บทที่ 3

วิวัฒนาการออกแบบความหนาถนนแอสฟัลก์โดยวิธีของ Asphalt Institute

จุดประสงค์ของบทนี้เพื่อให้เข้าใจถึงวิวัฒนาการออกแบบถนนโดยวิธีของ Asphalt Institute ซึ่งเป็นวิธีหนึ่งที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในปัจจุบัน โดยเฉพาะกรมทางหลวงแผ่นดิน ได้เลือกใช้วิธีนี้ในการออกแบบความหนามาหลายปีแล้ว ในบทนี้จะกล่าวถึงความเป็นมาในการออกแบบตั้งแต่ต้นจนถึงปัจจุบันให้ละเอียดพอสมควร เพื่อเป็นแนวความคิดสำหรับผู้อ่านที่สนใจต่อไป

นอกจากนี้แล้วยังจะได้นำความสัมพันธ์และหลักการจากบทนี้ นำไปใช้ในบทต่อไป เกี่ยวกับการสร้างกราฟต่างๆขึ้นมาใหม่เพื่อใช้ในการออกแบบความหนาและใช้ในการประเมินหาอายุการใช้งานของถนน ให้สะดวกรวดเร็วยิ่งขึ้น

3.1 ประวัติความเป็นมา

ในปี ค.ศ. 1956 Asphalt Institute ได้จัดพิมพ์ชุดของการออกแบบความหนาของถนนชนิด Asphalt ขึ้น โดยคิดว่าความหนาทั้งหมดของโครงสร้างถนนเป็นฟังก์ชันของส่วนประกอบของปริมาณการจราจร การออกแบบน้ำหนักล้อ และ Subgrade Support Value (CBR, Stabilometer R - Value หรือ Plate Load Test value) และกำหนดความหนาขั้นต่ำสุดของ Asphaltic Concrete Base ด้วย ของการพิมพ์ครั้งสุดท้ายในปี ค.ศ. 1962 ซึ่งได้ใช้ความสัมพันธ์เหล่านี้ในการออกแบบถนนคือการพิมพ์คู่มือการออกแบบความหนาครั้งที่ 6 (9)

ในปี ค.ศ. 1963 ได้มีการปรับปรุงแก้ไขคู่มือการออกแบบความหนาให้สมบูรณ์ยิ่งขึ้น คือการพิมพ์ครั้งที่ 7 (10) และได้แก้ไขอีกเล็กน้อยในการพิมพ์ครั้งที่ 8 1969 (11) ในการแก้ไขปรับปรุงนี้ ได้มีการเปลี่ยนแปลงส่วนสำคัญหลายอย่าง เช่น การจำแนกปริมาณการจราจร (Traffic Classification) และการออกแบบน้ำหนักล้อโดย

หันมาใช้แนวความคิดของ Equivalent wheel Load แทน การเปลี่ยนจาก .Asphaltic Concrete เป็น Granular Base และ Subbase โดยความรู้ใหม่เกี่ยวกับ Layer Equivalency Concept

ส่วนความสัมพันธ์แต่ก่อนระหว่างความหนากับค่า Subgrade Support โดยใช้ CBR และ Plate Bearing Test ก็ยังเหมาะนำมาใช้ในปัจจุบันอยู่ เพียงแต่ในปัจจุบันเพิ่มค่า Stabilometer R - value Test เข้าไปด้วย

สำหรับการวิเคราะห์เบื้องต้นเกี่ยวกับการออกแบบความหนาโดยดั้งเดิมนั้นได้อธิบายไว้ในเรื่อง " Thickness Design Relationships For Asphalt Pavements" โดย J.F. shook และ F.N Finn[4] พิมพ์ในปี ค.ศ. 1962

.3.2 <u>ความสัมพันธ์ในการออกแบบความหนาในปี ค.ศ. 1956 - 1962</u>

วิธีการออกแบบความหนาในปี ค.ศ. 1956 - 1962 ของคู่มือการออกแบบได้ตั้งอยู่บนพื้นฐานที่ว่าความหนาทั้งหมดที่อยู่เหนือขึ้นไปแต่ละชั้นจะต้องป้องกัน Shear Failure ในชั้นนั้นได้

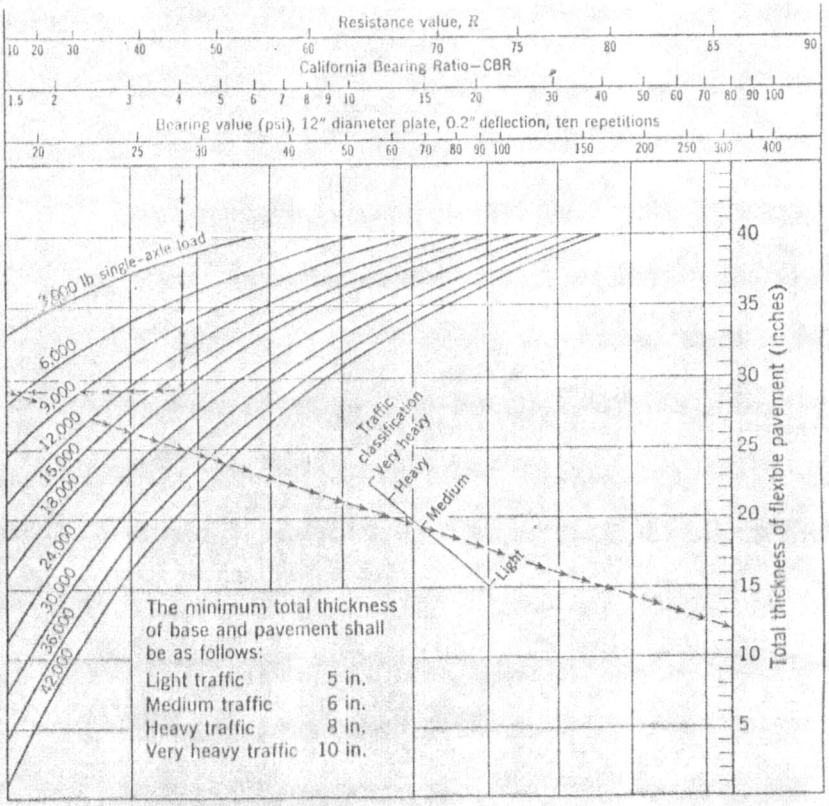
นอกจากนี้ยังได้กำหนดความหนาขั้นต่ำสุดตามการจำแนกปริมาณการจราจร (Traffic Classification) และอนุญาตให้ใช้ความหนาที่น้อยกว่าของ Asphalt Concrete Base แทนส่วนที่เป็น Granular base ได้อีกด้วย

กราฟที่ใช้ออกแบบในคู่มือการออกแบบนี้ ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.1 โดยกราฟนี้ได้วิวัฒนาการจากข้อมูลของ Corps of Engineer[18-19] ซึ่งทำการทดลองในสนามจริงๆและกราฟที่ใช้ออกแบบมีความสัมพันธ์ประมาณได้จากสูตร

$$T = \frac{\sqrt{L/2}}{(CBR)^{0.6}} \qquad \text{(3.1)}$$

โดยที่ T = ความหนาทั้งหมดที่อยู่เหนือชั้น Subgrade เป็นนิ้ว

L = น้ำหนักเพลาเดี่ยว เป็นปอนด์



รูปที่ 3-1 กราฟที่ใช้ออกแบบความหนาจากคู่มือการพิมพ์ครั้งที่ 6 (1962)

การจราจรได้นำมาใช้ในการออกแบบถนนโดยจำแนกออกเป็น 4 จำพวก จำแนกตามปริมาณการจราจรเฉลี่ยต่อวัน และจำนวนของรถบรรทุกพนักการจำแนกปริมาณการจราจรนี้ได้แสดงเอาไว้ในตารางที่ 3.1

การออกแบบน้ำหนักเพลาเดี่ยวมักจะเลือกจำพวกที่มีน้ำหนักเพลามากที่สุดมาเป็นเกณฑ์ในการออกแบบความหนา แต่จะต้องพิจารณาถึงน้ำหนักพิกัดของรถประเภทเพลาคู่ (Tandem Axle) และรถประเภทน้ำหนักเพลาที่น้อยกว่าด้วย การออกแบบน้ำหนักเพลานี้ ถ้าพิจารณาให้ดีแล้วจะพบว่ายังไม่ละเอียดเพียงพอ เพราะไม่สามารถ

แทนปริมาณการจราจรจริงๆที่มีรถหลายชนิดทั้งหมดได้ (Mixed Traffic) ด้วยเหตุนี้เองในการพิมพ์คู่มือการออกแบบความหนาครั้งที่ 7 (1963) Asphalt Institute จึงได้ปรับปรุงแก้ไขเกี่ยวกับการวิเคราะห์ทางด้านการจราจรให้เหมาะสมยิ่งขึ้น

ตารางที่ 3.1 การจำแนกปริมาณการจราจรจากคู่มือการพิมพ์ครั้งที่ 6

ปริมาณการจราจรที่จำแนก (Traffic Classification)	ความหนาแน่นของปริมาณการจราจรมากที่สุดต่อช่องจราจรต่อวัน	
	ปริมาณการจราจรต่อวันของรถนั่งและรถบรรทุกเบา	ปริมาณการจราจรต่อวันของรถบรรทุกหนักและรถโดยสารใหญ่
ปริมาณการจราจรขนาดเบา (Light Traffic)	25	5
ปริมาณการจราจรขนาดปานกลาง (Medium Traffic)	500	25
ปริมาณการจราจรขนาดหนัก (Heavy Traffic)	ไม่จำกัดจำนวน	250
ปริมาณการจราจรขนาดหนักมาก (very Heavy Traffic)	ไม่จำกัดจำนวน	ไม่จำกัดจำนวน

สเกลที่ใช้ออกแบบ (1956-1962) ในรูปที่ 3.1 มีความสัมพันธ์ระหว่างค่า CBR, R-value และ Plate Bearing Test กับความหนาทั้งหมดที่ต้องการ โดยที่ค่า CBR ได้แสดงความสัมพันธ์ดังในสมการที่ 3.1 และค่า Plate Bearing Test ก็มี correlation กับค่า CBR ซึ่ง Canadian Department of Transport Mcleod (20) ได้ทำรายงานเอาไว้ส่วนค่า R-value นั้น Asphalt Institute ก็ได้หาความสัมพันธ์เอาไว้เหมือนกันโดยใช้วิธีออก

แบบของ California

ในการกำหนดความหนาต่ำสุดและคุณสมบัติของวัสดุที่ใช้ทำถนนนั้นต้องมีความหนาพอเพียงในการที่จะสามารถรับปริมาณการจราจรตามที่ออกแบบได้ และความหนาต่ำสุดที่ใช้ในคู่มือการออกแบบความหนาระหว่างปี 1956-1962 นั้นได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 ความหนาต่ำสุดที่ใช้ในคู่มือการออกแบบความหนาที่ 6 พิมพ์ครั้งที่ 6 (1962)

