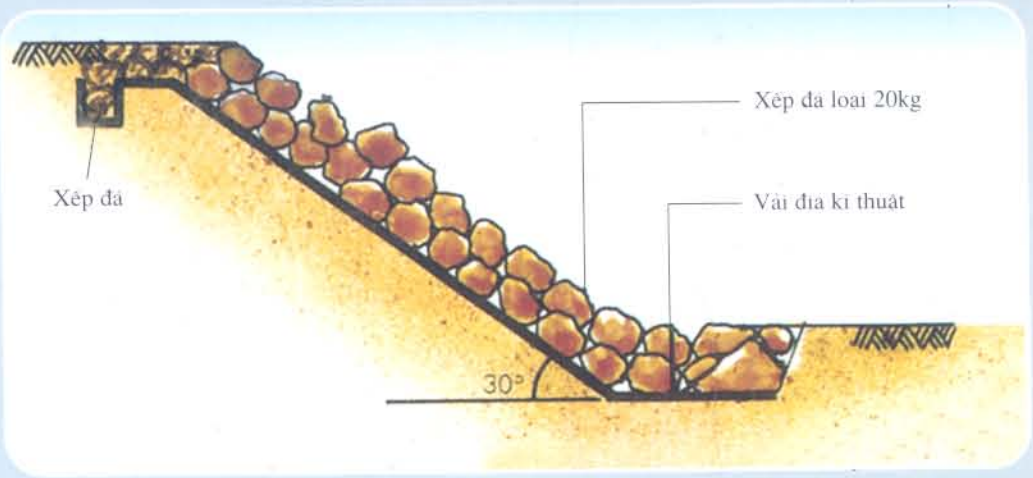
DƯƠNG HỌC HẢI - NGUYỄN XUÂN TRỤC

THIẾT KẾ ĐƯỜNG Ô TÔ

TẬP HAI



NHÀ XUẤT BẢN GIÁO DỤC

GS. TS. DƯƠNG HỌC HẢI - GS. TS. NGUYỄN XUÂN TRỤC

THIẾT KẾ ĐƯỜNG Ô TÔ

TẬP HAI

NỀN MẶT ĐƯỜNG VÀ CÔNG TRÌNH THOÁT NƯỚC

(Tái bản lần thứ tư)

NHÀ XUẤT BẢN GIÁO DỤC

LỜI NÓI ĐẦU

Tập hai giáo trình **"THIẾT KẾ ĐƯỜNG ÔTÔ"** *giới thiệu những cơ sở lí luận và các phương pháp tính toán thiết kế nền đường, mặt đường, hệ thống các công trình thoát nước trên đường ôtô. Lần biên soạn này, các nội dung vẫn bám sát chương trình môn học ngành Cầu Đường của trường Đại học Xây dựng và kế thừa đầy đủ các giáo trình nội bộ ; nhưng đồng thời đã bổ sung, cập nhật nhiều nội dung mới về cấu tạo và phương pháp tính toán theo các tiêu chuẩn chính thức và các quy trình thiết kế nền mặt đường đang được sử dụng ở nước ta cho tới thời điểm hiện nay (trong đó có phương pháp tính toán thiết kế mặt đường mềm và mặt đường cứng của "Hiệp hội những người làm đường và vận tải Hoa Kỳ" AASHTO...). Do vậy, tập giáo trình này ngoài việc phục vụ cho sinh viên đại học ngành Cầu Đường, các học viên cao học chuyên ngành Đường ôtô, còn có thể bổ ích đối với các kĩ sư và cán bộ kĩ thuật đang làm việc ở các cơ sở sản xuất trong ngành về phương diện cập nhật hoá kiến thức.*

Để duy trì tính hệ thống của giáo trình, tập hai gồm 7 chương được đánh số từ chương 8 đến chương 13 (tập một do GS Đỗ Bá Chương biên soạn gồm từ chương 1 đến chương 7). Trong tập hai này, các chương 8, 9, 10, 11 và 12 do GS. Dương Học Hải biên soạn ; chương 13, 14 do GS. Nguyễn Xuân Trục biên soạn.

Tập giáo trình này chắc chắn không tránh được những thiếu sót hoặc có những mặt chưa đáp ứng được yêu cầu của người đọc. Chúng tôi rất mong được bạn đọc góp ý để lần xuất bản sau được hoàn thiện hơn

CÁC TÁC GIẢ

Chương 8
THIẾT KẾ NỀN ĐƯỜNG

8.1. YÊU CẦU CHUNG ĐỐI VỚI NỀN ĐƯỜNG

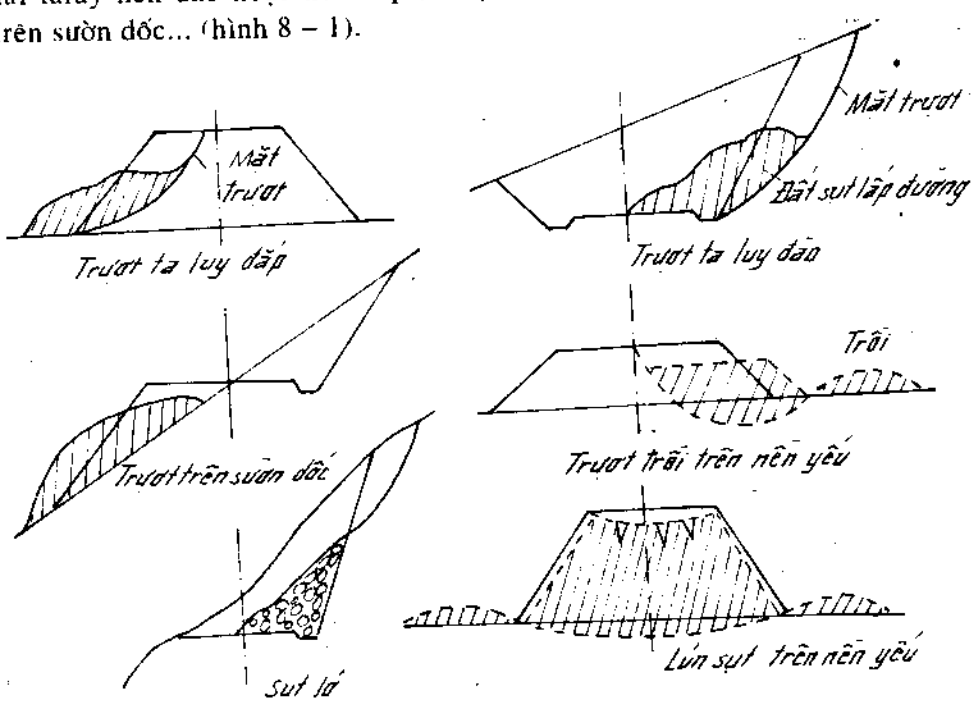
Nền đường ôtô là một công trình bằng đất có tác dụng :

– Khắc phục địa hình thiên nhiên nhằm tạo nên một dải đủ rộng dọc theo tuyến đường có các tiêu chuẩn về bình đồ, trắc dọc (độ dốc...), trắc ngang đáp ứng được điều kiện chạy xe an toàn, êm thuận, kinh tế.

– Làm cơ sở cho áo đường : lớp phía trên của nền đường cùng với áo đường chịu dụng tác dụng của xe do đó có ảnh hưởng rất lớn đến cường độ và tình trạng khai thác của cả kết cấu áo đường.

Để bảo đảm làm tốt các yêu cầu nói trên, thiết kế và xây dựng nền đường cần phải đạt các yêu cầu sau :

8.1.1. Nền đường phải bảo đảm luôn luôn ổn định toàn khối : nghĩa là kích thước hình học và hình dạng của nền đường trong mỗi hoàn cảnh không bị phá hoại hoặc biến dạng gây bất lợi cho việc thông xe. Các hiện tượng mất ổn định toàn khối chủ yếu là trượt lở mái taluy nền đào hoặc nền đắp ; trượt trồi, lún sụp nền đắp trên đất yếu ; trượt phần đắp trên sườn dốc... (hình 8 – 1).



Hình 8–1. Các hiện tượng nền đường mất ổn định toàn khối.
a – trượt taluy nền đắp ; b – trượt taluy đào ; c – trượt phần đắp trên sườn dốc ;
d – trượt trồi trên đất yếu ; e – sụt lở taluy ; g – lún sụp trên đất yếu.

Ở những vùng núi, điều kiện địa chất thuỷ văn phức tạp còn có thể có hiện tượng *trượt sườn* gây phá hoại nghiêm trọng sự ổn định toàn khối của nền đường. Hiện tượng này thường do đào đường làm mất thế cân bằng tự nhiên cộng với các điều kiện địa chất thuỷ văn bất lợi vốn có nên cả một phạm vi sườn núi (trên đó có cả nền đường) bị di động theo một mặt trượt nào đó (sự di động này có thể xảy ra từ từ và kéo dài).

8.1.2. Nền đường phải bảo đảm có đủ cường độ nhất định : tức là đủ độ bền khi chịu cắt trượt và không bị biến dạng quá nhiều (hay không được tích luỹ biến dạng) dưới tác dụng của áp lực bánh xe chạy qua ; nếu không bảo đảm yêu cầu này thì kết cấu áo đường sẽ bị phá hoại. Thông số đặc trưng cho cường độ nền đường,các nhân tố ảnh hưởng và các biện pháp nâng cao cường độ nền đường sẽ được trình bày kĩ ở chương 9.

8.1.3. Nền được phải đảm bảo ổn định về cường độ : nghĩa là cường độ nền đường không được thay đổi theo thời gian, theo khí hậu, thời tiết một cách bất lợi. Ta biết rằng khi trạng thái về độ ẩm và độ chặt của đất thay đổi thì cường độ của nó cũng thay đổi theo, nếu để nước thấm vào đất nền đường càng nhiều, độ ẩm của đất càng cao thì cường độ của nó càng giảm đi. Do đó yêu cầu này chính là yêu cầu ổn định nước của đất nền đường. Các biện pháp thiết kế cải thiện chế độ thuỷ nhiệt để tăng mức độ ổn định nước của đất nền đường được trình bày kĩ ở chương 9.

