

## บทที่ 2

### ทฤษฎีและผลงานการวิจัยในอดีต

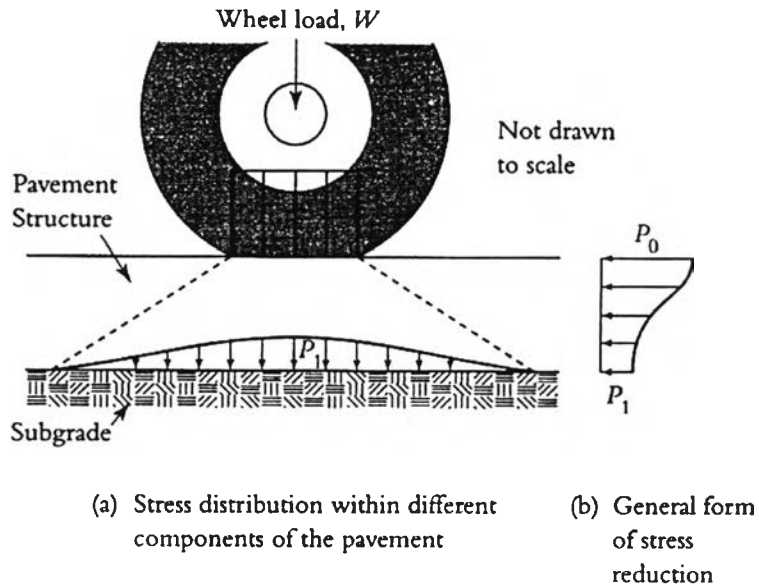
#### 2.1 การออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางด้วยวิธี Analytical

การออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางมีวิธีการออกแบบอยู่ 2 วิธีคือ การออกแบบวิธี Empirical และ Analytical การออกแบบในวิธี Empirical จะใช้ข้อมูลจากผลการออกแบบเก่าๆ และการทดสอบคุณสมบัติเบื้องต้นของวัสดุในห้องทดลอง ควบคู่กับข้อมูลจากถนนทดลองในสนามมา กำหนดสูตรเพื่อจัดสร้าง Design Chart ที่จะใช้ในการออกแบบความหนาของโครงสร้างถนน จะเห็นว่าการเปรียบเทียบของการออกแบบตามวิธีนี้คือออกแบบได้ง่ายและรวดเร็ว โดยใช้ตัวแปรสำหรับการออกแบบที่ทดสอบได้ง่าย ได้แก่ ค่า CBR ของชั้น Subgrade และค่าปริมาณจราจร แต่เนื่องจาก Chart ที่ใช้สำหรับการออกแบบมาจากสภาพแวดล้อม และวัสดุตามที่คุณพัฒนา Chart กำหนดเท่านั้น ถ้าหากวัสดุ และสภาพแวดล้อมของถนนที่จะก่อสร้างแตกต่างจากสภาพที่คุณพัฒนา Design Chart ได้ทำไว้ก็จะทำให้เกิดความคลาดเคลื่อนในการออกแบบสูงมาก ดังนั้นหากต้องการใช้วัสดุที่มีคุณภาพแตกต่างกันออกไปก็จะไม่สามารถใช้การออกแบบตามวิธี Empirical ได้อีกต่อไป จึงได้มีการพัฒนาวิธีการออกแบบใหม่ขึ้นมา เรียกว่าการออกแบบวิธี Analytical ซึ่งวิธีดังกล่าวนี้เป็นการออกแบบโครงสร้างชั้นทางในลักษณะของการวิเคราะห์ค่า Stress , Strain และ Deflection ที่เกิดขึ้นในชั้นทางเปรียบเทียบกับค่าวิกฤตที่ยอมให้เกิดได้ในวัสดุชั้นทางแต่ละประเภท ก็จะสามารถกำหนดจำนวนเที่ยวของน้ำหนักรถที่สามารถผ่านไปมาบนถนน และสามารถกำหนดอายุการใช้งานของถนนจากข้อมูลประมาณการจราจรได้ การออกแบบตามวิธีนี้สามารถประยุกต์ใช้กับถนนที่ต้องการใช้วัสดุที่แตกต่างจากมาตรฐานได้เป็นอย่างดี ทำให้สามารถใช้ออกแบบกับวัสดุท้องถิ่นซึ่งมีคุณภาพต่ำกว่ามาตรฐาน หรือวัสดุที่มีการปรับปรุงคุณภาพแล้ววัสดุมีคุณภาพสูงกว่ามาตรฐานได้ ทำให้เป็นประโยชน์ต่อการนำไปใช้งานอย่างมาก แต่การออกแบบตามวิธีนี้มีข้อจำกัดที่สำคัญคือ การทดลองหาค่า Design Parameter สามารถทำได้ยาก ได้แก่ค่า Resilient Modulus ( $M_r$ ) และ Poisson's Ratio ( $\mu$ ) นอกจากนี้ข้อจำกัดอีกประการคือต้องใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ช่วยในการคำนวณค่า Stress , Strain และ Deflection ที่เกิดขึ้นในชั้นทาง ซึ่งไม่สามารถคำนวณด้วยมือได้

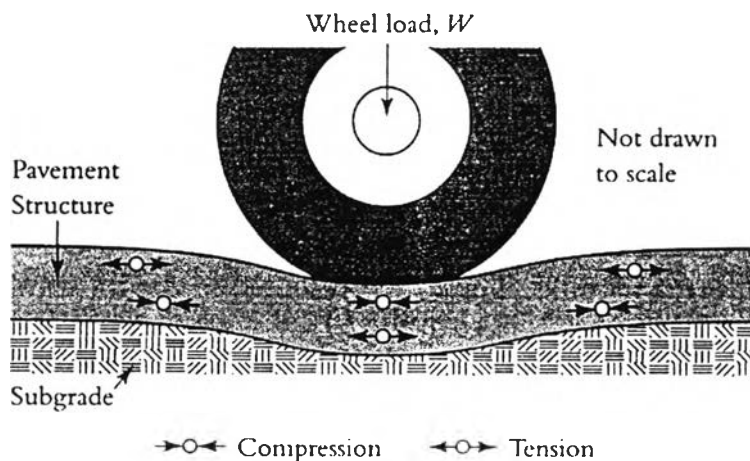
##### 2.1.1 สมมติฐานของการออกแบบตามวิธี Analytical

ในการวิเคราะห์โครงสร้างของถนนลาดยางโดยวิธี Analytical จะพิจารณาให้โครงสร้างชั้นทางประกอบด้วยชั้นต่างๆหลายชั้น (Multilayered Elastic System) ซึ่งสมมติฐานคือ โครงสร้างของถนนลาดยางประกอบด้วยชั้นต่างๆ ที่มีความหนาวางทับอยู่บนชั้น Subgrade ที่มีความลึกอนันต์ วัสดุทุก

ชั้นที่วางตัวบนชั้น Subgrade ถือว่าเป็นวัสดุเนื้อเดียวกัน และวัสดุทุกชั้นที่วางตัวบนชั้น Subgrade ถือว่าเป็นวัสดุหยุ่นตัว น้ำหนักบรรทุกจากล้อรถ ( $W$ ) จะถ่ายลงสู่ผิวถนนตรงผิวสัมผัสระหว่างยางและผิวถนนเป็นลักษณะยูนิฟอร์ม ( $P_0$ ) และ Stress จะกระจายผ่านโครงสร้างถนนลงสู่ Subgrade โดยจะมีค่าน้ำหนักกดมากที่สุดตรงกลางเท่ากับ  $P_1$  ดังรูปที่ 2.1 และน้ำหนักล้อ  $W$  ที่กดทับบนผิวทางจะทำให้โครงสร้างทางแอ่นตัว เกิดแรงอัด (Compression) และแรงดึง (Tension) ในโครงสร้างทาง ตามรูปที่ 2.2



รูปที่ 2.1 การกระจายน้ำหนักจากล้อผ่านโครงสร้างถนนลาดยาง  
ที่มา : Asphalt Institute (1991)



รูปที่ 2.2 การแอ่นตัวของโครงสร้างทางภายใต้ น้ำหนักล้อรถ  
ที่มา : Asphalt Institute (1991)

## 2.2 วัสดุท้องถิ่นดินลูกรังในประเทศไทย

ดินลูกรังเป็นวัสดุท้องถิ่นที่หาได้ง่ายในภาคตะวันออกของประเทศไทย ลักษณะของดินลูกรังจะไม่แตกเป็นเม็ดละเอียดเมื่อถูกน้ำ หรือความชื้นในอากาศ โดยทั่วไปจะพบชั้นดินลูกรังอยู่ลึกจากผิวดินไม่มากนัก ที่ความลึก 0.3 – 1.8 เมตร และจะพบชั้นดินลูกรังที่ความลึกไม่เกิน 3 เมตร ดินลูกรังส่วนใหญ่มักจะมีสีแดง และจะมีสีแดงเข้ม หรือสีแดงอ่อนขึ้นอยู่กับปริมาณน้ำที่เป็นส่วนประกอบของออกไซด์ของเหล็ก อลูมินัม ไททาเนียม และแมงกานีส

ประเทศไทยมีภูมิอากาศร้อนชื้น มีฤดูร้อนและฤดูฝนสลับกันเป็นระยะเวลายาวนาน สภาพภูมิอากาศเช่นนี้เหมาะแก่การกำเนิดดินลูกรังเป็นอย่างยิ่ง หินต้นกำเนิดดินลูกรังส่วนใหญ่เป็นหินทราย หินบะซอลต์และหินดินดาน นอกจากนี้ในประเทศไทยมีการศึกษาวิจัยลักษณะการเกิดและคุณสมบัติของดินลูกรังพอสมควรซึ่งมีดังนี้

Vallerga และ Rananand (1969 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และ วุฒิชัย วัชรวิเชียรติ 2528) ดินลูกรังที่พบในประเทศไทยส่วนมากจะประกอบด้วยกรวด ทราย ดินตะกอน และดินเหนียวที่มีออกไซด์ของเหล็กปนอยู่ในปริมาณสูง ลูกรังที่จับเป็นก้อนใหญ่ไม่ค่อยจะพบบ่อยนัก ความแข็งแรงของเม็ดดินลูกรังอาจจะเพิ่มขึ้นได้ภายหลังจากการชุบขึ้นมาแล้วตากไว้กลางแจ้งเพื่อให้เกิดปฏิกิริยาทางเคมีกับออกซิเจนในอากาศ การที่ดินลูกรังเปียกและแห้งสลับกัน จะช่วยให้ออกซิเจนแทรกซึมเข้าไปในเม็ดดินทำให้ ปฏิกิริยาเกิดต่อเนื่องกันทำให้เม็ดดินแข็งแรงขึ้น สภาพที่เหมาะสมในการเกิดดินลูกรังในประเทศไทยมีดังต่อไปนี้