ปริมาณการจราจรที่จำแนก (Traffic Classification)	ความหนาต่ำสุดเป็นนิ้ว				
	ความหนาทั้งหมดของชั้น Surface, Binder	ชั้น Asphalt Base	ความหนาทั้งหมดที่ใช้ Asphalt Base	ไม่ใช้ Asphalt Base	ความหนาทั้งหมดที่ไม่ใช้ Asphalt Base
ปริมาณการจราจรขนาดหนักมาก	4	3	7	6	10
ปริมาณการจราจรขนาดหนัก	3	$2\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{2}$	5	8
ปริมาณการจราจรขนาดปานกลาง	3	$1\frac{1}{2}$	$4\frac{1}{2}$	3	6
ปริมาณการจราจรขนาดเบา	2	$1\frac{1}{2}$	$3\frac{1}{2}$	3	5

นอกจากนี้แล้วยังอนุญาตให้ลดความหนาที่ต้องการทั้งหมดลงได้อีก เมื่อใช้ Asphalt Concrete Base แทนชั้นของ Granular Base คู่มือการออกแบบระหว่างปี 1956-1962 ได้อนุญาตให้แทนค่า 1 นิ้ว ของ Asphalt concrete Base เป็น $1\frac{1}{2}$ นิ้วของ Granular Base ได้ แต่พอมาในปี 1962 อัตราส่วนนี้ได้เปลี่ยนไปเป็น 2 ต่อ 1 โดยผลมาจากการทดลองของ AASHO Road Test รายละเอียดจะได้กล่าวในตอนต่อไป

3.3 ความสัมพันธ์ในการออกแบบความหนาในปี ค.ศ. 1963

คู่มือออกแบบความหนาที่พิมพ์ครั้งที่ 7 (1963) ได้รวมความสัมพันธ์ต่างๆที่ใช้ในการออกแบบจากข้อมูลของ AASHO Road Test แต่อย่างไรก็ตาม ยังได้ข้อมูลจาก WASHO Road Test,Britist Test Road มาสมทบอีกด้วย

ความสัมพันธ์ที่ใช้ในการออกแบบความหนาในปี 1963 ได้ใช้ทฤษฎีที่ว่าโครงสร้างของถนนควรจะสามารถรับน้ำหนักได้เป็นจำนวนมากของน้ำหนักที่กระทำต่อโครงสร้างของถนนนั้น และความหนาทั้งหมดของโครงสร้างจะเป็นฟังก์ชั่นตามลักษณะความแข็งแรงของชั้น Subgrade และ Performance ของถนนที่วัดในเทอมของ PSI(Present Serviceability Index)[8,14,21,22] ค่า PSI นี้นั้นจะได้กล่าวอีกครั้งถึงวิธีการหาในภาคผนวก ก. เพื่อให้เข้าใจได้ดีขึ้นเกี่ยวกับ Performance ของถนน

ความหนาทั้งหมดของถนนจะเป็นฟังก์ชั่นของส่วนประกอบต่างๆที่พอจะกล่าวได้ดังนี้

1) จำนวนและน้ำหนักเพลาทั้งหมดที่คาดการณ์ไว้ในช่วงเวลาที่ออกแบบ
2) ความแข็งแรงของดินชั้น Subgrade
3) ความแข็งแรงสัมพัทธ์ของชั้น Surface,base และ Subbase ที่กำหนดให้ตามสภาพของ Subgrade และ Traffic
4) สภาวะสิ่งแวดล้อมของภูมิประเทศ

แนวความคิด Equivalent Applications ได้เป็นที่ยอมรับใช้กันอย่างแพร่หลายที่จะใช้เป็นตัวบอกถึงผลอันเกิดจากการกระทำของน้ำหนักเพลาต่างๆของปริมาณการจราจรที่มีรถหลายชนิดปนกันอยู่ โดยประเมินให้เป็นค่า

Equivalent 18,000 ปอนด์ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว แนวความคิดนี้ได้เป็นที่นิยมใช้กันอย่างกว้างขวางของหน่วยงานที่ทำงานเกี่ยวกับการออกแบบถนน(แนวความคิดนี้เหมือนกับของ california)[23,24]

ค่า CBR,Plate Bearing Test และ stabilometer Test (R-value) ยังเป็นที่ยอมรับใช้กันโดยทั่วไป ที่จะเป็นตัววัดความแข็งแรงของชั้น Subgrade เนื่องจากวิธีการทดสอบและแหล่งที่มาของข้อมูลไม่เหมือนกัน กราฟที่ใช้ออกแบบความหนาจึงต้องแยกออกจากกันโดย CBR (รวมกับ Plate Bearing Test) และ R-value

ความแข็งแรงสัมพัทธ์ของแต่ละชั้นกำหนดค่าเป็น Equivalency Ratio หรือ "Substitution Ratio" ได้จากข้อมูลในการทำ Full Scale Test แล้วเทียบกับข้อมูลของ Performance ข้อมูลจากการศึกษาแอ่นตัว (Deflection Studies) และทฤษฎียืดหยุ่น (Elastic Theory) ทำให้สามารถเลือกใช้ค่าของ Substitution Ratio ได้อย่างเหมาะสมถูกต้อง

ส่วนผลที่เกิดจากสภาพแวดล้อมของภูมิประเทศก็ได้นำมาพิจารณาในการวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ระหว่างความหนา,ความแข็งแรงของชั้น Subgrade และปริมาณการจราจรด้วยในการปรับปรุงความหนาให้เข้ากับการเปลี่ยนแปลงของสภาพแวดล้อมนั้น Asphalt Institute ไม่ได้ทำขึ้น เพราะว่าภูมิประเทศแต่ละแห่งมีสภาพแวดล้อมไม่เหมือนกันนั่นเอง แต่อย่างไรก็ตามการออกแบบในพื้นที่ของประเทศที่มี Freezing และ Thawing เกิดขึ้นจะใช้ได้อย่างสมบูรณ์(Asphalt Inst ได้รวม Effect เอาไว้ด้วย) ส่วนในประเทศที่ไม่มี Freezing และ Thawing เกิดขึ้นการออกแบบก็ค่อนข้างจะ Conservative แต่ต้องจำไว้เสมอว่า Wetting และ Drying Cycles มักจะเกิดขึ้นเสมอๆในพื้นที่ภูมิประเทศอย่างนี้ เพราะว่าพวก Wettingและ Drying Cycles เหล่านี้จะไปลดค่าความแข็งแรง

ของ Subgradeได้เช่นเดียวกัน หรือพูดง่ายๆว่าใช้ได้เช่นเดียวกับภูมิประเทศที่มี Freezing และ Thawing นั่นเอง

สมการที่มีความสัมพันธ์ของความหนา, จำนวน, และน้ำหนักเพลาหาได้จาก Empirical Mathematical Model ที่เหมาะสมกับข้อมูลของ AASHO Road Test โดยใช้ Regression Analysis ซึ่งความสัมพันธ์อันนี้จะต้องเปลี่ยนความหนาทั้งหมดให้เป็นค่า Equivalent Thickness เสียก่อนโดยใช้ค่า Layer Equivalency Ratio ที่ได้มาจากการทดลอง ส่วนค่า Load Equivalency Factor หาได้จากสมการที่ใช้ออกแบบซึ่งจะได้กล่าวโดยละเอียดในตอนต่อไป

ขั้นตอนในการหาความสัมพันธ์ของสมการที่ใช้ในการออกแบบขององค์ประกอบต่างๆที่กล่าวมาแล้วนี้ พอจะกล่าวย่อๆได้ดังนี้

1) ข้อมูลจาก AASHO Road Test นำมาวิเคราะห์เพื่อหาความสัมพันธ์ระหว่างความหนาที่ออกแบบ, จำนวน, และน้ำหนักเพลา

2) ความสัมพันธ์ที่หาได้นี้ เป็นความสัมพันธ์ที่ได้จากสภาพของดิน Subgrade ที่ AASHO Road Test เท่านั้น เพื่อให้เป็นความสัมพันธ์ที่ใช้ได้ที่ Subgrade อื่นๆก็จำเป็นต้อง Modified ความสัมพันธ์เสียใหม่ซึ่งจะได้กล่าวในตอนต่อไป

3) ความสัมพันธ์ที่ได้จากข้อ 2) นำมาจัดเสียใหม่เพื่อหาความสัมพันธ์ของ Equivalent Axle Load Factor ได้ ซึ่งจะได้นำมาใช้ในการเปลี่ยนน้ำหนักเพลาต่างๆของ Mixed Traffic ให้เป็นจำนวนเท่าของน้ำหนักเพลามาตรฐาน(18000 ปอนด์) ต่อไป

4) ความสัมพันธ์ที่ได้เหล่านี้นำมาเขียนเป็นกราฟที่ใช้ออกแบบได้

i 18310588

3.3.1 ผลจากลักษณะความแข็งแรงของชั้นต่างๆ (Effect of Layer strength characteristics) จากการศึกษาข้อมูลของ AASHO Road Test แสดงให้เห็นว่าชั้นความหนาของถนนที่ Performance ต่างๆ (การเปลี่ยนค่า PSI) แทนได้ด้วยความสัมพันธ์ดังนี้

$$T = aD_1 + bD_2 + CD_3 \qquad \text{_ _ _ _ _ _ _ (3.2)}$$

โดยที่ D_1, D_2, D_3 คือความหนาเป็นนิ้วของชั้น Surface, base และ Subbase ตามลำดับ

a, b, c, คือ Weight Factor ซึ่งพบว่าไม่ขึ้นกับความหนาและในการทดลองที่สำคัญค่าสัมประสิทธิ์เหล่านี้เป็นฟังก์ชั่นของน้ำหนักด้วย

คุณสมบัติที่สำคัญอื่นๆของสมการที่ (3.2) สังเกตุได้ดังนี้ ค่า T เป็นค่าของดรรชนีความหนา (Thickness-Index) และสัมพันธ์กับจำนวนและขนาดของน้ำหนักที่ระดับของค่า PSI อันหนึ่ง ดังนั้นในการวิเคราะห์จึงมีเพียงเทอมเดียวเป็น Parameter แทนตัวโครงสร้างทั้งหมดของถนน

อัตราส่วนของสัมประสิทธิ์เป็นค่า Substitution Ratio หรือ Layer Equivalency Ratio นั่นเอง ในที่นี้ค่าสัมประสิทธิ์พิจารณาให้เป็นค่าดรรชนีความแข็งแรง (Strength Index) จากการศึกษาทางด้านทฤษฎีได้แสดงให้เห็นว่าค่าสัมประสิทธิ์เหล่านี้เป็นฟังก์ชั่นของ Modulus of Elasticity ของแต่ละชั้นนั่นเอง (4,14,15,25)

จากการศึกษาโดยทั่วๆไป ได้หาค่าที่เหมาะสมของ a/b และc/b โดยอาศัยข้อมูลของ AASHO Road Test และจากแหล่งอื่นๆอีก ผลของการศึกษาพอกล่าวได้ดังนี้ มีผู้เชี่ยวชาญหลายๆคนได้ใช้ค่าจาก AASHO Road Test Performance โดยพบว่าค่าของ Equivalency Ratio ระหว่าง Surface และ base อยู่ใน ...