Phá hoại nền đường, làm cho nền đường không đạt được 3 yêu cầu trên thường là do các nguyên nhân sau :

– Sự phá hoại của thiên nhiên như mưa, tích nước 2 bên nền đường làm giảm cường độ của đất cả ở taluy nền đường và bên trong nền đường phần xe chạy ; hiện tượng nước mưa hoặc nước chảy xói lở bề mặt và taluy... gây mất ổn định toàn khối và ngấm vào nền đất gây mất ổn định cường độ.

– Điều kiện địa chất và thuỷ văn tại chỗ không tốt về cấu tạo tầng lớp, về mức độ phong hoá, đặc biệt là sự phá hoại của nước ngầm (nước ngầm lôi theo đất gây hiện tượng xói ngầm và thấm ẩm, giảm cường độ đất).

– Tác dụng của tải trọng xe chạy (bao gồm cả chấn động do xe chạy gây ra).

– Tác dụng của tải trọng bản thân nền đường như trường hợp mất ổn định taluy có độ dốc mái quá lớn hoặc trường hợp nền đắp trên đất yếu có tải trọng nền vượt quá sức chịu đựng của đất yếu phía dưới.

– Thi công không bảo đảm chất lượng : đắp không đúng quy tắc,nén ép không đủ, dùng đất xấu để đắp... khiến cho đất ở vào trạng thái dễ thấm nước, cường độ và mức độ ổn định cường độ thấp.

Trong số các nguyên nhân nói trên, tác dụng phá hoại của nước đối với đường là chủ yếu nhất (gồm nước mặt, nước ngầm và cả ẩm dạng hơi). Trên thực tế các hiện tượng phá hoại nền đường thường đều do nước gây ra hoặc có liên quan chặt chẽ với các hoạt động của nước. Do đó những người làm đường thường nói : "Nước là kẻ thù của công trình đường".

Như vậy, nội dung công việc thiết kế nền đường cũng nhằm giải quyết 3 vấn đề : thiết kế bảo đảm ổn định toàn khối, thiết kế tăng cường độ và bảo đảm ổn định cường độ của nền đường. Giải quyết các vấn đề này trước hết cần nắm vững điều kiện thiên nhiên tại chỗ (địa hình, địa chất, khí hậu, thuỷ văn), nắm vững quan điểm kinh tế – kĩ thuật và trong các trường hợp phức tạp thường phải áp dụng các biện pháp kĩ thuật tổng hợp ; các biện pháp cấu tạo có lợi về mặt cơ học (như giảm độ dốc mái taluy, hạ chiều cao taluy, tăng yêu cầu đầm nén, làm thêm tường chắn chống đỡ,...) kết hợp với các biện pháp hạn chế những tác

dụng xấu của nước và các nhân tố thiên nhiên khác. Do đó người thiết kế không những cần nắm vững các kiến thức về cơ học đất mà còn cần nắm được về địa chất công trình, thổ chất, địa chất – thuỷ văn...

Trong các trường hợp điều kiện địa hình, địa chất thuỷ văn bình thường thì khi thiết kế nền đường có thể áp dụng các cấu tạo nền đường thông thường như nói ở 8.2. Còn các trường hợp sau thường cần khảo sát, điều tra kĩ về địa chất, thuỷ văn và thu thập các số liệu về những chỉ tiêu cơ lí dùng để tính toán của đất để tiến hành các thiết kế riêng biệt : trường hợp đào sâu, đắp cao có chiều cao taluy hơn 12,0m ; trường hợp nền đắp trên đất yếu, nền đắp trên sườn dốc có độ dốc quá 50% và các trường hợp nền đường qua các vùng địa chất, thuỷ văn phức tạp khác (vùng có trượt sườn, có nước ngầm, có hang động cácstơ, có thể nằm của đất, đá bất lợi hoặc đất đá phong hoá nặng ; vùng có đồi tích đã hoặc có bùn, đá trôi...).

Các phương pháp tính toán để bảo đảm yêu cầu về ổn định toàn khối của nền đường sẽ được trình bày kĩ ở 8.3 ; 8.4 ; 8.5. Tuy nhiên, trong mọi trường hợp, yêu cầu này được thể hiện một cách định lượng qua *hệ số ổn định* toàn khối của nền đường K_{od} được xác định theo công thức sau :

$$K_{od} = K_1 . K_2 . K_3 . K_4 . K_5 . K_{pp} \qquad (8 - 1)$$

trong đó : K_1 – độ tin cậy của những số liệu về các đặc trưng cơ học của đất (như lực dính c và góc ma sát φ). K_1 = 1,0 – 1,1 tuỳ theo số mẫu thí nghiệm đất đã làm và tình trạng làm việc (chịu lực) của công trình xây dựng bằng loại đất đó ; K_2 – hệ số xét đến ý nghĩa của công trình nền đường, chọn tuỳ theo cấp hạng của tuyến đường ; đường cấp I, II, K_2 = 1,03 ; đường thuộc các cấp khác K_2 = 1,0 ; K_3 – hệ số xét đến mức độ gây tổn thất cho nền kinh tế quốc dân nếu công trình nền đường bị phá hoại làm gián đoạn giao thông ; K_3 = 1,0 – 1,2 ; K_4 – hệ số xét đến mức độ phù hợp giữa sơ đồ tính toán với điều kiện địa chất thuỷ văn tại chỗ xây dựng nền đường ; K_4 = 1,0 – 1,05 ; K_5 – hệ số xét đến loại đất và sự làm việc của nó trong kết cấu công trình nền đường (nền đắp, móng nền đắp hay nền trên khối đất tự nhiên) ; K_5 = 1,0 – 1,05 ; K_{pp} – là hệ số xét đến mức độ tin cậy của phương pháp tính toán ổn định (xét đến các giả thiết dùng trong các phương pháp tính toán).

Nói chung hệ số ổn định tổng hợp K_{od} đối với nền đường thường thay đổi từ 1,0 – 1,5.

Khi tính toán ổn định toàn khối của nền đường (gồm cả phần nền đường và phần móng dưới nền đắp), cần phải xác định được đủ và chính xác các đặc trưng cường độ và biến dạng của đất tương ứng với trạng thái tính toán về độ ẩm, độ chặt và về tình trạng ứng suất mà mỗi vùng đất trong nền đường sẽ phải chịu sau này khi nền đường được đưa vào khai thác, sử dụng. Để xác định các chỉ tiêu này, khi khảo sát thiết kế nên sử dụng các phương pháp thử nghiệm tại hiện trường (xuyên, cắt cánh tại hiện trường) hoặc thí nghiệm mẫu nguyên dạng trong phòng thí nghiệm (hoặc mẫu có độ ẩm, độ chặt được chế bị tương ứng với trạng thái tính toán). Số lần thí nghiệm hoặc số mẫu cần đủ lớn để đảm bảo trị số kết quả trung bình đủ tin cậy sau khi xử lí bằng các phương pháp thông thường (phương pháp xử lí số liệu thí nghiệm). Đối với các trường hợp tính toán, thiết kế sơ bộ thì có thể cho phép dùng các trị số đặc trưng cường độ và biến dạng của đất theo các bảng thống kê có sẵn trong các sách tra cứu thiết kế. Khi công trình xây dựng trên các lớp đất không đồng nhất thì mỗi lớp cũng phải xác định các chỉ tiêu tính toán tương ứng ; chỉ khi chỉ tiêu giữa các lớp thay đổi ít thì mới cho phép lấy chỉ tiêu trung bình của chúng để tính toán.

8.2. CẤU TẠO NỀN ĐƯỜNG TRONG TRƯỜNG HỢP THÔNG THƯỜNG

Cấu tạo chung của nền đường bao gồm vấn đề xử lí đất để xây dựng đường và quyết định kích thước hình học các bộ phận của nền đường. Cấu tạo chung của nền đường phải đáp ứng đầy đủ các yêu cầu đối với đường như đã trình bày ở 8.1.

8.2.1. Đất làm nền đường : Đất là vật liệu chủ yếu để xây dựng nền đường. Tính chất và trạng thái của đất (độ ẩm và độ chặt của đất) ảnh hưởng rất lớn đến cường độ và mức độ ổn định của nền đường. Về ảnh hưởng của *trạng thái đất* sẽ phân tích kĩ ở chương 9, còn ảnh hưởng của tính chất đất thì chủ yếu là ảnh hưởng của tính chất các hạt đất, trong đó kích cỡ của hạt đất có ảnh hưởng quan trọng nhất, cụ thể là :

Cỡ hạt đất càng lớn thì đất có cường độ càng cao ; tính mao dẫn càng thấp ; tính thấm, thoát nước càng tốt ; ít hoặc không nở khi gặp nước, cũng như ít hoặc không co khi khô. Những tính chất đó khiến cho loại đất chứa nhiều cỡ hạt lớn có tính ổn định nước tốt, tuy nhiên nó lại có nhược điểm là tính dính, tính dẻo kém. Cỡ hạt đất càng nhỏ thì các tính chất nói trên sẽ hoàn toàn ngược lại.

Vì ảnh hưởng của kích cỡ hạt đất đối với việc sử dụng đất để xây dựng nền đường và mặt đường là rõ rệt và rất quan trọng như vậy nên trong xây dựng đường cũng thường dựa theo thành phần hạt để phân loại đất (bảng 8 – 1, bảng 8 – 2, bảng 8 – 3). Trong bảng 8 – 1, 8 – 2, 8 – 3 cũng chỉ rõ khả năng sử dụng loại đất trong xây dựng nền đường. Ở nước ta, đất xây dựng hiện được chính thức phân loại theo Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 5747 – 1993).

