (บทสรุป)

วิธีการในการวิเคราะห์แรงในหัวข้อ 4.4 มีอยู่ 3 แบบที่เป็นประโยชน์ในการออกแบบ soil-steel bridge

แบบแรก ได้แก่ Marston-Spangler และ Ring compression แบบนี้มีความสำคัญ แต่ไม่ใช้ในการออกแบบ

แบบที่ 2 ได้แก่ plane-frame และ finite element methods เป็นวิธีที่มีพื้นฐานจาก computer เหมาะกับการใช้สำหรับวิจัย ไม่เหมาะในการใช้วิเคราะห์การออกแบบโครงสร้าง soil-steel bridge และใช้สำหรับกรณีพิเศษ

แบบที่ 3 ได้แก่ Ontario และ Duncan method เป็นวิธีที่เหมาะและรวดเร็วในการใช้ออกแบบสำหรับผู้ออกแบบ เพราะว่าสามารถใช้การคำนวณด้วยมือและไม่ยุ่งยากมากนัก

วิธีการของ Ontario ดีกว่าวิธีของ Duncan method เพราะว่ามีความชัดเจนในทุกๆตัวแปรที่มีอิทธิพลต่อผนังท่อ จึงใช้ประโยชน์ได้หลากหลายกว่า อย่างไรก็ตามวิธีการนี้ไม่สามารถหาโมเมนต์คัดในผนังท่อ และวิธีการนี้จะมีความเหมาะสมถ้าความลึกของรอยหยัก (corrugation) มากกว่าขนาดปกติที่ใช้ คือ 152x51 มิลลิเมตร (6x2 นิ้ว) อย่างไรก็ตาม Ontario และ Duncan method จะให้ผลลัพธ์คล้ายๆกัน

ในอ้างอิงที่ 19 ได้กล่าวถึงวิธีการทั่วๆไปมากมายและมีกราฟต่างๆที่สามารถใช้วิเคราะห์โครงสร้างทั้งหลายที่กำลังเผชิญอยู่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.5 Strength Analysis of Conduit Wall

(การวิเคราะห์ความแข็งแรงของท่อ)

ตามที่ได้กล่าวแล้วในหัวข้อ 4.2 ท่อที่ใช้ในโครงสร้าง soil-steel bridge มักจะมีแรงกระทำหลักๆ คือแรงอัด เพราะว่าสาเหตุของการพังส่วนใหญ่มักจะเป็นการแตกหัก การออกแบบท่อมักจะออกแบบให้ต่อต้านเฉพาะแรงอัดโดยไม่คำนึงถึงโมเมนต์ ในกรณีที่มีโมเมนต์เกิดมากเกินไป สามารถขจัดได้ด้วยจุดต่อ (plastic hinges) บนผนังท่อซึ่งไม่ทำให้เกิดอันตราย ผลกระทบจากโมเมนต์ดัด และการเพิ่ม plastic hinges บนที่จะได้กล่าวต่อไปในบทนี้

ผู้ทำการสำรวจเมื่อไม่นานมานี้ ก็ให้ความสนใจกับการพังเนื่องจากความโค้งของผนังท่อ และเชื่อว่าความปลอดภัยของโครงสร้างจากการใช้ดินถมที่มีคุณภาพดีสามารถที่จะควบคุมการเสียรูปที่จุดยอด หรือความเค้นรอบท่อ(ring stress) ความถูกต้องต่างๆ จะปรับได้โดยการใช้กับท่อที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยกว่า 3 เมตร(10 ft) อย่างไรก็ตาม สำหรับโครงสร้างที่ใหญ่กว่านี้ การควบคุมการเสียรูปจะไม่น่าวางใจ

รายละเอียดของวิธีการออกแบบความแข็งแรงของโครงสร้างจะอธิบายอย่างชัดเจนดังต่อไปนี้

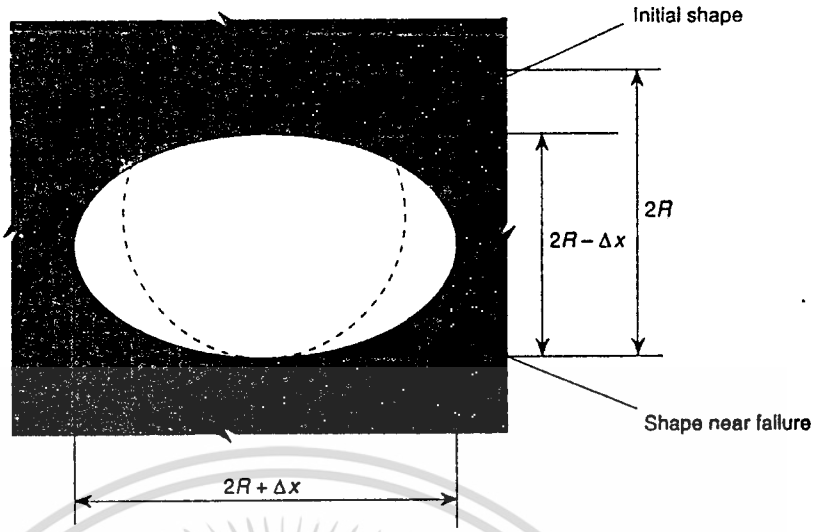
4.5.1 Empirical method of deflection control

(วิธีที่ได้จากประสบการณ์สำหรับการควบคุมการเสียรูปร่างของท่อ)

วิธีการนี้ได้ถูกแนะนำโดย Spangler ในปี ค.ศ. 1941 (อ้างอิง 38) เขาได้รวบรวมจากประสบการณ์การสำรวจ การพังของท่อกลมขนาดเล็กโดยเมื่อมีน้ำหนักกระทำจนทำให้เส้นผ่านศูนย์กลางของท่อกลมนั้นลดลง 20 เปอร์เซ็น จะเกิดการพังของท่อขึ้น ชนิดของการพังเช่นนี้มีชื่อว่า snap-through failure (การพังเนื่องจากการถูกบีบหัวท้าย)

Spangler ยังสังเกตความสัมพันธ์ของการเพิ่มความกว้างของท่อต่อการพังด้วย โดยกำหนดค่าความปลอดภัยไว้ = 4 หมายถึงการทำให้ท่อมีเส้นผ่านศูนย์ลดลงได้ 0.05D (20% / 4 = 5%) โดยที่ค่ามากที่สุดที่ยอมให้ความกว้างของท่อเพิ่มคือ δx ส่วนค่า D หมายถึงเส้นผ่านศูนย์กลางของท่อกลม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.28

สมการต่อไปนี้ชื่อ Iowa formular ใช้เพื่อหาค่าΔx ดังในรูป 4.28

$$\Delta x = D_H D_V W_C R^3 / (EI + 0.061E'R^3) \qquad (4.35)$$

เมื่อ Δx มีหน่วยเป็นนิ้ว

D_1 = bedding constant ซึ่งขึ้นอยู่กับ bedding angle

D_2 = deflection lag factor (ตัวแปรการล้าของการเสียรูป)

W_C = น้ำหนักในแนวดิ่งต่อหนึ่งหน่วยความยาวของท่อ(ได้จากสมการด้านล่าง)

R = รัศมีเฉลี่ยของท่อหน่วยนิ้ว

E = โมดูลัสของความยืดหยุ่นของวัสดุใช้ทำท่อ หน่วยปอนด์/ตารางนิ้ว

I = โมเมนต์ความเฉื่อยของท่อต่อหน่วยความยาว หน่วย $inch^4/inch$

E' = modulus of soil stiffness (โมดูลัสความแข็งแกร่งของดิน) หน่วยปอนด์/ตารางนิ้ว

ต้นแบบของวิธีการเช่นนี้ในอ้างอิง 38 ได้อธิบายค่า E' เหมือนกับ modulus of soil reaction

ค่าน้ำหนักในแนวดิ่งต่อหน่วยความยาวของท่อ W_C หาได้จาก

$$W_C = P_o 2R \qquad (4.36)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ P_0 ความดันอิสระในแนวดิ่งที่จุดยอดของท่อ หน่วยปอนด์/ตารางนิ้ว

ค่าแรงดันแบบ passive ที่ทำให้ท่อเกิดการเคลื่อนไหวทางด้านข้าง หาได้จาก

$$P = E'W / R \qquad (4.37)$$

เมื่อ W = การเคลื่อนตำแหน่งในแนวรัศมีที่รอยต่อระหว่างท่อและดิน

ด้วยเหตุนี้ W/R คือ ความเครียด(strain) ในแนวรัศมีในดิน ค่า E'/R คือค่า k_N (coefficient of soil reaction) สมการที่ 4.37 สามารถเขียนใหม่เป็น

$$P = k_N W \qquad (4.38)$$

จากสมการที่ 4.35 มักจะเขียนในรูปแบบใหม่ โดยการแทนค่า 2 D_1D_2 ด้วย 0.167 สำหรับเงื่อนไขโดยปกติ(อ้างอิง 24)

$$\Delta x = 0.167 P_C R^4 / (EI + 0.061 k_N R^4) \qquad (4.39)$$

ในบทที่ 7 จะแนะนำการหาค่าของ E' และ $k_N \Delta x$

ในอ้างอิงที่ 44 ได้กล่าวถึงรายละเอียดจากประสบการณ์การสำรวจท่อที่เกิดการพังตามบรรทัดฐานของ Spangler เมื่อดินและผนังท่อมีความแข็งแรงที่แน่นอน โดยถ้าไม่เป็นไปตามเงื่อนไขนี้ ท่อสามารถที่จะพังก่อนที่ค่าΔxจะมีค่าถึง $0.2D_h$ ค่าอัตราส่วนที่มากที่สุดของ $\Delta x/R$ สามารถได้มาก่อนที่จะเกิดการพังโดย buckling (ความโค้ง) เนื่องจากการเพิ่มขึ้นของ ring stiffness parameter, $EI/(\rho_0 R^4)$ เมื่อ ρ_0 คือ ความหนาแน่นของดินที่สัมผัสกับท่อ

parameter (ตัวแปรทางคณิตศาสตร์) นี้ในอดีตเป็นประโยชน์มากสำหรับการทดสอบการพังของท่อขนาดเล็กที่มีเส้นผ่านศูยน์กลางน้อยกว่า 1 เมตร และไม่เหมาะที่จะใช้กับท่อที่ใหญ่กว่านี้ ในส่วนของท่อที่มีเส้นผ่านศูยน์กลางเกิน 3 เมตร โครงสร้างควรจะมีการออกแบบโดยใช้เทคนิควิธีการวิเคราะห์ความแข็งแรงที่เข้มงวดมากขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

4.5.2 Stability analysis of pipe embedded in elastic continuum media (การวิเคราะห์ความมั่นคงของท่อที่ฝังอยู่ในดินที่มีความยืดหยุ่นเท่าๆกันโดยตลอด)

รูปแบบสำหรับ elastic continuum ถูกประยุกต์โดย Forrestal และ Hermann (อ้างอิง 14) และโดย moore (อ้างอิง 31 ถึง 34) โดยการสังเกตการพังเนื่องจากการโก่ง(buckling) ของท่อเปลือกบางรูปทรงกระบอก ที่ถูกล้อมรอบอยู่ในดินที่ยืดหยุ่นปานกลาง สมการของความดันบนส่วนโค้งของท่อหาได้จากตัวแปร $(EI)^{1/3}$ คูณกับ $(E^*_s)^{2/3}$ โดยที่ EI คือ คามแข็งแกร่งของการโก่งของท่อ และ E^*_s คือ secant modulus ของดิน

$$Af_e = 1.3(EI)^{1/3}(E^*_S)^{2/3} \tag{4.40}$$

สมการที่ 4.40 นี้ได้ถูกใช้สำหรับดินแบบมีความยืดหยุ่นได้ปานกลาง แรงเฉือนต่างๆจากท่อจะส่งผ่านไปยังดินร์อบๆ

ในอ้างอิงที่ 32 ถึง 35 ได้ขยายความเกี่ยวกับ continuum elastic medium ในการวิเคราะห์ท่อที่มีรูปตัดเป็นวงรี และมีการดัดแปลงสมการที่ 4.40 โดยการประยุกต์ค่า shape factor (R_s) เข้าไป สำหรับรูปร่างของท่อแบบอื่นเช่น pipe arches ยังไม่สามารถจะตรวจสอบได้ จึงอาจจะประมาณค่าโดยใช้ shape factor ของท่อวงรีเป็นพื้นฐาน

โดยวิธีการของ Forrestal และ Hermann (อ้างอิง 14) และMoore (อ้างอิง 31) กล่าวว่า แรงดันในทางปฏิบัติมักจะมีค่าสูง และ Moore ได้เสนอให้มีตัวแปรเพิ่มเข้าไป คือ ψ = 0.55 ในสมการ 4.40 ซึ่งถ้ายึดตามผลลัพธ์ที่ได้จากการทดลองจริงตามอ้างอิงที่ 16 สมการที่ 4.40 จะแก้ไขเป็นดังนี้ ψ

$$Af_e = 1.3\psi(EI)^{1/3}(E^*_S)^{2/3}R_sR^h \tag{4.41}$$

โดยที่ค่า R_h คือตัวแปรเนื่องจากการถมดินแบบตื้น

ผลลัพธ์ตามทฤษฎีของสมการของสมการที่ 4.40 และ 4.41 มีความเกี่ยวข้องกับน้ำหนักที่กระทำต่อท่ออย่างไรก็ตาม live load และ dead load จะมีผลทำให้ท่อเกิดการโก่งตัวลงได้

ในการลอกเลียนแบบให้เหมือนน้ำหนักที่กระทำในความเป็นจริง (อ้างอิง 1) จะใช้การวิเคราะห์ความมั่นคงโดยโปรแกรม finite element และ elastic continnum model โดยที่ท่อและดินเหนือท่อจะเป็น dead load ส่วน live load จะเป็นน้ำหนักบนผิวทาง ในการเปรียบเทียบผลลัพธ์ในอ้างอิงที่ 1 แสดงให้เห็นว่าสมการที่ 4.41 เป็นการ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ประมาณค่า buckling load ที่มากเกินไป เพราะว่าแรงที่ประยุกต์เข้าไปไม่เหมือนความเป็นจริง

4.5.3 Stability analysis of elastically supported pipes

(การวิเคราะห์ความมั่นคงของจุดรองรับอย่างยืดหยุ่นของท่อ)

จากอ้างอิง 9 ผู้ทำการทดสอบการพังของท่อเนื่องจากท่อไม่มีเสถียรภาพในการรับแรงอัด คนแรกคือ Booy เขาได้ศึกษาพฤติกรรมการพังเนื่องจากการโก่งงอของท่อ เขาสมมุติให้ท่อมีการรับแรงในแนวแกนโดยมีจุดรองรับด้านข้างแบบ elastic buckling หรือ stress f_e ในท่อได้จากสมการดังนี้

$$f_e = 2\sqrt{EIk_N} / A \qquad (4.42)$$

เมื่อ A แทนพื้นที่หน้าตัดของท่อต่อหน่วยความยาว หรืออาจเป็นสัญลักษณ์อื่นๆที่ช่วยหาได้ง่ายขึ้น

Mayerhof และ Baikie (อ้างอิง 29) ได้ศึกษาการโก่งงอของ plate bearing (แผ่นเหล็ก) บนดิน พวกเขาสังเกตได้ว่า จำนวนของการโก่งงอจะมากขึ้นถ้าดินมีค่าสัมประสิทธิ์ของแรงปฏิกิริยา (coefficient of soil reaction, k_N) เพิ่มมากขึ้น เมื่อการโก่งตัวของแผ่น plates มีค่ามากพอที่จะเป็นอิสระกับความยาวของ plate เราจะหาค่า buckling stress ได้จาก

$$f_b = \frac{2}{A}\left[\frac{EIk_N}{1-\mu^2}\right]^{0.5} \qquad (4.43)$$

เมื่อ μ_o เป็นค่าอัตราส่วนพัวซองของวัสดุที่ทำท่อ ส่วนเทอม $(1-\mu^2_o)$ เป็นตัวหารด้านขวาในสมการ 4.43 เนื่องจากเป็นผลกระทบมาจากความเครียดทางด้านข้างของแผ่น plate

ค่าความแข็งแกร่งต่อการดัด (bending stiffness) ของท่อจะมีความสัมพันธ์กับความแข็งแกร่งของดินถม ค่า bending sitffness (α) หาได้จาก

$$\alpha = \left[\frac{k_N R^4}{EI}\right]^{0.25} \qquad (4.44)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับสมการ 4.42 และ 4.43 ที่หาได้ในอ้างอิง 29 ค่า α จะต้องมากกว่าหรือเท่ากับ 2 ขอบเขตของค่า α นี้หาได้จากมุมโค้งของท่อ

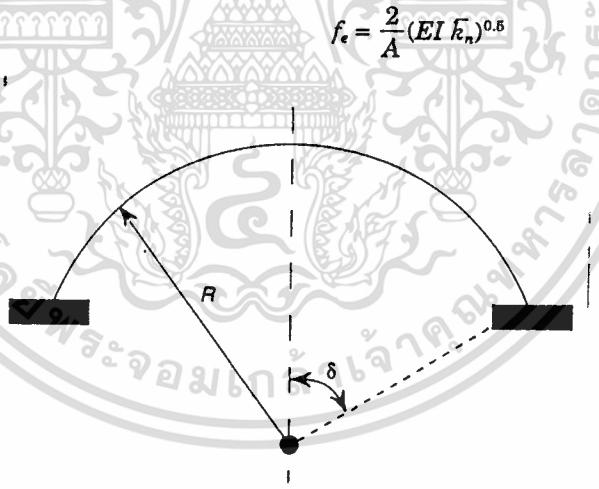
$\alpha \geq \pi / \delta$ สำหรับปลายโค้งแบบยึดแน่นอยู่กับที่

$\alpha \geq 1.5*\pi / \delta$ สำหรับปลายโค้งแบบจุดหมุน (hinged feet)

เมื่อค่า δ คือค่ามุมครึ่งหนึ่งของมุมภายในส่วนโค้ง มีหน่วยเป็นเรเดียนดังแสดงในรูป 4.29

สำหรับสมการที่ 4.43 สามารถนำมาใช้กับท่อกลมได้ เมื่อโครงสร้างของท่อฝังลงในดินถมน้อยกว่าความยาวเส้นผ่านศูนย์กลางของท่อ ดังนั้นกรณีเช่นนี้ค่า buckling stress ยังคงหาได้จากสมการที่ 4.43 แต่จะใช้ตัวแปร modulus of soil reaction ใหม่เพื่อหาค่า f_c ดังต่อไปนี้

$$f_e = \frac{2}{A}(EI\,\bar{k}_N)^{0.5} \qquad (4.45)$$



รูป 4.29

เมื่อค่า k_o คือค่าปรับแก้ของค่า modulus of soil reaction หาได้จาก

$$f_e = \frac{2\psi}{A}(EI\,\bar{k}_N)^{0.5} \quad \bar{k}_N = \left\{1-\left(\frac{R}{R+H}\right)^2\right\}k_N \qquad (4.46)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในอ้างอิงที่ 29 ค่า buckling stress สำหรับท่อภายใต้ดินถมแบบตื้น จะต้องมีการลดค่าลง เนื่องจากการกระจายแรงที่ไม่เป็นแบบเชิงเส้น (nonuniform) ดังนั้น สำหรับโครงสร้างแบบถมดินตื้นค่า buckling stress หาได้จาก

$$f_e = \frac{2\psi}{A}(EI\bar{k}_N)^{0.5} \qquad (4.47)$$

เมื่อค่า H/R $\geq$ 1.0 จะแทน ψ = 1 และ ถ้า 0.1 < H/R < 1.0 ค่า ψ หาได้ดังนี้

$$\psi = \left(\frac{H}{R}\right)^{0.5} \qquad (4.48)$$

ในอ้างอิง 26 และ 27 จะวิเคราะห์แรงดันเนื่องจากน้ำหนักของน้ำด้วย ซึ่งค่าแรงดันวิกฤต ที่เป็นสาเหตุของการพังหาได้จากสูตรดังนี้

$$p^* = 2\left[\frac{E'EI}{R^3}\right]^{0.5} \qquad (4.49)$$

และสามารถเขียนในรูป

$$f_e = \frac{p^* R}{A} \qquad (4.50)$$

และ

$$k_N = \frac{E'}{R} \qquad (4.51)$$

หากแทนค่าต่างๆเข้าไปแล้วจะเห็นว่าสมการที่ 4.49 จะเหมือนสมการ 4.42

4.5.4 Anology between the buckling of columns and conduit walls (การอุปมาอุปไมยระหว่างการโก่งงอของเสา และท่อ)

สำหรับระบบของท่อฝังดิน ถ้าดินถูกสมมุติให้ไม่มีแรงกระทำต่อท่อ และมุมของแรงเสียดทาน (θ) = 0 แรงดันในแนวรัศมีที่กระทำกับท่อจะเท่ากับแรงดันสถิตย์ของน้ำใต้ดิน ในกรณีนี้จากตำรา standard text book (อ้างอิง 42) ค่า f_e หาได้จาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$f_e = \frac{3E}{(R/r)^2} \tag{4.52}$$

เมื่อ r เป็นรัศมีไจเรชั่นของท่อ

ในสมการที่ 4.52 ได้มาจากพื้นฐานที่สมมุติให้มุมแรงเสียดทานของดินเป็นศูนย์ ซึ่งในอ้างอิงที่ 45 ได้กล่าวถึงความแตกต่างระหว่างความเป็นจริงกับการสมมุติให้ท่อที่อยู่ในดินที่เหลว โดยใช้ค่า k (soil stiffness parameter) มาเป็นตัวลดค่า f_c ทำหน้าที่คล้าย effective length ในกรณีของการโก่งของเสา ดังนั้นสมการที่ 4.5.2 สามารถปรับปรุงใหม่เป็น

$$f_e = \frac{3E}{(KR/r)^2} \tag{4.53}$$

ในอ้างอิงที่ 44 จะแนะนำการหาค่า k โดยค่า k จะขึ้นอยู่กับค่ามุมเสียดทาน (θ) ของดิน ค่า k ถูกสมมุติให้เป็นอัตราส่วนระหว่างแรงดันดินในแนวราบต่อแรงดันดินในแนวดิ่ง สำหรับดินที่ไม่มีแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน ค่า k หาได้จาก

$$K = \frac{1-\sin\theta}{1+\sin\theta} \tag{4.54}$$

ค่า elastic buckling stress หรือ f_e หาได้จากสมการ 4.53 และพลอตลงในรูป 4.30 กับค่าตัวแปรไร้หน่วย (kR/r) หรือค่าที่เรียกว่า ring flexibility factor มันเป็นที่น่ายินดีสำหรับกราฟที่พลอตออกมาโดยสมการที่ 4.53 เพราะรูปที่ได้ไปคล้ายคลึงกับ stress Euler buckling load สำหรับเสา โดยสมการที่ 4.53 จะสอดคล้องกับสมการของ Euler ในกรณีที่ค่า (kR/r) มีค่ามากๆสำหรับค่า (kR/r) ที่น้อยกว่านี้ ค่า yeild stress ของท่ออาจจะต่ำกว่า f_e สมมุติให้การเปลี่ยนแปลง stress อยู่ระหว่าง f_y และ f_e เมื่อเราใช้สมการการโก่งตัวของเสามาพลอตลงในรูปที่ 4.30 สำหรับ f_y 3 ค่าที่แตกต่างกัน จะเห็นว่าการเปลี่ยนแปลงจาก elastic buckling เป็น inelastic buckling เมื่อค่า f_e = 0.5 f_y ที่ค่า stress 0.5 f_y จะสอดคล้องกับค่า ring flexibility (kR/r) = $(6E/f_y)^{0.5}$ เมื่อ ค่า (kR/r) ต่ำกว่า $(6E/f_y)^{0.5}$ การพังของท่อจะอธิบายได้ด้วยสมการความโค้งแบบ parabolic หาได้จาก

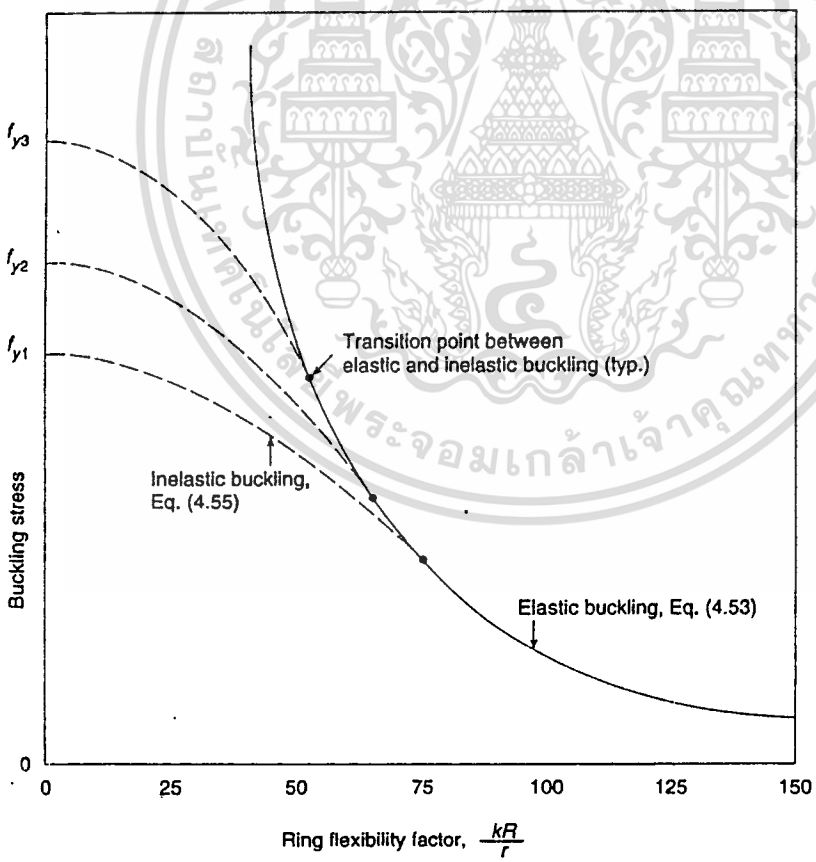
$$f_b = f_y - \frac{f_y^2}{12E}\left(\frac{KR}{r}\right)^2 \tag{4.55}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่า soil stiffness parameter (K) หาได้จากสมการที่ 4.54 โดยค่าK จะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติเฉพาะของดิน อย่างไรก็ตามค่า K ยังขึ้นอยู่กับความสัมพันธ์ระหว่างค่าความแข็งแกร่งของดิน และความแข็งของท่อ เขียนแทนด้วย EI/R^3 ค่า EI คือ flexural rigidity ของท่อและ R คือรัศมีความโค้งของท่อ ถ้านำทางด้านขวาของสมการ 4.53 มาเท่ากับด้านซ้ายของสมการ 4.42 สามารถเขียนสมการได้เป็น

$$K = B\left(\frac{EI}{ER^3}\right)^{0.25} \tag{4.56}$$

สามารถแทนค่า β ด้วย 1.5 และ k_N คือ E'/R ค่า $(1-\mu^2_c)$ สามารถละทิ้งได้เพราะว่าใกล้เคียง 1 มาก



รูปที่4.30

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

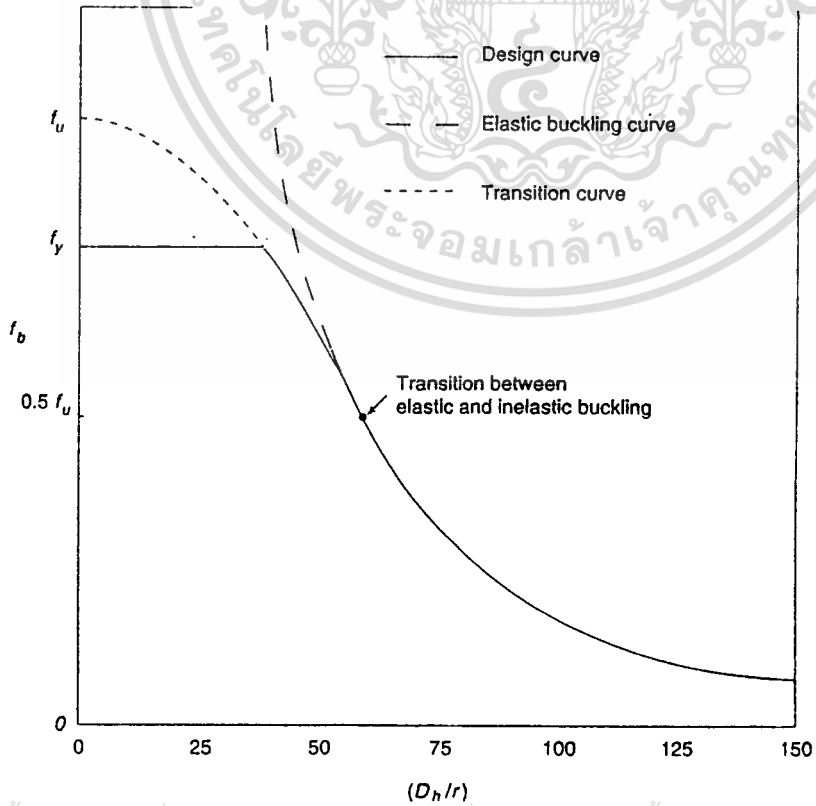
จากมาตรฐาน AASHTO (อ้างอิง 6) และ AISI handbook (อ้างอิง 7) ได้อธิบายถึงค่า f_b ที่มีพื้นฐานจากสมการที่ 4.53 โดยค่า k จะมีค่า 0.22 และ 0.27 ตามลำดับ สำหรับอธิบายการเปลี่ยนแปลงระหว่าง elastic และ inelastic ด้วย อย่างไรก็ตามการเปลี่ยนแปลงค่า f_b จะถูกสมมุติให้อยู่ระหว่างค่า f_u และ $0.5f_u$ โดยที่ f_u คือค่าความเค้นสูงสุดที่จุดประลัย (ultimate stress) ของท่อ รูปแสดงแนวความคิดนี้แสดงไว้ในรูป (4.31) โดยทั้งมาตราฐาน AASHTO และ AISI ใช้ได้กับเฉพาะดินถมที่มีการบดอัดไม่ต่ำกว่า 85 เปอร์เซ็นของ Standard Proctor มาตราฐาน AISI ในการหาค่า f_b จะต้องใช้ค่า f_y= 33000 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว และ f_u=40000 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว โดยใช้หน่วยในระบบอังกฤษได้ค่า f_b เป็นหน่วยปอนด์ต่อตารางนิ้ว

$f_b = 33000$ สำหรับ $(D_h/r) < 294$

$f_b = 40000 - 0.081(D_h^2/r)$ สำหรับ $500 \geq (Dh/r) \geq 294$

$f_b = (4.93*10^9)/(D_h/r)^2$ สำหรับ $D_h > 500$

สมการทั้ง 3 ข้างต้นเป็นสมการที่ 4.57



รูปที่4.31

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับมาตราฐาน AASHTO จะกำหนดให้ f_b จะต้องน้อยกว่าค่า f_y และค่า f_b จะหาได้ดังสมการต่อไป นี้

$$f_b = f_U - \frac{f_U^2}{48E}\left(\frac{KD_h}{r}\right)^2 \qquad D_h < \frac{r}{k}\sqrt{\frac{24E}{f_U}}$$

for (4.58)

$$f_b = \frac{12E}{(KD_h / r)^2} \qquad D_h > \frac{r}{k}\sqrt{\frac{24E}{f_U}}$$

สมการทั้ง 2 ข้างต้นเป็นสมการที่ 4.58

4.5.5 Effect of conduit wall displacement on buckling stress

(ผลกระทบต่อการเสียรูปร่างของท่อเนื่องจากความเค้นของการโก่งงอ)

สมการ (4.42) , (4.43) และ (4.49) จะเหมือนกันถ้าหากการวิเคราะห์โครงสร้างของท่ออยู่บนจุดหมุน (pinned circular arches) โดยที่จุดรองรับที่เป็นจุดยึดหมุนนั้นจะยึดแน่นไม่มีการเปลี่ยนแปลงมุมที่จุดรองรับ ดังแสดงในรูปที่ (4.32) เงื่อนไขขอบเขตดังกล่าวนี้ได้ถูกทดลองจากการจำลองโครงสร้างหลายๆการทดลอง สามารถนำมาใช้ตรวจสอบสมการข้างต้นได้

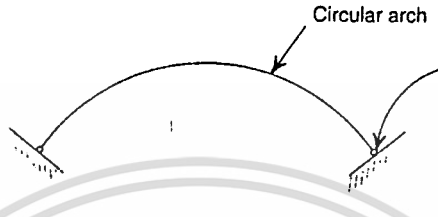
ที่จะกล่าวต่อไปนี้ สมมุติฐานของจุดรองรับแบบข้อแข็ง (Unyielding supports) จะไม่เป็นจริงกับส่วนบนของท่อ

ผลกระทบของ support ที่เป็นข้อแข็งที่เกี่ยวข้องกับ buckling stress ในโครงสร้างแบบส่วนโค้ง Arch (อ้างอิง 21) กล่าวว่า ท่อจะถูกแบบเป็น 2 ส่วน ส่วนที่ 1 เกี่ยวข้องกับส่วนบนของท่อที่มีการเคลื่อนที่ลงเนื่องจากน้ำหนักกด ส่วนที่ 2 เกี่ยวกับด้านข้างและด้านล่างของท่อที่มีการเคลื่อนเข้าหาดินภายใต้น้ำหนักกด ส่วนทั้ง 2 ได้แสดงในรูปที่ 4.33 การกำหนดขอบเขตของส่วนทั้ง 2 จะกำหนดโดยมุม θ_0 ดังแสดงในรูปที่ 4.33

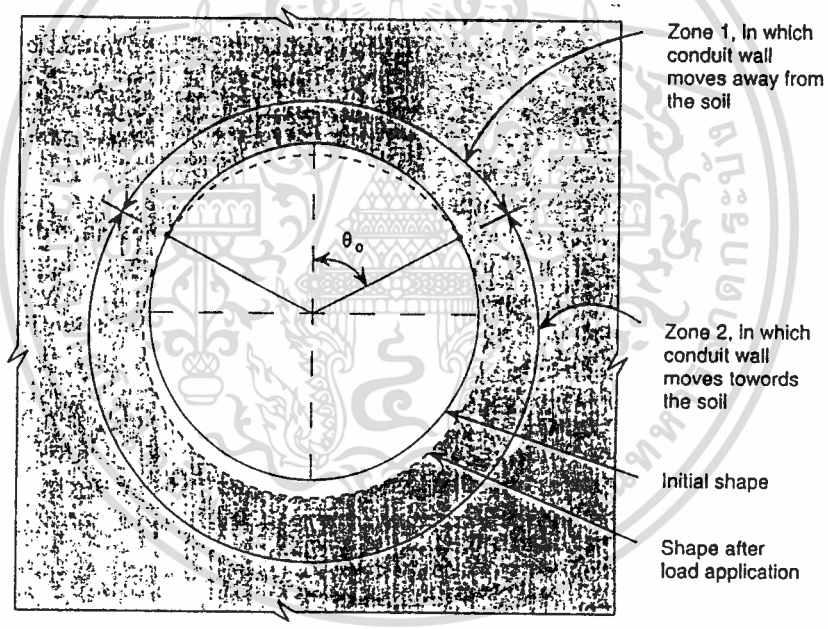
ในอ้างอิง 21 กล่าวว่า การวิเคราะห์การโก่งของกรณีจุดรองรับแบบยืดหยุ่นจะใช้ได้เฉพาะเมื่อมีการประยุกต์แรงเข้าไปแล้วท่อมีการเคลื่อนที่เข้าหาดิน โดยการเปรียบเทียบให้เห็นความแตกต่าง เมื่อมีการประยุกต์แรงเข้าไปที่ท่อแล้วเกิดการเคลื่อนที่ออกจากดิน (เกิดกับส่วนบนของท่อ) สมมุติฐานสำหรับจุดรองรับแบบข้อแข็งจะไม่เป็นจริง ส่วนในกรณีที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อประยุกต์แรงเข้าไปแล้วท่อเคลื่อนที่เข้าหาดิน จะสามารถวิเคราะห์การโก่งได้ด้วยสมมุติฐานบนจุดรองรับแบบจุดยึดหมุนที่อยู่บนสปริง ดังแสดงในรูป 4.34d ผลกระทบของการเคลื่อนที่ของท่อที่จุดยึดหมุนในส่วนบนของท่อจะไปลดค่า buckling stress



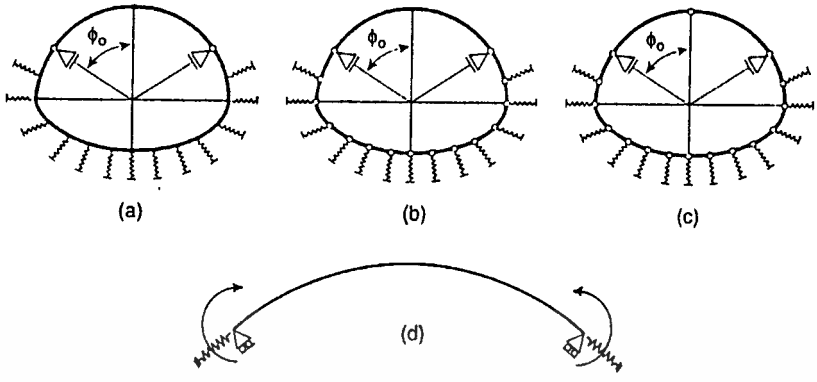
รูปที่4.32



รูปที่4.33

การเปลี่ยนแปลงระหว่าง 2 ส่วน (zones) ที่กล่าวไปแล้วหาได้โดยมุม θ_0 ,ซึ่งขึ้นอยู่กับตัวแปรความยืดหยุ่นได้ ($EI/k_s R^4$) และสามารถหาได้จากท่อในอุดมคติที่วางอยู่บนจุดรองรับที่เป็นสปริง ดังที่กล่าวมาแล้วในตอนต้นของบทนี้ ลักษณะที่พิจารณาจะอยู่ภายใต้แรงดันดินแบบ active ที่แสดงในรูป 4.16 และแรงดึงในสปริงจะถือว่าไม่เกิดขึ้นในโครงสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่4.34

ในการหาค่า θ_o เป้าหมายสำคัญที่สุด คือการแบ่งส่วนอย่างหยาบๆของ 2 ส่วนด้วยเหตุนี้จึงไม่มีความจำเป็นที่จะหาค่า θ_o ที่แม่นยำมากๆ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อการวิเคราะห์ความโก่งงอกระทำโดยการประมาณค่า ความผิดพลาดของค่า buckling stress (f_b) ที่มีต่อ θ_o สามารถละได้ ถ้าเข้าใจว่า ค่า f_b ขึ้นอยู่กับ effective rigidity ของโครงสร้างมากกว่าที่จะขึ้นอยู่กับส่วนเล็กๆ บางส่วนของโครงสร้าง

ค่าของ θ_o สามารถหาได้จากการประมาณดังสูตรจากอ้างอิงที่ 16

$$\theta_0 = 1.6 + 0.2\log\left(\frac{EI}{k_N R^4}\right) \qquad (4.59)$$

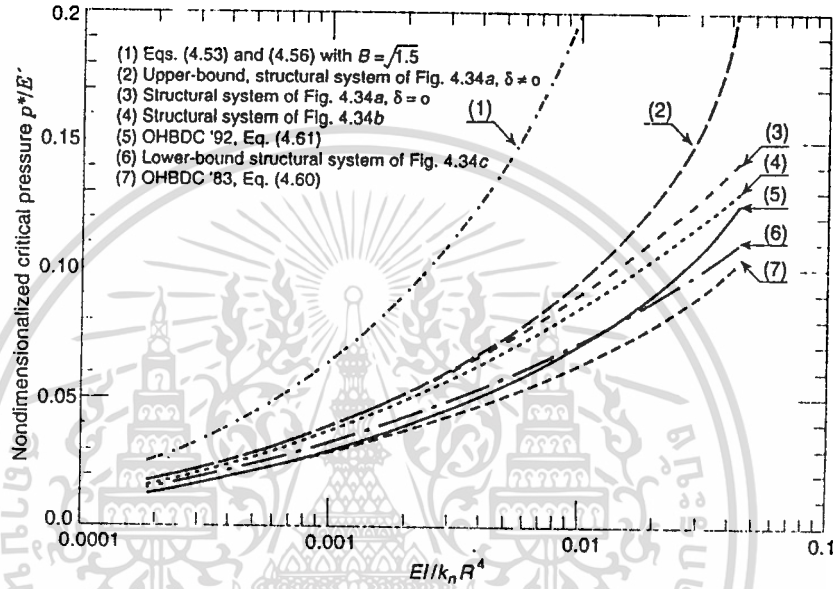
เมื่อ θ_o มีหน่วยเป็นเรเดียน

ส่วนบนของท่อ สามารถสมมุติให้มี 2 หรือ 3 hinge บนส่วนโค้งดังแสดงในรูป 4.34 a, b, c ตามลำดับ และส่วนล่างของท่อจะสมมุติให้มีจุดรองรับเป็นสปริงที่เรียงติดต่อกันดังแสดงในรูป 4.34 ถ้าท่อมีความแข็งแกร่งต่อความยืดหยุ่นเท่ากัน และมีดินเป็นจุดรองรับทั้งส่วนบนส่วนล่าง การวิเคราะห์ท่อในส่วนบนจะมี hinge 2 ข้างที่ติดกับสปริงในแนวเส้นสัมผัสส่วนโค้งเป็น support ซึ่งเป็นเงื่อนไขขอบเขตของส่วนบน ในการแก้ปัญหาเรื่องน้ำหนักบรรทุกที่รับได้ของท่อ ถ้าเปรียบเทียบกับส่วนล่างจะมี support เป็นสปริงเรียงกันต่อๆ กันคล้ายโซ่ มันจะใช้หาน้ำหนักบรรทุกที่แท้จริง สำหรับท่อที่วางนอนในแนวราบ

ความแข็งแกร่งของจุดรองรับแบบสปริงในแนวสัมผัสส่วนโค้ง ที่แสดงในส่วนบนของท่อ จะถูกควบคุมโดยความยืดหยุ่นต่อการเสียรูปร่างของท่อตอนล่าง ซึ่งขึ้นอยู่กับค่าสัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาของดิน (k_N) เมื่อค่า k_N ,มีค่าสูงเปรียบเหมือนสปริงมีความแข็งแกร่งมาก ในกรณีนี้ค่า f_o สามารถหาได้โดยสมมุติให้ค่าความแข็งแกร่งของจุดรองรับแบบสปริงมี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่าอนันต์ สมการ 4.45 หรือ 4.53 สามารถใช้หาค่า f_c สำหรับกรณีนี้ แต่ในความเป็นจริงความแข็งแกร่งของจุดรองรับแบบสปริงในแนวเส้นสัมผัสส่วนโค้งจะถูกพิจารณาให้มีการเคลื่อนที่ ดังนั้นค่า f_c ในสมการที่ 4.45 หรือ 4.53 จะมีการลดค่าลงอย่างมากจนเป็นผลให้ค่า f_c เป็นศูนย์ (อ้างอิง 4)



รูป 4.35

ค่า buckling stress (f_c) สามารถหาได้โดยตรงจากสมการที่ 4.50 ค่า critical pressure ที่ไร้หน่วยหาได้จากการหารด้วย coefficient of soil reaction (E') กลายมาเป็น ค่า P^*/E' สำหรับโครงสร้างของท่อกลมที่ฝังลึก มีการคำนวณค่า flexibility factor (ตัวแปรของความยืดหยุ่น) หรือค่า ($EI/k_N R^4$) สำหรับใช้กับ support ในแนวเส้นสัมผัสส่วนโค้ง(ใช้กับส่วนบนของท่อ)

จากกราฟรูปเบอร์ 1 ในรูป 4.35 จะเห็นได้ชัดว่ามีความแตกต่างจากการวิเคราะห์อื่นๆ ที่ใช้ตัวแปรของความยืดหยุ่นที่เกี่ยวข้องมากขึ้น สิ่งที่สรุปได้คือค่า stiffness factor (K) ในสมการ 4.53 และค่าที่ได้จากสมการที่ 4.56 โดยใช้ $\beta = (1.5)^{0.5}$ ไม่เพียงพอในการพิจารณาความสัมพันธ์ของความยืดหยุ่นของท่อที่ล้อมรอบด้วยดิน

จากอ้างอิงที่ 4 พิจารณาโครงสร้างดังที่แสดงในรูปที่ 4.34c จะได้เส้นกราฟเบอร์ 6 ในรูปที่ 4.35 และสามารถใช้สมการที่ 4.56 โดยแทนค่า β จากสูตรข้างล่างนี้เพื่อใช้วิเคราะห์ส่วนบนของท่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$B = 1.22\left\{1+2.0\left(\frac{EI}{E'R^3}\right)^{0.25}\right\} \qquad (4.60)$$

ผลลัพธ์ของสมการนี้แสดงในเส้นกราฟเบอร์ 7 ในรูป 4.35 อย่างไรก็ตามในการวิเคราะห์แบบ inelastic buckling บนจุดรองรับที่มีการยืดหยุ่น (อ้างอิง 15) สรุปได้ว่าจุดหมุนจะอยู่ที่จุดยอดของท่อ และส่วนบนของท่อก่อนจะมีการพังของท่อเกิดขึ้น จุดหมุนนี้มักไม่เกิดกับส่วนล่างของท่อ หรือพูดได้ว่า ส่วนล่างของท่อยังคงเดิม และตัวแปรค่า β อาจจะปรับปรุงใหม่ตามมาตรฐาน (OHBDC, 1992) ดังต่อไปนี้

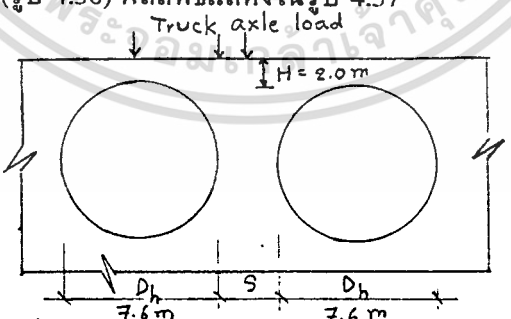
$$B = 1.22\left\{1+1.6\left(\frac{EI}{E'R^3}\right)^{0.25}\right\} \qquad (4.61)$$

ผลลัพธ์อธิบายในกราฟเบอร์ 5 รูป 4.35 จากอ้างอิง 2 ยืนยันว่าสำหรับด้านข้างและส่วนล่างของท่อ ค่า β ยังคงแทนด้วย $(1.5)^{0.5}$ หรือประมาณ 1.22

4.5.6 Multispan conduits (ท่อหลายท่อเรียงขนานกัน)

กรณีการสร้างท่อหลายๆท่อเรียงกัน มักจะไม่มีการเจาะจงระยะห่างระหว่างท่อ ดังแสดงในรูปที่ 4.36 ดินระหว่างท่อจะมีการส่งผ่านแรงดันซึ่งกันและกัน ซึ่งอาจมีผลมากกว่าน้ำหนักของดินเสียอีก

ในการวิเคราะห์จะใช้โปรแกรมfinite element มาควบคุมการโก่งงอของท่อโดยใช้ live load เป็นหลัก (รูป 4.36) ผลลัพธ์แสดงในรูป 4.37



รูปที่4.36

รูปที่.37 จะแสดงให้เห็นว่าค่า buckling load จะลดลงเป็น 75 เปอร์เซ็น สำหรับอัตราส่วนของระยะห่าง $(S/D_h) = 0.1$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อย่างไรก็ตามผลลัพธ์นี้ได้มาจากการวิเคราะห์ใน 2 มิติ ซึ่งในสภาพจริง live load เป็น 3 มิติ ดังนั้นในการวิเคราะห์อย่างหยาบๆจะใช้ตัวแปรลดค่า buckling load จากอ้างอิง 30 ตามมาตรฐาน OHBDC เสนอตัวลดค่าดังนี้

$$F_m = (0.85 + 0.3S / D_h) \leq 1.0 \qquad (4.62)$$

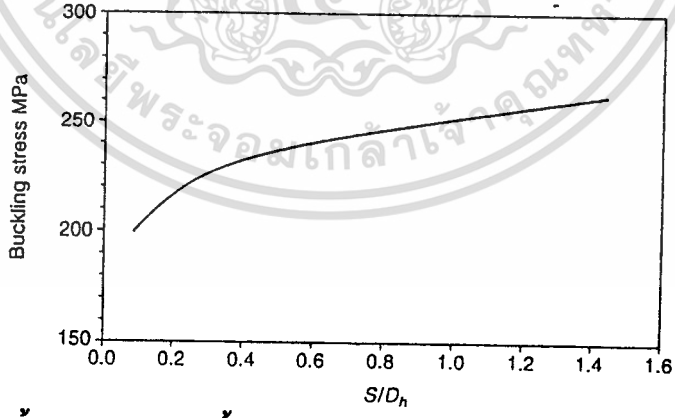
f_m อาจจะนำไปลดค่าของ buckling stress (f_b) ดังที่ได้กล่าวไว้ในตอนต้น

4.6 Strength Analysis of Soil Cover (การวิเคราะห์ความแข็งแกร่งของดินถม)

จากหัวข้อที่ 4.2 ได้กล่าวถึงการเคลื่อนพังของดินเหนือท่อโดยการไถลของรูปลิ่มดัง แสดงในรูป 4.6a และ b การวิเคราะห์รูปแบบของการเคลื่อนพังทั้ง 2 แบบนี้จะกล่าวในหัวข้อนี้

4.6.1 Wedge sliding failure (การเคลื่อนพังของรูปลิ่ม)

รูป 4.38a แสดงหน้าตัดของ soil-steel bridge ที่บรรทุกน้ำหนักแผ่ยาวที่มีความกว้าง b และคงที่ตั้งได้ฉากกับหน้าตัด ถ้าท่อที่ใช้มีความแข็งแรงพอที่จะต้านทานการโก่งงอ การพังของโครงสร้างจะไม่เกิดกับท่อแต่เกิดกับดินที่มีการเคลื่อนเป็นรูปคล้ายลิ่ม ทางด้านขวาของน้ำหนักที่กระทำ น้ำหนักนี้แทนด้วยค่า A ในรูป 4.38a

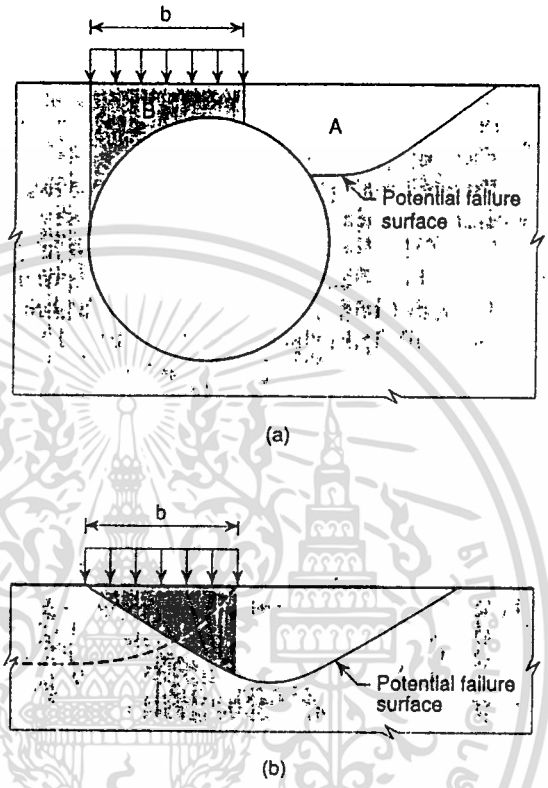


รูป 4.37

และน้ำหนักดินภายใต้น้ำหนักกระจาย β ดังแสดงในรูป 4.38b มีการเคลื่อนพังของดินสอดคล้องกับการเคลื่อนพังของรูปลิ่มสำหรับฐานรากแบบ strip footing ที่วางบนดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การวิเคราะห์อย่างละเอียดรอบคอบของวิศวกร สามารถพูดได้ว่าน้ำหนักที่ทำให้เกิดการเคลื่อนพังในโครงสร้างรูป 4.38a ควรจะน้อยกว่าน้ำหนักที่ทำให้เกิดการเคลื่อนพังของดินใต้ฐานรากในรูปที่ 4.38b



รูป 4.38

ผลกระทบจากการเคลื่อนพังของรูปลิ่ม มีการศึกษาวิเคราะห์ในอ้างอิง 21 ซึ่งจะศึกษาเกี่ยวกับความสมดุลย์ของมวล A และ B ดังแสดงในรูปที่ 4.38a กราฟที่ใช้ช่วยในการออกแบบมีในอ้างอิง 21 ใช้ได้กับท่อกลม และท่อโค้ง (Arch) ที่มีความยาว span ไม่เกิน 4 เมตร อย่างไรก็ตามกราฟหรือรูปวาดที่ช่วยในการออกแบบนี้ยังเป็นประโยชน์สำหรับการวิเคราะห์การเคลื่อนพังแบบรูปลิ่ม ซึ่งอาจเห็นในตัวอย่างต่อไปนี้

ตัวอย่างที่พิจารณานี้เป็นโครงสร้างที่เป็นท่อเส้นผ่านศูนย์กลางยาว 2.0 เมตร ยาวอนันต์มีความลึกของดินถมสูง 0.25 เมตร รอบๆท่อเต็มไปด้วยอนุภาคของดินที่มีมุมของแรงเสียดทานภายใน = 30^0 ขนาดลอนของท่อ = 152*51 mm. (6*2 in) แสดงในรูปที่ 4.39 โดยที่โครงสร้างมีน้ำหนักแผ่กระจาย uniform load กว้าง b วัดตามความยาว span ของท่อซึ่งมีค่า = 1.26 เมตร และมีความยาวอนันต์ตลอดแนวแกนของท่อ จากข้อมูลที่แสดงไว้ในอ้างอิงที่ 21 สามารถแสดงค่าแรงดันเคลื่อนพังแบบรูปลิ่ม (ρ_u) ได้ดังสมการต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

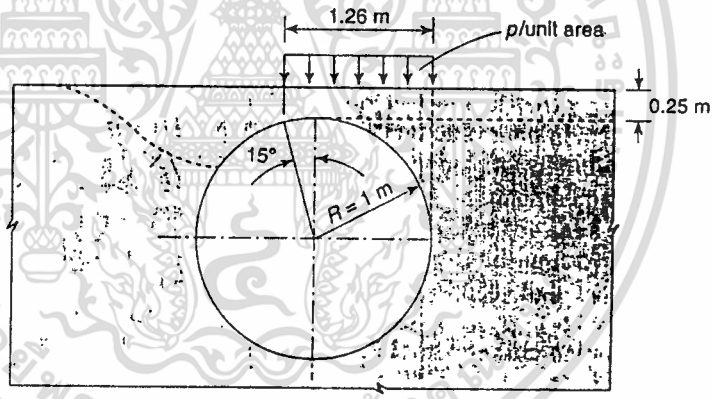
$$p_U = F * \gamma * b \qquad (4.63)$$

เมื่อ γ เป็น หน่วยน้ำหนักของดิน

b เป็นความกว้างของ uniform load

F เป็นสัมประสิทธิ์ไร้หน่วยที่ขึ้นอยู่กับความหนาของท่อและขนาดของลอน

ในอ้างอิง 21 จะมีข้อมูลที่จำเป็นสำหรับการคำนวณค่าของ F สำหรับท่อที่หนา 2.5, 4.0, 5.5 และ 7.0 มิลลิเมตร ตามลำดับ ภายใต้โครงสร้างที่พิจารณาอยู่ค่าของ F ได้พล็อตกับค่าความหนาของท่อ ในรูป 4.40 จุดต่างๆของค่า F ได้แสดงเป็นเส้นซึ่งมีอิทธิพลมาจากความหนาของท่อ จากกราฟแสดงให้เห็นว่า ถ้าแรงดันมีค่าเป็นศูนย์จะสัมพันธ์กับความหนามีค่าเป็นศูนย์ จากการคาดการณ์ในตัวอย่างนี้สามารถสรุปได้ว่า เมื่อท่อมีความหนาเกิน 9มิลลิเมตรขึ้นไปสามารถที่จะละทิ้งผลกระทบเนื่องจาก แรงดันเคลื่อนพังได้



รูป 4.39

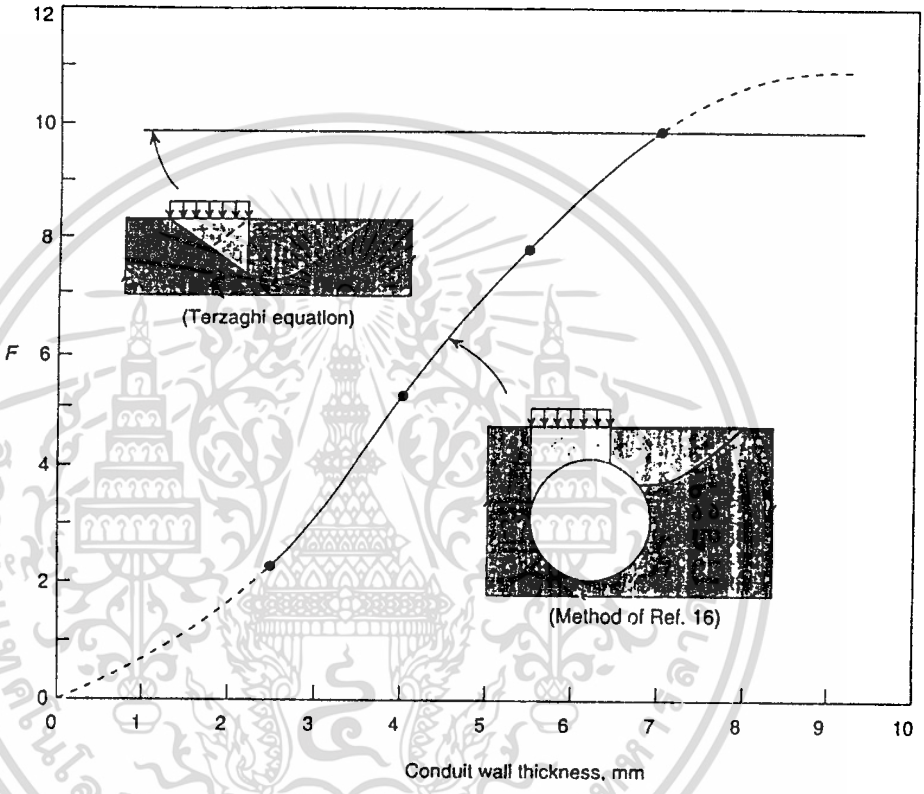
จากสมการความสามารถในการรับน้ำหนักสูงสุดของดินของ Terzaghi สำหรับฐานรากต่อเนื่องวางบนดิน มีสมการดังนี้

$$p_U = 0.5b\gamma N_\gamma + cN_c \qquad (4.64)$$

เมื่อ N_γ และ N_c เป็นสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับมุมของแรงเสียดทานภายในของดิน และมุมของแรงเสียดทานภายในของดินเหนียวตามลำดับ ในกรณีตัวอย่างนี้ถ้าสมมุติให้ค่า cohesion (C) มีค่าเป็นศูนย์ และหาค่า N_γ ได้ = 19.7 จะได้ $P_u = 9.85b\gamma$ จากค่า P_u ที่ได้ในสมการได้ค่า F = 9.85 จากที่แสดงในรูปที่ 4.40 ค่า F นี้ใกล้เคียงกับขอบเขตบนของค่า F ที่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สอดคล้องกับกรณีท่อฝังดิน ในความเป็นจริงค่า F ที่ได้ในกรณีท่อฝังดินค่อนข้างจะน้อยกว่าค่า F กรณีฐานรากบนดิน ผลลัพธ์ที่ได้ทั้ง 2 กรณีเป็นการประมาณจากการวิเคราะห์ค่าที่ยอมให้หรือค่าที่เป็นไปได้ ถ้าใช้ท่อที่มีความแข็งแกร่งมากขึ้นจะทำให้แรงดันเคลื่อนพังยอมให้มากขึ้นด้วย



รูป 4.40

จากอ้างอิงที่ 21 กล่าวว่าโครงสร้างท่อกลม และท่อโค้ง (pipe arches) ที่มีความกว้างของ spans น้อยกว่า 3.5 เมตร (11.5 ฟุต) มีระยะดินถมน้อย และมุมเสียดทานภายในของดินน้อยจะไม่เกิดการเคลื่อนพังแบบรูปลิ่ม การเคลื่อนพังแบบรูปลิ่มของดินไม่จำเป็นที่จะใช้กับโครงสร้างขนาดใหญ่ที่มีระยะดินถมตื้นๆ ซึ่งจะกล่าวต่อไปในบทที่ 5

สำหรับโครงสร้างที่ได้รับการยกเว้นโดยเฉพาะที่ไม่สามารถวิเคราะห์การพังแบบรูปลิ่มได้เป็นดังต่อไปนี้

1. ส่วนบนของท่อไม่แข็งแรงพอ เนื่องจากรัศมีความโค้งที่มากกว่าปกติ

2. ดินคุณภาพต่ำและถมดินตื้นมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

อย่างไรก็ตามทฤษฎีในอ้างอิงที่ 21 สามารถใช้กับโครงสร้างที่มีน้ำหนักกระทำเป็นแถบยาว

4.6.2 Tension failure (การพังเนื่องจากแรงดึง)

ดินที่มีลักษณะเป็นเม็ด (noncohesive soils) จะพิจารณาให้ไม่มีกำลังต้านทานต่อแรงดึง การเกิดขึ้นของแรงดึงในดินถมสามารถทำให้เกิดการพังของโครงสร้าง soil-steel bridge - โดยรวม โดยความรู้สึกจากสัญชาติญาณแล้ว แรงดึงมักเกิดขึ้นในดินถมที่ตื้น มากกว่าที่จะเกิดกับดินถมที่หนาๆ โดยปกติเหตุการณ์ที่เกิดจากการพังของดินเนื่องจากแรงดึงในดินสามารถป้องกันโดย การมีระยะดินถมที่มากพอ ความลึกของดินถมที่ต้องการหาได้จากมาตรฐาน AASHTO (อ้างอิง 6) และ AISI ที่ได้จากประสบการณ์ในอดีตเป็นพื้นฐาน ใช้ Ontario code ที่หาได้จากการวิเคราะห์รายงานในอ้างอิงที่ 18 มาศึกษาโดยใช้ finite element พิจารณาแรงดึงหรือแรงเฉือนที่เกิดกับดินถมเป็นหลัก การวิเคราะห์ finite element มีพื้นฐานอยู่บน plane strain idealization รวมไปถึงการมีคุณสมบัติไม่เป็นเชิงเส้น และ stress ที่ไม่เป็นอิสระของดินที่พิจารณาในอ้างอิงที่ 47 การพังในส่วนประกอบเล็กๆของดินสามารถใช้ หลักการของ Mohr-Coulomb ได้

ในการศึกษานี้เป็นการศึกษาการเคลื่อนพังของดินถม โดยทดลองกับน้ำหนักของล้อแบบ single-axle (เพลาเดี่ยว) ที่วิ่งอยู่เหนือท่อ น้ำหนักที่เป็นสาเหตุของการพังแทนด้วย P_f รายละเอียดของการวิเคราะห์มีในอ้างอิง 17 และ 18 ตัวแปรที่สำคัญที่ทำให้เกิดประโยชน์ คือ ตัวแปรไร้หน่วยที่ได้จากการหารค่า P_f ด้วยค่า P_a โดยที่ค่า P_a = 144 KN (32kips) ได้มาจากน้ำหนักลง 1 เพลาของมาตรฐาน AASHTO ดังแสดงในรูปที่ 4.4a ตอนต้นๆของบทนี้

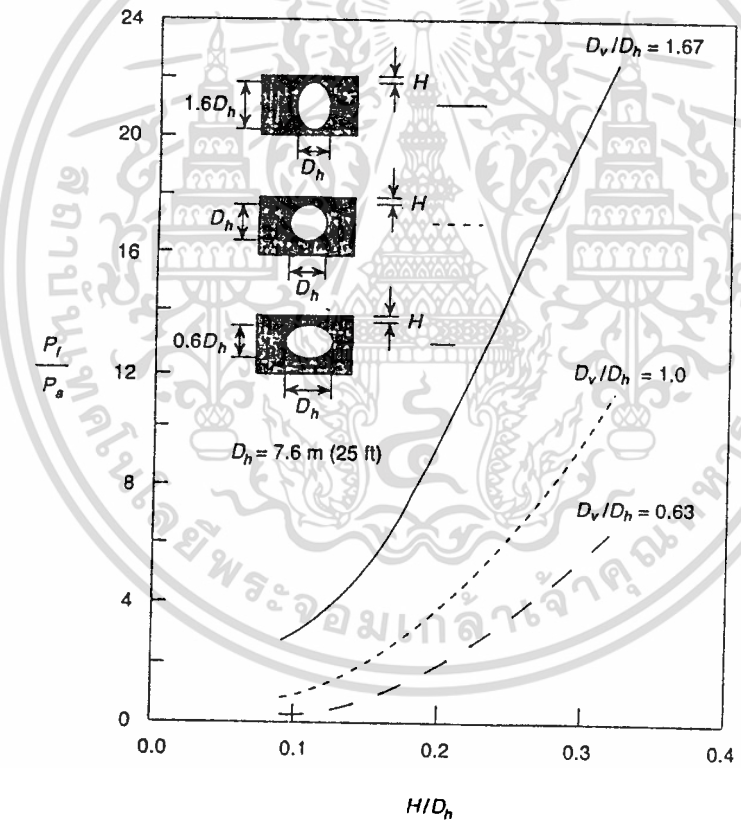
รูปที่ 4.41 แสดงการเปลี่ยนแปลงของค่าตัวแปรไร้หน่วย (P_f / P_a) พล็อตกับค่า H/D_h สำหรับรูปร่างของท่อ 3 แบบ โดยมีความสูงของท่อเทียบกับความยาว span ดังต่อไปนี้คือ 0.63, 1.00 และ 1.67 ตามลำดับ สามารถเห็นผลลัพธ์จากกราฟว่า (1) เส้นบนสูงน้ำหนักที่ทำให้เกิดการเคลื่อนพังจะมากขึ้นอย่างรวดเร็วเมื่อระยะดินถม (H) เพิ่มขึ้น เส้นถัดมา (2) น้ำหนักที่ทำให้เกิดการเคลื่อนพังจะลดลงกว่าเส้นแรกในขณะที่อัตราส่วนของค่า span มีค่าเพิ่มขึ้นยืนยันได้จากกราฟรูป 4.42 โดยแสดงผลของความยาว span กับน้ำหนักเคลื่อนพังสำหรับใช้หาความลึกของดินถม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากผลที่ได้ในทางปฏิบัติยังมีข้อสงสัยเกี่ยวกับความลึกที่น้อยที่สุดของดินถมที่ยอมให้ควรมีค่าเท่าไร จากอ้างอิงที่ 1 และ 18 ปรากฏว่าโดยปกติทั่วๆไป ความลึกของดินถมที่น้อยที่สุด สำหรับโครงสร้าง soil-steel bridge ควรจะมีค่าดังนี้