ช่วง 2.7 ถึง 3.6 ขึ้นอยู่กับวิธีการวิเคราะห์และการจัดข้อมูล และในการศึกษาอันเดียวกันนี้ค่า Equivalency Ratio ของ Surface และ Subbase สูงกว่าค่านี้ประมาณ 1/3 สำหรับอัตราส่วนที่ได้จากข้อมูล Performance โดยใช้รอยแตก (cracking) เป็นตัววัด Performance ก็ให้ค่าเหมือนกัน

ค่า Equivalency Ratio ของ Surface และ base ที่ได้จาก WASHO Road Test Data วิเคราะห์โดย shook และ Finn[4] พบว่าค่านี้อยู่ระหว่าง 2.5 ถึง 5.4 ขึ้นอยู่กับ Performance ของถนนที่คำนวณจาก Rut Depth Variance และรอยแตก (cracking) ของถนน

ค่า Equivalency Ratio ระหว่าง Asphalt Concrete base กับ Untreated Stone base จาก AASHO Road Test อยู่ระหว่าง 1.5ถึง 3.8 และ Untreated stone Subbase กับ Untreated stone base มีค่าอยู่ระหว่าง 0.7 - 0.8

ในการศึกษาที่เกี่ยวกับชั้น Base ในกรณีพิเศษของ AASHO Road Test ได้แสดงค่าของ Layer Equivalency Ratio ของ Asphalt concrete base เทียบกับ crush stone base ตามตารางที่ 3.3

ตารางที่ 3.3 การศึกษาค่า Layer Equivalency Ratio ของชั้น base จาก AASHO Road Test[3]

น้ำหนักเพลา (ปอนด์)	ความหนาของชั้น crush stone base หารด้วยความหนาของ Asphalt concrete base ที่ Performance อันเดียวกัน
12000 เพลาเดี่ยว	3.5
24000 เพลาคู่	3.1

น้ำหนักเพลา (ปอนด์)		ความหนาของชั้น crush stone base หารด้วยความหนาของ Asphalt concrete base ที่ Performance อันเดียวกัน
18000	เพลาเดี่ยว	2.6
32000	เพลาคู่	2.6
22400	เพลาเดี่ยว	2.1
40000	เพลาคู่	2.2
30000	เพลาเดี่ยว	1.8
48000	เพลาคู่	1.7

จากตารางข้างบนจะพบว่าน้ำหนักเพลาเดี่ยว 22,400 ปอนด์หรือน้อยกว่าค่าของมันจะมากกว่า 2 ขึ้นไปซึ่งได้จากการวิเคราะห์ของ Road Test Staff (7,15,16) ส่วนการวิเคราะห์ทั้งหมดโดย Shook และ Finn (4) ได้แนะนำว่าค่า Layer Equivalency เท่ากับ 2.0 เป็นค่าที่ดีที่สุดที่จะนำมาใช้ในการออกแบบ

ค่า Equivalency Ratio ที่ shook และ Finn วิเคราะห์จากการทดลองที่ Alconbury Hill ในประเทศอังกฤษได้ค่าเท่ากับ 3.0 สำหรับ Asphalt Concrete Surface และ 2.0 สำหรับ Asphalt concrete base เมื่อเทียบกับ Untreated stone base

นอกจากนี้แล้ว Shook และ Finn ยังได้รวบรวมค่า Equivalency Ratio ที่ได้จากสนามอื่นๆและการทดลองในห้องปฏิบัติการก่อนปี 1944 อีก Elastic Layer System ที่วิเคราะห์โดย Skok (17) และ Finn,Mcleod (19,26) และ Dorman (27,28) เป็นตัวอย่างการศึกษาทางด้านทฤษฎีที่ทำให้แน่ใจขึ้นไปอีกค่า Equivalency Ratio นี้นำมาใช้ได้อย่างถูกต้อง เขาเหล่านี้แสดงให้เห็นว่า Ratio เหล่านี้มีค่าพ้องต้องกันกับที่กล่าวมาแล้วข้างต้น โดยการวิเคราะห์ข้อมูลในสนามของ AASHO, WASHO และการทดลองในห้องปฏิบัติการจากข้อมูลหลายๆแห่ง

จากผลการศึกษาอย่างกว้างขวาง เกี่ยวกับค่า Layer Equivalency Ratio นี้ Asphalt Institute จึงนำมาใช้ในคู่มือการออกแบบความหนาของปี 1963 เนื่องจากความสัมพันธ์ในการออกแบบความหนาที่ได้จาก AASHO Road Test Data และค่า Surface Equivalency Ratioโดยทั่วไปพบว่ามีค่าประมาณเท่ากับ 3.0 แต่ว่าค่า 3.0 ก็เป็นค่าที่สูงเกินไป Asphalt Institute จึงเลือกค่าเท่ากับ 2.0 นำมาวิเคราะห์ใช้ทั้ง Asphalt concrete Surface และ base ในคู่มือปี 1963 นี้นั้น ซึ่งค่านี้อยู่ระหว่าง 1.5-2.0 ที่เคยใช้ในคู่มือการออกแบบเก่าๆ ที่เป็นค่า Substitution Ratio ของปี(1956-1962)

จากการศึกษาข้อมูลของ Road Test Data เพื่อดูว่าการเลือกค่าเท่ากับ2.0 แทนค่า 3.0 นั้น จะทำให้เกิดผลเสียหายร้ายแรงหรือไม่ ซึ่งก็ปรากฏว่าไม่มีผลเสียหาย

ในการวิเคราะห์ขั้นต่อไป สมการของครรชนีความหนา (Thickness-Index) จึงเขียนได้เป็นดังนี้

$$T = 2.0\,D_1 + 1.0D_2 + 0.75D_3 \qquad (3.3)$$

ค่าสัมประสิทธ์ของ D_3 จาก AASHO Road Test พบว่ามีค่าอยู่ระหว่าง 0.7-0.8 Asphalt Institute เลือกค่าเฉลี่ยคือ 0.75 มาใช้ในการวิเคราะห์ ในที่นี้ค่า T คือความหนา Equivalent Granular base ซึ่งต่อมาได้นำมาใช้สร้างกราฟออกแบบในเทอมของ Asphalt concrete ที่มีความสัมพันธ์ง่ายๆดังนี้

$$TA = \tfrac{1}{2}\,T \qquad (3.4)$$

โดยการแทนค่าของทุกๆชั้นเป็น Asphalt concvete หมด ครรชนีความหนาใหม่จึงเป็น

$$TA = 1.0D_1 + 0.5D_2 + 0.375D_3 \qquad (3.5)$$

จากสมการที่(3.5) จะมองเห็นได้ชัดว่าทุกๆนิ้วของ Asphalt concrete ที่ลดจากที่ออกแบบไว้จะต้องแทนด้วย 2 นิ้วของ Granular base หรือ 2.7 นิ้วของ Subbase เพื่อให้โครงสร้างของถนนมี Performance ของถนนเท่ากัน

3.3.2 วิวัฒนาการความสัมพันธ์พื้นฐานจากข้อมูลของ AASHO Road Test

ตัว Parameter ที่ใช้ในการวิเคราะห์ข้อมูลของ AASHO Road Test คือครรชนีความหนา T ขนาดของน้ำหนักเพลาเดี่ยวหรือเพลาคู่ และจำนวนของ Load Repetition,PSI (Present Serviceability Index) อยู่ในระดับเท่ากับ 2.5 ใช้ Multiple Linear Regression วิเคราะห์ข้อมูลก็จะได้สมการออกแบบที่มีตัวแปรเปลี่ยน (Parameter) เหล่านี้สัมพันธ์กันได้

ความสัมพันธ์พื้นฐานในการออกแบบนี้ ได้มาจากรายงานของ AASHO Road Test ใน Report NO.5 Pavement Research Appendix A การวิเคราะห์ที่สำคัญก็เป็นพวก Multiple Regression Analysis จากข้อมูลที่ทดลองใน Loop ที่3,4,5 และ6 การออกแบบใช้ครรชนีความหนา T แทนความหนาทั้งหมด น้ำหนักที่ทดลองมี 12000,18000, 22400 และ 30000 ปอนด์ของพวกน้ำหนักเพลาเดี่ยว และน้ำหนัก 24000,32000,40000 และ 48000 ปอนด์ของพวกน้ำหนักเพลาคู่(Tandem Axle) มีข้อมูลทั้งหมด 218 ชุดจาก Test Section ที่ให้ค่า PSI เท่ากับ 2.5

AASHO Road Test ได้ให้ข้อมูลที่ไม่เพียงพอที่จะหาผลที่เกิดจากเพลาเดี่ยวที่น้อยกว่า 12000 ปอนด์ และเพลาคู่น้อยกว่า 24,000 ปอนด์ ดังนั้นจาก Regression Analysis จึงไม่รวมข้อมูลจาก Loop ที่2 ค่าเฉลี่ยของการทดลองของLoop ต่างๆได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.4

ตารางที่ 3.4 ข้อมูลของ AASHO Road Test ที่ PST = 2.5

Loop	Load (kip)	Section Total	Section used	Application To PSI = 2.5 Mean LogW	Application To PSI = 2.5 Mean W	Mean TA
2	2 SA.	22	6	5.416	44500	2.5
2	6 SA.	22	15	4.923	209,500	3.5
3	12 SA.	30	29	5.038	188,000	5.9
4	18 SA.	30	28	5.179	268,000	8.3
5	22.4 SA.	30	27	5.148	232,200	9.9
6	30 SA.	30	27	5.330	326,300	12.1
3	24 TA.	30	29	4.960	139,800	5.9
4	32 TA.	30	27	5.257	196,700	8.1
5	40 TA.	30	28	5.098	202,800	9.8
6	48 TA.	30	23	5.396	346,600	11.8

Mathematical Model ที่ใช้ใน Regression Analysis ดังนี้

$$T = a_0 + a_1 \log W + a_2 L_1 + a_3 L_1 L_2 \quad \text{_____(3.3)}$$

แต่ละเทอมใน Model คือ

T = ความหนา = $2.0D_1 + 1.0D_2 + 0.75D_3$ (สมการที่ 3.3)

W = จำนวน Application ที่ต้องการในการลดค่า PSI ลงจนถึงระดับ 2.5

L_1 = น้ำหนักเพลาเดี่ยวเป็น Kips หรือครึ่งหนึ่งของน้ำหนักเพลาคู่เป็น Kips

L_2 = เป็นเลขรหัส (Code Number)