Bảng 8 – 1

PHÂN LOẠI HẠT ĐẤT THEO KÍCH CỠ

Tên hạt	Kích cỡ hạt (mm)	Tên hạt	Kích cỡ hạt (mm)
Cuội	100 – 40	Cát : to	2 – 1
Sỏi : Rất to	40 – 20	vừa	1 – 0,5
to	20 – 10	nhỏ	0,5 – 0,25
vừa	10 – 4	rất nhỏ (mịn)	0,25 – 0,05
bé	4 – 2	Bụi : to	0,05 – 0,01
		nhỏ	0,01 – 0,005
		sét	< 0,005

Bảng 8 – 2

PHÂN LOẠI CÁT

Loại cát	Tỉ lệ hạt theo kích cỡ (% khối lượng)	Chỉ số dẻo	Khả năng sử dụng để xây dựng nền đường
Cát sỏi	hạt > 2mm chiếm 25 – 50%	< 1	rất thích hợp nhưng phải có lớp bọc mái taluy.
Cát to	hạt > 0,5mm chiếm > 50%	< 1	thích hợp nhưng phải có lớp bọc mái taluy
Cát vừa	hạt > 0,25mm chiếm > 50%	< 1	– nt –
Cát nhỏ	hạt > 0,10mm chiếm > 75%	< 1	– nt –
Cát bụi	hạt > 0,05mm chiếm > 75%	< 1	ít thích hợp

Bảng 8 – 3

PHÂN LOẠI ĐẤT DÍNH

Loại đất	Tỉ lệ hạt cát (2 – 0,05mm) có trong đất (% khối lượng)	Chỉ số dẻo	Khả năng sử dụng để xây dựng nền đường
á cát nhẹ, hạt to	> 50	1 – 7	rất thích hợp
á cát nhẹ	> 50	1 – 7	thích hợp
á cát bụi	20 – 50	1 – 7	ít thích hợp
á cát bụi nặng	< 20	1 – 7	không thích hợp
á sét nhẹ	> 40	7 – 12	thích hợp
á sét nhẹ bụi	< 40	7 – 12	ít thích hợp
á sét nặng	> 40	12 – 17	thích hợp
á sét nặng bụi	< 40	12 – 17	ít thích hợp
sét nhẹ	> 40	17 – 27	thích hợp
sét bụi	Không quy định	17 – 27	ít thích hợp
sét béo	– nt –	> 27	không thích hợp

Nếu dùng đất cát làm nền đường thì nền đường có cường độ cao và ổn định nước tốt (hệ số ma sát trong của cát tương đối lớn, tính thấm thoát nước tốt và mao dẫn kém). Nhưng đất cát rời rạc, không dính nên phải có lớp đất dính bọc xung quanh (lề và taluy) để giữ cho nền đường không bị phá hoại vì gió, mưa xối, súc vật đi lại phá hoại... Cũng có thể dùng cách trộn thêm sét vào cát để làm lớp bọc đó.

Đất cát vì những ưu điểm nói trên của nó nên đặc biệt thường được dùng để đắp nền đường quá lầy, qua vùng đất yếu (sét bão hoà nước), thay thế các chỗ nền yếu cục bộ (như hiện tượng hố cao su trong nền đường cũ).

Đất sét vì hạt rất nhỏ nên tính chất hoàn toàn ngược lại với cát : khi đã thấm ướt thì khó khô : thể tích dễ thay đổi theo trạng thái khô, ẩm (nở, co) ; chiều cao mao dẫn lại lớn do đó tính ổn định nước của đất sét kém. Đất sét khi khô lại rất cứng, khó đập vỡ và làm nhỏ, khi ướt lại nhão nên dễ phát sinh hiện tượng "cao su" và khó đầm nén chặt, do đó chỉ nên dùng đất sét đắp nền đường ở những nơi đắp cao, thoát nước tốt và đặc biệt phải có biện pháp đầm nén chặt. Đất sét nếu đầm nén chặt thì lại trở nên khó thấm nước (vì các màng nước mỏng đã bọc kín các hạt sét), tuy nhiên thường biện pháp đầm nén chặt đất sẽ đòi hỏi tốn kém hơn, do đó thường chỉ dùng đất sét nén chặt làm các lớp phòng nước như lớp phòng nước đắp nền đường tại chỗ có cống, có mố cầu.

Đất bụi (cỡ hạt 0,005 ÷ 0,05mm) vừa kém dính (không dính như hạt sét lại vừa ổn định nước kém (hạt nhỏ khó thoát nước, mao dẫn lớn) nên là loại đất bất lợi nhất đối với yêu cầu xây dựng nền đường. Đất có hàm lượng bụi lớn thường khi mưa thì nhão nhoét, dễ xói chảy, khi khô lại quá rời rạc và sinh bụi, chiều cao mao dẫn lại rất lớn (0,8 ÷ 1,5m) ngay cả khi đã đầm nén chặt cường độ cũng rất thấp. Vì thế các loại đất chứa càng nhiều hạt bụi thì càng không thích hợp và chỉ nên dùng để xây dựng các lớp dưới của nền đường (dưới khu vực tác dụng).

Như vậy loại đất á cát là vật liệu xây dựng nền đường thích hợp nhất, tốt nhất. Sau đó là các loại đất á sét. Đất á cát có một số hạt lớn nhất định nên đạt yêu cầu về cường độ và độ ổn định nước tốt, đồng thời lại gồm một số hạt nhỏ nhất định (có chỉ số dẻo nhất định)

nên không bị rời rạc quá. Cũng vì có cấp phối hạt nhất định nên đất á cát cũng rất dễ đầm nén chặt.

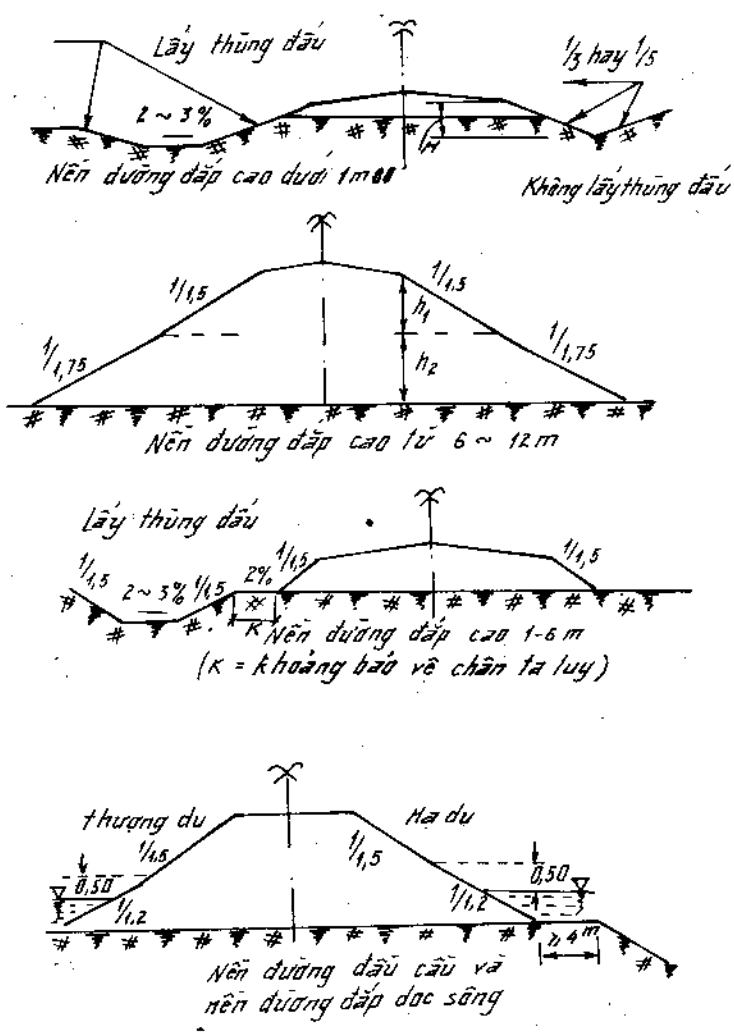
Các loại đất hữu cơ, do nguyên nhân hình thành của nó, nên thường là loại đất yếu, thành phần hữu cơ lại hút nước mạnh và giảm độ chặt của đất, do đó nên hết sức tránh sử dụng chúng để xây dựng nền đường.

Cần nắm vững các tính chất đất phân tích ở trên để tìm cách xử lí, cải thiện nó hoặc đề xuất các biện pháp cấu tạo khác (như thoát nước, đắp cao, gia cố...) để khắc phục các nhược điểm của mỗi loại đất nhằm thoả mãn các yêu cầu đối với nền đường một cách tốt nhất.

8.2.2. Cấu tạo các bộ phận của nền đường trong trường hợp thông thường

Cấu tạo nền đắp thông thường có thể thiết kế theo các trắc ngang điển hình như ở hình 8 – 2 :

Trường hợp đắp thấp hơn 1,0m thường dùng độ dốc taluy thoải (1 : 3 ÷ 1 : 5 như hình 8 – 2) để tiện cho máy thi công lấy đất từ thùng đấu đắp nền hoặc tiện cho việc dùng máy đào rãnh. Nếu nền đắp thấp quá thì phải cấu tạo rãnh dọc hai bên để bảo đảm thoát nước và nếu thi công bằng phương pháp thủ công thì cấu tạo dốc mái taluy có thể dùng là 1 : 1,5.



Hình 8 – 2. Các trắc ngang định hình nền đường đắp.

Để bảo đảm ổn định toàn khối, theo kinh nghiệm sử dụng nhiều năm, độ dốc mái taluy nền đắp bằng đất thường dùng là 1 : 1,5. Nếu đắp bằng đá thì tuỳ theo cỡ đá và cách thi công mà quyết định độ dốc taluy như ở bảng 8 – 4.