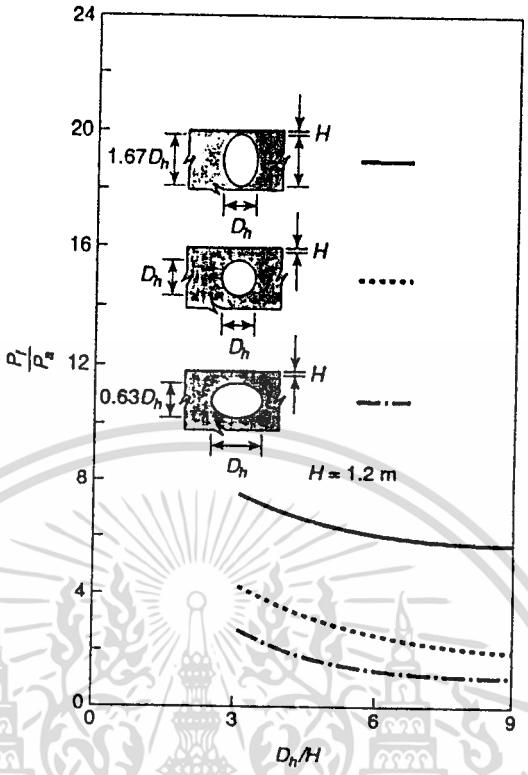
มากกว่า $\frac{D_h}{6}\left(\frac{D_h}{D_v}\right)^{0.5}$ และ $0.4\left(\frac{D_h}{D_v}\right)^{2}$ หน่วยเมตร

เมื่อ D_h และ D_v มีหน่วยเป็นเมตร และที่กล่าวถึงในบทที่ 5 สิ่งที่ต้องการได้มาจากการใช้ Ontario Code (อ้างอิง 30)



รูปที่4.41

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 4.42

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Reference

1. Abdel-Sayed, G., and Girges, Y., "Stability of Soil-Steel Bridges," Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 19, no. 3, June 1992, pp. 463-468.
2. Abdel-Sayed, G., Bakht, B., and Selïng, E., "Soil-Steel Structures Design by the 3d Edition of OHBDC, "Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 19, no. 4, August 1992, pp. 545-550.
3. Abdel-Sayed, G., "Critical Shear Loading of Curved Panels or Corrugated Sheets," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 96 (EM6), 1970, pp. 895-912.
4. Abdel-Sayed, G., "Stability of Flexible Conduits Embedded in Soil," Canadian Journal of Civil Engineering, 5(33), 1978, pp. 324-334.
5. Abdel-Sayed, G. and Bakht, B., "Analysis of Live-Load Effects in Soil-Steel Structures," Transport Research Board Records, no. 878, 1983, pp. 49-55.
6. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Standard Specification for Highway Bridges, Washington, D.C., 1989.
7. American Iron and Steel Institute (AISI), Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products, Washington, D.C., 1983.
8. Bakht, B., "Soil-Steel Structure Response to Live Loads," ASCE Journal of the Geotechnical Division, 1981, pp. 779-798.
9. Booy, C., "Flexible Conduit Studies," Prairie Farm Rehabilitation Administration, Canada Department of Agriculture, Saskatoon, Saskatchewan, 1957.
10. Burns, J. O., "An Analysis of Circular Cylindrical Wells Embedded in Elastic Media," Ph.D. thesis, University of Arizona, Tucson, AS., 1965.
11. Canadian Standards Association (CSA), CAN/CSA-56-88, Design of Highway Bridges, Rexdale, Ontario, Canada, 1988.
12. Duncan, J. M., "Behaviour and Design of Long-Span Metal Culvert Structures," ASCE Journal of the Geotechnical Division, 105(GT3), 1979, pp. 399-417.
13. Duncan, J. M., and Chang, C. Y., "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils," ASCE Journal of Mechanics and Foundation Division, 96(SM5), 1970, pp. 1629-1653.
14. Forrestal, M. j., and Herrmann, G., "Buckling of a Long Cylindrical Shell Surrounded by an Elastic Medium," Int. J. Solids Struct., vol. 1, 1965, pp. 297-310.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

15. *Ghobrial, M., and Abdel-Sayed G., "Inelastic Buckling of Soil-Steel Structures," Transportation Research Record 1008, Washington, D.C., 1985, pp. 7-14.*

16. *Gumbel, J. E., "Analysis and Design of Buried Flexible Pipes," Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, University of Surrey, U.K., 1983.*

17. *Hafez, H.H., "Soil-Steel Structures under Shallow Cover," Ph.D. thesis, Department of Civil Engineering, University of Windsor, Windsor, Ontario, 1981.*

18. *Hafez, H., and Abdel-Sayed, G., "Soil Failure in Shallow Covers above Flexible Conduits," Canadian Journal of Civil Engineering, 10(4), 1983, pp. 654-661.*

19. *Haggag, A.A., "Structural Backfill Design for corrugated-Metal Buried Structures," Ph.D. dissertation, Dept. of Civil Eng., Univ. of Massachusetts, 1989.*

20. *Katona, M. G., Smith. J. M., Odello, R. J., and Allgood, J. R., CANDE: Engineering Manual-"A Modern Approach for the Structural Design of Buried Culverts," FHWA/RD-77-5, Navy Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif, 1976, Katona, M. G., Smith, J. M.,j Odello, R. J., and Allgood, J. R., CANDE: Engineering Manual-A Modern Approach for the Structural Design of Buried Culverts," FHWA/RD-77-5, Navy Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, Calif., 1976.*

21. *Kloeppel, K., and Glock, D., "Theoretische und Experimentelle Untersuchungen zuden Traglasproblemen biegeweigher, in die Erde eingebetteten Rohre," publ. no. 10, Institut fur Statik and Stahlbau, T. H. Darmstadt, Germany, 1970.*

22. *Krizek, R. J., Parmelee, R. A., Kay, J. N., and Elnaggar, H. A., "Structural Analysis andDesign of Pipe Culverts," Report No. 116, National Cooperative Highway Research Program, Highway Research Board, Washington, D.C., 1971.*

23. *Lee, R.W.S., and Kennedy, D.J.L., "Behaviour of Bolted Joints of Corrugated Steel Plates, Report for Alberta Transportation, prepared by Dep. of civil Engineering, University of Alberta, Alberta, Canada, 1988.*

24. *Leonard, G.A., Wu, T.H., and Juang, C.H., "Predicting Performance of Buried Conduits," Roport on Joint Highway Research Project No. C-36-62F, Purdue University, 1982.*

25. *Leonards, G.A., and Juang, C.H., "Comparison between Predicted Response of Soil-Steel Structures with Design Requirements of the Ontario Highway Bridge Design Code," School of Engineering, Purdue University, 1983.*

26. *Link, H., Bietrag zum Knickproblem des elastisch gebetteten Kreisbogentraegers," Stahlbau, 32(7), 1963.*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

27. *Luscher, U., "Buckling of Soil-Surrounded Tubes," J. Soil Mech. Found. Div., Proc. Am. Soc. Civ. Engrgs., Vol. 92. no. SM6, Nov., 1966, pp. 211-288(discussed in vol. 93(1967): no. SM2, p. 163; no. SM3, pp. 179-183; no. SM5, pp. 337-340, author's closure in vol. 94 (1968), no. SM4, pp. 1037-1038).*

28. *Meyerhof, G. G., "Composite Design of Shallow-Buried Steel Structures," Annual Convention of the Canadian Good Roads Association, Halifax, N.S., 1966.*

29. *Meyerhof, G. G., and Baikie, L. D., "Strength of Steel Culvert Sheets Bearing Against compacted Sand Backfill," Highway Research Record no. 30, Highway Research Board, National Academy of Science, Washington, D.C., 1963.*

30. *Ministry of Transportation of Ontario, "Ontario Highway Bridge Design Code(OHBDC), "Downsview, Ontario, Canada, 1983,1992.*

31. *Moore, I. D., "The Stability of buried Tubes," Ph.D. thesis, School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Australia, 1985.*

32. *Moore, I. D., "The Elastic Stability of Shallow Buried Tubes," Geotechnique, vol. 27,no. 2,1987,pp.151-161.*

33. *Moore, I. D., "Elastic Buckling of Buried Flexible Tubes-A Review of Theory and Experiment," Dept. Research Report 025.09.87, of Civil Engineering and Surveying, University of Newcastle, NSW, Australia, 1987.*

34. *Moor, I. D., "Buckling of Buried Flexible Tubes of Noncircular Shape," Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, April, 1988.*

35. *Moore, I. D., Selig, E. T., and Haggag, A., "Elastic Buckling Strength of Buried Flexible Culverts," Pre-prints TRB Session 143, Washington, D.C., 1988.*

36. *Poulos, H. G., and Davis, E. H., Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y. 1976.*

37. *Selig, E. T., "Subsurface Soil-Surface Interaction: A Synopsis," Highway Research Record No. 413, Highway Research Board, Washington, D.C., 1972.*

38. *Spangler, M. G., "The Structural Design of Flexible Pipe Culverts," Bull. 153, Iowa State College Engineering Experimental Station, Iowa, 1941.*

39. *Spangler, M. G., "Field Measurements of the Settlement Ratios of Various Highway Culvers," Bull, 190, Engineering Research Institute, Iowa State University, Ames, Iowa.*

40. *Spangler, M. G., Soil Engineering, 2nded., International Textbook Company, Scranton, Pa., chap. 24, 1964.*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

41. *Szechy, K., The Art of Tunnelling, Publishing House of the Hungarian Academy of Science, 2nd English edition, Budapest, 1973.*

42. *Timoshenko, S. P., and Gere, J. M., Theory of elastic Stability, McGraw-Hill, New York. 1961.*

43. *Valera,J. E., and Donovan, N. C., "Soil Liquifaction Procedures-a Review," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 103(GT6), 1977, pp. 607-625.*

44. *Watkins, R. K., "Failure Conditions of Flexible Culvers Embedded in Soil," Highway Research Board, Proceedings of the Annual Meeting, 39, 1960.*

45. *Watkins, R. K., "Structural Design of Buried Circular Conduits," Highway Research Record No. 145, pp. 1-16. 1966.*

46. *White, H. A., and Layer, J. P., "The Corrugated Metal Conduit as a Compression Ring," Highway Research Board, Proceedings of the Annual Meeting, 39, 1960, pp. 389-397.*

47. *Wong, S. K., and Duncan, J. M.,"Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Non-Linear Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Earch Masses," Geotechnical Engineering Report, TE 74-3, University of California, Berkeley, California, 1974.*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

ขั้นตอนในการออกแบบ

(Structure Design Procedures)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 5

Structural Design Procedures

ผู้ออกแบบ soil-steel bridge จำเป็นต้อง คุ้นเคย ทฤษฎีการออกแบบ โครงสร้างที่กล่าวไว้ในบทที่ 4 อย่างไรก็ตาม มีผู้ออกแบบบางคนต้องการทราบตรงลงไปที่รายละเอียดของขั้นตอนการออกแบบ ดังนั้นบทนี้จึงได้กล่าวถึงวิธีการออกแบบ 3 วิธี

1. Ontario Code Method

2. AASHTO specifications Method

3. Duncan Method

ทั้ง 3 วิธีข้างต้นนี้ มีขั้นตอนในการคำนวณกว้างๆ ดังนี้

1. กำหนดชนิดของ load ที่จะมีผลต่อการออกแบบ live load และ dead load ของผนังอุโมงค์

2. กำหนดชนิด ขนาด ของ ลูกฟูกของแผ่นเหล็ก รวมทั้งความหนาของ ผนังอุโมงค์ ซึ่งจะต้องมีความแข็งแรงเพียงพอที่จะรับ load ที่ได้กำหนดไว้ในข้อ 1

3. ตรวจสอบ ผนังอุโมงค์ที่เลือกต้อง มีความสามารถคงรูปได้เองในขณะก่อสร้าง

4. เลือกขนาด และ การจัดเรียง bolt ในรอยต่อแนวยาว ซึ่งต้องแข็งแรงพอที่จะรับแรงกระทำที่คำนวณได้ในข้อ 1

สิ่งที่ต้องการใช้ในการคำนวณในแต่ละวิธีจะต้องมีความเกี่ยวข้องโดยตรง สภาพเฉพาะบางประการ เช่น ค่า minimum depth of cover ระยะระหว่างอุโมงค์ และ ระยะที่จะใช้ engineering soil วิธีการคำนวณต่างๆ เหล่านี้จะให้ค่าถูกต้องเมื่อมีการเลือกใช้ให้สอดคล้องกับสภาพจริง

ยกตัวอย่างเช่น ถ้ามีการกำหนดค่า minimum depth of cover มา ก็ไม่จำเป็นต้องคำนวณหาค่านี้

เนื่องจากรายละเอียดต่างๆ ของกระบวนการออกแบบมีมากมายหลายขั้นตอน เนื้อหาภายในบทนี้จะแสดงถึง การคำนวณออกแบบในแต่ละขั้นตอน โดยจะมีตัวอย่างเฉพาะ 2 ตัวอย่าง ส่วนรายละเอียดอื่นๆ ก็มีการกล่าวถึงไว้ ดังนั้นผู้ออกแบบสามารถใช้ขั้นตอนเหล่านี้กับโครงสร้างอื่นๆ นอกจากที่แสดงไว้ในตัวอย่าง

5.1 Ontario Code Method

The Ontatio Highway Bridge Design Code (OHBDC) ได้เป็นที่รู้จักครั้งแรกในปี ค.ศ. 1979 โดยฉบับ second edition มีขึ้นในปี ค.ศ. 1983 และ third edition มีขึ้นในปี ค.ศ. 1992 (Ref. 4) ภายในบทบัญญัตินี้ได้กล่าวถึงส่วนต่างๆ แยกเป็นบทเกี่ยวกับการออกแบบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

soil-stell bridge บทบัญญัตินี้ (OHBDC) ยังมีข้อจำกัดเกี่ยวกับทฤษฎีการออกแบบ โดยพาหนะที่ใช้ออกแบบประกอบด้วยแรงจาก 5 แนว ดังแสดงในบทที่ 4 รูปที่ 4.4 d

5.1.1Design criteria (การออกแบบตามมาตรฐาน)

ในการออกแบบ soil-steel bridges OHBDC จะพิจารณาเฉพาะค่า Ultimate limit state ผลจากแรงกระแทกแล้วด้วย ในการออกแบบผนังอุโมงค์ บทบัญญัตินี้จะคำนึงถึง thrust ของผนังอุโมงค์โดยในที่นี้ไม่ต้องคำนึงถึง bending moment เกณฑ์ในการออกแบบโครงสร้างของผนังอุโมงค์สำหรับ ULS เขียนเป็นสมการนี้

$$\phi R_n = \alpha_D T_D + \alpha(1+DLA)T_L \qquad (5.1)$$

เมื่อ ϕ คือค่า resistance factor มีค่าประมาณ 0.8 ของคำสั่งของผนังอุโมงค์และประมาณ 0.7 ของคำสั่งของรอยต่อตามแนวยาว

เมื่อ α_Dคือค่า load factor ของ dead load มีค่าประมาณ 1.25

เมื่อ α_L คือค่า load factor ของ line load มีค่าประมาณ 1.40

DLA คือค่า dynamic load allowance โดยจะมีค่าเท่ากับ 0.4 เมื่อค่า depthot cover เป็น 0 และจะมีค่าลดลงเป็นเส้นตรง จนเหลือค่าเท่ากับ 0.1 เมื่อค่า depth of cover เป็น 2.0 M ค่า DLA ต้องมีค่าไม่ต่ำกว่า 0.1

T_v เท่ากับ the conduit wall thrust due to unfactored dead loads

T_L เท่ากับ the conduit wall thrust unfactored design live load ซึ่งได้แสดงไว้ในบทที่ 4 รูปที่ 4.4d

R_n เท่ากับ the nominal capacity of the conduit wall to sustain thrust

โดย $$\phi R_n = A f_b \qquad (5.2)$$

โดย A คือ พื้นที่หน้าตัดของอุโมงค์ต่อความยาว เช่น เหล็ก 152X51 mm ค่าพื้นที่หน้าตัดได้แสดงไว้ในบทที่ 1 ตารางที่ 1.3

f_b เท่ากับค่าหน่วยแรงอัดประลัยภายในผนังอุโมงค์ ซึ่งคำนวณได้โดยวิธีง่ายๆ ซึ่งแสดงไว้ในบทนี้

5.1.2 Dead load thrust

ค่าแรงดัน thrust T_D ภายในอุโมงค์จะถูกสมมติให้มีค่าเท่ากันตลอดโดยดูรอบอุโมงค์ซึ่งจะได้มาจาก

$$T_D = 0.5(1.0-0.1C_S)A_f W \qquad (5.3)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โดย W คือ ค่าของน้ำหนักของค่าวัสดุที่อยู่เหนืออุโมงค์โดยตรง และใช้เป็นต่อหน่วยความยาว ซึ่งได้แสดงไว้ในบทที่ 4 รูป4.1 A_f คือค่าสัมประสิทธ์ (coefficient) ซึ่งมาจากรูป 4.22 ซึ่งจะขึ้นอยู่กับค่า depth of cover และรูปร่างของอุโมงค์ ซึ่งจะพิจารณาจาก D_n และ D_V ซึ่งอธิบายไว้ในรูปที่ 4.23 C_S เป็นค่าตัวแปรไร้หน่วยซึ่งจะขึ้นกับ arial rigidity ของผนังอุโมงค์ และค่า stiffness ของดินดังนี้

$$C_S = \frac{E_S^* D_V}{EA} \qquad (5.4)$$

E คือค่า modulus of elasticity ของวัสดุที่ใช้ทำผนังอุโมงค์

E_S* คือค่า effective secont modulus ของดิน โดยมีค่าเท่ากับ $\overline{E_S}/(1-\nu^2)$ หรือจากตารางที่ 5.1 ในกรณีที่ไม่มีข้อมูล

E_S คือค่า Yong 's modulus of soil

υ_V คือ ขนาดที่สัมพันธ์กับหน้าตัดของอุโมงค์ ดังแสดงไว้ในบทที่ 4 รูปที่ 4.23

v คือ Poisson's ratio ของดิน

ตารางที่ 5.1 TABLE 5.1 Values of E' and E_s^* for Various Soils

Soil group number	Standard Proctor density	Modulus of soil stiffness, E' MPa	Effective secant modulus of soil, E_s^*, MPa
I	Between 85 and 90%	7.0	13.0
	Between 90 and 95%	13.0	25.0
	Greater than 95%	22.0	40.0
II	Between 85 and 90%	3.0	5.0
	Between 90 and 95%	7.0	12.0
	Greater than 95%	13.0	20.0

5.1.3 live load thrust

ค่า live load thrust T_L จะถูกสมมติให้มีค่าเท่ากันตลอด โดยรอบอุโมงค์ซึ่งได้จาก

$$T_L = 0.5(lesseerD_h and l_t)\sigma_l m_f (1+DLA) \qquad (5.5)$$

โดย σ_L คือค่า eqivalent uniformly distributed load ที่ระดับ crown ซึ่งได้มาจาก

(1) ตำแหน่งที่แรง 320 kN เพลาคู่ ของ OHBD ดังในรูปที่ 4.4 d กระทำลงตรงกลางเหนือจุด crown ที่ระดับดินกลบ

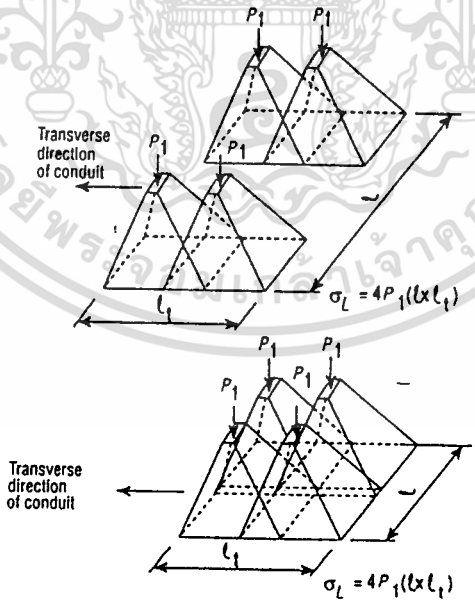
(2) โดยกระจายแรงจากล้อผ่านดินถมกลบในทางกว้างของอุโมงค์ โดยค่าความชัน 1 ต่อ 1 ส่วนในแนวยาวจะมีค่าความชัน 2:1 (ดิ่ง:ราบ) ในบริเวณที่การกระจายน้ำซ้อนทับกัน น้ำหนักที่กระทำบริเวณนั้นจะมีค่ารวมทั้งส่วนที่มาซ้อนทับด้วย ดังเช่น พื้นที่สี่เหลี่ยมที่แสดงในรูป 5.1 ซึ่งมี 2 กรณีเฉพาะ รูปนี้จะแสดงถึงค่าความยาว l_t ของการกระจายแรงที่ระดับ crown ค่า MF คือค่า Modification Factor สำหรับกรณีที่มีหลายช่องทางจราจรซึ่งจะมีค่า 1.0,0.3,0.8,0.7 สำหรับ 1,2,3 หรือ 4 ช่องจราจร ที่น้ำหนักมีผลต่อค่า σ_L ค่า D_n คือ ความกว้างของอุโมงค์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พจน์ σ_L m_f (1+DLA) หมายถึงค่า แรงดัน effective static live load ที่ระดับ crown โดยค่าของแรงดันนี้จะแปรผันตรงกับค่า H หรือ depth of cover ซึ่งสามารถทำมา plot กับค่า H ดังในรูปที่ 5.2 เพื่อความสะดวกในการอ่าน ค่าของ effective pressure จะให้มาโดยให้ค่า H มา ซึ่งสามารถดูได้จากรูป จากรูป 5.2 ถ้าค่า depth of cover มากกว่า 10 M ค่า effective live load pressure ที่ระดับ crown อาจไม่คิดก็ได้

5.1.4 Compressive strength

OHBDC กำหนดให้ค่า strength ของผนังอุโมงค์ ที่จะสามารถรับแรง thrust จะคำนวณได้จากวิธีการง่าย ๆ ซึ่งจะได้กล่าวถึงต่อไป เพื่อคำนวณค่า Failure compressive stress (F_b) ค่า F_b จะขึ้นอยู่กับค่า elastic buckling stress และ crushing stress ข้อสมมติในการแปลงทั้ง 2 ค่ามาได้กล่าวไว้ในบทที่ 4 ช่วงหัวข้อย่อย 4.5 สำหรับวิธีที่ใช้จะแบ่งออกเป็น upper และ lower zones ดังรูป 4.33 ส่วน upper zones ประกอบด้วยท่อส่วนที่อยู่ระหว่าง shoulders และส่วน lower zones ประกอบด้วย side segment และส่วน bottom segment แต่ถ้าไม่จำเป็นต้องระบุขอบเขตที่แน่นอนระหว่าง top และ bottom zones เพื่อการ strength analysis



รูป 5.1

ค่า compressive failure stress fb จะคำนวณได้จาก 2 สมการที่สัมพันธ์กันดังนี้

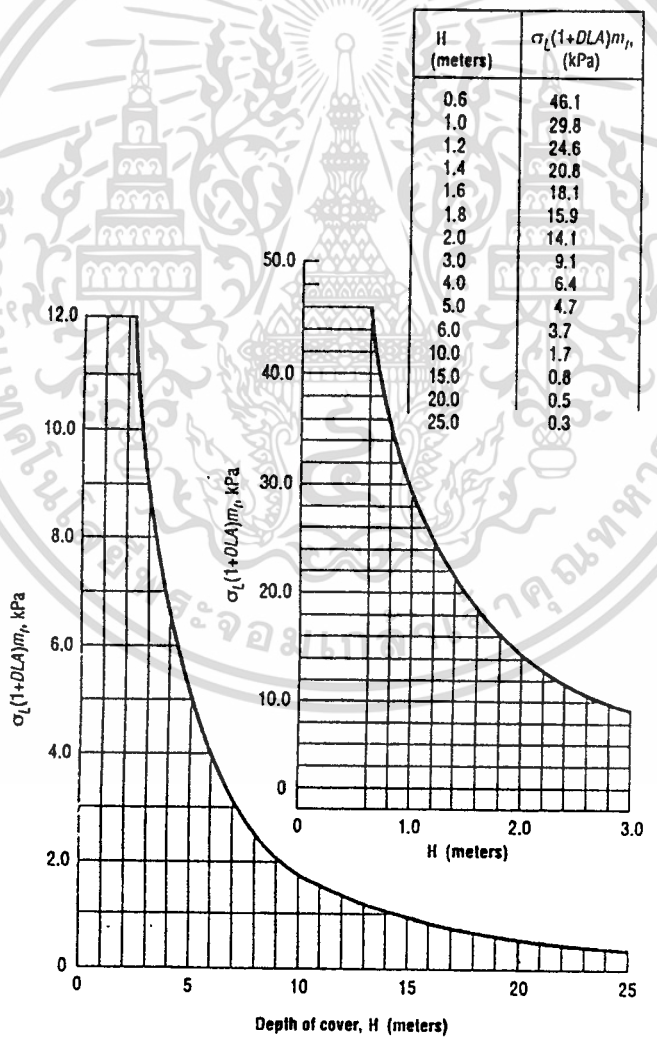
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$f_b = \frac{3\phi\rho F_m E}{(KR/r^2)}$$

$$f_b = \phi F_m \left[F_y - \left\{ \frac{f_y^{\,2}}{12E\rho} \left(\frac{KR}{r} \right)^2 \right\} \right] \qquad \rho = \left(\frac{H}{R_C} \right)^{0.5} \quad \text{FOR} \quad \begin{matrix} R > R_e \\ R < R_e \end{matrix}$$

ซึ่งค่า Re= eqivalent radius of curvature คำนวณได้จาก

$$R_e = \frac{r}{K} \left\{ \frac{6E\rho}{f_y} \right\}^{0.5} \tag{5.8}$$



รูป 5.2

ρ คือ ตัวคูณลดค่าสำหรับค่า depth of cover H (reduction factor)

ซึ่งมีค่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$\rho = \left(\frac{H}{R_C}\right)^{0.5} \quad \text{แต่ไม่เกิน 1.0} \quad (5.9)$$

ดังนั้นค่า ρ จะให้ใช้ = 1 เมื่อ H > Rc ซึ่งจะได้ค่า ρ เกิน 1

K คือ ค่า stiffness ของผนังท่อกับดินบริเวณใกล้เคียง

$$K = \lambda\left\{\frac{EI}{E_m}R^3\right\}^{0.25} \quad (5.10)$$

Em คือ ค่า modified modulus of soil stiffness ซึ่งจะขึ้นอยู่กับ ค่า depth of cover เช่นเดียวกับ ρ โดย

$$E_m = E'\left\{1-\left(\frac{R_C}{H+R_C}\right)^2\right\} \quad (5.11)$$

λ เป็นตัวแปรที่มีผลต่อค่า K สำหรับส่วน lower ของท่อ λ = 1.22 และสำหรับส่วนบนจะคำนวณได้จาก

$$\lambda = 1.22\left\{1.0+1.6\left(\frac{EI}{E_m R_C^{\,3}}\right)^{0.25}\right\} \quad (5.12)$$

ค่า λ จะเท่ากับ 1.22 เมื่ออุโมงค์แบบ circular arches มีอัตราส่วนสูง ต่อความกว้างน้อยกว่า 0.4

สำหรับตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์การโก่ง (buckling analysis) ที่มิได้กล่าวถึงก่อนหน้านี้ ได้อธิบายไว้ข้างล่างนี้

E = modulus of elasticity ของวัสดุที่ใช้ทำผนังท่อ

E' = modulus of soil stiffness

Em = modified modulus of soil stiffness อันเนื่องมาจากกรณีที่ดินถมกลับดื้น

Fm = 1.0 สำหรับท่อเดี่ยว และ 0.85+0.3 S/D_h สำหรับท่อหลายช่อง โดย s คือค่าน้อยสุดของระยะห่างระหว่างท่อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Fy = ค่า yield stress ของวัสดุที่ใช้ทำผนังท่อ

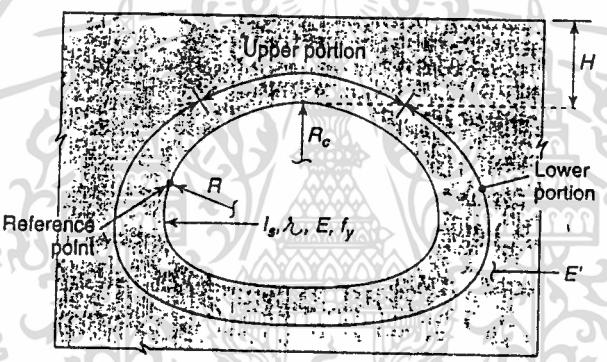
I = second moment of area ของพื้นที่หน้าตัดของผนังท่อรอบแกนทางยาวต่อหน่วยความยาว

A = พื้นที่หน้าตัดของผนังท่อ ต่อหน่วยความยาว

R = รัศมีความโค้ง (radius of curvature) ของผนังท่อ โดยวัดภายในท่อที่จุดอ้างอิงของหน้าตัด

Re = radius of curvature ของที่ที่จุด crown

r = radius of gyration ของลอนลูกฟูก (corrugation profile, $(I/A)^{0.5}$)



รูป 5.3

ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์การโก่งบางตัวได้แสดงไว้ในรูป 5.3

ในกรณีที่ขาดข้อมูล อนุญาติให้ใช้ตาราง 5.1 เพื่อหาค่า E' แต่ต้องกำหนดชนิดของดินและการบดอัด หมายเลขของ soil group ที่อ้างในตารางมีความหมายค่านี้

Group I soils เป็นดิน coarse-grained ซึ่งพฤติกรรมของดินจะไม่ขึ้นกับเวลา ค่าตัวคูณที่ใช้ในการคำนวณต่างๆ จะมีผลถึงค่าการบดอัด ดินบางชนิดที่อยู่ในกลุ่มนี้มีอยู่ในตาราง 5.2 โดย granular A และ B เป็นการแบ่งชนิดของดินเฉพาะที่ใช้ใน Ontario ดินประเภทนี้ได้กล่าวไว้ในบทที่ 1 เฉพาะดิน Group I soil เท่านั้นที่ใช้ในส่วน engineered backfill zones

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 5.2 Soil Classification for E' and E_s

Soil group number	Grain size	Soil types included	Unified soil classification symbol
I	Coarse	Well-graded gravel or sandy gravel	GW
		Poorly graded gravel or sandy gravel	GP
		Well-graded sand or gravelly sand	SW
		Poorly graded sand or gravelly sand	SP
		Granular A soil	GW, SW
		Granular B soil	SW, SP
II	Medium	Clayey gravel or clayey sandy gravel	GC
		Clayey sand or clayey gravelly sand	SC
		Silty sand or silty gravelly sand	SM

ตาราง 5.2

Group II soil เป็นดินพวกที่มีขนาดเม็ดละเอียดกว่า Group I soil เพื่อดินจะมีคุณสมบัติของดินที่ไม่มีความเชื่อมแน่น แต่อาจมีดนิพวก cohesive soil ปนมาบ้าง เช่นพวก clayey sand, clayey gravel ดังแสดงในตาราง 5.2 ดินในกลุ่มนี้ไม่สามารถนำไปใช้ในส่วน enginee backfill

Group III soil เป็นดินพวกเม็ดละเอียดที่มีความเชื่อมแน่น และมีความคงตัวต่ำ ในบทบัญญัติของ OHBDC / ฉบับปี 1983 ยังอนุญาติให้ใช้ดินชนิดนี้ได้ ถึงแม้ว่าจะมีค่า E' ต่ำมาก ซึ่งจะนำมาใช้ได้ไม่ได้ผล แต่ในภายหลังดินชนิดนี้ได้ถูกลบชื่อออกไปจาก OHBDC ฉบับหลังสุด (Ref 4) ดินพวก fine-grain cohesieve soil ไม่อนุญาติให้ใช้ในส่วน engineer backfill zone และตัวอักษรสัญลักษณ์ที่มีในตาราง 5.2 ได้กล่าวไว้ในบทที่ 7

เพื่อเป็นการช่วยเหลือผู้ออกแบบในการคำนวณค่า compressive failure stress, fb โดยได้ plot เป็นกราฟรูปที่ 5.4, 5.5, 5.6, 5.7 และ 5.8 ซึ่งใช้กับความหนาของแผ่นเหล็ก 3.0, 4.0, 5.0, 6.0 และ 7.0 ตามลำดับ ซึ่งใช้ได้เฉพาะโครงสร้างท่อทรงกลม จากกราฟจะเห็นว่า ค่า fb จะขึ้นกับค่า radius of curvature R และค่าต่างๆของ H โดยค่าที่ให้มาจะแยกเป็นส่วนของ upper และ lower ของท่อ กราฟนี้จะใช้ค่า fy = 230 Mpa E' = 13.0 Mpa และมีเปอร์เซ็นการบดอัดของดินพวก Well-graded หรือ sandy soil ประมาณ 90-95% ของค่า Standard Proctor

5.1.5 Seam strength

สำหรับ bolt ที่รอยต่อในแนวยาว ต้องได้รับการออกแบบเพื่อให้สามารถรับแรง axial thrust ให้ได้ สำหรับค่า Ss หรือ nominal ultimate strength ของรอยต่อแนวยาวที่มีการจัดวาง bolt และ 2 ตัว ที่ยอมให้ของ OHBDC จะอ่านได้จาก รูป 5.9 โดยจะขึ้นอยู่กับค่าความหนาของแผ่นเหล็กที่บางกว่าใน 2 แผ่นที่ต่อกัน ทังนี้ค่า nominal strength ก็สามารถอ่าน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

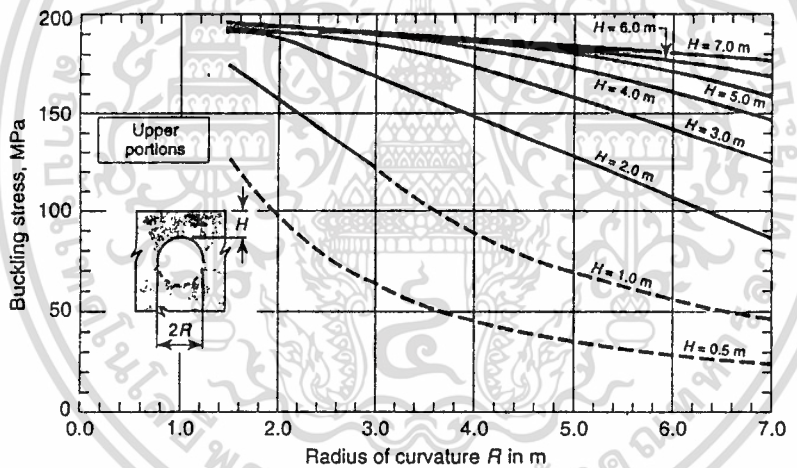
ได้จากตารางที่ 4.1 ในบทที่ 4 เช่นกันแต่ค่า nominal strength นี้ใช้กับ bolt ขนาด diameter 20 mm.

ค่าความแข็งแรงของรอยต่อในแนวยาวจะเป็นไปตามเกณฑ์นี้

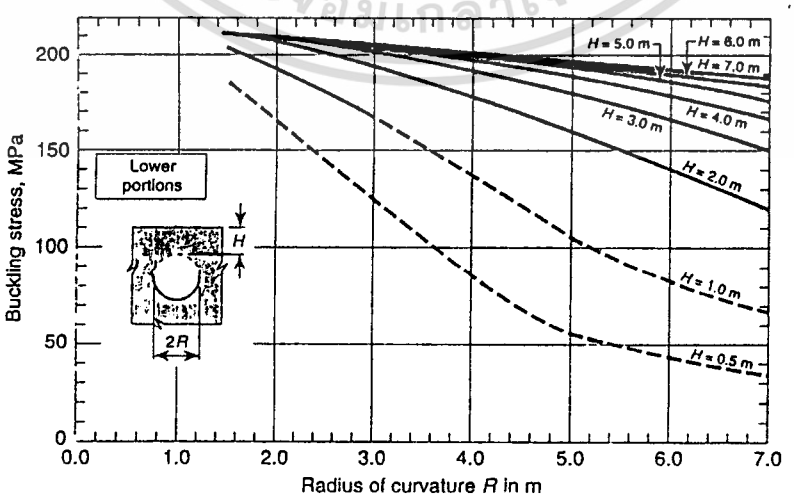
$$\phi S_S \geq \alpha_D T_D + \alpha_L (1 + DLA) T_L \qquad (5.13)$$

โดยค่า resistance factor หรือ ϕ ของ seam strength = 0.70

จากรูปที่ 5.9 จะเห็นได้ว่ายกเว้นแผ่นเหล็กที่หนา 7 mm. เท่านั้น ส่วนแผ่นเหล็กที่ความหนาอื่นๆ ผู้ออกแบบจะสามารถเลือกแบบของการจัดวาง bolt ได้เพียงแบบเดียวเท่านั้น สำหรับแผ่นเหล็กที่บางกว่า 7 mm. จะเพิ่มความแข็งแรงของรอยต่อได้โดยเพิ่มความหนาของแผ่นเหล็กเท่านั้น



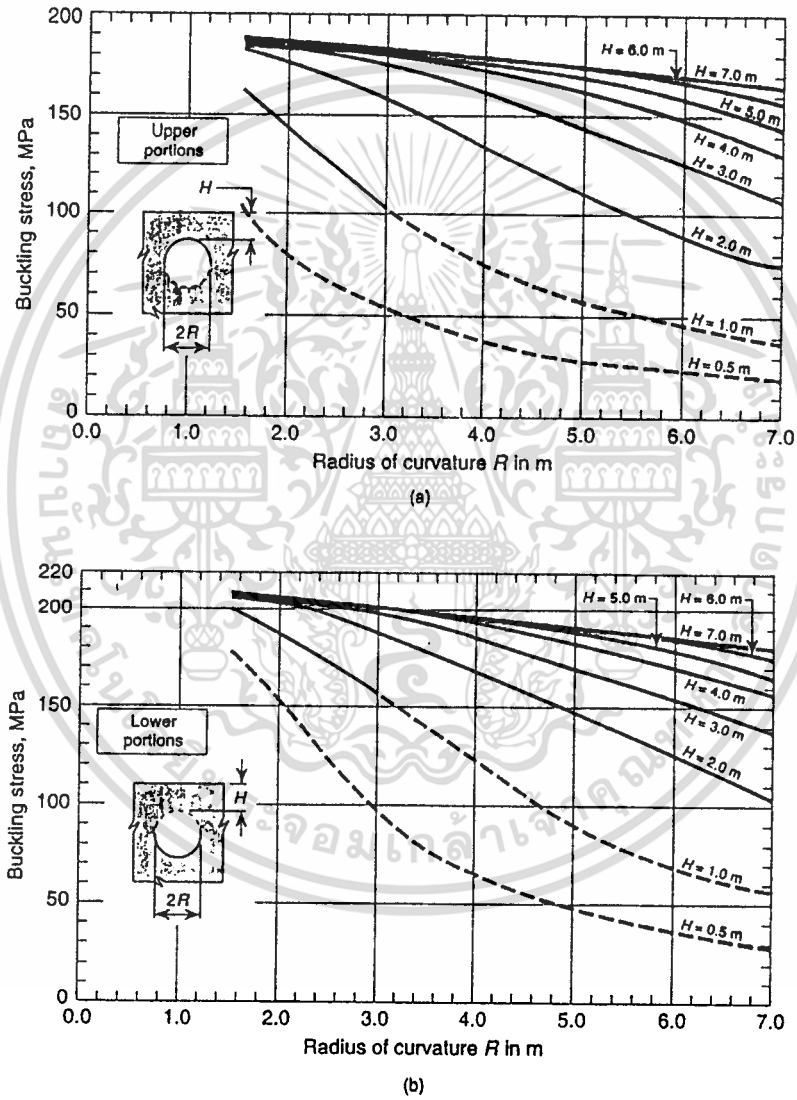
(a)



(b)

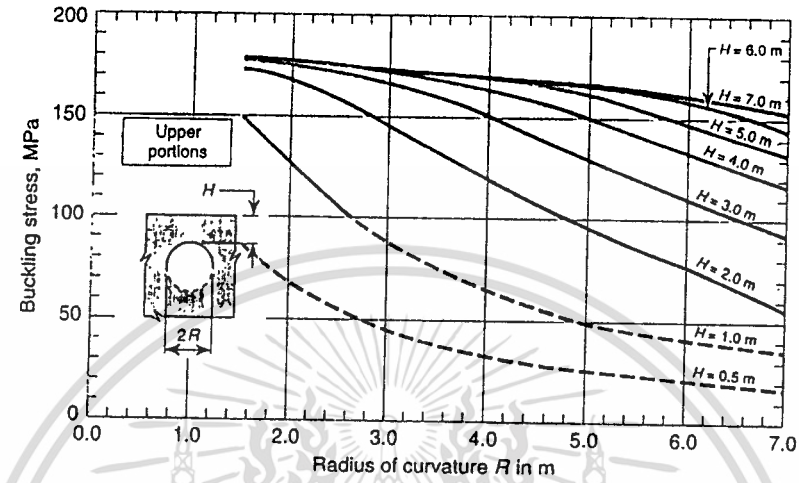
รูป 5.4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

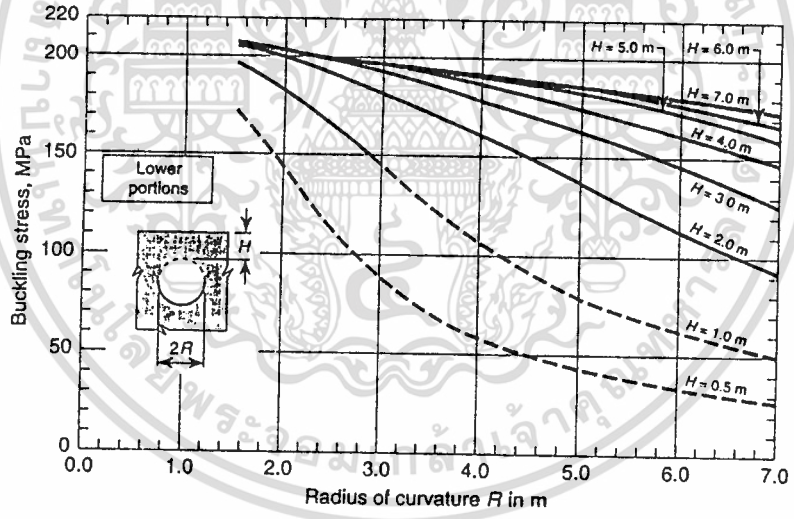


รูป 5.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



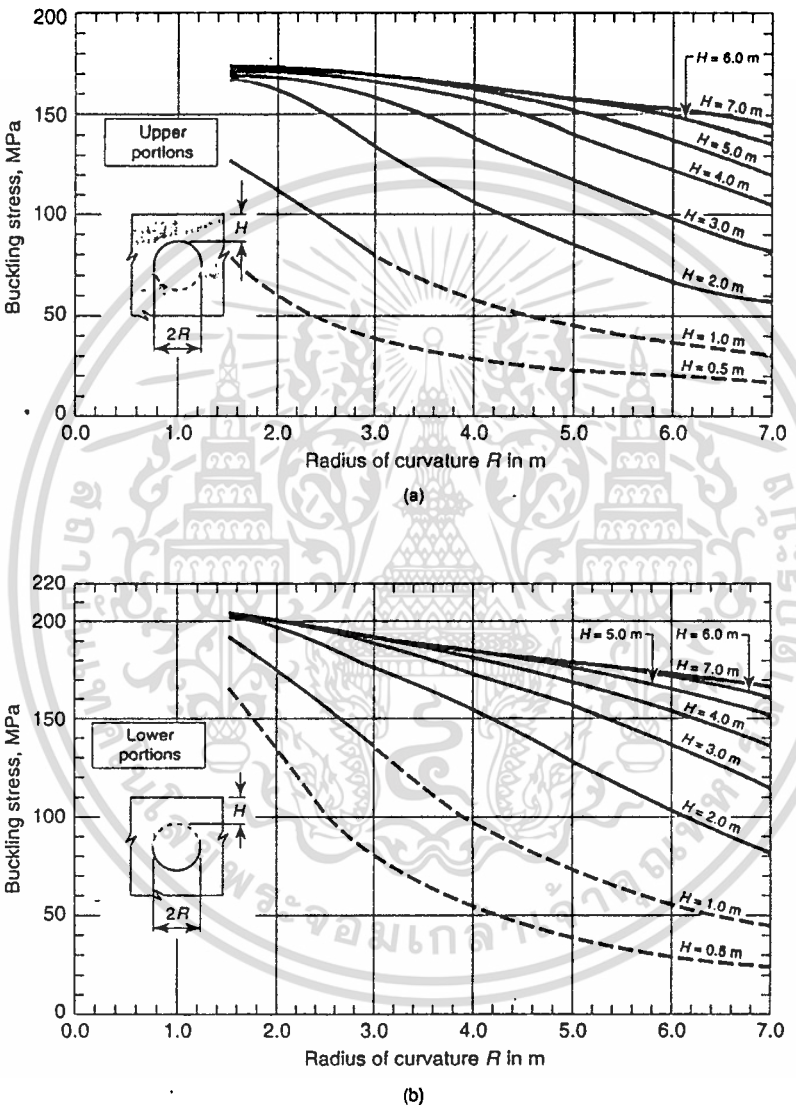
(a)



(b)

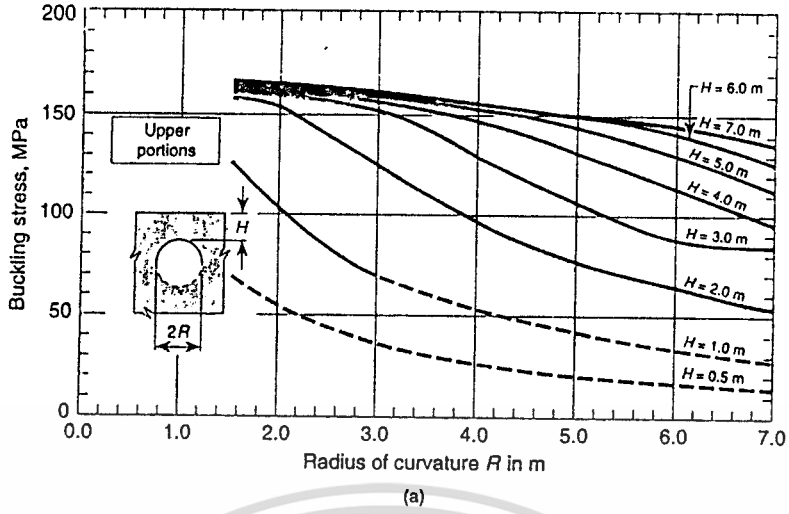
รูป 5.6

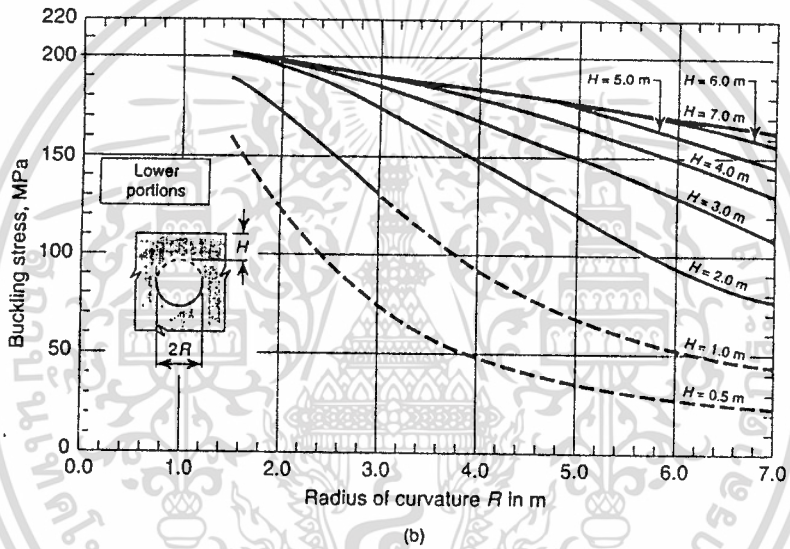
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



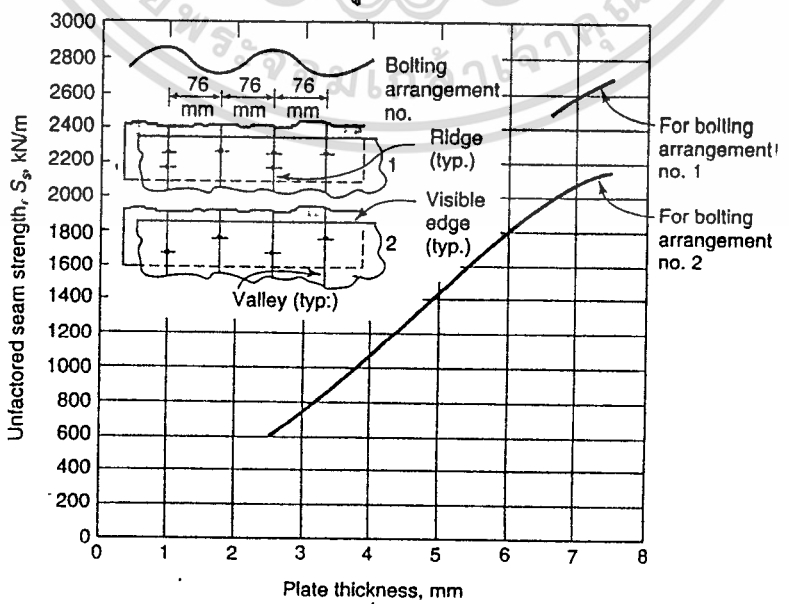
รูป 5.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้





รูป 5.8



รูป 5.9

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.1.6 Handling's stiffness

เฉพาะท่อแบบ elliptical และ แบบ round ที่การโก่งตัวขึ้นของส่วน crown ในระหว่างการทำ backfill จะไม่ให้เกินค่า δ crown โดยหาค่าจาก

$$\delta_{CROWN} = \mu \frac{D_h^{\,2}}{d} \tag{5.14}$$

โดย Dh คือ ระยะ span ของท่อ ค่า d คือ ความลึกของลอนโดยสำหรับเหล็กลอนขนาด 152*51 mm. จะมีค่า d ประมาณ 51 mm. ค่า μ เป็นตัวประกอบที่ขึ้นอยู่กับอัตราส่วน span-to-rise ratio ซึ่งสามารถอ่านได้จากรูป 4.10 (บทที่ 4) สำหรับโครงสร้างชนิดอื่นนอกเหนือจาก ท่อแบบ round และ elliptical การโก่งตัวขึ้นของ crown ในระหว่างการ backfilling ไม่อนุญาติให้เกิน 5% ของความสูงของท่อ หรือถ้าสามารถพิสูจน์ได้ว่า ถ้าการโก่งตัวเกิน limit แล้วจะไม่ทำให้เกิด bending stress เกิน yield stress ซึ่งจะทำให้เกิดความเสียหายแก่ท่ออย่างถาวร ก็อนุญาติได้

อีกสิ่งหนึ่งที่ต้องได้รับการควบคุม คือความ rigid ของผนังท่อซึ่งต้องได้รับการควบคุมในระหว่างการก่อสร้างโดยจะคำนึงถึงค่า Flexibility factor of the pipe FF โดยจะไม่ให้มีค่าเกิน 0.114 mm/N ซึ่งค่า FF จะคำนวณจาก

$$FF = \frac{D^2}{EI} \tag{5.15}$$

โดยค่า D คือค่า equivalent pipe diameter ซึ่งจะเท่ากับค่าเส้นรอบวงของท่อหารด้วย π จากหน่วยของตัวแปรต่างๆ จะได้ FF มีหน่วยเป็น mm/N สำหรับท่อแบบ elliptical pipes

$$D \approx 0.5(D_h + D_v) \tag{5.16}$$

จะเห็นได้ว่าค่า FF ที่ได้จากสมการนี้อาจเกินจากค่าที่ให้ไว้ คือ 0.114 ได้เกิน แสดงว่า เราจำเป็นต้องปรับปรุงเทคนิควิธีในการก่อสร้าง ถึงอย่างไรก็ตามท่อก็สามารถประกอบได้อย่างปลอดภัย ถึงแม้จะมีค่า FF สูงกว่า

สมการ 5.15 ตั้งอยู่บนข้อสมมุติฐานที่ว่าความหนาของผนังท่อโดยรอบในแนวเส้นรอบวงเท่ากันตลอด ถ้าหากท่อประกอบด้วยแผ่นเหล็กที่มีความหนาไม่เท่ากัน ค่า moment of inertia I สามารถคำนวณได้จากค่าประมาณ โดยการเฉลี่ยตาม weight ของค่า I ของเหล็กแต่ละแผ่นกับความยาวในแนวเส้นรอบวง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.1.7 Minimum depth of cover

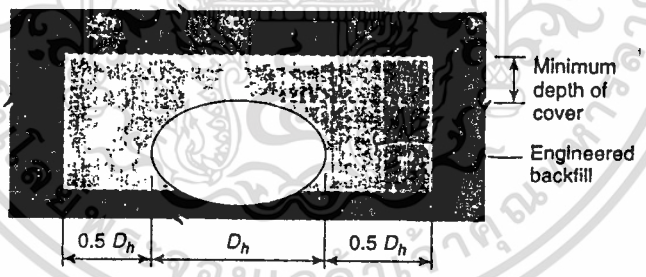
ค่า minimum depth of cover ในหน่วย m จะต้องมากกว่า

$$\frac{D_h}{6}\left(\frac{D_h}{D_v}\right)^{0.5}, 0.4\left(\frac{D_h}{D_v}\right)^{2} \quad \text{และ } 0.6 \text{ m.}$$

ดังที่ได้กล่าวไว้แล้วในบทที่ 4 หัวข้อ 4.6 ซึ่งยังต้องใช้ safe guards เพื่อป้องกันการพังของดินที่ถมอยู่ด้านบน

5.1.8 Extent of Backfill

ดังที่กล่าวไว้แล้วในบทที่ 6 ช่วงดิน engineered backfill ที่ถูกกำหนดตาม OHBDC ที่จะต้องได้รับการถมและบดอัดเป็นชั้นๆ ซึ่งแต่ละชั้นจะมีความหนาหลังจากบดอัดแล้วไม่เกิน 300 mm. ในแต่ละชั้นจะต้องได้รับการบดอัดให้ได้ความหนาแน่นตามต้องการก่อนที่จะทำในชั้นต่อไป และส่วน engineered backfill จะขยายไปทางข้างไม่น้อยกว่า 0.5 เท่า ของระยะ span ของท่อ ในแต่ละข้างส่วนในแนวดิ่งจะต้องไม่น้อยกว่าค่า minimum depth of cover ค่าระยะต่ำสุดของส่วน engineered backfill ของ OHBDC ได้แสดงไว้ในรูป 5.10



รูป 5.10

5.1.9 Differences in radius of curvature

OHBDC ได้กำหนดค่ารัศมีของความโค้งของท่อที่ตำแหน่งใดๆ จากผนังท่อจะต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1/5 ของความโค้งที่จุด crown ข้อกำหนดนี้เพื่อป้องกัน การเกิดแรงดันส่วนเกินขึ้นในดิน ซึ่งค่าแรงดันนี้จะประมาณได้จาก แรงดันที่ crown คูณด้วยอัตราส่วนของรัศมีที่ crown กับรัศมีที่จุดนั้นๆ ข้อสำคัญอีกประการหนึ่งคือ ค่าอัตราส่วนของรัศมีที่จุด bottom และ haunch จะมีค่าไม่เกินกำลังสองของค่า coefficient of passive soil reaction ทั้งนี้เพื่อป้องกัน shear failure ซึ่งค่า ρh (theoretical soil pressure) ที่จุด haunch เปลี่ยนไปเป็น ρb ได้ส่วนกลับดังแสดงในรูป 4.7 (บทที่ 4)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.1.10 Differences in plate thicknesses

ความหนาของแผ่นเหล็กที่จะพบกันที่รอยต่อในแนวยาว จะต้องต่างกันไม่เกิน 1.0 mm. ถ้าหากว่าแผ่นบางมีความหนาน้อยกว่า 3.1 mm. และความหนาจะต่างกันไม่เกิน 1.5 mm. ถ้าแผ่นบางมีความหนาระหว่าง 3.1 และ 3.5 mm. จะไม่มีข้อกำหนดเรื่องความต่างของความหนาของแต่ละแผ่น

5.1.11 Example 5.1

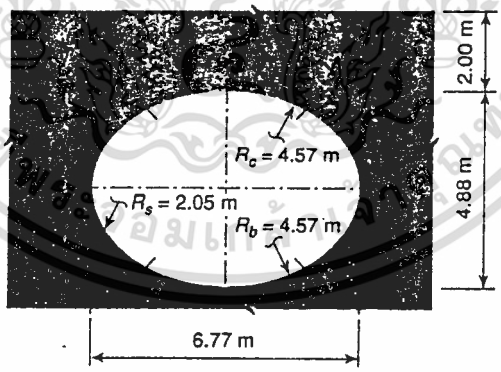
ผนังท่อของ soil-steel bridge แบบ horizontally elliptical ที่ออกแบบในตัวอย่างนี้ใช้วิธีของ OHBDC หน้าตัดของสะพานแสดงไว้ในรูป 5.11 ค่า depth of cover และ radii of curvature ของท่อ อนุโลมให้ใช้ตามข้อกำหนด สำหรับ backfill สำหรับโครงสร้างใช้ดิน granular A soil บดอัดอย่างน้อย 90% standard proctor densty สำหรับดินชนิดนี้ จะจัดอยู่ใน group I ตารางที่ 5.1 ให้ค่า E' = 13.0 Mpa ระยะต่างๆของสะพานมีดังนี้

S_{pan} ; D_h = 6.77 m

Rise ; D_v = 4.88 m

Top Radius , R_c = 4.57 m

Side Radius , R_s = 2.05 m



รูปที่ 5.11

Bottom radius , R_b = 4.57 m

Depth of cover ,H = 2.00 m

Modulus of clusticity of steel , E = $2.0X10^5$ MPa

Yield stress of steel , F_y= 230 MPa

Unit weight of soil , γ = 21 kN/m^3

Effective secont modulus of soil , E_s^* = 25 MPa

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เราจะออกแบบโครงสร้างท่อนี้โดยใช้แผ่นเหล็ก corrugcuted steel ขนาด 152*51 mm และใช้ขนาดความหนาตามที่มีใช้ใน แคนนาดา ซึ่งมีอยู่ในตาราง 1.3 (บทที่ 1)

จากข้อมูลข้างต้น ได้ D_h/D_v = 1.39 m และ H/D_h = 0.23 m จากข้อมูลนี้ได้ค่า A_f = 1.12 m ได้มาจาก รูป 4.22 ในบทที่ 4 และค่า W คำนวณจากรูป 4.1 ได้เท่ากับ 401 kN/m ได้จากสมการ 5.4 ได้ค่า 0.15, 0.11, 0.09, 0.07 และ 0.06 สำหรับแผ่นเหล็กหนา T_D = 131, 200, 204, 205 และ 211 kN/m สำหรับความหนาของแผ่นเหล็กตามข้างต้น จากกรณีที่เราพิจารณา เราจะเห็นได้ว่า ค่า C_s จะไม่มีผลมากนักต่อ ค่า T_d dead load trust ดังนั้นเพื่อความสะดวกในการออกแบบ เราอาจใช้ค่าสูงสุดของ T_d คือค่า 211 kN/m

ค่า T_L live load thrust คำนวณโดยใช้สมการ 5.5 โดยค่าของ $\sigma_m m_f (1+DLA)$ สามารถอ่านได้โดยตรงจากรูป 5.2 ได้ค่าเท่ากับ 14.1 kPa สำหรับค่า H = 2.0 m สำหรับค่า L_t ซึ่งมีความหมายตามรูป 4.24 (บทที่ 4) ได้ค่า 1.2 + (2X2.0) = 5.20 m ค่า L_t น้อยกว่าค่า D_h ดังนั้นการคำนวณค่า T_L เป็นดังนี้

$$T_L = 0.5X5.20X14.1$$
$$= 37 \text{ kN/m}$$

จากค่า α_D และ α_L เท่ากับ 1.25 และ 1.4 ตามลำดับ ดังนั้นได้ค่า T_f = (1.25X211) + (1.40X37) = 316 kN/m

คำนวณค่า compressive failure stress (F_b) ของส่วนบนก่อน ตัวคูณลดค่า ρ ที่พบในสมการ 5.3 $(2.0/4.57)^{0.5}$ = 0.662 ได้ค่า modified modulus of soil reaction จากสมการ 5.11

$$E_m = 13.0\{1-(4.57/(4.57+2.00))^2\}$$
$$= 6.71 \text{ MPa}$$

ในการคำนวณ buckling analysis จะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของแผ่นเหล็ก corrug ดังนี้

เริ่มด้วยการเลือกแผ่นเหล็กขนาด 3.0 mm มีค่า I = 1057.3 mm^4/mm และ r = 17.33 mm ซึ่งได้มาจากตาราง 1.3 ในบทที่ 1 ค่า λ จะคำนวณได้จากมาการ 5.12 ดังนี้

$$\lambda = 1.22 \{1.0+1.6(200{,}000X1057.3/6.71X4570^3)^{0.25}\}$$
$$= 1.483$$

ค่า R_c ที่แทนค่าข้างต้นต้องทำการแปลงหน่วยเป็น mm ก่อน

จากสมการ 5.10

$$K = 1.483 \{[\ 200000X1057.3\ ] / [\ 6.71X4570^3\ ]\}^{0.25} = 0.199$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

คำนวณ 2 สมการต่อไปนี้เพื่อหา F_b หาค่า R_e ก่อน จากสมการ (5.8)

$$R_e = (0.01733/0.199) \{[6X200000X0.468]/230\}^{0.50}$$

$$= 5.12 \text{ m}$$

จะเห็นได้ว่าในการคำนวณแทนค่า r ในหน่วย m ก็จะได้ค่า R_eในหน่วย m ด้วย

เนื่องจากค่า radius of curvature ของ upper zone 4.57 m มีค่าน้อยกว่า R_e ดังนั้น สมการ elastic equation for buckling (สมการ 5.7) แทนค่าดังนี้

$$F_b = 0.8*1.0 \{ 230-[(230)^2/(12*200000*0.662)][(0.199*4570)/17.33]^2\}$$

$$= 110.6 \text{ MPa}$$

ถ้า Factored strength ϕR_n คำนวณค่านี้

$$\phi R_n = 110.6*3.522 = 389 \text{ kN/m}$$

เนื่องจากค่า Factor strength ที่ได้มีค่ามากกว่าค่า factor loads , T_F (= 316 kN/m) ดังนั้น แผ่นเหล็กขนาด 3 มม. ก็พอเพียงสำหรับอุปกรณ์ส่วนบน (upper segment) เนื่องจากค่าของช่วงระหว่างค่า Factor strength และค่า Factor load มีค่ามากกว่าช่วงของแรงที่วัดได้ของแผ่นเหล็กขนาด 2 มม. และ 3 มม. ดังนั้นเราไม่จำเป็นต้องทำการคำนวณค่า T_Dใหม่

ข้อสังเกตุที่ควรทราบข้อหนึ่งคือ ความหนาต่ำสุดของแผ่นเหล็กที่มีขนาดลอน 152 x 51 มม. (682 in) ต่อ 3 มม. ซึ่งมีในแคนาดา แต่อเมริกาจะหนาเพียง 2.7 มม. (0.106 in)

ค่า buckling stress ของส่วน side segment ที่มี R = 2.05 m และส่วน bottom segment ที่มี R = 4.57 m สามารถคำนวณได้ดังนี้ จากการที่เราทราบมาว่าค่า F_b ของส่วน bottom segment มีค่ามากกว่า F_b ของส่วน top segment และ side segment ส่วนต่างๆเหล่านี้จะใช้ความหนา 3.0 มม. ถ้าจะใช้ความหนามากกว่านี้ก็ต่อเมื่อมีข้อควรคำนึงถึงอื่นๆ หรือต้องการความแข็งแรงมากกว่านี้

สำหรับค่า nominal seam strength สำหรับแผ่นเหล็กหนา 3 มม. อ่านได้จากรูป 5.9 โดยการจัดวาง bolt ตามแบบ1 เท่ากับ 760 kN/M และค่า ϕ = 0.70 ได้ค่า Factor seam strength = 532 kN/M แต่ค่า thrust load factor = 318 kN/M ดังนั้นจะเห็นว่าแผ่นเหล็กหนา 3 มม. สามารถรับได้

ได้ $$FF = [(5830)^2/(200000*1057.3)]$$

$$= 0.161 \text{ mm/ N}$$

เนื่องจากค่า FF มีค่ามากกว่า 0.114 จึงใช้ไม่ได้ จะเป็นการยากกว่าถ้าใช้แผ่นเหล็กขนาด 3 มม. เราลองใช้ความหนาเป็น 4 มม. มีค่า I = 1457.6 mm^4/mm ได้ FF = 0.117 เห็นว่ายังมากกว่า 0.114 อยู่แต่ค่าก็ใกล้เคียงกันมากอาจอนุโลมให้ใช้ความหนา 4 มม.ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสาร[illegible] ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.1.12 Example 5.2

สำหรับท่อแบบ pipe-arch มีรายละเอียดดังรูป 5.12 ในที่นี้จะออกแบบโดยวิธี OHBDC เราจะสังเกตได้ว่ารูปนี้ไม่ได้ให้แต่ค่ารัศมีความโค้งของแต่ละส่วนเท่านั้นแต่ยังให้ค่ามุมภายในด้วย ส่วน bach fill ที่เลือกใช้ในตัวอย่างนี้จะเหมือนกับตัวอย่าง 5.1 โดยมีค่า E' = 13.0 MPa สำหรับข้อมูลอื่นๆมีดังนี้

span D_h = 9.35 m

Rise D_v = 6.30 m

D_V (2*4.27) = 8.54 m

Top radius , R_C = 9.73 m

Side radius , R_S = 1.58 m

Bottom radius , R_b = 10.59 m

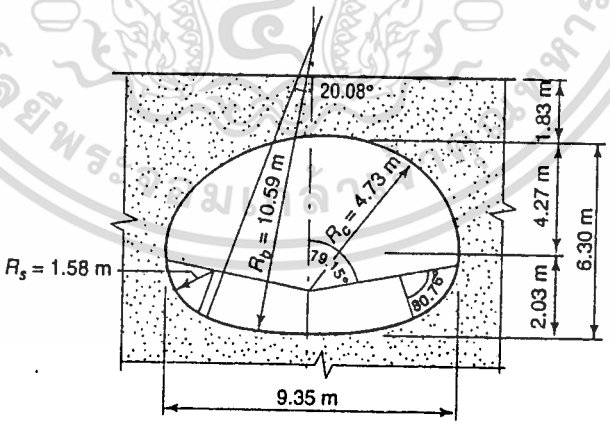
Depth of cover , H = 1.83 m

Modulus of elasticity of steel , E = $2.0*10^5$Mpa

Yield stress of steel . F_y = 230 MPa

Unit weight of soil , γ = 21 kN/m^3

Effective secant modulus of soil , E_s^* = 25 MPa



รูป 5.12

เช่นเดียวกับตัวอย่าง 5.1 จุดประสงค์ของแบบฝึกหัดนี้เพื่อออกแบบผนังอุโมงค์ด้วยเหล็กลอนขนาด 152 *51 มิลลิเมตร ที่ใช้ใสแคนาดา คุณสมบัติของแผ่นเหล็กนี้มีในบทที่ 1 ตาราง 1.3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

จากข้อมูลข้างต้น Dh/Dv = 1.09 และค่า H/Dh = 0:20 จากอัตราส่วนนี้แล้วดูจากกราฟในรูป 4.22 ได้ค่า Af = 1.20 จากรูป 4.1 ได้ค่า W = 545 KN/m. จากสมการ 5.4 ได้ค่า Cs ของแผ่นเหล็กหนา 3.0, 4.0, 5.0, 6.0 และ 7.0 มิลลิเมตร ดังนี้ 0.26, 0.19, 0.16, 0.12 และ 0.11 และจากค่า Cs เหล่านี้เราจะคำนวณหาค่า Td ได้จากสมการ 5.3 ดังนี้ 318, 321, 322, 323 และ 323 KN/m. ตามลำดับ เช่นเดียวกับตัวอย่าง 5.1 ค่าแรง thrust ที่มากที่สุดคือ 323 KN/m จะถูกนำมาใช้ในการคำนวณ ใช้กระบวนการเช่นเดียวกับตัวอย่าง 5.1 ได้ค่า live-load thrust Tl = 39KN/m.