1. ดินหรือหินต้นกำเนิด มีแร่เหล็กหรืออลูมิเนียมผสมอย่างน้อยร้อยละ 1-2
2. มีการซึมผ่านของน้ำได้ดี ทั้งมีการไหลเวียนของน้ำทั้งแนวตั้งและแนวราบ
3. สภาพของดินและน้ำมีฤทธิ์เป็นกรด

นอกจากนั้นการศึกษาพบว่าค่า CBR ของดินลูกรังจะเปลี่ยนแปลงอย่างมากจาก 1-78 % ส่วนค่ากำลังรับแรงอัดของดินลูกรังบดอัดที่ความชื้นสูงสุดจะมีค่าตั้งแต่ 40-150 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว

Morrison (1965 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และ วุฒิชัย วัชรวิเชียรติ 2528) ได้รายงานค่าคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของดินลูกรังจากแหล่งต่างๆ 57 แหล่ง ในประเทศไทยดังแสดงไว้ในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 คุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมของดินลูกรังในประเทศไทย

คุณสมบัติ	ค่าต่ำสุด	ค่าสูงสุด
ส่วนผ่านตะแกรงเบอร์200 (%)	0	66
ขีดพิกัดเหลว (%)	18	97
ดัชนีพลาสติก (%)	NP	51
กลุ่มดินตาม AASHTO	A-1-a	A-7-6
Group Index	0	10
ความถ่วงจำเพาะ	2.59	3.20
ความหนาแน่นแห้งสูงสุด (ปอนด์/ลบ.ฟุต)	118.0	114.5
ความชื้นที่ความหนาแน่นแห้งสูงสุด (%)	7.0	13.4
CBR (%)	7.0	60.0
การบวมตัว (%)	0.1	55.0
Percentage of wear (%)	20.0	60.0

ที่มา : Morrison (1965)

Brand และ Hongnoi (1969 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และ วุฒิชัย วัชวุฒิกเกียรติ 2528) ได้แสดงให้เห็นว่าวิธีการที่แตกต่างกันในการเตรียมตัวอย่างดินลูกรังเพื่อใช้ในการทดลองจะมีผลทำให้คุณลักษณะของการบดอัด และกำลังของตัวอย่างแตกต่างกันออกไป การทำให้ตัวอย่างอบแห้งก่อนนำไปบดอัดจะทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุดเพิ่มขึ้นและค่าความชื้นที่ความหนาแน่นแห้งสูงสุดลดลง นอกจากนี้ยังพบว่ากำลังเฉือน และกำลังแบกทานของดินจะเปลี่ยนแปลงไปด้วย แต่มีแนวโน้มที่ไม่เด่นชัด

Muktabhant และ Ongskul (1969 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และ วุฒิชัย วัชวุฒิกเกียรติ 2528) ได้ศึกษาคุณลักษณะการบดอัดและค่า CBR ของดินลูกรังผสมทรายตามปริมาณทรายต่างๆกัน พบว่าขีดจำกัดอัตราเบอร์กจะลดลงและมีความสัมพันธ์เป็นแนวเส้นตรงกับปริมาณร้อยละของทรายที่ใช้ผสม

วุฒิชัย วัชวุฒิกเกียรติ (2526) ทำการศึกษาคุณสมบัติของดินลูกรังจากแหล่งต่างๆ ในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย พบว่าดินลูกรังส่วนใหญ่จัดอยู่ในกลุ่ม A-2 ตามการจำแนกดินของ AASHTO ซึ่งเป็นกรวดปนดินตะกอนหรือกรวดปนดินเหนียวและทราย (Silty or Clayey Gravel) ซึ่งถือว่าเป็นวัสดุที่มีคุณภาพดีสำหรับใช้เป็นฐานของถนน และหากจำแนกตามระบบ Unified Soil จะได้เป็นประเภทกรวด (G) และทราย (S) ส่วนประกอบของดินลูกรังส่วนใหญ่ประกอบด้วย เคโอลิไนต์

ปริมาณมากและอิลไลทปริมาณพอสมควร นอกจากนี้อาจพบมอนต์โมริไลต์ เวอร์มิคิวไลต์ คลอไรด์ เกอไทต์ และควออร์ตซ์ปนอยู่ด้วย ปัญหาที่พบสำหรับดินลูกรังในภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทย คือความเหนียว มากกว่าคุณสมบัติอื่นๆ ซึ่งทำให้ Liquid Limit และ Plasticity Index ไม่อยู่ในเกณฑ์ข้อกำหนด

วรศักดิ์ ต้นติวนิช และสมหวัง ช่างสุวรรณ (2538) ได้ทำการสำรวจธรณีวิทยา และรวบรวมแหล่งดินลูกรังที่กำลังถูกเปิดไปใช้งานบริเวณภาคตะวันออกเฉียงเหนือของประเทศไทยจำนวนทั้งสิ้น 40 แห่ง โดยแบ่งตามพื้นที่ควบคุมของแขวงทางต่างๆ ในสังกัดสำนักงานทางหลวงที่ 12 (ชลบุรี) พบว่าชั้นดินลูกรังที่พบจะมีความหนาเฉลี่ยประมาณ 1.40-2.00 เมตร ค่า Liquid Limit และ Plasticity Index ของดินลูกรังส่วนมากจะสูงกว่าค่าขีดจำกัดที่กรมทางหลวงกำหนดไว้ จากการศึกษาภาพถ่ายทางอากาศ และแผนที่ภูมิประเทศทางธรณีวิทยา พบว่าแหล่งดินลูกรัง หรือหินผุหลายแหล่งเกิดอยู่ในบริเวณพื้นที่ป่าสงวนแห่งชาติ หรืออุทยานแห่งชาติทำให้ไม่สามารถดำเนินการตัดขนานเอาไปใช้ได้

ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และ วุฒิชัย วัชวุฒิกเกียรติ (2528) กล่าวว่าดินลูกรังในประเทศไทยมีความคงทนเพียงพอที่จะใช้ทำชั้นพื้นทางและรองพื้นทางของถนนที่มีปริมาณจราจรน้อยถึงสูงปานกลางได้เป็นอย่างดี นอกจากนี้ยังสามารถใช้เป็นชั้นผิวทางชั่วคราวของถนนที่ไม่ได้ลาดยางได้ดีอีกด้วย ผลการทดลองยังแสดงอีกด้วยว่าค่า Atterberg Limits ของดินลูกรังในประเทศไทยจะสูงกว่าที่กำหนดไว้ในมาตรฐานของกรมทางหลวง

### 2.3 มาตรฐานของวัสดุท้องถิ่นที่นำมาใช้เป็นชั้นรองพื้นทางของถนนชนบท

ในการนำวัสดุมาใช้เป็นชั้นรองพื้นทางของถนนจะต้องมีการตรวจสอบคุณภาพของวัสดุเปรียบเทียบกับมาตรฐานงานชั้นรองพื้นทางที่มีอยู่ว่าได้มาตรฐานหรือไม่เสียก่อน จึงจะสามารถนำมาใช้ในการก่อสร้างได้

มาตรฐานงานชั้นรองพื้นทางได้มีการพัฒนาจากหลายหน่วยงานเพื่อหลีกเลี่ยงการพังทลายของถนน แต่ที่นิยมนำมาใช้ในงานก่อสร้างในประเทศไทยได้แก่มาตรฐานของกรมทางหลวง

#### 2.3.1 มาตรฐานของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย

กรมทางหลวงได้กำหนดคุณสมบัติของวัสดุที่จะใช้เป็นชั้นรองพื้นทางของถนนไว้ดังต่อไปนี้

คือ

ค่า Liquid Limit (L.L.)  $\leq 35$

ค่า Plasticity Index (P.I.)  $\leq 11$

Los Angeles Abrasion (L.A.A.)  $\leq 60$

Lab Soaked C.B.R.  $\geq 25$

ขนาดคละของเม็ดวัสดุที่จะใช้เป็นชั้นรองพื้นทางให้เป็นไปตามตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 ขนาดคละของวัสดุสำหรับรองพื้นทางตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย

ขนาดช่องตะแกรง	ผ่านตะแกรง (ร้อยละ)				
	เกรด A	เกรด B	เกรด C	เกรด D	เกรด E
2"	100	100	-	-	-
1"	-	-	100	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-
No. 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100
No. 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50
No. 200	2-8	5-20	5-15	5-20	6-20

อย่างไรก็ตามข้อกำหนดของกรมทางหลวงนี้เหมาะสำหรับ crushed rock ซึ่งใช้ในโครงสร้างถนนมาตรฐานสูง ดังนั้นหากต้องการที่จะนำวัสดุท้องถิ่นลูกรังซึ่งมีอยู่มากในประเทศไทยมาใช้ในการก่อสร้างถนนชนบทที่มีปริมาณจราจรน้อยถึงปานกลางอย่างมีประสิทธิภาพ จะต้องมีการปรับปรุงข้อกำหนดเสียก่อน โดยจะทำการเปรียบเทียบกับมาตรฐานในต่างประเทศที่มีคุณภาพของวัสดุใกล้เคียงกับประเทศไทยดังต่อไปนี้

### 2.3.2 ข้อกำหนดของสถาบันวิจัยการก่อสร้างและการทางแห่งประเทศไทย

ในการออกแบบถนนในประเทศกานา Lyon Associates (1971 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกร ฤกษ์ 2528) ได้รายงานว่าการทางสถาบันวิจัยการก่อสร้างและการทางแห่งประเทศไทยได้ใช้ค่า CBR เป็นเกณฑ์ในการกำหนดคุณสมบัติของลูกรังที่ใช้เป็นรองพื้นทางซึ่งได้แสดงไว้ดังตารางที่ 2.3 และตารางที่ 2.4

ตารางที่ 2.3 คุณสมบัติของดินลูกรังสำหรับรองพื้นทางของถนนในประเทศกานา

AASHTO Soil Group	CBR	PI	LL	ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 (ร้อยละ)
A-1 ถึง A-6	> 20	≤ 25	≤ 40	≤ 40

ที่มา : Lyon Associates (1971)

ตารางที่ 2.4 ขนาดคละของดินลูกรังสำหรับรองพื้นทางของถนนในประเทศกานา

ขนาดช่องตะแกรง	ผ่านตะแกรง (ร้อยละ)
2"	-
1(1/2)"	100
3/4"	85-100
3/8"	70-95
No. 4	55-76
No. 8	40-75
No. 30	34-48
No. 200	25-42

ที่มา : Lyon Associates (1971)