= 0 สำหรับเพลาเดี่ยว

= 1 สำหรับเพลาคู่

a_0, a_1, a_2, a_3 เป็นค่าสัมประสิทธิ์คงที่ที่ได้จากการวิเคราะห์ Regression จากผลของ Regression Analysis สมการที่ได้เป็นดังนี้

$$T = -23.9 + 5.50 \log W + 0.650L_1 + 0.090L_1L_2 \quad \text{_____(3.7)}$$

$$R^2 = 0.85$$

ความคลาดเคลื่อนมาตรฐาน (Standard Error) = $\pm$ 2.125 นิ้ว

แยกตัวประกอบ L_1 ออกจากวงเล็บสมการที่ (3.7) กลายเป็น

$$T = -23.9 + 5.50 \log W + 0.650L_1 (1.00 + 0.14L_2)$$

ในทางปฏิบัติเขียนเป็นสูตรทั่วๆไปได้

$$T = -23.9 + 5.50 \log W + 0.650L \quad \text{_____(3.8)}$$

โดยที่ L = น้ำหนักเพลาเดี่ยวเป็น Kips

= 0.57 ของน้ำหนักเพลาคู่ เป็น Kips

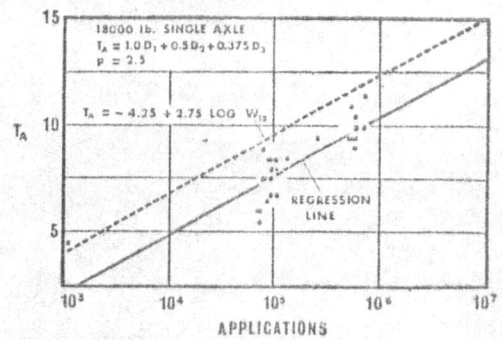
สมการที่ (3.8) เป็นสมการทั่วๆไปของน้ำหนักเพลาใดๆดังนั้นถ้าเปลี่ยนให้เป็นน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์ ได้ดังนี้

$$T = -12.22 + 5.50 \log W_{18} \quad \text{_____(3.9)}$$

หรือ $$TA = -6.11 + 2.75 \log W_{18} \quad \text{_____(3.10)}$$

โดยที่ W_{18} = จำนวน Applications ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์

ในรูปที่ 3.2 ได้แสดงเส้น Regression ที่ได้จากข้อมูล AASHO Road Test จุดต่างๆบนรูปที่ 3.2 เฉพาะน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์เท่านั้น เส้นทึบคือเส้น Regression ส่วนเส้นอื่นๆที่น้ำหนักเพลาใดๆก็มีความสัมพันธ์เหมือนกัน



รูปที่ 3.2 กราฟแสดง Regression line ที่ลากผ่านจุดต่างๆจากข้อมูลของ AASHO Road Test ของน้ำหนักเพลา 18,000 ปอนด์

ประมาณครึ่งหนึ่งของจุดต่างๆอยู่ใต้เส้น Regression ถ้าเลือกเส้นนี้เป็นเส้นที่ใช้ออกแบบ จำนวน Repetitions จนถึงระดับ PSI = 2.5 ครึ่งหนึ่งของ Road Test ก็จะ "over Estimated" จากผลอันนี้ก็จะทำให้โครงสร้างที่ออกแบบเป็นพวก" Under Design" ดังนั้นจึงจำเป็นต้องปรับเส้น Regression ให้เป็นเส้นที่ออกแบบได้ (Design Line) การปรับทำได้โดยลากเส้นขนานกับเส้น Regression เพื่อที่จะให้คลุมจุดต่างๆได้ถึง 97 % ของจุดต่างๆ 218 จุด (standard Error = 1.8) ซึ่งเส้นนี้ คือ เส้นไข่ปลาในรูปที่ 3.2 นั่นเอง

สมการที่ใช้แทนจุดต่างๆของเส้นไข่ปลาในรูปที่ 3.2 คือ

$$T = -20.21 + 5.50 \log W + 0.650L \quad _____ (3.11)$$

$$TA = -10.10 + 2.75 \log W + 0.325L \quad _____ (3.12)$$

ในทางปฏิบัติใช้

$$T = -8.50 + 5.50 \log W_{18} \qquad \text{(3.13)}$$

$$TA = -4.25 + 2.75 \log W_{18} \qquad \text{(3.14)}$$

Solution ของสมการที่ 3.12 สำหรับน้ำหนักเพลาเดี่ยว 12,000 ปอนด์หรือสูงกว่าได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.3 และสมการ 3.12 นี้ใช้ออกแบบตามสภาพของ Subgrade Soil ที่ AASHO Road Test ของน้ำหนักเพลาเดี่ยวตั้งแต่ 10,000 ปอนด์ขึ้นไป และเพลาคู่ตั้งแต่ 17,500 ปอนด์ขึ้นไป ส่วนพวกน้ำหนักเพลาที่น้อยกว่านี้จะได้กล่าวในตอนต่อไป

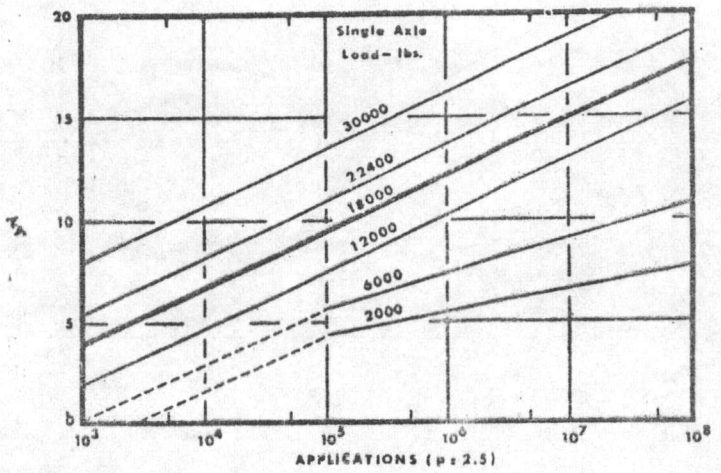
เหตุผลอันหนึ่งที่ไม่รวมน้ำหนักเพลา 2000 ปอนด์ และ 6000 ปอนด์ในการวิเคราะห์ เนื่องจากมีข้อมูลน้อย จากตารางที่ 3.4 มีเพียง 6 จาก 22 ของน้ำหนักเพลา 2000 ปอนด์ และมี 15 จาก 22 ของน้ำหนักเพลา 6000 ปอนด์ที่ละระดับ PSI ถึง 2.5

ในรูปที่ 3.3 นั้น slope ของ T v.s. logW ของน้ำหนักเพลาต่างๆนั้นเป็นฟังก์ชั่นของน้ำหนัก(Load) สังเกตได้ว่า เส้นต่างๆที่มีน้ำหนักเพลาตั้งแต่ 10,000 ปอนด์ขึ้นไปจะเป็นเส้นขนานกัน ส่วนพวกน้ำหนักเพลาน้อยกว่า 10,000 ปอนด์ พบว่าเป็นฟังก์ชั่นของจำนวน Applications

จากผลอันนี้สมการที่ 3.8 จะใช้ได้ดีกับพวกน้ำหนักเพลา 2000 ปอนด์และ 6000 ปอนด์ที่ logW = 5.0 ดังนั้นส่วนตัดที่ logW = 5.0 ของพวกน้ำหนักเพลาน้อยกว่า 10,000 ปอนด์ก็หาได้จากสมการ

$$T \ (\log W = 5.0) = -20.21 + 5.50(5.00) + 0.650\,L$$

$$T \ (\log W = 5.0) = 7.29 + 0.650\,L \qquad \text{(3.15)}$$



รูปที่ 3.3 กราฟออกแบบพื้นฐานที่ได้จากสภาพที่ AASHO Road Test

จากการศึกษาค่าของ slope ของ T v.s.logW ของน้ำหนักเพลา 2000 ปอนด์ และ 6000 ปอนด์ ทำให้ยอมรับค่าความสัมพันธ์ดังนี้

$$\log b_1 = 0.350 + 0.487L, \quad L < 10 \text{ Kips}$$

โดยการแทนค่าของ b_1 ในสมการ

$$T = b_o + b_1 \log W \qquad (3.16)$$

b_o ในสมการที่ (3.16) คือค่าที่ได้แสดงไว้ในสมการที่(3.15)ที่จุดตัดของ logW = 5.0 ของน้ำหนักเพลาใดๆ L, $L < 10$ Kips

ดังนั้นความหนาที่ได้จากน้ำหนักเพลาน้อยกว่า 10 Kips ก็สามารถคำนวณได้จากสมการ $T = 7.29 + 0.650L + 10^{0.350 + 0.487L} \log W$ (3.17)

โดยที่ $\log W \geq 5.00$ และ $L \geq 2$Kips แต่น้อยกว่า 10 Kips ถ้าจำนวน Applications น้อยกว่า 100,000 ครั้ง (logW = 5.00) ก็หาได้จากสมการ (3.11) และสมการที่ (3.12)

ในทางปฏิบัติสมการที่ใช้ออกแบบก็ยังคงเป็นสมการที่(3.13) หรือ(3.14) ที่สภาวะของ AASHO Road Test ดังนี้

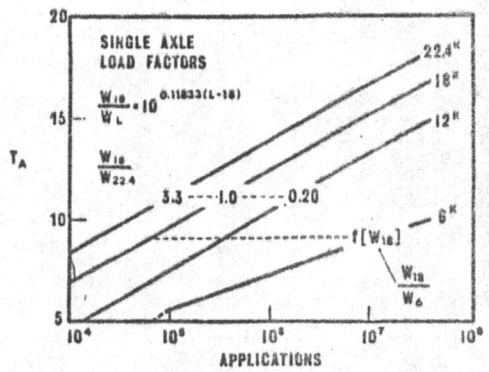
$$T = -8.50 + 5.50 \log W_{18} \qquad (3.13)$$

$$TA = -4.25 + 2.75 \log W_{18} \qquad (3.14)$$

การใช้สมการที่(3.13)หรือ(3.14) ต้องเปลี่ยนน้ำหนักเพลาต่างๆให้เป็นจำนวน Equivalent Application ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์ ตัวประกอบ(Factor) ที่จะใช้เปลี่ยนน้ำหนักเพลาหรือLoad Equivalency Factor ที่จะได้จากสมการ คำตอบที่ใช้ออกแบบความหนาซึ่งจะได้กล่าวโดยละเอียดในหัวข้อต่อไป

3.3.3 ผลจากลักษณะของการจราจร (Effect of Traffic Characteristics) เนื่องจากแนวความคิดเกี่ยวกับ Equivalent Axle Load Applications ได้เป็นที่ยอมรับกันโดยทั่วไปอย่างแพร่หลาย และ Asphalt Institute ได้นำมาใช้ในคู่มือการออกแบบความหนาในปี 1963 ในรูปที่ 3.3 เส้นน้ำหนักเพลา 18000 ปอนด์เป็นเส้นพื้นฐานที่ใช้ในการออกแบบถนน ค่า Equivalency Factor ได้นำมาใช้คำนวณเพื่อรวมผลต่างๆที่เกิดขึ้นของน้ำหนักเพลาต่างๆบนทางหลวงให้เป็นหน่วยเดียวกัน