Trường hợp nền đắp đất cao 6,0 ÷ 12,0m thì phần dưới độ dốc taluy phải cấu tạo thoải hơn (1 ÷ 1,75) và phần trên (từ 6 ÷ 8,0m) vẫn làm theo độ dốc 1 : 1,5. Trường hợp nền đắp bằng cát nhỏ thì theo TCVN 4054 – 1998, dù đắp cao bao nhiêu cũng phải dùng taluy 1 : 1,75. Ngoài ra, lớp trên cùng của nền đắp bằng cát phải đắp một lớp đất á sét (có tính dính với chỉ số dẻo từ 7 trở lên) dầy 30cm, không nên đặt trực tiếp áo đường bằng vật liệu rời rạc trên nền cát.

Bảng 8 – 4

ĐỘ DỐC TALUY NỀN ĐƯỜNG ĐẮP BẰNG ĐÁ

Cỡ đá	Chiều cao nền đắp (m)	Phương pháp thi công	Độ dốc taluy
< 25cm	6,0	Xếp đống	1 : 1,35
< 25	6,0 + 20,0	– nt –	1 : 1,5
> 25	20,0	Dùng đá lớn xếp mặt ngoài	1 : 1,10
> 40	5,0	– nt –	1 : 0,75
> 40	5,0 + 10,0	– nt –	1 : 1,0

Nền đường đầu cầu và dọc sông có thể bị ngập nước thì phải cấu tạo dốc taluy thoải 1 : 2,0 cho đến trên mức nước thiết kế 0,5m và ít nhất cũng phải cao hơn mức nước thiết kế 0,5m. Đồng thời phải căn cứ vào tốc độ nước chảy và loại đất đắp để thiết kế phòng hộ hoặc gia cố taluy cho thích đáng (xem ở dưới). Mức nước thiết kế phải được tính với tần suất sau (TCVN 4054 – 1998) :

Đường cấp 100 : tần suất 1 : 100 (tốc độ tính toán 160 km/h)

cấp 80 : – 1 : 50 (tốc độ tính toán 80 km/h)

cấp 60 : – 1 : 25 (tốc độ tính toán 60 km/h)

Đối với đường cấp 40 và 20 thì tuỳ trường hợp cụ thể do người thiết kế quyết định.

Những tuyến đường quan trọng, mức nước thiết kế cần phải kể đến chiều cao sóng lớn nhất khi gió thổi nước đập vào mặt taluy gây nên.

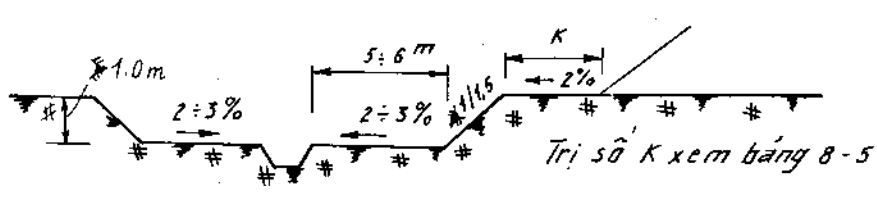
Nếu lấy đất thùng đấu cạnh đường thì cần cấu tạo thùng đấu như ở hình 8 – 3 với trị số K (bề rộng thềm bảo vệ) như ở bảng 8 – 5 :

Bảng 8 – 5

BỀ RỘNG THỀM BẢO VỆ KHI XÂY DỰNG NỀN ĐẮP CÓ THÙNG ĐẤU

Chiều cao nền đắp (m)	< 2,0	3,0	3 – 6,0m	6 ÷ 12,0
Bề rộng thềm bảo vệ K (m)	0,0	1,0	2,0m	4,0

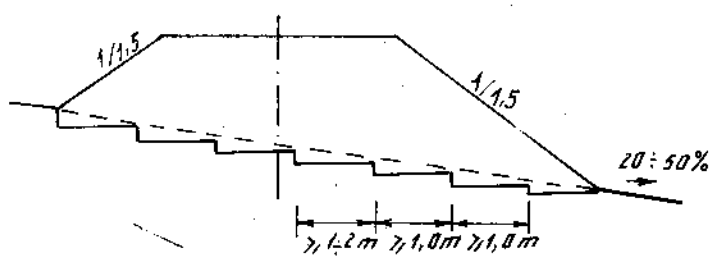
Cấu tạo dốc và rãnh trên hình 8–3 là nhằm để thoát nước nhanh khỏi thùng đấu, tránh tích nước cạnh chân taluy. Trường hợp nền đường đầu cầu, qua bãi sông thì không nên lấy đất thùng đấu vì như vậy dễ làm giảm mức độ ổn định toàn khối của nền đắp.



Hình 8 – 3. Mặt cắt ngang thùng đấu.

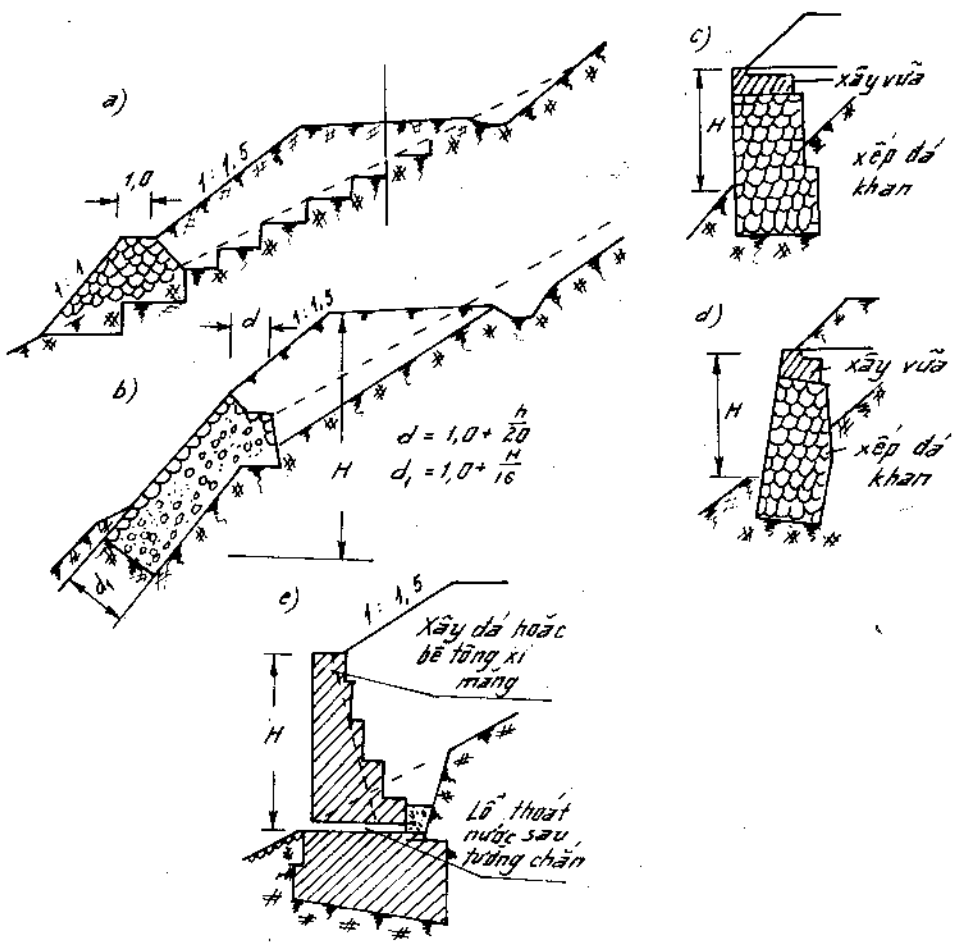
Khi xây dựng *nền đắp trên sườn dốc* thì cần phải có các biện pháp cấu tạo chống đỡ nền đường để chúng không bị trượt trên sườn dốc :

– Nếu sườn dốc tự nhiên nhỏ hơn 20% thì chỉ cần áp dụng biện pháp rẫy hết cây cỏ ở phạm vi đáy nền tiếp xúc với sườn dốc. Không rẫy hết cây cỏ thì mùa mưa nước chảy trên sườn sẽ thấm theo lớp cỏ mục rũa đó, lâu dần xối đáy nền, làm giảm sức bám của nền với mặt đất thiên nhiên và nền sẽ bị trượt.



Hình 8 – 4. Cấu tạo nền đắp trên sườn dốc 20 – 50%

– Nếu độ dốc ngang sườn núi từ 20% ÷ 50% thì bắt buộc phải dùng biện pháp đánh bậc cấp như ở hình 8 – 4. Bề rộng bậc cấp tối thiểu là 1,0m, nếu thi công bằng cơ giới thì phải rộng 3 ÷ 4,0.

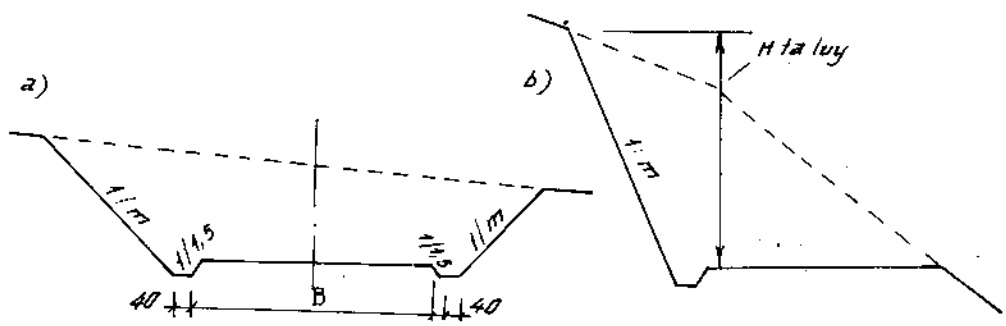


Hình 8 – 5. Cấu tạo các biện pháp chống đỡ nền đường trên sườn dốc

– Nếu độ dốc ngang sườn núi từ 50% trở lên thì lúc này không thể đắp đất với mái dốc taluy 1 : 1,5 được nữa vì mái taluy sẽ kéo rất dài mới gặp sườn tự nhiên do đó khó bảo đảm ổn định toàn khối. Trường hợp này có thể áp dụng các biện pháp đắp xếp đá (cho phép taluy dốc hơn như ở bảng 8 – 4), biện pháp dùng kè chân hoặc tường chắn như ở hình 8 – 5. Tường chắn có thể xếp khan (khi chiều cao tường < 6,0m) hoặc xây đá hay đổ bê tông xi măng.