### 2.3.3 ข้อกำหนดของกรมทางหลวงแห่งประเทศไทย

กรมทางหลวงแห่งประเทศไทย (DNER) (1971 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ 2528) ได้กำหนดคุณสมบัติของวัสดุชั้นรองพื้นทางของถนนในประเทศไทยซึ่งสามารถแสดงดังตารางที่ 2.5 และ ตารางที่ 2.6

ตารางที่ 2.5 ขนาดคละของวัสดุสำหรับรองพื้นทางของถนนในประเทศบราซิล

ขนาดช่องตะแกรง	ผ่านตะแกรง (ร้อยละ)			
	เกรด A	เกรด B	เกรด C	เกรด D
2"	100	100	-	-
1"	-	25-90	100	100
3/8"	30-65	40-65	50-85	60-100
No. 4	25-55	30-60	35-65	50-85
No. 10	15-40	20-45	25-50	40-70
No. 40	8-20	15-30	15-30	25-45
No. 200	2-8	5-15	5-15	5-20

ที่มา : DNER (1971)

ตารางที่ 2.6 คุณสมบัติของวัสดุสำหรับรองพื้นทางของถนนในประเทศบราซิล

คุณสมบัติ	ปริมาณจรรยาน้อย
CBR (%)	$\geq 20$
LL	40
PI	12
LAA (%)	$< 65$
Swell (%)	$< 0.2$

ที่มา : DNER (1971)

### 2.3.4 ข้อกำหนดของประเทศแองโกล่า

Krinitzsky และคณะ (1976 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ 2528) ได้แสดงคุณสมบัติของดินลูกรังที่ใช้เป็นรองพื้นทางของถนนในประเทศแองโกล่าดังต่อไปนี้

$$\text{LAA} < 60\%$$

$$\text{LL} \leq 40$$

$$\text{PI} \leq 15$$

$$\text{Swell} \leq 10\%$$



ส่วนขนาดคละของดินลูกรังที่ใช้ก่อสร้างพื้นทาง และรองพื้นทางของถนนในประเทศแองโกล่า ทวีปแอฟริกา ได้ใช้ตามข้อกำหนดของ AASHTO ดังตารางที่ 2.7

ตารางที่ 2.7 ขนาดคละของดินลูกรังสำหรับรองพื้นทางของถนนในประเทศแองโกล่า

ขนาดช่องตะแกรง	ผ่านตะแกรง (ร้อยละ)					
	เกรด A	เกรด B	เกรด C	เกรด D	เกรด E	เกรด F
2"	100	-	-	-	-	-
1"	-	75-95	100	100	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-
No. 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
No. 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
No. 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
No. 200	2-8	5-20	5-15	5-20	6-20	8-25

ที่มา : Krinitzsky และคณะ (1976)

นอกจากที่กล่าวมาแล้ว ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2528) ได้เสนอแนะข้อกำหนดใหม่สำหรับวัสดุท้องถิ่นที่นำมาใช้เป็นชั้นรองพื้นทางของถนนชนบทที่มีปริมาณการจราจรน้อยถึงสูงปานกลาง โดยพิจารณาจากผลการวิจัยดินลูกรังในประเทศไทย ควบคู่กับข้อกำหนดของการก่อสร้างถนนที่ใช้ดินลูกรังก่อสร้างถนนบางสายในภาคตะวันออกเฉียงเหนือ ดังแสดงได้ในตารางที่ 2.8

ตารางที่ 2.8 ข้อกำหนดมาตรฐานวัสดุท้องถิ่นที่ใช้ทำชั้นรองพื้นทางของถนนที่มีปริมาณการจราจรน้อยถึงสูงปานกลาง

ขนาดช่องตะแกรง	ผ่านตะแกรง (ร้อยละ)				
	เกรด A	เกรด B	เกรด C	เกรด D	เกรด E
2"	100	100	-	-	-
1"	-	-	100	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-
No. 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100
No. 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50
No. 200	2-10	5-25	5-18	5-25	6-25

ที่มา : ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ (2528)

และได้กำหนดให้	$LL \leq 38$
	$PI \leq 15$
	Soaked CBR $\geq 15$ (สำหรับปริมาณจราจรน้อย)
	Soaked CBR $\geq 20$ (สำหรับปริมาณจราจรสูงปานกลาง)
	LAA $\leq 60$

สำหรับเกณฑ์มาตรฐานจะยึดถือข้อกำหนดนี้เป็นหลักเนื่องจากได้พิจารณาผลการวิจัยดินลูกรังในประเทศไทยเป็นอย่างดี นอกจากนี้ข้อกำหนดนี้ได้สอดคล้องกับข้อกำหนดการใช้ดินลูกรังในการก่อสร้างรองพื้นทางของถนนในต่างประเทศดังที่ได้กล่าวไว้แล้วอีกด้วย

#### 2.4 เกณฑ์ในการคัดเลือกวัสดุเป็นชั้นรองพื้นทางเพื่อออกแบบตามวิธี Analytical

การทดลองในขั้นนี้เป็นการทดลองขั้นการตรวจสอบ เพื่อตรวจสอบว่าวัสดุมีคุณสมบัติเหมาะสมที่นำวัสดุท้องถิ่นมาใช้เป็นชั้นรองพื้นทางโดยใช้วิธีการออกแบบโดยวิธี Analytical ได้หรือไม่ โดยสามารถพิจารณาเปรียบเทียบกับข้อกำหนดมาตรฐานวัสดุที่ใช้ทำชั้นรองพื้นทางของถนนของหน่วยงานต่างๆ ซึ่งได้ทำการเปรียบเทียบคุณสมบัติ 4 เรื่องด้วยกันได้แก่ ขนาดคละ (Gradation) ปริมาณส่วนละเอียด (Fine Content) ความแข็ง (Hardness) และ ค่า California Bearing Ratio (CBR) โดยการทดสอบเหล่านี้จะมีความสำคัญดังต่อไปนี้

- 1) ขนาดคละ (Gradation) สามารถทำการทดสอบโดยวิธี Sieve Analysis มีความสำคัญคือให้ความแข็งแรงในชั้นรองพื้นทาง วัสดุที่แน่นมากก็จะมี ความแข็งแรงมาก
- 2) ปริมาณส่วนละเอียด (Fine Content) ทำการทดสอบโดยการหาค่า Atterberg Limits มีความสำคัญคือควบคุมความแข็งแรงในชั้นรองพื้นทาง และช่วยควบคุมการระบายน้ำในชั้นรองพื้นทาง เพราะส่วนละเอียดที่มากเกินไปจะเข้าไปอยู่ในช่องว่างเม็ดดิน และจะลดความสามารถในการซึมได้อย่างมาก ทำให้ชั้นดินคั่นทางลดความแข็งแรง รับน้ำหนักได้ต่ำ มีผลทำให้ถนนชำรุดเสียหายอย่างรวดเร็ว นอกจากนี้ยังมีความสำคัญในการควบคุมการพองตัวของวัสดุอีกด้วย
- 3) ความแข็ง (Hardness) ทำการทดสอบโดยวิธี Los Angeles Abrasion มีความสำคัญคือแสดงให้เห็นถึงความแข็งแรงของวัสดุ
- 4) ค่า CBR การทดสอบ CBR นี้จะใช้สำหรับการทดสอบกำลังของวัสดุ และการพองตัว

จากที่ได้กล่าวในข้างต้นจะเห็นว่าคุณสมบัติในส่วนของ ขนาดคละ (Gradation) ความแข็ง (Hardness) และ ค่า CBR จะให้ผลไปในทางเดียวกันคือ ควบคุมความแข็งแรงของวัสดุที่นำมาใช้งาน

การออกแบบโครงสร้างถนนโดยวิธี Analytical จะพิจารณาถึงความสามารถในการรับน้ำหนักจริงๆของวัสดุชนิดนั้นๆ ถ้าหากวัสดุมีความแข็งแรงน้อยก็สามารถที่จะออกแบบให้มีความหนากว่าปกติเพื่อให้โครงสร้างถนนสามารถรับน้ำหนักได้อย่างปลอดภัย ดังนั้นการออกแบบถนนโดยวิธี Analytical นี้จึงสามารถนำวัสดุท้องถิ่นที่มีคุณสมบัติไม่ได้มาตรฐานมาใช้ในการก่อสร้างได้เป็นอย่างดี

อย่างไรก็ตามการออกแบบตามวิธี Analytical นี้จะต้องควบคุมปริมาณส่วนละเอียด (Fine Content) เนื่องจากต้องควบคุมความสามารถในการระบายน้ำและการพองตัวของวัสดุ ดังนั้นการควบคุมปริมาณส่วนละเอียดจึงเป็นเกณฑ์ในการคัดเลือกวัสดุ โดยต้องควบคุมให้ต่ำสุดเพื่อให้แน่ใจว่าชั้นรองพื้นทางนี้จะระบายน้ำได้อย่างอิสระ

จากที่ได้กล่าวมาจึงสรุปได้ว่า การทดสอบที่จะใช้เป็นเกณฑ์ในการคัดเลือกวัสดุ ได้แก่การทดสอบหาปริมาณส่วนละเอียด (Fine Content) ซึ่งทำการทดสอบโดยการหาค่า Atterberg Limits โดยจะต้องทำการทดสอบให้ผ่านข้อกำหนดมาตรฐานวัสดุท้องถิ่นสำหรับชั้นรองพื้นทาง

## 2.5 ค่า Resilient Modulus ของวัสดุก่อสร้างทาง

ในการออกแบบชั้นทางของถนนลาดยางตามวิธี Analytical จะต้องทราบถึงพฤติกรรมของวัสดุภายใต้การจราจรที่เคลื่อนที่บนผิวทาง ความเค้นที่เกิดขึ้นต่อวัสดุในโครงสร้างชั้นทางเมื่อมี ยวดยานเคลื่อนที่ผ่านไปมาบนผิวจราจรค่อนข้างซับซ้อน และมีค่าแปรเปลี่ยนไม่คงที่ รูปที่ 2.3 แสดงถึงความเค้นที่กระทำต่อเม็ดดินในโครงสร้างชั้นทางตามระยะห่างจากแนวล้อรถ ซึ่งความเค้นที่เกิดขึ้นจะประกอบไปด้วยความเค้นในแนวตั้ง ความเค้นในแนวราบ และความเค้นเฉือน พฤติกรรมการทรุดตัวภายใต้น้ำหนักจราจรสามารถแสดงได้โดยค่า Recoverable (Resilient) deformation และค่า Residual (Permanent) deformation ดังแสดงในรูปที่ 2.4 โดยในช่วงเริ่มต้นที่มีน้ำหนักกระทำค่า Strain ที่เกิดขึ้นยังไม่คงที่ซึ่งค่า Plastic Strain ที่เกิดขึ้นจะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ แต่เมื่อน้ำหนักกระทำซ้ำเพิ่มมากขึ้นค่า Plastic Strain ที่เกิดจากน้ำหนักกระทำแต่ละครั้งจะลดลง และได้พบว่าหลังจากการกระทำซ้ำ 100-200 รอบ ค่า Strain ที่เกิดขึ้นทั้งหมดจะเป็น Recoverable Strain,  $\epsilon_r$