สำหรับค่า α_D และ α_l = 1.25 และ 1.40 ตามลำดับ ได้ค่า T_f ที่คิด factor loads = (1.25X323)+(1.4X39) = 458 KN/m.

ค่า compressive failure stress fb ของส่วนบนจะคำนวณก่อนโดยค่า ρ reduction factor จะคำนวณจาก

$$\rho = (1.83/4.73)^{05} = 0.622 \qquad (5.11)$$

$$Em = 13.0\ \{1-(4.73/\ (4.73+1.83))^{2}\}$$

$$= 6.24\ MPa$$

ในที่นี้เราเลือกความหนา 5 มิลลิเมตร สำหรับส่วน top segment จากคุณสมบัติของวัสดุในบทที่ 1 ตาราง 1.3 นำมาแทนค่าใน สมการ 5.8 และ 5.10 ได้ค่า Re = 4.232 เมตร และ K = 0.23 ในกรณีนี้ R >Re ใช้สมการ 5.6 ได้ค่า fb = 73.66 MPa พื้นที่หน้าตัดของเหล็กหนา 5 มิลลิเมตร คือ 6.149 mm 2 /mm. ดังนั้นจะได้ค่า factored compressive strength = 73.66*6.149 = 453 KN/m เนื่องจากค่าที่ได้มีค่าใกล้เคียงกับค่าแรง thrust เนื่องจาก factored loads คือ 458 KN/m ดังนั้นแผ่นเหล็กหนา 5 มิลลิเมตร ก็เพียงพอสำหรับส่วน top segment

เช่นเดียวกันเราจะพบว่า แผ่นเหล็กหนา 4 มิลลิเมตร ก็พอเพียงสำหรับส่วน side และ bottom segment

สำหรับค่า nominal seam strength ของเหล็กหนา 4 มิลลิเมตร โดยใช้การจัดวาง bolt แบบ 1 มีค่า = 1100 KN/m จากรูป 5.9 ดังนั้นค่า factored seam strength = 0.7X1100 = 770 KN/m ซึ่งมีค่ามากกว่าแรง thrust จาก factored load (458 KN/m) ดังนั้นใช้ได้ สังเกตจากรูป 5.9 การจัดวางดังกล่าวใช้ bolt ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มิลลิเมตร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับการคำนวณค่า stiffness factor , FF ค่า equivalent diameter D จะคำนวณได้โดยการใช้ มุมภายในส่วนโค้ง และรัศมีของความโค้งดังแสดงในรูป 5.12

$$D=(2/\pi)\pi(4.73*79.15+1.58*80.76+10.59*20.08)(\pi/180)$$

$$= 7.94 \text{ เมตร}$$

ค่า moments of inertia ของแผ่นเหล็กขนาด 4 มิลลิเมตร และ 5 มิลลิเมตร คือ 1458 mm4/mm และ 1867 mm4/mm สำหรับค่าเฉลี่ยของ moment of inertia เมื่อเทียบส่วนตามน้ำหนักตามความยาวจะได้ดังนี้

$$I=1867*\pi*79.15+1458*\pi*80.76+1458*\pi*20.08/(\pi*70.15+\pi*80.76+\pi*20.08)$$

$$= 1639 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

จากค่า I เราคำนวณค่า

$$FF = \frac{7420^2}{2.0*10^5*1867.1} = 0.148 \text{ mm/N}$$

ค่า flexibility factor ที่ได้มีค่ามากกว่าค่าที่อนุญาติให้คือ 0.114 mm/N ดังนั้นผู้ออกแบบต้องกำหนดให้มีการใช้ props ค้ำยันชั่วคราวในระหว่างก่อสร้าง หรืออาจจะเพิ่มความหนาของผนังท่อ โดยต้องลองทำการคำนวณใหม่ ซึ่งจะพบว่าต้องใช้ แผ่นเหล็กขนาด 7.0 มิลลิเมตร

5.1.13 Design tables for circular and elliptical pipe

จากตารางที่ 5.3 และ 5.4 จะแบ่งเป็น ความหนาผนังท่อที่ออกแบบตามวิธีของ OHBDC สำหรับท่อ round pipe และ horizontally elliptical pipe ซึ่งมีอัตราส่วน span to rise คือ 1.7 โดยส่วน backfill จะใช้ดิน group I บดอัดให้ได้ 90 เปอร์เซ็น ของค่า standard proctor density จากที่เห็นในตารางเราจะสังเกตได้ว่าค่าความหนาของผนังท่อจะขึ้นกับสภาพ flexibility criterion อย่างไรก็ตามดังที่กล่าวไว้ก่อนหน้านี้ข้อกำหนดนี้ละเมิดได้ แต่ต้องมีการควบคุมดูแลอย่างใกล้ชิด ในระหว่างก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 5.3 Design Table for Round Pipes Designed by the OHBDC

D_h, m	Conduit wall thickness to satisfy flexibility criterion	Segment (see note)	Conduit wall thickness to satisfy the design requirements for the following values of H, mm																
			0.6	0.8	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0	25.0
3.0	3.0 mm	lower													4.0			6.0	
		upper																	
3.5	3.0 mm	lower															6.0	7.0	
		upper																	
4.0	3.0 mm	lower						3.0								6.0	7.0		
		upper																	
4.5	3.0 mm	lower														7.0			
		upper																	
5.0	4.0 mm	lower													6.0				
		upper																	
5.5	4.0 mm	lower													7.0				
		upper																	
6.0	5.0 mm	lower												6.0					
		upper																	
6.5	5.0 mm	lower												6.0	7.0				
		upper																	
7.0	6.0 mm	lower											6.0						
		upper																	
7.5	7.0 mm	lower											7.0						
		upper																	
8.0	No thickness satisfies the flexibility criterion	lower										6.0	7.0						
		upper																	
8.5		lower										6.0							
		upper																	
9.0		lower										6.0	7.0						
		upper																	

Depth of cover unsuitable

No thickness satisfies the design requirements

NOTE: "Lower segment" includes side and bottom segments of the conduit wall.

ตาราง 5.3

5.2 AASHTO Method

The American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) ได้แบ่ง soil-steel bridge ออกเป็น 2 กลุ่ม เป็นโครงสร้างที่ใช้และไม่ใช้เทคนิคพิเศษ ซึ่งจะช่วยเพิ่มความสามารถทางพฤติกรรมและความคงทนถาวร ซึ่งเทคนิคต่างๆ เช่น

1. continous longitudinal stiffeners ทั้งที่เป็นเหล็ก และ คอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งติดอยู่แต่ละข้างของส่วน top arc

2. frequently spaced transverse stiffeners ที่ติดอยู่บน top arc

special feature เหล่านี้แสดงอยู่ในรูป 5.13

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 5.4 Design Table for Horizontal Elliptical Pipes with Span/Rise Ratio = 1.7, Designed by the OHBDC

D_h, m	Conduit wall thickness to satisfy flexibility criterion	Segment (see note)	Conduit wall thickness to satisfy the design requirements for the following values of H, mm															
			0.6	0.8	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0	25.0
3.0	3.0 mm	lower														5.0	5.0	5.0	6.0
		upper																	
3.5	3.0 mm	lower																6.0	7.0
		upper																	
4.0	3.0 mm	lower															6.0		
		upper																	
4.5	3.0 mm	lower								3.0								7.0	
		upper																	
5.0	3.0 mm	lower															7.0		
		upper																	
5.5	3.0 mm	lower														6.0	7.0		
		upper																	
6.0	3.0 mm	lower																	
		upper																	
6.5	4.0 mm	lower														7.0			
		upper																	
7.0	4.0 mm	lower													6.0				
		upper																	
7.5	5.0 mm	lower													7.0				
		upper																	
8.0	5.0 mm	lower	Depth of cover unsuitable																
		upper																	
8.5	6.0 mm	lower																	
		upper										6.0							
9.0	6.0 mm	lower																	
		upper										7.0							

No thickness satisfies the design requirements

NOTE: "Lower segment" includes side and bottom segments of the conduit wall.

ตาราง 5.4

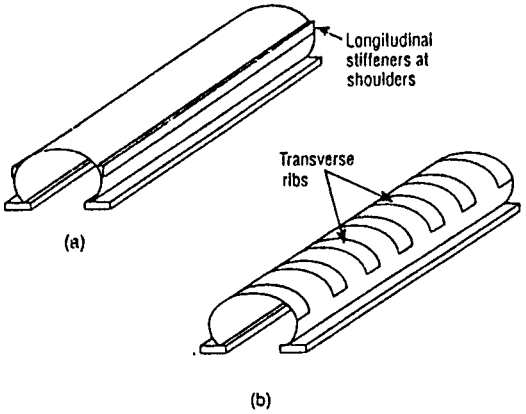
ดังจะได้กล่าวในช่วงต่อไป การออกแบบ structural design ของ soil-steel bridge ที่มีการใช้ special feature จะมีเงื่อนไขเล็กน้อย เพิ่มขึ้นในขั้นตอนการคำนวณ ซึ่งใจความของมันจะนำไปสู่การเลือกความหนาของผนังท่อจากตาราง

ในขณะที่ข้อกำหนดของ AASHTO อนุญาติให้ใช้ทั้ง working-stress และ load factor เป็นวิธีในการออกแบบ ในที่นี้จะแสดงเฉพาะที่ใช้วิธี load factor เท่านั้น

ในบทบัญญัติของ AASHTO ฉบับปัจจุบันในส่วนหลักๆจะใช้หน่วยอย่างที่เคยใช้ใน U.S. แต่ในส่วนนี้จะใช้ทั้ง 2 ระบบ ซึ่งทำเพื่อประโยชน์ส่วนรวมตามที่มีผู้ร้องเรียน เพื่อความสะดวกในการเปรียบเทียบกับการออกแบบที่ใช้วิธีอื่นๆ

ตัวแปรบางตัวที่ AASHTO ต้องใช้ในการออกแบบ soil-steel bridge ยังไม่มีความแน่นอน จึงยังต้องอาศัยการตีความ ตัวแปรเหล่านี้ และอื่นๆที่ AASHTO ต้องการได้มีการแปลและนำเสนอตามรูปแบบที่ประกอบด้วยวิธีของ OHBDC ที่แสดงในหัวข้อ 5.1

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 5.13

5.2.1 Design criteria

แนวความคิดการออกแบบของ AASHTO จะคล้ายกันกับของ OHBDC คือในการออกแบบจะไม่คำนึงถึง bending moment จะคำนึงถึงแต่เฉพาะ dead load และ live load ผนังท่อจะออกแบบให้สามารถต้านทานการพัง 3 แบบดังนี้

1. faikure by crushing
2. failure by buckling
3. failure by longitudinal seams

เกณฑ์ทางโครงสร้างของ AASHTO จะเหมือนกับ การออกแบบวิธี load factor เขียนสมการได้ดังนี้

$$\phi R_n \geq \alpha_L L(1+DLA) + \alpha_D D$$

เมื่อ ϕ = capacity modification Factor ,มีค่าประมาณ 0.67

R_n = ความสามารถในการต้านทานการพังของผนังอุโมงค์ภายใต้ข้อกำหนด

α_L = ค่า live load Factor มีค่าประมาณ 2.17

α_D = ค่า load factor ของ dead load ที่เกิดจากดินที่ทับอยู่ด้านบนมีค่าประมาณ 1.95

L = แรง thrust ที่เกิดจาก live load

DLA = ตัวแปรประกอบเนื่องจากแรงกระแทก

D = แรง thrust ที่เกิดจาก dead load

มีข้อสังเกตคือแรง thrust ของผนังอุโมงค์ที่มีการปรับค่าแล้ว จะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับตัว load factor T_L ในข้อกำหนดของ AASHTO ซึ่งคือ

$$T_1 = \alpha_L L(1+DLA) + \alpha_D D \qquad (5.17)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.2.2 Conduit wall thrust

ค่า factored conduit wall thrust T_L จะคำนวณได้ตามทฤษฎี ring compression ซึ่งเป็นดังนี้

$$T_1 = 0.5\{\alpha_L(1+DLA)P_L + \alpha_D P_D\}D_H \qquad (5.18)$$

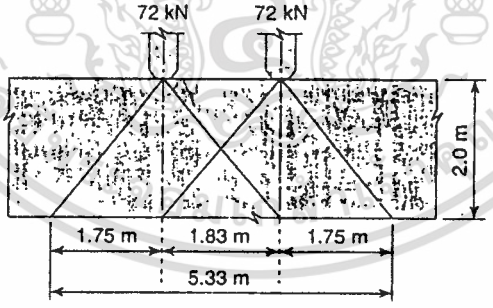
โดยค่า P_L และ P_D ค่าแรงดันกระจายเทียบเท่าที่ระดับ crown level ซึ่งเกิดจาก dead load และ live load

ค่าแรงดัน P_D คือแรงดัน overburden ที่ระดับ crown โดยเฉพาะพวกดินมวลหยาบ

$$P_D = \gamma H \qquad (5.19)$$

γ คือค่าความหนาแน่นของดินและค่า H คือระดับความลึก ในกรณีที่มีการทำ Pavement ให้ไว้ค่าน้ำหนักต่อพื้นที่บวกเข้าไปกับค่า γH เพื่อให้ได้ค่า P_D

ค่า equivalent live-load pressure P_L จะคำนวณโดยสมมติให้น้ำหนักจากล้อกระจายลงบนพื้นที่สี่เหลี่ยม โดยจะยื่นออกไปแต่ละข้างเป็นความยาว 1.75 เท่าของความสูง H (รูปที่ 5.14) ถ้าพื้นที่มีการซ้อนทับจากน้ำหนักของหลายล้อ น้ำหนักทั้งหมดจะถูกสมมติให้กระจายอย่างสม่ำเสมอตลอดพื้นที่ที่กำหนด โดยขอบเขตอันนอกของแต่ละพื้นที่ แต่วิธีนี้จะใช้ได้เมื่อค่า H มากกว่า 0.61 เมตร(2 ฟุต)



รูปที่ 5.14

แรงกระแทกหรือ dynamics load ที่อนุญาต DLA จะถูกกำหนดให้มีค่าเป็น 0 เมื่อค่า depth of cover H มีค่ามากกว่า 0.91 เมตร(3 ฟุต) ถ้าค่า H น้อยกว่า 0.91 เมตร

$$DLA = \frac{50}{D_h + 125} \qquad (5.20)$$

โดยค่า conduit span D_h อยู่ในหน่วยฟุต

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.2.3 Crushing stress

ถ้าเราต้องการป้องกันการพังของผนังอุโมงค์เนื่องจากกากร crushing ต้องมีข้อกำหนดดังนี้

$$\phi A f_y \geq T_l \qquad (5.21)$$

โดยค่า ϕ=0.67 ,A คือพื้นที่หน้าตัดของผนังอุโมงค์ต่อหน่วยความยาวและค่า f_y คือค่า specified minimum yield stress ของเหล็กผนังอุโมงค์

5.2.4 Buckling stress

ผนังอุโมงค์ต้องมีการตรวจสอบสำหรับการพังเนื่องจาก buckling โดยสมการ

$$\phi A f_b \geq T_l \qquad (5.22)$$

ซึ่งค่า f_b คือค่า buckling stress ซึ่งกำหนดโดยสมการสองสมการที่สัมพันธ์กันนี้ ตัวแปรอื่น ๆ ได้กล่าวไว้แล้วก่อนหน้านี้

$$f_b = \frac{12E}{(KD_h / r)^2} \quad \text{for } D_h \geq \bar{D}_h \qquad (5.23)$$

$$f_b = f_U - \frac{f_U^{\,2}}{48E}\left(\frac{KD_D}{r}\right)^2 \quad \text{for } D_h \leq \bar{D}_h \qquad (5.24)$$

ซึ่ง

$$\bar{D}_h = \frac{r}{K}\left\{\frac{24E}{f_U}\right\}^{0.5} \qquad (5.25)$$

เมื่อ f_u = specified minimum ultimate stress ของเหล็กผนังอุโมงค์

K = soil stiffness factor ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.22

D_h = span ของอุโมงค์

E = modulus of elasticity ของเหล็กผนังอุโมงค์

r = radius of gyration ของ corrugation profile

* ค่า ϕ = 0.67

5.2.5 Seam strength

กำลังรับแรงทางรอบต่อด้านข้าง S_s มีกำหนดดังนี้

$$\phi S_S \geq T_l \qquad (5.26)$$

ค่า ϕ เท่ากับ 0.67 ค่า S_s มีในตารางที่ 4.1 (บทที่ 4) ซึ่งกำหนดลักษณะการจัดวาง bolt และความหนาของไว้หลายแบบหลายขนาดโดยค่านี้จะมีค่าใกล้เคียงกับค่า S_s ที่กำหนดโดย OHBDC ที่มีในรูป 5.9 การจัดวาง bolt แบบ 2 และ 3 ตัวตัวลอน คือการจัดแบบ 1 และแบบ 2 ตามรูป

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5.2.6 Handling stiffness

ตามข้อกำหนดของ AASHTO จะกำหนดให้ค่าของ flexibility factor , FF ต้องมีค่าไม่เกิน 0.171 mm/N (0.03 in/lb) สำหรับโครงสร้างแบบ arches และ pipe arches และ 0.114 mm/N (0.02 in/lb) สำหรับโครงสร้างแบบอื่นๆ ค่า FF คำนวณได้จาก

$$FF = \frac{D^2_h}{EI} \qquad (5.27)$$

โดย I คือค่า moment of inertia ของผนังอุโมงค์ต่อหน่วยความยาว ตัวแปรอื่นๆ ได้กล่าวไว้แล้วก่อนหน้านี้ สมการ 5.27 จะคล้ายกับ สมการ 5.15 ที่กำหนดโดย OHBDC โดยที่แตกต่างกันก็คือ สำหรับอุโมงค์ที่เป็นทรงกลม D จะเป็นเส้นผ่านศูนย์กลางเทียบเท่าซึ่งคำนวณได้จากเส้นรอบรูปหารด้วย π แต่ในสมการ 5.27 จะใช้ค่า span แทนค่า D

5.2.7 Back Fill

ส่วน engineered backfill ของโครงสร้างที่มีค่า depth of cover น้อยกว่าหรือเท่ากับ 3.66 เมตร (12 ฟุต) ดินที่ใช้ต้องเป็นดินประเภท A-1 , A-3 , A-2-4 และ A-2-5 ตามที่ระบุไว้ในตารางที่ 7.5 ตัวโครงสร้างใดมีค่า H มากกว่านี้ ดินจะจำกัดให้ใช้ได้เพียงชนิด A-1 และ A-3 โดยการบดอัดต้องทำให้ได้ค่าอย่างน้อย 90 % ของค่า standard factor หรือ AASHTO T180

AASHTO ไม่ได้กำหนดเกี่ยวกับระยะขยายของการทำ structure backfill ไว้อย่างชัดเจน แต่ตามที่เคยสร้างกันมา จะขยายไปทางข้างไม่น้อยกว่า 1.83 เมตร (6 ฟุต) และ ทางบน 0.61 ถึง 1.22 เมตร (2-4 ฟุต) ด้านบน

5.2.8 Structures with and without special features

Soil-stell bridge ที่ไม่ใช้ special features ตามที่ระบุไว้ใน AASHTO คือ structural plate pipe structures โครงสร้างประเภทนี้จะมีข้อกำหนดต่างๆ ตามที่กำหนดไว้ก่อนหน้านี้ มีข้อกำหนดเพิ่มเติมคือค่า depth of cover ต้องมากกว่า 0.3 เมตร (12 นิ้ว) และ $D_h/8$ ตามข้อกำหนดดังนี้ ความหนาของ pavment ไม่รวมอยู่ใน ช่วง depth of cover ยกเว้นถ้า pavement นั้น rigid

เนื่องจาก soil steel bridge ที่มี span กว้าง ๆ จะไม่สามารถวิเคราะห์การ buchling และ flexibility ตามข้อกำหนดที่กล่าวมาในตอนต้นของบทนี้จึงต้องทำให้แข็งแรงขึ้นโดยใช้วิธีตามที่แสดงไว้ในรูป 5.13 ซึ่งจะเรียกว่า long-span structural plate structures ผนังอุโมงค์ของโครงสร้างนี้จะถูกยกเว้นจากข้อกำหนดเกี่ยวกับ buckling และ flexibility แต่ส่วนบนของท่อต้องมีความหนาอย่างน้อยตามที่ระบุไว้ในตารางที่ 5.5 จะขึ้นอยู่กับรัศมีความ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

โค้ง และส่วนล่างของท่อ ต้องออกแบบให้ป้องกันการพังเนื่องจาก crushing และกำลังของรอยต่อด้านข้าง ต้องนำมาคำนวณที่ส่วนบนและส่วนล่างของท่อ

ค่า depth of cover สำหรับโครงสร้างที่มีช่วง span กว้างมาก ๆ น้อยสุดที่ยอมให้จะขึ้นอยู่กับความหนาของส่วนบนของท่อ และรัศมีความโค้งของมัน ซึ่งมีอยู่ในตารางที่ 5.6 ถ้าโครงสร้างมีการใช้ transverse stiffeners การเลือกใช้ค่าความหนาในตารางต้องเพิ่มขึ้นโดยจะเพิ่มขึ้นน้อยกว่าหรือเท่ากับที่ค่า moment of inertia ที่เพิ่มขึ้นจริง

สำหรับโครงสร้างแบบ long-span จะมีอัตราส่วนของรัศมีของส่วน top และ side ไม่น้อยกว่า 2 และไม่มากกว่า 5

5.2.9 ตัวอย่าง 5.3

จากโครงสร้างในตัวอย่าง 5.1 จะออกแบบโดยวิธี OHBDC ในที่นี้จะออกแบบโดยใช้วิธี AASHTO โดยใช้ข้อกำหนด HS20 สำหรับน้ำหนักกระทำ โดยหน้าตัดของโครงสร้างดังแสดงในรูป 5.11 และข้อมูลอื่น ๆ ที่จำเป็นในการคำนวณ ได้นำมาเขียนซ้ำไว้ในที่นี้แล้ว โดยมีหน่วยทั้งสองระบบ

TABLE 5.5 Minimum Thickness of the Top Arc of the Pipe of "Long-Span Structural Plate Structures," required by AASHTO Specifications

R, in m (ft)	4.572 (15)	4.572–5.182 (15–17)	5.182–6.096 (17–20)	6.096–7.010 (20–23)	7.010–7.620 (23–25)
Minimum conduit wall thickness, mm (in)	2.77 (0.109)	3.51 (0.138)	4.27 (0.168)	5.54 (0.218)	6.32 (0.249)

ตารางที่ 5.5

TABLE 5.6 Minimum Depth of Cover for "Long-Span Structural Plate Structures," required by AASHTO Specifications

Conduit wall thickness of top arc mm (in)	Minimum depth of cover in m (ft) corresponding to R, in m (ft) =				
	4.572 (15)	4.572–5.182 (15–17)	5.182–6.096 (17–20)	6.096–7.011 (20–23)	7.010–7.620 (23–25)
(0.109)	2.77 (2.5)	0.762			
3.51 (0.138)	0.762 (2.5)	0.914 (3.0)			
4.27 (0.168)	0.762 (2.5)	0.914 (3.0)	0.914 (3.0)		
4.78 (0.188)	0.761 (2.5)	0.914 (3.0)	0.914 (3.0)		
5.54 (0.218)	0.610 (2.0)	0.762 (2.5)	0.762 (2.5)	0.914 (3.0)	
6.32 (0.249)	0.610 (2.0)	0.610 (2.0)	0.762 (2.5)	0.914 (3.0)	1.219 (4.0)
7.11 (0.280)	0.610 (2.0)	0.610 (2.0)	0.762 (2.5)	0.914 (3.0)	1.219 (4.0)

ตารางที่ 5.6

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในที่นี้จะออกแบบโดยใช้ corrugated steel ที่มีขนาดลอน 152 * 51mm (6*2นิ้ว) และมีความหนาตามที่ปรากฏในสหรัฐอเมริกา ซึ่งมีระบุไว้ในตาราง 1.2 บทที่ 1

สำหรับการคำนวณค่า conduit wall thrust, P_D จะคำนวณโดยใช้สมการ 5.19

$$P_D = 21.0 * 2.0 = 42.0 KN/m^2 (879 lb/ft^3)$$

ดังที่เห็นในรูป 5.14 แรงในแนวแกน 144 kN (32 kip) ซึ่งเกิดจากมาตรฐาน HS20 ดังที่แสดงในรูป 4.4a จะมีการกระจายแรงออกตลอดความลึก 2.0 เมตร (6.56ฟุต) กลายเป็นความยาว 5.33 เมตร (17.49ฟุต) โดยวัดในทิศทางแนวยาวของอุโมงค์ ส่วนในแนวขวางความยาวของพื้นที่ที่ระดับ crown คือ 1.75 * 2.0 = 3.5 เมตร (11.48ฟุต) ดังนั้นจะได้

$$P_L = \frac{144}{5.33 * 3.5} = 7.7 kN/m^2 (159 lb/ft^3)$$

เนื่องจากค่า depth of cover มากกว่า 0.91 เมตร(3ฟุต) , DLA = 0 จากสมการ 5.18 ได้ค่าแรงดันthrustอันเนื่องมากจากน้ำหนักกระทำที่ปรับค่าแล้วจะมีค่าดังนี้

$$T = 0.5((2.171 * 7.7) + (1.95 * 42.0))6.77$$

$$= 333.8 kN/m^2 = 333.8 N/mm (22.9 kips/ft)$$

จากสมการ 5.21 ค่าน้อยสุดของพื้นที่ A ที่ใช้ในการคำนวณ crushing stress มีค่าดังนี้

$$A = \frac{333.8}{0.67 * 230} = 2.166 mm^2/mm (0.085 in^2/in)$$

ดังจะเห็นได้จากตาราง 1.2 แผ่นเหล็กขนาดบางที่สุดคือ 2.7mm (0.106นิ้ว) มีพื้นที่หน้าตัด 3.293 ตารางมิลลิเมตร/มิลลิเมตร(0.130ตารางนิ้ว/นิ้ว) จะเห็นได้ว่าแผ่นเหล็กขนาดบางที่สุดก็สามารถรับการพังแบบ crushing ได้

ตรวจสอบการพังเนื่องจาก buckling จากตารางที่ 1.2 แผ่นเหล็กขนาด 2.7 มิลลิเมตร(0.106นิ้ว) มีค่า γ เท่ากับ 17.32 มิลลิเมตร(0.681นิ้ว) สำหรับค่า K เท่ากับ 0.22 ได้สมการ 5.25 ดังนี้

เนื่องจากค่า D_h น้อยกว่า D_h ใช้สมการ 5.24 ในการคำนวณ buchling stress

$$f_b = 314 - \frac{314^2}{48 * 2.0 * 10^5} \left\{ \frac{0.22 * 6770}{17.32} \right\}^2$$

$$= 238 MPa (34.5 ksi)$$

จะเห็นได้ว่าค่า buckling stress ที่สามารถรับได้มีค่ามากกว่าค่า yield stress เช่นเดียวกับ crushing stress ดังนั้นจึงสรุปได้ว่าแผ่นเหล็กขนาด 2.7 มิลลิเมตร(0.106นิ้ว) เพียงพอแก่ความต้องการ buckling stress

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการตรวจสอบ stiffness for handling ของท่อ ค่า flexibility FF จะคำนวณได้จากสมการ 5.27 สำหรับขนาด 2.7 มิลลิเมตร(0.106นิ้ว) มี I เท่ากับ 990.4 mm ^{4}/ mm(10.060in^4/in) ซึ่งได้ค่ามาจากตารางที่ 1.2

$$FF = \frac{6770^2}{2.0*10^5*990.1} = 0.23mm/N(0.04in/lb)$$

เนื่องจากค่า FF ที่ได้มีค่ามากกว่า 0.114 mm/N(0.02 in/lb) ความหนาขนาดนี้จึงใช้ไม่ได้ ค่า I น้อยที่สุดที่จะใช้ได้คือ

$$I = \frac{6770^2}{0.114*2.0*10^5}$$

จากตารางที่ 1.4 จะเห็นได้ว่าความหนาต่ำสุดที่มีค่า I มากกกว่าค่าที่คำนวณได้คือ 5.4 mm (0.213 in)

5.2.10 ตัวอย่าง 5.4

สำหรับโครงสร้างชนิด pipe-arch ในตัวอย่าง 5.2 ออกแบบโดยวิธี OHBDC ดังแสดงในรูป 5.12 ในตัวอย่างนี้จะออกแบบโดยใช้ข้อกำหนดของ AASHTO โดยใช้มาตรฐานแบบ HS20 ตัวแปรที่เกี่ยวข้องที่ใช้ในการคำนวณดังนี้

Span D_h = 9.35m(30.ft8in)

Depth of cover H = 1.83m(6ft)

Modulus of elasticity of steel E = 2.0*10^5 mpa(29000 ksi)

Yield stress of steel ,f_y = 230Mpa (33.4ksi)

Ultimate stress of steel , f_u = 314 MPa (45.5ksi)

Unit weight of soil ,γ = 21kN/m^2 (134lb/ft^2)

ในการออกแบบความหนาโดยใช้ 152 * 51mm corrugated plate สำหรับส่วน top side bottom ของท่อ pipe arch ลำดับขั้นตอนและวิธีการในการคำนวณได้อธิบายไว้ในตัวอย่าง 5.3 แล้ว ในที่นี้ จะไม่มีคำอธิบายที่ละเอียดนัก

$$A = \frac{416.0}{0.67*230} = 2.70mm^2/mm(0.106in^2/in)$$

$$P_D = 21*1.83 = 38.43kN/m^2(804lb/ft^2)$$

$$P_L = \frac{144}{4.42*5.03} = 6.47kN/m^2(135lb/ft^2)$$

$$T_l = 0.5\{(2.171*6.47)+(1.95*38.43)\}9.35$$

= 416.0 kN/m(28.5kiips/ft)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่า minimum area A ที่ใช้สำหรับการออกแบบ crushing strength (สมการ 5.21) มีค่าดังนี้

$$A = \frac{416.0}{0.67*230} = 2.70 mm^2/mm (0.106 in^2/in)$$

$$f_b = 314 - \frac{314^2}{48*2.0*10^5}\left\{\frac{0.22*9350}{17.32}\right\}$$

=169MPa(24.52ksi)

แผ่นเหล็กบางที่สุดขนาด 2.77 mm (0.106 นิ้ว) มีพื้นที่หน้าตัดเท่ากับ 3.293 mm^2/mm (0.130in^2/in) ซึ่งเพียงพอ ต่อไปตรวจสอบ buckling stregth

จากการคำนวณในตัวอย่าง 5.3 D_N เท่ากับ 9.733เมตร (31.93ฟุต) เนื่องมาจาก D_N น้อยกว่า D_N ใช้สมการ 5.4 ในการคำนวณ f_b

$$f_b = 314 - \frac{314^2}{48*2.0*10^5}\left\{\frac{0.22*9350}{17.32}\right\}$$

= 169MPa (24.52ksi)

ได้ค่า Factored buckling stress = 0.67*169=113.23 Mpa (16.42ksi)

ดังนั้นค่า stress อันเนื่องมาจาก T_L = 416.0/3.293 = 126 Mpa (18.32ksi) เนื่องสมการ 5.12 ไม่ผ่านความหนาที่จะให้ต่อไปคือ 3.51 mm (0.138 in) นำมาลองดูใหม่โดยการคำนวณในสมการเดิมจะพบว่าขนาดความหนานี้พอเพียงแก่ค่า buckling strength การตรวจสอบ seam strength สมการ 5.26 พบว่าความหนานี้พอเพียงแม้กระทั่งการจัดวาง bolt แบบ 1 ซึ่งอ่อนแอที่สุด

ค่า flexibility factor ของแผ่นเหล็กหนา 3.51 mm จะคำนวณจากสมการ 5.27

$$FF = 9350^2/(2.0*10^5*1280.9) = 0.341 mm/N (0.60 in/lb)$$

ค่า FF ของแผ่นเหล็กที่มีความหนา 3.51 mm มากกว่าค่าสูงสุดที่อนุญาตคือ 0.171 mm/N (0.03in/lb) ดังนั้นจึงต้องใช้ความหนามากกว่านี้ จะพบว่าต้องใช้ความหนาถึง 7.0 mm (0.276in)

5.3 Duncan Method

โดยพื้นฐานวิธี duncan method จะใช้ออกแบบกับ corrugate aluminium sheet แต่ก็สามารถนำมาประยุกต์ใช้กับการออกแบบ soil steel bridge โดยข้อที่แตกต่างจากวิธี ontario

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และ AASHTO คือจะไม่คำนึงถึงการพังของผนังอุโมงค์อันเนื่องมาจาก buckling และจะมีการควบคุมการออกแบบการเสียรูปของ plastic hinges เมื่อค่า depth of cover มีค่าน้อย และควบคุมการ yield เนื่องจากแรงในแนวแกน เมื่อค่า depth of cover มีค่ามากโดยจะมีส่วนคล้ายกับสองวิธีก่อนหน้านี้ ซึ่งวิธี duncan จะอยู่บนพื้นฐานเฉพาะ live load, dead load และ soil load

วิธี duncan จะอยู่บนพื้นฐานของการเข้าถึง working stress design โดยรูปแบบของวิธีจะสามารถเปลี่ยนให้ใกล้เคียงกับการออกแบบ โดยใช้ load factor และ resistance factor

5.3.1 Construction Stage

ในการออกแบบจะออกแบบเป็น 2 สภาพ สภาพแรกคือสภาพในระหว่างการก่อสร้างโดยดินถมถึงระดับ crown H = 0 ในสภาพนี้ bending moment M และ thrust T ในผนังอุโมงค์ จะไม่คำนึงถึง live load ดังนี้

$$M = R_B K_{m1} \gamma D_h^3$$
$$T = K_{p1} \gamma D_h^2 \qquad (5.28),(5.29)$$

โดยค่า R_B, K_{M1}และ K_{P1} คำนวณจากสมการ 4.8,4.6 และ 4.10 ตามลำดับ D_h คือ conduit span H คือค่า depth of cover

5.3.2 Completed structure

สภาพในการออกแบบโครงสร้างที่ 2 คือสภาพ back fill ถึงระดับสุดท้าย โดยในสภาพนี้ จะมีการคิด live load ด้วยค่า moment M และ thrust T ในผนังอุโมงค์คำนวณดังนี้

$$M = R_B (K_{m1} \gamma D_h^3 - K_{m2} \gamma D_h^2 H) + R_L K_{m3} D_h LL$$
$$T = K_{p1} \gamma D_h^2 + K_{p2} \gamma H D_h + K_{p3} LL \qquad (5.30),(5.31)$$

โดยค่า R_B, K_{M1} และ K_{P2} คำนวณได้จากสมการ 4.8, 4.6 และ 4.10 และ K_{M2}, K_{M3}, K_{P2} และ K_{P3} ได้จากสมการ 4.7, 4.34, 4.11 และ 4.31 ตามลำดับ ค่าของ live load LL เทียบเท่ากับ HS20 ของ AASHTO มีอยู่ในตาราง 4.2 โดยขึ้นกับค่า depth of cover

5.3.3 Safety Factor

ค่า safety factor มีเพื่อป้องกันการเสียรูปของ plastic hinges สำหรับสภาพการก่อสร้างและมีค่า depth of cover ไม่มาก SF ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า 1.15 ค่า SF สามารถคำนวณได้จาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$SF = \frac{0.5P_p}{T}\left\{\left[\left(\frac{M}{M_p}\right)^2\left(\frac{P_p}{T}\right)^2 + 4\right]^{0.5} - \left(\frac{M}{M_p}\right)\left(\frac{P_p}{T}\right)\right\} \qquad (5.32)$$

โดยค่า P_p คือค่า full plastic arial force capacity ของผนังอุโมงค์ซึ่งไม่มี moment กระทำ และ M_p คือ full plastic moment capacity โดยไม่มีแรงในแนวแกนกระทำ

สำหรับในเรื่อง crushing failure ของผนังอุโมงค์ที่มีค่า depth of cover มาก ๆ จะใช้ค่า safety factor เท่ากับ 1.5 ซึ่งใช้ในเรื่อง failure of longtitudinal seam ด้วย

จาก ref.3 ค่า SF เท่ากับ 1.65 จะใช้ในการออกแบบเพื่อป้องกัน formation of plastic hinges แล้วค่า actual safety margin จะมีค่ามากกว่าค่าที่มาจากการสมมติ เนื่องจากเหตุผล 3 ข้อดังนี้

1. Formation of a single plastic hinge, even in an arch with pinned ends, is not enough for the failure of the pipe.

2. Even after several plastic hinges have developed in the conduit wall, the whole sturcture does not become unstable, because of the presence of the soil support with restrains the deformation of the pipe.

3. Since steel hardness after yielding the arial thrust and movement capacity of the conduit wall calculate by using f_y are expect to be lower-bound estimate of the actual respective capacities.

วิธีการออกแบบของ duncan นี้มีข้อสมมติฐานคือส่วน back fill จะประกอบด้วยวัสดุที่มีคุณภาพดี มีการตละดี และมีการบดอัดอย่างพอเพียง

5.3.4 ตัวอย่าง 5.5

ในตัวอย่างนี้จะใช้โครงสร้างเดียวกับที่ใช้ในตัวอย่างที่ 5.1 และ 5.3 แต่จะนำมาออกแบบด้วยวิธี duncan ข้อมูลเบื้องต้นได้ให้ไว้แล้วใน 2 ตัวอย่างก่อนหน้านี้ มีข้อมูลเพิ่มคือจากข้อกำหนดของ duncan ค่า secant modulus of well compacted, well-graded backfill of granular material มีค่าเท่ากับ 4.6 Mpa (100 kips/ft^2)

ค่าอัตราส่วน $H/D_h = 2.00/6.77 = 0.30$ เนื่องจากค่าอัตราส่วนมากกว่า 0.25 ดังนั้นเราต้องคำนวณ moment และ thrust เฉพาะช่วง construction stage ส่วนช่วง completed structure จะคำนวณเฉพาะ thrust

เราเลือกใช้แผ่นเหล็กขนาด หนา 3.4 mm จากตารางที่ 1.2 ได้ $I = 1280.9$ mm^4/mm $A = 4.240$ mm^2/mm ค่าตัวแปรต่าง ๆ ที่ต้องใช้ในการคำนวณในวิธี duncan ได้แสดงให้เห็นในวิธีข้างล่างต่อไปนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$N_f = \frac{4.6 * 6770^3}{200000 * 1280.9}$$

$$K_{m1} = 0.0009$$

$$K_{p1} = 0.21 * 2.442 / 2.0$$

$$K_{p2} = 0.90 - 0.50 * 2.44 / 6.77$$

$$K_{p3} = 1.25 - 0.3 = 0.95$$

$$R_B = 0.80 + 1.33\left\{\frac{2.44}{6.77} - 0.35\right\}$$

$$= 0.8139$$

ค่า 1.2 ในสมการข้างบนคือค่า shape factor ของ corrugation profile

ค่าความสามารถของหน้าตัดผนังอุโมงค์ที่เลือกจะนำมาตรวจสอบสำหรับช่วง construction stage ด้วยสมการ 5.28 และ 5.29 ดังนี้

$$M=0.8139*0.0009*21.0*6.77^3$$

$$=4.77kN*m/m(1.07kip*ft/ft)$$

$$T=0.2562*21.0*6.77^2$$

$$=246.6kN/m(16.9kip/ft)$$

ค่าอัตราส่วน T/P_p และ M/Mp เท่ากับ 346.6/9.572 (=0.253) และ 4.77/13.87 (=0.344) ตามลำดับ ดังนั้น ค่า safety factor SF สำหรับช่วง consturction stage มีค่าเท่ากับ(5.31)

$$SF=(0.5/0.253)\{[(0.344/0.253)^2+4]^{0.5}-(0.344/0.253)\}$$

$$=2.09$$

จากค่า SF ที่ได้ มีค่ามากกว่าค่าน้อยสุดที่ยอมให้คือ 1.65 ดังนั้น หน้าตัดที่เลือกใช้ในช่วง construction stage ได้ ต่อไปจะทำการตรวจสอบสำหรับช่วง complete structure ซึ่งมีค่า H เท่ากับ 2.0 เมตร (6.56 ฟุต) จากตาราง 4.2 บทที่ 4 จากค่า H เท่ากับ 2 ได้ LL เท่ากับ 36.5 kN/m (2.5 kip/ft) จากสมการ 5.3 ได้

$$T=(0.2562*21.0*6.77^2)+(0.7198*21.0*2.0*6.77)+(0.95*36.5)$$

$$=485.9\ kN/m(33.3kip/ft)$$

จากที่กล่าวไว้ข้างต้น โครงสร้างชิ้นสุดท้ายต้องอยู่ภายใต้ข้อกำหนด H/D_h มากกว่า 0.25 เนื่องจากเราจะถือว่าดินที่อยู่ด้านบนมีความลึกมาก ดังนั้นเราจะไม่ต้องคำนวณ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

moment ดังนั้นในกรณีที่ไม่มี moment SF เท่ากับ P_p/T ซึ่งได้มาจากการแทนค่า M = 0 ในสมการ 5.31 ดังนั้น complete stage

$$SF=975.2/485.9$$

$$=2.00$$

เนื่องจากค่า SF ที่ได้มากกว่าค่าต่ำสุดที่ยอมให้คือ 1.50 ดังนั้น หน้าตัดที่เลือกพอเพียงสำหรับสภาพ complete stage และ พอสำหรับ live load แต่ถ้าเราเลือกแผ่นเหล็กขนาดบางลงถัดไปคือ 2.7 mm ก็ยังใช้ได้กับสภาพ complete structure แต่เกือบจะไม่พอที่จะใช้ในช่วง construction stage โดยค่า SF จะคำนวณได้เท่ากับ 1.62 ตามข้อกำหนด SF มากกว่าหรือเท่ากับ 1.65

จากการออกแบบโดยวิธี duncan เราสรุปได้ว่าใช้แผ่นเหล็กขนาด 3.4 mm ทั้งส่วน top side bottom segment

5.3.5 ตัวอย่าง 5.6

จากการคำนวณโครงสร้างในรูป 5.12 โดยใช้วิธีเดียวกับตัวอย่าง 5.5 เราจะพบว่าต้องใช้แผ่นเหล็กหนา 5.4 mm

5.4 Miscellaneous Observations

5.4.1 Comparisons of design methods

ตารางที่ 5.7 เป็นขนาดความหนาของผนังอุโมงค์ที่ได้ออกแบบไว้สำหรับโครงสร้างในรูปที่ 5.11 และ 5.12 ซึ่งได้จากตัวอย่างก่อนหน้านี้โดยพิจารณาถึงข้อกำหนดเกี่ยวกับกำลังความแข็งแรงของผนังอุโมงค์ไปจนถึงโครงสร้างที่เสร็จเรียบร้อย stiffness ของผนังอุโมงค์จากตารางจะสามารถเห็นความแตกต่างของผลการใช้วิธีต่าง ๆ ถ้าเรารู้เหตุผลของความแตกต่างนี้ อาจช่วยให้เราทราบจุดแข็งและจุดอ่อนของแต่ละวิธี

วิธี AASHTO และ duncan ไม่จำเป็นต้องทำการออกแบบในแต่ละส่วนให้แตกต่างกัน จากเหตุผลนี้ ทำให้ความหนาของผนังอุโมงค์เท่ากันตลอด ในตัวอย่าง ส่วน top มักจะหนากว่าส่วนอื่นหรืออาจใช้ transverse stiffener หรือคือ special featuress ตามข้อกำหนดของ AASHTO จากตัวอย่างจะเห็นว่า เราจะใช้ข้อกำหนดของ OHBDC เมื่อกำลังของส่วน top คำนวณแตกต่างกันออกไป

ข้อกำหนดเกี่ยวกับ handling stiffness ของ OHBDC และ AASHTO ต่างกันเพียงเล็กน้อย ส่วนวิธี duncan ไม่ใช้ค่า stiffness วิธี OHBDC และ AASHTO กำหนดให้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

พิจารณา stiffness ในขั้นตอนการทำ backfill ส่วนวิธี duncan จะพิจารณา ..... การถมถึงระดับ crown

TABLE 5.7 Comparison of Conduit Wall Thicknesses Designed by Different Methods

Fig.	Example	Method	Thickness in mm for strength design of: Top segment	Side segment	Bottom segment	Thickness for handling
5.11	5.1	OHBDC	3.0	3.0	3.0	4.0
	5.3	AASHTO	2.7	2.7	2.7	5.4
	5.5	Duncan	3.4	3.4	3.4	3.4
5.12	5.2	OHBDC	5.0	4.0	4.0	7.0
	5.4	AASHTO	3.5	3.5	3.5	7.0
	5.6	Duncan	5.4	5.4	5.4	6.2

ตารางที่ 5.7

สิ่งที่ต้องคำนึงถึงตามวิธี OHBDC ก่อนคือ strength design เนื่องจากจะมีผลต่อ กำลังการรับน้ำหนักของส่วน top ของท่อ และจะช่วยประหยัดเหล็ก

ถ้าเราไม่คำนึงถึงค่า handling stiffness มากเท่าไร เราจะเลือกใช้ข้อกำหนดของ OHBDC หรือ AASHTO ก็ได้ แต่ในระหว่างก่อสร้าง ต้องคอยระมัดระวังควบคุมการเสียรูปของท่อให้ดี

5.4.2 CSA Method

ข้อกำหนดของ CSA (.....) ไม่ได้ระบุเฉพาะเจาะจงถึงข้อกำหนดในการออกแบบ soil steel bridge แต่หลักการและทฤษฎีจะคล้ายกับวิธี OHBDC ในการออกแบบจะใช้น้ำหนักจากยานพาหนะและ load factor ตัวแปรที่จะใช้อื่น ให้ใช้ของ OHBDC

5.4.3 Construction and Installation

ผลกระทบอันเนื่องมาจาก การก่อสร้างและการติดตั้ง เราไม่สามารถมองข้ามไป วิธีการที่ผู้ออกแบบจะควบคุมวิธีการก่อสร้างได้โดยระบุไว้ในแบบโดยข้อกำหนดที่จะระบุ มีอยู่ในบทที่ 6 โดยอาจจะนับย่อ ๆ ได้หัวข้อต่อไปนี้

- Preparation of the bedding
- Assembly of the pipe
- Dimensional check of the pipe
- Back-filling material
- Spreading of the backfill
- Compaction of the shoulder
- Observing the vertical displac..... at crown

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Reference

1. *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Standard Specifications for Highway Bridges, Washington, D.C., 1989.*
2. *Canadian Standards Association (CSA), CAN/CSA-S6-88, "Design of Highway Bridges," Rexdale, Ontario, Canada, 1988.*
3. *Duncan, J. M., "Behaviour and Design of Long-Span Metal Culverts," ASCE Journal of the Geotechnical Division, 105(GT3), 1979, pp. 399-417.*
4. *Ministry of Transportation of Ontario, Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC), Downsview, Ontario, Canada, 1992.*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 6

การก่อสร้าง

(Construction)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 6

CONSTRUCTION

วิธีการก่อสร้างมีผลกระทบอย่างเต็มที่ต่อความมั่นคงของ Soil-steel bridges บางสิ่งที่แตกต่างจากสะพานชนิดอื่น ๆ คือ การขาดความเอาใจใส่ในการสร้าง Soil-steel bridges จะแสดงให้เห็นไม่เฉพาะระหว่างหรือหลังจากสร้างทันที แต่จะปรากฏหลังจากสร้างเป็นปีขึ้นอยู่กับความเอาใจใส่ในการก่อสร้าง เป็นที่รู้กันดีว่า Soil-steel bridge สามารถยอมให้เกิด ค่าความผิดพลาดได้เล็กน้อยในการออกแบบ ถึงแม้ว่าการขาดความเอาใจใส่ในการสร้างจะทำให้เกิดผลสืบเนื่องมาในการก่อสร้าง Soil-steel bridge ไม่จำเป็นต้องมีการควบคุมอย่างเข้มงวด เพียงแต่ต้องมีการกำหนดขั้นตอนการก่อสร้างอย่างถูกต้อง

ภายใต้ระยะเวลาเป็นปี ๆ ทั้งวิศวกร ผู้รับเหมาและอุตสาหกรรม corrugate steel pipe ในอเมริกาเหนือ ได้สร้างวิธีการก่อสร้าง Soil-steel bridge ขั้นตอนก่อสร้างได้กล่าวในบทนี้

6.1 Site Preparation

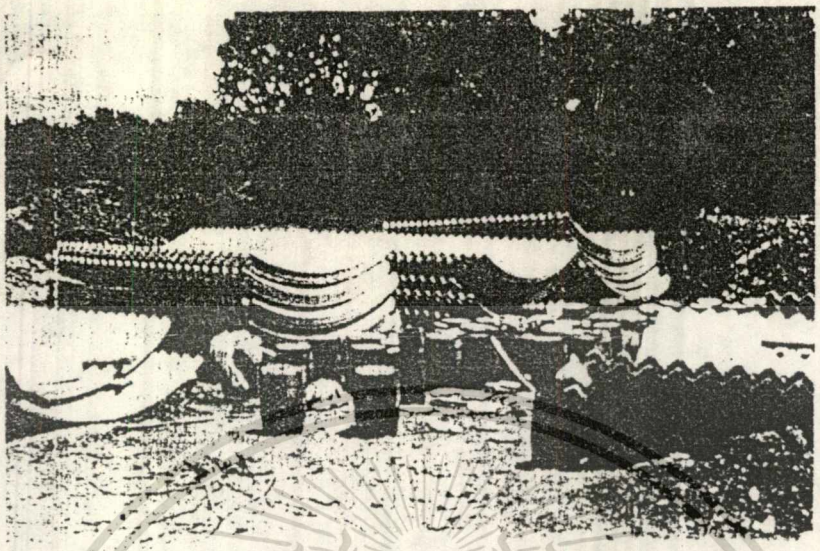
การเตรียม Site และการวางแผนก่อนการก่อสร้างมีความสำคัญเพื่อให้แน่ใจว่า งานจะก่อสร้างได้ดีกว่าและไม่มีปัญหา การขุดฐานรากและการระบายน้ำดังได้กล่าวต่อไป องค์ประกอบต่างๆ ที่ต้องพิจารณาในการจัดเตรียม site ได้กล่าวไว้ในหัวข้อต่อไป

6.1.1 Storage and subassembly are

Corrugated metal plates จะถูกส่งมาที่Siteทีละกลุ่ม ดังจะเห็นตัวอย่างในรูป 6.1 ทำให้จำเป็นต้องใช้พื้นที่พอสมควรในการเก็บวัสดุโดยเฉพาะอย่างยิ่งในขณะไม่ได้รับ Load พื้นที่ใช้กองวัสดุนี้อาจต้องใช้เก็บ nuts bolts และถ้าจำเป็นสำหรับเก็บบางส่วนของท่อที่ประกอบใช้ก่อนพื้นที่ที่มีการบดอัดดี เช่น ทุ่งหญ้าเหมาะที่จะใช้ทำเป็นพื้นที่กองวัสดุและเตรียมประกอบ ทั้งนี้จะต้องไม่กีดขวางการก่อสร้าง อุปกรณ์เครื่องจักรและพนักงานในช่วงที่สภาพอากาศไม่เหมาะสม พื้นที่กองวัสดุควรจะอยู่ห่างจาก Soil-steel bridge ไม่เกิน 200 เมตร. ในกรณีที่ระยะทางไม่เกิน 1กิโลเมตร ก็ยังคงอยู่ในสภาพที่ยอมรับได้

ตัวอย่างการจัดวางตำแหน่งพื้นที่กองและประกอบวัสดุได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.2 ซึ่งจะเห็นได้ว่า plates,nutsและbolts ได้เก็บไว้ใกล้กับถนนที่จะเข้ามาในบริเวณ ถ้าบริเวณที่ทำการประกอบวัสดุอยู่ไกลจากตัว bridge ก็จำเป็นต้องมีห้องสำหรับเก็บส่วนที่ประกอบแล้ว โดยเราจะใช้crane ยกplatesจากที่เก็บไปยังบริเวณประกอบ ในกรณีที่โครงสร้างมีขนาดใหญ่มากก็อาจมีบริเวณประกอบวัสดุมากกว่า 1 แห่งก็ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่.6.1

6.1.2 Access roads

ฐานรากของSoil-steel bridges มักจะอยู่ในระดับที่ต่ำกว่าระดับดินเดิมซึ่งจะส่งผลให้ถนนที่จะข้าไปสู่ บริเวณที่ก่อสร้าง ต้องค่อยๆจมหายลงลึกลง เนื่องจากถนนต้องค่อย ๆ ลดลงทำให้ดินเป็นดินโคลนซึ่งจะไม่สะดวกดังนั้นเราอาจจะใช้กรวดมาเททับหน้าทั้งนี้ถูกจำกัดด้วยความลึกเท่าที่รับได้

ถนนควรจะเป็นแนวเข้าสู่ปลายข้างใดข้างหนึ่งของท่อ ถ้าท่อใช้ระบายน้ำถนนควรจะเข้าทางใต้กระแสน้ำ

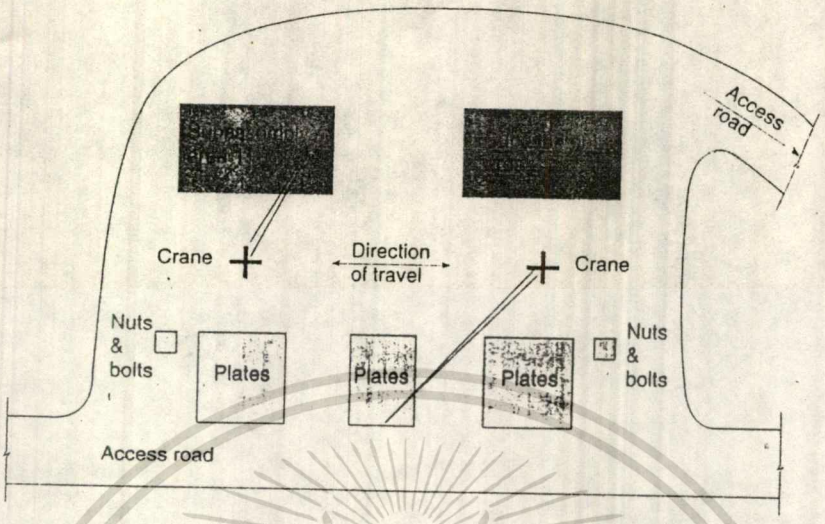
6.1.3 Working platform

การประกอบท่อสามารถทำได้เร็วขึ้นถ้า crane สามารถปฏิบัติงานได้ในแนวขนานกับท่อ ดังนั้นแท่นปฏิบัติงานควรจะอยู่ในบริเวณที่จะให้ crane เดินได้ตลอดความยาวของท่อ โดย crane จะใช้ยกแผ่น plates ไปกองวางประกอบเป็นท่อ

การวาง lay out สำหรับ Soil-steel bridge ในลักษณะขวางกับกระแสน้ำดังรูปที่ 6.3 รูปนี้แสดงให้เห็นว่า กระแสน้ำได้ถูกกลับทิศทางที่ด้านหน้าของท่อ และพื้นที่ใช้ในการประกอบท่อจะอยู่อีกด้านหนึ่งและถนนเข้าสู่ท่อที่ปลายด้านใต้กระแสน้ำ ดังนั้นรถยนต์อาจแล่นเข้าไปในท่อได้ถ้าจำเป็น

ในการทำ site plan ของ Soil-steel bridge ไม่จำเป็นต้องเหมือนกับที่แสดงในรูป 6.3 แต่ส่วนมาก การวาง lay out จะคล้าย ๆกับที่แสดงไว้ เพื่อให้การประกอบติดตั้งทำได้อย่างสะดวก

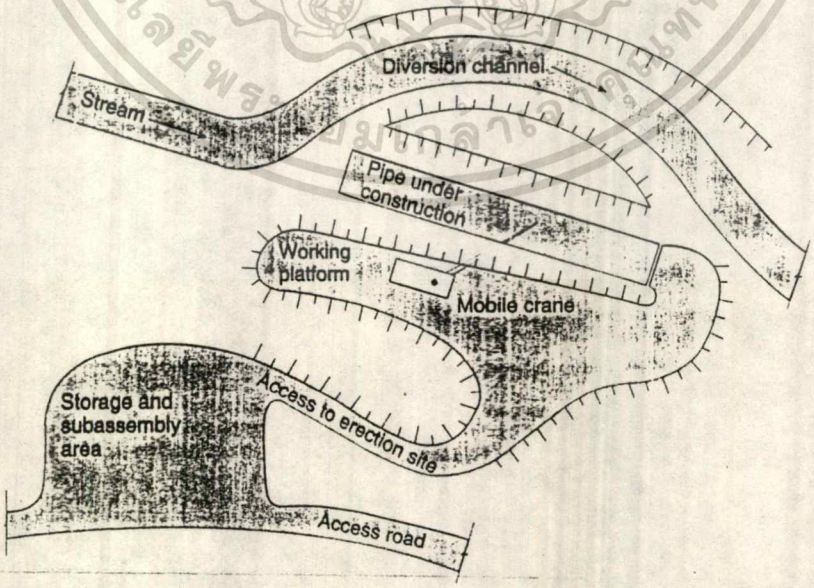
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่6.2

6.2 Excavation and Dewatering

ในเกือบทุกกรณีมีความจำเป็นต้องขุดดินเดิมเพื่อเตรียมการสร้างของSoil-Steel bridge ส่วนประมาณการขุดจะขึ้นอยู่กับคุณภาพของฐานรากและการออกแบบ จากตัวอย่างต่อไปนี้จะแสดงถึงวิธีการที่ควรจะเรียนรู้

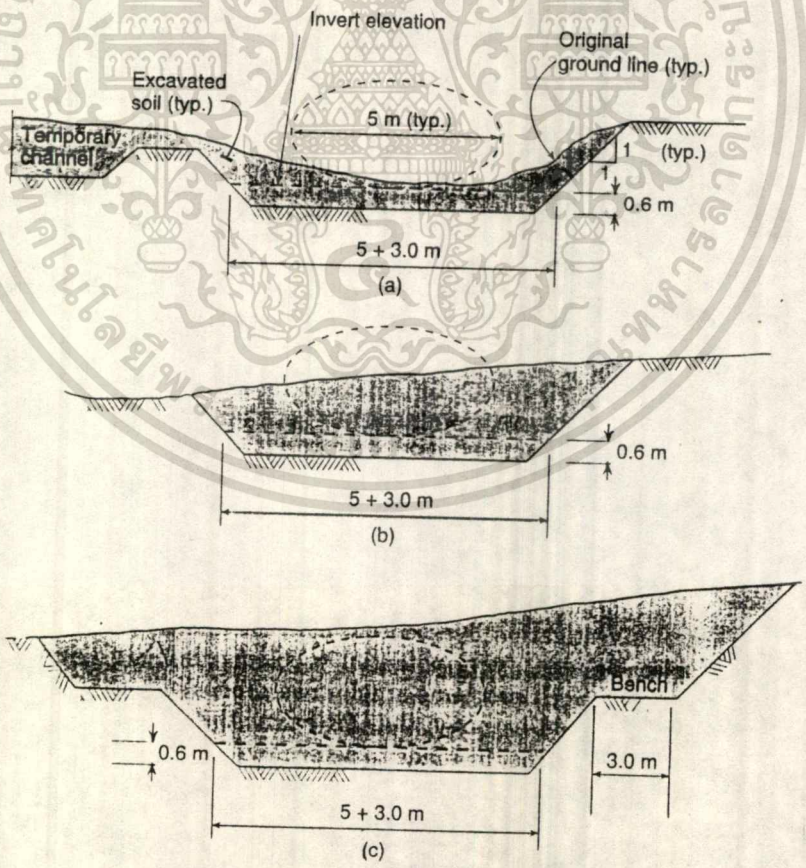


รูปที่6.3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อระดับดินเดิมมีทั้งมากกว่าและน้อยกว่าระดับกลับ (invert level) รูปตัดขวางได้แสดงไว้ในรูป 6.9a จากรูปจะเห็นได้ว่าระดับที่ขุดจะต่ำกว่า invert level 0.6 เมตร. และจะขยายออกไปทางข้าง 1.5 เมตร. ทั้งสองข้างของท่อการขุดจะใช้ค่า slope ของท่อประมาณ 1:1 ดังแสดงในรูป 6.4a จากรูปจะเห็นว่ารูปตัดของช่องเบี่ยงกระแสน้ำโดยจะใช้เมื่อการก่อสร้างต้องผ่านทางน้ำ รูป 6.4b แสดงรูปตัดที่ดินเดิมอยู่เหนือระดับ invert level ระดับที่ขุดลึกกว่า invert level 0.6 เมตร. และกว้างกว่าท่อข้างละ 1.5 เมตร. รูปตัดขวางของทั้งรูป 6.4a,6.4b เหมือนกัน

ถ้าระดับดินเดิมอยู่สูงกว่าระดับหลังท่อการขุดต้องทำในลักษณะลึกมาก ดังแสดงในรูป 6.4c การขุดควรจะแบ่งทำคัดดินกว้าง 3 m. ดังแสดงในรูป สำหรับความกว้างและความลึกของการขุดเช่นเดียวกับแสดงในกรณีข้างต้น แต่ในกรณีนี้ความกว้างทางแนวนอนอาจเพิ่มขึ้นได้เพื่อสำหรับทำ platform ซึ่งจะได้กล่าวถึงในบทต่อไป ความกว้างที่เพิ่มขึ้นต้องปรับผิวหน้าให้ได้ระดับ เพื่อให้ crane สามารถเคลื่อนที่ได้ ความมั่นคงของดินต้องเช็คก่อนว่าปรับ load ของ crane ได้



รูปที่6.4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.2.2Rock ledges

แนวหินในดินใต้แนวท่อจะก่อให้เกิดผลกระทบอย่างคาดไม่ถึง ผลกระทบจะทำให้โครงสร้างเสียหายในระยะยาวได้ ในบางครั้งต้องมีการย้ายแนวหินออกแล้วแทนที่ด้วยกรวดอัดแน่น บางครั้งเราอาจทำลายแนวหินให้แตกละเอียดโดยความลึกต่ำสุดคือ 1ฟุต.จาก invert level

การเปลี่ยนฐานรากของท่อจากดินอ่อนไปเป็นหินมักจะไม่ได้คาดถึง แต่ควรระมัดระวังถ้าไม่ได้ศึกษาการเปลี่ยนแปลงดังกล่าวมาก่อน ปัญหานี้แก้โดยการทำการบดอัดให้สัมพันธ์กับสภาพดิน

6.2.3 Dewatering

สำหรับ Soil-steel bridge ที่ผ่านทางน้ำ การขุดมักจะกระทำให้ต่ำกว่าระดับท้องน้ำ และในการขุดดินมักจะเปียก เราจำเป็นจะต้องลดระดับน้ำก่อนที่จะวางชิ้นวัสดุ

การเลือกวิธีการระบายน้ำขึ้นกับองค์ประกอบหลายชนิดเช่น ขนาดและรูปร่างของโครงสร้าง ระดับดินเดิม ชนิดของดิน ระดับน้ำใต้ดิน วิธีการแก้ปัญหาได้แสดงให้ดูเป็นตัวอย่างต่อไป สิ่งที่ควรคำนึงถึงในการขุดที่ระดับลึกกว่าระดับน้ำใต้ดิน จำเป็นต้องมีการคำนวณ rate of draw down จำนวนและความสามารถของ pump ที่ต้องใช้

ในดินทรายหรือดิน cohesionless ที่ต้องมีบ่อ pump สำหรับระบายน้ำลึก ๆ อาจก่อให้เกิดปัญหา boiling pond ได้อันเนื่องมาจากความต่างกันของแรงดันน้ำ ถ้าเกิด boiling sand ขึ้นจะทำให้ดินสูญเสียแรงภายในระหว่างเม็ดดิน ทำให้รับกำลังได้น้อยลง ซึ่งจะส่งผลกระทบต่อการรับแรงของฐานรากของโครงสร้าง ในดินประเภทนี้ วิธีการแก้ปัญหาแรงดันซึมน้ำ (see page) ทำโดยการติดตั้ง interlocking sheet piling โดยวัดความลึกในการติดตั้ง ควรจะเท่ากับหรือมากกว่าความดันน้ำที่ต่างกันอยู่