ค่า Load Equivalency Factor หาได้จากสมการที่แทนในรูปที่ 3.3 โดยเทียบอัตราส่วนของจำนวน Application ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000ปอนด์กับจำนวน Application ของน้ำหนักเพลาใดๆที่ความหนาที่กำหนดให้ สำหรับน้ำหนักเพลาที่มากกว่า 10,000 ปอนด์จะเป็นค่าคงที่ส่วนน้ำหนักเพลาที่น้อยกว่า 10,000 ปอนด์ จะเป็นฟังก์ชั่นของจำนวน Application ได้ แสดงไว้ในรูปที่ 3.4



รูปที่ 3.4 กราฟแสดงการหาค่า Load Equivalency Factor ของน้ำหนักเพลาต่างๆ

ค่า Load Equivalency Factors ที่น้ำหนักเพลาเดี่ยว 10,000 ปอนด์หรือมากกว่าและน้ำหนักเพลาคู่ 17,500 ปอนด์ หรือมากกว่าหาได้โดยแก้สมการที่(3.8)ของน้ำ

หนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์และน้ำหนักเพลาใดๆ L ดังนี้

$$T = -23.9 + 5.50 \log W_{18} + 0.650(18)$$

$$T = -23.9 + 5.50 \log W_L + 0.650(L)$$

เทียบให้เท่ากันจะได้สมการคำตอบดังนี้

$$5.50 \log W_{18} + 0.650(18) = 5.50 \log W_L + 0.659(L)$$

$$\log W_{18} - \log W_L = 0.650/5.50(L - 18)$$

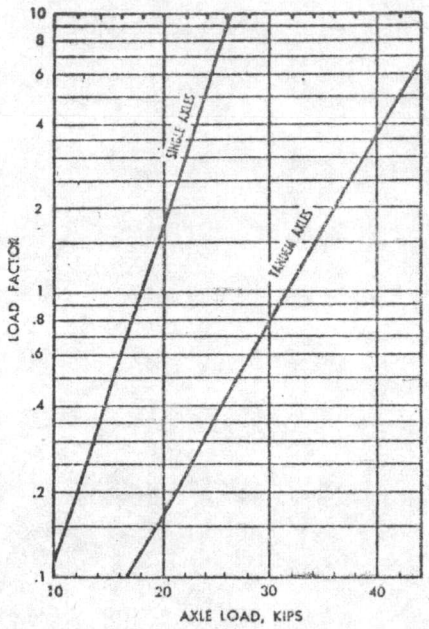
$$\log W_{18}/W_L = 0.118(L - 18)$$

$$W_{18}/W_L = 10^{0.118(L - 18)} \quad , L \neq 10 \text{ Kips} \quad ...(3.18)$$

โดยที่ L = น้ำหนักเพลาเดี่ยวเป็น Kips หรือ 0.57 ของน้ำหนักเพลาคู่เป็น Kips

ค่า Load Equivalency Factor ของน้ำหนักเพลาที่น้อยกว่า 10,000 ปอนด์หาได้จากสมการที่ (3.11)และ (3.15) ได้เช่นกัน แต่จะยุ่งจากพอสมควร เนื่องจากเป็นฟังก์ชั่นของจำนวน Applications ค่า Load Equivalency Factor ของน้ำหนักเพลาเดี่ยวและเพลาคู่ที่ได้จากสมการที่ 3.15 ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.5

การใช้ค่าของ Load Equivalency Factor เพื่อใช้คำนวณหาค่าเทียบเท่าของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์นั้นหาได้จากข้อมูลการกระจายน้ำหนักเพลาของรถบรรทุกและรถโดยสารขนาดใหญ่จากรายงานการศึกษาการชั่งน้ำหนักจากกรมทางหลวงแผ่นดิน นอกจากนี้แล้ว Asphalt Institute ยังได้แนะนำว่า ทุกกรณีน้ำหนักเพลาที่น้อยกว่า 10 Kips ให้ละทิ้งได้เลยโดยไม่มีผลต่อการออกแบบแต่อย่างใด



รูปที่ 3.5 กราฟแสดงค่า Load Equivalency Factor ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว และน้ำหนักเพลาคู่เทียบกับน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์

3.3.4 ผลจากลักษณะความแข็งแรงของชั้น Subgrade (Effect of Subgrade strength)

สมการที่(3.14) เป็นสมการที่ได้จาก Soil Condition (ค่าCBR) ของ AASHO Road Test เท่านั้น ดังนั้นจึงจำเป็นที่จะต้องปรับปรุงให้ใช้ได้ที่ค่า CBR อื่นๆได้ด้วย ในการพิจารณาค่าของ CBR ที่ได้พิมพ์ลงในหนังสือการประชุมทางวิชาการที่มหาวิทยาลัยมิชิแกน สหรัฐอเมริกา ในปี 1962 เรื่อง "Thickness Design Relationships For Asphalt Pavement" (4) ได้แสดงให้เห็นว่าค่า CBR = 2.50 เป็นค่าที่ใช้ทดลองใน AASHO Road Test เพื่อที่จะหาความสัมพันธ์ที่ต้องการให้ใช้ได้ที่ CBR อื่นๆรวมทั้งที่ AASHO Road Test (CBR = 2.5) ด้วย โดยอาศัยกราฟที่ใช้ออกแบบน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์ การจำแนกปริมาณการจราจร (Traffic classification) จากคู่มือการออกแบบของปี 1956 - 1962 รวมทั้งความหนาต่ำสุดของ Surface และ base ด้วย

วิธีการหาความสัมพันธ์เพื่อให้ใช้ได้ที่ค่า CBR ใดๆพอจะกล่าวได้ดังนี้

1. ความหนาที่ต้องการจากรูปที่ 3.1 โดยหาที่ค่า CBR ต่างๆเฉพาะของน้ำหนักเพลา 18,000 ปอนด์ ตามการจำแนกปริมาณการจราจร (ปริมาณการจราจรขนาดหนักมาก, ขนาดหนัก, ขนาดปานกลาง,และขนาดเบา)

2. ใช้ค่าความหนาต่ำสุดจากตารางที่ 3.1 และค่า Layer Substitution Ratio เปลี่ยนความหนาที่หาได้เป็น Design Factor T

3. Plot ค่า log T v.s log CBR แต่ละการจำแนกปริมาณการจราจร (Traffic classification) จะได้กราฟออกมาเป็นเส้นตรง

4. จากความสัมพันธ์ของกราฟในข้อ 3) จาก slope ของกราฟที่ได้ก็จะปรับให้เป็นความหนาที่ต้องการออกแบบที่ CBR ใดๆได้ และสรุปออกมาในรูปแบบดังนี้

T (ที่CBR ใดๆ) = (สมการที่ 3.13) (CBR ที่Road Test/CBRใดๆ)$^{0.4}$

จะได้สมการที่ต้องการดังนี้

$$T = (-8.50+5.50\log W_{18})(2.5/CBR)^{0.4} \quad ..(3.19)$$

หรือ

$$TA = (-4.25+2.75\log W_{18})(2.5/CBR)^{0.4} \quad ...(3.20)$$

จากสมการข้างบนนี้จะเห็นได้ว่าสมการนี้ ก็คือสมการที่(3.14) นั่นเอง ถ้า CBR = 2.5

ในกรณีที่ใช้ค่า Soil strength เป็นค่า R - value ก็สามารถทำได้เพราะว่าค่า R-Value ที่ AASHO Road Test มีค่าประมาณเท่ากับ 12 ซึ่งได้จากการศึกษาอย่างมากมายโดยแผนกทางหลวงของ California[29,30] จากตัวอย่างดินที่ Road Test

จากรายงานของ Hveem และ Sherman[30] สมการออกแบบของ California โดยพิจารณารวมผลจาก AASHO Road Test ด้วย จะได้ความ

สัมพันธ์ดังนี้

ความหนาของชั้น Base(Equivalent) = $\frac{(0.070)(\text{Traffic Index})(100-R)}{(\text{Cohesiometer value})^{0.2}}$ ..(3.21)

เป็นไปได้ที่จะกำหนดให้ค่า Traffic Index อยู่ในเทอมของจำนวน Equivalent Application ของน้ำหนักเพลา 18,000 ปอนด์ ตามความสัมพันธ์ที่ใช้ดังนี้ (26)

$$TI \text{ (Traffic Index)} = 1.745\, W_{18}^{0.119}$$

โดยที่ W_{18} = จำนวน Application ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์

ค่า Cohesiometer เท่ากับ 20 ใช้สำหรับชั้น Base จากผลการศึกษา California โดยใช้ค่า Cohesiometer=20 และความสัมพันธ์ของ TI จากข้างบน สมการที่ (3.21) จึงเขียนได้เป็น

$$\text{ความหนาของชั้น Base(Equivalent)} = \frac{0.070(1.745)W18^{0.119}(100-R)}{20^{0.2}}$$

หรือความหนาของชั้น Base $= 6.19W_{18}^{0.119} - 0.0619W_{18}^{0.119} R$.....(3.22)

โดยที่เทอม $-0.0619W_{18}^{0.119} R$ ใช้แก้ค่า R - value ที่จะใช้กับสมการที่ (3.14) และเทอมนี้ได้ Modified ออกไปอีกเป็น $-0.0619W_{18}^{0.119}(R-12)$ จะเห็นว่าเทอมนี้มีค่าเท่ากับ 0 ที่ Road Test Condition สมการที่(3.22) จึงเขียนใหม่ได้เป็น

$$T = D - 0.0619W_{18}^{0.119}(R - 12)$$

โดยที่ T = Equivalent Base Thickness

D = จุดตัด (Intercept) ที่ R = 12

ด้านขวาของสมการที่(3.13) เป็นค่าของ D จะได้สมการใหม่เป็น

$$T = -8.50+5.50\log W_{18}-0.0619W_{18}^{0.119}(R-12).....(3.23)$$

หารด้วย2 (2 ก่อ 1 คือค่า Equivalency Ratio ระหว่าง Base และ Asphalt Concrete) จะได้สมการของ TA ดังนี้

$$TA = -4.25+2.75\log W_{18}-0.031W_{18}^{0.119}(R-12).....(3.24)$$

สมการที่(3.24) นี้ ยังใช้ไม่ได้ดีพอในกรณีที่ค่าR-value และจำนวน Equivalent Load Application สูงๆ Asphalt Institute ได้แก้ไขเพื่อใช้ค่าความสัมพันธ์ของ CBR และ R-value ถูกต้องใกล้เคียงกันยิ่งขึ้น ดังนั้นสมการสุดท้ายจึงเป็น

$$TA = -4.25+2.75\log W_{18}-0.031(R-12)W_{18}^{0.119}.....(3.25)$$

ในเมื่อ $W_{18} \leqslant 146,000$ และ

$$TA = -4.25+2.75\log W_{18}-0.091(R-12)W_{18}^{0.0279}.....(3.26)$$

ในเมื่อ $W18 > 146,000$

ส่วนค่า Plate Bearing Test นั้น Correlation กับค่า CBR ซึ่งรายงานโดย Mcleod[20] ในปี 1947 ที่ได้ประเมินผลจากทางวิ่งของสนามบินในประเทศแคนาดาและยังได้ทำขึ้นใหม่อีกเมื่อปี 1963 (HRB 1963, Research Record No. 13)[26]