Cấu tạo nền đào thường có hai kiểu : Kiểu đào hoàn toàn (hình 8 – 6a) và đào chữ L (hình 8 – 6b) :

Nền đào khi xây dựng sẽ phá hoại thế cân bằng của các tầng đất thiên nhiên, nhất là trường hợp đào trên sườn dốc như ở hình 8 – 6b sẽ tạo nên hiện tượng sườn dốc bị "mất chân", vì thế mái taluy đào phải có độ dốc nhất định để bảo đảm ổn định cho taluy và cho cả sườn núi. Độ dốc mái taluy 1 : m của nền đào thường được thiết kế theo *phương pháp phân tích các điều kiện địa chất công trình*. (Tương ứng với một số các điều kiện địa chất công trình nhất định thì từ tổng kết, quan sát các mái dốc thực tế có thể xác định được độ dốc taluy thích hợp để bảo đảm sự ổn định toàn khối của taluy và sườn dốc), các điều kiện địa chất công trình cần phân tích, quan sát khi thiết kế bao gồm các yếu tố sau :



Hình 8 – 6. Cấu tạo nền đào

– Thành phần và tính chất đất, đá (tính chất cơ, lí).

– Thế nằm và sự phát triển của các mặt nứt, kẽ nứt.

– Nguyên nhân hình thành địa chất (sườn tích, trầm tích, đồi tích đá, sung tích...)

– Tính chất kết cấu và mức độ phong hoá (mức độ chặt chẽ và vững chắc của đất đá).

– Chiều cao mái dốc.

– Hướng phương vị của mái dốc (nếu mái dốc hướng mặt về phía đông và đông nam thì độ dốc có thể cho phép lớn hơn các sườn hướng về phía tây và tây bắc).

Từ những kết quả của phương pháp phân tích các điều kiện địa chất công trình, người ta đi tới các bảng tổng hợp dưới đây (bảng 8 – 6, 8 – 7) dùng để thiết kế độ dốc mái taluy nền đào.

Bảng 8 – 6

ĐỘ DỐC TALUY NỀN ĐÀO (TCVN 4054 – 98)

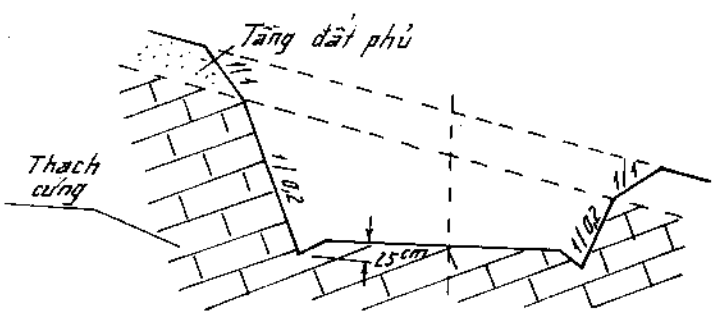
Loại đất, đá	Chiều cao mái dốc nền đào (m)	Độ dốc lớn nhất của mái dốc
1. Đá cứng :		
– đá có phong hoá nhẹ (nứt nẻ)	16	1 : 0,2
– đá dễ phong hoá	16	1 : 0,5 ÷ 1 : 1,5
2. Các loại đá bị phong hoá mạnh	6	1 : 1
3. Đá rời rạc	6 ~ 12	1 : 1,5
4. Đất cát, đất các loại sét ở trạng thái cứng, nửa cứng, dẻo chặt	12	1 : 1 ÷ 1 : 1,5

Bảng 8 – 7

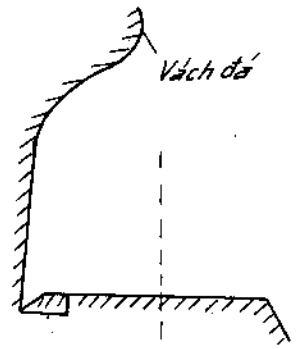
ĐỘ DỐC TALUY NỀN ĐÀO ĐẤT LẪN ĐÁ (tham khảo nước ngoài)

Mức độ kết hợp chặt chẽ giữa đất và đá	Chiều cao taluy		
	< 10m	10 ÷ 20m	20 ÷ 40m
Keo kết với nhau	1 : 0,3	1 : 0,3 ÷ 1 : 0,5	1 : 0,5
Kết hợp chặt chẽ	1 : 0,5	1 : 0,5 ÷ 1 : 0,75	1 : 1
Kết hợp chặt chẽ trung bình	1 : 0,75 ÷ 1 : 1	1 : 1	1 : 1,25 ÷ 1 : 1,5
Rời rạc, phần lớn đá có kích thước > 40cm	1 : 0,5	1 : 0,75	1 : 0,75 ÷ 1 : 1
Rời rạc, phần lớn đá có kích thước > 25cm	1 : 0,75	1 : 1	1 : 1 ÷ 1 : 1,25
Rời rạc, nói chung kích thước < 25cm	1 : 1,25	1 : 1,5	1 : 1,5 ÷ 1 : 1,75

Trường hợp nền đường đào qua các lớp đất khác nhau thì nên dùng độ dốc taluy khác nhau tương ứng với đất, đá ở mỗi lớp (hình 8 – 7). Nền đào qua đá cứng chưa bị phong hoá và liền khối thì còn có thể thiết kế kiểu nửa hầm (hình 8 – 8).



Hình 8 – 7. Cấu tạo nền đào qua các lớp đất khác nhau



Hình 8 – 8. Cấu tạo nền đào 1/2 hầm

Cấu tạo nền nửa đào nửa đắp cũng thường gặp khi nền đường qua vùng sườn dốc nhẹ (dưới 50%). Lúc này có thể vận dụng các cấu tạo nói riêng cho phần đào và phần đắp.

8.2.3. Cấu tạo nền đường đường cao tốc (TCVN 5729 – 1997) : Do các yêu cầu bảo đảm an toàn, thuận tiện cho xe chạy với tốc độ cao, chống đất đá lở ở đoạn nền đào và yêu cầu về thiết kế cảnh quan, nền đường đường cao tốc nên được thiết kế với mái dốc thoải theo các tiêu chuẩn ở bảng 8.8. Trường hợp bị hạn chế về diện tích chiếm đất thì có thể dùng tường chắn hoặc đắp đá thay cho mái dốc đắp. Đối với taluy đào trên các sườn núi có độ dốc ngang lớn, địa hình quá khó khăn và đối với taluy đào đá, đắp đá, thì được phép thiết kế độ dốc taluy theo TCVN 4054 "Đường ôtô – Tiêu chuẩn thiết kế".

Bảng 8 –8

ĐỘ DỐC TALUY NỀN ĐƯỜNG ĐƯỜNG CAO TỐC (TALUY ĐẤT)

Chiều cao đắp hoặc chiều sâu đào	Mái dốc nền đắp	Mái dốc nền đào
đến 1,20m	1 : 4(1 : 3)	1 : 3,0
≥ 1,2m ÷ 3,0m	1 : 3 (1 : 2)	1 : 2,5(1 : 2)
≥ 3,0m ÷ 4,5m	1 : 2,5(1 : 1,75)	1 : 2,0(1 : 1,5)
≥ 4,5m ÷ 6,0m	1 : 2(1 : 1,5)	1 : 1,75(1 : 1,5)
trên 6,0m	1 : 2(1 : 1,5)	1 : 1,5

Chú thích :

– Các trị số trong ngoặc áp dụng cho trường hợp địa hình khó khăn hoặc hạn chế về diện tích chiếm đất cho phép.

– Phải thiết kế độ dốc taluy thay đổi trong phạm vi chiều cao taluy như ở bảng 8–8.

Đỉnh mái dốc đắp nên được gọt tròn với bán kính R = 2,5m, chân mái dốc đắp với R = 8,0m ; đỉnh mép vai nền đào với R = 2,5m, đỉnh mái dốc nền đào với R = 2H (H là chiều cao taluy đào, tính bằng mét).

Để hình dạng nền đường phối hợp tốt với cảnh quan, ở đoạn nền đào sâu chuyển sang nền đắp nên thiết kế độ dốc taluy đào thoải dần kể từ giữa đoạn ra đến chỗ bắt đầu chuyển sang đắp (ví dụ từ độ dốc 1 : 2 ở giữa chuyển dần thành 1 : 3 rồi 1 : 5).

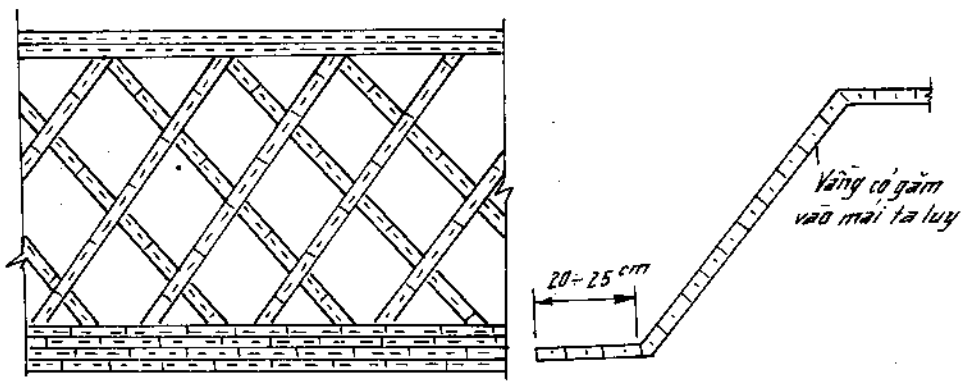
8.2.4. Cấu tạo gia cố taluy nền đường : Mục đích của việc gia cố taluy là để đề phòng mái taluy bị phá hoại do tác dụng của mưa, nước mặt, sóng, gió và các tác dụng khác (như tác dụng phong hoá bề mặt)... Mùa mưa mái taluy rất dễ bị xói thành các vệt xói sâu làm mặt taluy bị phá hoại, đất mái lở xuống làm tắc rãnh dọc, xói hổng chân taluy dẫn đến sụt lở lớn. Những đoạn nền đường đắp qua bãi sông, ven biển, ven hồ, qua các cánh đồng chiêm... thì mái taluy thường bị sóng vỗ hoặc nước chảy với tốc độ lớn gây xói lở, sạt cả đoạn dài. Ở vùng núi, các mái taluy cao có diện tích hở lớn càng dễ bị phong hoá nặng, càng dễ ngấm nước nhiều dẫn đến phá hoại. Những mái taluy đất ít dính còn có thể bị

phá hoại do gió thổi hoặc do súc vật trèo qua. Do đó, tuỳ trường hợp cần phải có các biện pháp gia cố mái taluy thích đáng, nhất là nhiều trường hợp do bị phá hoại bề mặt lâu dài sẽ dẫn đến cả mái taluy mất ổn định toàn khối.