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่พิจารณาจากการคืนตัวของวัสดุ ภายใต้น้ำหนักกระทำซ้ำที่ได้กล่าวมาข้างต้นเรียกว่า ค่า Resilient Modulus ( $M_r$ ) ซึ่งค่า  $M_r$  นี้คือ Elastic Modulus ที่เป็นไปตามทฤษฎี

Elastic โดยที่วัสดุที่ทำการทดสอบจะสามารถพิจารณาเป็น Elastic ได้ถ้าพิจารณาว่า น้ำหนักกระทำมีขนาดไม่มากนักเมื่อเทียบกับกำลังของวัสดุ วัสดุถูกกระทำโดยน้ำหนักกระทำซ้ำเป็นจำนวนมากครั้ง และการหลุดตัวภายใต้น้ำหนักกระทำแต่ละครั้งค่อนข้างมีการคืนตัวอย่างสมบูรณ์ ซึ่งค่า  $M_r$  สามารถแสดงความสัมพันธ์ได้ดังนี้

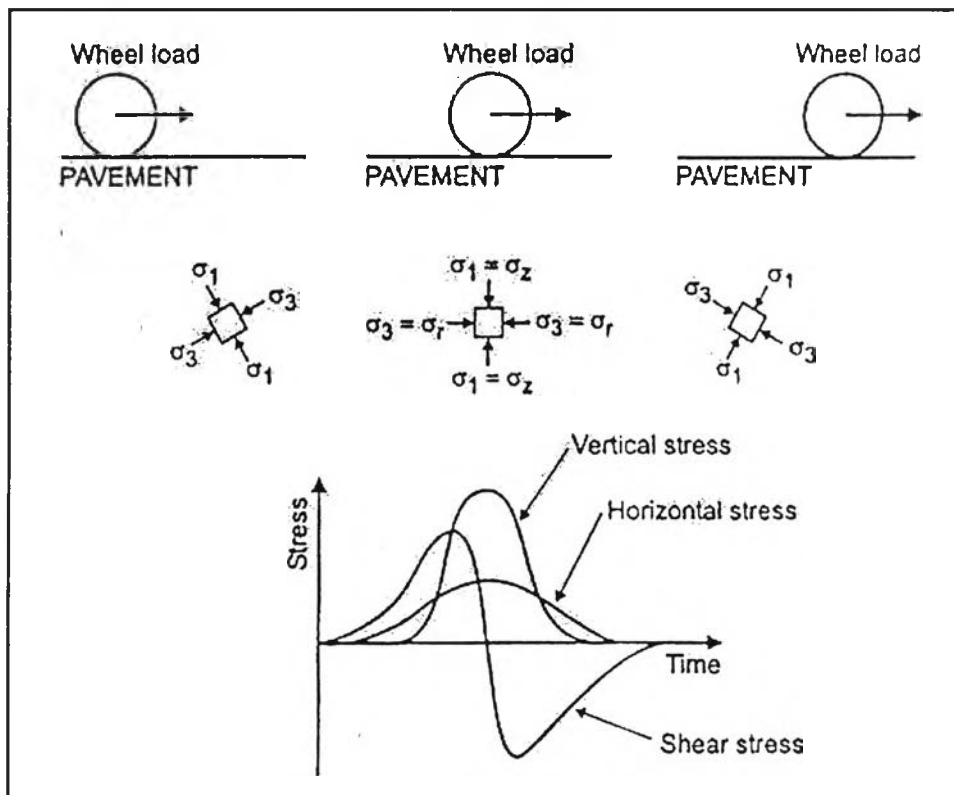
$$M_r = \sigma_d / \epsilon_r \quad (2.1)$$

เมื่อ  $\sigma_d$  = Deviator Stress =  $\sigma_1 - \sigma_3$

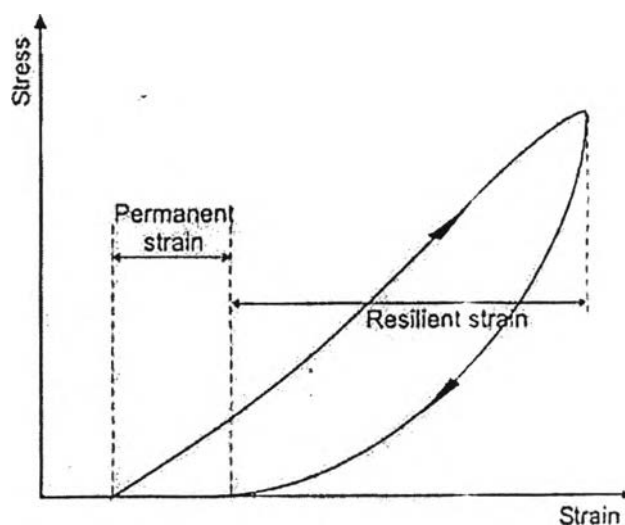
$\sigma_1$  = Total Axial Stress

$\sigma_3$  = Confining Pressure

$\epsilon_r$  = Recoverable Strain



รูปที่ 2.3 ความเค้นที่เกิดขึ้นขณะยานเคลื่อนที่บนผิวทาง  
ที่มา : Lekarp , Isacsson และ Dawson (2000)



รูปที่ 2.4 ลักษณะ Strain ที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักกระทำซ้ำ  
ที่มา : Lekarp , Isacsson และ Dawson (2000)

## 2.6 คุณสมบัติของวัสดุชั้นทางเพื่อการออกแบบด้วยวิธี Analytical

แบ่งการพิจารณาวัสดุชั้นทางต่างๆ เพื่อหาค่าตัวแปรสำหรับการออกแบบได้ดังต่อไปนี้ คือ ผิวทางแอสฟัลท์คอนกรีต พื้นทางดินซีเมนต์ รองพื้นทางวัสดุประเภท Granular และชั้นดิน Subgrade ซึ่งรายละเอียดของวัสดุแต่ละประเภทมีดังต่อไปนี้

### 2.6.1 วัสดุแอสฟัลท์

Paterson (1978 อ้างถึงใน ดิเรก ลาวณิชย์ศิริ 2540) จาก South Africa National Institute of transport and Road Research ได้แนะนำค่า Stiffness Modulus ของแอสฟัลท์คอนกรีตชนิดต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 2.9

ตารางที่ 2.9 การประมาณค่า Stiffness ของ Bituminous Mixtures ขณะความเร็วและอุณหภูมิของถนนต่างๆกัน

Operating Speed (km/h)	Depth Form Surface (mm)	Stiffness (Mpa) for stated temperature					
		Gap-graded asphalt		Continuously Graded asphalt		Dense tar asphalt	
		20°C	40°C	20°C	40°C	20°C	40°C
80-100	0-50	4000	1500	6000	2200		
	50-150	6000	3500	8000	5000		
	150-250	7000	5500	9000	7500		
40-60	0-50	4000	1500	5000	2000	4000	1500
	50-150	4500	3000	6000	4000	7000	1700
	150-250	5000	4000	6500	5500	8000	2000

ที่มา : Paterson (1978)

Hwang และ Witczak (1979 อ้างถึงใน Huang 1993) จาก Asphalt Institute ได้พัฒนาสมการ เพื่อหา Dynamic Modulus ของแอสฟัลท์คอนกรีต  $|E^*|$  แสดงไว้ดังนี้

$$|E^*| = 100,000 \times 10^{\beta_1} \quad (2.2)$$

$$\beta_1 = \beta_3 + 0.000005 \beta_2 - 0.00189 \beta_2 f^{1.1}$$

$$\beta_2 = \beta_4^{0.5} + t^{\beta_5}$$

$$\beta_3 = 0.553833 + 0.028829(P_{200} f^{0.1703}) - 0.03476V_a + 0.070377\lambda + 0.931757f^{-0.02774}$$

$$\beta_4 = 0.483V_b$$

$$\beta_5 = 1.3 + 0.49825 \cdot \log(f)$$

เมื่อ  $\beta_1$  ถึง  $\beta_5$  = ค่าคงที่ชั่วคราว

f = Load Frequency , Hz

t = อุณหภูมิ , °F

$P_{200}$  = % โดยน้ำหนักของ Aggregate ที่ผ่านตะแกรงเบอร์ 200 , %

$V_a$  = Volume of air void , %

$\lambda$  = Viscosity ของแอสฟัลท์ที่ 70 °F , 10<sup>6</sup> poise

$V_b$  = Volume ของแอสฟัลท์ , %

ทั้งนี้ Asphalt Institute (1982) ได้แนะนำค่าต่างๆดังต่อไปนี้  $f$  แนะนำให้มีค่าเท่ากับ 10 Hz ซึ่งเป็นค่าที่เหมาะสมกับความเร็วพาหนะในระดับปานกลาง,  $P_{200}$  แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 5 %,  $V_a$  แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 4 % และ  $V_b$  แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 11% ส่วน  $t$  อุณหภูมิของแอสฟัลท์คอนกรีตจะใช้แตกต่างกันแต่ละท้องถิ่น

ประสิทธิ์ ภูประทุม (2539) แห่งกรมทางหลวง ได้ทำการศึกษาค่าอุณหภูมิมาตรฐานของถนนลาดยางของกรมทางหลวง โดยทำการเก็บข้อมูลในปี พ.ศ. 2534 2535 และ 2536 รวม 3 ปี โดยทำการสำรวจวัดค่าอุณหภูมิของถนนระหว่างเวลา 8.00 น.-17.00 น. ของแต่ละวันต่อเนื่องกันตลอดปีของแต่ละปี ได้อุณหภูมิเฉลี่ยของถนนบริเวณภาคต่างๆของประเทศไทย ดังตารางที่ 2.10

ตารางที่ 2.10 แสดงอุณหภูมิเฉลี่ยของถนนบริเวณภาคต่างๆของประเทศไทย

ภาค	อุณหภูมิเฉลี่ย °C
เหนือ	38.0
อีสาน	37.5
กลาง	38.4
ใต้	37.4
เฉลี่ย	37.8

ที่มา : ประสิทธิ์ ภูประทุม (2539)

นอกจากนี้แล้ว Asphalt Institute (1982) ได้แนะนำค่า Viscosity ( $\lambda$ ) ของแอสฟัลท์เกรดต่างๆที่อุณหภูมิ 70°F ดังตารางที่ 2.11