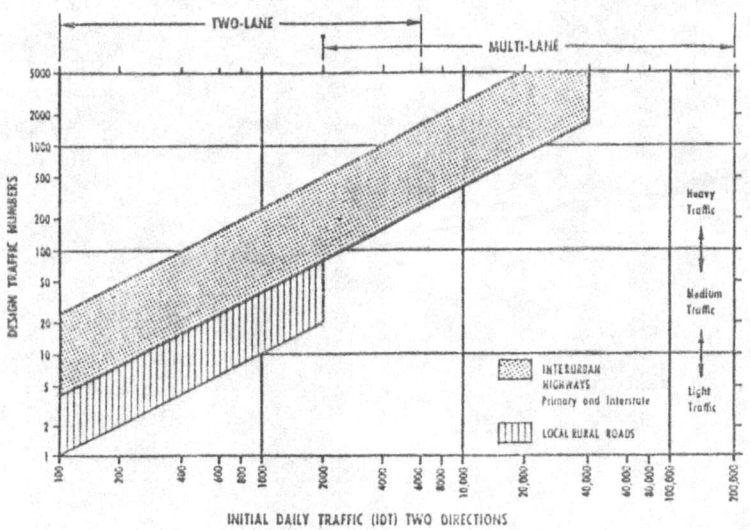
3.3.5 สมการและกราฟที่ใช้ออกแบบถนนของปี 1963

ชุดของกราฟที่ใช้ออกแบบถนนได้ วิวัฒนาการการจากสมการที่ (3.20),(3.25) และ (3.26) ส่วนสำคัญที่ได้วิวัฒนาการคือการใช้ค่า DTN (Design Traffic Number) แทน W18 เพื่อใช้เป็นจำนวน Equivalent Applications ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18000 ปอนด์

DTN(Design Traffic Number) คือ จำนวน Equivalent Applications ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์ เฉลี่ยต่อวันที่คาดการณ์เอาไว้ในคายเวลาที่ใช้ออกแบบ 20 ปี โดยมีความสัมพันธ์ดังนี้

$$DTN = \frac{W18}{7300} \quad _____ (3.27)$$

ส่วน Traffic Analysis Chart นั้นหาได้จาก 1) ปริมาณการจราจรเฉลี่ยต่อวัน 2) การจำแนกชนิดของถนน ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.6 และรูปที่ 3.7

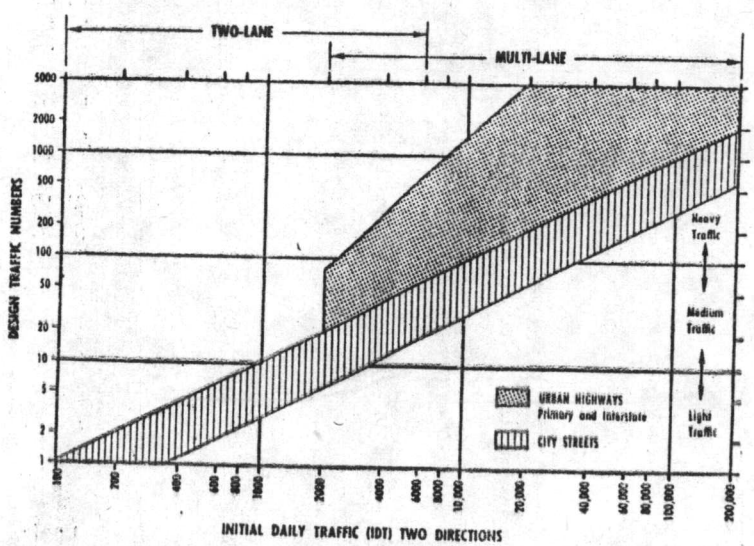


รูปที่ 3.6 กราฟวิเคราะห์การจราจร (ถนนนอกเมือง)

สมการที่ (3.20),(3.25) และ (3.26) ได้วิวัฒนาการออกไปอีก เพื่อให้สอดคล้องกับค่า DTN โดยมีความสัมพันธ์ใหม่ และใช้เป็นสมการออกแบบดังนี้

$$TA = \frac{9.19 + 3.97 \log DTN}{CBR^{0.4}} \quad \text{---------(3.28)}$$

$$TA = 6.37 + 2.75 \log DTN - 0.0893\, DTN^{0.119} (R-12) \quad \text{---(3.29)}$$



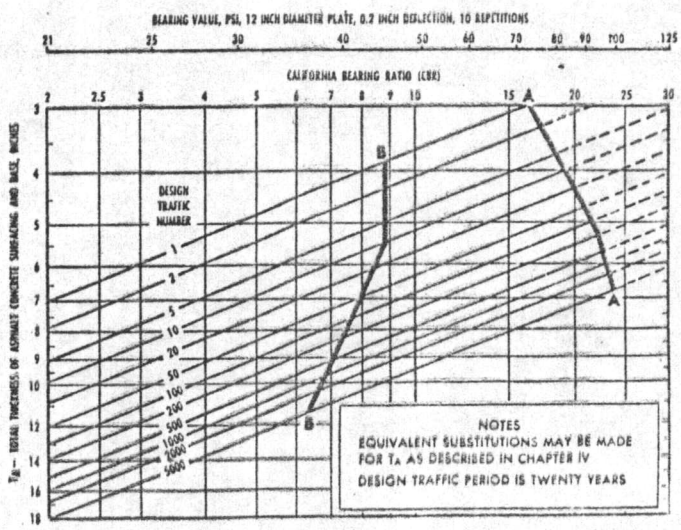
รูปที่ 3.7 กราฟวิเคราะห์การจราจร (ถนนในเมือง)

ใช้ในกรณีค่า DTN $\leq$ 20 และ

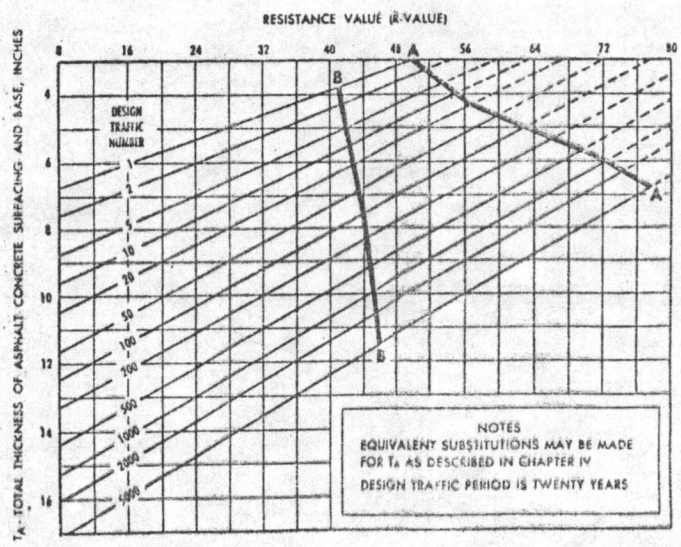
$$TA = 6.37 + 2.75 \log DTN - 0.117\, DTN^{0.0279}(R - 12) \quad \ldots\ldots (3.30)$$

ใช้ในกรณีค่า DTN $>$ 20

ชุดของสมการเหล่านี้ได้ Plot ออกมาเป็นกราฟที่ใช้ออกแบบในการพิมพ์ครั้งที่ 7 ของคู่มือการออกแบบความหนาของ Asphalt Institute ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.8 และ 3.9 ข้างล่างนี้



รูปที่ 3.8 กราฟออกแบบความหนาโดยใช้ Subgrade CBR หรือ Plate Bearing Test



รูปที่ 3.9 กราฟออกแบบความหนาโทบใช้ Subgrade R - Value

ความสัมพันธ์ที่ใช้ในการออกแบบความหนาในปี 1970 ซึ่งใช้จนถึงปัจจุบัน

คู่มือการออกแบบความหนาที่พิมพ์ครั้งที่ 8 (1969) นั่นได้พัฒนาการมาจากคู่มือการออกแบบความหนาที่พิมพ์ครั้งที่ 7(1963) และได้ใช้เป็นคู่มือออกแบบมาจนถึงปัจจุบันสาระ

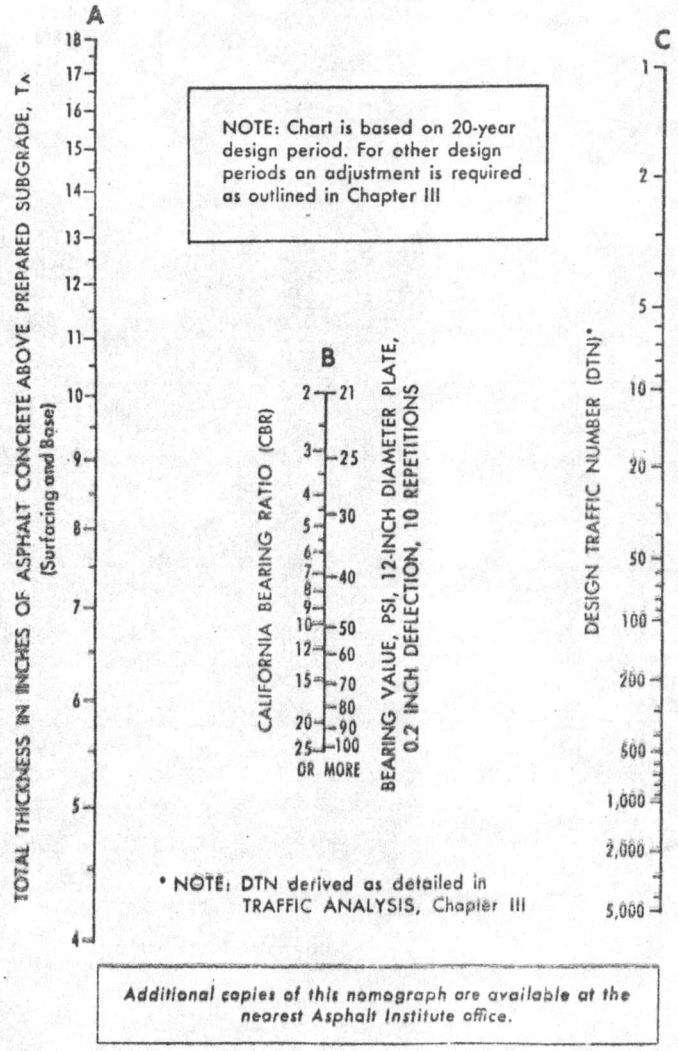
สำคัญของคู่มือการพิมพ์ครั้งที่ 8 นี้พอจะกล่าวได้ดังนี้