ในดินเหนียวหรือ cohesive soil การไหลของน้ำใต้ดินจะไม่ส่งผลกระทบเนื่องจากความซึมน้ำได้ของน้ำในดินชนิดนี้ต่ำ จึงไม่จำเป็นต้องมีการระบายน้ำแต่อย่างไรก็ตามมีข้อควรคำนึงถึงคือการเลื่อนตัวของฐานซึ่งเกิดจากแรงดันน้ำไม่เท่ากัน

ในดิน cohesive soil เช่น silty clays หรือ clayey silt การไหลซึมของน้ำเข้าสู่บ่อขุดจะมีน้อยทำให้ระบายน้ำโดยใช้ปั๊มน้ำมันออกจากบ่อ pump ก็พอเพียงโดยปั๊มน้ำควรจะระบายน้ำได้ต่ำสุด 3 ลิตร/วินาที (0.26 แกลลอน/วินาที)

ในดิน glacial cohesive มักจะพบชั้นกับน้ำของ silt และก้อนแบนกลมของทราย การจำแนกโดยวิชา geological เป็นส่วนประกอบของการวิเคราะห์ทางธรณีวิทยา (geotechnical investigation) เมื่อระดับน้ำใต้ดินได้ลงต่ำลง การก่อสร้าง soil-steel bridge ก็สามารถดำเนินการบนดินแห้งได้ในการก่อสร้างที่ต้องขวางทางน้ำ อาจต้องใช้ cofferdams ซึ่งสร้างจากดินหรือ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

timber sheet pile ซึ่งผู้รับเหมาต้องดำเนินการคัดเลือกและขออนุญาตวัสดุ เช่นวัสดุสำหรับ cofferdams ถ้าต้องใช้ cofferdams ในการออกแบบต้องคำนึงถึงความมั่นคงในการต้านทานแรงกระแสน้ำที่ไหลยังต้องคำนึงถึงการไหลซึมของน้ำลอดใต้ฐานค่าย ซึ่งอาจป้องกันได้ด้วยการใช้ท่อ ในหลายกรณีพบว่า abasal key มีประโยชน์ในการช่วยต้องแรงทางข้างการไหลซึม และการลอยตัวได้

ในการเลือกวิธีในการระบายน้ำมักจะเป็นอำนาจของผู้รับเหมาเสนอมาจำเป็นต้องมีการพิจารณาถึงองค์ประกอบต่าง ๆ และปัญหาที่อาจเกิดขึ้นก่อนที่จะมีการอนุญาต

ในบางกรณีที่พื้นดินไม่เปียกมากฐานรากอาจจะใช้วัสดุพวก heavy pit-run material กันที ก้นของบ่อขุด ในกรณีอื่น ๆ วัสดุพวก heavy pit-run ใช้เป็น filter เพื่อเพิ่มความมั่นคงให้แก่ฐานราก

6.3 Bedding

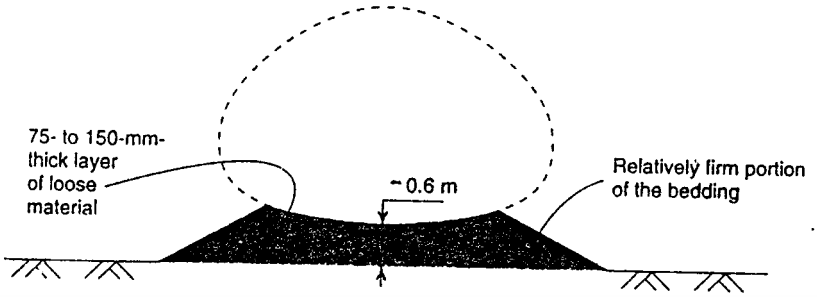
ตามความหมายในบทที่ 1 Bedding เป็นส่วนที่เตรียมขึ้นจาก engineered soil ที่ใช้รับส่วนล่างของผนังบ่อ ซึ่งอาจถือได้ว่า ผนังของท่อจะสัมผัสโดยอ้อมกับดินตลอดทุกจุดบนเส้นรอบวง บริเวณที่จะสัมผัสกับท่อส่วนล่างโดยใช้วัสดุพวก loose granular โดยทำระดับ (profile) ให้เป็นรูปร่างเดียวกับท่อส่วนล่างที่ 150 มิลลิเมตร. จากผิวลงไปของ bedding มักจะทำให้หลวมเพื่อให้มั่นใจว่า ท่อส่วนล่างจะแนบแน่นสนิทกับ bedding เพื่อให้ทั้งส่วนลอนนูนขึ้นมาและเว้าลงไปของท่อสัมผัสกับ bedding ในบริเวณที่เข้าถึงยาก เครื่องตอกด้วยมือ และหัวฉีดน้ำเป็นสิ่งจำเป็นในการบดอัดดิน

ดังแสดงในรูป 6.5 ส่วนล่างของ bedding และส่วนบน75-150 มิลลิเมตร. ต้องเป็นชั้นหลวม ๆ การบดอัดส่วนปลายของ bedding จะช่วยรักษารูปร่างของท่อส่วนล่างด้วยและบริเวณปลายตอนบนของ bedding จะช่วยหน้าสัมผัสของดิน วัสดุที่ใช้ทำ bedding อาจเป็นกรวดขนาดใหญ่กว่า 75 มิลลิเมตร. และปราศจากก้อนเศษของพลาสติกและอินทรีย์วัตถุ ความโค้งของ bedding สามารถขยายไปทางข้างจนถึงจุดเปลี่ยนความโค้งของท่า ในกรณีที่เป็นท่อกลม ส่วนของ bedding สามารถขยายเกินกว่าจุดที่มีพื้นที่พอสำหรับสร้างความมั่นคงเพียงพอต่อการบดอัด

6.3.1 preshaping

มี 2 วิธีในการทำ preshaping วิธีการแรกใช้ได้เมื่อความโค้งของท่อต้องไม่แบนเกินไปนัก หน้าตัดของตัว bedding ครั้งแรกจะเป็นรูปตัว วี การทำระดับครั้งสุดท้ายจำทำได้โดยใช้ wooden template โดยจะเติมวัสดุเข้าไปในตรงกลางของระดับรูปตัว วี วิธีการนี้ได้แสดงไว้ในรูปที่ 6.6 รูปของการทำ preshape bedding ดูในบทที่ 1 รูป 1.8

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

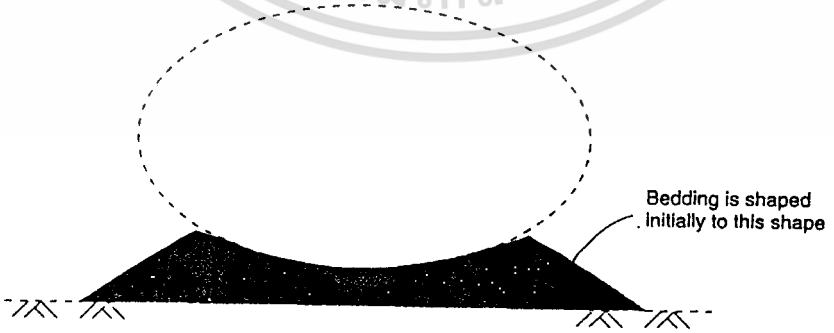


รูปที่6.5

ในกรณีที่ท่อค่อนข้างราบเช่นในกรณีของที่ pipe-arches ตอนแรกระดับของbeddingจะทำเป็นแนวราบดังรูป 6.7 ระดับท้ายสุดทำได้โดยนำวัสดุส่วนเกินออกซึ่งจะใช้ wooden template ช่วยให้ทำได้รูปร่างตามต้องการ

6.3.2 Camber

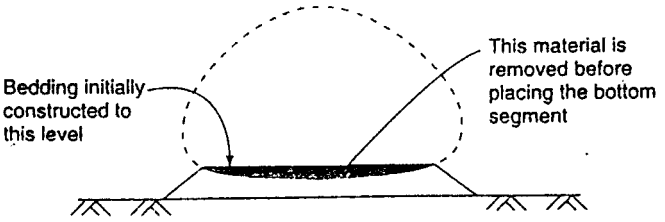
ดินที่ใช้ถมส่วนบนของท่อจะเปลี่ยนแปลงตามแนวยาว ดังในรูป 6.8 เนื่องจากความชันของคันดิน จากการที่มีดินถมด้านบนทำให้ฐานรากใต้ท่อในช่วงกลางเกิดการทรุดต่ำมากกว่าช่วงอื่น ถ้าระดับในแนวยาวไม่ได้คำนึงถึงการทรุดต่ำในลักษณะนี้จะทำให้ท่อเกิดโค้งตกท้องช้างในแนวยาวซึ่งมักไม่ได้คำนวณไว้ในการออกแบบท่อส่งน้ำ เพื่อป้องกันการตกท้องช้างในแนวยาวท่อจึงต้องวางในลักษณะ camber (โค้งขึ้นเหมือนหลังเต่า) ซึ่งจะต้องชดเชยกับการทรุดตัวของฐานรากที่จะเกิดขึ้น ดังแสดงในรูป 6.8 ซึ่งมักจะวางในลักษณะครึ่งหน้าของทางด้นน้ำจะอยู่ในลักษณะค่อนข้างราบ และอีกครึ่งหนึ่งทางท้ายน้ำวางในลักษณะที่มีความชันกว่าระดับสุดท้ายที่ต้องการของท่อ ถ้าการทำระดับทางท้ายน้ำเลือกได้ถูกต้องก็จะทำให้ระดับของท่อเกือบจะอยู่ในแนวตรงเมื่อเกิดการทรุดตัวลง



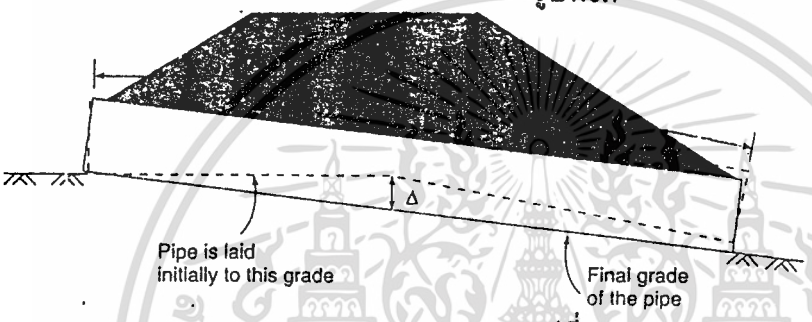
รูปที่6.6

การทำ cambering อย่างถูกต้องได้แสดงไว้ในรูป 6.8 แล้ว ซึ่งในกรณีนี้โครงสร้างต้องสร้างข้ามทางน้ำ ถ้าในกรณีอื่นซึ่งมีระดับโครงสร้างแตกต่างไปที่ต้องการในลักษณะค่อนข้างราบ การทำ precambering ได้แสดงให้เห็นในรูป 6.9 การประมาณค่าของห จะได้ผลจากการวิเคราะห์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

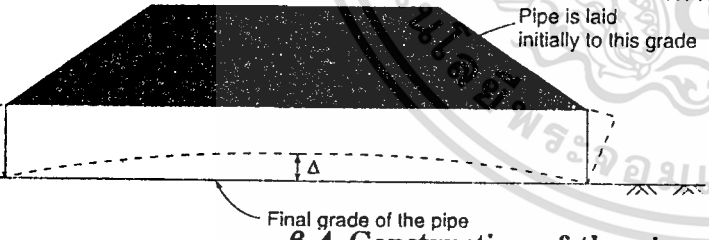


รูปที่6.7



รูปที่6.8

ฐานรากโดยการคำนวณทางเรขาคณิตของท่อ ความสามารถในการอัดตัวของดินฐานราก ความหนาของดินที่ถมทับด้านบนของท่อ ความสามารถในการอัดตัวของดินฐานราก ความหนาของดินที่ถมทับด้านบนของท่อ โดยทั่วไปค่า น้อยที่สุดคือ 0.5% ของความยาวของท่อทั้งนี้ขึ้นกับชนิดของฐานรากและความหนาของดินถมด้านบน



รูปที่6.9

6.4 Construction of the pipe

ดังแสดงในบทที่ 1 แล้วว่าหนังสือเล่มนี้จะอ้างถึงโครงสร้างที่นำมาประกอบที่ site โดยใช้ bolting อัดแน่นเหล็กโค้ง corrugated ซึ่งลักษณะลอนเป็นลอนโค้งซึ่งมักจะมีขนาด 1528.51 มิลลิเมตร. (682 นิ้ว.) ท่อนี้สร้างได้โดยการประกอบแผ่นต่อแผ่นหรือต่อกันแผ่นย่อยก่อนแล้วนำมาต่อกันอีครั้ง ซึ่งทั้ง 2 วิธีได้กล่าวไว้ในส่วนที่แล้ว แต่ยังมีการประกอบในลักษณะอื่น ๆ เช่น บางส่วนหรือตลอดความยาวของท่อซึ่งไม่ได้กล่าวถึงในบทนี้

6.4.1 Lapping Pattern รอยต่อในแนวยาวและแนวเส้นรอบวงของท่อได้แสดงไว้ในบทที่ 1 รูป 1.15 แล้วรูปแบบของการต่อที่รอยต่อต่าง ๆ จะมีผลกระทบต่อความยากง่ายในการก่อสร้างและความมั่นคงของโครงสร้าง (integrity) จากประสบการณ์ที่ผ่านมาแสดงให้เห็นว่า

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ท่อทั้งรอยต่อทางแนวยาวมีความต่อเนื่องกันบ้างจะง่ายในการก่อสร้างมากกว่าที่รอยต่อในแนวยาวไม่ต่อเนื่อง และไม่ควรออกแบบให้มีแผ่นเหล็ก 4 แผ่นต่อกันที่มุม ท่อที่มีรอยต่อที่ไม่ต่อเนื่องทางยาวมักจะไม่เกิดการพังในลักษณะ zipper เหมือนในชนิดที่มีรอยต่อมีความต่อเนื่องในแนวยาว

6.4.2 Selection of Plate lengths

แผ่นเหล็ก Corrugated ขนกดลอน 152X51 มิลลิเมตร. (682 นิ้ว) มีความยาวมาตรฐาน 2 ขนาด คือ 3.05 เมตร. (10 ฟุต.) และ 3.66 มิลลิเมตร. (12 ฟุต.) ตามที่ได้กล่าวไว้แล้วในรูปที่1.17 ความยาวสุทธิของลอน ท่อระยะทางระหว่างศูนย์กลางของ 2 แถวของรูยัด bolt ในตะเข็บตามแนวเส้นรอบวง เนื่องจากท่อสร้างจากเหล็กแผ่นมาตรฐานยาว 3.05 เมตร. (10ฟุต.) และ 3.66 เมตร. (12ฟุต.) ความยาวรวมคือ 6.10,7.32,9.14,9.75,10.36,10.97 และ 12.13 เมตร. (20,24,30,32,34,36 และ 40ฟุต. ตามลำดับ) ความยาวที่มากกว่านี้อยู่ในจำนวนเท่าของ 0.61 เมตร. (2ฟุต.) การใช้ความยาวที่ไม่มาตรฐานก็สามารถทำได้แต่ต้องมีการตัดและเศษเกิดขึ้น

ถ้าแผ่นที่ใช้ประกอบท่อมีความยาวเดียวกันแบะมีตะเข็บต่อเนื่องกันในด้านยาว ดังแสดงในรูป 6.10 ก็เป็นการยากที่จะป้องกันการเกิด 4 แผ่นพบกันที่มุม เนื่องจากเหตุผลเหล่านี้จึงแนะนำให้เลือกความยาวของท่อสำหรับแต่ละส่วนและอย่างน้อยหนึ่งส่วนที่มีความยาวแต่ต่างออกไป ยกตัวอย่าง ท่อที่ยาว 12.80เมตร. (10ฟุต.) เราอาจเลือกใช้ความยาว 12.20 เมตร(30ฟุต.)ได้ง่าย ๆ จากการใช้ แผ่น 3 แผ่นที่ยาว 3.05 เมตร. (10ฟุต.) และ1 แผ่นที่ยาว 3.66เมตร. (18 ฟุต.) หรือในกรณีที่ท่อจะประกอบจากความยาวเดียวกันหมด ทั้ง2กรณีนี้แสดงให้เห็นในรูป 6.10 b และ a ในบางกรณีความยาวและมุมมากของ burrel สามารถเลือกเพื่อป้องกันการเกยกันของ 4 แผ่น

6.4.3. Seclection of plate widths

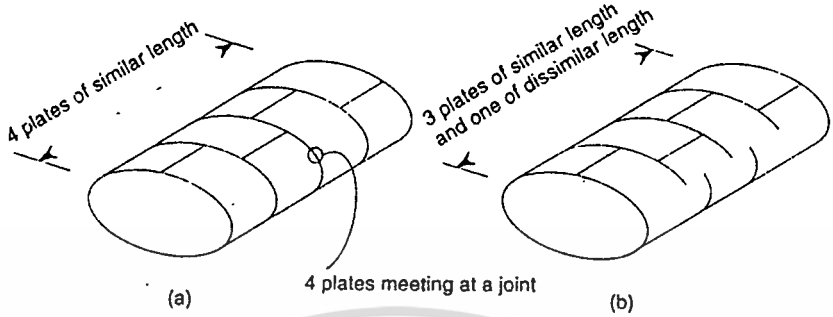
ความกว้างของแผ่นเหล็กในที่นี้จะหมายถึงระยะที่วัดตามแนวเส้นรอบวงของท่อ โดยความกว้างสุทธิของแผ่นเหล็กจะวักระหว่าศูนย์กลางของแถว ตามที่ได้อธิบายไว้ในบทที่ 1 แสดงไว้ในตาราง1.1 เหล็กแผ่นที่มีขนาดลอน 152X51 มิลลิเมตร. (6X2 นิ้ว.) จะมีความกว้างมาตรฐาน 3 ขนาด ซึ่งระบุเป็นสัญลักษณ์วัน 3N ,6N และ 3N ซึ่งมีความกว้างสุทธิ 732,1463 และ 2135 มิลลิเมตร. (28.8.56.6 และ86.4 นิ้ว.) แผ่นเหล็กแต่ละชนิดมี 6,7และ10รู ตามแนวโค้งของแผ่นเหล็ก ซึ่งจะระบุว่า 6H,7H และ 10h โดยระยะห่างของแต่ละรูห่าง 244 มิลลิเมตร. (3.61 นิ้ว.) จากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางตามแนวเส้นรอบวง

ข้อแนะนำต่อไปนี้ จะช่วยให้สามารถเลือกขนาดความกว้างของแผ่นได้เหมาะสม

- ใช้จำนวนแผ่นให้น้อยที่สุดที่จะประกอบเป็นวง
- ให้แน่ใจว่ารอยต่อตามแนวยาวเหลื่อมกันในส่วนที่มีรัศมีความโค้งคงที่

เอกสารนี้สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

- ให้แน่ใจว่ารัศมีความโค้งแต่ละส่วนตรงตามที่ออกแบบไว้



รูปที่6.10

ผู้ผลิตแผ่นเหล็กมักจะพยายามหมุนเวียนสต๊อกสินค้า เนื่องจากการออกแบบเพื่อให้มีความยืดหยุ่นเพื่อให้สามารถใช้กับการประกอบแผ่นเหล็กหลาย ๆ แบบ ได้

มีตัวอย่างการเลือกความกว้างของแผ่นสำหรับ top segment ของท่อ horizontally elliptical ตัวอย่างซึ่งแสดงไว้ในรูป 6.11 a และ b รูปแรกแสดงการจัดวางที่มีการออกแบบซ้ำทำให้รอยต่อตามแนวยาวเหลื่อมกัน เนื่องจากการเลือกความกว้างของแผ่นที่แตกต่างกัน ของแผ่นที่ต่อกันในทิศทางตามแนวยาว รูปต่อมาแสดงถึงการจัดวางที่ไม่ได้ออกแบบไว้ ทำให้รอยต่อตามแนวยาวมีลักษณะต่อเนื่อง เนื่องจากใช้ขนาดความกว้างของแผ่นขนาดเดียวกัน

สำหรับการคำนวณพื้นที่หน้าตัดและเส้นรอบวงของท่อทั้งแบบ horizontally และ vertically elliptical ซึ่งสมมติว่ารูปร่างของท่อเป็นแบบ truly elliptical ที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 1 ซึ่งจริง ๆ แล้วไม่ใช่โดยค่าความคลาดเคลื่อนจะมีน้อยมาก พื้นที่หน้าตัด A และความยาวเส้นรอบวง C ของวงรีจำนวนได้จาก

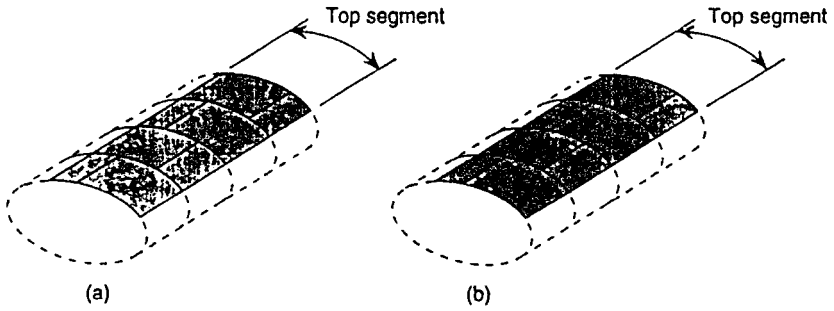
$$A = 0.25\pi D_h D_v \tag{6.1}$$

$$C \approx 0.50\pi(D_h + D)(64 - 3m^4)/(64 - 16m^2) \tag{6.2}$$

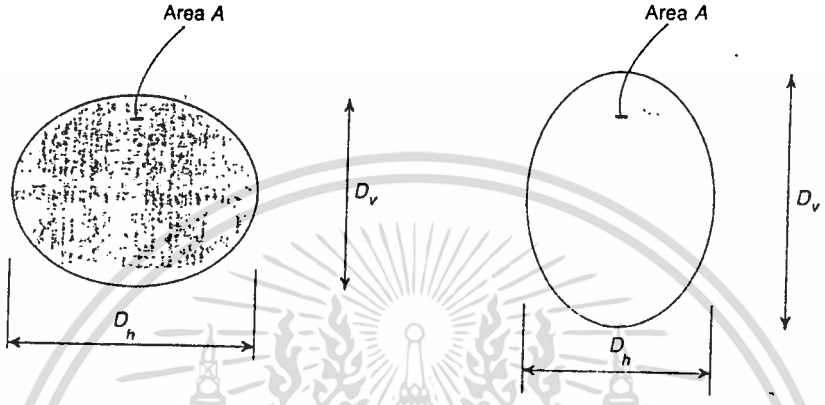
ซึ่ง Dh คือ span ,Dv คือส่วนสูง ดังแสดงในรูป 6.12 และ m. คือค่ารูปร่างของท่อได้จาก span และ rise

$$m = (D_h - D_v)/(D_h + D_v) \tag{6.3}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่6.11



รูปที่6.12

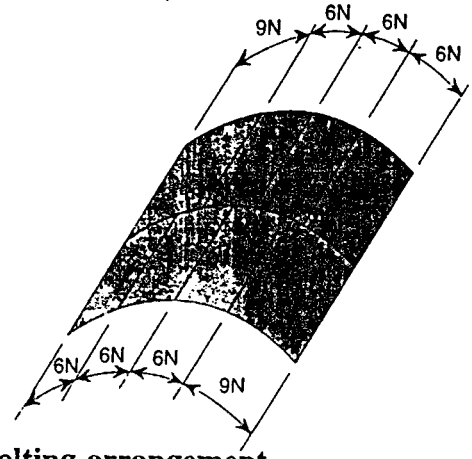
เส้นรอบวงของท่อ C คำนวณได้โดยประมาณจากสมการ 6.2 หรือสมการอื่นที่คล้ายกัน เมื่อท่อมีรูปร่างอื่นนอกเหนือจาก วงกลม และวงรี

ถ้าต้องการแปลงหน่วยของเส้นรอบวงจากหน่วยนิ้ว ให้หารด้วย 3.6 โดยค่าเส้นรอบวงที่คำนวณได้จะอยู่ในหน่วย N ซึ่งใช้กันในอุตสาหกรรม corrugated plate ในอเมริกาเหนือ ซึ่งได้อธิบายไว้ในบทที่ 1 sec 1.2

กระบวนการในการเลือกความกว้างของแผ่นจะอธิบายจากตัวอย่างของท่อ horizontally elliptical ซึ่งมี span Dh 7.01เมตร. และ rise Dv 4.23 เมตร. จากสมการ6.2 ได้เส้นรอบวงหรือค่า C 18.00เมตร. หรือ 703 นิ้ว. หาร 709 ด้วย 3.6 ได้ 73.85 จะประมาณได้ 74 ซึ่งอยู่ในหน่วยของ industry .: เส้นรอบวงที่ต้องการคือ 74 N ท่อแบบ horizontally elliptical จะประกอบด้วย 4 ส่วน คือ side segment 2 ส่วน และ top segment bottom segment โดยแต่ส่วนจะมีความยาวตามเส้นรอบวงยาว 10 N 2 แผ่น ก็ไม่สามารถมีรอยต่อที่เหลื่อมกันได้

ในบางกรณีเราสามารถจะเปลี่ยนความยาวของส่วน side segment สามารถทำให้ขนาดของที่ใหญ่หรือเล็กลงได้ ตัวอย่างในกรณีที่พิจารณาอยู่ รอยต่อทางข้างของส่วน side segment สามารถทำให้สมบูรณ์ได้โดยใช้แผ่นยาว 9 N และแน่นอนทำให้ขนาดของท่อลดลง เช่นเดียวกันก็สามารถเพิ่มขนาดของท่อโดยใช้แผ่นขนาด 6 N และ 5 N ก็จะทำให้รอยต่อมีการเหลื่อมกันได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



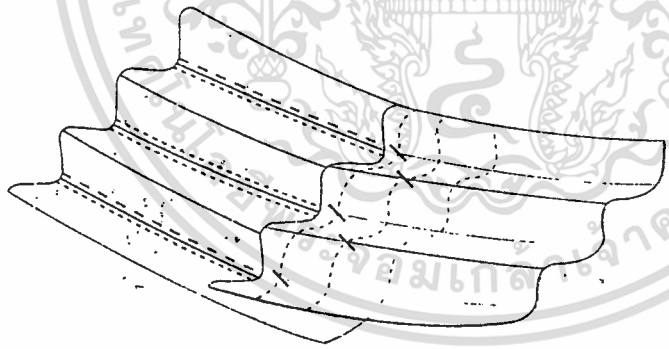
รูปที่6.13

6.4.4 Bolting arrangement

แผ่นเหล็กที่มีขนากลอน 152X51มิลลิเมตร. (6X2นิ้ว.) ยึดติดกันด้วย bolts ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 มิลลิเมตร. ทั้ง bolt และ nut ได้จากการรีดร้อน ตามมาตรฐาน F968 ของ ASTM. และผ่านการชุบสังกะสี ด้านในของหัว bolt และด้านหน้าของ nuts ผ่านการเกลากลึง (chamfered) (ขุด,เกลา) รู bolt ในแผ่นเหล็กจะมีขนาด 25 มิลลิเมตร. (1นิ้ว.)

ตามที่แสดงในบทที่ 1 รูป1.18 รอยต่อตามแนวยาวทั้งหมดจะมี bolt 2 แถว ซ้ำห่างกัน 51 มิลลิเมตร. (2นิ้ว.) จากศูนย์กลาง ส่วนเพิ่มเติมในเรื่องความแข็งแรงของรอยต่อเดียวกับการจัดวาง bolt ได้กล่าวใน App. B แต่จากการจัดวาง bolt ที่แสดงในรูป 1.18 ในบทที่ 1 จะเห็นว่า bolt ตัวที่อยู่ใกล้ของจะวางอยู่ในช่วงของลอนที่ต่ำลงดังรูป 6.14

เพื่อป้องกันการคลายตัวของ bolt หลังจากถมดินรอบ ๆ ท่อ บางครั้งซึ่งให้ปลายทาง nuts อยู่ด้านในท่อแต่ในบางกรณีเช่น ทางลอดถนนของคนเดินเท้า ทางด้านหัวของ bolt จะอยู่ด้านในท่อ ทั้งนี้เนื่องจากความปลอดภัยและความสวยงาม



รูปที่6.14

ขนาดของ bolt โดยทั่วไปมี 2 ความยาว คือ แบบสั้น (short bolt) สำหรับแผ่นเหล็ก 2 แผ่นต่อกัน และแบบยาวสำหรับ แผ่นเหล็ก 3 แผ่น boltจะมีความยาวพอที่ normal torque ประมาณ 200 นิวตัน.เมตร. (147.5 ปอนด์.ฟุต) และ maximum torque ประมาณ 400 นิวตัน. เมตร.m. (295 ปอนด์.ฟุต) เมื่อขันแน่นแล้วจะเห็นเลียวโผล่พ้น nut มาก มากกว่า 2 เกลียว เพื่อป้องกันการคลายตัว nut ด้านที่มีการกลึง ต้องมีการตัดกับแผ่นเหล็ก

6.4.5 Nesting of seams

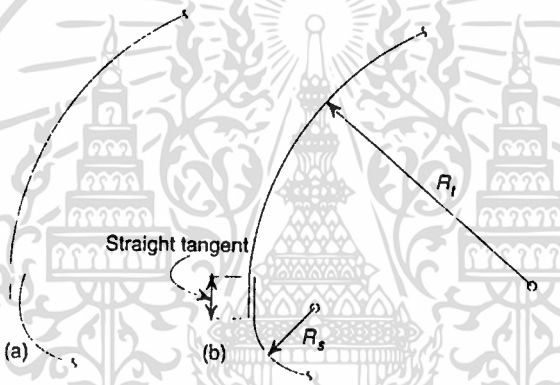
ถ้าการเกยกันของแผ่นเหล็กที่รอยต่อตามแนวยาวไม่แนบสนิทพอดีจะทำให้เกิดมีความโค้งที่มากเกินไป (excessive bending) ซึ่งจะเกิดขึ้นในขณะประกอบท่อ ความเป็นไปได้ของการเกิดขอบไม่พอดีของรอยต่อมีโอกาสเกิดขึ้นได้มากโดยเฉพาะที่รอยต่อตามแนวยาวที่ส่วนโค้งด้าน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น

ข้าง (launches) ของท่อ ที่ซึ่งแผ่นที่ต่อกันจะมีความโค้งต่างกัน รูป 6.15a แสดงรอยต่อที่แนบกันไม่พอดี ในแผ่นที่จะมาต่อกัน ซึ่งมักจะไม่พอดีกันที่รอยต่อ การออกแบบการจัดวางแผ่นเหล็กโค้งที่รอยต่อซึ่งเกยกันอยู่ของแผ่นใกล้เคียงกัน ให้เป็นเส้นตรงหรือเฉียงที่เข้ากันพอดี ดังแสดงในรูป 6.15b

6.4.6 Plate-by-plate assembly

วิธีการที่ใช้ในการสร้าง metallic shell หรือ soil-steel bridge ส่วนใหญ่ใช้วิธี Plate-by-plate วิธีนี้จะประกอบส่วน bottom segment ของท่อก่อน บน bedding ที่ประกอบแล้วตามที่ได้กล่าวไว้ก่อนหน้านี้ ลำดับการประกอบได้แสดงไว้ในรูป 6.16a โดยทั่วไปมักจะประกอบส่วน bottom segment ก่อนแล้วคอยวางบน bedding



รูปที่6.15

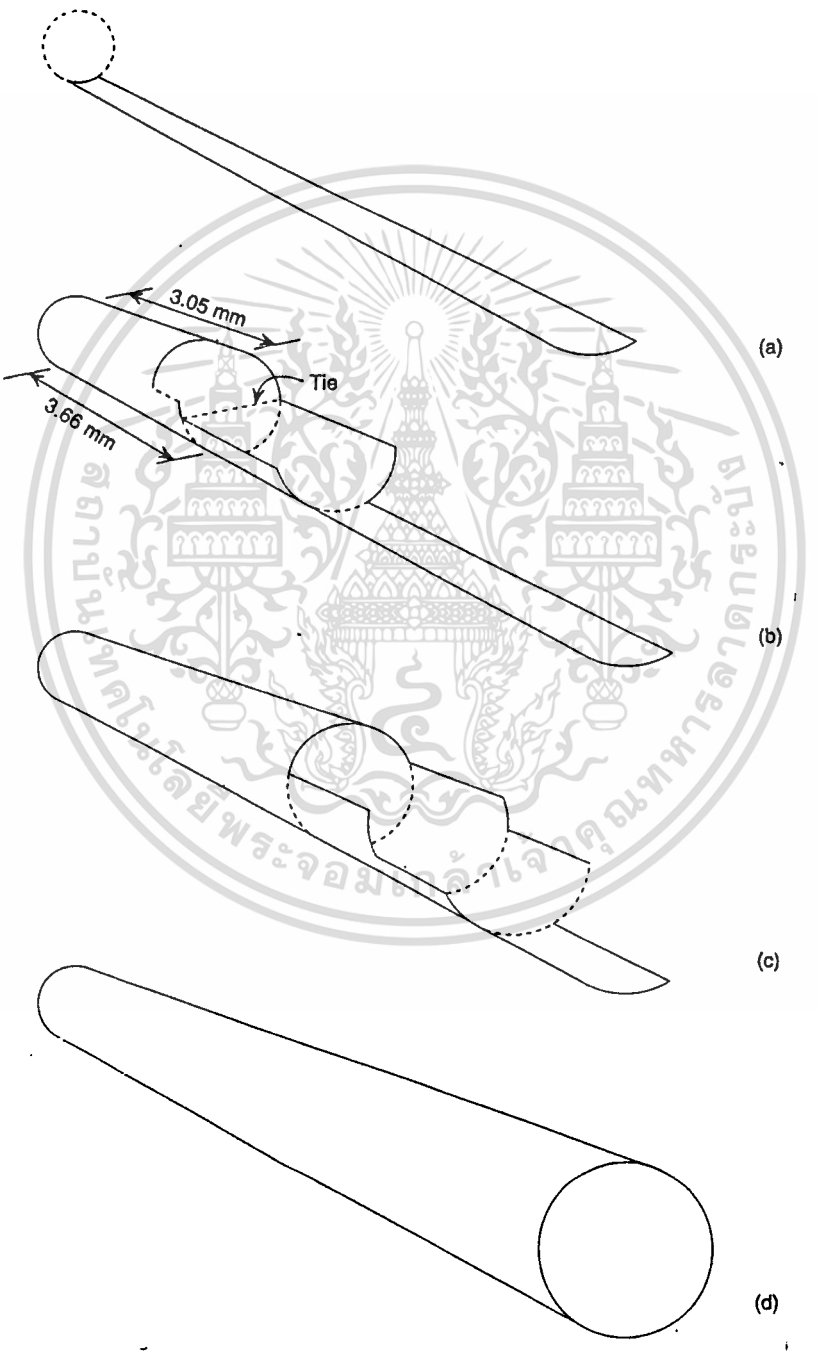
ในขั้นต่อไปจะทำการประกอบให้ครบวงในความยาวสั้น ๆ โดยจะเริ่มที่ปลายท่อข้างหน้าก่อน โดยประกอบส่วนข้าง site segment ที่ยาว 5.65 เมตร.(12ฟุต.) เข้ากับส่วนล่าง (bottom segment) แล้วประกอบวงให้สมบูรณ์โดยประกอบส่วนบน top segment ยาว 10 ฟุต. (3.05 เมตร.) วงนี้ประกอบไว้โดย bolt ขันไว้อย่างหลวม ๆ เพื่อจัดรูปร่าง วงที่ประกอบเสร็จแล้วจะมั่นคงและสามารถให้การอ้างอิงแก่การประกอบต่อไปได้ วงที่จะประกอบเพื่อให้ยาวออกไปจะทำได้ง่ายขึ้นตามที่ได้แสดงในรูป 6.16b เมื่อวงที่ปลายเสร็จแล้วก็ดำเนินการประกอบวงอื่น ๆ ไล่ไป

รูป 6.16 แสดงลำดับขั้นตอนในการประกอบของท่อ ดังที่ได้เห็นตามรูป ท่อที่มีความยาวต่างกันจะมีจำนวนขั้นของการประกอบต่างกัน การประกอบส่วน site segment ให้เสร็จยาวตลอดความยาวท่อเป็นการปฏิบัติที่ไม่ควรทำ ลักษณะการประกอบได้แสดงไว้ในรูป 6.16c ขั้นตอต่างๆ จะทำไปจนกว่าจะประกอบเสร็จตามความยาวท่อดังแสดงในรูป 6.16d

รูป6.16 แสดงให้เห็นการประกอบต้องทำให้สมมาตรทั้ง 2 ข้างของส่วน bottom segment ถ้าการประกอบทำโดยไม่สมมาตรกันจะทำให้ท่อเกิดการหมุนบน bedding

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การต่อแผ่นตามแนวยาวจะใช้ bolt 3-4 ตัวสำหรับ bolt ที่ติดตั้งใกล้กับช่วงกลางของแต่ละรอยต่อไม่ควรขันให้แน่นมากในตอนแรก เพื่อจะได้มีความยืดหยุ่นพอและสะดวกในการติดกับแผ่นอื่น ๆ

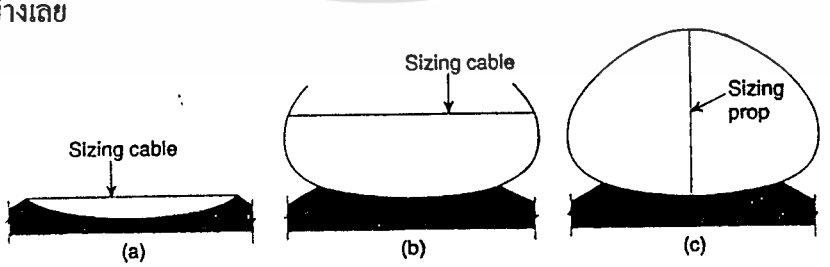


รูปที่6.16

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

หลังจากแต่ละส่วนของท่อถูกประกอบแล้ว เราจะทำการแทรก bolt เสริมโดยจะขันไม่แน่นมากนัก โดยควรจะเริ่มเสริมจากกลางแผ่นไปยังมุมแผ่น โดยที่มุมแผ่นจะแทรก bolt ลงไปเป็นที่สุดท้าย การทำเช่นนี้เพื่อให้แน่ใจในรอยต่อของแผ่นว่าจะไม่เกิดช่องว่างขนาดใหญ่ขึ้นได้ และขั้นตอนสุดท้ายคือ ขัน boltให้แน่น การขันให้แน่นต้องทำให้อยู่ในลักษณะมีความสมมาตรจากด้านปลายของท่อไปด้านอื่น หลังจากที่แผ่นเหล็กทั้งหมดได้ประกอบแล้วช่วงเกยกันของแผ่นจะแนบกันสนิทและboltทุกตัวจะอยู่ในที่ การขัน boltให้แน่นจะทำกับ bolt ทุกตัวที่ขันไว้ไม่ให้แน่นมากในตอนแรก ควรจะมีการขันซ้ำอีกครั้งหนึ่งเพื่อให้แน่ใจแล้วจึงทำการตรวจสอบ torque ของ bolt แต่ละตัวโดยเพื่อผลลัพธ์ที่ดีควรตรวจสอบอย่างน้อย 5% ของจำนวน boltที่ใช้ทั้งหมด โดยไม่ต่ำกว่า 90%ของ bolt ที่ test ต้องได้ค่า torque อยู่ระหว่าง 200-400 นิวตัน.เมตร. (147.5-295 ปอนด์.ฟุต)สิ่งที่ควรระมัดระวังคือไม่ควรจะให้เกิด torque มากเกินไปที่ bolt ซึ่งอาจจะทำให้เกิด stress เพิ่มขึ้นในแผ่นเหล็กได้จากรอยเว้าหรือรอยบุ๋มที่เกิดขึ้น การใช้เครื่องมือที่ถูกต้องจะช่วยป้องกันการเกิด over torque การใช้ประแจขนาด 12มิลลิเมตร. (1/2 นิ้ว.) ขันแล้วกระแทกเบา ๆ มักจะพอดีสำหรับการขันในช่วงแรก ถ้าจะขันให้แน่นในช่วงสุดท้ายให้ใช้ประแจขนาด 18 มิลลิเมตร. (3/9 นิ้ว.)ขัน การใช้ประแจขนาด 18มิลลิเมตร.แล้วกระแทกมักจะทำให้เกิด over torque ได้ ดังนั้นควรทำด้วยความระมัดระวังเป็นอย่างยิ่ง

สิ่งสำคัญอีกอย่างคือการทรงรูปร่างของท่อไว้ตลอดเวลาที่ก่อสร้าง ซึ่งเราสามารถทำได้โดยใช้ ลวดขึงภายในท่อโดยการควบคุมความยาวของเส้นลวดที่ขึงภายในท่อที่เรียกว่า sizing cable ลวดที่ใช้ช่วยในขณะสร้างส่วนบนของท่อเรียก sizing props ตามที่แสดงในรูป 6.17 a รูปร่างของส่วน bottom segment ควบคุมได้โดยควบคุมความยาวของ sizing cable เมื่อมีการประกอบส่วน side segment sizing cableจะติดตั้งดังแสดงในรูป 6.17b ถ้าการจัดรูปร่างทำได้ถูกต้องในการประกอบส่วน top segment จะประกอบได้พอดีโดยไม่ต้องใช้แรงขัน side segment ออกไปทางข้างเลย



รูปที่6.17

สำหรับในโครงสร้างที่มี spon กว้างมาก ๆ ท่ออาจเสียรูปได้โดยเนื่องจากน้ำหนักของตัวท่อเอง ในกรณีนี้ sizing props จะใช้ช่วยรักษาระยะทางแนวดิ่ง ดังแสดงในรูป 6.17c ทั้งนี้ต้องแน่ใจว่า ทั้ง cable และ props จะไม่เป็นอุปสรรคของการเปลี่ยนรูปร่างในขณะที่ถมดินทับ ข้อ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำคัญอีกประการหนึ่งคือ props ต้องไม่เชื่อมต่อกับ crown ซึ่งทำให้ท่อส่วนบนสามารถขยับขึ้นได้เมื่อมีการถมดินทั้ง 2 ข้างของท่อ และ props ซึ่งต้องสามารถตั้งอยู่ได้เองอย่างมั่นคง ซึ่งจะไม่ล้มลงมาเมื่อส่วน crown มีการขยับขึ้นเมื่อมีการถมสูงขึ้นจนเลยระดับ shoulder ของอุโมงค์จะมีแรงดันออกไปยังดิน ถ้าการถมดินมาถึงขั้นนี้ ต้องย้าย sizing cable ออกทั้งนี้ต้องมี props และ cables ที่เพียงพอเพื่อป้องกันการเสียหายเฉพาะที่บริเวณที่ใกล้โครงสร้างชั่วคราว

ก่อนที่จะเริ่มถมดินทับ ต้องมีการตรวจสอบความถูกต้องของหน้าตัดท่อให้ตรงตามที่ออกแบบไว้ ถ้ามีความผิดพลาดอาจแก้ไขได้โดยคลาย bolt แล้วจัดรูปร่างไว้ หรืออาจมีการวัดความคลาดเคลื่อนในกรณีที่การจัดรูปร่างทำไม่ได้

6.4.7 Component subassembly

วิธี Compound subassembly แตกต่างจากการก่อสร้างวิธี Plate by plate เพียงอย่างเดียวคือไม่สามารถประกอบบางส่วนของท่อก่อนโดยไม่ต้องประกอบบน bedding วิธีนี้จะมีประโยชน์มากในหารต่อทาบบริเวณเกยกันจะทำได้ง่ายขึ้น ประสิทะภาพของวิธีนี้เกิดจากได้มีการทำงานหลาย ๆ อย่างในเวลาเดียวกัน เช่น bedding สามารถทำได้ในขณะเดียวกันกับที่ประกอบส่วน bottom segment ในส่วนที่ได้ทำ bedding ไปแล้ว ดังแสดงในรูป 6.2 และ 6.3 สำหรับหลักการและวิธีการอื่น ๆ ในการประกอบท่อจะเหมือนกับวิธี plate by plate ที่ได้กล่าวไว้ก่อนหน้านี้ซึ่งในวิธีการนี้มักจะเกิดรอยต่อเกยที่ไม่แนบสนิทกันได้ง่าย ดังนั้นการตรวจสอบต้องทำด้วยความระมัดระวัง

6.5 Back filling

ตามที่ได้กล่าวไว้แล้วก่อนหน้านี้ back fill จะหมายถึงส่วนที่อยู่รอบ ๆ ท่อซึ่งไม่รวม bedding back fill มีความสำคัญมากเพราะจะมีผลการทบความเป็นอันเดียวกันของโครงสร้างและต้องประกอบด้วยวัสดุที่เหมาะสมและต้องมีการบดอัดที่พอเพียง ในบทที่ 4 ได้กล่าวถึงการเลือกวัสดุที่จะมาใช้ backfill รวมทั้งคุณภาพของการบดอัดกระบวนการในการวางแบะบดอัด backfill จะได้กล่าวต่อไป

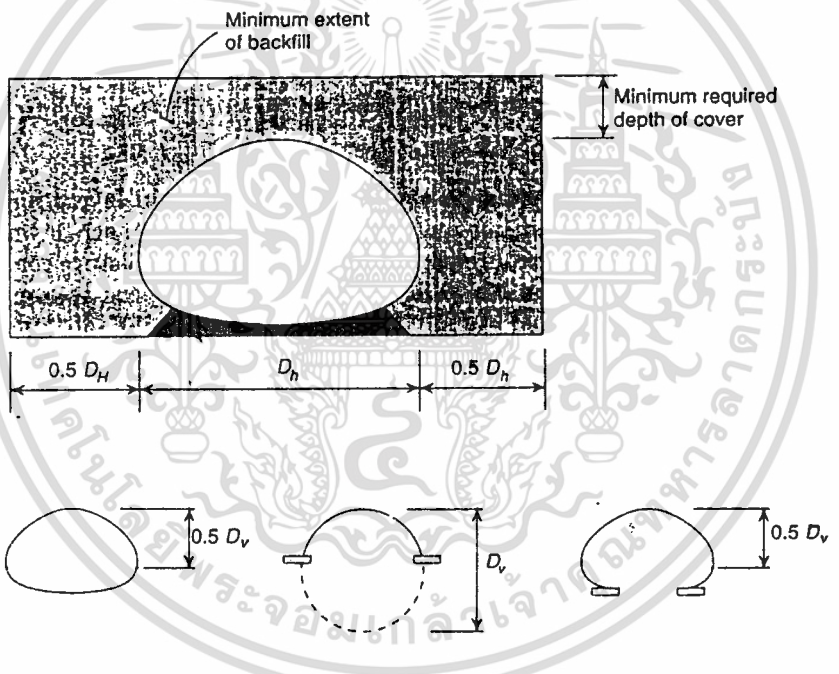
6.5.1 Extent of backfill

การใช้วัสดุที่มีคุณภาพสูงในการ backfill มักจะมีราคาแพงกว่าการใช้วัสดุที่มีคุณภาพต่ำกว่า แต่วัสดุที่มีคุณภาพต่ำกว่าไม่สามารถใช้ในบริเวณที่ใกล้กับท่อได้ เพื่อความประหยัดจึงจำเป็นต้องกำหนดระยะที่จะใช้วัสดุที่มีคุณภาพสูงมาจนถึงโครงสร้าง ถ้าเลยระยะนี้ออกไปจะใช้วัสดุที่มีคุณภาพต่ำกว่า จากข้อบัญญัติละการก่อสร้างเท่าที่มาได้ว่าระยะ Extent ทางแนวราบคือ ครึ่งหนึ่งของ spon ในแต่ละข้างของท่อ ส่วนในแนวดิ่งคือระยะทับเหนือ crown ต่ำสุด minimumrequired depth of cover) โดยค่า minimum required depth of cover ได้แสดงไว้ในรูป 6.18 ซึ่งมักจะแสดงไว้ในแบบก่อสร้าง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตามที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 5 Ontario code ต้องการค่า minimum required depth of cover คือ ค่ามากของ $(Dh/6)(Dh/Dv)^{0.5}$ และ $(Dh/Dv)^2$ ซึ่งค่า Dh และ Dv คือ spon และ rise ของท่อในหน่วยเมตร ถ้าเป็นโครงสร้างโค้ง ค่าDv ได้แสดงไว้ในรูป 6.19 โดยค่า depth of cover จะต้องไม่ต่ำกว่า 0.6เมตร

ในบริเวณที่นอกเหนือจากบริเวณใช้วัสดุคุณภาพสูงดังแสดงในรูป 6.18 ก็สามารถใช้วัสดุที่มีคุณภาพต่ำได้ แต่ความจริงเราไม่สามารถกำหนดให้ใช้วัสดุคุณภาพสูงในเฉพาะบริเวณทกหนดได้ ดังนั้นจึงมีการใช้วัสดุคุณภาพสูงในบริเวณอื่นนอกจากบริเวณที่กำหนดได้บ้างโดยเฉพาะใน transverse direction ตัวอย่างของการใช้วัสดุคุณภาพสูงและคุณภาพต่ำได้แสดงไว้แล้วในบทที่1รูป 1.24



รูปที่6.19

6.5.2 Backfill under haunches

การถมดินในช่วงที่อยู่ใต้จุดเปลี่ยนโค้งต้องกระทำเป็นชั้นไม่เกิน 150 มิลลิเมตร. (6 นิ้ว.) เมื่อบดละเอียดแล้ว สำหรับดินที่อยู่ใต้จุดเปลี่ยนโค้งของโครงสร้างการบดอัดต้องมากกว่าดินที่เหลือส่วนอื่น โดยการบดอัดในส่วนนี้จะต้องได้รับการเอาใจเป็นพิเศษ โดยการบดอัดในส่วนนี้จะทำให้ยากต้องมีอุปกรณ์ช่วยเช่น air-driven compactor หรือใช้ท่อนไม้ เพื่อให้แน่ใจว่าดินได้ถูกบดอัดอย่างดีโดยเฉพาะส่วนระหว่างลอนของแผ่นเหล็กกับส่วนที่ไม่ถึงจุดเปลี่ยนโค้ง

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การบดอัดถ้าใช้ hand-held compactor น้ำหนักต้องไม่น้อยกว่า 9กิโลกรัม. (20ปอนด์.) และมีพื้นที่หน้าตัดไม่ใหญ่กว่า 150X150 มิลลิเมตร. (6X6นิ้ว.) การใช้วิธี side walk compactor มักจะใช้ไม่ได้กับการบดอัดนี้

วิธี Water-jetting เป็นวิธีพิเศษเฉพาะสำหรับการบดอัดดินที่อยู่ใต้จุดเปลี่ยนโค้งซึ่งการใช้วิธีนี้อาจก่อให้เกิดปัญหาได้และต้องอยู่ภายใต้การควบคุมของผู้เชี่ยวชาญ อีกวิธีหนึ่งต้องการ control low-strength material (CLSM) ซึ่งได้กล่าวไว้ในบทที่ 8 ก็สามารถใช้ได้อย่างมีประสิทธิภาพ

การบดอัดต้องกระทำให้เกิดความสมมาตรทั้ง 2 ข้างของอุโมงค์ ถ้าเกิดความผิดพลาดจะทำให้เกิดการหมุนของท่อได้

6.5.3 Placement of backfill

วัสดุในการถมต้องทำการถมและบดอัดแล้วแต่ละชั้นไม่เกิน 300มิลลิเมตร. (12นิ้ว.) การบดอัดในแต่ละชั้นต้องให้ได้อย่างน้อยเท่ากับความหนาแน่นที่จุดความชันต่ำสุด ในแต่ละชั้นถ้าหนาแน่นน้อยกว่า 300มิลลิเมตร. (12นิ้ว.) การถมและบดอัดต้องทำทั้ง 2 ข้างของท่ออย่างถูกวิธีตลอดเวลา ระดับของดินถมทั้ง 2 ข้างของท่อต่างกันได้ไม่เกิน 2 เท่าของความหนาของชั้นบดอัด

ในทางทฤษฎีการถมต้องสูงขึ้นทั้ง 2 ข้างของท่อแต่ในการก่อสร้างจริงต้องคำนึงถึงประสิทธิภาพในการก่อสร้างด้วย

ในวัสดุที่ถมหินต้องมีขนาดไม่เกิน 80 มิลลิเมตร. (3นิ้ว.) ในกรณีที่ต้องมีการควบคุมความดันที่เพิ่มขึ้น ซึ่งจำทำให้การเสียรูปของท่อในระหว่างทำการถมกลับจะอนุญาตให้ใช้เฉพาอุปกรณ์บดอัดขนาดเล็กเท่านั้นในบริเวณ 600มิลลิเมตร (24นิ้ว.) จากผนังท่อ

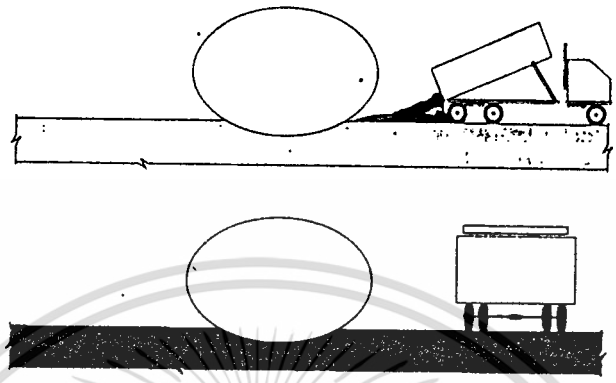
สำหรับอุปกรณ์ที่จะใช้ขนส่งวัสดุที่จะถมจะไม่อนุญาตให้วิ่งในทางขวางกับทิศทางท่อในบริเวณที่ใกล้ท่อเพราะการเทวัสดุลงแล้วใช้คนทำการเกลี่ยลาดจะทำเกิดบริเวณที่ไม่ได้รับการบดอัดที่อยู่ใกล้ท่อได้ การขนส่งวัสดุที่ไม่ได้รับการออกแบบในบริเวณใกล้ผนังท่อได้แสดงไว้ในรูป 6.20 เพื่อให้แน่ใจว่าจะไม่เหลือบริเวณที่ไม่ได้ทำการบดอัดใกล้ผนังท่อ การขนส่งวัสดุต้องกระทำขนานกับแนวแกนท่อดังแสดงในรูป6.21 และสำหรับอุปกรณ์เครื่องจักรบดอัดก็ต้องเป็นไปในทิศทางเดียวกันด้วย

การเทและการบดอัดรอบ ๆ ท่อสามารถทำได้อย่างมีประสิทธิภาพโดยทำตามขั้นตอนต่อไปนี้

1. ใช้รถ dumptruck หรือ scrapers เพื่อขนส่งวัสดุเฉพาะที่ละหนึ่งชิ้นของแต่ละช่วงของท่อเท่านั้น
2. ใช้รถ grader หรือ dozers เกลี่ยในแต่ละชั้นของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. ใช้ hand-held compactors บดอัดชั้นดินใน บริเวณใกล้กับผนังท่อแล้วจึงใช้เครื่องจักรหรืออุปกรณ์ ที่หนักขึ้นสำหรับบริเวณที่เหลือ



รูป 6.20

รูปที่6.21

การทำ sleve analysis และ practor test ก่อนการขนส่งวัสดุมีความสำคัญสำหรับการทดสอบที่ site จะรวมวิธี nuclear density gauge เพื่อออกแบบรูปร่างการบดอัดเพื่อให้ถึงจุดความชื้นและความหนาแน่นที่ต้องการ

6.5.4 Placing backfill over the top

หลังจากการถมได้มาถึงส่วนบนของ site segment แล้ว เครื่องจักรและอุปกรณ์เบาเท่านั้นที่จะใช้สำหรับการเกลี่ยแบะบดอัดเหนือส่วนบนของท่อในบางกรณีต้องใช้คนในการถม ตามที่ได้กล่าวมาแล้ว ส่วน top segment ของท่อที่ยังไม่มีเนื้อดินบดอัดหุ้มอยู่รอบ ๆ จะได้รับความเสียหายจากเครื่องอุปกรณ์ได้ง่ายมากโดยการรวมในส่วนบนนี้จะทำการเทและบดอัดในทิศทางขวางกับทิศทางของท่อ ในการชั้นแรกจะกองอย่างหลวม ๆ ตามรูปร่างของท่อดังแสดงในรูป6.22 การบดอัดแบบธรรมดาสามารถกระทำได้เมื่อการบดัดเหนือจุดยอดได้รับความลึกเท่ากับ require minimum depth of cover ที่ได้กล่าวไว้ก่อนหน้านี้

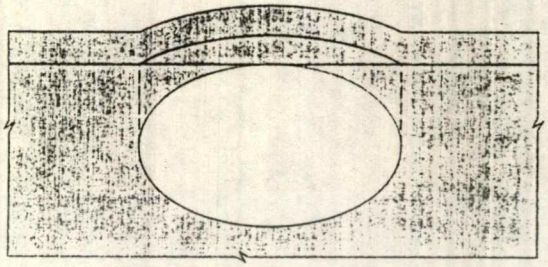
6.5.5 control of pipe deformation

ตามที่ได้กล่าวไว้ในบทที่ 1 soil-steel bridge ที่ไม่มีดินถมรอบ ๆ จะมีความยืดหยุ่นมาก ดังนั้นการเสียรูปร่างระหว่างทำการถมกลับจึงต้องมีการศึกษา การเสียรูปร่างของท่ออย่างไม่รุนแรงที่จริงแล้วจำเป็นและเป็นองค์ประกอบของกระบวนการพัฒนาผนังท่อกับดิน อย่างไรก็ตาม การเสียรูปร่างอย่างมากอาจก่อให้เกิดการเสียรูปร่างถาวร จำเป็นต้องได้รับการป้องกัน

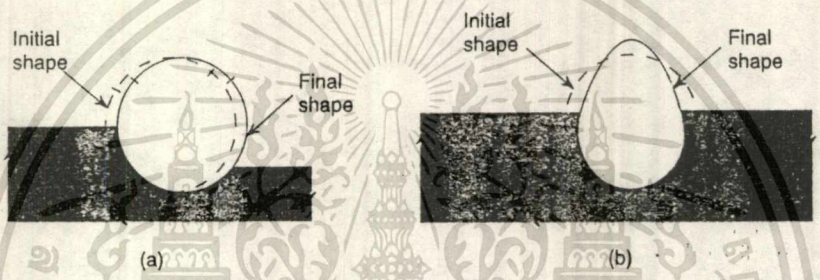
การเสียรูปร่างของท่อที่เราพิจารณามี 3 แบบด้วยกัน ชนิดแรกคือ rolling deformation คือการที่ท่อหมุนรอบแกนดันแสดงในรูป 6.23a การเสียรูปแบบนี้เกิดจากแรงดันดินที่ด้านข้างของ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ท่อแต่ละข้างไม่เท่ากัน การป้องกันการเสียรูปแบบนี้ต้องระมัดระวังให้ระดับของดินถมทั้ง 2 ข้าง ต่างกันน้อยที่สุด



รูปที่6.22



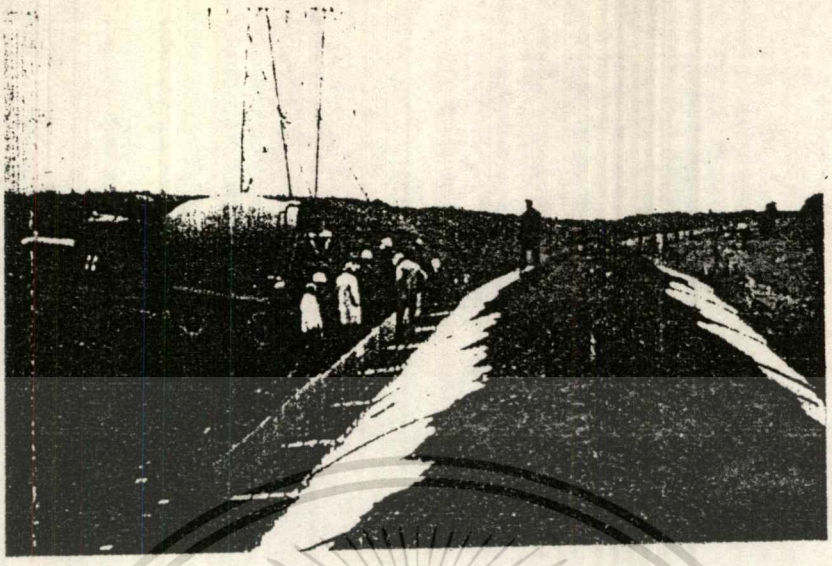
รูปที่6.23

การเสียรูปชนิดที่ 2 คือ peaking deformation ดังแสดงในรูป 6.23b การเสียรูปแบบนี้เกิดจากแรงดันทางข้างเนื่องจากดินถมก่อนที่จะถึงระดับ shoulder ของท่อ วิธีการคำนวณเพื่อคำนวณหาการเคลื่อนตัวของจุดยอดของท่อระหว่างการถมมีหลายวิธี ซึ่งได้กล่าวแล้วในบทที่ 5

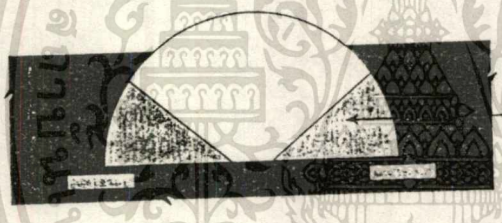
การเคลื่อนตัดของจุดยอดของท่อสามารถควบคุมได้โดยการลดการบอดัดดินในบริเวณใกล้ท่อหรือการกองดินไว้เหนือท่อซึ่งวิธีหลังนี้สามารถดูวิธีการได้จากรูป 6.24 ซึ่งเป็นวิธีที่ใช้กันทั่วไปในกรณีที่ไม่เป็นวงโค้งเช่นส่วนโค้ง (high-profile arches) เราสามารถควบคุมการเคลื่อนตัวของจุดยอดของท่อได้โดยใช้ piling curth against the conduit wall ภายในท่อ ดังวิธีการในรูป 6.25 (คันดินยันผนังท่อไว้) ดินที่กองไว้ภายในท่อในภายหลังจะมีการย้ายออกหลังจากรูปร่างของอยู่ตัวจากดินที่ถมรอบ ๆ ท่อแล้ว

การเสียรูปชนิดที่ 3 คือ failure of the soil cover ดังได้กล่าวไว้ในบทที่ 4 ซึ่งเกิดจากการเยื้องศูนย์ของแรงปริมาณมากกระทำต่อท่อก่อนที่การถมจะถึงระดับ required minimum depth การเสียรูปชนิดนี้ส่งผลในความเป็นอันหนึ่งอันเดียวกันของโครงสร้างและราคาค่าก่อสร้าง การขาดความระมัดระวังในการใช้อุปกรณ์ก่อสร้างมักจะทำให้เกิดการเสียรูปเฉพาะบริเวณ เช่น รอยบุ๋ม รอยเว้า รอยโป่ง การฉีกขาดหรือรอยครูด การเสียรูปเหล่านี้ถึงแม้จะไม่ทำให้โครงสร้างพังแต่ก็ต้องได้รับการป้องกัน

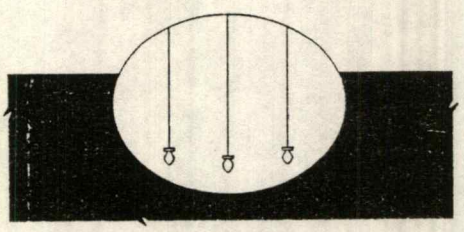
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่6.24



รูปที่6.25



รูปที่6.26

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6.5.6 Monitoring deformation

การเสียรูปของท่อระหว่างการถมสามารถตรวจดูได้อย่างง่ายดายและมีประสิทธิภาพโดยวิธี three plumb bobs (ดังแสดงในรูป 6.26) ที่ทุกส่วนตัดขวางท่อในกรณีทั่วไปจำทำการตรวจดุการเสียรูป 3 จุด คือ ที่กึ่งกลางท่อและที่ใกล้ปลายท่อ ลูกดิ่งจะถูกแขวนไว้ซึ่งจะทำให้รู้ระยะจากจุดอ้างอิงที่ส่วนล่างของท่อการเคลื่อนตัวขึ้นของจุดยอดของท่อดูได้จากการเคลื่อนตัวสูงขึ้นของลูกดิ่งและ rolling deformation ดูได้จากการเคลื่อนตัวทางข้างของลูกดิ่ง

ในกรณีที่ท่อต้องรองรับการจราจรก่อนที่จะมีการถมดินรอบท่อ (เช่นกรณี ทางข้างทางรถไฟ) อาจไม่สะดวกในการใช้ลูกดิ่ง ในกรณีจะใช้กล้อง theodolite ที่ตั้งอยู่ภายนอกท่อส่องไปยังจุดที่ทำเครื่องหมายไว้ในท่อ

6.5.7 Site supervision

การควบคุมการก่อสร้าง soil-steel bridge ให้สามารถก่อสร้างได้อย่างถูกต้องไม่มีปัญหาเป็นเรื่องยากและละเอียดอ่อน ซึ่งครอบคุมถึง การตรวจสอบ backfill material concrete mirdesign scaffolding design และอื่น ๆ ต้องดำเนินการให้เรียบร้อยก่อนการก่อสร้างสำหรับโครงสร้างขนาดใหญ่ เช่นที่มี spon กว้างกว่า 8m. การควบคุมต้องใส่ใจทุก ๆ ขั้นตอน สำหรับในงานขนาดเล็กการควบคุมอาจทำตามขั้นตอนต่อไปนี้

1. เมื่อขุดฐานรากเสร็จ
2. เมื่อทำ shaping ของ bedding เสร็จ
3. เมื่อประกอบท่อเสร็จ
4. ระหว่างการบดอัดในช่วงใต้จากจุดเปลี่ยนโค้งของท่อ
5. เมื่อการถมถึงระดับ spring-line level
6. เมื่อการถมถึงระดับ crown level
7. ระหว่างการเทและการบดอัดดินเหนือส่วนบนของท่อจนได้ระดับ require minimum dept

การดำเนินในขั้นตอนต่อไปจะทำได้เมื่อขั้นก่อนหน้านั้นเป็นไปตามข้อกำหนดที่ต้องการแล้ว ซึ่งทั้งคุณภาพและการบดอัดดินในการถมกลับต้องได้รับการตรวจสอบเพื่อให้แน่ในว่าเป็นไปตามข้อกำหนด

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 7

แบบจำลองดิน

(Modeling of Soil)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 7

Modeling of Soil

วัตถุประสงค์ในบทนี้ คือ

1) เพื่อให้รู้จักศัพท์เฉพาะที่สำคัญและแนวคิดสำหรับการถมดินกลับของโครงสร้าง Soil - steel bridge