Các hình thức gia cố taluy thông thường gồm có :

– Đầm nén chặt mái taluy và gọt nhẵn mái taluy

– Trồng cỏ trên mái taluy : có thể trồng bằng cách đánh các vầng cỏ găm có hàng lối lên mái taluy (hình 8–9) để cỏ lan dần ra khắp mái hoặc trồng bằng hạt giống. Cũng có thể trồng các cây bụi (cây thấp).



Hình 8–9. Trồng cỏ trên mái taluy với các vầng cỏ.

Trồng cỏ hoặc cây bụi có tác dụng làm chặt đất mái taluy, cản dòng chảy điều tiết độ ẩm của đất, do đó nên áp dụng với mọi trường hợp (trừ những mái taluy thường xuyên ngập nước).

– Gia cố lớp đất mặt mái taluy bằng chất liên kết vô cơ (vôi, xi măng...) hoặc chất liên kết hữu cơ.

– Làm lớp bảo hộ cục bộ hoặc tường hộ để ngăn ngừa tác dụng phong hoá phát triển (biện pháp này rất cần thiết và có hiệu quả đối với taluy nền đường núi qua vùng đá dễ bị phong hoá như diệp thạch, sa thạch).

Lớp bảo hộ cục bộ dầy khoảng 5cm, dùng hỗn hợp đất sét, xỉ lò và vữa vôi trát kín vùng đá phong hoá cục bộ trên taluy. Khi thi công dọn sạch các đất đá phong hoá rời rạc trên mặt, cạo phẳng bề mặt và tưới nước cho ẩm rồi đem hỗn hợp trên trát đều, đợi vữa lúc khô thì vỗ mặt cho vôi nổi ra ngoài, láng nhẵn, sau đó đắp cỏ tưới nước bảo dưỡng. Nếu trát bảo hộ phạm vi rộng thì cần bố trí khe co dãn.

Tường hộ (hình 8–10) thích hợp với những taluy đá nhiều mặt vỡ, dễ phong hoá và độ dốc lớn (1 : 0,5 ÷ 1 : 0,1).

Tường hộ không chịu áp lực đất mà chỉ chịu trọng lượng bản thân. Kích thước cấu tạo như trên hình 1 – 10, nếu H càng lớn thì B càng lớn :

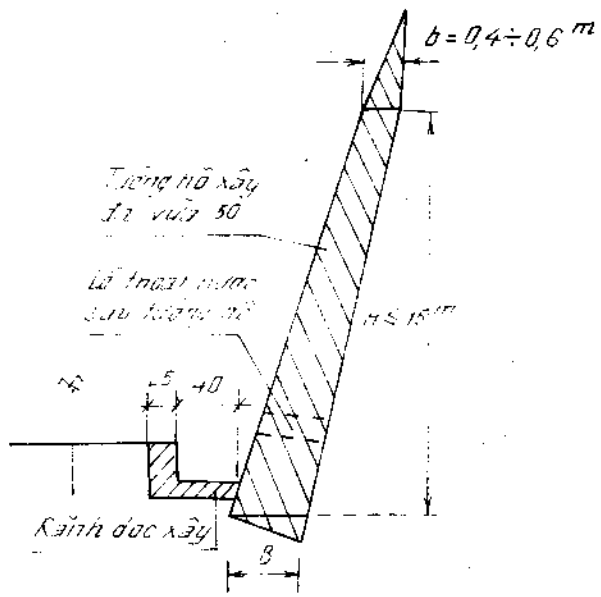
$$B = b + \left(\frac{H}{20} \div \frac{H}{10}\right)$$

Cứ 10–20m dài tường thì để một khe co rộng 2cm, khe được nhét bao tải tẩm nhựa đường. Cứ 4 ÷ 9,0cm^2 bố trí một lỗ thoát nước sau tường ; lỗ rộng 6 × 6cm hoặc 10 × 10cm.

– Làm lớp đắp bao taluy đối với nền đắp bằng cát : lớp đắp bao phải dầy tối thiểu 1,0m và phải đắp bằng đất có tính dính (chỉ số dẻo 7 – 17, giới hạn nhão > 25), ngoài mặt vẫn trồng cỏ.

– Làm lớp bảo hộ cục bộ có *cấu tạo tầng lọc ngược* tại các vị trí trên mặt taluy có vết lộ nước ngầm chảy ra. Tầng lọc ngược thường dầy tổng cộng 30 ÷ 40cm. Ở sát mặt đất taluy bố trí lớp cát, rồi đến đá dăm và ngoài cùng là đá hộc xếp khan.

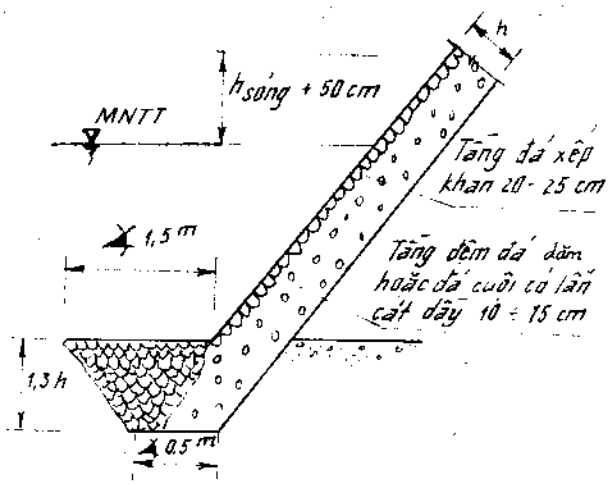
Mục đích của tầng lọc ngược là để nước ngầm khi chảy ra không xói cả đất taluy theo (xói ngầm), do đó góp phần giữ cho mái taluy ổn định. Để đạt mục đích đó chọn kích cỡ hạt và bề dày các lớp phải thoả mãn điều kiện sau :



Hình 8–10. Cấu tạo tường hộ chống phong hoá bề mặt taluy.

$$\left.\begin{aligned} &\frac{d^{50}_{cát}}{d^{50}_{đất}} \le 10 \div 15 \le 4{,}5e^{0{,}26\frac{t_{cát}}{\alpha_{cát}}} \\ &\frac{d^{50}_{đá}}{d^{50}_{cát}} \le 10 \div 15 \le 4{,}5e^{0{,}26\frac{t_{đá}}{\alpha_{đá}}} \\ &d^{50}_{đá} \ge 0{,}2D \end{aligned}\right\} \qquad (8–2)$$

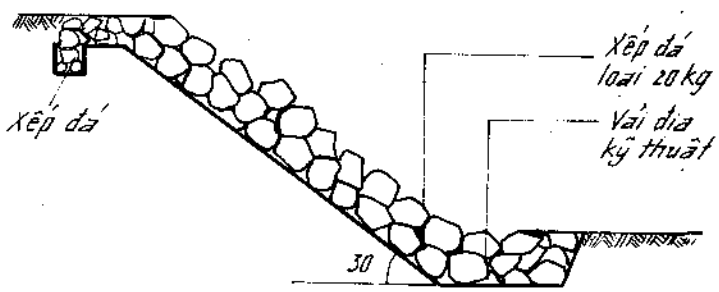
trong đó : $d^{50}_{đất}, d^{50}_{cát}, d^{50}_{đá}$ là cỡ hạt có lượng hạt lọt qua sàng chiếm 50% tổng khối lượng hạt của đất taluy, của vật liệu làm lớp cát và lớp đá xếp khan ngoài cùng ; D là kích cỡ lớn nhất của lớp đá xếp khan ngoài cùng ; $\alpha_{cát}$, $\alpha_{đá}$ là đường kính cỡ hạt nhỏ nhất của các lớp ; e là cơ số tự nhiên (2,72) ; $t_{cát}$, $t_{đá}$ là bề dầy các lớp cát và đá.



Hình 8–11a. Gia cố taluy bằng tầng đá xếp khan 1 lớp.

Bề dầy $t_{đá}$ không nên nhỏ hơn 15cm, lớp cát không nên mỏng hơn 10cm.

– Những đoạn nền đắp chịu tác dụng nước chảy và sóng vỗ thì có thể gia cố taluy bằng cách dùng các tầng xếp khan (hình 8–11a) hoặc tầng xếp khan có lót vải địa kĩ thuật (geotextil) hoặc màng nhựa địa kĩ thuật (géomenbrane) thay cho tầng đệm đá dăm như ở hình 8–11b ; tầng lát rọ đá, bó đá (hình 8–12) hoặc các tầng đá xây vữa hay lát tấm bê tông trên mặt taluy.



Hình 8–11b. Dùng vải địa kĩ thuật thay cho tầng đệm làm chức năng tầng lọc ngược khi gia cố taluy

tầng ngoài bằng phẳng và để chống nước chảy, nước lên xuống xói đất mái taluy.