3.4.1 ความสัมพันธ์ในการออกแบบความหนาของโครงสร้างถนน การพิมพ์คู่มือครั้งที่ 8 นี้ ได้เปลี่ยนกราฟที่ใช้ออกแบบของปี 1963 ไปเป็น Nomograph โดยความสัมพันธ์ต่างๆที่ใช้ออกแบบยังเหมือนเดิม คือสร้างกราฟจากสมการที่ (3.28),(3.29) และ (3.30) ซึ่งใช้เป็นกราฟออกแบบความหนาครั้งหลังสุดมาจนถึงปัจจุบัน กราฟที่ใช้ออกแบบความหนาได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.10 และรูปที่ 3.11

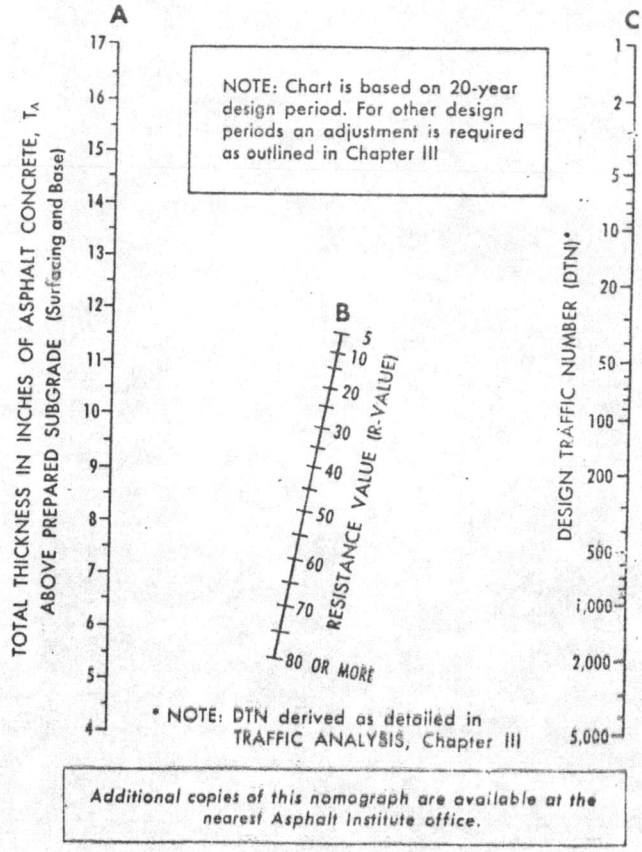
นอกจากนี้แล้ว Asphalt Institute ยังได้กำหนดความหนาต่ำสุดของ Asphalt Concrete ตามการจำแนกปริมาณการจราจร (DTN) ตามตารางที่ 3.5

ตารางที่ 3.5 ความหนาต่ำสุดที่ต้องการตามการจำแนกปริมาณการจราจร

Design Traffic Number (DTN	ความหนาต่ำสุดที่ต้องการนิ้ว
10(Light Traffic)	4
10 - 100 (Medium Traffic)	5
100 - 1000 (Heavy Traffic)	6
> 1000 (Heavy Traffic)	7



รูปที่ 3.10 กราฟออกแบบความหนาโดยใช้ Subgrade CBR หรือ Plate Bearing Test



รูปที่ 3.11 กราฟออกแบบความหนาโดยใช้ Subgrade R - Value

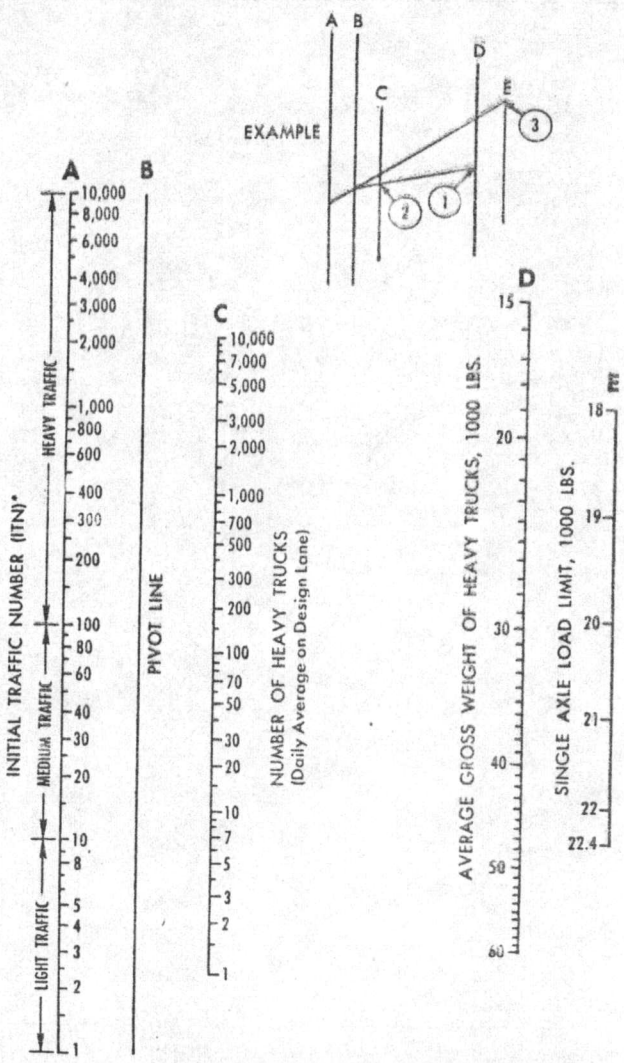
3.4.2 การวิเคราะห์ทางด้านการจราจร (Traffic Analysis)

วิธีต่างๆที่ออกแบบความหนาถนนนั้น ได้อาศัยการวิเคราะห์ทางด้านการจราจรที่ตั้งอยู่บนแนวความคิดของการใช้จำนวน Equivalent Applications ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์ (EAL_{18}) ดังนั้น เช่น วิธีของ AASHO ซึ่งหลายๆหน่วยงานหรือรัฐต่างๆหลายรัฐในอเมริกา ได้อาศัยข้อมูลการทดลองจาก AASHO นี้ และวิธีของ Asphalt Institute ก็ใช้แนวความคิดนี้เช่นเดียวกัน วิธีการคิด EAL_{18} ก็ได้จากการใช้ Lead Equivalency Factor พร้อมกับข้อมูลการกระจายน้ำหนักจากรายงานการศึกษาการชั่งน้ำหนักของรถบรรทุก ก็จะสามารถหาจำนวน Equivalent Application ได้

ตัวอย่างการคำนวณหาค่า EAL_{18} (จำนวน Equivalent Application ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์) ที่กำหนดไว้เป็น DTN ดังแสดงไว้ในรูปที่ 3.6 และ 3.7 วิธีการหาก็ได้จากการศึกษาข้อมูลการชั่งน้ำหนักของรถบรรทุกจาก 47 รัฐในสหรัฐอเมริกา ตั้งแต่ปี 1959 ถึง 1963 โดยใช้ Correlation ระหว่าง EAL_{18} กับปริมาณการจราจรบนถนนชนิดต่างๆซึ่งวิธีการนี้ง่ายมาก แต่ว่าไม่ค่อยถูกต้องดีนัก ยกตัวอย่างถนน Free Way (5,6)

สายหนึ่งมีจำนวนรถวิ่ง 10,000 คันต่อวัน แต่ค่า EAL_{18} ที่หาได้จะแปรเปลี่ยนตั้งแต่ 400-3000 ต่อวัน นับว่ามีการกระจายมาก ทำให้ความหนาที่ออกแบบต้องต่างกันมากถึงแม้ว่า ADT จะเท่ากันก็ตามที่

ตามที่กล่าวมานี้ Asphalt Institute ก็ได้คิดแก้ไขปรับปรุงใหม่โดยอาศัยการศึกษาน้ำหนักของรถบรรทุกจากหลายๆรัฐในอเมริกา (47 รัฐเช่นเดิม)และได้เพิ่มข้อมูลจากรัฐต่างๆอีก 11 รัฐ จากปี 1964 - 1967 จากนั้นก็สร้างกราฟหา ITN(Initial Traffic Number) ซึ่งก็เหมือนกับค่า DTN ต่างกันก็ตรงที่ ITN คือจำนวน Equivalent Application ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์(EAL_{18}) ในปีแรกที่เปิดรับปริมาณการจราจรในช่องจราจรที่ออกแบบ กราฟที่ใช้หา ITN ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.12



* ITN value may require correction where the IDT of automobiles and light trucks is relatively high. See Figure III-2

รูปที่ 3.12 กราฟวิเคราะห์การจราจรอันใหม่ของ Asphalt Institute (1969)

หอสมุดกลาง จุฬาลงกรณมหาวิทยาลัย

วิธีการหา ITN (EAL_{18}) อันใหม่นี้ หาได้จาก Correlation ระหว่าง ITN(EAL_{18}) กับน้ำหนักพิกัดของเพลาเดี่ยว น้ำหนักโดยเฉลี่ยของรถบรรทุกหนักและจำนวนของรถบรรทุกหนัก ดังความสัมพันธ์ดังนี้

$$\log ITN = -10.68+3.40\log S+1.33\log W+1.05 \log N \quad (3.31)$$

โดยที่ S = น้ำหนักพิกัดของเพลาเดี่ยว,1000 ปอนด์

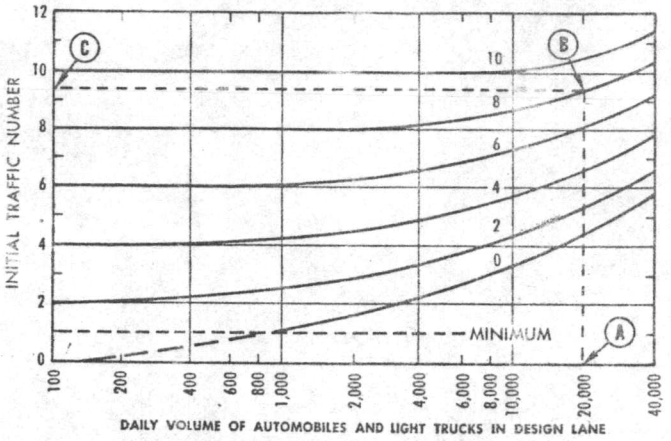
W = น้ำหนักเพลาเฉลี่ยของรถตั้งแต่ 2 เพลา (6ล้อ)ขึ้นไป,ปอนด์

N = จำนวนของรถบรรทุกหนัก

จากความสัมพันธ์ที่ได้นี้ มีข้อไม่ดีอยู่บ้างตรงที่ค่า ITN(EAL_{18}) เนื่องจากน้ำหนักพิกัดแต่ละรัฐก็ไม่เท่ากัน เช่น บางรัฐกำหนดน้ำหนักพิกัด 18 Kips แต่บางรัฐกำหนด 22.4 Kips ปริมาณการจราจรของถนนแต่ละสายและแต่ละชนิดย่อมแตกต่างกันมาก การกระจายน้ำหนักลงเพลาจึงแตกต่างกันด้วย อีกอย่างก็เป็นรถที่ใช้ในอเมริกาเท่านั้น