2) อธิบายเกี่ยวกับหลักการของทฤษฎีความยืดหยุ่นที่นำมาใช้วิเคราะห์ดิน

3) ให้เป็นแนวทางในการคำนวณหาค่าตัวแปรที่ใช้ออกแบบและวิเคราะห์โครงสร้าง soil-steel bridge ด้วยวิธีการง่ายๆ

7.1 บทนำเกี่ยวกับแนวความคิด

โครงสร้างส่วนใหญ่มีการแสดงหลักการทางคณิตศาสตร์ ขององค์ประกอบต่างๆกันสำหรับโครงสร้าง soil-steel bridge เป็นขั้นตอนแรกที่สำคัญในการนำมาซึ่งสูตรที่ใช้ หรือหลักการที่ยอมรับในการรับน้ำหนักบรรทุกเมื่อโครงสร้างเสร็จสิ้น

มีหลายคนที่ใช้ความพยายามในการตรวจสอบ เพื่อแสดงให้เห็นถึงรูปแบบที่มีผลต่อดินโดยใช้การวิเคราะห์และสังเกต ซึ่งความยากง่ายขึ้นอยู่กับวิธีที่นำมาใช้วิเคราะห์ อาจจะรวมไปถึงวิธีการแบบ finite element FE และการประมาณ หรืออาจจะใช้วิธีการที่ทำให้ง่ายขึ้น ในสมัยก่อนใช้วิธีการที่ประกอบไปด้วยตัวแปรที่ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดิน ซึ่งเวลาต่อมาชนิดของดินได้ถูกแยกแยะอย่างชัดเจนโดยใช้ตัวแปรทางคณิตศาสตร์มากำหนด

ดินที่ใช้สำหรับโครงสร้าง soil-steel bridge จะมีความแตต่างจากวัสดุที่ใช้เป็นโครงสร้างในทุกๆด้าน เช่น ท่อขนาดใหญ่ที่ทำจากวัสดุที่มีคุณสมบัติทางเคมีและทางกายภาพ ที่ถูกควบคุมและกำหนดได้ ส่วนดินเป็นวัสดุที่มีทั่วๆไปตามธรรมชาติ มีคุณสมบัติแตกต่างกันไม่สามารถควบคุมได้ง่ายๆ ดินจำนวนมากที่นำมาใช้กับโครงสร้าง soil-steel bridge คุณสมบัติของดินที่ใกล้เคียงกันถ้าได้มาจากแหล่งเดียงกัน แต่ก็ยังยากที่จะควบคุมคุณสมบัติของดินให้เหมือนกันได้อย่างวัสดุที่นำมาใช้สร้างท่อ

ผู้ออกแบบมักจะใช้ดินที่มีแหล่งใกล้ๆกับการก่อสร้าง soil-steel bridge เพื่อที่จะใช้เป็นดินถมกลับ และใช้ความพยายามเพื่อปรับปรุงคุณสมบัติของดิน เมื่ออยู่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในโครงสร้าง มันเป็นสิ่งสำคัญที่ผู้ออกแบบต้องสามารถประเมินค่าคุณสมบัติของดินในการออกแบบและวิเคราะห์โครงสร้าง

7.1.1 การแบ่งชนิดของเม็ดดิน

ขนาดของเม็ดดิน และรบกวนดิน เป็นสิ่งที่มีอิทธิพลต่อคุณสมบัติทางกลของดินเพื่อความสะดวกในการแยกแยะขนาดของเม็ดดิน ระบบที่ยอมรับกัน คือ ระบบ ASTM ที่ใช้กับองค์การต่างๆ มีระบุในตาราง 7.1 ซึ่งมีความแตกต่างของขนาดเพียงเล็กน้อย เพื่อเพิ่มความมั่นใจในขนาดของเม็ดดิน

7.1.2 การแบ่งประเภทของดิน (Grading of Soil)

การแบ่งขนาดของเม็ดดินสามารถกระทำได้โดย ถ้าเป็นดินทรายหรือกรวด สามารถกระทำได้โดย การร่อนผ่านตะแกรงเหล็กขนาดต่างๆกัน สำหรับดินเหนียวและดินที่มีขนาดเล็กมากๆ จะสามารถแยกประเภทโดยความเร็วของการตกตะกอนของเม็ดดินเมื่อตัวอย่างดินนั้นสามารถตกตะกอนในน้ำได้

การแบ่งประเภทของเม็ดดินนั้นจะกำหนดได้โดย เปอร์เซ็นของมวลดินแห้งที่สามารถผ่านตะแกรงขนาดต่างๆ ประเภทของดินสามารถจะตีความหมายจากกราฟเพื่อที่จะรู้ว่าขนาดส่วนใหญ่ของเม็ดดินคือประเภทอะไร 2 ตัวอย่างได้แสดงในรูป 7.1 และสามารถมองรูปโค้งที่ได้จากกราฟทั้ง 2 เพื่อแยกประเภทของดิน

TABLE 7.1 Size Classification of Soil Particles

	Particle Size Limits in Millimeters for:					
Agency	Gravel	Coarse sand	Fine sand	Silt	Clay	Colloidal
AASHTO	76.2-2.0	2.0-0.42	0.42-0.075	0.075-0.002	<0.002	<0.001
ASTM	76.2-2.0	2.0-0.42	0.42-0.074	0.074-0.005	<0.005	<0.001

ตาราง 7.1

อนุภาคที่มีปริมาณมากแสดงอยู่บน curve ของกราฟ log และรูปร่างของ curve จะบ่งบอกกลุ่มของดิน, จะสามารถทราบได้ว่า curve ที่เรียบและมีปริมาณพอเหมาะดังกราฟทางขวาเป็นแบบ well-graded ในขณะที่ curve ทางซ้ายเป็นดินที่เป็นดินเหนียวเป็นส่วนใหญ่

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ในการแยกแยะประเภทของ cure นั้นจะมีพารามิเตอร์ที่ใช้เปรียบเทียบวิเคราะห์ชนิดของดิน ซึ่งมี Uniformity coefficient และ gradation coefficient ในการแยกแยะในระบบ Unified Soil Classification System (USCS) Uniformity coefficient , C_u สามารถหาได้จาก

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \qquad (7.1)$$

เมื่อ D_{10} คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของเม็ดดินที่สามารถผ่านตะแกรงได้ 10 เปอร์เซ็นจาก cure การกระจายขนาดของเม็ดดิน

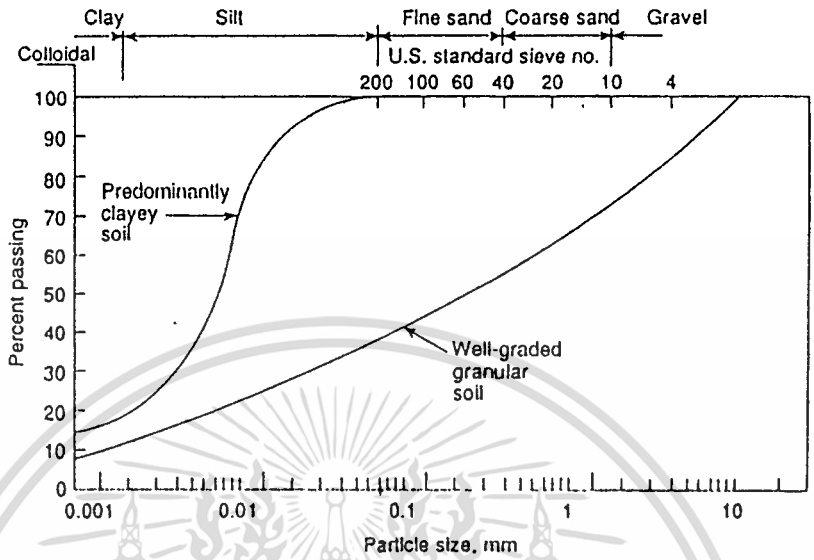
D_{60} คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของเม็ดดินที่สามารถผ่านตะแกรงได้ 60 เปอร์เซ็นจาก cure การกระจายขนาดของเม็ดดิน

พารามิเตอร์ตัวที่ 2 ,C_u เรียกว่า coefficient of gradation หรือ (Coefficient of concavity) หาได้โดย

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} D_{10}} \qquad (7.2)$$

D_{30} คือ เส้นผ่านศูนย์กลางของเม็ดดินที่สามารถผ่านตะแกรงได้ 30 เปอร์เซ็นจาก cure การกระจายขนาดของเม็ดดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป7.1

ในการแบ่งชนิดของดินสามารถออกแบบแตกต่างกันไป เช่น กระการขนส่งแห่ง Ontario จะใช้แบ่งอนุภาคของดินเป็นชนิด A , B และ C อนุภาคชนิด A คือ ดินที่ดีมากได้แก่ กรวด หรือกรวดทราย อนุภาคชนิด B อนุภาคจะเป็นกรวดและกรวดทรายเหมือนกันแต่จะมีขนาดคละไม่เท่ากันชนิด A และอนุภาคชนิด C เป็นดินเหนียวหรือกรวดดินเหนียวหรือกรวดทราย ชนิด A และ B จะใช้ในการถมโครงสร้าง Soil-Steel Bridge ในทางตรงข้ามอนุภาคชนิด C ไม่เหมาะสมที่จะใช้งานด้านนี้ ดินที่ล้อมรอบประเภท A กลุ่ม 1 และประเภท B กลุ่ม 1 (ตาราง 5.2) จะแสดงในรูปที่ 7.2 a และ b ตามลำดับ จะเห็นว่ากลุ่ม A จะรวมเฉพาะดินที่มีขนาดคละกันดีทำให้ช่วงห่างของขนาดเม็ดดินแคบ แต่ในทางตรงกันข้ามดินที่ล้อมรอบประเภท B จะปนกันขนาดเม็ดดินที่มีขนาดคละไม่ดีจึงเกิดช่วงห่างของขนาดเม็ดดินมาก ขนาดคละของประเภท A จึงดีกว่า B

7.1.3 ประเภทของดิน (Classification of Soil)

พารามิเตอร์ที่สำคัญๆทั้งหลายทางกายภาพของดินของสมาคมที่สอดคล้องกับระบบ Unified Soil Classification (USCS) ตัวอย่างเช่น การออกแบบ Code ของ Ontario

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Highway Bridge (OHBDC) (ดูในตาราง 5.1) ใช้ในการหากลุ่มของดินโดย USCS (ASTM designation D-2847)

การแบ่งชนิดของดินในระบบนี้จะมีการใช้ Casagrande Plasticity Chart (ดังรูป 7.3)

Casagrande plasticity chart จะแสดงคู่ลำดับ coordinate ระหว่าง plasticity Index เป็นแกนตั้งและ liquid limit เป็นแกนนอนการใช้ Chart นี้ ดินจะต้องมีคุณสมบัติเป็น plastic ที่สามารถหาได้โดยใช้ค่า Atterberg's limits (อ้างอิง 6)

ดินที่ใช้เป็นหลักในระบบ Unified Soil Classification คือส่วนหยาบ และส่วนละเอียด ส่วนหยาบสามารถทราบได้จากเปอร์เซ็นต์ที่ค้างบนตะแกรงมากกว่าหรือเท่ากับ 50 เปอร์เซ็นสำหรับตะแกรงเบอร์ 200 (ขนาดของช่องเท่ากับ 0.075 มิลลิเมตร) สำหรับส่วนละเอียดคือดินที่แผ่นตะแกรงเบอร์ 200 ได้มากกว่า 50 เปอร์เซ็น

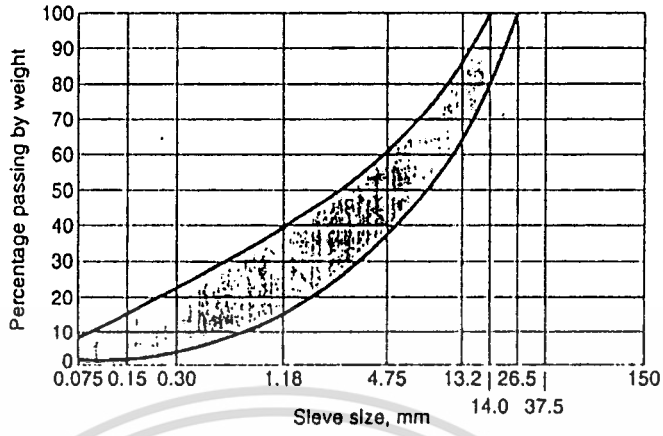
ส่วนหยาบสามารถแยกย่อยได้ 2 กลุ่มย่อย

1) ดินกรวด

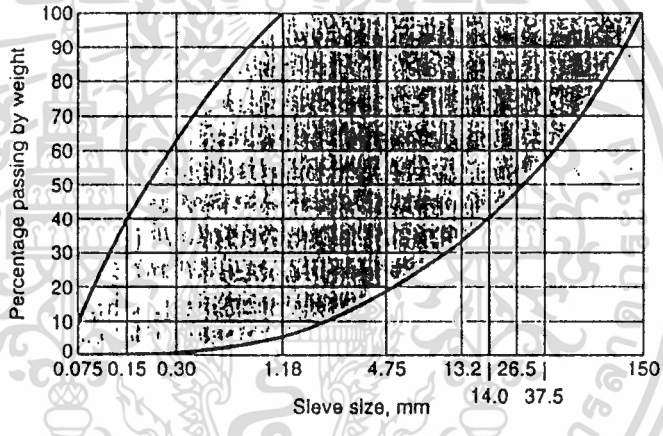
2) ดินทราย

ถ้าดินกรวดใช้ G นำหน้า ส่วนดินทรายใช้ S นำหน้าสัญลักษณ์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



(a)



(b)

รูป7.2

กรวดจะหาได้จากส่วนที่ค้างอยู่บนตะแกรงเบอร์ 4 มากกว่าส่วนที่ผ่าน ส่วนทรายจะหาได้จากส่วนที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 4 ได้มากกว่าส่วนที่ค้าง

การที่จะบอกว่าเป็นกรวดหรือทรายแบบไหนจำเป็นที่จะต้องใช้ค่า C_u และ C_c และมีการวิเคราะห์ Casagrande Plasticity ทรายและกรวดสามารถแยกย่อยออกเป็น 8 กลุ่ม

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

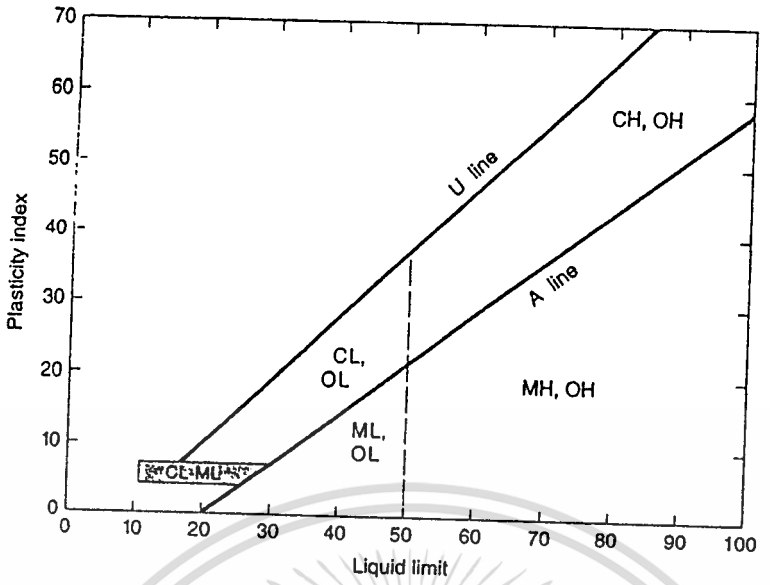


Figure 7.3 Casagrande plasticity chart.

รูป7.3

-1. ส่วนหยาบ (มีเปอร์เซ็นผ่านตะแกรงเบอร์ 200 น้อยกว่า 5 เปอร์เซ็น) โดยค่า $C_u \geq 4$ และ $C_c = 1$ ถึง 3 สำหรับกรวด และ $C_u \geq 6$ และ C_c=1 ถึง 3 สำหรับทรายเรียก well-grained (ตามหลังด้วยสัญลักษณ์ W) และสามารถใช้ GWและ SW สำหรับ กรวดและทราย ตามลำดับ

-2. ส่วนหยาบ (เปอร์เซ็นผ่านตะแกรงเบอร์ 200 < 5 เปอร์เซ็น)สำหรับส่วนคละไม่ดี จะมีสัญลักษณ์ P ตามหลัง และใช้สัญลัษณ์ GP และ SP ตามลำดับ

-3. ส่วนหยาบ (ที่มีเปอร์เซ็นผ่านตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 12 เปอร์เซ็น) โดยมีค่า plasticity index (PI) น้อยกว่า 4 และอยู่ตำแหน่งใต้เส้น A ใน Casagrande plasticity chart เรียกว่า Silty gravels และ silty sands (ตามด้วย M ในสัญลัษณ์) และใช้สัญลักษณ์ GM และ SM สำหรับกรวดและทรายตามลำดับ

-4. ส่วนหยาบ (ที่มีเปอร์เซ็นผ่านตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 12 เปอร์เซ็น) โดยค่า plasticity index (PI) มากกว่า 7 (บ่งชี้ความเป็นดินเหนียว) และคุณสมบัติ plastic อยู่เหนือเส้น A ใน Casagrande plasticity chart เรียก clayey gravels และ clayey sands (ตามหลังด้วยสัญลักษณ์ C) และใช้สัญลักษณ์ GC และ SC สำหรับทรายและกรวดตามลำดับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

-5. ส่วนหยาบ ที่มีมาตราฐานอยู่ในเกณฑ์ well-graded มี (C_u และ C_c) อยู่ในกลุ่ม (4) และค่า plastic ที่กำหนดอยู่ในกลุ่ม (3) (silty soil , คุณสมบัติความเป็น plasticอยู่ใต้เส้น A line ใน Casagrande plasticity chart) เรียก well-graded silty gravels หรือ well-graded silt sand และใช้สัญญลักษณ์กลุ่มเป็น GW-GMและ SW-SM ตามลำดับ

-6. ส่วนหยาบที่มีอยู่ในเกณฑ์ poorly-graded (กลุ่ม 2) โดยมีคุณสมบัติ plastic อยู่ในกลุ่ม (3) เรียก poorly graded silty gravels or poorly graded silty sands และใช้สัญลักษณ์ SP-GM และ SP-SM ตามลำดับ

-7.ส่วนหยาบที่อยู่ในเกณฑ์ well-graded ของกลุ่ม (1) และคุณสมบัติ plastic เหมือนกลุ่ม (4) และดินเหนียวมีคุณสมบัติ plastic เหนือเส้น A line ใน Casagrande plasticity chart เรียก well-graded clayey gravels or well-graded clayey sand , และใช้สัญญลักษณ์กลุ่มเป็น GW-GC และ SW-SC ตามลำดับ

-8. ส่วนหยาบที่อยู่ในเกณฑ์ porly graded ในกลุ่ม (2) โดยมีคุณสมบัติ plastic กลุ่ม (4) เรียก poorly graded, clayey gravels หรือ poorly graded clayed sands และบ่งชี้โดยสัญญลักษณ์ GP-GC และ SP-SC ตามลำดับ

ตารางการแบ่งชนิดของดินได้สรุปไว้ในตาราง 7.2 และ 7.3 เพื่อใช้บอกสัญลักษณ์ของกรวดและทรายตามลำดับ

ส่วนละเอียด (มีเปอร์เซ็นผ่านตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 50%) และหาได้ตามกลุ่มดังนี้

1. ดินตะกอนที่ไม่มีสารอินทรีย์ปน สัญญลักษณ์กลุ่มนำหน้าด้วย M

2. ดินเหนียวที่ไม่มีสารอินทรีย์ปน สัญญลักษณ์กลุ่มนำหน้าด้วย C

3. ดินตะกอนและดินเหนียวที่มีสารอินทรีย์เจือปนนำหน้าด้วย O

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 7.2 Unified Classification System—Group Symbols for Gravelly Soil
(Reproduced with permission from Ref. 6.)

Group symbol	Criteria
GW	Less than 5% passing no. 200 sieve; $C_u = D_{60}/D_{10}$ greater than or equal to 4; and $C_c = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$ between 1 and 3
GP	Less than 5% passing no. 200 sieve; and not meeting both criteria for GW
GM	More than 12% passing no. 200 sieve; Atterberg's limits plot below A line (Fig. 7.3) or plasticity index less than 4
GC	More than 12% passing no. 200 sieve; Atterberg's limits plot above A line (Fig. 7.3); and plasticity index greater than 7
GC-GM	More than 12% passing no. 200 sieve; Atterberg's limits fall in hatched area marked CL-ML in Fig. 7.3
GW-GM	Percent passing no. 200 sieve is 5 to 12; and meets the criteria for GW and GM
GW-GC	Percent passing no. 200 sieve is 5 to 12; and meets the criteria for GW and GC
GP-GM	Percent passing no. 200 sieve is 5 to 12; and meets the criteria for GP and GM
GP-GC	Percent passing no. 200 sieve is 5 to 12; and meets the criteria for GP and GC

TABLE 7.3 Unified Classification System—Group Symbols for Sandy Soil
(Reproduced with permission from Ref. 6.)

Group symbol	Criteria
SW	Less than 5% passing no. 200 sieve; $C_u = D_{60}/D_{10}$ greater than or equal to 4; and $C_c = \dfrac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ between 1 and 3
SP	Less than 5% passing no. 200 sieve; and not meeting both criteria for SW
SM	More than 12% passing no. 200 sieve; Atterberg's limits plot below A line (Fig. 7.3) or plasticity index less than 4
SC	More than 12% passing no. 200 sieve; Atterberg's limits plot above A line (Fig. 7.3); and plasticity index greater than 7
SC-SM	More than 12% passing no. 200 sieve; Atterberg's limits fall in hatched area marked CL-ML in Fig. 7.3
SW-SM	Percent passing no. 200 sieve is 5 to 12; and meets the criteria for SW and SM
SW-SC	Percent passing no. 200 sieve is 5 to 12; and meets the criteria for SW and SC
SP-SM	Percent passing no. 200 sieve is 5 to 12; and meets the criteria for SP and SM
SP-SC	Percent passing no. 200 sieve is 5 to 12; and meets the criteria for SP and SC

ตาราง 7.2 และ 7.3

ในการจำแนกส่วนละเอียดนั้นจะเน้นที่คุณสมบัติความเป็น plastic ของดินโดยมีอักษรตามหลังด้วย L หมายถึง ค่า liquid limit มีค่าน้อยกว่า 50 เปอร์เซ็น และตามหลังด้วย H หมายถึง ค่า liquid limit มีค่ามากกว่า 50 เปอร์เซ็น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7.1.4 หน่วยน้ำหนักแห้ง (ความหนาแน่น)

ความหนาแน่นของดินเป็นคุณสมบัติที่สำคัญมากในด้านวิศวกรรมมีผลกระทบต่อพฤติกรรมของ Soil-Steel Bridge เพื่อเป็นการเสริมสร้างความแข็งแรงและกำลังโครงสร้าง จึงมีการถมดินกลบในระหว่างการก่อสร้าง ปัจจัยที่มีอิทธิผลต่อความหนาแน่นของดินได้สรุปหัวข้อไว้ดังต่อไปนี้ และทฤษฎีสำหรับการคำนวณดังนี้

ความหนาแน่นของดินโดยปกติทางวิศวกรรมจะหาออกมาในรูปน้ำหนักต่อปริมาตร (หรือ Unit weight) มันจะต่างจากคำจำกัดความของความหนาแน่น ในโปรเจ็กฉบับนี้จะใช้หน่วยเป็น กรัมต่อลูกบาศก์เซนติเมตร หรือ ปอนด์ต่อลูกบาศก์ฟุต

หน่วยน้ำหนักแห้ง หมายถึง น้ำหนักของมวลดินแห้งต่อปริมาตรและ น้ำหนักแห้งต่อปริมาตรความชื้นในช่องว่างของดิน เรียก moist unit weight or bulk unit weught ปริมาณความชื้นหาได้จาก น้ำหนักของน้ำ W_w และน้ำหนักแห้งของมวลดิน W_s สามารถหาได้จากความสัมพันธ์ดังนี้

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \qquad (7.3)$$

ค่าความอิ่มตัว (degree of saturation (S)) เป็นอัตราส่วนของปริมาตรน้ำ V_w กับปริมาตรของช่องว่าง V_v มีค่าดังนี้

$$S = \frac{V_w}{V_v} \qquad (7.4)$$

สำหรับดินที่มีการบดอัด ค่าหน่วยน้ำหนักแห้งของดินยังคงที่ในขณะที่หน่วยน้ำหนักเปียก (wet unit weight) สามารถเปลี่ยนแปลงระหว่างค่าหน่วยน้ำหนักแห้งและอิ่มตัว

ค่าน้ำหนักดินขึ้นกับหลัก 3 ประการ

(1) ปริมาณช่องว่างสัมพันธ์กับปริมาตรของดิน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(2) ค่าความถ่วงจำเพาะของดิน

(3) ปริมาณความชื้น

จุดประสงค์ของการบดอัดก็เพื่อจะลดปริมาณของช่องว่างในดินและเพิ่ม unit weight ดังจะกล่าวต่อไปในโปรเจ็กเล่มนี้ การบดอัดอย่างมากในดินเป็นสิ่งที่ดีสำหรับการถมดินของงาน Soil-Steel bridge

ความสัมพันธ์ระหว่างวัตถุแข็งในดินอาจจะไปกดช่องว่างหรือความพรุนสามารถหาค่าความพรุนได้ดังนี้

$$e = \frac{V_e}{V_s} \qquad (7.5)$$

เมื่อ V_e = ปริมาตรของช่องว่างในหนึ่งหน่วยปริมาตร

V_s = ปริมาตรของของแข็ง

และค่าความพรุนจะบ่งชี้เป็นเปอร์เซ็น n หาได้โดย

$$n = \frac{V_e}{V} \times 100 \qquad (7.6)$$

เมื่อ V = ปริมาตรของดิน

V_e = ปริมาตรของช่องว่าง

ความสัมพันธ์ระหว่างค่า V_s กับ V_e สามารถนำมาหาปริมาตรของดิน V

โดย V_e = ปริมาตรอากาศ (V_a) และความชื้น (V_m) รวมกัน

$$V = V_s + V_e \qquad (7.7)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

และ $V = V_s + V_a + V_m$ (7.8)

ค่าเปอร์เซ็นของ air voids บ่งชี้โดยค่า n_a หาได้จาก

$$n_a = \frac{V_a}{V} \times 100 \quad (7.9)$$

ในทำนองเดียวกันค่าเปอร์เซ็นของ solids ระบุโดย n_sหาจาก

$$n_s = \frac{V_s}{V} \times 100 \quad (7.10)$$

ค่าอันตราส่วนช่องว่าง e และความพรุน n สามารถอธิบายโดย

$$e = \frac{n}{100 - n} \quad (7.11)$$

$$n = \frac{100e}{1 + e} \quad (7.12)$$

และจะได้ว่า

$$n_s + n = 100\% \quad (7.13)$$

$$n_s + n_a + n_m = 100\% \quad (7.14)$$

เมื่อ $n_m = \frac{V_m}{V} \times 100.$

ทั้งหน่วยน้ำหนักและช่องว่างของดินมีอิทธิพลต่อการจัดเรียงอนุภาคของดิน ดังรูปโถที่บรรจุเม็ดดินแข็งขนาดเท่าๆกันแสดงในรูปที่ 7.4 มันไม่สามารถอัดตัวแน่นทึบได้ ถ้าอนุภาคมีขนาดแตกต่างกัน โดยอนุภาคขนาดเล็ก ๆ จะไปแทรกในระหว่างช่องว่างของอนุภาคขนาดใหญ่ และเรียกดินนี้ว่า well graded และ จะมี grading curve เป็น พาลาโบลิก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7.1.5 Relative density

เป็นการวัดขนาดของการบดอัดของดินแห้ง โดย relative density (D_r) หาได้จาก

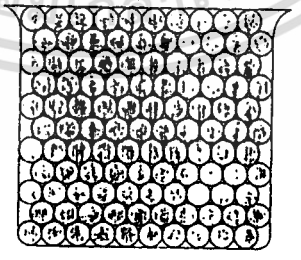
$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \qquad (7.15)$$

เมื่อ e เป็นอัตราส่วนช่องว่าง และ e_{max} และ e_{min} เป็นค่าสูงสุดและต่ำสุดของค่า e ตามลำดับ ซึ่งจะต้องมีความหลวมในตอนแรกและต่อมามีความแน่นเพิ่มขึ้น

ค่าของ e_{max} หาได้โดยดินแห้งที่ขนาดเล็กและขนาดเท่ากัน มีการเทอย่างช้าๆ ถูกรบกวนให้น้อยที่สุด ลงไปในกรวยไหลลงปริมาตรบรรจุที่ทราบค่า และชั่งน้ำหนัก ในขบวนการนี้จะต้องเป็นดินแห้งเพื่อป้องกัน "การขยายตัว" ส่วนค่าของ e_{min} หาได้หลังจากมีการอัดดินแห้งด้วยตุ้มน้ำหนักหรือการเขย่า

ในการใช้งานจากหน่วยน้ำหนักต่างๆ สามารถแสดงความสัมพันธ์สำหรับความหนาแน่นสัมพัทธ์ของดินแห้งได้ตามนี้

$$D_r = \left(\frac{\gamma - \gamma_{(min)}}{\gamma_{(max)} - \gamma_{(min)}} \right) \frac{\gamma_{(max)}}{\gamma} \times 100 \qquad (7.16)$$



รูป 7.4

เมื่อ γ_{min} เป็นหน่วยน้ำหนักแห้งของดินในสภาวะหลวม(สอดคล้องกับ e_{max})

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

γ_{max} เป็นหน่วยน้ำหนักแห้งของดินในสภาวะแน่น (สอดคล้องกับ e_{min})

γ เป็นหน่วยน้ำหนักแห้งของดินในสภาวะที่เป็นอยู่ (สอดคล้องกับค่า e)

คุณสมบัติเฉพาะตัวของดินเกี่ยวกับความหมายของความหนาแน่นสัมพัทธ์ แสดงในตาราง 7.4 ในการหาค่าต่ำสุดและค่าสูงสุด ของหน่วยน้ำหนักแห้ง จะใช้ความสัมพันธ์ของความหนาแน่น ซึ่งได้จากมาตรฐาน ASTM

ดังนั้น ในการหาค่า minimum dry unit weight ของอนุภาคดินโดยใช้ mold ที่มีปริมาตร 2830 ลบ.ซม. (0.1 ลบ.ฟุต) อนุภาคของเม็ดดินจะถูกเทลงmold โดยใช้กรวย โดยมีการฉีดน้ำผ่านท่อขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12.7 มม. ระยะเฉลี่ยของการเทอนุภาคดิน = 25.4 มม. (1 นิ้ว)

ในที่นี้ γ_{min} สามารถหาได้จาก

$$\gamma_{min} = \frac{W_s}{V_m} \qquad (7.17)$$

เมื่อ W_s เป็นน้ำหนักอนุภาคดินที่อยู่ใน mold มาตรฐาน

และ V_m เป็นปริมาตรของ mold

พารามิเตอร์ของอนุภาคดินแห้งตัวต่อไปจะปรากฏอยู่ในคำจำกัดความของความหนาแน่นสัมพัทธ์ สามารถหาได้โดยพิจารณาจาก ASTM Test Designation D-2049 โดยการสั่น ในการหาค่า γ_{max} โดยมีน้ำหนักแผ่กระจาย = 13.8 kN/m^2(2 psi) กระจายอยู่ผิวบนของอนุภาคดิน อยู่ใน mold มาตรฐานมีปริมาตร 2830 ลบ.ซม.(0.1 ลบ.ฟุต) จากนั้น mold จะถูกสั่น อ้วยความถี่ 3600 รอบ/นาที ด้วย Amplitude ของการสั่น .635 มม.(0.025 นิ้ว) ใช้เวลาทั้งหมด 8 นาที

ในการหาค่า γ_{max}หาได้จากน้ำหนักและปริมาตรหลังจากการเขย่าแล้ว ค่า D_r มีค่าระหว่าง 0 ถึง 100 โดยจะมีค่าจากสภาวะดินหลวมมากจนถึงดินมีความหนาแน่นมาก

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 7.4 Qualitative Description of Granular Soil

Relative density (%)	Description of soil
0–15	Very loose
15–50	Loose
50–70	Medium
70–85	Dense
85–100	Very dense

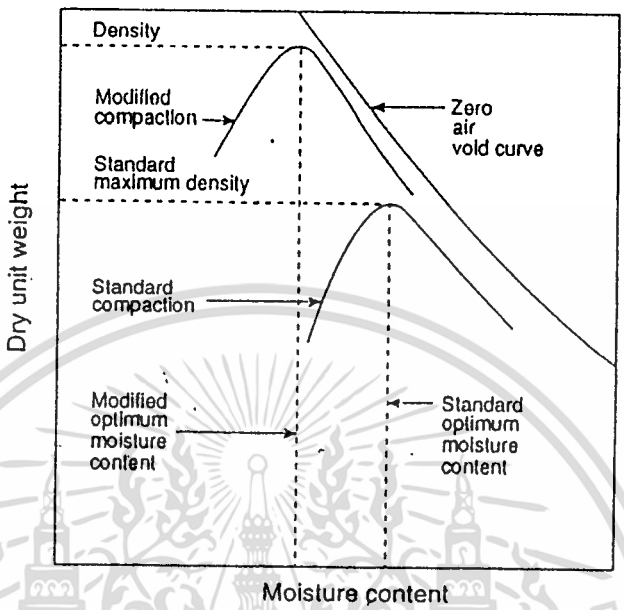
ตาราง 7.4

7.1.6 การควบคุมหน่วยน้ำหนักแห้งของดิน (Proctor dry unit weight)

การบดอัดดิน หลักๆมีการลองผิดลองถูกมาจนถึงปี 1930 เมื่อ R.R.Proctor ได้ค้นพบและได้กล่าวถึงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยหน่วยน้ำหนักแห้ง เปอร์เซ็นความชื้น และความอัดแน่น ในการทดสอบในห้องทดลอง พบว่าหน่วยน้ำหนักแห้งของดินตัวอย่างจะเพิ่มขึ้นในตอนเริ่มต้น ด้วยการเพิ่มขึ้นของปริมาณความชื้นจนกระทั่งถึงค่าสูงสุดที่เรียกว่า optimum moisture content และค่าต่างๆเกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่าง moisture content และค่า optimum ได้แสดงในรูป 7.5

ในการทดสอบแบบ standard proctor ดินจะถูกอัดใน mold ทรงกระบอกเส้นผ่านศูนย์กลาง 102 มิลลิเมตร (4 นิ้ว) สูงประมาณ 114 มิลลิเมตร (4.5 นิ้ว) มีการบดอัดใน mold เป็น 3 ชั้น แต่ละชั้นจะบดอัดด้วยตุ้มน้ำหนัก = 24.5 นิวตัน (5.5 ปอนด์) จำนวน 25 ครั้ง ตุ้มน้ำหนักเป็นเหล็กกลมกดทับลงไปในดินมีเส้นผ่านศูนย์กลาง 510 มิลลิเมตร (2 นิ้ว) ตุ้มน้ำหนักสามารถทิ้งด้วยระยะอย่างประมาณ = 0.305 เมตร (12 นิ้ว) สำหรับแต่ละครั้งจำนวนพลังงานที่ใช้ได้มาโดยการทดสอบในห้องทดลองเพื่อหาค่า maximum density ของ proctor และในสภาพจริงในการทำงานค่าพลังงานอันนี้ก็จะสอดคล้องกัน

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 7.5

ระหว่างการทดสอบแบบ standard proctor ค่าพลังงาน CE ที่กระทำต่อดินมีค่าเท่ากับ

$$CE = (3)(25)(24.5)(0.305)/(9.44*10^{-4}*1000)=593.7\ KJ/m^3$$

ผลจากพลังงานที่ส่งไปยังดิน

1. เพิ่มค่าหน่วยน้ำหนักดิน (unit weignt)

2. เพิ่มค่าความต้านทานต่อแรงเฉือน (shear strength)

3. ลดค่าความซึมได้ของดิน (permeabikity)

4. ลดค่าการหดตัวของดิน (shrinkage)

5. ลดค่าความสามารถในการยุบอัดตัว (compressibility)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่า maximum dry unit weight หาได้จาก standard proctor test และเรียกว่า Standard Proctor dry unit weight และปริมาณความชื้นจะมีความสอดคล้องกับค่า maximum dry unit weight นี้ โดยจะเรียกค่าปริมาณความชื้นว่า Optimum moisture content

ค่าเปอร์เซ็นการบดอัด ฎ สามารถหาได้ดังสมการดังนี้

$$R(\%) = \frac{\gamma d(\text{field})}{\gamma d(\text{max} - \text{lab})} * 100\% \qquad (7.18)$$

เมื่อ $\gamma_{d\ (field)}$ เป็นหน่วยน้ำหนักแห้งของอนุภาคดินในสนาม

และ $\gamma_{d\ (max\text{-}lab)}$ เป็นค่าสูงสุดของหน่วยน้ำหนักแห้งของดินที่สอดคล้องกับค่า Optimum moisture content (OMC) หาได้จากการทดลองในห้องทดลอง

ในบางครั้งการบ่งชี้ถึงความบดอัดอนุภาคเม็ดดิน จะเกี่ยวข้องกับความสัมพันธ์ relative density (D_r) (ความหนาแน่นสัมพันธ์) ดังสมการข้างล่างนี้

$$R = \frac{R_0}{1 - D_r(1 - R_0)} \qquad (7.19)$$

และ $$R_0 = \frac{\gamma d(\text{min})}{\gamma d(\text{max})} \qquad (7.20)$$

Lee และ Singh ได้ทำการทดลองวิจัยเพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่าง relative compaction (R) กับ relative density (D_r)

$$R = 80 + 0.2D_r \qquad (7.21)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

สำหรับงานดินถมของ soil-steel bridge จะใช้ดินที่มีการบดอัดระหว่าง 85 และ 95 เปอร์เซ็นของ Standard Proctor dry unit weight

7.1.7 Modified Proctor dry unit weight

กองทัพบกของอเมริกาได้ริเริ่มคิดค้นวิธีการนี้ขึ้น โดยการดัดแปลงวิธีของ Standard Proctor โดยให้พลังงานในการบดอัดสูงขึ้น เป็นเหตุให้ค่าการบดอัดต่อหน่วยน้ำหนักสูงกว่าแบบ Standard Proctor โดยใช้ Mold ขนาดเดียวกัน โดยใช้น้ำหนักของตุ้มเพิ่มเป็น 44.5 นิวตัน (10 ปอนด์) และความสูงของระยะทิ้งตุ้มเพิ่มเป็น 0.459 ม. (18 นิ้ว) ค่าสูงสุดของหน่วยน้ำหนักหาได้โดยวิธี modified จะได้ modified proctor dry unit weight และค่า modified AASHTO dry unit weight ค่า moisture content จะรู้ได้ในชื่อของ modified optimum moisture content

พลังงาน CE ในระหว่างการบดอัดโดยวิธี modified proctor จะมีค่าเท่ากับ

$$CE=(5)(25)(44.5)(0.46)/(9.44*10^{-4}*1000)=2710.5\ KJ/m^3$$

พลังงานในการ compaction ทั้ง 5 ชั้น จะมีพลังงานมากกว่าแบบ standard proctor

สำหรับพลังงานที่เพิ่มเป็นพิเศษ จะไปเพิ่มค่า dry unit weight ประมาณ 5-10% การเปรียบเทียบค่า standard proctor test กับ modified proctor ได้แสดงให้เห็นในรูปที่ 7.5 นั้นแสดงให้เห็นว่า การทดสอบแบบ modified proctor จะให้ค่า dry unit weight สูงกว่า แต่จะให้ค่า moisture content ลดลง

7.1.8 Zero-air-void curve

ในระหว่างการบดอัด สถานะของดินจะมีอยู่ 3 ระบบ ประกอบด้วย ดิน น้ำ และอากาศ ในตอนเริ่มต้นก่อนการบดอัด สามารถแสดงโดยค่า optimum moisture content

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(OMC) ของดินแห้ง การพิจารณาอากาศจะแสดงอยู่ภายในดิน ถ้าการบดอัดมีประสิทธิภาพแล้ว อาจจะเป็นไปได้ที่น้ำเข้าไปแทนที่ช่องว่าง และ เหลือองค์ประกอบดินอยู่ 2 เฟส คือ น้ำและดิน อย่างไรก็ตามไม่มีทางทำให้เหลือเพียง 2 เฟสได้ในระบบ (degree of saturation S=100%) curveโดยทั่วๆไปจะอยู่ต่ำกว่า curve Zero-air-void ดังรูปที่ 7.5แสดงโดย curve นี้จะแสดงค่า *dry unit weight* ของดิน เมื่อดินประกอบด้วยอนุภาคดินและน้ำเท่านั้น โดยที่ค่า Zero-air-void unit weight γ_{dz}มีความสัมพันธ์กับเปอร์เซนต์ความชื้นโดย

$$\gamma_{dz} = \frac{G\,\gamma_w}{1 + G(w/100)} \qquad (7.22)$$

เมื่อ G คือค่าความถ่วงจำเพาะของเม็ดดิน

γ_w คือ ค่าหน่วยน้ำหนักของน้ำ

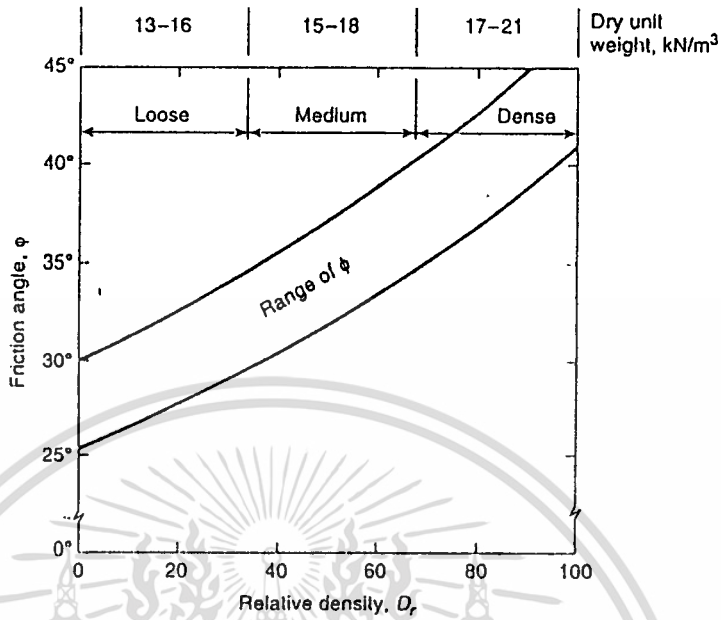
W คือ ค่าเปอร์เซนต์ความชื้น

7.1.9 Angle of internal friction(มุมเสียดทานภายใน)

การบดอัดอนุภาคดินให้น้ำหนักต่อหน่วยสูงๆมีผลไปเพิ่มกำลังต้านทานต่อแรงเฉือนที่อยู่ติดๆกันของเม็ดดิน angle of internal friction (ϕ) ก่อนหน้านี้ได้กล่าวถึงค่าrelative compaction (ϕ) สัมพันธ์กับความหนาแน่นสัมพัทธ์ (D_r)ของอนุภาคดิน ดังนั้น ค่า (D_r) สามารถพิจารณาพารามิเตอร์อื่นๆที่มีผลกระทบโดยกระบวนการบดอัด และ ประมาณค่าความสัมพันธ์ระหว่าง D_r และ ϕ ดังในรูปที่ 7.6 ค่า shear strength หาได้จากขบวนการบดอัดอนุภาคของเม็ดดิน ขอบเขตของค่า ϕ หาได้จะอยู่ระหว่าง 25° และ 41°

ค่า ϕ ในตอนต้นจะพิจารณาในสภาวะดินหลวม ในขณะที่ต่อมาจะพิจารณาเมื่อดินมีความหนาแน่นมากขึ้น

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 7.6

7.1.10 Requirements for backfill selection (ข้อกำหนดในการเลือกดินถมกลับ)

ไม่สามารถที่จะแน่ใจเลยทีเดียวว่าดินที่ใช้ถมกลับรอบๆท่อของโครงสร้าง soil-steel bridges จะต้องประกอบด้วยอนุภาคของดิน และ ดินที่สามารถระบายน้ำ เช่นดินที่มีคุณสมบัติที่น่าพอใจในด้าน elastic และไม่ขึ้นกับเวลา กำลังต้านทานต่อแรงเฉือนจะไม่เป็นผลกระทบต่อความชื้นที่มีอยู่ในดิน

ในตอนเหนือของอเมริกา มีหลักใหญ่ๆที่ระบุการออกแบบและวิธีการก่อสร้างโครงสร้าง soil-steel bridges อยู่ 3 องค์กรที่เกี่ยวข้องดังนี้

1. The American Iron and Steel Institute (AISI) handbook

2. The american Association of State Highway and Transportion Officials (AASHTO) เรื่องเกี่ยวกับ highway bridges

3. The Ontario Highway Bridge Design (OHBD) Code

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อกำหนดสำหรับเลือกดินถมกลับจะอยู่ในเอกสารที่ให้มานี้ หลักใหญ่ๆในการเน้นย้ำถึงความสำคัญของดินถมกลับในโครงสร้างสะพานที่สมบูรณ์แล้ว

AISI Handbook ต้องการใช้คุณสมบัติของวัสดุที่เหมือนกัน ในการถมกลับรอบๆส่วนของโครงสร้างเป็นประจำใช้เป็นทำนบกันดินของทางถนน โดยมีการใช้โลหะฝังลงไปในดิน ดินเหนียวหรือ cohesive soil ,AISI อนุญาตให้ใช้ท่อโลหะขนาดเล็ก และดินถมกลับจะต้องบดอัดอย่างระมัดระวังที่ optimum moisture content ถ้าเป็นดินที่ละเอียดมากๆควรจะหลีกเลี่ยงการใช้วัสดุฝังลงไป เพราะเมื่อปริมาณน้ำใต้ดินสูงจะเป็นผลให้อนุภาคดินแทรกซึมเข้าไปในท่อ ควรใช้กรวดหรือวัสดุที่ใกล้เคียงโดยมีการบดอัด 90 ถึง 95% ในการพิจารณาโดย AISI handbook การบดอัดดินโดยทั่วไป บดอัดอย่างน้อยที่สุด = 85 % สำหรับมาตรฐาน AASHTO density โดยจะพิจารณาค่า % น้อยที่สุดในทุกสถานะของดินฯ

ในการแบ่งชั้นของดินสำหรับอนุภาคดิน กระทำโดย AASHTO ซึ่งหาได้ในตาราง 7.5 สำหรับโครงสร้างยาวๆ (long span) จะหาได้ในบทที่ 5 หัวข้อที่5.2 ดินที่ใช้ถมจะต้องมาจากดินในตารางที่ 7.5 นอกเหนือจากดิน A-2-6 และดินA-2--7 ที่จะไม่เหมาะสมสำหรับ soil-steel -bridges เมื่อความลึกของดินที่ปกคลุมมากกว่า 3.66 ม.(12 ฟุต) เฉพาะดิน A-1 และ A-3 อนุญาตให้ใช้เป็นดินถมกลับ สำหรับทุกๆส่วนของโครงสร้าง และค่าการบดอัดที่ต้องอย่างน้อยที่ก็เท่ากับ 90% standard AASHTO density

7.2 ดินที่มีสภาวะยืดหยุ่นได้ปานกลาง (Soil as an Elastic Medium)

ถึงแม้ว่าดินในธรรมชาติจะมีขนาดเล็กไม่เป็นเนื้อเดียวกัน ดินมักถูกวิเคราะห์ปบบยืดหยุ่นได้ปานกลางพื้นฐานของทฤษฎี elasticity ของดินจะมีอยู่ในบทนี้ วัสดุทีมีความยืดหยุ่นจะสามารถรักษารูปร่างดั่งเดิมได้ แม้ว่าจะมี load มากระทำ ค่าความสัมพันธ์ระหว่าง ความเค้น ความเครียด อาจจะเป็นเส้นตรง ในกรณีนี้ วัสดุก็เรียกว่า linear elastic เมื่อความเค้นความเครียดของแบบ nonlinear แสดงในรูป 7.7b วัสดุที่ใช้ก็เรียกว่า nonlinear elastic มันสามารถที่จะหาได้จากตารางที่ 7.7 ในทั้งกรณี linear และ nonlinear curves ของความเค้นความเครียดจะเป็นแบบ loading และ unloading ตามลำดับ

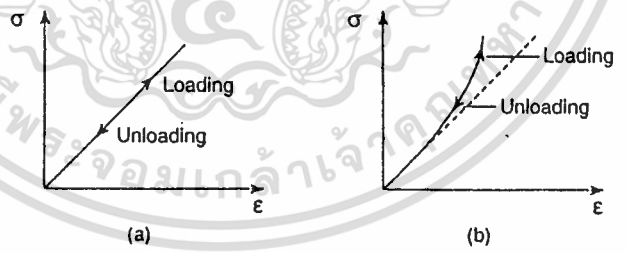
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

TABLE 7.5 Classification of Soils According to AASHTO Specifications

General classification	Granular materials (35% or less passing no. 200)						
Group classification	A-1		A-3	A-2			
	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Sieve analysis: Percent passing:							
No. 10	50 max	—	—	—	—	—	—
No. 40	30 max	50 max	51 min	—	—	—	—
No. 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max
Characteristics of fraction passing no. 40:							
Liquid limit	—		—	40 max	41 min	40 max	41 min
Plasticity index	6 max		NP	10 max	10 max	11 min	11 min
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments, gravel and sand		Fine sand	Silty or clayey gravel and sand			
General rating as backfill material	Excellent to good						

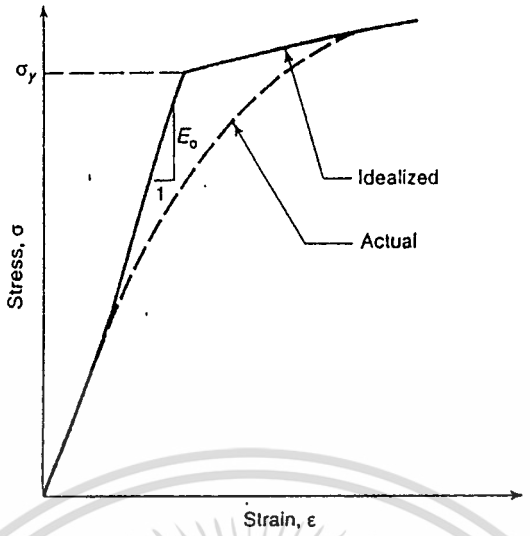
ตาราง 7.5

ทฤษฎีง่ายๆวิธีหนึ่งในการวิเคราะห์วัสดุ nonlinear elastic สามารถวิเคราะห์จาก curve stress-strain (ความเค้น-ความเครียด) โดยเป็นโค้งที่เหมาะสม สามารถวิเคราะห์โดยเส้นตรง 2 เส้น โดยการประมาณค่าและวิเคราะห์วัสดุ ลักษณะของ bilinear material (วัสดุที่มีกราฟความเค้น-ความเครียดเป็นเส้นตรง 2 เส้น) ได้แสดงไว้ในกราฟระหว่างความเค้นกับความเครียดที่อยู่ในรูปที่ 7.8



รูป 7.7

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 7.8

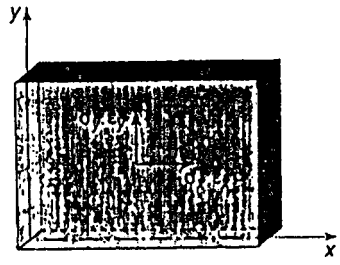
เส้นเริ่มแรกจะสามารถนำไปหา initial modulus (โมดูลัสเริ่มต้น) จะได้ค่านี้จนกระทั่ง ค่า stress ,มีค่าถึงจุดคลาก แล้วจากจุดนี้จะเป็นจุดเริ่มต้นของเส้นที่ 2 และสามารถหาค่าคงที่ modulus อีกค่าหนึ่งได้

7.2.1 รูปแบบของ Linear-elastic model

ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด สำหรับ linear elastic medium จะคุ้นเคยกันในสมการของ Hooke's ในทางกลศาสตร์ของดินเป็นที่ยอมรับโดยทั่วไป เมื่ออยู่ในสภาวะเกิดความยืดหยุ่นปานกลาง สามารถเขียนความสัมพันธ์ได้ 3 สมการดังนี้

$$\left.\begin{aligned} \sigma_x &= c_{11}\varepsilon_x + c_{12}\varepsilon_y \\ \sigma_y &= c_{12}\varepsilon_x + c_{22}\sigma_y \\ \tau_{xy} &= c_{33}\gamma_{xy} \end{aligned}\right\} \qquad (7.23)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูป 7.9

ดังในรูปที่ 7.9, σ_x และ σ_y เป็นความเค้นในแกน x และ y โดยตรงตามลำดับ ε_x และ ε_y เป็นค่าความเครียดตามแกน x และ y ตามลำดับเหมือนกัน และ [στ]τ_{xy} และ γ_{xy} เป็นค่า shear stress และ strains ตามลำดับ ถ้าความยืดหยุ่นที่เกิดขึ้นในดินมีค่าเท่ากัน ค่าคงที่ 4 ค่าจะถูกใช้ในสมการข้างบนนี้ ในแต่ละสมการสามารถหาได้ ในแต่ละสมการจะมีตัวค่าคงที่ที่เกี่ยวข้องเพียง 2 ค่า ตามสมการต่อไปนี้

$$\left.\begin{aligned} c_{11} = c_{22} &= \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ &= B + \frac{4}{3}G \\ &= M_s \end{aligned}\right\} \qquad (7.24)$$

$$\left.\begin{aligned} c_{12} &= \frac{E_\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \\ &= B - \frac{2}{3}G \\ &= M_s k_0 \end{aligned}\right\} \qquad (7.25)$$

$$\left.\begin{aligned} c_{33} &= \frac{E}{2(1+\nu)} \\ &= G \\ &= \frac{M_s(1-k_0)}{2} \end{aligned}\right\} \qquad (7.26)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ E = โมดูลัสของ elasticity

= Poisson's ratio

B = bulk modulus

G = shear modulus

M_S = confined modulus

k_o = สัมประสิทธิ์ของการสั่น

มันมีประโยชน์ในการหาค่าคงที่ทั้ง 4 เทอมสำหรับค่า Modulus of elasticity ที่คุ้นเคย และอัตราส่วน Poisson

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \tag{7.27}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{7.28}$$

$$M_s = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \tag{7.29}$$

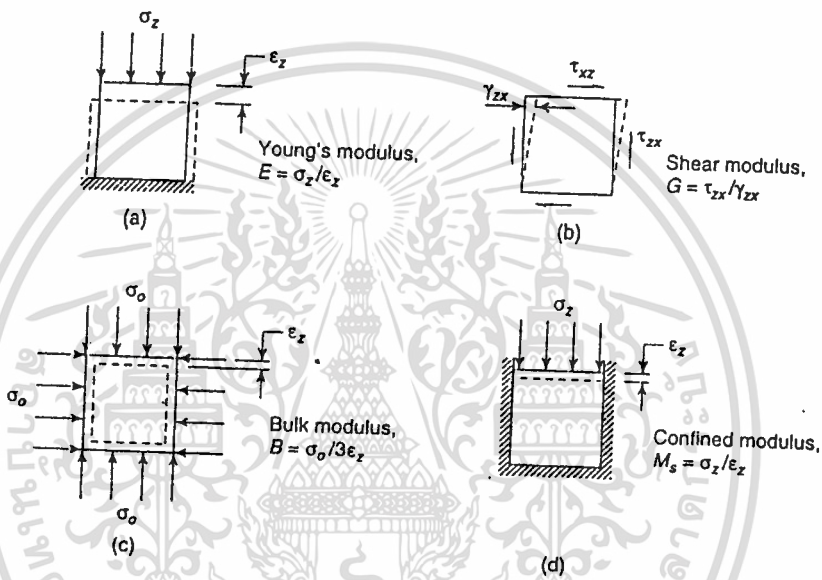
$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \tag{7.30}$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

M_S เป็นค่า Modulus ที่ถูกกำหนดขึ้น เรียกอีกอย่างว่า constrained modulus จะแสดงได้โดยอัตราส่วนระหว่าง axial stress กับ axial strain สำหรับหน่วยแรงกดที่กำหนดขึ้น

ในรูปที่ 7.10 เป็นโครงร่างทางธรณีวิทยาที่แสดงลักษณะของแรงต่างๆที่เกิดขึ้นในดิน

ในจินตภาพดินที่เป็น elastic medium มักจะมีคุณสมบัติที่ไม่ขึ้นกับเวลา



รูป 7.10

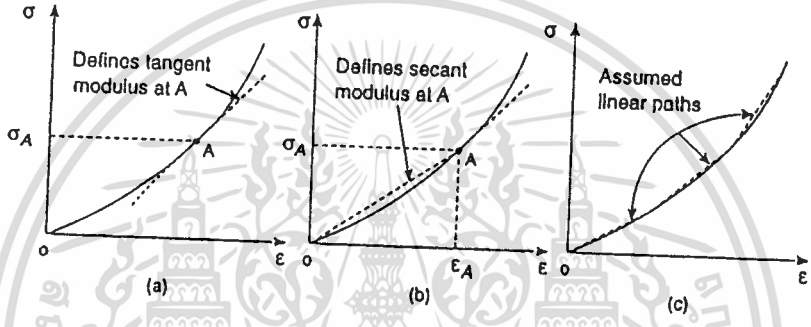
7.2.2 Nonlinear elastic models (รูปแบบที่ไม่เป็นเชิงเส้น)

ความสัมพันธ์ระหว่าง stress-strain ของดินแบบ nonlinear นั้นจะขึ้นอยู่กับสิ่งที่เป็นองค์ประกอบทั้งหลายเป็นผลให้ stresses เพิ่มขึ้น ชนิดต่างๆของความสัมพันธ์ระหว่าง stress (σ) และ strain (ε) แสดงในรูป 7.11 รูป 7.11a เป็นพฤติกรรมที่เป็นส่วนโค้งเว้าระหว่าง σ-ε ที่แสดงถึงการเพิ่มขึ้นของ σ มีผลให้ ε เพิ่มขึ้นด้วยโดยมีลักษณะเป็นเส้นตรง เกิดจากการสมมุติจุด A ที่มีเส้นตรงลากผ่าน ดังรูป 7.11a สามารถแสดงถึง σ_A ที่เป็นคุณสมบัติแบบ elastic modulus ของวัสดุที่จุด A หรือโดยปกติจะใช้เรียกว่า tangent modulus

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

σ_A ที่จุด A เป็นผลกระทบที่ทำให้เกิด ε_A โดยความชันจากเส้น OA ดังรูป 7.11b แบะที่จุด O จะทำให้เกิดค่า $\sigma = \varepsilon = 0.0$ ค่า modulus ที่เกิดในเส้น OA นี้เรียกว่า secant modulus

รูป 7.11c เป็น σ-ε curve ที่สามารถประมาณได้จากจำนวนเส้นตรงโดยการเฉลี่ยค่า tangent modulus ในแต่ละเส้น หรืออาจใช้ค่า secant modulus มาเฉลี่ยก็ได้



รูป 7.11

7.3 ตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์ดิน

หลายวิธีการในการวิเคราะห์แรงสำหรับ soil-steel bridge จะอยู่บนพื้นฐานที่ใช้กับดินแบบ linear-elastic medium ถึงอย่างไรก็ตามมันก็ยังมีข้อจำกัดอยู่บ้าง เพื่อที่จะออกแบบให้ใช้งานจริงได้ตามจุดมุ่งหมาย ค่าต่างๆที่ใช้เป็นตัวแปรสำหรับการวิเคราะห์ดินที่สมบูรณ์ตามแนวความคิดจะได้กล่าวต่อไปดังนี้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7.3.1 อัตราส่วนของ Poisson และสัมประสิทธิ์ความทางด้านข้าง

Poisson's ratio แทนด้วย ν และสัมประสิทธิ์ทางด้านข้างแทนด้วย k_0 สำหรับ elastic medium จะเกี่ยวข้องกับสมการ 7.30 และจะแสดงให้เห็นถึงสภาวะที่ดินเป็น nonlinear elastic soils ค่า k_0 และ ν นี้จะมีค่าคงที่จนเกือบจะไม่มีผลกระทบจากระดับของ stress ในสภาวะแวดล้อมแบบ confined compression (การรับแรงอัด) ดังนั้นจึงสามารถที่จะใช้ค่าคงที่เพียงค่าเดียวสำหรับ soil medium ทั้งหมด

ค่าอัตราส่วน Poisson's (ν) สามารถหาได้จากการทดสอบแบบ triaxial ในการจัดความเครียดของตัวอย่างรูปทรงกระบอกโดยมีการควบคุม ถึงอย่างไรก็ตาม สิ่งเช่นนี้ไม่เป็นที่ปฏิบัติกัน จึงมีการใช้ค่า k_0 โดยประมาณได้จาก ความเค้นหลักกับความเค้นรอง σ_1 และ σ_3 ตามลำดับ ดังนี้

$$k_0 \simeq \frac{\sigma_3}{\sigma 1} \qquad (7.31)$$

หรือจากการวิจัยค้นคว้า สามารถใช้ค่า k_0 ได้ดังนี้

$$k_0 = 1 - \sin \phi \qquad (7.32)$$

เมื่อ ϕ คือมุมของแรงเสียดทานภายในของดิน (internal friction)

ในกรณีที่ไม่มีข้อมูลทดลอง ค่า ν อาจจะสมมติให้อยู่ระหว่าง 0.3 และ 0.4 สำหรับ granular soil อย่างไรก็ตาม ค่าที่ใช้เป็นแนวบรรทัดฐานจะใช้ $k_0 = 0.3$ และค่า $\nu = 0.43$

พิจารณาสมการที่ 7.32 จะมีความถูกต้องกับดินชนิด loosesand (ทรายหลวม) อย่างไรก็ตาม สำหรับดินที่นำมาใช้ หาค่า k_0 ได้จากความสัมพันธ์ ดังต่อไปนี้

$$k_0 = (1 - \sin \phi) + \left[\frac{\gamma d}{\gamma d(\min)} - 1\right] 5.5 \qquad (7.33)$$

เมื่อ γ_d เป็นหน่วยน้ำหนักแห้งของดินที่กดอัด และ

γ_d (min) เป็นหน่วยน้ำหนักแห้งที่น้อยที่สุดของดินในสภาวะที่หลวมที่สุด

7.3.2 Secant modulus

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่า Secant modulus (E_s) ของดินไม่ได้ขึ้นอยู่กับชนิดของดินเพียงอย่างเดียว แต่ยังคงขึ้นอยู่กับ สภาวะความเค้น (stress) ด้วย

ค่าของ Secant modulus จะมีผลกระทบจาก น้ำหนักที่เป็นวงกลมในอนุภาค มันจะเพิ่มขึ้นด้วยจำนวนน้ำหนักที่กระทำต่ออนุภาค

ผลการวิจัยสามารถหาค่า E_s สำหรับการใช้ compauted granular fill จากสมการดังนี้

$$E_s = k_s h \qquad (7.34)$$

เมื่อค่า h เป็นค่าความลึกจากจุดอ้างอิงที่คำนึงถึงความลึกในการถม และค่า k_s เป็นค่าคงที่ของแรงปฏิกิริยาของดิน ค่านี้จะขึ้นอยู่กับความหนาแน่นหรือ degree ของดิน แนะนำค่า k_s หาได้จากตารางที่ 7.6 สำหรับความหนาแน่นต่างๆ ของการบดอัด granular siol

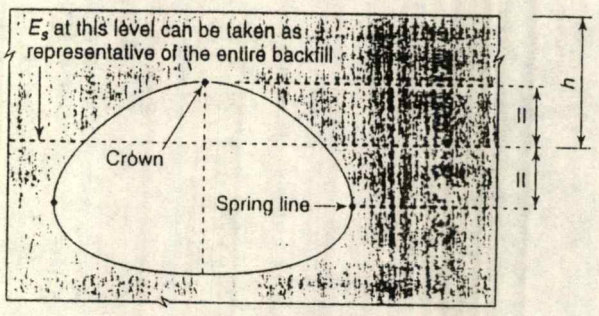
สำหรับดินที่จะนำมาถม siol-steel bridge สภาวะของความเค้นมีการเปลี่ยนแปลงจากจุดหนึ่งไปยังอีกจุดหนึ่ง ทำให้มีค่า E_s หลายๆ ค่า ในการวิเคราห์อย่างรอบคอบ จึงต้องใช้ค่า E_s ที่จุดกึ่งกลางระหว่างส่วนสูงสุด (crown) และส่วนโค้งด้านข้าง (spring line) เป็นค่า single value ดังในรูปที่ 7.12 ค่า E_s ที่จุดกึ่งกลางนี้ จะขึ้นอยู่กับความลึกในการถมดินและชนิดของ degree การบดอัดของดินค่าต่างๆ

TABLE 7.6 Values of k_s for Granular Soil

Relative density	Percentage of standard Proctor density	k_s lb/in³	k_s kN/m³
Loose	<90	<4.0	<1085
Medium	90–100	4.0–12.0	1085 → 3257
Dense	>100	>12.0	>3257

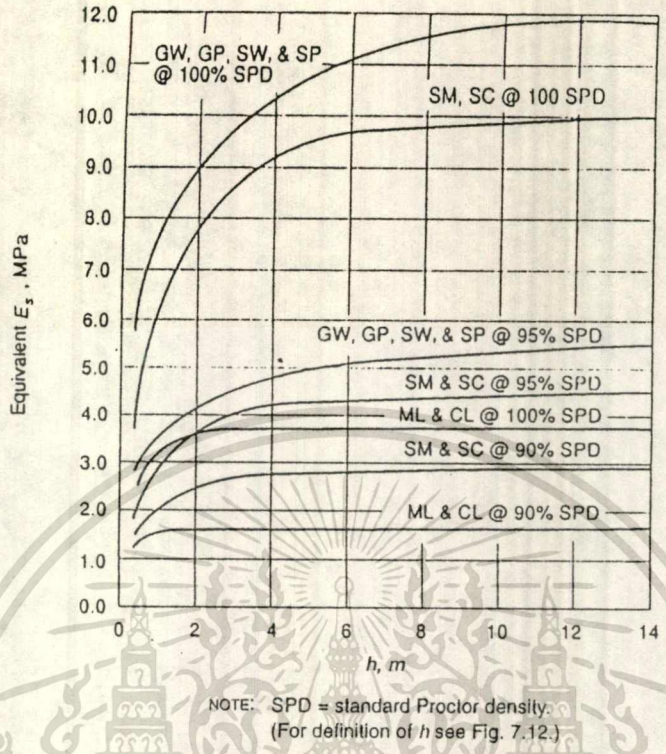
ตารางที่ 7.6

ในรูปที่ 7.12 ค่า h คือความยาวจากระดับกึ่งกลางของ crown และ sping line ไปจนถึงระดับดินถม การหาค่า E_s จะหาได้จากกราฟในรูปที่ 7.13 โดยพิจารณาชนิดของดินประกอบ