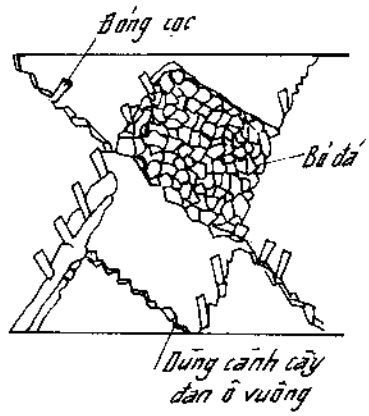
Tầng xây vữa dầy 20 – 40cm, phần móng (như hình 8–11) cũng phải xây kiên cố. Cứ 10 – 15m dài phải để một khe co 2cm.

Tấm lát bê tông thường dầy 6,0 ÷ 20cm, dùng mác 110 – 200 và có thể đúc tại chỗ hay dùng tấm lắp ghép.

Cấu tạo của nền đường, ngoài các mặt đã trình bày ở trên, còn cần phải đề cập đến các biện pháp thoát nước (được trình bày ở chương 13) và các biện pháp nâng cao cường độ và mức độ ổn định cường độ của nền đường như : biện pháp đầm nén đất, biện pháp cải thiện trạng thái của đất về độ ẩm tuỳ theo điều kiện nền đường tiếp xúc với các nguồn ẩm khác nhau... (các vấn đề này sẽ trình bày ở chương 9).

Một tầng đá xếp khan được dùng khi vận tốc nước chảy v = 3,0 ÷ 4,5m/s ; hai tầng xếp khan khi v = 3,5 ÷ 5,5m/s ; còn xây vữa tấm bê tông xi măng được dùng khi v > 5,0 ÷ 6,0m/s.

Trong mọi trường hợp, dưới tầng xếp khan, tầng xây vữa hoặc tấm lát đều phải rải một lớp đệm như ở hình 8–11. Lớp đệm để phân bố lực đều giữ cho



Hình 8–12. Gia cố taluy bằng biện pháp bỏ đá, cuội (dùng cành cây đóng cọc đan thành các ô vuông rồi bỏ đá).

8.3. TÍNH TOÁN ĐÁNH GIÁ SỰ ỔN ĐỊNH CỦA NỀN ĐƯỜNG TRÊN SƯỜN DỐC

Khi xây dựng nền đường trên sườn dốc, để bảo đảm điều kiện ổn định toàn khối như nói ở 8.1, việc tính toán, thiết kế nền đường cần đáp ứng hai yêu cầu sau :

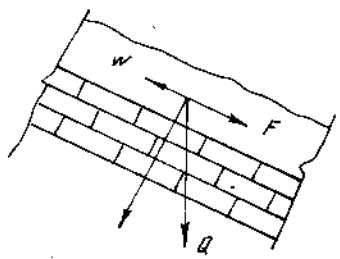
– Nền đường phải đặt trên một sườn dốc ổn định và bản thân sườn dốc đó vẫn ổn định sau khi xây dựng nền (vì nếu là nền đắp thì sườn dốc bị tăng tải, còn nếu là nền đào thì sườn dốc thường bị "hẫng chân" gây giảm sức chống đỡ phía dưới dốc). Do yêu cầu này nên cần có phương pháp tính toán đánh giá mức độ ổn định của bản thân sườn dốc và của tổng thể nền với sườn dốc. (Riêng về các biện pháp xử lí và phòng chống phá hoại sườn dốc như xử lí và phòng chống trượt sườn, phòng chống sụt lở vùng đồi tích đá, vùng có hiện tượng cácstơ... sẽ được nghiên cứu kĩ ở "Thiết kế đường ôtô – Tập bốn").

– Trên cơ sở một sườn dốc chắc chắn ổn định, nền đắp phải không bị trượt trên mặt sườn dốc đó (nhất là khi nước mặt thấm vào ranh giới tiếp xúc giữa nền và sườn dốc làm giảm dính kết và ma sát tại đó). Ngoài ra, bản thân taluy đào hoặc đắp của nền đường đương nhiên phải bảo đảm ổn định (xem 8.4).

Đánh giá phán đoán mức độ ổn định của sườn dốc thường dựa vào cách tính toán trên cơ sở xét điều kiện cân bằng tĩnh của khối trượt trên *mặt trượt dự kiến* (hoặc *mặt trượt*

đã điều tra được), đồng thời cũng có thể dựa vào phương pháp phân tích tổng hợp các điều kiện địa chất công trình như đã nói ở 8.2 mục 2 (phân tích các điều kiện để bảo đảm một mái dốc tự nhiên có thể ổn định được về mặt địa chất công trình và địa chất thuỷ văn).

Phương pháp tính toán điều kiện cân bằng tĩnh (tức là tính toán mức độ ổn định của sườn dốc về mặt cơ học) có thể có các trường hợp sau.



Hình 8 – 13. Sơ đồ tính ổn định sườn dốc trường hợp mặt trượt phẳng.
F – lực gây trượt ;
W – lực cản trở trượt.

8.3.1. Trường hợp mặt trượt tương đối phẳng (ví dụ trường hợp trượt phẳng tầng đất phủ trên nền đá gốc) như ở hình 8 – 13 thì điều kiện ổn định sườn dốc về mặt cơ học lúc này được xác định ở bất đẳng thức 8 – 3.

$$i \le f + \frac{c}{\gamma . h . \cos\alpha} \qquad (8-3)$$

trong đó : i là độ dốc của sườn dốc ổn định (nếu i vượt quá trị số của vế phải tính được thì sườn dốc không ổn định) ;

f là hệ số ma sát giữa khối trượt trên mặt trượt phẳng ;

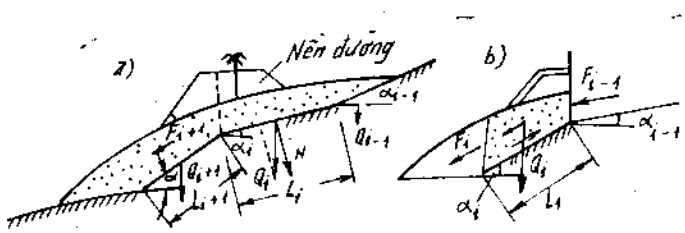
γ là dung trọng đất khối trượt (t/m^3) ở trạng thái chứa ẩm lớn nhất ;

h là bề dầy của khối đất trượt (m), có thể tính bình quân trên toàn khối trượt hoặc lấy trị số h lớn nhất trong trường hợp khối trượt có bề dầy phía trên lớn hơn phía dưới ;

c là lực dính đơn vị giữa khối trượt và mặt trượt (t/m^2) (c và f đều dùng trị số nhỏ nhất khi có nước thấm ở giữa khối trượt và mặt trượt) ;

α là góc nghiêng của sườn dốc so với mặt phẳng nằm ngang (độ).

8.3.2. Trường hợp trượt trên mặt gẫy khúc thì có thể tính toán ổn định cơ học theo sơ đồ hình 8 – 14.



Hình 8–14. Sơ đồ tính ổn định sườn dốc trường hợp mặt trượt gẫy khúc.
a – chia thành các đoạn khối trượt ;
b – điều kiện cân bằng của một đoạn.

Trình tự tính toán theo sơ đồ hình 8 – 14 như sau :

– Tại các chỗ thay đổi dốc của mặt trượt kẻ các đường thẳng đứng để phân khối trượt thành các đoạn như ở hình 8 – 14a. Trên mỗi đoạn, tính toán trọng lượng bản thân khối trượt Q_i và chiều dài mặt trượt tương ứng L_i (trọng lượng Q_i có thể gồm cả khối lượng nền đường ở phía trên sườn dốc).

– Lần lượt tính toán lực gây trượt F_i đối với từng đoạn của khối trượt theo công thức sau (xem hình 8 – 14b) :

$$F_i = Q_i(K\sin\alpha_i - \cos\alpha_i . tg\varphi_i) + F_{i-1} . \cos(\alpha_i - \alpha_{i-1}) - c_i L_i \qquad (8-4)$$

trong đó : α_i là độ dốc nghiêng của mặt trượt đoạn i ; c_i, φ_i là lực dính (T/m^2) và góc ma sát giữa khối trượt và mặt trượt ở đoạn i.

K là hệ số ổn định quy định, xác định theo (8–1) ; lấy từ 1,0 ÷ 1,5.

– Cuối cùng tính được lực gây trượt của đoạn khối trượt dưới chân dốc F_{i+1} (hình 8 – 14a). Thông qua trị số F_{i+1} tính được, có thể đánh giá được mức độ ổn định của sườn dốc ; cụ thể là nếu $F_{i+1} \leq 0$ thì sườn dốc (khối trượt) là ổn định với hệ số ổn định K ; nếu $F_{i+1} > 0$ thì sườn dốc không ổn định.

– Cũng có thể đánh giá mức độ ổn định riêng của từng đoạn khối trượt (đoạn i) theo công thức sau :

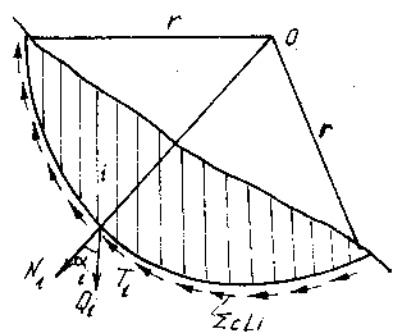
$$K_i = \frac{Q_i.\cos\alpha_i.tg\varphi_i + c_iL_i}{F_{i-1}.\cos(\alpha_i - \alpha_{i-1}) + Q_i.\sin\alpha_i} \qquad (8-5)$$

(khi tính nếu có trường hợp $F_{i-1} < 0$ thì xem như không xét đến F_{i-1} nữa).

Qua trị số K_i của các đoạn khối trượt có thể phát hiện các đoạn có khả năng dễ mất ổn định nhất ($K_i < 1$), tại đó dễ phát sinh các kẽ nứt (tại ranh giới các đoạn) và dễ phát sinh dầy trồi xuống phía dưới.