ตารางที่ 2.11 แสดงค่า Viscosity ของยางแอสฟัลท์เกรดต่างๆที่อุณหภูมิ 70°F

Asphalt Grade	$\lambda_{70^\circ F} (10^6)$ , Poise
AC 120/150	0.3
AC 85/100	1.0
AC 60/70	2.5
AC 40/50	5.0

ที่มา : Asphalt Institute (1982)

สำหรับประเทศไทยนิยมใช้ยางเกรด AC 60/70 สำหรับการก่อสร้างถนนลาดยาง

สำหรับค่า Poisson's Ratio ของแอสฟัลท์คอนกรีต National Association of Australian State Road Authorities (NAASRA) (1987 อ้างถึงใน ดิเรก ลาวณิชย์ศิริ 2540) แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 0.40 ซึ่งเป็นค่าที่ใช้ทั่วไปสำหรับประเทศที่มีอุณหภูมิสูง

### 2.6.2 วัสดุประเภท Cemented Materials

Doshi และ Mesdary (1985) ได้ทำการทดสอบเพื่อประมาณค่า Dynamic Modulus  $|E^*|$  ของดินซีเมนต์จากค่า Unconfined compressive strength ( $q_u$ ) ดังแสดงในสมการที่ 2.3

$$|E^*| = 705.28 (q_u)^{1.476} \quad (2.3)$$

เมื่อ  $|E^*|$  = Dynamic Modulus (MPa)

$q_u$  = Unconfined compressive strength (MPa)

ผลงานวิจัยเพื่อหาค่า Dynamic Modulus ของวัสดุดินซีเมนต์ของนักวิจัยท่านอื่นๆสามารถแสดงได้ดังตารางที่ 2.12

ตารางที่ 2.12 แสดงค่า Dynamic Modulus ของวัสดุดินซีเมนต์จากการทดสอบของนักวิจัยท่านอื่นๆ

Material	Compressive Strength (MPa)	Modulus (MPa)	Reference
Cement Bound Granular			Gschwendt and Poliacen (1982)
CSS-I	7.00-12.00	2500	
CSS-II	6.00-11.00	2000	
Cement Stab. Soils			
SC-1	2.50-3.50	1200	
SC-II	1.80-2.50	1000	
Soil Cement Mixtures	1.00	200	
Silty Clay + 3% Cement	0.41-0.76	276-1035	Wang and Mitchell (1971)
Silty Clay + 6% Cement	0.76-1.73	1104-2208	

ที่มา : Doshi และ Mesdary (1985)

สำหรับค่า Poisson's Ratio ของ Cemented Materials ได้มีผู้เสนอไว้ดังแสดงในตารางที่ 2.13 โดยจะเห็นว่าค่าที่ได้อยู่ในช่วง 0.1–0.35



ตารางที่ 2.13 Poisson's Ratio ของ Cemented Material

Materials	Poisson's Ratio	Reference
Lean Concrete	0.2 for Secondary Crack	BROWN (1979)
	0.3 for Primary Crack	
	25	PELL และ BROWN (1972)
	0.15	KOLLAS (1975)
Cement – Treated Gravel	0.30	MURPHY และคณะฯ (1980)
	0.35	FREEME และคณะฯ(1987)
	0.20	NAASRA (1987)
	0.15	KOLIASS (1975)
	0.10 – 0.20	BARKSDALE และ HICKS (1972)
	0.20	BARKER (1977)
	0.10 – 0.20	FOSSBERG (1977)

ที่มา : ดิเรก ลาวัญศิริ (2540)

### 2.6.3 วัสดุประเภท Granular

วัสดุประเภท Granular หรือ Unbound Aggregate จะมีความสัมพันธ์ระหว่างค่า Resilient Modulus กับ Stress ที่เกิดจากน้ำหนักกระทำที่ผิวเป็น Non-Linear โดยค่า Resilient Modulus จะขึ้นอยู่กับค่า Deviator Stress ( $\sigma_d$ ) และ Confining Stress ( $\sigma_3$ )

Hicks และ Monismith (1972 อ้างถึงใน Huang 1993) ได้พบความสัมพันธ์ที่สามารถแสดงออกได้ในลักษณะของ Non-Linear และเขียนเป็นสมการได้ดังนี้

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad (2.4)$$

เมื่อ

$M_r$  = Resilient Modulus

$k_1, k_2$  = ค่าคงที่ที่ขึ้นกับชนิดของวัสดุ

$\theta$  = Bulk Stress

$$= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$= \sigma_1 + 2\sigma_3$$

สมการนี้เรียกอีกอย่างว่า K- $\theta$  model โดยเป็น model ที่ยอมรับกันอย่างกว้างขวาง จะเห็นว่าค่า  $M_r$  จะแสดงในรูปของค่า  $\theta$  ในการทดลองจะหาความสัมพันธ์ระหว่าง  $M_r$  และ  $\theta$  ซึ่งเป็นเส้นตรง

บน Log-Log Scale ซึ่งจะสามารถหาค่า  $k_1$  และ  $k_2$  โดยใช้วิธี Linear Regression Analysis ของข้อมูล  $\log M_r$  และ  $\log \theta$

Hicks และ Monismith (1972 อ้างถึงใน Huang 1993) ได้ทำการแนะนำค่า  $k_1$  และ  $k_2$  สำหรับวัสดุต่างๆ เพื่อความสะดวกในการออกแบบไว้ดังนี้

$$k_1 = 2156 \text{ psi} , k_2 = 0.71 \text{ สำหรับ Dry Condition}$$

$$k_1 = 2033 \text{ psi} , k_2 = 0.68 \text{ สำหรับ Partially Saturated Condition}$$

$$k_1 = 3470 \text{ psi} , k_2 = 0.65 \text{ สำหรับ Crushed Gravel Base}$$

$$k_1 = 7730 \text{ psi} , k_2 = 0.46 \text{ สำหรับ Well - Round Gravel Subbase}$$

Otte และ Monismith (1976 อ้างถึงใน ดิเรก ลาวัญศิริ 2540) ได้แนะนำค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ดังนี้

$$k_1 = 725 \text{ psi} , k_2 = 0.5 \quad \text{สำหรับการออกแบบ Weak Base}$$

$$k_1 = 3000 \text{ psi} , k_2 = 0.5 \quad \text{สำหรับการออกแบบ Strong Base}$$

$$k_1 = 725 \text{ psi} , k_2 = 0.75 \quad \text{สำหรับหินคลุกคุณภาพสูง}$$

Shook และคณะ (1982 อ้างถึงใน Huang 1993) แสดงช่วงของค่า  $k_1$  ,  $k_2$  สำหรับ Untreated Granular Materials จากผลการวิจัยของนักวิจัยต่างๆดังตารางที่ 2.14

ตารางที่ 2.14 ช่วง  $k_1$  ,  $k_2$  สำหรับ Untreated Granular Material

Reference	Material	$k_1$	$k_2$
Hicks (1970)	Partially crushed gravel , crushed rock	1600-5000	0.57-0.73
Hicks and Finn (1970)	Untreated base at San Diego Test Road	2100-5400	0.61
Allen (1973)	Gravel , crushed stone	1800-8000	0.32-0.70
Kalcheff and Hicks(1973)	Crushed stone	4000-9000	0.46-0.64
Boyce et al. (1976)	Wall-graded crushed limestone	8000	0.67
Monismith and Witczak(1980)	In service base and subbase materials	2900-7750	0.46-0.65

ที่มา : Shook และคณะ (1982)

ดิเรก ลาวัญศิริ (2540) ได้รวบรวมผลการวิจัยเพื่อศึกษาหาค่าของ Resilient Modulus ของวัสดุประเภท Granular โดยนักวิจัยต่างๆ แสดงไว้ในตารางที่ 2.15

ตารางที่ 2.15 Resilient Modulus ของวัสดุประเภท Granular

Researcher	Material	Modulus(psi) Resilient	Comment
1. Seed & Chan	Silty sand	21,300 to 27,300	Varied frequency and duration of load
2. Hyner & Yoder	Gravel and crushed stone	28,000 to 63,000	
3. Biarez	Rounded aggregate	16,700 to 54,500	Varied moisture content and gradation
4. Trollope, Lee and Morris	Poorly graded dry sand	35,000 to 95,000	
5. Dunlap	Well graded aggregate	30,000 to 160,000	Varied stress level and void ratio
6. Mity	Dry gravel	$7,000\sigma_3^{0.55}$ to $1,900\theta^{0.61}$	
7. Schiffler	Crushed gravel	$13,000\sigma_3^{0.5}$ to $9,000\sigma_3^{0.5}$	Varied stress level
8. Dasianchuk	Aggregate base	$3,830\theta^{0.53}$	
	Aggregate subbase	$2,900\theta^{0.47}$	Varied moisture content
9. Hicks & Finn	Aggregate base	$5,400\theta^{0.5}$ to $21,000\theta^{0.5}$	
10. Browns & Pell	Aggregate base	$2,040\theta^{0.57}$	Varied moisture content
11. Smith & Nair	Aggregate base	$2,000\theta^{0.6}$ to $5,000\theta^{0.6}$	
			Extreme from all experiments

ที่มา : ดิเรก ลาวัณย์ศิริ (2540)

Witczak และ Bell (1978 อ้างถึงใน May และ Witczak 1981) ได้รายงานค่า Resilient Modulus ของวัสดุประเภท Granular ที่ใช้ในการก่อสร้างถนนสายต่างๆดังตารางที่ 2.16

ตารางที่ 2.16 แสดงค่า Resilient Modulus ของวัสดุประเภท Granular จากการศึกษาคของ Witczak และ Bell

Pavement Section	Layer	Laboratory Resilient Modulus Relationship (psi)
US-1	Granular Base	$4,886\theta^{0.239}$
	Subbase	$2,632\theta^{0.426}$
I-695	Slag Subbase 1	$3,378\theta^{0.520}$
	Slag Subbase 2	$4,856\theta^{0.487}$
	Sand Subbase	$3,383\theta^{0.517}$
MD-97	Granular Base	$8,787\theta^{0.365}$

ที่มา : Witczak และ Bell (1978)

Rada และ Witczak (1981) ได้ทำการรวบรวมผลการทดสอบเพื่อหาค่า Resilient Modulus ของวัสดุประเภท Granular จากหลายๆแหล่ง โดยได้แบ่งประเภทของวัสดุที่นำมาทดสอบออกเป็น 6 ชนิดด้วยกัน ได้แก่ silty sand , sand gravels , sand aggregate blend , crushed stone , lime rock และ slag ซึ่งได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 2.17

ตารางที่ 2.17 แสดงค่า Resilient Modulus ของวัสดุ Granular จากการศึกษาของ Rada และ Witczak