รูปที่ 7.12

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 7.13

7.4 ตัวแปรสำหรับความต้านทานของดิน (Parameter for soil resistance)

สำหรับการวิเคราะห์ผลกระทบจากฐานรากวางบนดิน จะเห็นดินเป็นเสมือนอนุกรมของสปริง และจะแทนค่าคุณสมบัติของสปริงโดยตัวแปรดังต่อไปนี้

- โมดูลัส ความแข็งแกร่งของดิน (E')
- สัมประสิทธิ์ของแรงปฏิกิริยา (k_n)
- สัมประสิทธิ์ของแรงเฉือน (k_s)

พารามิเตอร์เหล่านี้จะเป็นประโยชน์อย่างมากในการวิเคราะห์ปัญหาทั่วๆไป ของโครงสร้างที่เกี่ยวข้องกับดิน รวมไปถึงดินที่ถมท่อที่ใช้เป็นกำแพงกันดิน พารามิเตอร์เหล่านี้จะอยู่บนพื้นฐาน สมมติฐานดังต่อไปนี้

(1) การทรุดต่อที่จุดต่อของโครงสร้างดิน จุดนั้นจะสมมติให้ได้รับแรงกดโดนตรงกระทำกับจุดต่อที่ทรุดตัวนั้น (สมมติฐานนี้จะไม่เข้มงวด ถ้าหากความแข็งแกร่งของดินที่กล่าวในหัวข้อ 7.2 ขึ้นอยู่กับความเค้น)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(2) ค่า E' , k_n , และ k_s มักจะถูกสมมติให้เป็นคุณสมบัติเฉพาะของ soil medium เนื่องจากว่าพารามิเตอร์เหล่านี้ยังขึ้นอยู่กับชนิดของโครงสร้าง ชนิดของรูปทรงแรงกระทำ , relative stiffness ของโครงสร้าง และผลกระทบภายใต้การตรวจสอบ

ค่าพารามิเตอร์เหล่านี้ สามารถหาได้จากการวิเคราะห์จากสมการหรือจากการทดสอบย้อนกลับ ค่าต่างๆ ในการที่จะได้ผลลัพธ์ที่ตรงกันนั้นจะกล่าวต่อไปในภายหลัง หลังจากได้พิจารณาค่า modulus of soil stiffness (E') เสร็จแล้ว

7.4.1 Modulus of soil stiffness

สัมประสิทธ์ความแข็งแกร่ง (E') แทนค่า stiffness ของดินที่จุดรอยต่อของ soil pipe และหาได้จากแรงในแนวรัศมีท่อหารด้วยความเครียดของดิน

$$E' = \frac{p}{\varepsilon} \qquad (7.35)$$

เมื่อ P คือแรงดันในแนวรัศมีของท่อ

และ ε คือความเครียดในแนวรัศมีของท่อ

E' เป็นความเค้นหนึ่งหน่วย

ในบทที่ 4 หัวข้อ 4.5 ได้กล่าวถึงตัวของจุดสูงสุด (crown) ของท่อที่ถูกถมอยู่ใต้ดิน ซึ่งเกี่ยวข้องกับการยืดหยุ่นของท่อ และค่า E' ที่แสดงในสมการ (4.35) ที่รู้จักกันในชื่อของ Iowa formula ใช้สมการนี้เป็นสมการพื้นฐาน ค่า E' สามารถนำกลับมาคำนวณในกรณีดินที่มีความแตกต่างกันโดยการใช้ค่าการทรุดตัวของ crown (Δ_x) ค่า E' จะหาได้จากตาราง 7.7 ในตารางจะมีค่าชนิดของดินหลายๆ ชนิดซึ่งหาได้ในบทที่ 5 ตารางที่ 5.2

ความสัมพันธ์ระหว่าง E' และค่าคงที่ E_s (secant modulus) ของดินสามารถกำหนดโดยการพิจารณาระนาบขอบเขตของท่อวงกลม และระนาบความเครียด ในระนาบนี้จะถูกสมมติให้วัสดุเป็นแบบ linear-elastic ด้วยค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E_s และอัตราส่วนของ Poisson (ν) และค่าแรงดัน (P) ที่กระทำต่อเส้นรอบวงของรูดังแสดงในรูปที่ 7.4 แสดงค่าความเครียดในแนวรัศมี ε_r โดยมีรัศมี R จากศูนย์กลางของรูวงกลม และหาค่า ε_r ได้จากสมการดังต่อไปนี้

$$\varepsilon_r = \frac{p R^2}{E_s R_i^2}(1+\nu) \qquad (7.36)$$

เมื่อ R เป็นรีศมีของรูวงกลม ถ้าให้แทนค่า $R_i = R$ ในสมการ 7.36 และค่า ε_r ใช้แทน ε จากสมการ 7.34 จะให้

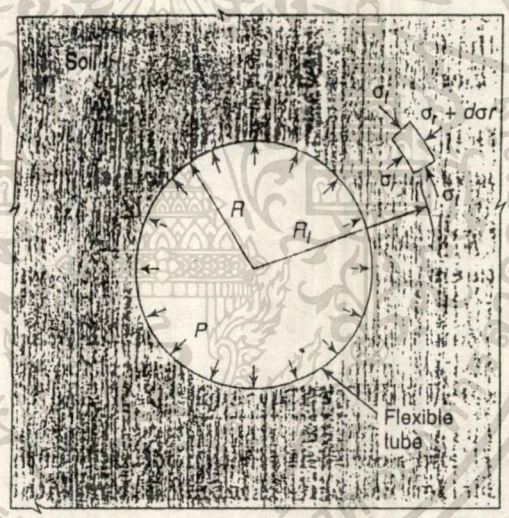
เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$E' = \frac{E_s}{1+\nu} \qquad (7.37)$$

TABLE 7.7 Empirical Values of E' Proposed In Ref. 9

Soil type	E' in MPa (psi) for Proctor density		
	<85%	85–95%	>95%
Fine-grained soils, CL, ML, ML-CL with <25% coarse-grained particles	1.4 (200)	2.8 (400)	6.9 (1000)
Fine-grained soils, CL, ML, ML-CL with <25% coarse-grained particles	2.8 (400)	6.9 (1000)	13.8 (2000)
Course-grained soils with fixes, GM, GC, SW, SC	2.8 (400)	6.9 (1000)	13.8 (2000)
Coarse-grained soils with few or no fixes, GW, GP, SW, SP	6.9 (1000)	13.8 (2000)	20.7 (3000)

ตารางที่ 7.7



รูปที่ 7.14

สมการที่ 7.37 จะมีความถูกต้องเมื่อ ระนาบที่พิจารณามีขอบเขตไม่จำกัด แต่ในความเป็นจริง ระนาบของเขตไม่จำกัดนั้น จะถูกแทนด้วยดินที่มีความหนาจำกัด ดังในรูปที่ 7.15 ขอบเขตด้านนอกของวงแหวนดินจะสมมติว่าถูกห่อหุ้มด้วยยางบางๆ และในกรณีอย่างนี้ ค่า E' มีค่าดังนี้คือ

$$E' = \frac{[1-(R/R_1)^2]\,E_s}{(1+\nu)[1+(R/R_1)^2(1-2\nu)]} \qquad (7.38)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ R_i เป็นรัศมีจากขอบนอกสุดของวงแหวนดิน และ R เป็นรัศมีจากขอบด้านใน สิ่งที่น่าสนใจ ก็คือ ถ้าหากค่า R_i เข้าใกล้อนันต์ จะทำให้สมการ (7.38) ลดรูปเป็นเหมือนสมการที่ 7.37

จากการวิจัยพบว่า ค่าประมาณของ E' สามารถหาได้จาก

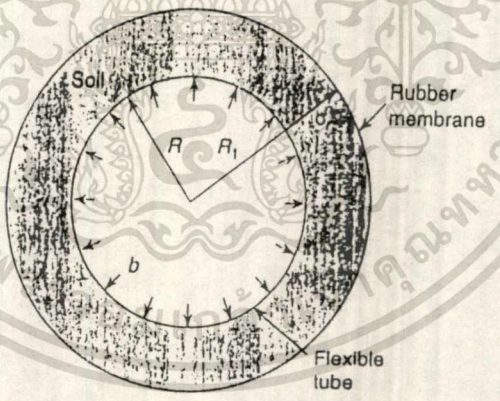
$$E' = \frac{E_s}{2(1-\nu^2)} \qquad (7.39)$$

ในการใช้ค่า E' ที่แนะนำนี้ สำหรับท่อวางกลมที่มีการถมด้วยดินไม่ลึกมากจะมี effective modulus ของแรงปฏิกิริยาจากดินเท่ากับ E''' สมารถหาได้จาก

$$E'''_m = E'\left[1 - \left\{\frac{R}{R+h}\right\}^2\right] \qquad (7.40)$$

เมื่อ h คือค่าเฉลี่ยของความลึกที่ใช้ถม

E' คือค่า modulus ที่สอดคล้องกับความลึกของท่อที่ฝังในดิน



รูปที่ 7.15

7.4.2 Coefficient of normal reation (สัมประสิทธิ์ของแรงปฏิกิริยาปกติ)

สัมประสิทธิ์แรงปฏิกิริยาปกติแทนด้วย k_n สามารถหาได้จากการนำแรงดันปกติหารด้วยค่าการทรุดตัวที่ขอบเขตของท่อ หน่วยเป็นแรงต่อความยาวยกกำลังสาม เช่น kn/m^3 หรือ lb/in^3

$$k_n = \frac{p}{\Delta_n} \qquad (7.41)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

เมื่อ P เป็นแรงดันในแนวเส้นขอบเขตของโครงสร้าง

และ Δ_n เป็นการเคลื่อนตัวในแนวรัศมีหรือแนวเขตโครงสร้าง

สำหรับค่า k_n นี้ใช้ในกรณีที่เป็นท่อวงกลมซึ่งฝังอยู่ในดินที่มีขอบเขตไม่จำกัด และมีคุณสมบัติแบบ elastic medium สามารถหาค่า E' จากสมการที่ 7.37 ได้รวดเร็ว ตามรูปที่ 7.14 การเคลื่อนตัวในแนวรัศมี จาก $R_i = R$ ถึงอินฟินิตี้ ใช้สมการ 7.36 การ integrate จะให้ค่า

$$\Delta_n = \frac{Rp}{E_s(1+\nu)} \qquad (7.42)$$

แทนค่า Δ_n ลงในสมการที่ 7.41 จะได้

$$k_n = \frac{E_s}{R(1+\nu)} \qquad (7.43)$$

หรืออาจใช้สมการที่ 7.37

$$k_n = \frac{E'}{R} \qquad (7.44)$$

สมการที่ 7.43 และ 7.44 ใช้ได้เฉพาะค่าวงกลมเท่านั้น ถึงแม้ว่าคำตอบของปัญหาเดียวกันก็จะไม่มีค่า ถ้าหากท่อนั้นไม่เป็นวงกลม ในบางกรณีหากท่อไม่เป็นวงกลมอาจใช้ค่ารัศมีเป็น R เป็นครึ่งหนึ่งของ span ได้ แต่อย่างไรก็ตาม ค่า Δ_n จะหาได้จากการ integrate ค่าความเครียดจากผิวของท่อ สำหรับท่อไม่เป็นวงกลม จะแนะนำให้ใช้หาค่า k_n จากสมการที่ 7.44

ตามรูปที่ 7.15 แนะนำให้หาค่า k_n จากสูตร

$$k_n = \frac{E_s[1-(R/R_1)^2]}{R(1+\nu)[1+(R/R_1)^2(1-2\nu)]} \qquad (7.45)$$

สมการที่ 7.45 จะเหมือนสมการที่ 7.43 เมื่อ R เข้าใกล้อินนิฟินีตี้

ส่วนค่าประมาณจากสมการที่ 7.39 สามารถเขียน k_n ได้ดังนี้

$$k_n = \frac{E_s}{2R(1-\nu^2)} \qquad (7.46)$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ค่า k_n ที่รู้จักกันจะไม่ได้เป็น parameter ของดินเพียงอย่างเดียว ยังเป็นตัวหลักประกันคุณสมบัติทั้งหมดสำหรับ soil-steel bridge การศึกษานี้จะเกี่ยวโยงกับผลลัพธ์ระนามความเครียด การวิเคราะห์โดยใช้ finite element จะหาได้จากการวิเคราะห์โครงสร้างบน plane-frame ที่มีจุดรองรับอยู่บนสปริง วิธีการแบบหลังนี้จะเป็นประโยชน์อย่างมากในการหา k_n ซึ่งอธิบายในบทที่4 หัวข้อ 4.4 การศึกษานี้จะนำไปสู่การหาค่า k_n ดังนี้

$$k_n = \gamma \beta C_d C_0 \sqrt{H/D_h} \tag{7.47}$$

$$C_d = 4.25 - \frac{0.75 D_h}{100} \tag{7.48}$$

$$C_0 = 0.25\left(1 + \frac{5.40}{\pi}\right) \tag{7.49}$$

β = 1 เมื่อการบดอัดดินถมอย่างแน่น (dense)

$$\left.\begin{aligned} \beta &= 1.0 && \text{for dense compacted fill} \\ \beta &= 0.45 + \frac{D_h}{200}\left\{\frac{\theta}{\pi} - 0.5\right\} && \text{for medium-dense compacted fill} \end{aligned}\right\} \tag{7.50}$$

เมื่อ γ คือ หน่วยน้ำหนักของดิน (lb/in^3)

H คือ ความลึกของดินถมจากจุดที่ทราบค่า k_n (in)

D_h คือ ความกว้างของท่อ (in)

θ คือ ค่าของมุมเป็น radians วัดจาก coordinate ดังรูปที่ 7.16 หน่วยที่ใช้อาจแปลงเป็นระบบ metric ซึ่งใช้กันในอเมริกา การปรับเปลี่ยนกระทำได้ดังต่อไปนี้

$$1.0 \text{ in} = 0.0254 \text{ m}$$

$$1.0 \text{ lb/in}^3 = 0.2714 \text{ MN/m}^3$$

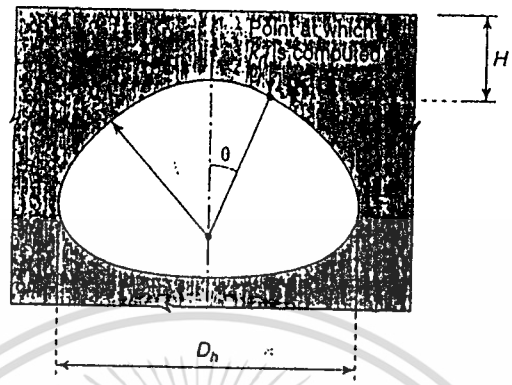
จากการทดลองหาความสัมพันธ์จากสิ่งที่มีอิทธิพลต่าค่า k_n สามารถสร้างโค้งระหว่าง k_n และ θ ได้ดังรูปที่ 7.17 ในรูปแสดงค่า k_n รอบๆท่อวงกลมในกรณีหนึ่งเท่านั้น คือกรณีที่ความลึกค่อนข้างน้อย ค่า k_n ที่ได้ดังรูปที่จุด crown จะประมาณ 1/10 ของค่ามุม θ

7.4.3 Coefficient of tangential reaction (สัมประสิทธ์ปฏิกิริยาสัมผัสเส้นรอบวง)

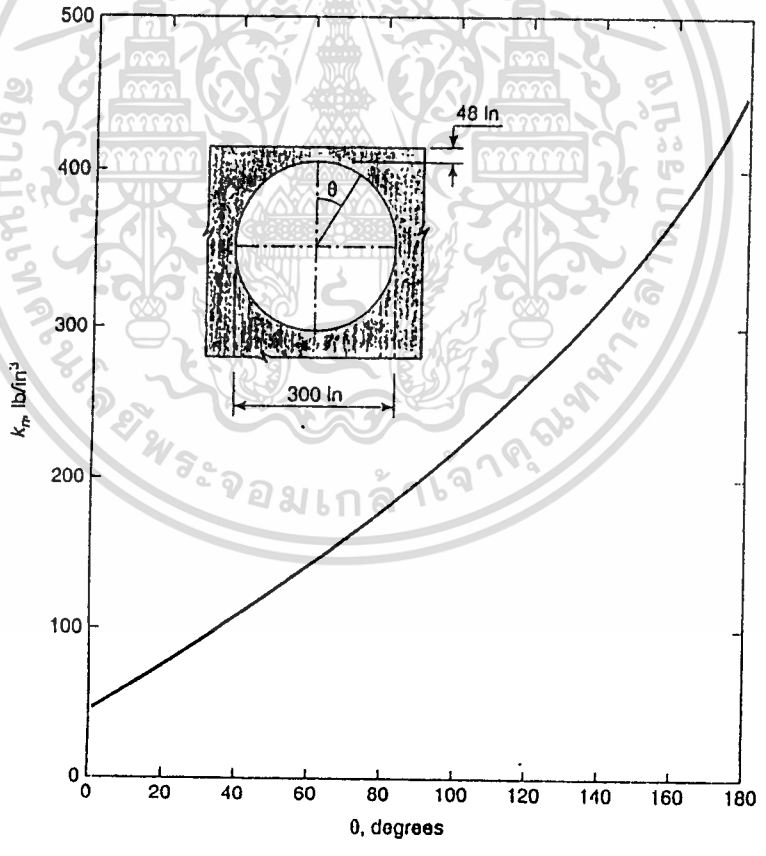
สัมประสิทธ์ tangential reaction (k_s) สามารถหาได้จาก แรงเฉือนหารด้วยระยะการเคลื่อนตำแหน่งของแนวเส้นสัมผัสวงของท่อวงกลม ซึ่งเขียนแทนด้วย v

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$k_s = \frac{v}{\Delta_s} \qquad (7.51)$$



รูปที่ 7.16



รูปที่ 7.17

ค่าสัมประสิทธิ์ k_s นี้ไม่เกี่ยวข้องกับด้านธรณีวิทยา ถึงอย่างไรก็ตาม ค่า k_s นี้จะประมาณเท่ากับ 0% ของค่า k_n ที่มุมหนึ่งๆ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Reference

1. *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Standard Specification for Highway Materials, 10th ed., part I, Washington, D.C. 1970.*
2. *American Iron and Steel Institute, Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products, New York, N.Y., 1971.*
3. *ASTM Committee D-18, Procedure for Testing Soils, 4th ed., Amer. Soc. for Testing and Materials, Philadelphia, Pennsylvania, 1964.*
4. *Bishop, A. W., The Strength of Soils as Engineering Materials, Geotechnique, June, 1966, pp. 80-130.*
5. *Bowles, J, E., Engineering Properties of Soils and Their Measurements, 3d ed., McGraw-Hill Book Company, 1986.*
6. *Das, B. M., Principals of Geotechnical Engineering, 2d edition, PWS-KENT Publishing Company, Boston, 1990.*
7. *Desai, C. S., and Christian, J. T., Numerical Methods in Geotechnical Engineering, McGraw-Hill Book Company, 1977.*
8. *Duncan, J.M., "Behaviour and Design of Long Span Metal Culverts," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASSCE, 105(GT3) Aarch, 1979.*
9. *Howard, A.K., "Modulus of Soil Reaction(E) Values for Buried Flexible Pipe," U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Research Center, Denwer, Colo., 1976.*
10. *Katona, M.G., and Smith, J.M., CANDE, Users Manual, Civil Engineering Laboratory, Naval Cons. Battalion Center, Port Hueneme, Calif., 1976.*
11. *Kloeppel, K., and Glock, D., "Theoretische und experimentelle Untersuchungen zuden Traglastproblemen beigeweicher, in die Erde eingebetter Rohre," no. 10 publication, Institute Fur Statik und Stahlbau, T.H. Darmstadt, Germany, 1970.*
12. *Lambe, T.W., and Whitman, R.V., Soil Mechanics, John Wiley & Sons, 1969.*
13. *Lee, K. W., and Singh, A., "Relative Density and Relative Compaction," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 97, no. SM7, pp. 1049-1052.*
14. *Luscher, U., "Buckling of Soil-surrounded Tubes," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, pp. 211-228, 1966.*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

15. *Meyerhof, G. G., and Baikie, L. D., "Strength of Steel Culvert Sheets Bearing against Compacted Sand Backfill," Highway Research Board, Proceedings of the Annual Meeting, 42, 1963.*

16. *Meyerhof, G. G., "Some Problems in the Design of Shallow-buried Steel Structures," Proceeding of Canadian Structural Engineering Conference, Toronto, Ont., 1968.*

17. *Ministry of Transportation of Ontario, Ontario Highway Bridge Design Code, Downsview, Ontario, Canada, 1991.*

18. *Okeagu, B, N., "Analysis and Stability of Large-Span Flexible Conduits," Ph.D. dissertation, Michigan State Univ., 1982.*

19. *Okeagu, B. N., and Abdel-Sayed, George, "Coefficient of Soil Reaction of Buried Flexible Conduits," ASCE J. Geotech. Eng., 11(7), July, 1984, pp. 908-922.*

20. *Sherif, M. A., Fang, Y. S., and Sherif, R. I., "K_A and K_o Behind Rotating and Non-Yielding Walls," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 110, no. GT7, pp. 41-56.*

21. *Terazghi, K., "Evaluation of Coeffcient of Subgrade Reaction," Geotechnique, 5, 1955, p. 297.*

22. *Timoshenko, S. P., and Goodier, J. N., Theory of Elasticity, 3d ed., McGraw-Hill Book Company, 1970.*

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่ 8

บทสรุปและวิเคราะห์

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

บทที่8

บทสรุปและวิเคราะห์

Comparisons of design method

ข้อที่	หัวข้อ	method of design		
		AASHTO	OHBDC	Duncan
1	ใช้วิธี ultimate strength design	✓	✓	
2	ใช้วิธี working design			✓
3	การออกแบบมีการแยกเป็น ระหว่างการก่อสร้างและหลังก่อสร้าง			✓
4	มีการคำนึงถึง handling stiffness ในการ design	✓	✓	
5	ในการออกแบบมีการแยกคิด ความหนาของส่วน Top Segment ออกจากส่วน Side และ Bottom Segment		✓	
6	เป็นวิธีที่มีการนำโมเมนต์ที่เกิดขึ้นมาออกแบบด้วย			✓
7	ถ้าไม่มีการคำนึงถึง handling stiffness ผลรับของวิธีต่อไปนี้จะใกล้เคียงกัน		✓	✓
8	ถ้ามีการนำเอา handling stiffness มาออกแบบผลลัพธ์ของวิธีต่อไปนี้จะใกล้เคียงกัน อาจใช้วิธีใดก็ได้	✓	✓	
9	วิธีที่ไม่คำนึงถึงโมเมนต์ที่เกิดขึ้น และไม่สามารถหาค่าโมเมนต์ได้	✓	✓	
10	วิธีที่มีพื้นฐานมาจาก finite element			✓

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อได้เปรียบของการใช้ corrugated metal pipe เมื่อเทียบกับวัสดุชนิดอื่นที่ใช้งานเหมือนกัน

1. น้ำหนักเบา เพราะว่าแผ่น Corrugated Metal Pipe มีการรับกำลังได้สูง น้ำหนักต่อความยาวของโครงสร้างมีค่าน้อย

2. ความแข็งแรง Corrugated Metal Pipe มีการอ่อนตัวได้ดี รับ Load ได้สูงเพราะลักษณะ Load เป็น Uniform Load รอบท่อ

3. ง่ายในการติดตั้ง สำหรับโครงสร้างขนาดเล็กสามารถยกวางบนดินที่เตรียมไว้ แล้วประกอบด้วยคนงานทำให้รวดเร็วในการทำงานมาก ถ้าขนาดแผ่นใหญ่อาจมีเครื่องมือช่วยเท่าที่จำเป็น

4. ประหยัดในด้านค่าขนส่ง เนื่องจากน้ำหนักเบา การเก็บใช้พื้นที่น้อยจึงเสียค่าขนส่งน้อย บรรทุกได้ครั้งละมากชิ้น

5. อายุการใช้งานนาน เนื่องจากมีการชุบสังกะสีจึงมีความทนทานต่อการสึกกร่อน

6. ง่ายในการซ่อมแซม เนื่องจากเชื่อมด้วย sewer สามารถแก้ไขได้ทันที เป็นโครงสร้างแบบเปิดเห็นส่วนด้านในตลอดเวลา รู้ได้ว่าส่วนไหนชำรุด

ข้อเสีย

1. ใช้ในดินลึกมากๆไม่ได้ ลึกสุด 30 m.

2. ต้องใช้พื้นที่มากในระหว่างการก่อสร้าง เพราะต้องเปิดหน้าดิน

3. เวลาสร้างทางลอดใต้ทางรถไฟจำเป็นต้องหยุดการเดินรถไฟ จึงไม่นิยมใช้กับกรณีที่ทางรถไฟสร้างเสร็จแล้ว ควรมีการวางแผนสร้างก่อนที่จะมีทางวิ่งทับ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ข้อเปรียบเทียบระหว่าง Soil Steel Bridge กับโครงสร้างอื่นๆ

	Soil Steel Brige.	Box Culvert	Subway
การใช้งาน	- สะพานข้ามคลอง - ไซโลเก็บวัสดุ - ท่อระบายน้ำ - ทางต่างระดับ - อุโมงค์ลอดใต้ดิน	- คลองระบายน้ำใต้ถนน - ถนนหรือทางวิ่งรถไฟ - ข้ามคลองเล็กๆ	- รถไฟใต้ดิน - ถนนใต้ดิน - ทางใต้ดิน
Span	- สูงสุด 20 m.	- สูงสุด 4 m.	- 14.14 m. (อ้างอิงจากหนังสือ DAIHO หน้า 44)
ความลึกเมื่ออยู่ใต้ดิน	- ได้ลึกสุด 30m.	- ได้ไม่มากนัก	- ได้ลึกมากขึ้นกับการออกแบบ
การก่อสร้าง	-ทำได้ง่ายรวดเร็ว สามารถทำได้โดยไม่ต้องใช้เครื่องจักร	- การติดตั้งอาจต้องใช้ crane หรือ คนจำนวนมาก ติดตั้งยากเพราะมีน้ำหนักมาก	- ทำได้ยากใช้เทคนิคสูง ใช้เครื่องจักรขนาดใหญ่ ราคาแพง

การประมาณราคาวัสดุอย่างคร่าวๆ(ราคาเฉพาะตัวแผ่นCorrugate Metail Pipe)

แผ่น corrugate steel pipe หนัก 43.8 kg. ราคา 5000 บาท

ราคาวัสดุ = 5000/43.8 = 114.15 บาท/kg.

ตัวอย่าง ถ้าต้องการสร้างโครงสร้างแบบ Pipe-Arch Span = 2.0 m.

Rise = 1.5 m.

ยาว = 150 m.

ใช้ความหนา 2.7 mm.

จากตารางที่ 19 ในหนังสือ Corrugate Metial Pipe น้ำหนักต่อเมตร = 195 kg/m.

ราคาวัสดุ = 114.15 x 195 x150

= 3,340,000 บาท

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก I

ข้อกำหนดของ AASHTO

(American Association of State Highway and Transportation Officials)

เกี่ยวกับโครงสร้าง soil-steel bridge

13 th Edition

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Section 12

SOIL-CORRUGATED METAL STRUGTURE INTERACTION SYSTEMS

12.1 GENERAL

12.1.1 SCOPE

The specifications of this section are intended for the structure design of corrugated metal structures. It must be recognized that a buried flexible structure made up of the metal ring and the soil envelope, and that both materials play a vital part in the structure design of flexible metal structures.

12.1.2 NOTATIONS

A = required wall area (Article 12.2.1)

A = area of pipe wall (Artcle 12.3.1)

E_m = modulus of elasticity of metal (Article 12.3.2 and 12.3.2)

E_m = modulus of elasticity of pipe material (Article 12.2.4 and 12.3.4)

FF = flexible factor (Article 12.2.4 and 12.3.4)

f_a = allowable stress--specified minimum yield point divided by safety factor (Article 12.2.1)

f_{cr} = critical buckling stress (Article 12.2.2 and 12.3.2)

f_u = specified minimum tensile strength (Article 12.2.2 and 12.3.2)

f_y = specified minimum yield point (Article 12.3.1)

I = moment of inertia,per uint length,of cross section of the pipe wall (Article 12.2.4 and 12.3.4)

k = soil stiffness factor (Article 12.2.2 and 12.3.2)

P = design load (Article 12.1.4)

r = radius of gyration corrugation (Article 12.2.2 and 12.3.2)

S = diameter or span (Article 12.1.4 and 12.2.2)

s = pipe diameter or span(Article 12.2.4, 12.3.2, and 12.3.4)

SF = safety factor (Article 12.2.3)

SS = required seam strength (Article 12.2.3 and 12.3.3)

T = thrust (Article 12.1.4)

T_L = thrust, load factor (Article 12.3.1 and 12.3.3)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ϕ = capacity modification factor (Article 12.3.1 and 12.3.3)

12.1.3 LOADS

Design load, P ,shall be the pressure acting on the structure. For live load see Article 3.4 to 3.7, 3.11, 3.12 and 6.4, except that the words "When the depth of fill is 2feet or more" in Article 6.4.1 need not be considered. For loading combination see Article 3.22

12.1.4 DESIGN

12.1.4.1 The thrust in the wall shall be checked by three criteria. Each considers the mutual function of the metal wall and the soil envelope surrounding it. The criteria are:

(a) Wall area

(b) Buckling stress

(c) Seam strength (structures with longitudinal seams)

12.1.4.2 The thrust in the wall is :

$$T = P * S/2 \qquad (12.1)$$

where

P = design load, in pounds per square foot;

S = diameter or span, in feet;

T = thrust, in pounds per foot.

12.1.4.3 Handling and installation strangth shall be sufficient to withstand impact forces when shipping and placing the pipe

12.1.4.4 Height of cover over the structure shall be sufficient to prevent damage to the structure. A minimum of 2 feet suggested.

12.1.5 MATERIALS

The materials shall conform to the AASHTO specifications referenced herein.

12.1.6 SOIL DESIGN

12.1.6.1 Soil Parameters

The performance of a flexible culvert is dependent on soil structure interaction and soil stiffness.

The following mist be considered;

(a) Soils

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(1) The type and anticipated behavior of the foundation soil must be considered; i.e., stability for bending and settlement under load.

(2) The type, compacted density, and strength properties of the soil envelope immediately adjacent to the pipe must be established.

Good side fill is obtained from a granular material with little or no plasticity and free of organic material, i.e., AASHTO classification groups A-1, A-2, and A-3, compacted to a minimum 90 percent of standard density based on AASHTO Specifications T 99 (ASTM D 698).

(3) The density of the embankment materials above the pipe must be determined. See Article 6.2.

(b) Dimensions of soil envelope

The general recommended criteria for lateral limits of the culvert soil envelope are as follows:

(1) *Trench installations*--2 feet minimum each side of culvert. This recommended limit should be modified as necessary to account for variables such as poor in-situ soils.

(2) *Embankment installations*--one diameter or span each side of culvert.

12.1.6.2 Pipe Arch Design

The design of the corner backfill shall account for corner pressure which shall be considered to be approximately equal to thrust divided by the radius of the pipe arch corner. The soil envelope around the corners of pipe arches shall be capable of supporting this pressuer.

12.1.6.3 Arch Design

12.1.6.3.1 Special design considerations may be applicable; a buried flexible structure may raise two import considerations. The first is that it is undesirable to make the metal arch relatively unyielding or massive foots or piles to prevent any settlement of the arch is generally not recmmended.

Where poor materials are encountered, consideration should be griven to removing some or all of this poor material and replacing it with acceptable material.

The footing should be designed to provide uniform longitudinal settlement, of acceptable manitude from a functional aspect. Providing for the arch to settle will

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

protect it from possible drug down forces caused by the consolidation of the adjacentsidefill.

The second concideration is bearing pressure of soils under footings. Recognition must be given to the effect of depth of the base of footing and the direction of the footing reaction from the arch.

Footing reactions for the metal arch are consideraed to act tangential to the metal plate at its point of connection to the footing to the footing. The value of the reaction is the thrust in the metal arch plate at the footing.

12.1.6.3.2 Invert slabs and other appropriate measures shall be provided to anticipate scour.

12.1.7 ABRASIVE or CORROSIVE CONDITIONS

Extra metal thickness, or caoting, may be required for resistance to corrosion and abrasion. For highly abrasive conditions, a special design may be required.

12.1.8 MINIMUM SPACING

When multiple lines of pipes or pipe arches greater than 48 inches in diameter or span are used, they shall be spaced so that the sides of the pipe shall be no closer than one-half diameter or 3 feet, whichever is less, to permit adequate compaction of backfill materials. For diameters up to and including 48 inches, the minimum clear spacing shall not be less than 2 feet.

12.1.9 END TREATMENT

Protection of end slopes may require special consideration where backwater conditions may occur, or where crosion and uplift could be a problem. Culvert ends constitute a major run-off-the-road hazard if not properly designed. Safety trement, such as structurally adequate grating that confroms to the embankment slope, extension of culvert length beyond the point of hazard, or provision of guardrils, are amoung the alternatives to be considered. End walls on skewed alignment require a special design.

12.1.10 CONSTRUCTION and INSTALLATION

The construction and installation shall confrom to Section 23-Divition II.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.2 SERVICE LOAD DESIGN

Service Load Design is a working stress method, as traditionally used for culvert design.

12.2.1 WALL AREA

$$A = T_s / f_a \qquad (12.2)$$

where

A = required wall area in square inches per foot;

T_s = thrust, service load in pounds per foot;

f_a = allowable stress-specified minimum yield point, pounds per square inch, divided by safety factor, f_a/SF.

12.2.2 BUCKLING

Corrugations with the required wall area, A, shall be checked for possible buckling. If the allowable buckling stress, f_{cr}/SF, is less than f_a. Formulae for buckling are:

$$\text{If} \quad S < r\sqrt{\frac{24E_m}{f_u}} \quad \text{then } f_{cr} = f_u - \frac{f_u^2}{48E_m}\left(\frac{kS}{r}\right)^2 \qquad (12.3)$$

$$\text{If} \quad S > r\sqrt{\frac{24E_m}{f_u}} \quad \text{then } f_{cr} = \frac{12E_m}{(kS/r)^2} \qquad (12.4)$$

where

f_u = specified minimum tensile strength in pounds per square inch;

f_{cr} = critical bunkling stress in pounds per square inch;

k = soil stiffness factor = 0.22 ;

S = diameter or span in inches;

r = radius of gyration of corrugation in inches;

E_m = modulus of elasticity of metal in pounds per square inch.

12.2.3 SEAM STRENGTH

For pipe fabricated with longitudinal seams (riveted, spot-welded, botled), the seam strangth shall be sufficient to develop the thrust in the pipe wall.

The required seam strength shall be:

$$SS = T_s (SF) \qquad (12.5)$$

where

SS = required seam strength in pounds per foot;

T_s = thrust in pipe wall in pounds per foot;

SF = safety factor

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.2.4 HANDLING and INSTALLATION STRENGTH

Handling and installation rigidity is measured by a flexibility factor, FF, determined by the formula

$$FF = s^2 / E_m I \qquad (12.6)$$

where

FF = flexibility factor in inches per pound;

s = pipe diameter or maximum span in inches;

E_m = modulus of elasticity of the pipe materials in pounds per squar inches;

I = moment of inertia per unit length of cross section of the pipe wall in inches to the 4th power per inch.

12.3 LOAD FACTOR DESIGN

Load Factor Design is an alternative method of design based on ultimate strength principles.

12.3.2 WALL AREA

$$A = T_L / \phi f_y \qquad (12.7)$$

where

A = area of pipe wall in square inches per foot;

T_L = thrust, load factor in pounds per foot;

f_y = specified minimum yield point in puonds per square inch;

ϕ = capacity modification factor.

12.3.2 BUCKLING

If f_{cr} is less than f_y, A must be recalulated using f_{cr} in lieu of f_y.

If $s < \frac{r}{k}\sqrt{\frac{24E_m}{f_u}}$ then $f_{cr} = f_u - \frac{f_u^2}{48E_m}(ks/r)^2$ (12.8)

If $s > \frac{r}{k}\sqrt{\frac{24E_m}{f_u}}$, then $f_{cr} = \frac{12E_m}{(ks/r)^2}$ (12.9)

where

f_u = specified minimum metal strength in pounds per squar inch;

f_{cr} = critical buckling stress in pounds per square inch;

k = soil stiffness factor = 0.22;

s = pipe diameter or span in inches;

r = radius of gyration of corrugation in inches;

E_m = modulus of elasticity of metal in pounds per square inch.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.3.3 SEAM STRENGTH

For pipe fabricated with longitudinal seams(riveted, spot-welded, bolted), the seam strength shall be sufficient to develop the thrust in the pipe wall. The required seam strength shall be :

$$SS = T_L / \phi \qquad (12.10)$$

where

SS = required seam strength in pounds per foot;

T_L = thrust multipied by applicable factor, in pounds per linear foot;

ϕ = capacity modification factor.

12.3.4 HANDLING and INSATLLATION STRENGTH

Handling rigidity is measured byb a flexibility factor, FF, determined by the formula

$$FF = s^2 / E_m I \qquad (12.11)$$

where

FF = flexibility factor in inches per pounds;

s = pipe diameter or maximum span inches;

E_m = modulus of elasticity of the pipe materials in pounds per square inch;

I = moment of inertia per unit length of cross section of the pipe wall in inches to the 4th power per inch.

12.4 CORRUGATED METAL PIPE

12.4.1 GENERAL

12.4.1.1 Corrugated metal pipe and pipe-arches may be of riveted, welded, or lock seam fabrication with annular or helical corrgutions. The specification are:

Aluminum	Steel
AASHTO M 190, M 196	AASHTO M 36, M 254, M190

12.4.1.2 Service load design--safety factor, SF:

Seam Strength = 3.0

Wall area = 2.0

Buckling = 2.0

12.4.1.3 Load factor design--capacity modification factor, ϕ.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Helical pipe with lock seam or fully weded seam

$$\phi = 1.00$$

Annular pipe with spot welded, riveted or bolted seam

$$\phi = 0.67$$

12.4.1.4 Flexibility Factor

(a) For steel conduits, FF should generally not exceed the following values:

1/4-in. and 1/2-in. depth corrugation FF = 4.3×10^{-2}

1-in. depth correugation FF = 3.3×10^{-2}

(b) For aluminum conduits values:

1/4-in. and 1/2-in. depth corrugation FF = 9.5×10^{-2}

1-in. depth corrugation FF = 6×10^{-2}

12.4.1.5 Minimun Cover

The minimum cover for design loads shall be Span/8 but not less than 12 inches.(The minimum cover shall be measured from the top of a rigid pavement or the bottom of a flexible pavement). For construction requirements, see Article 23.10-Division II

12.4.2 Seam Strength

Minimum Longitudinal Seam Strength

2 × 1/2 and 2-2/3 × 1/2 Corrugated Steel Pipe—Riveted or Spot Welded				3 × 1 Corrugated Steel Pipe—Riveted or Spot Welded		
Thickness (in.)	Rivet Size (in.)	Single Rivets (kips/ft.)	Double Rivets (kips/ft.)	Thickness (in.)	Rivet Size (in.)	Double Rivets (kips/ft.)
0.064	5/16	16.7	21.6	0.064	3/8	28.7
0.079	5/16	18.2	29.8	0.079	3/8	35.7
0.109	3/8	23.4	46.8	0.109	7/16	53.0
0.138	3/8	24.5	49.0	0.138	7/16	63.7
0.168	3/8	25.6	51.3	0.168	7/16	70.7

2 × 1/2 and 2-2/3 × 1/2 Corrugated Aluminum Pipe—Riveted			
Thickness (in.)	Rivet Size (in.)	Single Rivets (kips/ft.)	Double Rivets (kips/ft.)
0.060	5/16	9.0	14.0
0.075	5/16	9.0	18.0
0.105	3/8	15.6	31.5
0.135	3/8	16.2	33.0
0.164	3/8	16.8	34.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3 × 1 Corrugated Aluminum Pipe—Riveted			6 × 1 Corrugated Aluminum Pipe—Riveted		
Thickness (in.)	Rivet Size (in.)	Double Rivets (kips/ft.)	Thickness (in.)	Rivet Size (in.)	Double Rivets (kips/ft.)
0.060	3/8	16.5	0.060	1/2	16.0
0.075	3/8	20.5	0.075	1/2	19.9
0.105	1/2	28.0	0.105	1/2	27.9
0.135	1/2	42.0	0.135	1/2	35.9
0.164	1/2	54.5	0.167	1/2	43.5

12.4.3 Section Properties

12.4.3.1 Steel Conduits

	1-1/2 × 1/4 Corrugation			2-2/3 × 1/2 Corrugation		
Thickness (in.)	A_s (sq.in./ft.)	r (in.)	$I \times 10^{-3}$ ($in.^4$/in.)	A_s (sq.in./ft.)	r (in.)	$I \times 10^{-3}$ ($in.^4$/in.)
0.028	0.304					
0.034	0.380					
0.040	0.456	0.0816	0.253	0.465	0.1702	1.121
0.052	0.608	0.0824	0.344	0.619	0.1707	1.500
0.064	0.761	0.0832	0.439	0.775	0.1712	1.892
0.079	0.950	0.0846	0.567	0.968	0.1721	2.392
0.109	1.331	0.0879	0.857	1.356	0.1741	3.425
0.138	1.712	0.0919	1.205	1.744	0.1766	4.511
0.168	2.098	0.0967	1.635	2.133	0.1795	5.725

	3 × 1 Corrugation			5 × 1 Corrugation		
Thickness (in.)	A_s (sq.in./ft.)	r (in.)	$I \times 10^{-3}$ ($in.^4$/in.)	A_s (sq.in./ft.)	r (in.)	$I \times 10^{-3}$ ($in.^4$/in.)
0.064	0.890	0.3417	8.659	0.794	0.3657	8.850
0.079	1.113	0.3427	10.883	0.992	0.3663	11.092
0.109	1.560	0.3488	15.459	1.390	0.3677	15.650
0.138	2.008	0.3472	20.183	1.788	0.3693	20.317
0.168	2.458	0.3499	25.091	2.186	0.3711	25.092

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.4.3.2 Aluminum Conduits

Thickness (in.)	1-1/2 × 1/4 Corrugation A_s (sq.in./ft.)	r (in.)	I × 10^{-3} ($in.^4$/in.)	1-2/3 × 1/2 Corrugation A_s (sq.in./ft.)	r (in.)	I × 10^{-3} ($in.^4$/in.)
0.048	0.608	0.0824	0.344			
0.060	0.761	0.0832	0.349	0.775	0.1712	1.892
				0.968	0.1721	2.392
				1.356	0.1741	3.425
				1.745	0.1766	4.533
				2.130	0.1795	5.725

Thickness (in.)	3 × 1 Corrugation A_s (sq.in./ft.)	r (in.)	I × 10^{-3} ($in.^4$/in.)	6 × 1 A_s (sq.in./ft.)	Effective Area (sq.in./ft.)	r (in.)	I × 10^{-3} ($in.^4$/in.)
0.060	0.890	0.3417	8.659	0.775	0.387	0.3629	8.505
0.075	1.118	0.3427	10.883	0.968	0.484	0.3630	10.631
0.105	1.560	0.3488	15.459	1.356	0.678	0.3636	14.340
0.135	2.088	0.3472	20.183	1.744	0.872	0.3646	19.319
0.164	2.458	0.3499	25.091	2.133	1.066	0.3656	23.760

12.4.4 CHEMICAL AND MECHANICAL REQUIREMENTS

12.4.4.1 Aluminim-corrugated metal pipe and pipe-arch material requirement--

AASHTO M 197

Mechanical properties for design

Minimum Tensile Strength (psi)	Minimum Yield Point (psi)	Mod. of Elast. (psi)
31,000	24,000	$10 * 10^6$

12.4.4.2 Steel-corrugated metal pipe and pipe-arch material requirement--

AASHTO M 218

M 246

Mechanical properties for design

Minimum Tensile Strength (psi)	Minimum Yield Point (psi)	Mod. of Elast. (psi)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

45,000 33,000 $29 * 10^6$

12.4.5 SMOOTH LINED PIPE

Corrugated metal pipe composed of a smooth liner and corrugated shell attached integrally at helical seams spaced not more than 30 inches apart may be designed in acordance with Article 1.1 on the same basis as a standard corrugated metal pipe having the same corrugations as the weights per foot equal to the sum of the weights per foot of liner and helically corrugated shell shall be limited to corrugated shell. The shell sjall be limited to corrugations having a maximum pitch of 3 inches and a thickness of not less then 60 percent of the total thinkness of the equivalent standard pipe.

12.5 STRUCTURAL PLATE PIPE STRUCTURES

12.5.1 GENERAL

12.5.1.1 Structural plate pipe, pipe-arches, and arches shall be bolted with annular corrugations only.

The specifications are:

Aluminim	Steel
AASHTO M219	AASHTO M 167

12.5.1.2 Service load design--safety factor, SF

Seam strength = 3.0

Wall area = 2.0

Buckling = 2.0

12.5.1.3 Load factor design--capacity modification factor, ϕ

$\phi = 0.67$

12.5.1.4 Flexibility Factor

(a) For steel conduits, FF should generally not exceed the following values:

6 in. * 2 in. corrugation FF = $2.0 * 10^{-2}$ (pipe)

6 in. * 2 in. corrugation FF = $3.0 * 10^{-2}$ (pipe-arch)

6 in. * 2 in. corrugation FF = $3.0 * 10^{-2}$ (pipe)

(b) For aluminum conduits, FF should generally not exceed the following values:

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

9 in. * 2-1/2 in. corrugation FF = $2.5 * 10^{-2}$ (pipe)

9 in. * 2-1/2 in. corrugation FF = $3.6 * 10^{-2}$ (pipe)

9 in. * 2-1/2 in. corrugation FF = $7.2 * 10^{-2}$ (pipe)

12.5.1.5 Minimum Cover

The minimum cover for design loads shall be Span/8 but not less then 12 inches. (The minimum cover shall be measured from the top of a rigid pavement or the bottom of a flexible pavement.) For construction requirements see Article 23.10--Division II.

12.5.2 SEAM STRENGTH

Minimum Longitudinal Seam Strengths

	6 × 2 Steel Structural Plate Pipe			
Thickness (in.)	Bolt Size (in.)	4 Bolts/ft. (kips/ft.)	6 Bolts/ft. (kips/ft.)	8 Bolts/ft. (kips/ft.)
0.109	3/4	43.0		
0.138	3/4	62.0		
0.168	3/4	81.0		
0.188	3/4	93.0		
0.218	3/4	112.0		
0.249	3/4	132.0		
0.280	3/4	144.0	180	194

12.5.3 SECTION PROPERTIES

12.5.3.1 Steel Conduits

	6" × 2" Corrugations		
Thickness (in.)	A_s (sq.in./ft.)	r (in.)	$I \times 10^{-3}$ ($in.^4$/in.)
0.109	1.556	0.682	60.411
0.138	2.003	0.684	78.175
0.168	2.449	0.686	96.163
0.188	2.739	0.688	108.000
0.218	3.199	0.690	126.922
0.249	3.650	0.692	146.172
0.280	4.119	0.695	165.836

12.5.3.2 Aluminum Conduits

	9" × 2-1/2" Corrugations		
Thickness (in.)	A_s (sq.in./ft.)	r (in.)	$I \times 10^{-3}$ ($in.^4$/in.)
0.100	1.404	0.8438	83.065
0.125	1.750	0.8444	103.991
0.150	2.100	0.8449	124.883
0.175	2.449	0.8454	145.895
0.200	2.799	0.8460	166.959
0.225	3.149	0.8468	188.179
0.250	3.501	0.8473	209.434

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.5.4 CHEMICAL AND MECHANICAL PROPERTIES

12.5.4.1 Aluminum structural plate pipe, pipe-arch, and arch material requirements-- AASHTO M 219, Alloy 5052

Mechanical Properties for Design			
Thickness (in.)	Minimum Tensile Strength (psi)	Minimum Yield Point (psi)	Mod. of Elast. (psi)
0.100 to 0.175	35,000	24,000	10×10^6
0.176 to 0.250	34,000	24,000	10×10^6

12.5.4.2 Steel structural plate pipe, pipe-arch, and arch material requirements-- AASHTO M167

Mechanical Properties for Design		
Minimum Tensile Strength (psi)	Minimum Yield Point (psi)	Mod. of Elast. (psi)
45,000	33,000	$29 * 10^6$

12.5.5 STRUCTURAL PLATE ARCHES

The design of structural plate arches should be based on ratios of a rise to span of 0.3 minimum.

12.6 LONG SPAN STRUCTURAL PLATE STRUCTURES

12.6.1 GENERAL

Long span structural plate structures are short span bridges defined as follows.

12.6.1.1 Structural plate structures (pipe, pipe arch, and arch) thatexceed the maximum size imposed by Article 12.5

12.6.1.2 Special shapes of any size that involve a relatively large radius of curvature in crown or side plate. Vertical cllipses, horizontal cllipses, under-passes, low profile arches, high profile arches, and inverted pear shapes are the terms describing these special shapes.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.6.1.3 Wall strength and chemical and mechanical propertices shall be in accordance with Article 12.5. The construction and installation shall conform to Section 23--Division II.

12.6.2 DESIGN

12.6.2.1 Genaral

Long span structures shall be designed in accordance wtih Articlas 12.1 and 12.5, and 12.2 or 12.3 except that the requirements for buckling and flexibility factor shall not apply. The span in the formulae for thrust shall be replaced by twice the top are radius. Long span structures shall include acceptable special features. Minimum requirements are detailed in Table 12.6.1A

TABLE 12.6.1A Minimum Requirements for Long Span Structures with Acceptable Special Features

I. TOP ARC MINIMUM THICKNESS

	Top Radius (ft.)				
	15	15-17	17-20	20-23	23-25
6 × 2 Corrugated Steel Plates	0.109 in.	0.138 in.	0.168 in.	0.218 in.	0.249 in.

II. MINIMUM COVER IN FEET

	TOP RADIUS (FT.)				
Steel Thickness[a] in inches	15	15-17	17-20	20-23	23-25
.109	2.5				
.138	2.5	3.0			
.168	2.5	3.0	3.0		
.188	2.5	3.0	3.0		
.218	2.0	2.5	2.5	3.0	
.249	2.0	2.0	2.5	3.0	4.0
.280	2.0	2.0	2.5	3.0	4.0

III. GEOMETRIC LIMITS

A. Maximum Plate Radius—25 Ft.
B. Maximum Central Angle of Top Arc = 80°
C. Minimum Ratio, Top Arc Radius to Side Arc Radius = 2
D. Maximum Ratio, Top Arc Radius to Side Arc Radius = 5*

*Note: Sharp radii generate high soil bearing pressures Avoid high ratios when significant heights of fill are involved.

IV. SPECIAL DESIGNS

Structures not described herein shall be regarded as special designs.

[a]When reinforcing ribs are used the moment of inertia of the composite section shall be equal to or greater than the moment of inertia of the minimum plate thickness shown.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.6.2.2 Acceptable Special Features

(a) Contionuous longitudinal structural stiffeners connected to the corrugated plates at each side of the top arc. Stiffeners may be metal or reinforces concrete either singly or in combination.

(b) Reinforeing ribs formed from structural shapes curved to conform to the curvature of the plates, fastened to the structure as required to ensure integral action with the corrugated plates, and spaced at such intervals as necessary to increase the moment of inertia of the section to that required by the design.

12.6.2.4 Soil Design

12.6.2.4.1 Granlar type soils shall be used as structure backfill (the envelope next to the metal structure). The order of preference of acceptable structure backfill materials is as follows:

(a) Well-graded sand and gravel; sharp, rough. or angular if possible.

(b) Uniform sand or gravel.

(c) Approved stabilized soil shall be used only under direct supervision of a competent, experienced soils engineer. Plastic soils shall not be used.

12.6.2.4.2 The structure backfill material shall confrom to one of the following soil classifications from AASHTO Specification M 145, Table 2: for height of fill less then 12 feet, A-1, A-3, A-2-4, and A-2-5; for height of fill of 12 feet and more, A-1, A-3. Structure backfill shall be placed and compacted to not less than 90 percent density per AASHTO T 180.

12.6.2.4.3 The extent of the select structural backfill about the barrel is dependent on the quality of the adjacent embankment. For ordinary installations, with good quality, well-compacted embackment or in situ soil adjacent to the structure backfill, a width of structural backfill 6 feet beyond the structure is sufficient. The structure backfill shall also extend to an elevation 2 to 4 feet over the structure.

12.6.2.4.4 It shall not be necessary to excavate native soil at sides if the quality of the native soil is as good as the proposed compacted side fill except to create the minimum width that can be compacted. The soil over the top shall also be select and shall be carefully and densely compacted.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.6.3 STRUCTURAL PLATE SHAPES

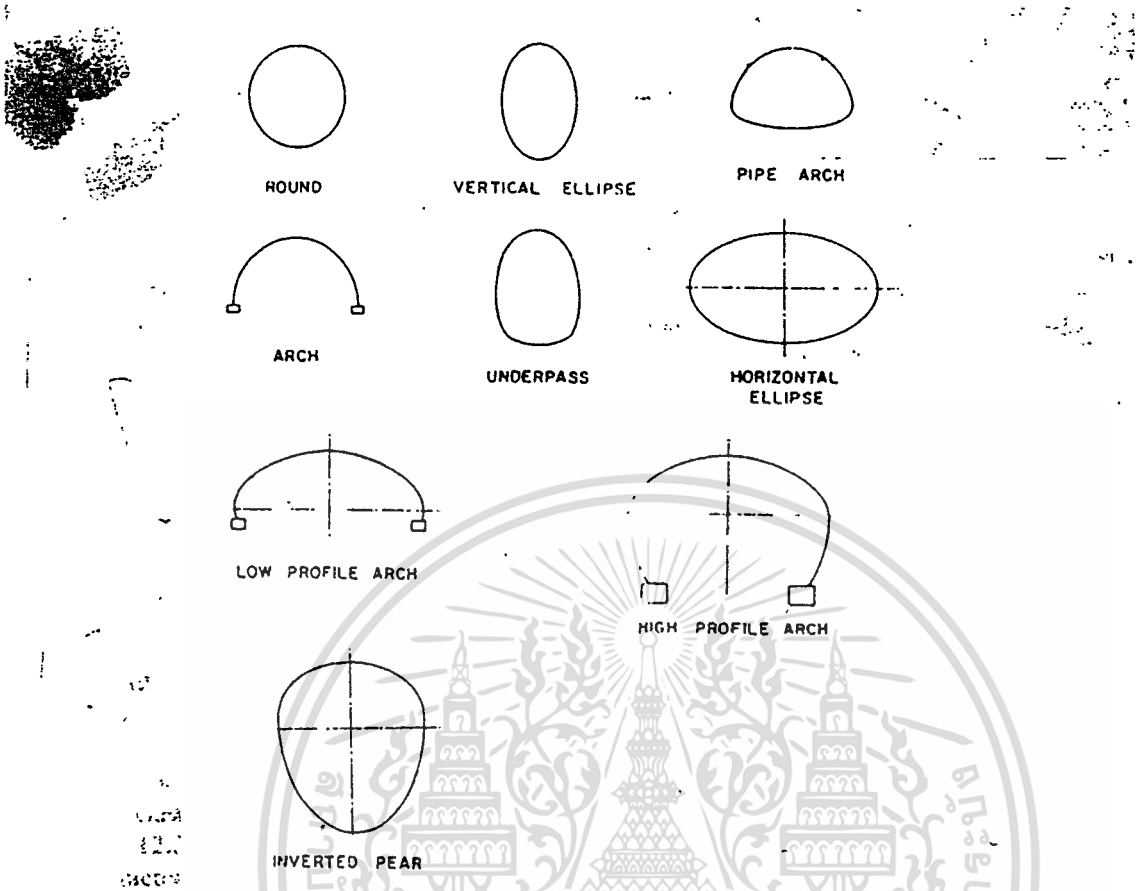


Figure 12.6.1A. Standard Terminology of Structural Plate Shapes Including Long-Span Structures.

12.6.4 END TREATMENT

When headwalls are not used, special attention may be necessary at the ends of the structure. Severe bevels and skews are not recommended. For hydraulic structures, additional reinforcement of the end is recommended to secure the metal edges at inlet and outlet against hydraulic forces. Reinforced concrete or structural steel collars, tension tieback or anchors in soil, partial headwalls and cut-off walls below invert elevation are some of the methods which can be used. Square ends may have side plate beveled up a maximum 2:1 slope. Skewends up to 15° with no bevel are permissible, but when this is done on spans over 20 feet the cut edge must be reinforced concrete or structural steel collar. When full headwalls are used and they are skewed, the offset portion of the matal structure shall be supported by the headwall. A special headwall shall be designed for skews exceeding 15°. The maximum skew shall be limited to 35°.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

12.6.5 MULTIPLE ATRUCTURES

Care must be exercised on the design of mutiple, closely spaced structures to control unbalances loading. Fills should be kept level over the series of structures when possible. Significant roadway grades across a series of structures require ckecking of the stability of the flexible structures under the resultant unbalanced loading.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก II

ข้อมูลดินในเขตลาดกระบัง

ทำการสำรวจโดย

STS Engineering Consultants Co., LTD.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. บทนำ

การเจาะสำรวจดินสำหรับโครงการอาคาร สูง 10 ชั้น สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง กรุงเทพมหานคร ได้เสร็จเรียบร้อยแล้ว โดยทำการเจาะสำรวจจำนวน 2 หลุม ความลึก 40 เมตรจากระดับผิวดินพื้นที่โครงการและตำแหน่งหลุมเจาะพิจารณาในรูปที่ 1

ลักษณะชั้นดินโดยทั่วไปประกอบด้วยดินเหนียวปนซิลท์ถมและตอนบนหนา 0.6 และ 1.9 เมตรตามลำดับ วางอยู่บนชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง จนถึงความลึก 17.5 เมตร จึงเปลี่ยนเป็นชั้นดินเหนียวปนซิลท์แข็ง จนถึงความลึก 21.3 - 22 เมตร ถัดจากนั้นลงไปจะพบชั้นทรายแน่นปานกลางถึงแน่น จนถึงความลึก 31 เมตร จึงเปลี่ยนเป็นชั้นดินเหนียวปนซิลท์ แข็งมากถึงดานแข็งมาก จนสิ้นสุดหลุมเจาะ

วัตถุประสงค์ของรายงานฉบับนี้ เพื่อแสดงลักษณะชั้นดินที่พบในหลุมเจาะและทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อให้ข้อเสนอแนะในการออกแบบฐานรากอย่างประหยัดและปลอดภัย

2. การเจาะสำรวจและทดสอบในสนาม

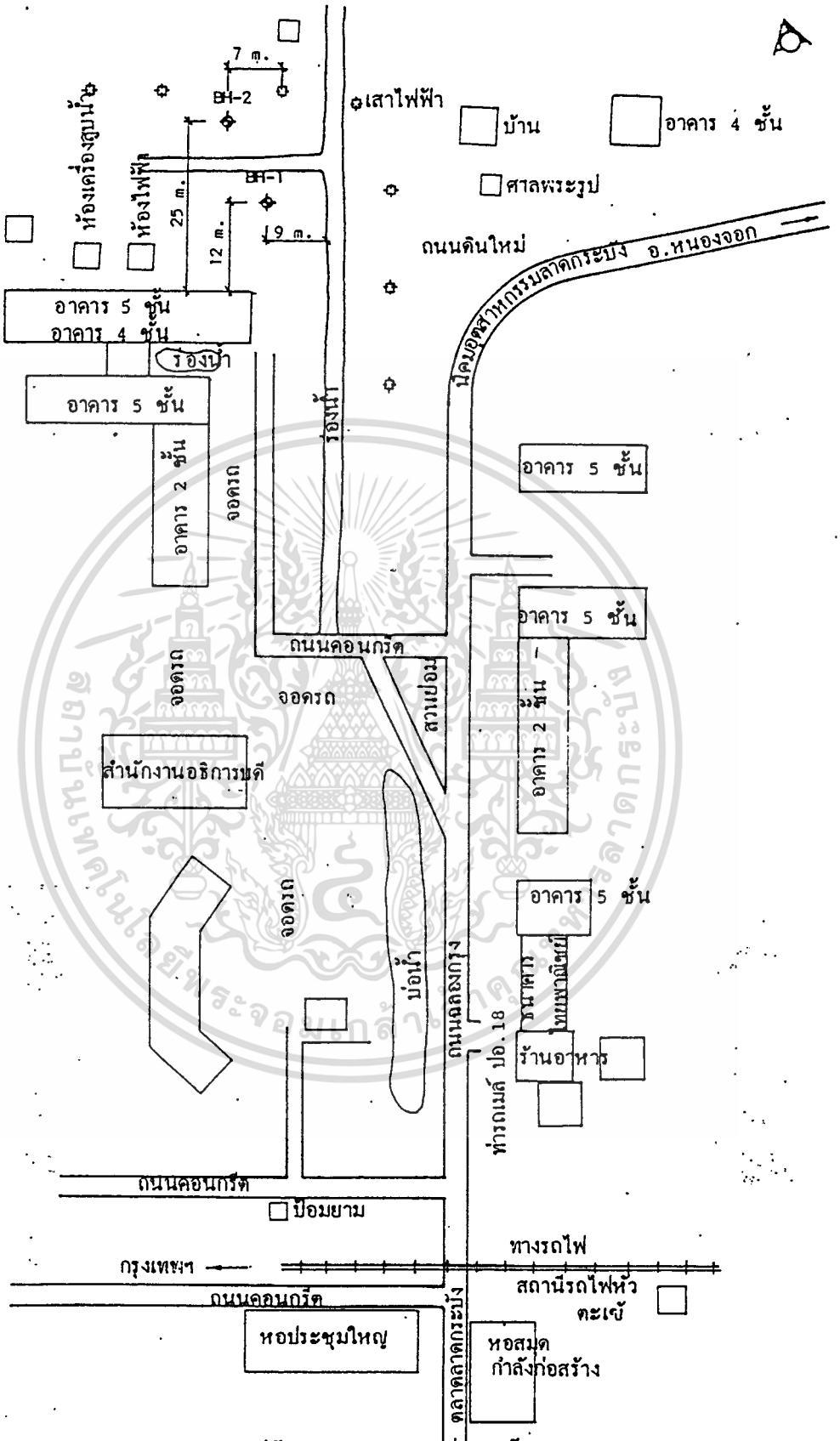
การเจาะสำรวจได้กระทำโดยใช้เครื่องเจาะแบบ Portable วิธีการเจาะในช่วง 1- 2 เมตรแรก ใช้วิธีการเจาะโดยใช้ Auger และที่ระดับลึกลงไปใช้วิธีเจาะแบบ Wash boring จนกระทั่งสิ้นสุดการเจาะสำรวจ ขณะทำการเจาะได้ใช้ปลอกเหล็ก (Casing) ใส่เพื่อป้องกันหลุมพัง

การเก็บตัวอย่างดิน ได้เก็บตัวอย่างแบบคงสภาพโดยใช้กระบอกบางขนาด ø 2½" x 50 ซม. เก็บตัวอย่างในชั้นดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง จากนั้นจึงเปลี่ยนเป็นเก็บตัวอย่างเปลี่ยนสภาพ (Disturbed Sample) ในชั้นดินเหนียวแข็งและชั้นทรายโดยใช้กระบอกผ่าซีกมาตรฐานพร้อมกับทำการทดสอบ Standard Penetration Test (SPT) ขณะทำการเก็บตัวอย่างด้วยวิธีการเก็บตัวอย่างทั้ง 2 แบบเป็นไปตามมาตรฐาน ASTM D 1587 และ D 1586 ตามลำดับ

การทดสอบ SPT กระทำโดยการตอกกระบอกผ่าซีกมาตรฐานขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางภายใน 34.9 มม. ($1\frac{3}{8}$ นิ้ว) ภายนอก 50.8 มม. (2 นิ้ว) เพื่อเก็บตัวอย่าง การตอกใช้ตุ้มหนัก 63.5 กก. ยกสูง 76 ซม. นับจำนวนครั้งที่ตอกซึ่งทำให้กระบอกผ่าจมลงไปในดินได้ 45 ซม. ถือจำนวนครั้งที่ตอกในระยะ 30 ซม. หลังเป็นค่า SPT N - VALUE มีหน่วยเป็นครั้ง/30 ซม. ซึ่งค่านี้จะบอกความแน่นหรือกำลังของดินได้อย่างคร่าว ๆ

นอกจากนั้นได้หากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวในสนามโดยใช้ Pocket Penetrometer ด้วย

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



รูปที่ 1 แผนผังแสดงตำแหน่งหลุมเจาะและที่ตั้งโครงการอาคาร สูง 10 ชั้น สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง กรุงเทพมหานคร

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. การทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ตัวอย่างดินที่ได้จากสนาม จะถูกนำมาทดสอบเพื่อหาคุณสมบัติของดินต่อไป การทดสอบประกอบด้วย

1. หาความชื้นในมวลดินตามธรรมชาติ (Natural moisture content).
2. หาความหนาแน่นเปียก (Wet density) ของตัวอย่างดินเหนียว
3. ทดสอบ Atterberg limits เฉพาะบางตัวอย่างดินเหนียว
4. ทดสอบ Sieve analysis เฉพาะบางตัวอย่างดินทราย
5. ทดสอบหากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (Undrained) โดยการทำ Unconfined Compression Test เฉพาะตัวอย่างดินเหนียว

วิธีการทดสอบกระทำตามมาตรฐาน ASTM. และผลที่ได้จากการทดสอบแสดงอยู่ในภาคผนวกของรายงานฉบับนี้

4. ลักษณะชั้นดิน

สรุปลักษณะชั้นดินจากการเจาะ 2 หลุม ได้ดังต่อไปนี้

ความลึก เมตร	ชนิดของดิน	ค่า SPT N ครั้ง/ฟุต
0.0 - 0.6	ดินเหนียวปนซิลท์ ถม	-
0.6 - 2.5	ดินเหนียวปนซิลท์ ตอนบน	-
2.5 - 17.5	ดินเหนียวอ่อนถึงแข็งปานกลาง สีเทาเข้ม	(Su = 0.9 - 4.5 ตัน/ม^2)
17.5 - 22.0	ดินเหนียวปนซิลท์ แข็ง	8 - 15
22.0 - 31.0	ทรายแน่นปานกลางถึงแน่น, มีชั้นดินเหนียวปนซิลท์บางๆ แทรกที่ 24.3 - 25 เมตรของ BH-2	15 - 52
31.0 - 40.0	ดินเหนียวปนซิลท์ แข็งมากถึงดานแข็งมาก	30 - 50

รูปที่ 2 แสดงลักษณะชั้นดินโดยทั่วไป, ค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบอันเดรน (Su) และค่า SPT N พล็อตเทียบกับความลึก

5. ระดับน้ำใต้ดิน

ระดับน้ำใต้ดินวัดในหลุมเจาะ 24 ชั่วโมงภายหลังเสร็จสิ้นการเจาะมีค่าระหว่าง 0.6 - 1.2 เมตรต่ำกว่าระดับผิวดินปากหลุมเจาะ

อย่างไรก็ตาม คาดว่าระดับน้ำใต้ดินจะมีการเปลี่ยนแปลงตลอดเวลา ขึ้นอยู่กับฤดูกาลและปริมาณน้ำฝนที่ตกระหว่างปี

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ในเชิงพาณิชย์ หรือในทางการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

LIST OF TERMS USED

DRILLING & SAMPLINGA SYMBOLS

SS	:	Split-Spoon - 1⅜" I.D.,2" O.D., except where noted
ST	:	Shelby Tube - 2" O.D., except where noted
PA	:	Power Auger Sample
DB	:	Diamond Bit - NX:BX:AX:
CB	:	Carbology Bit - NX:BX:AX:
OS	:	Osterberg Sampler - 3" Shelby Tube
HS	:	Housel Sampler
WS	:	Wash Sample
FT	:	Fish Tail
RB	:	Rock Bit
WO	:	Wash Out

Standard "N" Penetration: Blows per foot of a 140 pound hammer falling 30 inches on 2 inches O.D. split spoon, except where noted.