3.4.3 <u>ส่วนประกอบสำคัญที่ใช้ในการออกแบบถนน</u> จะยกมากล่าวเฉพาะที่เห็นว่าสำคัญเท่านั้น ส่วนรายละเอียดหาอ่านได้จากคู่มือการออกแบบของ Asphalt Institute คู่มือการพิมพ์ครั้งที่ 8 (1969)

<u>ITN (Initial Traffic Number)</u> คือค่าเฉลี่ยจำนวน Equivalent Application ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์ที่คาดการณ์เอาไว้ในช่องจราจรที่ออกแบบของปีแรกที่เปิดรับการจราจร ในกรณีค่า ITN มีค่าน้อยกว่า 10 และมีรถประเภทรถนั่งและรถบรรทุกเบาเป็นจำนวนมาก Asphalt Institute ก็แก้ค่า ITN ให้ถูกต้องจากรูปที่ 3.13



รูปที่ 3.13 กราฟที่ใช้ปรับค่า ITN ของคู่มือการออกแบบในการพิมพ์ครั้งที่ 8

กราฟที่ใช้ออกแบบความหนาจากรูปที่ 3.10 และ 3.11 นั้นนั้น ได้กำหนดอายุออกแบบ 20 ปีเป็นมาตรฐาน ส่วนการออกแบบที่อายุอื่นๆที่น้อยกว่าหรือมากกว่า 20 ปี ก็จำเป็นต้องปรับค่า จำนวน **Equivalent Application** ของน้ำหนักเพลาเดี่ยว 18,000 ปอนด์ ให้เป็นค่าที่ปรับ **ตาม**อายุที่เลือกออกแบบซึ่งค่าที่ปรับนี้หาได้โดยดูแค่า **ITN** จากตัวประกอบ **(Factor)** ในตารางที่ 3.6 ซึ่งก็คือค่า **DTN** ที่ปรับแล้ว และนำมาหาความหนาที่ต้องการจากรูปที่ 3.10 หรือ 3.11 ได้

ตารางที่3.6ตัวประกอบที่ใช้ปรับค่า ITN (ITN Adjustment Factor)

อายุที่ออกแบบ	อัตราการเพิ่มของปริมาณการจราจร, เปอร์เซนต์ (r)				
ปี (n)	2	4	6	8	10
1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
4	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23
6	0.32	0.33	0.35	0.37	0.39
8	0.43	0.46	0.50	0.53	0.57

อายุที่ออกแบบ ปี (n)	อัตราการเพิ่มของปริมาณการจราจร, เปอร์เซนต์				
	2	4	6	8	10
10	0.55	0.60	0.66	0.72	0.80
12	0.67	0.75	0.84	0.95	1.07
14	0.80	0.92	1.05	1.21	1.40
16	0.93	1.09	1.28	1.52	1.80
18	1.07	1.28	1.55	1.87	2.28
20	1.21	1.49	1.84	2.29	2.86
25	1.60	2.08	2.74	3.66	4.92
30	2.03	2.80	3.95	5.66	8.22
35	2.50	3.68	5.57	8.62	13.55

หมายเหตุ ตัวประกอบ = $(1+r)^{n} - 1 \ / 20r$

การใช้ Asphalt Base ชนิดอื่นแทน Asphalt Concrete Base

นอกจากที่จะใช้ Asphalt Concrete Base แล้ว เรายังสามารถเลือกใช้ Asphalt Base อย่างอื่นได้อีกเช่น Hot-Mix-Sand Asphalt Base, Liquid และ Emulsified Asphalt Base โดย Asphalt Institute ได้แนะนำให้เลือกใช้ความหนาต่ำสุด ของ Asphalt Concrete Surface ได้แสดงไว้ในตารางที่ 3.7

ตารางที่3.7 ความหนาของชั้นผิวที่ต้องการ (Surface Thickness Requirement)(2)

DTN	Hot-Mix Sand Asphalt (in)	Liquid/Emulsified Asphalt A (in)	B (in)
<10	2	2	3
$\geq 10 < 100$	3	3	4
≥ 100	4	4	5

A - ใช้เมื่อเลือกใช้ Asphalt Institute Type IV Aggregate Gradation

B - ใช้เมื่อเลือกใช้ Aggregate Gradation ชนิดอื่นที่ไม่ใช่ Type IV สำหรับ Type IV Aggregate Gradation และ Mix Design ดูตารางที่ 3.9 และ 3.10 ความหนาประสิทธิผลของ Asphalt Concrete Base เมื่อใช้ Hot Mix จะต้องคูณด้วย 1.3 และถ้าใช้ Liquid หรือ Emulsified Base จะต้องคูณด้วย 1.4

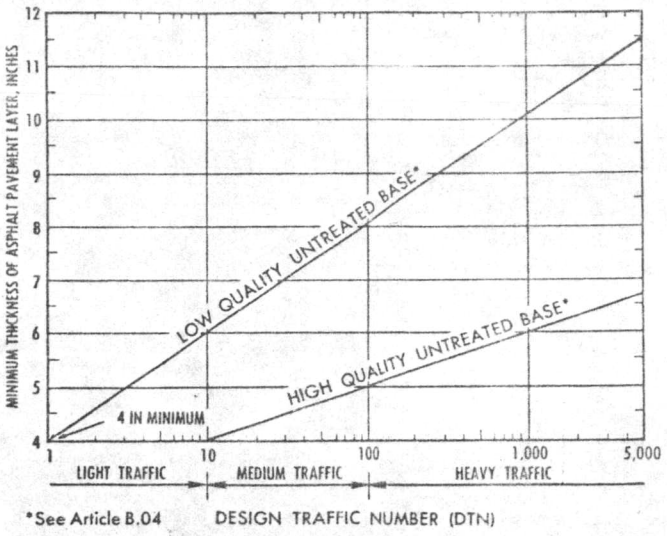
<u>การใช้ Untreated Granulur Base</u>

ถนนชนิด Full - Depth Asphalt นั้นสามารถสร้างโดยตรงบน Subgrade ที่เตรียมไว้ได้เลย แต่ถ้าในกรณีที่ต้องการชั้น Base เป็นพวก Untreated Granular Base แทนบางส่วนของ Full-Depth Asphalt แล้ว ก็ทำได้เช่นเดียวกัน

ความหนาต่ำสุดของ Asphalt Pavement หาได้จากกราฟรูปที่ 3.14 ส่วนที่เหลือจะเปลี่ยนเป็นพวก Untreated Granular Base ได้ โดยที่ Asphalt Institute ได้แนะนำให้ใช้ Substitution Ratio ในการประเมินค่าความหนาที่เปลี่ยนจากชั้นของ Asphalt ไปเป็นชั้นของ Untreated Granular Base ดังนี้

1) 2.0 นิ้ว คุณภาพดีของ Untreated Granular Base ต้องการทุกๆ 1 นิ้ว ของ Asphalt Concrete

2) 2.7 นิ้ว คุณภาพต่ำของ Untreated Granular Base ต้องการทุกๆ 1 นิ้ว ของ Asphalt Concrete



รูปที่ 3.14 กราฟแสดงความหนาต่ำสุดของ Asphalt concrete ที่อยู่เหนือชั้น Untreated Granular Base

นอกจากนี้แล้ว Asphalt Institute ยังได้กำหนดคุณภาพของ Untreated Base ตามตารางที่

ตารางที่ 3.8 ข้อกำหนดคุณภาพของ Untreated Base ที่ต้องการ[2]

การทดลอง		ค่าทดลองที่ต้องการ	
		คุณภาพต่ำ	คุณภาพสูง
CBR,	ต่ำสุดหรือ	20	100
R - value,	ต่ำสุด	55	80
Liquid Limit,	สูงสุด	25	25
Plasticity Index,	สูงสุด	6	NP
Sand Equivalent,	ต่ำสุด	25	50
Passing NO.200 Sieve,	สูงสุด	12	7

ตารางที่3.9 ส่วนประกอบของ Type IV Mixes (Dense Graded) (12)

Mix NO. Recommended use	IV a Surface	IV b Surface	IV c Surface or Binder	IV d Binder or Base
compacted Depth Recommended for individual courses	$\frac{3}{4}$ in-1$\frac{1}{2}$in	1 in-2 in	1$\frac{1}{2}$ in-2$\frac{1}{2}$in	2-in-3 in
Sieve Sizes (Square opening)	Percent Passing By Weight			
1$\frac{1}{2}$ in				100
1 in			100	80-100
$\frac{3}{4}$ in		100	80-100	70-90
$\frac{1}{2}$ in	100	80-100	-	-
$\frac{3}{8}$ in	80-100	70-90	60-80	55-75
#4	55-75	50-70	48-65	45-62
#8	35-50	35-50	35-50	25-50
#30	18-29	18-29	19-30	19-30
#50	13-23	13-23	13-23	13-23
#100	8-16	8-16	7-15	7-15
#200	4-10	4-10	0-8	0-8

ตารางที่ 3.14 แนะนำเกณฑ์กำหนดในการทดลองขีดจำกัด (Test Limit) (12)

Design Method	Heavy&very Heavy Traffic		Medium Traffic		Light Traffic	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Marshall No.of Compaction Blows,Each End of Specimen	75		50		35	
Stability,all mixtures	750	-	500	-	500	-
Flow,all mixtures	8	16	8	18	8	20
% Voids Total Mix						
Surface or Leveling	3	5	3	5	3	5
Sand or stone sheet	3	8	3	8	3	8
Binder or Base	3	8	3	8	3	8
% Aggregate Void Filled						
Surface or Leveling	75	82	75	85	75	85
Sand or stone sheet	65	72	65	75	65	75
Binder or Base	65	72	65	75	65	75
Hubbard-Field original Method						
Stability,lbs	2000	-	1200	2000	1200	2000
% void Total Mix	2	5	2	5	2	5

Design Method	Heavy&very Heavy Traffic		Medium Traffic		Light Traffic	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Hveem Stabilometer	35	-	35	-	30	-
Cohesiometer	50	-	50	-	50	-
Swell,inches	-	0.03	-	0.03	-	0.03
% void	4	-	4	-	4	-

หมายเหตุ

Normal Asphalt Content 3.5-7.0% By weight of Total Mix.

Upper Limit May Be Raised When Using Absorptive Aggregate

Traffic Limitation; None

Surface Texture: Medium To Fine

Aggregate Required: Hard,Angular Crush Stone, Gravel, Slag And Fine Aggregate

3.5 สรุป

จากที่กล่าวมาทั้งหมดนี้จึงเห็นได้ว่าความสัมพันธ์ที่ใช้ในการออกแบบความหนานั้นได้มาจาก Mathematical Model โดยใช้ Regression Analysis ประเมินหาสูตรสัมพันธ์ที่ใช้ในการออกแบบจากข้อมูลของ AASHO Road Test, WASHO Road Test และ British Test Road ซึ่งเป็นสูตรสัมพันธ์ที่ใช้มาจนถึงปัจจุบัน

- - - - - - - - - - - - - - -