Aggregate Class	$M_r = k_1 \theta^{k_2}$			
	$k_1$		$k_2$	
	Mean	Range	Mean	Range
silty sand	1,620	710-3,830	0.62	0.36-0.80
sand gravels	4,480	860-12,840	0.53	0.24-0.80
sand aggregate blend	4,350	1,880-11,070	0.59	0.23-0.82
crushed stone	7,210	1,705-56,670	0.45	-0.16-0.86
lime rock	14,030	5,700-83,860	0.40	0.00-0.54
slag	24,250	9,300-92,360	0.37	0.00-0.52

ที่มา : Rada และ Witczak (1981)

นอกจากนี้ Rada และ Witczak (1981) ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $k_1$  และ  $k_2$  ดังตารางที่ 2.18 ซึ่งจะเห็นได้ชัดเจนว่าเมื่อค่า  $k_1$  เพิ่มขึ้น ค่า  $k_2$  จะมีค่าลดลง

ตารางที่ 2.18 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ของวัสดุ Granular จากการศึกษาของ Rada และ Witczak

Aggregate Class	Regression constant of form :		
	$\log(k_1) = A_0 + A_1 k_2$		
	$A_0$	$A_1$	$R^2$
silty sand	4.183	-1.666	0.75
sand gravels	4.613	-2.100	0.82
sand aggregate blend	4.345	-1.308	0.56
crushed stone	4.515	-1.492	0.68
lime rock	4.924	-2.162	0.92
slag	4.965	-1.917	0.50

ที่มา : Rada และ Witczak (1981)

Heydinger และคณะ (1996) ได้แสดงช่วงของค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ที่รวบรวมจากแหล่งต่างๆ ดังแสดงในตารางที่ 2.19

ตารางที่ 2.19 ค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ที่รวบรวมจากแหล่งอื่นๆ

$k_1$	$k_2$	Reference
1,300-2,000	0.69-0.78	Albright
1,800-4,400	0.51-0.62	Zhou และคณะ
3,000-8,000	0.50-0.70	AASHTO 1993

ที่มา : Heydinger และคณะ (1996)

Chen , Zaman และ Laguros (1994) ทำการศึกษาค่า Resilient Modulus ของดินที่ใช้ในการก่อสร้างถนนใน Oklahoma โดยนำมาจาก 6 แหล่งด้วยกัน ซึ่งผลการทดสอบได้ค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ดังตารางที่ 2.20

ตารางที่ 2.20 แสดงค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ของดินใน Oklahoma

County	Material	LL.	PI.	$k_1$ (psi)	$k_2$
Comanche	Limestone	16	1	2,168-4,151	0.37-0.58
Cherokee	Limestone	16	1	2,283-7,213	0.29-0.50
Creek	Limestone	15	NP	3,494-4,449	0.37-0.42
Choctaw	Sandstone	14	NP	1,388-2,029	0.53-0.61
Johnston	Granite	15	NP	2,041-2,366	0.44-0.52
Murray	Rhyolite	16	NP	1,652-3,099	0.43-0.59

ที่มา : Chen , Zaman และ Laguros (1994)

Thompson และ Smith (1990) ศึกษาพฤติกรรมการคืนตัวของวัสดุจาก 7 แหล่งด้วยกัน โดยการหาค่า Resilient Modulus ได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 2.21

ตารางที่ 2.21 แสดงค่า  $k_1$  และ  $k_2$  ของวัสดุ Granular จากการศึกษาของ Thompson และ Smith

แหล่งที่	ชนิดวัสดุ	PI.	$k_1$ (psi)	$k_2$	R
1	Crushed stone	4	15310	0.28	0.93
2	Crushed stone	NP	11590	0.33	0.93
3	Crushed gravel	NP	10270	0.35	0.91
4	Crushed gravel	NP	10240	0.35	1.00
5	Gravel	4	12230	0.31	0.96
6	Gravel	NP	9440	0.37	0.97
7	Partially crushed gravel	3	9720	0.23	0.61

ที่มา : Thompson และ Smith (1990)

เนื่องจากค่า Poisson's Ratio ของวัสดุประเภท Granular จะมีผลต่อกระทบต่อพฤติกรรมของโครงสร้างถนนน้อยมาก จึงแนะนำให้ใช้ค่าเฉลี่ย ซึ่งจะมีค่าประมาณ 0.3 – 0.35 ซึ่ง NAASRA (1987 อ้างถึงใน ดิเรก ลาวณิชย์ศิริ 2540) แนะนำให้ใช้ค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.35

### 2.6.3.1 ปัจจัยที่มีผลต่อค่า Resilient Modulus ของวัสดุประเภท Granular

จากการศึกษาพบว่าพฤติกรรมการคืนตัวของวัสดุประเภท Granular จะมีผลกระทบเนื่องจากหลายสิ่งด้วยกัน ซึ่งแต่ละสิ่งจะมีผลกระทบเล็กน้อยแตกต่างกันออกไป ผลกระทบต่างๆสามารถสรุปได้ดังต่อไปนี้

#### 1. ผลกระทบจากความเค้น (Stress)

จากการศึกษาในอดีตที่ผ่านมาพบว่าค่า Resilient Modulus ( $M_r$ ) ของวัสดุประเภท Granular จะมีผลกระทบเนื่องจากค่าแรงดันด้านข้าง (Confining pressure,  $\sigma_3$ ) และค่าความเค้นหลักรวม (Bulk Stress,  $\theta$ ) อย่างมาก โดยที่ค่า  $M_r$  จะเพิ่มขึ้นเมื่อค่าแรงดันด้านข้าง และค่าความเค้นหลักรวมเพิ่มขึ้น

Monismith และคณะ (1967 อ้างถึงใน Lekarp, Isacsson และ Dawson 2000) ศึกษาพบว่าค่า  $M_r$  จะเพิ่มขึ้น 500% เมื่อเพิ่มค่าแรงดันด้านข้างจาก 20 kpa เป็น 200 kpa นอกจากนี้ Smith

และ Nair (1973 อ้างถึงใน Lekarp , Isacsson และ Dawson 2000) พบว่าค่า  $M_r$  จะเพิ่มขึ้นประมาณ 50% เมื่อ  $\theta$  เพิ่มขึ้นจาก 70 kpa เป็น 140 kpa

## 2. ผลกระทบจากความหนาแน่น

Lekarp , Isacsson และ Dawson (2000) กล่าวว่าค่า  $M_r$  มักจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อความหนาแน่นเพิ่มขึ้น ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบของ Rada และ Witczak (1981) ที่ทำการทดสอบเพื่อหาค่า  $M_r$  ของวัสดุประเภท Granular จากหลายแหล่งด้วยกัน พบว่าค่า  $k_1$  จะมีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อความหนาแน่นเพิ่มมากขึ้น แต่ค่า  $k_2$  ค่อนข้างคงที่

อย่างไรก็ตาม Brown และ Selig (1991 อ้างถึงใน Lekarp , Isacsson และ Dawson 2000) ได้รายงานว่าผลกระทบของความหนาแน่นต่อค่า  $M_r$  จะมีน้อยมากจนไม่มีความสำคัญ

## 3. ผลกระทบจากขนาดคละ และปริมาณส่วนละเอียด

การศึกษาในอดีตพบว่าการกระจายขนาด หรือขนาดคละของวัสดุ Granular จะมีผลกับความแข็งแรงของวัสดุอยู่บ้าง แต่จะไม่มีผลมากนักกับค่า  $M_r$  ซึ่งได้จากการทดสอบน้ำหนักกระทำซ้ำ แต่ปริมาณส่วนละเอียดจะมีผลต่อค่า  $M_r$  โดยเมื่อเพิ่มปริมาณส่วนละเอียดจะทำให้ค่า  $M_r$  ลดลง

Zaman และคณะ (1994 อ้างถึงใน Tian , Zaman และ Laguros 1998) ศึกษาพบว่าผลกระทบของขนาดคละต่อค่า  $M_r$  จะมีน้อยมาก (น้อยกว่า 10%)

Raad และคณะ (1992 อ้างถึงใน Tian , Zaman และ Laguros 1998) พบว่าวัสดุที่มีขนาดคละแบบแน่นที่สุด (Dense-graded) จะมีค่า  $M_r$  สูงสุด และขนาดคละแบบเปิด (Open-graded) จะมีค่า  $M_r$  ต่ำสุด

Tian , Zaman และ Laguros (1998) ทำการศึกษาดินใน Oklahoma ซึ่งเก็บรวบรวมมาจาก 2 แหล่งด้วยกันได้แก่ แหล่ง Richard Spur (RS) ซึ่งเป็นดินชนิด limestone และ แหล่ง Sawyer ซึ่งเป็นดิน sandstone แต่ละแหล่งทำการทดสอบขนาดคละ 3 แบบได้แก่ median , finer limit และ coarser limit ผลการศึกษาพบว่า กรณีแหล่ง RS ขนาดคละแบบ median จะให้ค่า  $M_r$  สูงกว่าขนาดคละแบบ finer limit แต่จะมากกว่าขนาดคละแบบ coarser limit เพียงเล็กน้อย แต่สำหรับแหล่ง Sawyer ขนาดคละแบบ coarser limit จะให้ค่า  $M_r$  สูงสุด และขนาดคละแบบ median และ finer limit จะให้ค่า  $M_r$  ที่ใกล้เคียงกัน

Heydinger และคณะ (1996) ได้ทำการเปรียบเทียบผลของขนาดคละต่อค่า  $M_r$  สำหรับ limestone , gravel และ slag พบว่า limestone จะมีค่า  $M_r$  เพิ่มขึ้นเมื่อวัสดุมีขนาดคละแบบเปิด (Open-graded) กรณี gravel จะไม่มีแนวโน้มที่ค่า  $M_r$  จะเปลี่ยนแปลง และกรณี slag จะให้ผลในทางตรงกันข้ามคือ ขนาดคละแบบแน่น (Dense-graded) จะให้ความแข็งแรงมากกว่า อย่างไรก็ตามผลกระทบของขนาดคละต่อค่า  $M_r$  จะมีน้อยมาก

Kamal และคณะ (1993 อ้างถึงใน Lekarp , Isacsson และ Dawson 2000) รายงานว่าค่า  $M_r$  จะลดลงเมื่อปริมาณส่วนละเอียดเพิ่มขึ้น เนื่องจากส่วนละเอียดที่เพิ่มขึ้นจะทำให้ความแข็งแรงลดลง นอกจากนี้ Barksdale และ Itani (1989 อ้างถึงใน Lekarp , Isacsson และ Dawson 2000) ได้รายงานว่าค่า  $M_r$  จะมีค่าลดลงประมาณ 60% เมื่อปริมาณส่วนละเอียดเพิ่มขึ้น 0 ถึง 10%

#### 4. ผลกระทบจากความชื้น

สำหรับวัสดุประเภท Granular ส่วนใหญ่เมื่อความชื้นเพิ่มมากขึ้นค่า  $M_r$  จะมีค่าลดลง