WATER LEVEL MEASUREMENT SYMBOLS

WL	:	Water Level	WD	:	While Drilling
WCI	:	Wet Cave In	BCR	:	Before Casing Removal
DCI	:	Dry Cave In	ACR	:	After Casing Removal
WS	:	While Sampling	AB	:	After Boring

Water levels indicated on the boring logs are the levels measured in the boring at the times indicated. In pervious soils, the indicated elevations are considered reliable ground water levels. In impervious soils, the accurate determination of ground water elevations is not possible in even several days observation, and additional evidence on ground water elevations must be sought.

CLASSIFICATION

COHESIONLESS SOILS

"Trace"	:	1 % to 10 %
"Trace to some"	:	10 % to 20 %
"Some"	:	20 % to 35 %
"And"	:	35 % to 50 %
Very Loose	:	N = 0 - 4 blows
Loose	:	N = 4 - 10 blows
Medium	:	N = 10 - 30 blows
Dense	:	N = 30 - 50 blows
Very Dense	:	N = over 50 blows

COHESIVE SOILS

If clay content is sufficient to that clay dominates soil properties, then clay becomes the principle noun with the other major soil constituent as modifier; i.e., silty clay. Other minor soil constituents may be added according to classification breakdown for cohesionless soils, i.e., silty clay, trace to some sand, trace gravel.

Very Soft	:	0.00 - 0.25 Tsf. or 0 - 2	blows
Soft	:	0.25 - 0.50 Tsf. or 2 - 4	blows
Medium	:	0.50 - 1.00 Tsf. or 4 - 8	blows
Stiff	:	1.00 - 2.00 Tsf. or 8 - 16	blows
Very Stiff	:	2.00 - 4.00 Tsf. or16 - 32	blows
Hard	:	over 4.00 Tsf. or > 32	blows

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่าง ดินเหนียวปนทรายส่วนประกอบของดินหรือสารชนิดอื่นที่ปลีกย่อยไม่เด่นชัดในดิน เราจะจำแนกตามขนาดและการเปลี่ยนสภาพของดินหรือสาร ตามเปอร์เซ็นต์ที่มีอยู่ดังนี้

มี.....	น้อยมาก	1 ถึง 10%
มี.....	เล็กน้อย	10 ถึง 20%
มี.....	จำนวนหนึ่ง	20 ถึง 35%
และ		35 ถึง 50%

ตัวอย่าง ดินเหนียว ปนทราย มีกรวดเล็กน้อย มีรากไม้น้อยมาก

ดินเหนียว (ดินที่ยึดเกาะกันได้)

ความแข็ง	กำลังอัดเปลือย, q_u (กก./ซม.^{2})	ค่าทะลุทะลวงมาตรฐาน, N จำนวนครั้ง 1 ฟุต
อ่อนมาก	0.00 – 0.25	0 – 2
อ่อน	0.25 – 0.50	2 – 4
แข็งปานกลาง	0.50 – 1.00	4 – 8
แข็ง	1.00 – 2.00	8 – 16
แข็งมาก	2.00 – 4.00	16 – 32
ดินดานแข็งมาก	มากกว่า 4.00	มากกว่า 32

ทราย (ดินที่ไม่ยึดเกาะกัน)

ความแน่นสัมพันธ์	ค่าทะลุทะลวงมาตรฐาน, N จำนวนครั้ง/ฟุต
ร่วนมาก	0 – 4
ร่วน	4 – 10
แน่นปานกลาง	10 – 30
แน่น	30 – 50
แน่นมาก	มากกว่า 50

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

การจำแนกและบรรยายลักษณะของดิน

การจำแนกลักษณะของดินตามขนาดขององค์ประกอบและคุณสมบัติ

ดินเหนียว

ดินซึ่งประกอบด้วยเมล็ดรูปแบนขนาดละเอียดมาก (เล็กกว่า 0.002 มม.) มีคุณสมบัติปั้นได้ง่าย เนื่องจากมีความเหนียวยึดเกาะกันระหว่างเมล็ดของดินมาก ขนาดของมวลรวมผ่านตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 50%

ดินซิลท์

ดินที่มีเมล็ดหยาบกว่าดินเหนียว แต่ขนาดละเอียดกว่าเมล็ดของทราย (ระหว่าง 0.002 มม. ถึง 0.06 มม.) เข้าใกล้ทรายที่มีเมล็ดละเอียดมาก มีความเหนียวยึดเกาะกันระหว่างเมล็ดของดินน้อยหรือไม่มี ปั้นได้ยาก ขนาดของมวลรวมผ่านตะแกรงเบอร์ 200 มากกว่า 50%)

ทราย

ทรายมีเมล็ดที่หยาบเห็นได้ชัด (ระหว่าง 0.06 มม. ถึง 4.76 มม.) ไม่มีคุณสมบัติยึดเกาะกันระหว่างเมล็ดของทราย ปั้นไม่ได้ ขนาดของมวลรวมผ่านตะแกรงเบอร์ 4 แต่ค้างบนตะแกรงเบอร์ 200

กรวด

กรวดเป็นเมล็ดหยาบมาก ขนาดใหญ่กว่าทราย (ระหว่าง 4.76 มม. ถึง 76.2 มม.) ขนาดของมวลรวมผ่านตะแกรงขนาด 3" แต่ค้างบนตะแกรงเบอร์ 4

การบรรยายลักษณะและส่วนประกอบที่มีอยู่ในดิน

ดินที่มีเมล็ดละเอียดมาก และแสดงคุณสมบัติยึดเกาะกันของดินเหนียว เราจะเรียกดินชนิดนี้ว่า "ดินเหนียว" ถ้ามีดินชนิดอื่นมาปนเป็นส่วนประกอบที่เด่นชัด เราจะเรียกส่วนประกอบนี้ว่า "ปน"

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ความหมายของสัญญลักษณ์

CH - ดินเหนียวยึดเกาะกันระหว่างเมล็ดของดินมาก ปั้นได้ง่าย

OH - ดินเหนียวปนสารอินทรีย์ มีความเหนียวยึดเกาะกันระหว่างเมล็ดของดินมาก ปั้นได้ง่าย

CL - ดินเหนียวปนทราย, ดินเหนียวปนกรวด, ดินเหนียวปนซิลท์ มีความเหนียวยึดเกาะกันระหว่างเมล็ดของดินน้อยถึงปานกลาง ปั้นได้

SC - ทรายปนดินเหนียว มีความเหนียวยึดเกาะกันระหว่างเมล็ดของดินน้อยถึงปานกลาง ปั้นได้

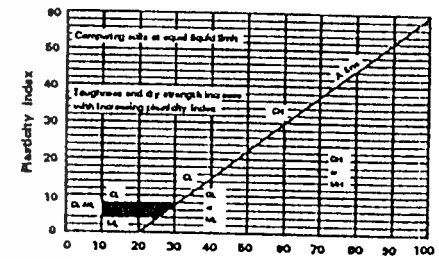
SM - ทรายปนซิลท์ ไม่มีความเหนียวยึดเกาะกันระหว่างเมล็ดของดิน ปั้นไม่ได้

SW - ทรายปนกรวด ขนาดคละได้สัดส่วนกัน มีเมล็ดดินละเอียดน้อยมากหรือไม่มี ไม่มีความเหนียวยึดเกาะกันระหว่างเมล็ดของดิน ปั้นไม่ได้

SP - ทรายปนกรวด ขนาดคละใกล้เคียงกัน แต่ไม่ได้สัดส่วน มีเมล็ดดินละเอียดน้อยมากหรือไม่มี ไม่มีความเหนียวยึดเกาะกันระหว่างเมล็ดของดิน ปั้นไม่ได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(Excluding particles larger than 3 in. and basing fractions on estimated weights)				Symbols[a]	Typical Names	Describing Soils	Criteria
Coarse-grained soils More than half of material is larger than No. 200 sieve size[b] (The No. 200 sieve size is about the smallest particle visible to the naked eye)	Gravels More than half of coarse fraction is larger than No. 4 sieve size (For visual classification, the ¼ in. size may be used as equivalent to the No. 4 sieve size)	Clean gravels (little or no fines)	Wide range in grain size and substantial amounts of all intermediate particle sizes	GW	Well graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines	Give typical name; indicate approximate percentages of sand and gravel; maximum size; angularity, surface condition, and hardness of the coarse grains; local or geologic name and other pertinent descriptive information; and symbols in parentheses For undisturbed soils add information on stratification, degree of compactness, cementation, moisture conditions and drainage characteristics Examples: *Silty sand, gravelly;* about 20% hard, angular gravel particles ½-in. maximum size; rounded and subangular sand grains coarse to fine, about 15% non-plastic fines with low dry strength; well compacted and moist in place; alluvial sand; *(SM)*	Use grain size curve in identifying the fractions as given under field identification Determine percentages of gravel and sand from grain size curve Depending on percentage of fines (fraction smaller than No. 200 sieve size) coarse grained soils are classified as follows: Less than 5% *GW, GP, SW, SP* More than 12% *GM, GC, SM, SC* 5% to 12% *Borderline cases requiring use of dual symbols* $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Greater than 4 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ Between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for *GW* Attenberg limits below "A" line, with *PI* less than 4 — Above "A" line with *PI* between 4 and 7 *are borderline cases requiring use of dual symbols* Attenberg limits above "A" line, with *PI* greater than 7 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ Greater than 6 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ Between 1 and 3 Not meeting all gradation requirements for *SW* Attenberg limits below "A" line, with *PI* less than 5 — Above "A" line with *PI* between 4 and 7 *are borderline cases requiring use of dual symbols* Attenberg limits above "A" line; with *PI* greater than 7
		Gravels with fines (appreciable amount of fines)	Nonplastic fines (for identification procedures see *ML* below)	GM	Silty gravels, poorly graded gravel-sand-silt mixtures		
			Plastic fines (for identification procedures, see *CL* below)	GC	Clayey gravels, poorly graded gravel-sand-clay mixtures		
	Sands More than half of coarse fraction is smaller than No. 4 sieve size	Clean sands (little or no fines)	Wide range in grain sizes and substantial amounts of all intermediate particle sizes	SW	Well graded sands, gravelly sands, little or no fines		
			Predominantly one size or a range of sizes with some intermediate sizes missing	SP	Poorly graded sands, gravelly sands, little or no fines		
		Sands with fines (appreciable amount of fines)	Nonplastic fines (for identification procedures, see *ML* below)	SM	Silty sands, poorly graded sand-silt mixtures		
			Plastic fines (for identification procedures, see *CL* below)	SC	Clayey sands, poorly graded sand-clay mixtures		
Fine-grained soils More than half of material is smaller than No. 200 sieve size	Identification Procedures on Fraction Smaller Than No. 40 Sieve Size						
		Dry Strength (crushing characteristics)	Dilatancy (reaction to shaking)	Toughness (consistency near plastic limit)			
	Silts and clays Liquid limit less than 50	None to slight	Quick to slow	None	ML	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands with slight plasticity	Give typical name; indicate degree and character of plasticity, amount and maximum size of coarse grains; colour in wet condition, odour if any, local or geologic name, and other pertinent descriptive information, and symbol in parentheses For undisturbed soils add information on structure, stratification, consistency in undisturbed and remoulded states, moisture and drainage conditions Example: *Clayey silt,* brown; slightly plastic; small percentage of fine sand; numerous vertical root holes; firm and dry in place; loess; *(ML)*
		Medium to high	None to very slow	Medium	CL	Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays lean clays	
		Slight to medium	Slow	Slight	OL	Organic silts and organic silt-clays of low plasticity	
	Silts and clays Liquid limit greater than 50	Slight to medium	Slow to none	Slight to medium	MH	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts	
		High to very high	None	High	CH	Inorganic clays of high plasticity, fat clays	
		Medium to high	None to very slow	Slight to medium	OH	Organic clays of medium to high plasticity	
Highly Organic Soils		Readily identified by colour, odour, spongy feel and frequently by fibrous texture			Pt	Peat and other highly organic soils	



Plasticity chart
for laboratory classification of fine grained soils

From Wagner, 1957.

a *Boundary classifications.* Soils possessing characteristics of two groups are designated by combinations of group symbols. For example *GW-GC,* well graded gravel-sand mixture with clay binder.

b All sieve sizes on this chart are U.S. standard.

Field Identification Procedure for Fine Grained Soils or Fractions

These procedures are to be performed on the minus No. 40 sieve size particles, approximately ¼ in. For field classification purposes, screening is not intended, simply remove by hand the coarse particles that interfere with the tests.

Dilatancy (Reaction to shaking):

After removing particles larger than No. 40 sieve size, prepare a pat of moist soil with a volume of about one-half cubic inch. Add enough water if necessary to make the soil soft but not sticky.

Place the pat in the open palm of one hand and shake horizontally, striking vigorously against the other hand several times. A positive reaction consists of the appearance of water on the surface of the pat which changes to a livery consistency and becomes glossy. When the sample is squeezed between the fingers, the water and gloss disappear from the surface, the pat stiffens and finally it cracks or crumbles. The rapidity of appearance of water during shaking and of its disappearance during squeezing assist in identifying the character of the fines in a soil.

Very fine clean sands give the quickest and most distinct reaction whereas a plastic clay has no reaction. Inorganic silts, such as a typical rock flour, show a moderately quick reaction.

Dry Strength (Crushing characteristics):

After removing particles larger than No. 40 sieve size, mould a pat of soil to the consistency of putty, adding water if necessary. Allow the pat to dry completely by oven, sun or air drying, and then test its strength by breaking and crumbling between the fingers. This strength is a measure of the character and quantity of the colloidal fraction contained in the soil. The dry strength increases with increasing plasticity.

High dry strength is characteristic for clays of the CH group. A typical inorganic silt possesses only very slight dry strength. Silty fine sands and silts have about the same slight dry strength, but can be distinguished by the feel when powdering the dried specimen. Fine sand feels gritty whereas a typical silt has the smooth feel of flour.

Toughness (Consistency near plastic limit):

After removing particles larger than the No. 40 sieve size, a specimen of soil about one-half inch cube in size, be moulded to the consistency of putty. If too dry, water must be added and if sticky, the specimen should be spread out in a thin layer and allowed to lose some moisture by evaporation. Then the specimen is rolled out by hand on a smooth surface or between the palms into a thread about one-eight inch in diameter. The thread is then folded and re-rolled repeatedly. During this manipulation the moisture content is gradually reduced and the specimen stiffens, finally loses its plasticity, and crumbles when the plastic limit is reached.

After the thread crumbles, the pieces should be lumped together and a slight kneading action continued until the lump crumbles.

The tougher the thread near the plastic limit and the stiffer the lump when it finally crumbles, the more potent is the colloidal clay fraction in the soil. Weakness of the thread at the plastic limit and quick loss of coherence of the lump below the plastic limit indicate either inorganic clay of low plasticity, or materials such as kaolin-type clays and organic clays which occur below the A-line.

Highly organic clays have a very weak and spongy feel at the plastic limit.

Major Divisions (1)	(2)	Letter (3)	Symbol Hatching (4)	Symbol Color (5)	Name (6)	Value for Embankments (7)	Permeability Cm Per Sec (8)	Compaction Characteristics (9)	Std AASHTO Max Unit Dry Weight ton per cu. m. (10)	Value for Foundations (11)	Requirements for Seepage Control (12)
COARSE GRAINED SOILS	GRAVEL AND GRAVELLY SOILS	GW		Red	Well-graded gravels or gravel-sand mixtures, little or no fines	Very stable, pervious shells of dikes and dams	$k = 10^{-2}$	Good, tractor, rubber-tired, steel-wheeled roller	2.00 - 2.16	Good bearing value	Positive cutoff
		GP			Poorly-graded gravels or gravel-sand mixture, little or no fines	Reasonably stable, pervious shells of dikes and dams	$k = 10^{-2}$	Good, tractor, rubber-tired, steel-wheeled roller	1.84 - 2.00	Good bearing value	Positive cutoff
		GM		Yellow	Silty gravels, gravel-sand silt mixture	Reasonably stable, not particularly suited to shells, but may be used for impervious cores or blankets	$k = 10^{-3}$ to 10^{-6}	Good, with close control, rubber-tired, sheepsfoot roller	1.92 - 2.16	Good bearing value	Toe trench to none
		GC			Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures	Fairly stable, may be used for impervious core	$k = 10^{-6}$ to 10^{-8}	Fair, rubber-tired, sheepsfoot roller	1.84 - 2.08	Good bearing value	None
	SAND AND SANDY SOILS	SW		Red	Well-graded sands or gravelly sand, little or no fines	Very stable, pervious sections, slope protection required	$k > 10^{-3}$	Good, tractor	1.76 - 2.08	Good bearing value	Upstream blanket and toe drainage or wells
		SP			Poorly-graded sands or gravelly sands, little or no fines	Reasonably stable, may be used in dike section with flat slopes	$k > 10^{-3}$	Good, tractor	1.60 - 1.92	Good to poor bearing value depending on density	Upstream blanket and toe drainage or wells
		SM		Yellow	Silty sands, sand-silt mixtures	Fairly stable, not particulary suited to shells, but may be used for impervious cores or dikes	$k = 10^{-3}$ to 10^{-6}	Good, with close control, rubber-tired, sheepsfoot roller	1.76 - 2.00	Good to poor bearing value depending on density	Upstream blanket and toe drainage or wells
		SC			Clayey sands, sand- silt mixtures	Fairly stable, use for impervious core for flood control structures	$k = 10^{-6}$ to 10^{-8}	Fair, sheepsfoot roller, rubber tired	1.68 - 2.00	Good to poor bearing value	None
FINE GRAINED SOILS	SILTS AND CLAYS LL < 50	ML		Green	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty or clayey fine sands or clayey silts with slight plasticity	Poor stability, may be used for embankments with proper control	$k = 10^{-3}$ to 10^{-6}	Good to poor, close control essential, rubber-tired roller, sheepsfoot roller	1.52 - 1.92	Very poor, susceptible to liquefaction	Toe trench to none
		CL			Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays	Stable, impervious cores and blankets	$k = 10^{-6}$ to 10^{-8}	Fair to poor, close control essential, rubber-tired roller, sheepsfoot roller	1.52 - 1.92	Good to poor bearing	None
		OL			Organic silts and organic silt-clays or low plasticity	Not suitable for embankments	$k = 10^{-4}$ to 10^{-6}	Fair to poor, sheepsfoot roller	1.28 - 1.60	Fair to poor bearing, may have excessive settlements	None
	SILTS AND CLAYS LL > 50	MH		Blue	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts	Poor stability, core of hydraulic fill dam, not desirable in rolled fill construction	$k = 10^{-4}$ to 10^{-5}	Poor to very poor, sheepsfoot roller	1.12 - 1.52	Poor bearing	None
		CH			Inorganic clays of high plasticity, fat clays	Fair stability with flat slopes, thin cores, blankets and dike sections	$k = 10^{-5}$ to 10^{-8}	Fair to poor, sheepsfoot roller	1.20 - 1.68	Fair to poor bearing	None
		OH			Organic clays of high plasticity, plasticity, organic silts	Not suitable for embankments	$k = 10^{-5}$ to 10^{-8}	Poor to very poor, sheepsfoot roller	1.04 - 1.60	Very poor bearing	None
HIGHLY ORGANIC SOILS		Pt		Orange	Peat and other highly organic soils	Not used for construction		Compaction not practical		Remove from foundation	

Notes :
1. Values in column 7 and 11 are for guidance only. Design should be based on test results.
2. In column 9, the equipment listed will usually produce the desired densities with a reasonable number of passes when moisture conditions and thickness of lift are properly controlled.
3. Column 10, unit dry weights are for compacted soil at optimum moisture content for Standard AASHTO (Standard Proctor) compactive effort.

Designation: D 1587 - 83

Standard Practice for THIN-WALLED TUBE SAMPLING OF SOILS[1]

This standard is issued under the fixes designation D 1587: the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ε) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This practice has been approved for use by agencies of the Department of Defense and for listing in the DOD Index of Specifications and Standards.

1. Scope

1.1 This practice covers a procedure for using a thin-walled metal tube to recover relatively undisturbed soil samples suitable for laboratory tests of structural properties. Thin-walled tubes used in piston, plug, or rotary-type samplers, such as the Dension or Pitcher, must comply with the portions of this practice which describe the thin-walled tubes (5.3).

NOTE 1—This practice does not apply to liners used within the above samplers.

2. Referenced Documents

2.1 *ASTM Standards:*

D 2488 Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)[2]

D 3550 Practice for Ring-Lined Barrel Sampling of Soils[2]

D 4220 Practices for Preserving and Transporting Soil Samples[2]

3. Summary of Practice

3.1 A relatively undisturbed sample is obtained by pressing a thin-walled metal tube into the in-situ soil, removing the soil-filled tube, and sealing the ends to prevent the soil from being disturbed or losing moisture.

4. Significance and Use

4.1 The practice, or Practice D 3550 is used when it is necessary to obtain a relatively undisturbed specimen suitable for laboratory tests of structural properties or other tests that might be influenced by soil disturbance.

5. Apparatus

5.1 *Drilling Equipment*—Any drilling equipment may be used that provides a reasonably clean hole: that does not disturb the soil to be sampled; and that does not hinder the penetration of the thin-walled sampler. Open borehole diameter and the inside diameter of driven casing or hollow stem auger shall not exceed 3.5 times the outside diameter of the thin-walled tube.

5.2 *Sampler Insertion Equipment*, shall be adequate to provide a relatively rapid continuous penetration force. For hard formations it may be necessary, although not recommended, to drive the thin-walled tube sampler.

5.3 *Thin-Walled Tubes*, should be manufactured as show in Fig. 1. They should have an outside diameter of 2 to 5 in, and be made of metal having adequate strength for use in the soil and formation intended. Tubes shall be clean and free of all surface irregularities including projecting weld seams.

5.3.1 *Length of Tubes*—See Table 1 and 6.4.

5.3.2 *Tolerances*, shall be within the limits shown in Table 2.

5.3.3 *Inside Clearance Ratio*, should be 1% or as specified by the engineer or geologist for the soil and formation to be sampled. Generally, the inside clearance ratio used should increase with the increase in plasticity of the soil being sampled, See Fig. 1 for definition of inside clearance ratio.

5.3.4 *Corrosion Protection*—Corrosion, whether from galvanic or chemical reaction, can damage or destroy both the thin-walled tube and the sample. Severity of damage is a function of

---

[1] This practice is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D 18.02 on Sampling and Related Field Testing for Soil Investigations.

Current edition approved Aug. 17, 1983 Published October 1983. Originally published as D 1587-58T. Last previous edition D 1587 - 74

[2] *Annual Book of ASTM Standards* Vol 04.08

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

time as well as interaction between the sampler and the tube. Thin-walled tubes should have some form of protective coating. Tubes which will contain samples for more than 72 h shall be coated. The type of coating to be used may vary depending upon the material to be sampled. Coatings may include a light coat of lubricating oil, lacquer, epoxy, Teflon, and other. Type of coating must be specified by the engineer or geologist if storage will exceed 72 h. Plating of the tubes or alternate base metals may be specified by the engineer or geologist.

5.4 *Sampler Head,* serves to couple the thin-walled tube to the insertion equipment and, together with the thin-walled tube, comprises the thin-walled tube sampler. The sampler head shall contain a suitable check valve and a venting area to the outside equal to or greater than the area through the check valve. Attachment of the head to the tube shall be concentric and coaxial to assure uniform application of force to the tube by the sampler insertion equipment.

6. Procedure

6.1 Clean out the borehole to sampling elevation using whatever method is preferred that will ensure the material to be sampled is not disturbed. If groundwater is encountered, maintain the liquid level in the borehole at or above ground water level during the sampling operation.

6.2 Bottom discharge bits are not permitted. Side discharge bits may be used with caution. Jetting through an open-tube sampler to clean out the borehole to sampling elevation is not permitted. Remove loose material from the center of a casing or hollow stem auger as carefully as possible to avoid disturbance of the material to be sampled.

NOTE 2—Roller bits are available in downward-jetting and diffused-jet configurations. Downward-jetting configuration rock bits are not acceptable. Diffuse-jet configurations are generally acceptable.

6.3 Place the sample tube so that its bottom rests on the bottom of the hole. Advance the sampler without rotation by a continuous relatively rapid motion.

6.4 Determine the length of advance by the resistance and condition of the formation, but the length shall never exceed 5 to 10 diameters of the tube in sands and 10 to 15 diameters of the tube in clays.

NOTE 3—Weight of sample, laboratory handling capabilities, transportation problems, and commercial availability of tubes will generally limit maximum practical lengths to those shown in Table 1.

6.5 When the formation is too hard for push-type insertion, the tube may be driven of Practice D 3550 may be used. Other methods, as directed by the engineer or geologist, may be used. If driving methods are used, the data regarding weight and fall of the hammer and penetration achieved must be shown in the report. Additionally, that tube must be prominently labeled a "driven sample."

6.6 In no case shall a length of advance be greater than the sample-tube length minus an allowance for the sampler head and a minimum of 3 in, for sludge-end cuttings.

NOTE 4—The tube may be rotated to shear bottom of the sample after pressing is complete.

6.7 Withdraw the sampler from the formation as carefully as possible in order to minimize disturbance of the sample.

7. Preparation for Shipment

7.1 Upon removal of the tube, measure the length of sample in the tube. Remove the disturbed material in the upper end of the tube and measure the length again. Seal the upper end of the tube. Remove at least 1 in, of material from the lower end of the tube. Use this material for soil description in accordance with Practice d 2488. Measure the overall sample length. Seal the lower end of the tube. Alternatively, after measurement, the tube may be sealed without removal of soil from the ends of the tube if so directed by the engineer or geologist.

NOTE 5—Field extrusion and packaging of extruded samples under the specific direction of a geotechnical engineer or geologist is permitted.

NOTE 6—Tubes sealed over the ends as opposed to those sealed with expanding packers should contain end padding in end voids in order to prevent drainage or movement of the sample within the tube.

7.2 Prepare and immediately affix labels or apply markings as necessary to identify the sample. Assure that the markings or labels are adequate to survive transportation and storage.

8. Report

8.1 The appropriate information is required as follows:

8.1.1 Name and location of the project.

8.1.2 Boring number and precise location on project

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

8.1.3 Surface elevation or reference to a datum,

8.1.4 Date and time of boring—start and finish,

8.1.5 Depth to top of sample and number of sample,

8.1.6 Description of sampler size, type of metal, type of coating,

8.1.7 Method of sample insertion: push or drive,

8.1.8 Method of drilling, size of hole, casing, and drilling fluid use,

8.1.9 Depth to groundwater level: date and time measured,

8.1.10 Any possible current or tidal effect on water level,

8.1.11 Soil description in accordance with Practice D 2488,

8.1.12 Length of sampler advance, and

8.1.13 Recovery: length of sample obtained.

9. Precision and Bias

9.1 This practice does not produce numerical data; therefore, a precision and bias statement is not applicable.

TABLE 1 Suitable Thin-Walled Steel Sample Tubes[A]

Outside diameter			
in.	2	3	5
mm	50.8	76.2	127
Wall thickness:			
Bwg	18	16	11
in.	0.049	0.065	0.120
mm	1.24	1.65	3.05
Tube length:			
in.	36	36	54
m	0.91	0.91	1.45
Clearance ratio, %	1	1	1

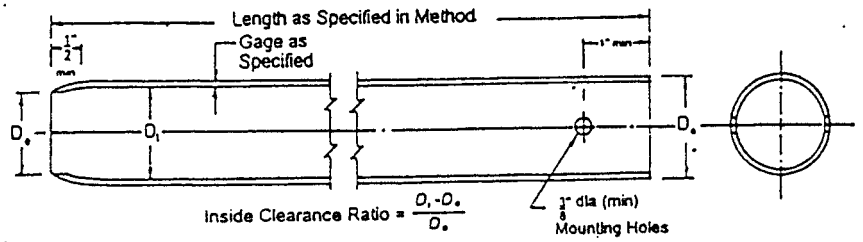
[A]The three diameters recommended in Table 1 are indicated for purposes of standardization, and are not intended to indicate that sampling tubes of intermediate or larger diameters are not acceptable. Lengths of tubes shown are illustrative. Proper lengths to be determined as suited to field conditions.

TABLE 2 Dimensional Tolerances for Thin-Walled Tubes

Size Outside Diameter	Nominal Tube Diameters from Table 1[A] Tolerances, in		
	2	3	5
Outside diameter	+0.007 −0.000	+0.010 −0.000	+0.015 −0.000
Inside diameter	+0.000 −0.007	+0.000 −0.010	+0.000 −0.015
Wall thickness	±0.007	±0.010	±0.015
Ovality	0.015	0.020	0.030
Straightness	0.030/ft	0.030/ft	0.030/ft

[A]Intermediate or larger diameters should be proportional. Tolerances shown are essentially standard commercial manufacturing tolerances for seamless steel mechanical tubing. Specify only two of the first three tolerances: that is, O.D. and I.D. or O.D. and Wall, or I.D. and Wall.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



NOTE 1—Minimum of two mounting holes on opposite sides for 2 to 3½ in. sampler.
NOTE 2—Minimum of four mounting holes spaced at 90° for sampler 4 in. and larger.
NOTE 3—Tube held with hardened screws.
NOTE 4—Two-inch outside-diameter tubes are specified with an 18-gage wall thickness to comply with area ratio accepted for undisturbed samples. Users are advised that such tubing is difficult to locate and can be extremely expensive in small quantities. Sixteen-gage tubes are generally readily available.

Metric Equivalents

in	mm
⅜	6.77
½	12.7
1	25.4
2	50.8
3½	88.9
4	101.6

FIG. 1 Thin-Walled Tube for Sampling

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received at fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103 known to the ASTM Committee on Standards, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Designation: D 1586 - 84

Standard Method of PENETRATION TEST AND SPLIT-BARREL SAMPLING OF SOILS[1]

This standard is issued under the fixes designation D 1586:the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ε) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

This method has been approved for use by agencies of the Department of Defense and for listing in the DOD Index of Specifications and Standards.

1. Scope

1.1 This method describes the procedure, generally known as the Standard Penetration Test (SPT), for driving a split-barrel sampler to obtain a representative soil sample and a measure of the resistance of the soil to penetration of the sampler.

1.2 *This standard may involve hazardous materials, operations, and equipment. This standard does not purport to address all of the safety problems associated with its use. It is the responsibility of whoever uses this standard to consult and establish anpropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.* For a specific precautionary statement, see 5.4.1.

1.3 The values stated in inch-pound units are to be regarded as the standard.

2. Referenced Documents

2.1 *ASTM Standards:*

D 2487 Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes[2]

D 2488 Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure)[2]

D 4220 Practices for Preserving and Transporting Soil Samples[2]

3. Descriptions of Terms Specific to This Standard

3.1 *anvil*—that portion of the driven-weight assembly which the hammer strikes and through which the hammer energy passes into the drill rods.

3.2 *cathead*—the rotating drum or windlass in the rope-cathead lift system around which the operator wraps a rope to lift and drop the hammer by successively tightening and loosening the rope turns around the drum.

3.3 *drill rods*—rods used to transmit downward force and torque to the drill bit while drilling a borehole.

3.4 *drive-weight assembly*—a device consisting of the hammer, hammer fall guide, the anvil, and any hammer drop system.

3.5 *hammer*—that portion of the drive-weight assembly consisting of the 140 ± 2 lb (63.5 ± 1 kg) impact weight which is successively lifted and dropped to provide the energy that accomplishes the sampling and penetration.

3.6 *hammer drop system*—That portion of the drive-weight assembly by which the operator accomplishes the lifting and dropping of the hammer to produce the blow.

3.7 *hammer fall guide*—that part of the drive-weight assembly used to guide the fall of the hammer.

3.8 *N-value*—that blowcount representation of the penetration resistance of the soil. The *N-value*, reported in blows per foot, equals the sum of the number of blows required to drive the sampler over the depth interval of 6 to 18 in. (150 to 450 mm) (see 7.3).

3.9 ΔN—the number of blows obtained from each of the 6-in. (150-mm) intervals of sampler penetration (see 7.3).

3.10 *number of rope turns*—the total contact angle between the rope and the cathead at the beginning of the

[1] This method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D 18.02 on Sampling and Related Field Testing for Soil Investigations.

Current edition approved Sept. 11, 1984. Published November 1984. Originally published as D 1586 - 58 T. Last previous edition D 1586 - 67 (1974).

[2] *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

operator's rope slackening to drop the hammer, divided by 360° (See Fig. 1).

3.11 *sampling rods*—rods that connect the drive-weight assembly to the sampler. Drill rods are often used for this purpose.

3.12 *SPT*—abbreviation for Standard Penetration Test, a term by which engineers commonly refer to this method.

4. Significance and Use

4.1 This method provides a soil sample for identification purposes and for laboratory tests appropriate for soil obtained from a sampler that may produce large shear strain disturbance in the sample.

4.2 This method is used extensively in a great variety of geotechnical exploration projects. Many local correlations and widely published correlations which relate SPT blowcount, or *N*-value, and the engineering behavior of earth-works and foundations are available.

5. Apparatus

5.1 *Drilling Equipment*—Any drilling equipment that provides at the time of sampling a suitably clean open hole before insertion of the sampler and ensures that the penetration test is performed on undisturbed soil shall be acceptable. The following pieces of equipment have proven to be suitable for advancing a borehole in some subsurface conditions.

5.1.1 *Drag, Chopping, and Fishtail Bits*, less than 6.5 in. (162 mm) and greater than 2.2 in (56 mm) in diameter may be used in conjunction with open-hole rotary drilling or casing-advancement drilling methods. To avoid disturbance of the underlying soil, bottom discharge bits are not permitted; only side discharge bits are permitted.

5.1.2 *Roller-Cone Bits*, less than 6.5 in. (162 mm) and greater than 2.2 in. (56 mm) in diameter may be used in conjunction with open-hole rotary drilling or casing-advancement drilling methods if the drilling fluid discharge is deflected.

5.1.3 *Hollow-Stem Continuous Flight Augers*, with or without a center bit assembly, may be used to drill the boring. The inside diameter of the hollow-stem augers shall be less than 6.5 in. (162 mm) and greater than 2.2 in. (56 mm).

5.1.4 *Solid, Continuous Flight, Bucket and Hand Augers*, less than 6.5 in. (162 mm) and greater than 2.2 in (56 mm) in diameter may be used if the soil on the side of the boring does not cave onto the sampler or sampling rods during sampling.

5.2 *Sampling Rods*—Flush-joint steel drill rods shall be used to connect the split-barrel sample to the drive-weight assembly. The sampling rod shall have a stiffness (moment of inertia) equal to or greater than that of parallel wall "A" rod (a steel rod which has an outside diameter of 1⅝ in. (41.2 mm) and an inside diameter of 1⅛ in. (28.5 mm).

NOTE 1—Recent research and comparative testing indicates the type rod used, with stiffness ranging from "A" size rod to "N" size rod, will usually have a negligible effect on the N-values to depths of at least 100 ft (30 m).

5.3 *Split-Barrel Sampler*—The sampler shall be constructed with the dimensions indicated in Fig. 2. The driving shoe shall be of hardened steel and shall be replace or repaired when it becomes dented or distorted. The use of liners to produce a constant inside diameter of 1⅜ in. (35 mm) is permitted, but shall be noted on the penetration record if used. The use of a sample retainer basket is permitted, and should also be noted on the penetration record if used.

NOTE 2—Both theory and available test data suggest that *N*-values may increase between 10 to 30% when liners are used.

5.4 *Drive-Weight Assembly:*

5.4.1 *Hammer and Anvil*—The hammer shall weigh 140 ± 2 lb (63.5 ± 1 kg) and shall be a solid rigid metallic mass. The hammer shall strike the anvil and make steel on steel contact when it is dropped. A hammer fall guide permitting a free fall shall be used. Hammers used with the cathead and rope method shall have an un-impeded overlift capacity of at least 4 in. (100 mm). For safety reasons, the use of a hammer assembly with an internal anvil is encouraged.

NOTE 3—It is suggested that the hammer fall guide be permanently marked to enable the operator or inspector to judge the hammer drop height.

5.4.2 *Hammer Drop System*—Rope-cathead, trip, semi-automatic, or automatic hammer drop systems may be used, providing the lifting apparatus will not cause penetration of the sampler while re-engaging and lifting the hammer.

5.5 *Accessory Equipment*—Accessories such as labels, sample containers, data sheets, and groundwater level measuring devices shall be provided in accordance with the requirements of the project and other ASTM standards.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

6. Drilling Procedure

6.1 The boring shall be advanced incrementally to permit intermittent or continuous sampling. Test intervals and locations are normally stipulated by the project engineer or geologist. Typically, the intervals selected are 5 ft (1.5 mm) or less in homogeneous strata with test and sampling locations at every change of strata.

6.2 Any drilling procedure that provides a suitably clean and stable hole before insertion of the sampler and assures that the penetration test is performed on essentially undisturbed soil shall be acceptable. Each of the following procedures have proven to be acceptable for some subsurface conditions. The subsurface conditions anticipated should be considered when selecting the drilling method to be used.

6.2.1 Open-hole rotary drilling method.

6.2.2 Continuous flight hollow-stem auger method.

6.2.3 Wash boring method.

6.2.4 Continuous flight solid auger method.

6.3 Several drilling methods produce unacceptable borings. The process of jetting through an open tube sampler and then sampling when the desired depth is reached shall not be permitted. The continuous flight solid auger method shall not be used for advancing the boring below a water table or below the upper confining bed of a confined non-cohesive stratum that is under artesian pressure. Casing may not be advanced below the sampling elevation prior to sampling. Advancing a boring with bottom discharge bits is not permissible. It is not permissible to advance the boring for subsequent insertion of the sampler solely by means of previous sampling with the SPT sampler.

6.4 The drilling fluid level within the boring or hollow-stem augers shall be maintained at or above the in situ groundwater level at all times during drilling, removal of drill rods, and sampling.

7. Sampling and Testing Procedure

7.1 After the boring has been advanced to the desired sampling elevation and excessive cuttings have been removed, prepare for the test with the following sequence of operations.

7.1.1 Attach the split-barrel sampler to the sampling rods and lower into the borehole. Do not allow the sampler to drop onto the soil to be sampled.

7.1.2 Position the hammer above and attach the anvil to the top of the sampling rods. This may be done before the sampling rods and sampler are lowered into the borehole.

7.1.3 Rest the dead weight of the sampler, rods, anvil, and drive weight on the bottom of the boring and apply a seating blow. If excessive cuttings ar encountered at the bottom of the boring, remove the sampler and sampling rods from the boring and remove the cuttings.

7.1.4 Mark the drill rods in three successive 6-in. (0.15-m) increments so that the advance of the sampler under the impact of the hammer can be easily observed for each 6-in. (0.15-m) increment.

7.2 Drive the sampler with blows from the 140-lb (63.5-kg) hammer and count the number of blows applied in each 6-in. (0.15-m) increment until one of the following occurs:

7.2.1 A total of 50 blows have been applied during any one of the three 6-in. (0.15-m) increments described in 7.1.4.

7.2.2 A total of 100 blows have been applied.

7.2.3 There is no observed advance of the sampler during the application of 10 successive blows of the hammer.

7.2.4 The sampler is advanced the complete 18 in. (0.45 m) without the limiting blow counts occurring as described in 7.2.1, 7.2.2, or 7.2.3.

7.3 Record the number of blows required to effect each 6 in. (0.15 m) of penetration or fraction thereof. The first 6 in. is considered to be a seating drive. The sum of the number of blows required for the second and third 6 in. of penetration is termed the "standard penetration resistance", or the "*N*-value". If the sampler is driven less than 18 in. (0.45 m), as permitted in 7.2.1, 7.2.2, or 7.2.3, the number of blows per each complete 6-in. (0.15-m) increment and per each partial increment shall be recorded on the boring log. For partial increments, the depth of penetration shall be reported to the nearest 1 in. (25 mm), in addition to the number of blows. If the sampler advances below the bottom of the boring under the static weight of the drill rods or the weight of the drill rods plus the static weight of the hammer, this information should be noted on the boring log.

7.4 The raising and dropping of the 140-lb

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(63.5-kg) hammer shall be accomplished using either of the following two methods:

7.4.1 By using a trip, automatic, or semi-automatic hammer drop system which lifts the 140-lb (63.5-kg) hammer and allows it to drop 30± 1.0 in. (0.76 m ± 25 mm) unimpeded.

7.4.2 By using a cathead to pull a rope attached to the hammer. When the cathead and rope method is used the system and operation shall conform to the following:

7.4.2.1 The cathead shall be essentially free of rust, oil, or grease and have a diameter in the range of 6 to 10 in. (150 to 250 mm).

7.4.2.2 The cathead should be operated at a minimum speed of rotation of 100 RPM, or the approximate speed of rotation shall be reported on the boring log.

7.4.2.3 No more than 2¼ rope turns on the cathead may be used during the performance of the penetration test, as shown in Fig. 1.

NOTE 4—The operator should generally use either 1¾ or 2¼ rope turns, depending upon whether or not the rope comes off the top (1¾ turns) or the bottom (2¼ turns) of the cathead. It is generally known and accepted that 2¾ or more rope turns considerably impedes the fall of the hammer and should not be used to perform the test. The cathead rope should be maintained in a relatively dry, clean, and unfrayed condition.

7.4.2.4 For each hammer blow, a 30-in. (0.76-m) lift and drop shall be employed by the operator. The operation of pulling and throwing the rope shall be performed rhythmically without holding the rope at the top of the stroke.

7.5 Bring the sampler to the surface and open. Record the percent recovery or the length of sample recovered. Describe the soil samples recovered as to composition, color, stratification, and condition, then place one or more representative portions of the sample into sealable moisture-proof containers (jars) without ramming or distorting any apparent stratification. Seal each container to prevent evaporation of soil moisture. Affix labels to the containers bearing job designation, boring number, sample depth, and the blow count per 6-in. (0.15-m) increment. Protect the samples against extreme temperature changes. If there is a soil change within the sampler, make a jar for each stratum and note its location in the sampler barrel.

8. Report

8.1 Drilling information shall be recorded in the field and shall include the following:

8.1.1 Name and location of job,

8.1.2 Names of crew,

8.1.3 Type and make of drilling machine,

8.1.4 Weather conditions,

8.1.5 Date and time of start and finish of boring,

8.1.6 Boring number and location (station and coordinates, if available and applicable),

8.1.7 Surface elevation, if available,

8.1.8 Method of advancing and cleaning the boring,

8.1.9 Method of keeping boring open,

8.1.10 Depth of water surface and drilling depth at the time of a noted loss of drilling fluid, and time and date when reading or notation was made,

8.1.11 Location of strata changes,

8.1.12 Size of casing, depth of cased portion of boring,

8.1.13 Equipment and method of driving sampler,

8.1.14 Type sampler and length and inside diameter of barrel (note use of liners),

8.1.15 Size, type, and section length of the sampling rods, and

8.1.16 Remarks,

8.2 Data obtained for each sample shall be recorded in the field and shall include the following:

8.2.1 Sample depth and, if utilized, the sample number,

8.2.2 Description of soil,

8.2.3 Strata changes within sample,

8.2.4 Sampler penetration and recovery length, and

8.2.5 Number of blows per 6-in. (0.15-m) or partial increment.

9. Precision and Bias

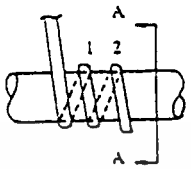
9.1 Variations in *N*-values of 100% or more have been observed when using different standard penetration test apparatus and drillers for adjacent borings in the same soil formation. Current opinion, based on field experience, indicates that when using the same apparatus and driller, *N*-values in the same soil can be reproduced with a coefficient of variation of about 10%.

9.2 The use of faulty equipment, such as an extremely massive or damaged anvil, a rusty cathead, a low speed cathead, an old, oily rope, or massive or

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

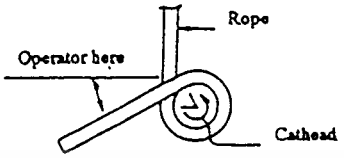
poorly lubricated rope sheaves can significantly contribute to differences in *N*-values obtained between operator-drill rig systems.

9.3 The variability in *N*-values produced by different drill rigs and operators may be reduced by measuring that part of the hammer energy delivered into the drill rods from the sampler and adjusting *N* on the basis of comparative energies. A method for energy measurement and *N*-value adjustment is currently under development.

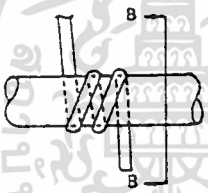


(a) counterclockwise rotation

approximately $1\frac{3}{4}$ turns

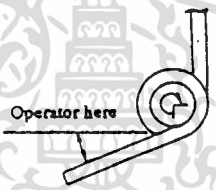


Section A - A



(b) clockwise rotation

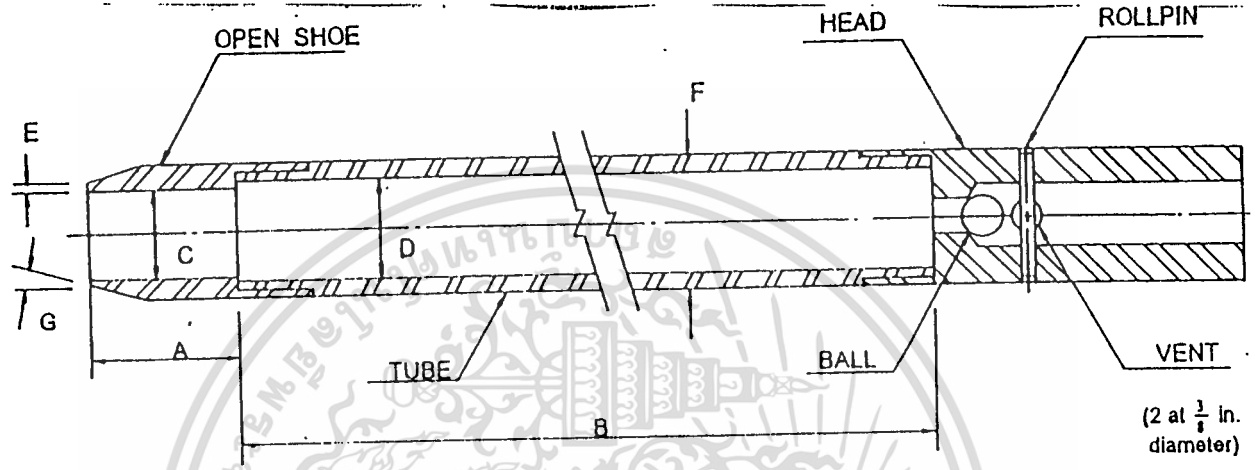
approximately $2\frac{1}{4}$ turns



Section B - B

FIG. 1 Definitions of the Number of Rope Turns and the Angle for *(a)* Counterclockwise Rotation and *(b)* Clockwise Rotations of the Cathead

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้



A = 1.0 to 2.0 in. (25 to 50 mm)
B = 18.0 to 30.0 in. (0.457 to 0.762 m)
C = 1.375 ± 0.005 in. (34.93 ± 0.13 mm)
D = 1.50 ± 0.05 - 0.00 in. (38.1 ± 1.3 - 0.00 mm)
E = 0.10 ± 0.02 in. (2.54 ± 0.25 mm)
F = 2.00 ± 0.05 - 0.00 in. (50.8 ± 1.3 - 0.0 mm)
G = 16.0° to 23.0°

The 1⅜ in. (38 mm) inside diameter split barrel may be used with a 16-gage wall thickness split liner. The penetrating end of the driven shoe may be slightly rounded. Metal or plastic retainers may be used to retain soil samples.

FIG. 2 Split-Barrel Sampler

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 1916 Race St., Philadelphia, PA. 19103.

STS ENGINEERING CONSULTANTS CO., LTD.

PROJECT อาคาร สูง 10 ชั้น

DATE 13/09/95 | BORING No. BH-1 | JOB No. 5417 | BY PT | OBSERVED W.L. -1.20 M.

SAMPLE No.	DEPTH M. FROM	DEPTH M. TO	WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMIT % LL.	ATTERBERG LIMIT % PL.	ATTERBERG LIMIT % PI.	WET UNIT WEIGHT t/m³	SIEVE ANALYSIS % FINER No. 3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200	CLASSIFICATION	UNDRAINED SHEAR STRENGTH t/m² UNCONFINED SHEAR Qu/2	Qu'/2	FIELD VANE SHEAR Qv	Qv'	UU TEST Su	POCKET PENETRATION 1/2Qp	CRYOANALYSIS PENETRATION (UNCONFINED) (kg/cm²)	
ST-01	1.50	2.00	47.90				1.76						CH	1.80					3.8		
ST-02	3.00	3.50	127.50				1.43						CH						1.3		
ST-03	6.00	6.50	124.80				1.42						CH	1.00					1.3		
ST-04	9.00	9.50	102.80				1.47						CH	1.20					1.3		
ST-05	12.00	12.50	76.80				1.59						CH	1.10					1.3		
ST-06	13.50	14.00	69.10				1.61						CH	1.70					1.5		
ST-07	15.00	15.50	74.50				1.59						CH	1.50					1.5		
SS-08	16.50	16.95	53.80										CH						3.8	4	
SS-09	18.00	18.45	24.80	38.90	17.60	21.30	1.96						CL	10.70					5.0	8	
SS-10	19.50	19.95	23.30				1.96						CH						10.0	14	
SS-11	21.00	21.45	20.70							(T)	100	63	CL/SM							22	
SS-12	22.50	22.95	24.90								100	34	SM							21	
SS-13	24.00	24.45		(No Recovery									(SM)							40	
SS-14	25.50	25.95	24.00								100	19	SM							27	
SS-15	27.00	27.45	21.80										SM							52	
SS-16	28.50	28.95	15.70					100	96	93	25	9	SM-SP							30	
SS-17	30.00	30.45											SM							16	
SS-18	31.50	31.95	13.60	37.50	14.80	22.70	2.20						CL						20.0	30	
SS-19	33.00	33.45	19.10				2.02						CH	23.60					20.0	32	
SS-20	34.50	34.95	18.00				2.08						CH	26.90					22.5	36	
SS-21	36.00	36.45	16.60				2.16						CH						22.5+	43	

PROJECT

DATE 13/09/95 | BORING No. BH-1 | JOB No. 5417 | BY PT | OBSERVED W.L. -1.20 M.

SAMPLE No.	DEPTH M. FROM	DEPTH M. TO	WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMIT % LL.	ATTERBERG LIMIT % PL.	ATTERBERG LIMIT % PI.	WET UNIT WEIGHT t/m³	SIEVE ANALYSIS % FINER No. 3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200	CLASSIFICATION	UNDRAINED SHEAR STRENGTH t/m² UNCONFINED SHEAR Qu/2	UNCONFINED SHEAR Qu'/2	FIELD VANE SHEAR Qv	FIELD VANE SHEAR Qv'	UU TEST Su	RECTIFICATION FOR 1/2Qp	CONSOLIDATION (UNDRAINED) (kg/cm²)	
													CH						22.5	40	
SS-22	37.50	37.95	18.30										CH	17.20					22.5	35	
SS-23	39.55	40.00	22.80				1.98														

PROJECT : อาคาร สูง 10 ชั้น | LOCATION สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

DATE 13/09/95 | BORING No. BH-2 | JOB No. 5417 | BY PT | OBSERVED W.L. -0.60 M.

SAMPLE No.	DEPTH M.		WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMIT %			WET UNIT WEIGHT t/m³	SIEVE ANALYSIS % FINER					CLASSIFICATION	UNDRAINED SHEAR STRENGTH t/m²						STANDARD PENETRATION (N/ft) (blow/ft)	
														UNCONFINED SHEAR		FIELD VANE SHEAR		UU TEST	POCKET PENETROMETER		
	FROM	TO		LL.	PL.	PI.		No. 3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200		Qu/2	Qu'/2	Qv	Qv'	Su	1/2Qp		
ST-01	1.50	2.00	48.80				1.80						CH	1.30					3.8		
ST-02	4.50	5.00	129.10				1.39						CH	0.90					1.3		
ST-03	7.50	8.00	122.50				1.42						CH						1.3		
ST-04	10.50	11.00	53.50				1.66						CH	1.30					1.3		
ST-05	12.00	12.50	74.90				1.55						CH	1.70					1.3		
ST-06	13.50	14.00	72.50				1.57						CH	2.10					1.3		
ST-07	15.00	15.50	67.20				1.64						CH	2.70					1.5		
ST-08	16.50	17.00	59.50				1.68						CH	4.50					3.8		
SS-09	18.00	18.45	21.40	51.90	21.40	30.50	2.07						CH	11.80					12.5	14	
SS-10	19.50	19.95	22.10				2.06						CH	13.30					12.5	15	
SS-11	21.00	21.45	21.40				2.05						CH	15.90					12.5	14	
SS-12	22.50	22.95	23.30								100	36	SM							33	
SS-13	24.00	24.45	22.50										SM/CL							23	
SS-14	25.50	25.95	22.60								100	22	SM							30	
SS-15	27.00	27.45	17.70										SM							30	
SS-16	28.50	28.95	16.40										SM							36	
SS-17	30.00	30.45	12.80					100	98	80	29	12	SM							15	
SS-18	31.50	31.95	16.80				2.22						CH	18.20					22.5	33	
SS-19	33.00	33.45	18.80				2.07						CH	22.10					22.5	36	
SS-20	34.50	34.95	17.10				2.21						CH	19.10					22.5	38	
SS-21	36.00	36.45	16.70										CH						22.5+	50	

DATE 13/09/95	BORING No. BH-2	JOB No. 5417	BY PT	OBSERVED W.L. -0.60 M.

SAMPLE No.	DEPTH M. FROM	DEPTH M. TO	WATER CONTENT %	ATTERBERG LIMIT % LL.	ATTERBERG LIMIT % PL.	ATTERBERG LIMIT % PI.	WET UNIT WEIGHT t/m³	SIEVE ANALYSIS % FINER No. 3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200	CLASSIFICATION	UNDRAINED SHEAR STRENGTH t/m² UNCONFINED SHEAR Qu/2	Qu'/2	FIELD VANE SHEAR Qv	Qv'	UU TEST Su	PENETRATION POCKET 1/2Qp	STANDARD PENETRATION (N) (blows/ft)	
SS-22	37.50	37.95	21.60				1.92						CH	18.00					22.5+	40	
SS-23	39.55	40.00	17.30				2.12						CH	21.80					22.5+	36	

LOG OF BORING No. BH-1

PROJECT : อาคาร สูง 10 ชั้น

LOCATION : สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

TYPE OF SAMPLE	SAMPLE DIST RECOVERY	DESCRIPTION OF MATERIAL	GRAPHIC LOG
		(A) 0.60 m.	
ST		Silty clay, trace fine sand, light greyish brown. (Top Soil)	
		2.50 m.	
ST			
ST			
ST		Clay, trace fine sand & shell, dark grey, soft. (CH)	
ST			
ST			
ST			
SS		17.50 m.	
SS		Silty clay, trace fine sand, light greyish brown, stiff. (CH)	
SS		20.80 m.	
SS		(B) 21.30 m.	
SS		Silty fine sand/fine to medium sand, brown, medium to dense. (SM)	
SS			

○ Natural Water Content
× Plastic Limit
△ Liquid Limit
(%)

20 40 60 80 100

○ Su (UC) ● Su'(UC)
△ Su (Fv) ▲ Su'(Fv)
× Qp/2
(t/m²)
2.5 5 7.5

□ SPT ,N (Blow/ft)
20 40 60

S ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD.	BORING STARTED. 06/09/95	RIG. PORT	WL. -1.20 M. 24 HRS. AFTER BORING.
	BORING FINISHED. 07/09/95	FOREMAN . BK.	JOB No. 5417

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

LOG OF BORING No. BH-1

CT : อาคาร สูง 10 ชั้น

LOCATION : สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

I :

TYPE OF SAMPLE	SAMPLE DIST / RECOVERY	DESCRIPTION OF MATERIAL	GRAPHIC LOG
SS		Silty fine sand/fine to medium sand, brown, medium to dense. (SM)	
SS			
SS			
SS			
		31.00 m.	
SS		Silty clay, trace fine sand, light greyish brown, very stiff to hard. (CH)	
SS			
SS			
SS			
SS			
		40.00 m.	
		END OF BORING	
		(A) Silty clay, some decayed wood. (Fill)	
		(B) Fine sandy clay, stiff. (CL)	

○ *Natural Water Content*
× *Plastic Limit*
△ *Liquid Limit*
(%)
20 40 60 80 100

○ Su (UC) ● Su'(UC)
△ Su (Fv) ▲ Su'(Fv)
× Qp/2
(t/m²)
2.5 5 7.5

□ SPT ,N (Blow/ft)
20 40 60

27
52
30
16
30
32
38
43
40
35

TS ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD.	BORING STARTED. 06/09/95	RIG. PORT	WL. -1.20 M. 24 HRS. AFTER BORING.
	BORING FINISHED. 07/09/95	FOREMAN BK.	JOB No. 5417

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

LOG OF BORiNG No. BH-2

:CT : อาคาร สูง 10 ชั้น

LOCATION :สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

T :

TYPE OF SAMPLE	SAMPLE DIST RECOVERY	DESCRIPTION OF MATERIAL	GRAPHIC LOG
		(A) 0.60 m.	
ST		Silty clay, trace fine sand, light greyish brown. (Top Soil)	
		2.50 m.	
ST			
ST			
		Clay, trace fine sand & shell, dark grey, soft to medium. (CH)	
ST			
ST			
ST			
ST			
ST			
		17.50 m.	
SS			
SS		Silty clay, trace fine sand, brown, stiff. (CH)	
SS			
		22.00 m.	
SS		Silty fine sand, brown, medium dense. (SM)	
		24.30 m.	
SS		Silty clay, very stiff. (CL)	
		25.00 m.	

Natural Water Content
Plastic Limit
Liquid Limit
(%)
20 40 60 80 100

Su (UC) Su'(UC)
Su (Fv) Su'(Fv)
Qp/2
(t/m²)
2.5 5 7.5

SPT ,N (Blow/ft)
20 40 60

13
12
10
14
15
14
21
23

S ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD.	BORING STARTED. 08/09/95	RIG. PORT	WL. -0.60 M. 24 HRS. AFTER BORING.
	BORING FINISHED. 08/09/95	FOREMAN BK.	JOB No. 5417

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

LOG OF BORING No. BH-2

/ECT : อาคาร สูง 10 ชั้น

LOCATION :สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง

NT :

	TYPE OF SAMPLE	SAMPLE DIST / RECOVERY	DESCRIPTION OF MATERIAL
4	SS		
5	SS		Silty fine sand/silty fine to medium sand, brown, medium to dense. (SM)
6	SS		
7	SS		
			30.80 m.
8	SS		
9	SS		
10	SS		Silty clay, trace fine sand, light greyish brown, hard. (CH)
11	SS		
12	SS		
13	SS		
			40.00 m.
			END OF BORING
			(A) Silty clay; some decayed wood. (Fill)

GRAPHIC LOG

○ Natural Water Content
× Plastic Limit
△ Liquid Limit
(%)

20 40 60 80 100

○ Su (UC) ● Su'(UC)
△ Su (Fv) ▲ Su'(Fv)
× Qp/2
(t/m²)
2.5 5 7.5

□ SPT ,N (Blow/ft)
20 40 60

30
30
36
15
33
38
28
60
40
38

TS ENGINEERING CONSULTANTS CO.,LTD.	BORING STARTED. 08/09/95	RIG. PORT	WL. -0.60 M. 24 HRS. AFTER BORING.
	BORING FINISHED. 08/09/95	FOREMAN BK.	JOB No. 5417

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก III

ตัวอย่างการศึกษาการออกแบบ

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างการศึกษาการออกแบบ

การออกแบบโครงสร้างทางต่างระดับโดยใช้ corrugate metal steel โดยอ้างอิงข้อมูล จริงจากการเจาะสำรวจในเขตลาดกระบัง(ข้อมูลจากภาคผนวก2) และใช้วัสดุที่ผลิตขึ้น ประเทศญี่ปุ่นมาทำการออกแบบ (ข้อมูลวัสดุจากภาคผนวก 4) ตามข้อกำหนดของการทางแห่งประเทศไทย

1. *โดยวิธี Japanese Geotecnical Society*

1.1 เงื่อนไขการออกแบบ

a) โครงสร้างเป็นรูปแบบ : Pipe- Arch Shape

b) ขนาดและความหนา : span = 6 m

: rise = 3.35 m

เลือกมาจาก ตารางที่ 19 ในภาคผนวก 4

c) ความลึกของดินถม : h_o = 1 m

ตามข้อกำหนดของดินถมในภาคผนวก 4

d) หน่วยน้ำหนักของดินถมกลับ : γ = 21kN/m^3 (2.1 T/m^3)

ตามข้อกำหนดประเภทของดินที่เหมาะสมในการถมกลับ (เทียบกลับการแยกประเภทของดินตามข้อกำหนดการออกแบบของ Japan ในภาคผนวก 4)

e) น้ำหนักจร ใช้ค่าตามมาตราฐานของกรมทางหลวง โดยใช้ข้อกำหนดของการออกแบบสะพานและถนน ของรถสองเพลายางหลังคู่น้ำหนักเพลาไม่เกิน 9100 kg

f) ใช้ดินถม Category A ตามภาคผนวก 4 (เทียบได้กลับ Group A ในการแบ่งตาม AASHTO)

1.2 ***น้ำหนักกระทำ***

a) แรงเนื่องจาก Dead Load

$$W_D = \gamma . h_o$$

W_D = แรงดันในแนวดิ่ง T/m^2

γ = หน่วยน้ำหนักดินถม T/m^3

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

h_o = ความลึกของดินถม 1.00 m

W_D = 2.1x1 = 2.1 T/m^2

b) แรงเนื่องจาก Live Load

W_L = Uniform Load ที่กระจายที่ระดับ crown (T/m^2)

หาได้จาก

$$W_D = \frac{1}{b}\left[\frac{2xP}{B}x(1+i)\right]$$

P = น้ำหนักลงล้อหลัง = 9.1 T (ตามข้อกำหนดกรมทางหลวง)

i = Impact Coefficient = 0.3

b = ความกว้างของ uniform load ที่จุด crown

= $2h_o + 0.2$

= 2x1 + 0.2 = 2.2 m

B = ความกว้างของรถบรรทุก = 2.59 m ตามข้อกำหนดกรมทางหลวง

$$W_L = \frac{1}{2.2}\left[\frac{2x9.1}{2.59}x(1+0.3)\right] = 4.15T/m^2$$

น้ำหนักกดกระทำในแนวดิ่งทั้งหมด (W)

$W = W_D + W_L$

= 2.1 + 4.15

= 6.25 T/m^2

1.3 *การหาค่าความหนาของแผ่น Corrugate Steel Pipe*

ขึ้นอยู่กับค่า

1) HandingStiffness

2) Jointing Strength

3) Wall Bucking

4) Wall Deformation

1.3.1 ตรวจสอบค่า Handing Stiffness

$$FF = \frac{D^2}{EI} \le FF_a$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

FF = Flexibility Factor (cm/kg)

E = Modulus of Elastic $= 2.1x10^{6}$ kg/cm^{2}

I = Moment of Inertia (cm^{4}/cm)

D = Diameter = 600cm

$$I_{min} = \frac{D^2}{.FF_a E} = \frac{600^2}{0.11x2.1x10^6 x10^{-2}}$$

$= 155.8$ cm^{4}/cm

จากตารางที่ 8 ในภาคผนวกที่ 4 เลือก ความหนาของเหล็ก 5.3 mm ซึ่งมีค่า

I = 177 cm^{4}/cm >155.8cm then O.K.

$$FF = \frac{600^2}{177x2.1x10^6 x10^{-2}} = 0.0968 < 0.11 cm/kg \quad \textbf{O.K.}$$

1.3.2 Longitudinal Jointing Strength

$$P = \frac{W.D}{2}$$

P = Ring Compression (t/m)

W = น้ำหนักในแนวดิ่ง $(W_L + W_D) = 6.25$ T/m^{2}

D = Diameter = 6.00 m

$$P = \frac{6.25x6}{2} = 18.75 T/m$$

พิจารณา Safety Factor ของกำลังที่รอยต่อ

$F = \sigma_y / P$

σ_y = seam strength (จากตาราง 35 ในภาคผนวกที่ 4)

= 116 T/m (thickness 5.3 mm)

P = ring compression (T/m)

พิจารณาค่า Safety Factor of jointing strength

F = 116/18.75

= 6.18 > F_a (= 4.5 ค่าที่ยอมให้ในการออกแบบ)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1..3..3 Wall Bucking

$$D = \frac{r}{K}\sqrt{\frac{12E}{f_u}}$$

$$f_o = \frac{12E}{\left(\frac{KD}{r}\right)^2} \leq f_y$$

เมื่อ f_o = ultimate copression stress (kg/cm^2)

f_u = tensile strength of the steel = 2800 kg/cm^2

f_y = yield point of the steel =2100 kg/cm^2

E = Modulus of elastic = 2.1 x10^6 kg/cm^2

K = Coefficient of rigidity of soil = 0.44 สำหรับดินA

r = Radius of gyration of the wall

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

D = Diameter = 510 cm

$$\frac{r}{K}\sqrt{\frac{24E}{f_u}} = \frac{1.65}{0.44}\sqrt{\frac{24x2.1x10^6}{2800}} = 503.1cm$$

$$f_o = \frac{12x2.1x10^6}{\left(\frac{0.44x600}{1.65}\right)^2} = 984.38kg/cm^2$$

พิจารณาค่า Safety Factor of Bucking

$$F = \frac{f_o A}{P}$$

A = พื้นที่หน้าตัดต่อความยาวของ profile ของท่อ cm^2/m

= 64.86 cm^2/m จากตารางที่ 8 ในภาคผนวกที่ 4

P = Compressive stress = 18750 kg/m

F = f_oA/P = 1362x64.86/18750

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$= 4.7 > F_a (= 3)$:O.K.