Tian , Zaman และ Laguros (1998) ทำการทดสอบเพื่อหาค่า  $M_r$  ซึ่งนำดินมาจาก 2 แหล่งคือ แหล่ง Richard Spur และ Sawyer โดยได้พิจารณาผลของความชื้นด้วย โดยในการทดสอบได้กำหนดความชื้นเป็น 3 ค่า ได้แก่ Optimum moisture content (OMC) , Wet of the optimum moisture content (OMC+2%) และ Dry of the optimum moisture content (OMC-2%) ซึ่งได้ผลการทดสอบดังตารางที่ 2.22

ตารางที่ 2.22 แสดงค่า  $M_r$  ตามช่วงความชื้นของดินแหล่ง Richard Spur และ Sawyer

ความชื้น	แหล่ง Richard Spur (RS)			แหล่ง Sawyer		
	$k_1$ (kpa)	$k_2$	$R^2$	$k_1$ (kpa)	$k_2$	$R^2$
OMC	10,633	0.54	0.8139	7,098	0.52	0.9061
Dry of OMC	14,306	0.51	0.6628	11,063	0.47	0.6698
Wet of OMC	5,909	0.59	0.8317	2,815	0.63	0.8518

ที่มา : Tian , Zaman และ Laguros (1998)

จากผลการทดสอบจะเห็นอย่างชัดเจนว่าเมื่อความชื้นเพิ่มขึ้น ค่า  $M_r$  จะมีค่าลดลง โดยจะเห็นว่าเมื่อความชื้นเพิ่มขึ้น ค่า  $k_1$  จะลดลง และค่า  $k_2$  เพิ่มขึ้น โดยค่าความแปรปรวนของค่า  $M_r$  ระหว่าง



OMC กับ Dry of OMC มีค่า -13 ถึง 27% (แหล่ง RS) และ 11-37% (แหล่ง Sawyer) ความแปรปรวนระหว่าง OMC กับ Wet of OMC มีค่า 25-80% (แหล่ง RS) และ 18-71% (แหล่ง Sawyer)

อย่างไรก็ตามผลการศึกษาจากบางแหล่งพบว่า ความชื้นไม่มีผลกับค่า  $M_r$  มากนัก เช่น Visser , Queiroz และ Hudson (1983) พบว่าความชื้นมีผลกับค่า  $M_r$  ของดินลูกรังในประเทศบราซิลไม่มากนัก นอกจากนี้ Heydinger และคณะ (1996) ได้สรุปว่าความชื้นจะมีผลน้อยมากต่อค่า  $M_r$  ของวัสดุประเภท Granular

## 5. ผลกระทบของชนิดของวัสดุ

ค่า  $M_r$  จะแปรเปลี่ยนไปตามชนิดของวัสดุอย่างมาก ดังนั้นวัสดุต่างชนิดกันจะให้ค่า  $M_r$  ที่แตกต่างกันออกไป

Heydinger และคณะ (1996) ศึกษาพบว่าค่า  $M_r$  จะขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุอย่างมาก โดยวัสดุ gravel จะมีค่า  $M_r$  สูงสุด รองลงมาด้วย limestone และ slag

Visser , Queiroz และ Hudson (1983) ได้ทำการศึกษาค่า  $M_r$  ของวัสดุลูกรัง (Lateritic materials) ในประเทศบราซิล พบว่าค่า  $M_r$  ของดินลูกรังจะมีค่าสูงกว่าตัวอย่างดินเหนียวของอเมริกาอย่างมาก

Woolstrum (1990) ทำการศึกษาดินของ Nebraska ทั้งสิ้น 14 แหล่งซึ่งมีดินที่แตกต่างกัน 6 ชนิด มาทำการทดสอบเพื่อหาค่า  $M_r$  พบว่าดินบางชนิดที่มีค่า plasticity สูงจะมีค่ากำลังสูงมากภายใต้น้ำหนักกระทำซ้ำ

Barksdale และ Itani (1989 อ้างถึงใน Lekarp , Isacsson และ Dawson 2000) รายงานว่า crushed aggregate จะมีรูปร่างของเม็ดวัสดุเป็นเหลี่ยมมุมซึ่งมีคุณสมบัติในการกระจายแรงได้ดี และจะมีค่า  $M_r$  ที่สูงกว่า uncrushed gravel ซึ่งมีลักษณะกลมมน นอกจากนี้วัสดุที่มีผิวหยาบจะทำให้ได้ค่า  $M_r$  ที่สูงขึ้น

## 6. ผลกระทบของช่วงเวลาที่ให้น้ำหนัก ความถี่ และ Load sequence

ผลกระทบจากช่วงเวลาที่ให้น้ำหนัก (Load duration) ความถี่ และ Load sequence ต่อพฤติกรรมของคันทันตัวของวัสดุ Granular ภายใต้น้ำหนักกระทำซ้ำจะมีผลน้อยมากจนไม่มีความสำคัญ

Hicks (1970 อ้างถึงใน Lekarp , Isacsson และ Dawson 2000) ทำการทดสอบช่วงเวลา  
ที่น้ำหนักกระทำ 0.1 , 0.15 และ 0.25 วินาที ไม่พบการเปลี่ยนแปลงใดๆของค่า  $M_r$

Allen (1973 อ้างถึงใน Lekarp , Isacsson และ Dawson 2000) ได้ผลการทดสอบที่  
ชัดเจนว่า Load sequence ไม่มีผลกระทบต่อคุณสมบัติการคืนตัวของวัสดุ Granular

#### 2.6.4 Subgrade Soil

Asphalt Institute (1991) ได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่าง  $M_r$  และ R Value ของ Subgrade soil  
ดังนี้

$$M_r \text{ (MPa)} = 1155 + 555R \quad (2.5)$$

นอกจากนี้ Asphalt Institute (1991) ยังได้แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า  $M_r$  และค่า CBR ไว้  
ดังนี้

$$M_r \text{ (MPa)} = 10.3 \text{ CBR} \quad (2.6)$$

สำหรับค่า Poisson's Ratio ของ Subgrade soil นั้น NAASRA (1987 อ้างถึงใน ดิเรก ลาวณิชย์  
ศิริ 2540) แนะนำให้ใช้ค่าเท่ากับ 0.45 ทั้งนี้ค่า Poisson's Ratio สามารถนำไปใช้ในการออกแบบ โดย  
ไม่จำเป็นต้องทดสอบจริง เนื่องจากค่า Poisson's Ratio นี้มีผลต่อการวิเคราะห์น้อยกว่าค่า  $M_r$

### 2.7 Critical Strain ที่เกิดขึ้นในชั้นทาง และ Design Criteria ของวัสดุชั้นทาง

#### 2.7.1 Critical Strain ที่เกิดขึ้นในชั้นทาง

ในการออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางด้วยวิธี Analytical จะสามารถวิเคราะห์ได้ว่า ใน  
ระบบชั้นทางที่กำหนดขึ้น ชั้นทางใดจะเกิดการวิบัติในลักษณะใด และจำนวนเที่ยวของ Load  
Repetitions เท่ากับเท่าใด และชั้นทางใดจะเกิดความวิบัติก่อนหรือหลังชั้นทางอื่นๆ ซึ่งการที่จะหา  
จำนวนเที่ยวได้นี้จำเป็นต้องทราบถึง Fatigue Characteristics ของแต่ละชั้นทางว่าเป็นอย่างไรแล้ว  
นำไปเทียบกับ Design Criteria ของแต่ละวัสดุชั้นทางนั้นๆ ดังนั้นจะต้องทราบถึงค่า Strain ที่เกิดขึ้นกับ  
ชั้นทาง รวมไปถึงลักษณะของ Strain ที่เกิดว่าเป็น Compression หรือ Tension

โครงสร้างชั้นทางแบบ Multi-Layered System จะประกอบไปด้วยชั้นทางที่มีค่า Elastic  
Modulus แตกต่างกันอย่างกว้างขวางอย่างเป็นระบบ รูปแบบของโครงสร้างชั้นทางที่มี Stabilized Material

เป็นพื้นที่ทางได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.5 ตำแหน่งที่ 1, 2, 3, และ 4 เป็นตำแหน่งที่แสดง Critical Strain ที่เกิดขึ้นภายในชั้นทางอันเนื่องมาจากโครงสร้างถูกกดด้วยน้ำหนักล้อ ทั้งนี้เนื่องจากวัสดุสามารถจะต้านทาน Stress ได้มากกว่า Strain ดังนั้นในการออกแบบจะพิจารณา Strain เป็นตัวกำหนดความวิบัติของชั้นทางแต่ละชั้น เนื่องจากการเกิด Strain เกินพิกัดที่ชั้นทางจะทนได้จะก่อให้เกิดรอยแตก (Fatigue Crack) และรอยร่องล้อ (Rut) ในชั้นทางตามลักษณะของ Strain ที่เกิดขึ้น Tensile Strain ในชั้นทางจะทำให้เกิดรอยแตก ในขณะที่ Compressive Strain จะทำให้เกิดรอยร่องล้อ ซึ่งทั้งรอยแตกและรอยร่องล้อถือเป็น Failure Criteria ในการออกแบบโครงสร้างถนนลาดยางโดยวิธี Analytical

เมื่อโครงสร้างถนนถูกกดโดยน้ำหนักล้อ จะทำให้เกิด Strain ขึ้นในชั้นทาง Strain ที่เกิดขึ้นในชั้นทาง แบ่งออกเป็น 3 ลักษณะคือ

1. Vertical Strain เป็น Strain ที่ลดลงในชั้นทางระดับต่างๆในแนวตั้งเป็นผลให้วัสดุชั้นทางมีความแน่นสูงขึ้น และทำให้เกิดรอยร่องล้อในชั้นทาง
2. Shear Strain ทำให้โครงสร้างถนนไม่มั่นคง โดยเฉพาะอย่างยิ่ง เมื่อน้ำหนักล้อมีค่าสูงมาก เช่นกรณีของรถบรรทุกหนักเกินพิกัด Shear Strain จะเกิดมากที่สุดในพื้นที่ชั้นพื้นทาง
3. Radial Strain เป็น Strain ที่เกิดจากการแอ่นตัวของชั้นทาง ในลักษณะคล้ายๆกับการแอ่นของทางใต้ชั้นทาง ของวัสดุประเภท Asphalt Concrete หรือ Asphalt Treated Base หรือ Cement Treated Base จะมี Radial Strain เกิดขึ้น อันเนื่องมาจากน้ำหนักล้อ เป็นผลให้ชั้นทางดังกล่าวเกิดรอยแตก โดยจะเริ่มแตกจากทางด้านใต้ และค่อยๆลามมาถึงผิวหน้า

จากรูปที่ 2.5 Critical Strain ที่เกิดขึ้นในชั้นทางที่มี Cemented Materials เป็นพื้นที่ทาง มีดังนี้

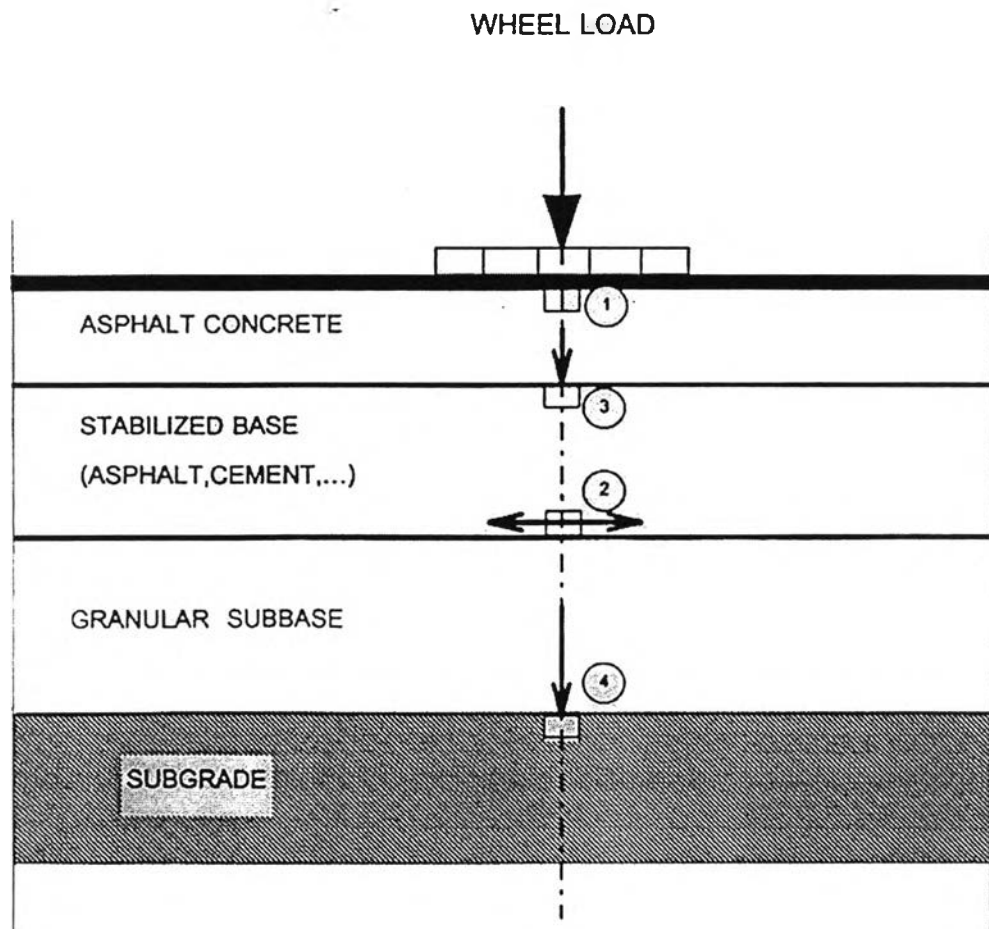
1. หมายเลข (1) Vertical Compressive Strain ที่เกิดในชั้นผิวทางแอสฟัลท์คอนกรีต จะ Critical ก็ต่อเมื่อรถบรรทุกมีน้ำหนักมากหรือปริมาณการจราจรสูงมาก ซึ่งผลของ Vertical Compressive Strain จะทำให้เกิดการยุบตัวของผิวทางตามแนวร่องล้อตามมา แต่โดยทั่วไปไม่ถือว่า Vertical Compressive Strain ในชั้นผิวทางแอสฟัลท์คอนกรีตเป็น Critical Strain ที่จะกำหนดความวิบัติของถนน เพราะผิวทางแอสฟัลท์คอนกรีตมักจะถูกบดอัดจนมีความหนาแน่นสูงมากระหว่างการก่อสร้างแล้ว
2. หมายเลข (2) Radial Tensile Strain ที่ใต้ชั้นทาง Cemented Base ตรงรอยต่อระหว่างพื้นที่ทางกับรองพื้นทาง จะมี Critical Strain เปลี่ยนตำแหน่งจากใต้ผิวทางแอสฟัลท์คอนกรีตมาอยู่ใต้ผิวทาง Cemented Base สาเหตุเนื่องมาจาก Cemented Base มีค่า Elastic Modulus สูงมากจนทำให้ Radial Tensile Strain ภายใต้ออสฟัลท์คอนกรีตมีค่าลดลงจนไม่มีโอกาสสะสมไปจนถึง Limiting

Value ประกอบกับ Cemented Base เอง สามารถรับ Radial Tensile Strain ได้น้อยกว่าผิวทางแอสฟัลท์คอนกรีตมาก ดังนั้นโอกาสที่ Radial Tensile Strain ใน Cemented Base จะสูงถึง Limiting Value และทำให้ Cemented Base แตกจึงเป็นไปได้สูง

3. หมายเลข (3) Vertical Compressive Strain ที่เกิดขึ้นในชั้น Cemented Base เนื่องจาก Cemented Base มีค่า Elastic Modulus สูงมากดังนั้น Vertical Compressive Strain ในชั้น Cemented Base จึงไม่ Critical

4. หมายเลข (4) Vertical Compressive Strain บนผิวหน้าของ Subgrade เนื่องจากในโครงสร้างถนนลาดยางดิน Subgrade มีค่า Elastic Modulus ต่ำที่สุด ดังนั้น Vertical Compressive Strain จะเกิดขึ้นกับชั้น Subgrade มีค่ามากที่สุด ผลของการเกิด Strain ชนิดนี้ ก่อให้เกิดรอยร่องล้อ และทำให้น้ำขังในฤดูฝน น้ำบางส่วนจะซึมผ่านลงไปในโครงสร้างของถนน ทำให้โครงสร้างอ่อนแอและเกิดการวิบัติในที่สุด

อย่างไรก็ตามในกรณีที่ใช้วัสดุท้องถิ่นที่มีคุณภาพต่ำกว่ามาตรฐานมาเป็นชั้นรองพื้นทาง Vertical Compressive Strain ที่เกิดขึ้นในชั้นทางดังกล่าว จะมีผลทำให้เกิดรอยร่องล้อ และทำให้ถนนเกิดความวิบัติในเวลาอันรวดเร็วได้



- ① Compressive Strain-Ruting
- ② Tensile Strain-Transverse Reflective Cracking or Fatigue Cracking
- ③ Compressive Strain-Ruting
- ④ Compressive Strain-Ruting, Depressions

รูปที่ 2.5 แสดงค่า Critical Strain ที่เกิดขึ้น ณ ตำแหน่งต่างๆ ของโครงสร้างถนนที่มีชั้นพื้นทางเป็น Stabilized Material

ที่มา : FHWA (1987 อ้างถึงใน ธีระชาติ รื่นไกรฤกษ์ และสถิตย์พงษ์ อภิเมธีอํารง 2541)

## 2.7.2 Design Criteria ของวัสดุชั้นทาง

Criteria สำหรับการออกแบบโครงสร้างถนนโดยวิธี Analytical มี 2 Criteria คือ Fatigue Crack Criteria และ Permanent Deformation Criteria สำหรับ Fatigue Crack Criteria สามารถแยกออกได้เป็น 2 อย่าง คือ Fatigue Crack Criteria สำหรับแอสฟัลท์คอนกรีต และ Fatigue Crack Criteria สำหรับ Cemented Base

### 2.7.2.1 Fatigue Crack Criteria สำหรับแอสฟัลท์คอนกรีต

ในการหา Fatigue Crack Criteria จำเป็นต้องสร้างฟังก์ชันของความสัมพันธ์ระหว่าง Tensile Strain ของแอสฟัลท์คอนกรีต และค่าน้ำหนักตัวบรรทุกที่ยอมให้ ซึ่งสถาบัน Asphalt Institute และ Shell Oil Company ได้เสนอรูปแบบของความสัมพันธ์ดังกล่าวไว้ดังนี้

$$N_f = f_1(\epsilon_t)^{-f_2}(E_t)^{-f_3} \quad (2.7)$$

เมื่อ	$N_f$	= จำนวนน้ำหนักกระทำซ้ำที่ยอมให้ของแอสฟัลท์คอนกรีต
	$\epsilon_t$	= Tensile Strain ที่ได้ชั้นแอสฟัลท์คอนกรีต
	$E_t$	= Modulus ของแอสฟัลท์คอนกรีต (Psi)
	$f_1, f_2, f_3$	= ค่าคงที่ขึ้นกับส่วนผสมของแอสฟัลท์คอนกรีต

Asphalt Institute (1982) ได้แนะนำค่าคงที่ไว้ดังนี้

$$N_f = 0.0796 (\epsilon_t)^{-3.291} (E_t)^{-0.854} \quad (2.8)$$

### 2.7.2.2 Fatigue Crack Criteria สำหรับ Cemented Material

Queensland Transport (1992 อ้างถึงใน Bullen 1994) ได้ทำการทดสอบเพื่อหา Fatigue Crack Model สำหรับวัสดุดินซีเมนต์ โดยแยกตามกำลังของชั้นดินซีเมนต์ที่ระยะเวลาในการบ่ม 7 วัน ดังตารางที่ 2.23

ตารางที่ 2.23 แสดง Fatigue Crack Model ที่กำลังของชั้นดินซีเมนต์ค่าต่างๆ

Modulus of Cemented Materials (MPa)	Fatigue Crack Model	Remark
2000	$N_f=(440/\mu\epsilon)^{12}$	$\mu\epsilon$ = Microstrain at the Critical Fatigue Location
5000	$N_f=(310/\mu\epsilon)^{12}$	
15,000	$N_f=(240/\mu\epsilon)^{12}$	

ที่มา : Queensland Transport (1992)

### 2.7.2.3 Permanent Deformation Criteria

Permanent Deformation Criteria โดยสถาบัน Asphalt Institute และ Shell oil company ได้กำหนดความสัมพันธ์ของ Criteria ดังกล่าวไว้ดังนี้

$$N_d = f_4(\epsilon_c)^{-f_5} \quad (2.9)$$

- เมื่อ  $N_d$  = จำนวนน้ำหนักระทำซ้ำที่ยอมให้  
 $\epsilon_c$  = Vertical Compressive Strain บนชั้น Subgrade  
 $f_4, f_5$  = ค่าคงที่

Asphalt Institute (1982) ได้แนะนำค่าคงที่ไว้ดังนี้

$$N_d = 1.365 \times 10^{-9} (\epsilon_c)^{-4.477} \quad (2.10)$$