1.3.1 Wall deformation

$$\eta = F_d F_k \frac{Wr^3}{EI + 0.061E'r^3} \leq \eta_a$$

$$E' = \frac{E_s}{2(1-\mu^2)}$$

F_d = Amount of deflection in the horizontal direction (cm)

F_d = Coefficient of creep of the soil

F_k = Installation angle constant = 0.1

E = Modulus of elasticity = 2.1×10^6 kg/cm^2

I = Moment of inertia of the wall (cm^4/cm)

W = Vertical load per unit length of the pipe = WD (kg/cm)

E_s = Coefficient of deformation of soil (kg/cm^2)

μ = Poisson's ratio of soil = 0.5

r = Nominal radius of the pipe or 1/2 of the span =300cm

D = Diameter of the pipe = 600 cm

η_a = Horizontal allowable deformation

ข้อมูลจากค่าในภาคผนวกที่ 4

สำหรับดินถมบดอัดชนิด A ได้ค่า $F_d = 1.5$ $E_s = 75$ kg/cm^2

$E = 75/2(1-0.5^2)$

$= 50$ kg/cm^2

$W = WD = 6.25 \times 6$

$= 37.5$ T/m (375 kg/cm)

$EI = 2.1 \times 10^6 \times 177 \times 10^{-2}$

$= 3716999$ kg.cm^2/cm

$$\eta = 1.5 \times 0.1 \left[\frac{375 \times 300^3}{3316999 + (0.061 \times 50 \times 300^3} \right]$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

= 17.64 cm

Deformation Limit η_a = 0.05 D = 0.05x600

= 30cm

$\eta_a > \eta$:O.K.

1.3.4 ผลลัพธ์ในการคำนวณ

หัวข้อที่ตรวจสอบ	ผลการคำนวณ	ค่าที่ยอมให้	Status
Handing stiffness	F.F= 0.097cm/kg	<F.F$_a$=0.11cm/kg	O.K.
Jointting stiffness	F = 6.18	> F$_a$ = 4.5	O.K.
Wall Bucking	F = 4.7	> F$_a$ = 3.0	O.K.
Wall Deformation	η = 17.64 cm	< η_a = 30.0cm	O.K.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ตัวอย่างการศึกษาการออกแบบ

การออกแบบโครงสร้างทางต่างระดับโดยใช้ corrugate metal steel โดยอ้างอิงข้อมูล จริงจากการเจาะสำรวจในแขตลาดกระบัง(ข้อมูลจากภาคผนวก2) และใช้วัสดุที่ผลิตขึ้น ประเทศญี่ปุ่นมาทำการออกแบบ (ข้อมูลวัสดุจากภาคผนวก 4) ตามข้อกำหนดของการทางแห่งประเทศไทย

1. *โดยวิธี AASHTO METHOD*

1.1 เงื่อนไขการออกแบบ

a) โครงสร้างเป็นรูปแบบ : Pipe- Arch Shape

b) ขนาดและความหนา : span = 6 m

: rise = 3.35 m

เลือกมาจาก ตารางที่ 19 ในภาคผนวก 4

c) ความลึกของดินถม : H = 1 m

ตามข้อกำหนดของดินถม AASHTO METHOD

d) หน่วยน้ำหนักของดินถมกลับ : γ = 21kN/m^3 (2.1 T/m^3)

ตามข้อกำหนดประเภทของดินที่เหมาะสมในการถมกลับ (เทียบกลับการแยกประเภทของดินตามข้อกำหนดการออกแบบของ AASHTO

e) น้ำหนักจร ใช้ค่าตามมาตราฐานของกรมทางหลวง โดยใช้ข้อกำหนดของการออกแบบสะพานและถนน ของรถสองเพลายางหลังคู่น้ำหนักเพลาไม่เกิน 9100 kg

f) ใช้ดินถม group A ในการแบ่งตาม AASHTO

g) รัศมีด้านบน : R_o = 3.130 m

h) รัศมีด้านล่าง : R_b = 6.850 m

(g, h หาจากตาราง 13 ในภาคผนวกที่ 4)

I) โมดูลัสของเหล็ก : E = 2.05x10^5 Mpa

(แปลงจาก โมดูลัสของเหล็ก จากตาราง 36 ในภาคผนวกที่ 4 = 2.1x10^6)

j) ความสามารถในการรับแรงประลัยของเหล็ก f_u = 274.68 Mpa)

(f_u จากตาราง 36 ในภาคผนวกที่ 4 = 2800kg/cm^2)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

k) ความสามารถในการรับแรงของเหล็ก : $f_y = 137.74$ Mpa

(ค่าแฟกเตอร์ความปลอดภัยเท่ากับ 2)

1.2 ขั้นตอนการออกแบบ

a) หาค่า P_0

$$P_D = \gamma . H$$

P_D = แรงดันในแนวดิ่งเนื่องจากน้ำหนักดิน kN/m^2

γ = หน่วยน้ำหนักดินถม kN/m^3

H = ความลึกของดินถม 1.00 m

$$P_D = 21 \times 1 = 21 \ kN/m^2$$

b) แรงดันในแนวดิ่งเนื่องจาก Live Load

ใช้ค่าน้ำหนักที่กำหนดโดยกรมทางหลวง และการถ่ายแรง ตามที่แสดงในวิธีการออกแบบ แบบ AASHTO โดยความกว้างระหว่างล้อที่กำหนดเท่ากับ 2.59 m

หาได้จาก

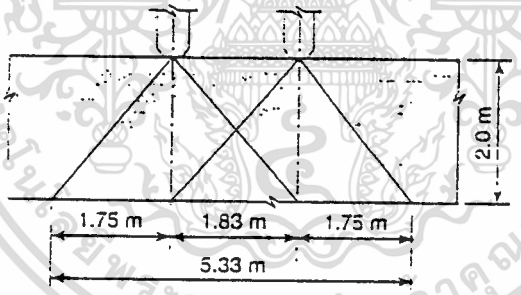


Figure 5.14 Dispersion of the load of an axle of HS-20 vehicle through fill in the longitudinal direction of the conduit.

$$P_L = (89.271)/\{(1.75+2.59)\times 1.75\}$$

$$= 11.754 \ kN/m^2$$

เนื่องจาก $H > 0.91$ ดังนั้น DLA = 0

1.3 หาค่า T_1 จากสมการ

$$T_1 = 0.5 \{\alpha_L(1+DLA)P_L + \alpha_D P_D\} D_h$$

α_L = Live Load Factor 2.171

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

α_D = Dead Load Factor 1.95

P_L = pressure due to live load

P_D = pressure due to dead load

DLA= impact factor

T_1 = 0.5{(2.171x11.754)+(1.95x21)}6

= 199.5 kM/m

1.4 หาค่า Crushing Stress

$$\phi A f_y = T_l$$

ϕ = 0.67

f_y = minimum yield stress of conduit wall

A_{min} = $T_l / \phi f_y$

= 199.5/(0.67x137.74)

= 2.162 mm^2/mm

ตามมาตราฐานความหนาของแผ่น corrugate metal steel จากภาคผนวกที่4 ตารางที่ 8 เลือกความหนา 2.7 mm , A = 3.298 mm^2/mm

1.5 ตรวจสอบ Bucking Stress

K = 0.22 ตามข้อกำหนด AASHTO

$$\bar{D}_h = \frac{r}{K}\left\{\frac{24E}{f_y}\right\}^{0.5}$$

$$= \frac{16.35}{0.22}\left\{\frac{24x2.05x10}{274.68}\right\}^{0.5}$$

r เป็นหน่วย mm จาก $\sqrt{\frac{I}{A}}$

= 9946 mm

$D_h < \bar{D}_h$

$$f_b = f_u - \frac{f_u^2}{48E}\left\{\frac{KD_h}{r}\right\}^2$$

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

$$= 274.68 - \frac{274.68^2}{48x2.05x10^5}\left\{\frac{0.22x6}{0.01635}\right\}^2$$

$$= 224.70 \text{ Mpa}$$

$$\phi A f_b = 0.67x3.298x224.70$$

$$= 496.5 \text{ N/mm} > T_1 \quad \text{:O.K.}$$

1.6 ตรวจสอบ Stiffness For Handing

$$FF = D_h^2 / EI$$

$$= 6000^2 / (2.05 \times 10^5 \times 881)$$

$$= 0.199 > 0.114$$

หาค่า $I_{min} = D_h^2 / ExFF$

$$= 6000^2 / (2.05x10^5 x\ 0.114)$$

$$= 1540.44 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

ในกรณีที่ต้องการทำการก่อสร้างโดยอาศัยความแข็งแกร่งของแผ่นเท่านั้น ในการก่อสร้าง จะต้องใช้ความหนาแผ่น เท่ากับ 5.3 mm $I = 1770 \text{ mm}^4/\text{mm}$

แต่สามารถใช้ความหนา 2.7 mm ก็แข็งแกร่งเพียงพอต่อการก่อสร้างแต่ต้องมีการค้ำยันในขณะทำการก่อสร้าง เพราะแผ่นมีความหนาน้อยกว่าที่จะคงตัวได้

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

ภาคผนวก IV

Manual of Japaness Design

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

[68.0 (67.7) mm × 13.0 (12.7) mm Corrugation]
( ) shows Notched type.

1. Dimensions of Corrugation

Fig. 1

(Unit: mm)

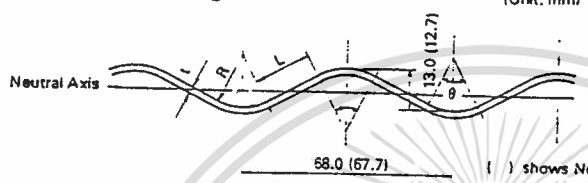


Table 4 Section Properties

Thickness (mm) [GSG No. (mm)]		1.6 [16 (1.63)]	2.0 [14 (2.01)]	2.7 [12 (2.77)]	3.2 [10 (3.51)]	4.0 [8 (4.27)]
Uncoated Thickness	t mm	1.6 (1.52)	2.0 (1.92)	2.7 (2.65)	3.2 (3.42)	4.0 (4.18)
Tangent Length	L mm	19.3 (19.5)	19.1 (19.2)	18.6 (18.7)	18.2 (18.2)	17.6 (17.7)
Tangent Angle	θ°	54.8 (53.6)	55.1 (53.8)	55.6 (54.3)	55.9 (54.9)	56.5 (55.4)
Radius	R mm	17.5 (17.5)	17.5 (17.5)	17.5 (17.5)	17.5 (17.5)	17.5 (17.5)
Area of Section	A m^2/m	17.3 (16.4)	21.7 (20.5)	29.3 (28.7)	34.7 (37.0)	43.4 (45.2)
Moment of Inertia	I cm^4/m	3.45 (3.11)	4.36 (3.92)	6.02 (5.63)	7.26 (7.44)	9.38 (9.41)
Section Modulus	Z cm^3/m	4.73 (4.37)	5.82 (5.38)	7.67 (7.33)	8.97 (9.24)	11.0 (11.1)

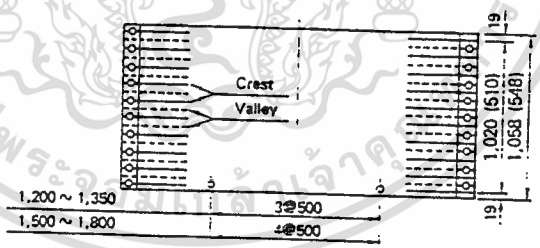
Figure in ( ) is applicable to notched type

2. As Flanged

① Dimension of the section

Fig. 2

(unit: mm)



Half section shown in ( ) is available upon request.
Crest and Valley is viewed from inside of pipe.

② Assembly

Flanged type pipe is assembled by bolting the flanges of top and bottom sections together.

Fig 3

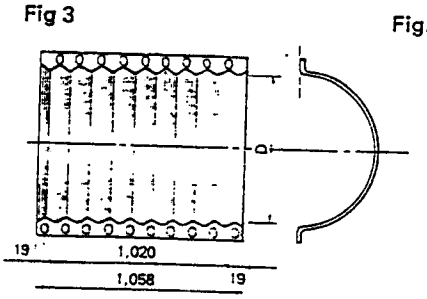
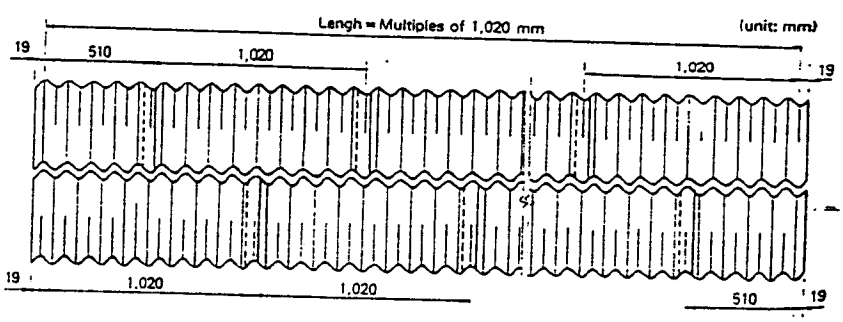


Fig. 4



เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

③ Fasteners

The only fittings necessary to fasten the flanged sections together are 10 mm dia. bolts and nuts.
Care should be taken in assembling pipe having a diameter of 600 mm or less, for which bolts are supplied in number sufficient for every other hole, not for every hole of the flanges. The numer of bolts and nuts shipped are included 1.5% additional for spare.

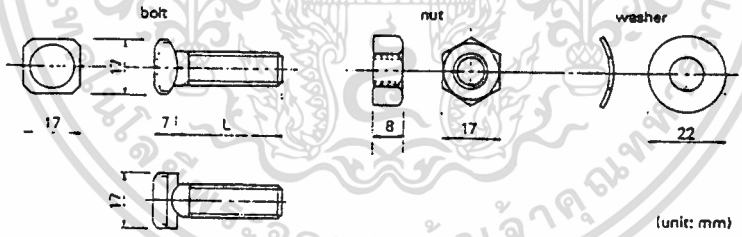
Table 5 Length of Bolts

Thickness	Length of bolts (mm)		
		with packing	with paving
1.6~2.0	25	25	35
2.7		30	
3.2	30		40
4.0		35	

Table 6 No. of Bolts Required for Assembly

Pipe diameter (mm)	No. of Bolts
300 ~ 600	14.7
750 ~ 1,000	29.4
1,200 ~ 1,350	37.3
1,500 ~ 1,800	39.2

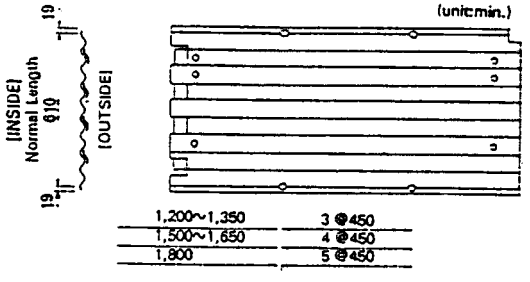
Fig. 5



3. Notched Type

① Dimension of the section

Fig. 6

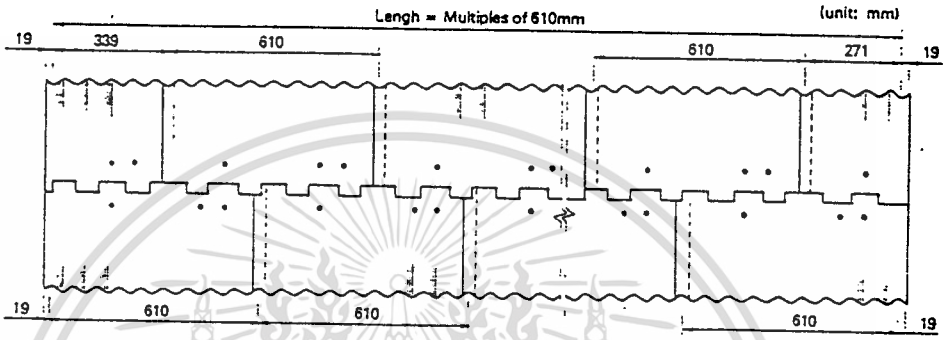


Half section with nominal length 338 mm and 271 mm is available upon request.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

② Assembly

Fig. 7

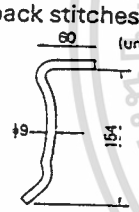


③ Fasteners

1.5 percent more fasteners than the required number are delivered. The required numbers of fasteners are shown in Table 7.

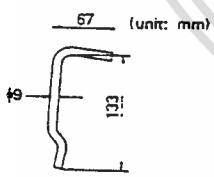
a) Curved-back stitches for 300mm ~ 400mm Dia. pipe.

Fig. 8



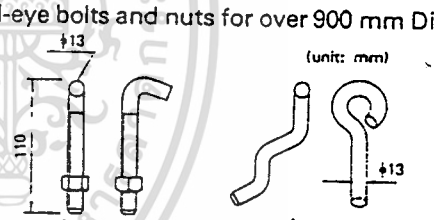
b) Straight-back stitches for 450mm ~ 800mm Dia. pipe.

Fig. 9



c) Hook-and-eye bolts and nuts for over 900 mm Dia. pipe.

Fig. 10



d) Bolts and nuts (10 mm dia.)

When the pipe dia. is 1200 mm and over, bolts, nuts and washers as shown below, are used for fixing circumferencial edges.

Fig.11

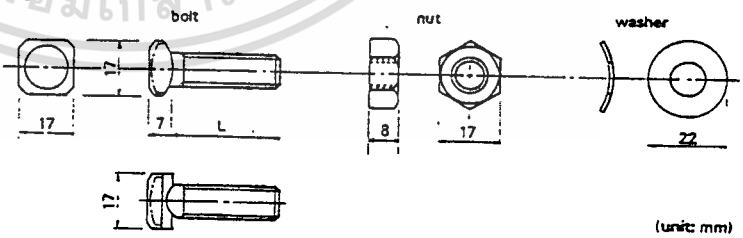


Table 7 No. of fasteners required for Assembly

(unit: mm)

Pipe diameter (mm).	Fasteners type	No. of fasteners (pcs.) (per meter)
300 ~ 400	Curved-back stitches	6.6
450 ~ 800	Straight-back stitches	6.6
900 ~ 1,000	Hook-and-eye bolts	6.6
1,200 ~ 1,350	Hook-and-eye bolts	6.6
	Bolts and nuts	9.9
1,500 ~ 1,600	Hook-and-eye bolts	6.6
	Bolts and nuts	13.2
1,800	Hook-and-eye-bolts	6.6
	Bolts and nuts	16.4

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. "STRUCTURAL PLATE ... PE [150 mm × 48 mm Corrugation]

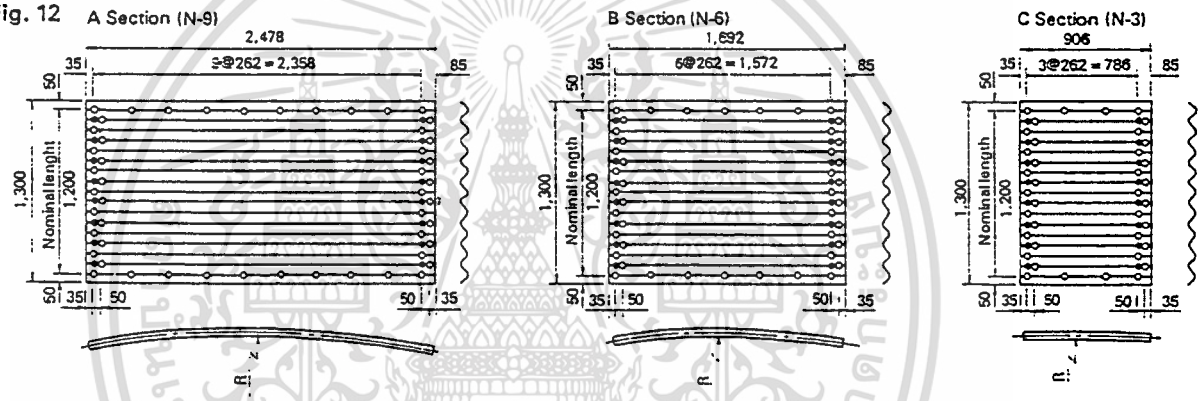
Structural plate type corrugated pipe is assembled by combinning the sections which are shown in Fig. 12, and formed into round, elliptical, pipe-arch or arch types.

1. Dimensions of the section

The nominal length of structural plate type section is 1,200 mm. The pipe diameter, span and rise depends on the bend radius of the section.

• Holes colored black are punched when plate thickness is 6.0 mm and 7.0 mm.

Fig. 12



2. Dimensions of corrugation

(6″ × 2″ corrugation to AASHTO type is available.)

Fig. 13

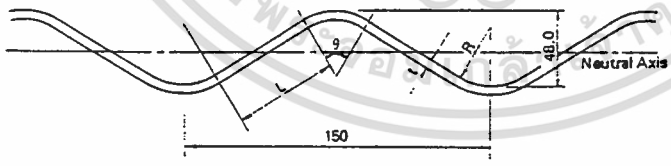


Table 8 Section Properties

Thickness	t mm	2.7	3.2	4.0	4.5	5.3	6.0	7.0
Tangent Length	L mm	47.9	47.4	46.6	46.0	45.2	44.5	43.4
Tangent Angle	θ°	85.34	85.66	86.18	86.52	87.07	87.56	88.29
Radius	R mm	28	28	28	28	28	28	28
Area of section	A cm²/m	32.98	39.10	48.91	55.04	64.86	73.47	85.78
Moment of inertia	I cm⁴/m	88.1	105	132	149	177	202	238
Section modulus	Z cm³/m	34.7	40.9	50.7	56.8	66.4	74.7	86.5

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

(Note:) Each one size of crest and valley bolts may be shipped for easy assembly.

3. Fasteners

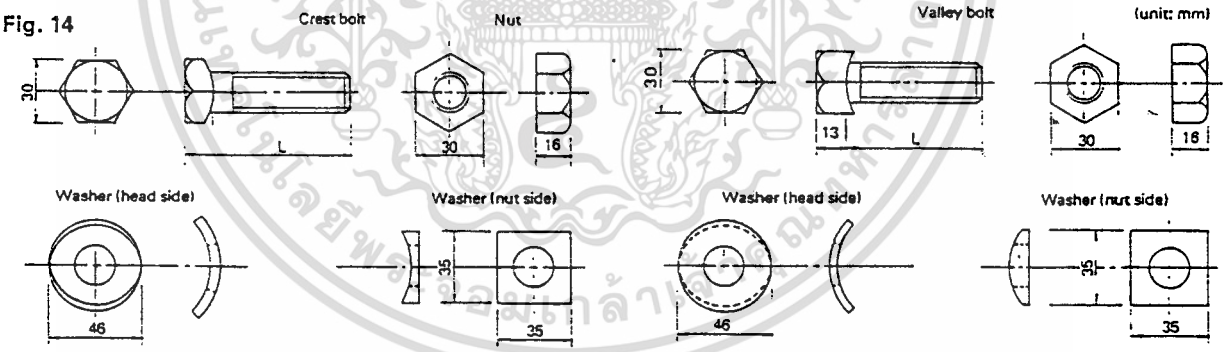
The bolts are 20 mm in diameter and a special under-head forged to fit the valley or the crest of the corrugation, provides the section with secure bearing. A special galvanized curved washer formed to fit the crest or the valley of the corrugation is also used. It is used under the bolt-head to provide the section with uniform bearing. When base metal thickness of pipe section is 4.5 mm or over, high-tensile strength bolts (min. 70 kg/mm^2) must be used.

For easy identification of the various bolt lengths and types, reference may be made to Table 9. Workmen should be made familiar as to where each bolt is to be applied. Care should be taken to insert bolts from the outside of sections to insure retightening of nuts after back-filling has been completed.

Table 9

Plate thickness (mm)	Length of bolt for crest			Length of bolt for valley			Strength
		with packing	with paving		with packing	with paving	
2.7–3.2	40	45	55	45	50	60	4.6
4.0	45			50			
4.5–5.3	50	50	65	55	55	70	8.8
6.0		55		55	60		
7.0	55			60			

Fig. 14



4. Round Section

Fig. 15

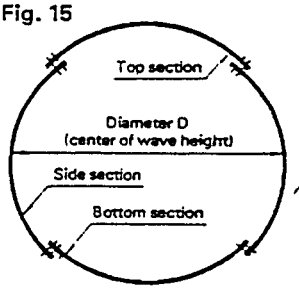


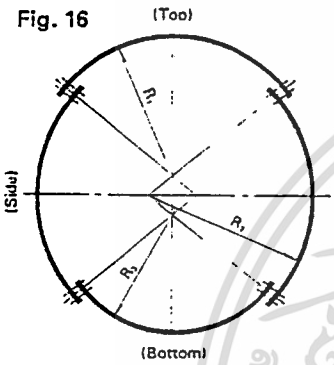
Table 10 Assembly of Standard Round Sections

Diameter (mm)	A section	B section	C section	Total	Section area (m^2)
1,500	–	2	2	4	1.77
1,750	–	3	1	4	2.40
2,000	–	4	–	4	3.14
2,250	1	3	–	4	3.97
2,500	2	2	–	4	4.91
3,000	4	–	–	4	7.07
3,500	2	4	–	6	9.62
4,000	4	2	–	6	12.57
4,500	6	–	–	6	15.90

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5. Elliptical Section

Fig. 16



The sections are assembled in the same manner as the round section but the diameter has been increased approximately 5% in the vertical direction.
The following 9 sizes are available as standard.

Table 11 Assembly of Standard Elliptical Sections

Diameter (mm)	Section				Section position			H (mm)	W (mm)	R_1 (mm)	R_2 (mm)	R_3 (mm)
	A	B	C	Total	Top	Side	Bottom					
1,500	–	2	2	4	B	C	B	1,575	1,405	680	947	680
1,750	–	3	1	4	C	B	B	1,839	1,668	705	979	804
2,000	–	4	–	4	B	B	B	2,100	1,898	892	1,140	892
2,250	1	3	–	4	B	B	A	2,362	2,123	970	1,302	1,047
2,500	2	2	–	4	B	A	B	2,625	2,317	1,092	1,385	1,092
3,000	4	–	–	4	A	A	A	3,150	2,846	1,338	1,710	1,338
3,500	2	4	–	6	A	B+B	A	3,675	3,333	1,540	1,953	1,540
4,000	4	2	–	6	B	A+A	B	4,200	3,844	1,645	2,157	1,645
4,500	6	–	–	6	A	A+A	A	4,725	4,305	1,925	2,460	1,925

Table 12 No. of Bolts Required

Pipe diameter (mm)	No. of bolts per meter		Pipe diameter (mm)	No. of bolts per meter	
	t≦5.3	t≧6.0		t≦5.3	t≧6.0
1,500	65.0	91.6	3,000	80.0	106.6
1,750	67.5	94.1	3,500	110.0	150.0
2,000	70.0	96.6	4,000	115.0	155.0
2,250	72.5	99.1	4,500	120.0	160.0
2,500	75.0	101.6			

6. Pipe-Arch Section

The pipe-arch is assembled by combining the 3 types of sections—A, B and C in the same way as the Pipe. Depending on the combination of sections, products of various dimensions can be made and the Table 13 shows the standard sizes.

Fig. 17

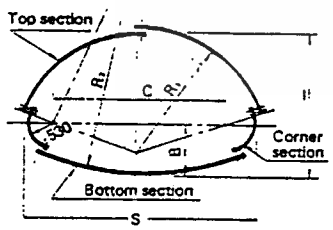


Table 13 Assembly of Standard Pipe-Arch Sections

Span S mm	Rise H mm	Section						B	C	Interior radius		Section	No. of bolts per meter	
		Top		Bottom		Corner	Total			R_1	R_2	A		
		A	B	A	B	C		mm	mm	mm	mm	m^2	t≦5.3	t≧6.0
2,000	1,500	1	–	–	1	2	4	660	950	1,060	1,450	2.51	67.5	94.1
2,300	1,650	–	2	–	1	2	5	630	1,230	1,160	2,570	2.98	82.5	115.9
2,700	1,800	–	2	1	–	2	5	780	1,640	1,460	3,020	3.71	85.0	118.4
2,500	1,800	1	1	–	1	2	5	570	1,460	1,260	7,810	3.75	85.0	118.4
3,000	1,950	1	1	1	–	2	5	710	1,920	1,530	3,160	4.53	87.5	120.9
3,200	2,150	2	–	1	–	2	5	630	2,140	1,610	6,180	5.44	90.0	123.4
3,700	2,250	2	–	–	2	2	6	810	2,620	1,920	3,680	6.37	105.0	145.0
3,900	2,450	1	2	–	2	2	7	720	2,840	1,970	6,020	7.43	120.0	166.6
4,400	2,600	1	2	1	1	2	7	930	3,310	2,310	4,200	8.51	122.5	169.1
4,600	2,750	2	1	1	1	2	7	810	3,540	2,350	6,180	9.71	125.0	171.6
5,100	2,900	2	1	2	–	2	7	1,050	4,010	2,720	4,690	10.96	127.5	174.1
5,800	3,200	3	–	1	2	2	8	1,170	4,720	3,140	5,170	13.68	145.0	198.4
6,000	3,350	2	2	1	2	2	9	1,030	4,940	3,130	6,850	15.19	160.0	220.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

7. Arch Section

Various sizes of Arch can be made by the combination of sections—A, B and C. The following 12 types are available as standard sizes.

Fig. 18

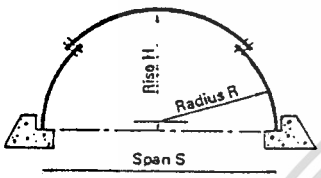
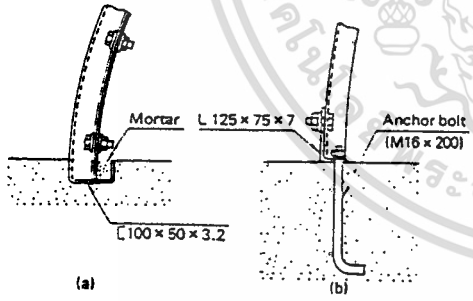


Table 14 Assembly of Standard Arch Sections

Span S mm	Rise H mm	Section assembly A	B	C	Total	Radius R m	Section area A m²	No. of bolts per meter t≦5.3	t≧6.0
1,500	810	–	1	1	2	0.750	0.89	20.9	27.5
2,000	1,060	–	2	–	2	1.000	1.57	23.4	30.0
2,500	1,310	1	1	–	2	1.250	2.46	25.9	32.5
3,000	1,560	–	3	–	3	1.500	3.53	40.8	54.2
3,500	1,810	1	2	–	3	1.750	4.81	43.3	56.7
4,000	2,060	2	1	–	3	2.000	6.28	45.8	59.2
4,500	2,310	3	–	–	3	2.250	8.00	48.3	61.7
5,000	2,560	2	2	–	4	2.500	9.81	63.3	83.3
5,500	2,810	3	1	–	4	2.750	11.9	65.8	85.8
6,000	3,060	2	3	–	5	3.000	14.0	80.9	107.5
6,500	3,310	3	2	–	5	3.250	16.6	83.4	110.0
7,000	3,560	4	1	–	5	3.500	19.2	85.9	112.5

Fig 19



Arch Support (bottom shoe)

As shwon in Fig. 19, there are two methods for making the arch support. (a) Utilizes a light channel steel [100 × 50 × 3.2 onto the foundation and fix to the Arch with mortar. (b) Uses an angle steel L-125 × 75 × 7 which is fixed by anchor bolts. Where an angle steel is used, completely tighten only after the arch has been completely assembled. Do not hard tighten the bolts on the section and angle steel during assembly work.

In general, the use of angle steel is most common. However, When the span is less than 3,000 mm, light channel steel may be used.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

3. PERFORATED PIPE AND CUT ENDS

1. Perforated Pipe

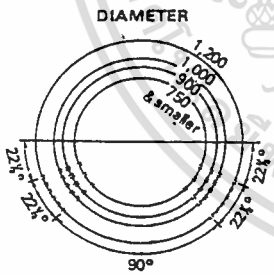
Nestable type of Corrugated Metal Pipe may be perforated for sub-drain applications, i.e., to allow infiltration of ground water.
The perforations are generally 8.5 mm in diameter whereas their circumferential intervals are from 25 mm to 40 mm.

Table 15

Diameter of Pipe	Number of Perforations in Circumference
750 mm & smaller	6
900 mm	8
1,000 mm	10
1,200 mm	12

Perforations are placed usually on the inside crest of the corrugations.

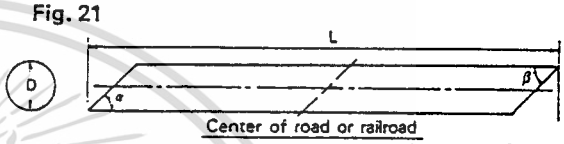
Fig. 20



2. Cut Ends

① Skew cutting

Fig. 21



Plan view

90° − α (β) = Skew angle
L = Length
D = Pipe diameter

② Bevel cutting

Fig. 22

Elevation view

α (β) = Slope angle
L = Length
D = Pipe diameter

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Estimated average weight (not for specification use)

UNMETRIC TABLE

Table 16 As Flanged

Including bolts & nuts (kg/m)

Diameter (mm) \ Thickness (mm)	1.6	2.0	2.7	3.2	4.0
300	19.4	23.8	31.5		
400	24.2	29.7	39.3		
450	26.6	32.5	43.1		
500	28.9	35.4	47.0		
600	33.6	41.3	54.8	64.4	
750	41.6	50.8	67.4	79.0	
900	48.7	59.6	79.0	92.8	115
1000	53.4	65.5	86.9	102	126
1200		77.6	103	121	150
1350		86.2	115	135	167
1500		95.1	127	148	184
1600			134	158	196
1800			150	176	218

Table 17 As Notched

Including fasteners (kg/m)

Diameter (mm) \ Thickness (mm) [GSG No.]	1.63 [16]	2.01 [14]	2.77 [12]	3.51 [10]	4.27 [8]
300	15.6	19.1			
400	20.6	25.3	34.8		
450	22.8	28.0	38.3		
500	24.9	30.6	41.9		
600	29.6	36.4	50.1	63.6	
750	36.0	44.6	61.3	78.0	
900		54.4	74.5	94.1	114
1,000		60.0	82.3	104	126
1,200		72.2	99.1	125	152
1,350		81.1	111	141	171
1,500			123	155	188
1,600			130	165	200
1,800				185	224

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. STRUCTURAL PLATE TYPE

Table 18 Round (Also applicable to Elliptical Sections)

(Including bolts & nuts)
(kg/m)

Diameter (mm) \ Thickness (mm)	2.7	3.2	4.0	4.5	5.3	6.0	7.0
1,500	173	200	244	272	316	365	419
1,750	196	228	278	310	361	416	478
2,000	220	256	313	349	407	467	537
2,250	244	284	347	388	452	518	597
2,500	268	312	382	427	497	569	656
3,000		368	452	504	587	671	775
3,500		440	538	601	700	802	924
4,000			608	678	790	904	1,043
4,500				756	881	1,006	1,162

Table 19 Pipe-Arch

(Including bolts & nuts)
(kg/m)

Span (mm)	Rise (mm) \ Thickness (mm)	2.7	3.2	4.0	4.5	5.3	6.0	7.0
2,000	1,500	195	228	278	310	360	415	478
2,300	1,650	228	264	322	359	418	482	554
2,700	1,800		292	357	398	463	533	613
2,500	1,800		292	357	398	463	533	613
3,000	1,950		319	390	434	505	581	669
3,200	2,150			426	475	553	635	732
3,700	2,250			469	523	609	700	806
3,900	2,450			512	571	665	766	882
4,400	2,600			538	600	699	802	924
4,600	2,750				649	756	868	1,001
5,100	2,900				689	802	920	1,060
5,800	3,200				775	903	1,035	1,193
6,000	3,350				822	957	1,100	1,267

Table 20 Arch

(Including bolts & nuts)
(kg/m)

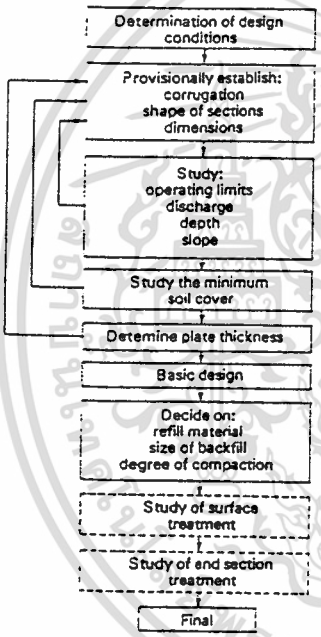
Span (mm)	Rise (mm) \ Thickness (mm)	2.7	3.2	4.0	4.5	5.3	6.0	7.0
1,500	810		96.1	118	132	154	176	203
2,000	1,060		124	153	171	200	227	262
2,500	1,310		152	187	209	245	278	322
3,000	1,560		188	230	257	301	344	397
3,500	1,810		216	266	297	346	395	456
4,000	2,060			300	335	391	445	515
4,500	2,310				374	436	496	574
5,000	2,560				423	493	563	650
5,500	2,810					538	614	709
6,000	3,060						679	784
6,500	3,310							834
7,000	3,560							902

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. DESIGNING SEQUENCE

The vital point in designing the corrugated metal pipe is suitability to various conditions such as usage, load and base foundation soil. In addition, as an overall condition there is a need to determine the dimensions of the shape for a most economical structure. For these reasons, the design should follow the sequence shown in Fig. 23.

Fig. 23



(Note): Items enclosed within dotted lines are considered, if required.

2. SELECTING THE INSTALLATION SITE

In order to fully display the special features of the corrugated metal pipe, carefully select the site of installation by giving careful consideration to the following items.

① The protruding method and the trench method are the methods used in the installation of culverts, including rigid culverts. In general the trench type is preferred.

② When the base foundation is of good quality (refer to paragraph on Foundation, page 32), it is desirable to select a site which does not require a special bed. If, however, it is necessary to install at a site where the ground is of inferior quality, the preparation of a bed will be required, as mentioned on page 32. In the case of the arch type, however, it is advisable to select a rock bed or other solid ground where substratum is less likely to be subject to uneven sinking.

③ Avoid installing at a site where the corrugated metal pipe is liable to be subjected to extreme eccentric pressures. The following measures become necessary in case the corrugated pipe unavoidably must be sited where there is eccentric pressure. For example as indicated in Fig. 24 when installed along an existing slope and backfilled, it is likely to be subjected to eccentric pressure after banking is finished as well as during the installation work; therefore it is desirable to shift the site to where the existing slope can be excavated as a trench and backfilled. As indicated in Fig. 25, when the corrugated metal pipe is to be sited at the rear of the embankment, it is desirable to avoid eccentric pressure by shifting the site to the center of the embankment or by reinforcing the embankment from the outside earth piling or excavating the foundation into a trench.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Fig. 24 Installation When Existing Slope is Cut and Refilled

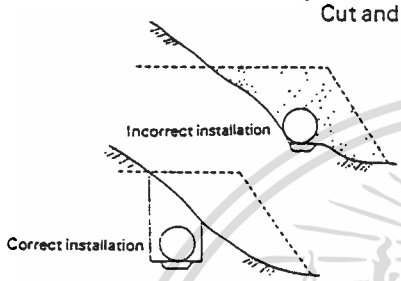
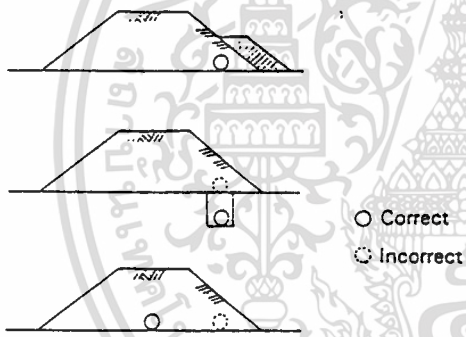


Fig. 25 Installing at Rear of Embankment



④ It is desirable to lay corrugated pipes at 90° across roads and embankments. Special care must be made to avoid laying the pipe at angles less than 45° since the pipe is likely to be subjected to eccentric pressure at the open ends. However, when laying of the pipe at less than 45° is inevitable, it will be necessary to take the measures indicated on page 43 Fig. 59.

⑤ Although corrugated metal pipe can be laid in soft foundation likely to sink, when the sinking is large, it will become necessary to take the steps outlined in page 33 when laying the pipe.

⑥ Corrugated pipes may also be installed in longitudinal direction slopes. However, if the slope exceeds 20°, the assembly work becomes difficult and there will be problems with the construction work such as in backfilling.

3. SELECTION OF THE SHAPE OF THE SECTION

The design of the corrugated metal pipe starts with the selection of the shape of the section. The basic section shapes are round pipe, elliptical pipe, pipe arch and arch, as shown in Table 21. Special shapes are also available. In connection with the selection of the desired section shape, the following is the outline of points to be studied, especially strength and hydraulic features.

1. Round Pipe

The circular form is the basic shape of corrugated pipes. It is a stable form and its mechanical movements are comparatively clear. Also, compared with other forms it is easy to assemble and install. Therefore, it is suggested that the circular form is initially studied even when considering the use of pipe arch, arch and others.

In the circular form both Nestable Types and Structural Plate Types are available.

Its applicable range of application is as follows:

$D < 1.5$ m — Nestable Type
$1.5\text{ m} \leqq D < 2.0$ m — Structural Plate Types recommended
$2.0\text{m} \leqq D$ — Structural Plate Types

2. Elliptical Pipe

The elliptical form which is installed with a 5% increase in the diameter in the vertical direction uses a structural plate type corrugation. This has an higher load resistance than the pipe and is used mainly in cases of large diameter pipes and for installation under high embankments. Moreover, the pipe diameter and the assembly of the corrugated section are the same as that for the pipe of structural plate type.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

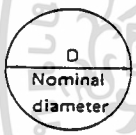
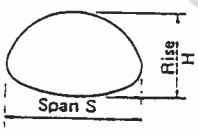
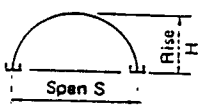
3. Pipe-Arch

The pipe arch form is used principally in cases where the soil cover is thin and a minimum soil cover can not be obtained with the pipe of structural plate type. Also, when the pipe diameter and rise are the same as that for the pipe of sectional plate type, the pipe arch is able to obtain a greater flow at low flows.

4. Arch

The arch is used principally when it is desired to greatly increase the room of the corrugated pipe interior. for example, such instances as in pedestrian or vehicle passageways under roads or in waterways requiring a large flow capacity. Also, the arch base portion is effective as a measure to combat excessive wear of water channels from falling stone and sand into water channels passing through steep mountainous area.

Table 21 Summary of Shapes and Dimensions

Shape	Type	Dimension (mm)	Plate thickness	Type of joint
Round 	Nestable Types	D D 300 ~ 1,800	1.6, 2.0, 2.7, 3.2, 4.0 mm GSG16, GSG14, GSG12, GSG10, GSG8	Flanged type & Notched type
	Structural Plate Types	D D 1,500 ~ 4,500		
Elliptical (5% of nominal pipe diameter)	Structural Plate Types	D D 1,500 ~ 4,500		
Pipe-Arch 	Structural Plate Types	S H 2,000x1,500 ~ S H 6,000 x 3,350	2.7, 3.2, 4.0, 4.5, 5.3, 6.0, 7.0 mm	Lapped type
Arch 	Structural Plate Types	S H 1,500x810 ~ S H 7,000x3,560		

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

SELECTION OF PLATE THICKNESS

)etermine the desired plate thickness of Nippon Steel Metal Products' corrugated pipe by using the plate thickness ables. These plate thickness tables are extracted from the "Corrugated Metal Culvert Manual" published by the apanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering.

1. Using the plate thickness table

1 using this plate thickness table, note carefully the following items.

① Soil cover

'he soil cover is the height from the top of the orrugated pipe to the road surface when used for nderpasses of roads and the height to the top urface of the sleeper when used for underpasses of ailroads.

② Minimum soil cover

'he standard for minimum soil cover is 60cm. lowever, when the diameter or span is large, the 1iminum cover shall be 1/8 the diameter or span in oad underpasses and 1/4 the diameter or span in ailroad underpasses. Also, in the event the diameter r span is less than 60 cm, it will be satisfactory to lecrease up to the value of the diameter or span. lowever, the top of the corrugated pipe must always e below the bottom surface of the paving or below he bottom of the road bed.

③ Applicable live load

The applicable live load in this plate thickness table is T-20 for roads and KS-18 for railroads. This table can also be applied correspondingly to other live loads.

④ Bolt material and No. of bolts required

When the plate thickness of the corrugated pipe is over 4.5 mm, the material of the bolts must have a tensile strength of over 70 kg/mm², and when the plate thickness exceeds 6.0 mm, the number of bolts must be increased 50% in the longitudinal direction joint.

2. Backfill Materials and Their Compaction

As indicated on Page 24 ~ Page 28, the plate thickness table as a general standard for selecting the backfill and compaction is divided into the 3 categories indicated in the table below.

Table 22 Backfill Material and Its Compaction

Category	Coefficient of deformation of backfill (kg/cm²)	Backfill material and its compaction
Category A	75 ~ 150	Desirable to use sand or pit-run gravel. However, a small amount of granular sandy soil may be used if it can be tamped to over 90% maximum dry density.
Category B	150 ~ 250	Use sand or pit-run gravel and tamp to over 95% maximum dry density.
Category C	Over 250	Select special fine pit-run gravel and under good quality control tamp to over 95% maximum dry density.

Note): The degree of compaction of the backfill is the general standard expressed in percent of maximum dry density by tamping as designated in JIS A 1210-1970 (soil compaction test method by tamping).

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

PRODUCTS" published by A.I.S.I. is also applicable as the general informations.

3. Plate Thickness Table

The plate thicknesses are as designated in the "Corrugated Metal Culvert Manual" published by the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundations Engineering.

Table 23 Nestable Type as Flanged (for T-20 Loading: Highway)

Plate thickness unit: mm

Diameter (mm)	Minimum soil cover (m)	Height of cover (m)															
		≀ 1.5	≀ 3.0	≀ 4.5	≀ 6.0	≀ 7.5	≀ 9.0	≀ 10.5	≀ 12.0	≀ 13.5	≀ 15.0	≀ 16.5	≀ 18.0	≀ 21.0	≀ 24.0	≀ 27.0	≀ 30.0
400	0.4	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	2.0	2.0	2.7	2.7	3.2	3.2	4.0
600	0.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	2.0	2.7	2.7	2.7	3.2	3.2	4.0	(4.0)		
750	0.6	2.0	1.6	1.6	2.0	2.0	2.7	2.7	3.2	3.2	4.0	(4.0)					
1,000	0.6	2.7	2.0	2.0	2.0	2.7	2.7	3.2	4.0	4.0	(4.0)						
1,200	0.6	2.7	2.0	2.0	2.7	2.7	3.2	4.0	(4.0)								
1,350	0.6	2.7	2.0	2.0	2.7	3.2	4.0	(4.0)									
1,500	0.6	3.2	2.7	2.7	3.2	4.0	4.0										
1,650	0.6	3.2	2.7	2.7	3.2	4.0	(4.0)										
1,800	0.6	3.2	3.2	3.2	3.2	4.0											

Category A Category B Category C (shown in ( ))

(Note): It is desirable to use structural plate type for pipes with diameters over 1,500 mm.

Table 24 Structural Plate Type: Round Section (for T-20 Loading: Highway)

Plate thickness unit: mm

Diameter (mm)	Minimum soil cover (m)	Height of cover (m)															
		≀ 1.5	≀ 3.0	≀ 4.5	≀ 6.0	≀ 7.5	≀ 9.0	≀ 10.5	≀ 12.0	≀ 13.5	≀ 15.0	≀ 16.5	≀ 18.0	≀ 21.0	≀ 24.0	≀ 27.0	≀ 30.0
1,500	0.6	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	3.2	4.0	4.0	4.0	5.3	5.3	6.0	6.0
1,750	0.6	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	3.2	4.0	4.0	4.5	5.3	6.0	6.0	(6.0)	(6.0)
2,000	0.6	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	3.2	4.0	4.0	4.5	5.3	6.0	(6.0)	(6.0)	(6.0)	(6.0)
2,500	0.6	2.7	2.7	2.7	2.7	3.2	4.0	4.0	4.5	5.3	6.0	6.0	(6.0)	(6.0)	(6.0)	(7.0)	
3,000	0.6	3.2	3.2	3.2	3.2	4.0	4.5	5.3	5.3	6.0	(6.0)	(6.0)	(6.0)	(7.0)	(7.0)		
3,500	0.6	3.2	3.2	3.2	4.0	4.5	5.3	6.0	6.0	6.0	(6.0)	(6.0)	(7.0)				
4,000	0.6	4.0	4.0	4.0	4.5	4.5	5.3	6.0	6.0	(6.0)	(6.0)	(7.0)	(7.0)				
4,500	0.6	4.5	4.5	4.5	5.3	6.0	6.0	6.0	6.0	(7.0)	(7.0)						

Category A Category B Category C (shown in ( ))

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Table 25 Structural Plate Type: Elliptical Section (for T-20 Loading: Highway)

Plate thickness unit: mm

Diameter (mm)	Minimum soil cover (m)	Height of cover (m)															
		≀ 1.5	≀ 3.0	≀ 4.5	≀ 6.0	≀ 7.5	≀ 9.0	≀ 10.5	≀ 12.0	≀ 13.5	≀ 15.0	≀ 16.5	≀ 18.0	≀ 21.0	≀ 24.0	≀ 27.0	≀ 30.0
1,500	0.6	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	3.2	4.0	4.0	4.0	5.3	5.3	6.0	6.0
1,750	0.6	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	3.2	4.0	4.0	4.5	5.3	6.0	6.0	6.0	6.0
2,000	0.6	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	3.2	4.0	4.0	4.5	5.3	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
2,500	0.6	2.7	2.7	2.7	2.7	3.2	4.0	4.0	4.5	5.3	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	7.0	
3,000	0.6	3.2	3.2	3.2	3.2	4.0	4.5	5.3	5.3	6.0	6.0	6.0	6.0	7.0	7.0		
3,500	0.6	3.2	3.2	3.2	4.0	4.5	5.3	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	7.0				
4,000	0.6	4.0	4.0	4.0	4.5	4.5	5.3	6.0	6.0	6.0	6.0	7.0	7.0				
4,500	0.6	4.5	4.5	4.5	5.3	6.0	6.0	6.0	6.0	7.0	7.0						

Category A Category B

Table 26 Structural Plate Type: Pipe Arch (for T-20 Loading: Highway)

Plate thickness unit: mm

Span (mm)	Minimum soil cover (m)	Height of cover (m)								
		≀ 1.0	≀ 1.5	≀ 2.0	≀ 2.5	≀ 3.0	≀ 3.5	≀ 4.0	≀ 4.5	≀ 5.0
2,000	0.6	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	3.2	3.2
2,300	0.6	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	3.2	3.2	3.2
2,700	0.6	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	4.0
3,000	0.6	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	4.0	4.0
3,700	0.6	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.5	5.3
4,400	0.6	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	5.3	5.3
5,100	0.7	5.3	5.3	4.5	4.5	5.3	5.3	5.3	5.3	
5,800	0.8	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0			

Category A only

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Table 27 Structural Plate Type: Arch (for T-20 Loading: Highway)

Plate thickness unit: mm

Span (mm)	Minimum soil cover (m)	Height of cover (m)										
		ℓ 1.0	ℓ 1.5	ℓ 2.0	ℓ 2.5	ℓ 3.0	ℓ 3.5	ℓ 4.0	ℓ 4.5	ℓ 5.0	ℓ 5.5	ℓ 6.0
1,500~3,000	0.6	4.0	4.0	3.2	3.2	3.2	3.2	4.5	5.3	6.0	6.0	7.0
3,500	0.6	4.0	4.0	3.2	3.2	3.2	4.0	4.5	5.3	6.0	7.0	7.0
4,000	0.6	4.5	4.5	4.0	4.0	4.0	4.5	5.3	6.0	7.0	7.0	
4,500	0.6	5.3	5.3	4.5	4.5	4.5	5.3	6.0	7.0	7.0		
5,000	0.7	6.0	5.3	4.5	4.5	5.3	6.0	7.0	7.0			
5,500	0.7	6.0	6.0	5.3	5.3	6.0	7.0	7.0				
6,000	0.8	7.0	6.0	6.0	6.0	7.0	7.0					
6,500	0.9	7.0	7.0	7.0	(7.0)	(7.0)						
7,000	0.9	7.0	7.0	(7.0)	(7.0)							

Category A Category B Category C (shown in ( ))

(Note): This table is applicable for rise/span ratio between 0.3–0.5.

Table 28 Nestable Type as Flanged (for KS-18 Loading: Rail road)

Plate thickness unit: mm

Diameter (mm)	Minimum soil cover (m)	Height of cover (m)															
		ℓ 1.5	ℓ 3.0	ℓ 4.5	ℓ 6.0	ℓ 7.5	ℓ 9.0	ℓ 10.5	ℓ 12.0	ℓ 13.5	ℓ 15.0	ℓ 16.5	ℓ 18.0	ℓ 21.0	ℓ 24.0	ℓ 27.0	ℓ 30.0
400	0.4	2.0	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	2.0	2.0	2.7	2.7	3.2	3.2	4.0
600	0.6	2.0	1.6	1.6	1.6	1.6	2.0	2.0	2.7	2.7	2.7	3.2	3.2	4.0	(4.0)		
750	0.6	2.7	2.0	2.0	2.0	2.0	2.7	2.7	3.2	3.2	4.0	(4.0)					
1,000	0.6	2.7	2.0	2.0	2.0	2.7	3.2	3.2	4.0	4.0	(4.0)						
1,200	0.6	2.7	2.0	2.0	2.7	3.2	4.0	4.0	(4.0)								
1,350	0.6	2.7	2.0	2.7	2.7	4.0	4.0	(4.0)									
1,500	0.6	3.2	2.7	2.7	3.2	4.0	(4.0)										
1,650	0.6	3.2	2.7	2.7	4.0	4.0											
1,800	0.6	3.2	3.2	3.2	4.0	(4.0)											

Category A Category B Category C (shown in ( ))

(Note): It is desirable to use structural plate type for pipes with diameters over 1,500 mm.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Table 31 Structural Plate Type: Pipe Arch (for KS-18 Loading: Railroad)

Plate thickness unit: mm

Span (mm)	Minimum soil cover (m)	Height of cover (m)								
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
2,000	0.6	4.5	4.0	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	4.0
2,300	0.6	5.3	4.5	4.0	4.0	4.0	4.0	3.2	3.2	4.0
2,700	0.7	5.3	5.3	4.5	4.0	4.0	4.0	4.0	4.5	5.3
3,000	0.8	5.3	5.3	4.5	4.0	4.0	4.0	4.5	5.3	6.0
3,700	1.0		6.0	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	6.0	7.0
4,400	1.1		7.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	7.0	7.0
5,100	1.3		7.0	7.0	6.0	6.0	6.0	7.0	7.0	
5,800	1.5			7.0	7.0	7.0	7.0			

Category A Category B

Table 32 Structural Plate Type: Arch (for Ks-18 Loading: Railroad)

Plate thickness unit: mm

Span (mm)	Minimum soil cover (m)	Height of cover (m)										
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
1,500~3,000	0.8	5.3	5.3	4.5	4.0	4.0	4.0	4.5	5.3	6.0	6.0	7.0
3,500	0.9	6.0	6.0	5.3	5.3	5.3	4.5	4.5	5.3	6.0	7.0	7.0
4,000	1.0		6.0	5.3	5.3	5.3	5.3	5.3	6.0	7.0	7.0	
4,500	1.2		7.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	7.0	7.0		
5,000	1.3		7.0	7.0	6.0	6.0	6.0	7.0	7.0			
5,500	1.4		7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0				
6,000	1.5			7.0	7.0	7.0	7.0					

Category A Category B

(Note): This table is applicable for rise/span Ratio between 0.3~0.5.

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

1. REFERENCE CALCULATION METHOD

The following method of calculation is only for reference purposes, and in many cases does not coincide with the field conditions. Therefore, in the designing of the corrugated pipe the plate thickness table derived from actual field installation experiences and tests on installations should be considered.

1. Dead Load, DL, is the unit weight of the soil over the pipe.

$$p = \gamma \cdot h$$

where

p : dead load (t/m^2)
γ : unit weight of soil (t/m^3)
h : height of fill over pipe

2. Live load

① Highway live load

When the height of cover is less than 3 m, the uniformly distributed load acting on the top of the culvert is computed by the following formula:

$$q = \frac{1}{b}\left\{\frac{2 \times p}{2.75} \times (1+i)\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

where

q : uniform load acting on the top of the culvert (t/m^2)
p : Load on rear wheels (t). For T-20, p = 8.0(t)
i : Impact coefficient (i = 0.3)
b : Width of load distribution on the top of the culvert by the automobile weight (b = 2h+0.2) (m)
h : height of cover (m)

(Notes):
(1) For height of fill between 3 m ~ 5 m, irrespective of the size of height, the value will be 1.0 t/m^2.
(2) The live load may be neglected when the height of cover is over 5 m.

② Railroad live load

Driving wheel loads are converted into a load (q), uniformly distributed over a 2.1 m wide, using the equation shown below. From this uniform load, a uniformly distributed load acting on the top of the culvert is calculated using Newmark's formula, which takes the impact coefficient into consideration. When the height of cover is equal to or over 10 m, the effect of the railroad live load on the culvert is so small that it can be neglected.

$$q = \frac{\text{Driving wheel load}}{\text{Sleeper length} \times \text{Wheel pitch}}$$

where

q : load uniformly distributed (t/m^2)
Sleeper length : 2.1 m
Wheel Track gauge : 1.5 m
Driving wheel load : 18 t (in the case of KS-18)

Impact Coefficient

$h < 1.0$ m ..... $i = 0.55$

$1.0 \text{ m} \leqq h < 2.5$ m ..... $i = 0.55 \dfrac{2.5-h}{1.5}$

$2.5 \text{ m} \leqq h$ ..... $i = 0$

where

i : impact coefficient
h : height of cover (m)

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

Fig. 60 T-20 highway live load and dead load acting on culverts.

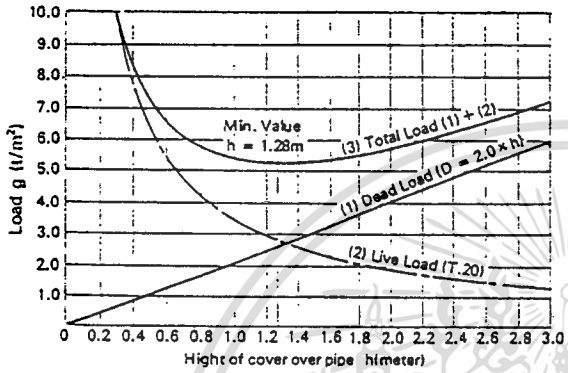
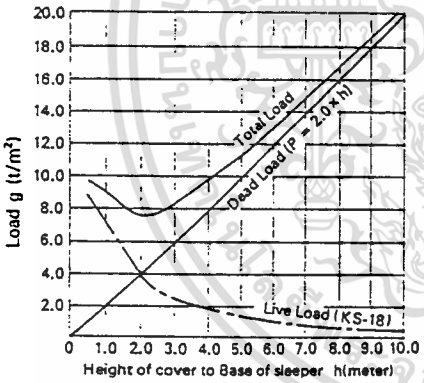


Fig. 61 KS-18 Railroad live load and dead load Acting on culverts.



3. Study of handling stiffness during installation

$$F.F. = \frac{D^2}{EI} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

D : Diameter or span of the pipe (cm)
E : Modulus of elasticity of the steel (kg/cm²)
I : Moment of inertia of the wall (cm⁴/cm)
FF : Flexibility factor

* For Nestable Type F.F. = 0.24 cm/kg
For Structural Plate Type F.F. = 0.11 cm/kg

(Note): Recommended maximum values of FF for ordinary installations.

4. Study of the strength of longitudinal joint (applicable to Structural plate type)

$$N = \frac{D}{2}(W_D + W_L) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

N : Ring compression (kg/cm)
W_D : Dead load (kg/cm²)
W_L : Live load (kg/cm²)
D : Diameter of pipe or span (cm)

Table 35 Seam Strength and Safety Factor (Structural Plate Type)

Plate thickness (mm)	2.7	3.2	4.0	4.5	5.3	6.0	7.0
Seam strength (t/m)	58.9	69.8	87.2	98.2	116	197	230
Safety factor	3.0						

Table 36 Coefficients and Safety Factors Used in the Computation of Buckling

Tensile strength of the steel (*fu*)			2,800 kg/cm²
Modulus of elasticity of the steel (*E*)			2.1 x 10⁶ kg/cm²
Coefficient of rigidity of the earth K	Type of backfill	A	0.44
		B	0.22
Safety factor (*S.F*)			2.0

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

5. Study of section buckling

when $D \leqq \frac{r}{K}\sqrt{\frac{24E}{fu}}$

$$fc = fu - \frac{fu^2}{48E}\left(\frac{KD}{r}\right)^2 \quad \cdots\cdots\cdots (7)$$

when $D > \frac{r}{K}\sqrt{\frac{24E}{fu}}$

$$fc = \frac{12E}{\left(\frac{KD}{r}\right)^2} \quad \cdots\cdots\cdots (8)$$

however $fc \leqq fy$

$$S.F. = \frac{fc \times Ac}{C} \quad \cdots\cdots\cdots (9)$$

$$C = (W_D + W_L)\frac{D}{2}$$

fc : Ultimate compressive stress (kg/cm²)
fu : Tensile strength of the steel (kg/cm²)
fy : Yield point of the steel (kg/cm²)
E : Modulus of elasticity of the steel (kg/cm²)

r : Radius of gyration of the wall (cm) $= \sqrt{\frac{I}{Ac}}$
D : Diameter or span of the pipe (cm)
C : Compression (kg/cm)
K : Coefficient of rigidity of the soil
I : Moment of inertia of the wall (cm⁴/cm)
Ac : Sectional area of the wall (cm²/cm)

6. Computation of the amount of deflection

$$\eta = F_d \cdot F_k \cdot \frac{Wr^3}{EI + 0.061\,E'r^3} \quad \cdots\cdots\cdots (10)$$

$$E' = \frac{E_S}{2(1-\mu^2)} \quad \cdots\cdots\cdots (11)$$

η : Amount of deflection in the horizontal direction (cm)
F_d : Coefficient of creep of the soil
F_k : Installation angle constant
r : Nominal radius of the pipe or 1/2 of the span (cm)
E : Modulus of elasticity of the steel (kg/cm²)
I : Moment of inertia of the wall (cm⁴/cm)
W : Vertical load per unit length of the pipe $= 2 \cdot r (W_D + W_L)$ (kg/cm)
W_D : Dead load $= \gamma \cdot h$ (kg/cm²)
W_L : Live load (kg/cm²)
γ : Unit weight of soil (kg/cm³)
h : height of cover over pipe (cm)
E_S : Coefficient of deformation of soil (kg/cm²)
μ : Poisson's ratio of soil ($\mu = 0.5$)

Table 37 Coefficients and Deflection Limit Used in the Computation of Deflection

Installation angle (constant): Fk = 0.1			
Coefficient of creep of soil (constant): Fd Coefficient of deformation of soil (constant): Es	Type of backfill	A	Fd = 1.5 Es = 75 kg/cm²
		B	Fd = 1.25 Es = 150 kg/cm²
		C	Fd = 1.25 Es = 250 kg/cm²
Deflection limit $\eta = 0.05D$,			D=pipe diameter or span

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้

2. Comparison of Weight and Measurement Tonnages of Corrugated metal Pipe (Reference Value)

Type of Pipe	Size (mm)		Type of Packing	Pieces per One Unit	Weight Tonnage A	Measurement Tonnage B	B/A
	Diameter	Thickness					
Nestable (As Flanged)	300	1.6	I	40	0.227	0.273	1.203
	400	1.6	I	40	0.282	0.362	1.284
	400	1.6	I	40	0.310	0.432	1.394
	500	1.6	I	40	0.338	0.480	1.420
	600	2.0	I	40	0.484	0.777	1.605
	750	2.0	II	40	0.595	0.749	1.259
	900	2.7	II	40	0.961	0.961	1.000
	1,000	2.7	II	40	1.053	1.092	1.037
	1,200	2.7	II	40	1.257	1.373	1.092
	1,350	2.7	II	40	1.391	1.457	1.047
	1,500	3.2	III	40	1.952	1.527	0.782
	1,600	3.2	III	40	2.074	1.677	0.809
	1,800	3.2	III	40	2.318	1.997	0.862
Structural Plate	2,000	2.7	—	B-Sec. 40	2.640	1.571	0.595
	2,500	2.7	—	A-Sec. 20 B-Sec. 20	3.216	2.011	0.625
	3,000	3.2	—	A-Sec. 40	4.416	2.204	0.499
	3,500	3.2	—	A-Sec. 15 B-Sec. 30	5.280	2.390	0.453
	4,000	4.0	—	A-Sec. 30 B-Sec. 15	7.296	2.430	0.333
	4,500	4.5	—	A-Sec. 40	9.072	2.480	0.273

Notched type is almost same as the value of flanged type

เอกสารนี้เป็นเอกสารที่สงวนไว้สำหรับการใช้งานเพื่อการศึกษาเท่านั้น ไม่อนุญาตให้นำไปใช้ประโยชน์ด้านการค้า ไม่ว่ากรณีใดๆทั้งสิ้น อีกทั้งห้ามมิให้ดัดแปลงเนื้อหา และต้องอ้างอิงถึงเจ้าของเอกสารทุกครั้งที่มีการนำไปใช้