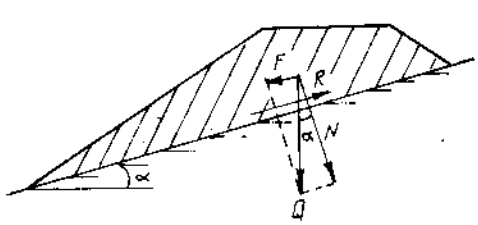
8.3.3. Trường hợp trượt có khả năng phát sinh theo mặt trượt quay (xem như mặt trượt cung tròn) : Trường hợp này thường xảy ra với các sườn dốc đất sét đồng nhất ở trạng thái dẻo mềm như ở hình 8 – 15 và với mặt trượt đã biết (hoặc giả thiết) có thể tính toán mức độ ổn định cơ học theo phương pháp phân mảnh cổ điển nói ở 8 – 4.

Như vậy, để có thể dự đoán được mức độ ổn định cơ học của sườn dốc, trong mọi trường hợp đều cần phải điều tra xác định được : vị trí tương đối chính xác (hoặc tương đối hợp lí) của mặt trượt ; các chỉ tiêu cơ lí của đất (c, φ, γ) ở trạng thái tính toán (tương ứng với độ chứa ẩm bất lợi nhất). Việc xác định được đúng đắn mặt trượt và các số liệu nói trên, nói chung không phải là dễ dàng. Vì thế xử lí kết quả tính toán ổn định về mặt cơ học cần phải kết hợp chặt chẽ với việc điều tra, đối chiếu theo phương pháp phân tích tổng hợp các điều kiện địa chất công trình và địa chất thuỷ văn, tức là dựa vào cách đánh giá ổn định sườn dốc theo phương pháp địa chất công trình đã đề cập ở trên (8 – 2).



Hình 8 – 15. Sơ đồ tính ổn định sườn dốc trường hợp trượt quay (O là tâm trượt).

Để đánh giá mức độ ổn định của bản thân nền đắp theo điều kiện nền không bị trượt trên mặt tiếp xúc giữa nền với sườn dốc, ta có thể tính toán theo sơ đồ hình 8 – 16 :



Hình 8 – 16. Sơ đồ ổn định trượt nền đắp trên sườn dốc.

Theo sơ đồ hình 8 – 16, lực gây trượt $F = Q.\sin\alpha$ (với Q là trọng lượng nền đắp và α là góc dốc của sườn dốc) và lực cản trở trượt là $R = f.Q.\cos\alpha$ (f là hệ số ma sát của nền đắp với mặt trượt xác định ở trạng thái bất lợi nhất khi nước thấm vào). Do đó hệ số ổn định trượt của nền đắp trên sườn dốc là :

$$K = \frac{R}{F} = \frac{f}{i} \qquad (8-6)$$

Để tăng mức độ ổn định trượt của nền đắp trên sườn dốc thường phải áp dụng các biện pháp cấu tạo như đã nói ở 8 – 2.

8.4. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH MÁI DỐC TALUY NỀN ĐƯỜNG

Thường trong trường hợp chiều cao taluy nền đường lớn hơn 12,0m thì khi thiết kế người ta cần nghiệm toán mức độ ổn định toàn khối của nó về mặt cơ học.

8.4.1. Một vách đất thẳng đứng thường mất ổn định, khối đất trên nó sẽ trượt theo một mặt trượt nào đó (hình 8 – 17).

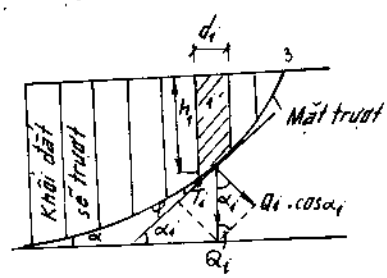
Xét điều kiện cân bằng cơ học của một mảnh đất i bất kì trên mặt trượt của nó ta có :

– Lực gây trượt (kéo khối đất i trượt trên mặt trượt) là :

$$T_i = Q_i \sin\alpha_i \qquad (8-7)$$

– Lực giữ, cản trở mảnh đất i trượt là :

$$N_i = Q_i \cos\alpha_i . tg\varphi + c\frac{d_i}{\cos\alpha_i} \qquad (8-8)$$



Hình 8 – 17. Sơ đồ xét điều kiện cân bằng về cơ học của một khối đất bất kỳ trên mặt trượt của nó (bề dầy khối đất là 1,0m).

trong đó Q_i : là trọng lượng mảnh đất i đang xét ($Q_i = d_i.h_i.\gamma.1m$) và γ, c, φ là dung trọng, lực dính, góc nội ma sát của đất với các kí hiệu khác nhau như ở hình 8 – 17.

Khi $T_i > N_i$ thì tình trạng mất ổn định sẽ xảy ra, còn khi $T_i = N_i$ thì mảnh đất sẽ ở vào trạng thái cân bằng giới hạn. Với (8 – 7) và (8 – 8) ta có điều kiện cân bằng giới hạn đó là :

$$tg\alpha_i = tg\varphi + \frac{c}{\gamma h_i . \cos^2\alpha_i} \qquad (8-9)$$

Nếu taluy nền đường bảo đảm cho góc mái α_i của nó thay đổi theo h_i và luôn luôn phù hợp với điều kiện (8 – 9) thì về mặt cơ học mà nói, taluy sẽ bảo đảm ổn định toàn khối.

Theo (8 – 9) nếu đất loại cát có lực dính c = 0 thì rõ ràng muốn ổn định taluy phải có góc dốc bằng góc nghỉ tự nhiên (φ). Điều này hoàn toàn được chứng thực trên thực tế. Còn đối với đất dính thì rõ ràng điều kiện ổn định cơ học của mái dốc còn phụ thuộc chiều cao mái taluy h_i và khi $h_i \to 0$ thì $\alpha_i \to 90^o$ ($tg\alpha_i \to \infty$), trái lại khi $h_i \to \infty$ thì $\alpha_i \to \varphi$. Như vậy, với đất dính cấu tạo mái taluy nên có dạng trên dốc dưới thoải.

Dựa trên điều kiện (8 – 9), giáo sư N.N.Matslov đơn giản hoá và thêm hệ số an toàn K để biến nó thành :

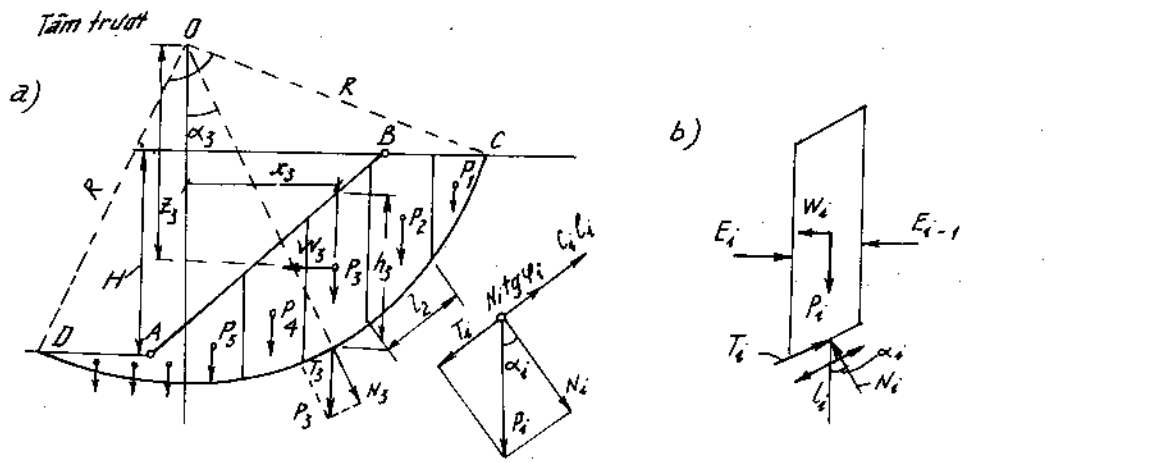
$$tg\alpha_i = \frac{1}{K}\left(tg\varphi + \frac{c}{\gamma h_i}\right) \qquad (8-10)$$

N. N. Matslov đề nghị có thể thiết kế độ dốc mái taluy α_i (để bảo đảm ổn định toàn khối) theo (8 – 10), trong đó K được xác định theo (8 – 1). Góc dốc tủa taluy α_i được thiết kế thay đổi cho từng lớp đất cách mặt bằng trên đỉnh taluy một chiều sâu h_i (như sơ đồ hình 8 – 17).

Phương pháp này rõ ràng chỉ có thể áp dụng với các mái taluy nền đắp (hoặc nền đào nhưng trên đỉnh taluy là mặt đất tự nhiên nằm ngang).

8.4.2. Trên thực tế thường phổ biến sử dụng *phương pháp phân mảnh cổ điển* để nghiệm toán mức độ ổn định cơ học và thiết kế độ dốc mái taluy. Phương pháp này do W.Fellenius người Thụy Điển đề xuất từ năm 1926 với các giả thiết cụ thể sau :

– Khối đất trên taluy khi mất ổn định sẽ trượt theo *mặt trượt hình trụ tròn* (hình 8 – 18a)



Hình 8 – 18. a – Sơ đồ tính ổn định taluy theo Fellenius ; b – theo Bishop.

Xét bài toán phẳng, phân khối đất trượt hình trụ tròn thành các mảnh như hình 8–18 và giả thiết khi trượt, cả khối trượt sẽ cùng trượt một lúc do đó giữa các mảnh không có lực ngang tác dụng lên nhau (không xô đẩy, cản trở nhau) ; trạng thái giới hạn chỉ xảy ra trên mặt trượt.

Như vậy, mỗi mảnh trượt i (hình 8 – 18a) sẽ chịu tác dụng của trọng lượng bản thân P_i ; P_i phân thành hai thành phần : lực tiếp tuyến tại mặt trượt $T_i = P_i \sin \alpha_i$ và lực pháp tuyến $N_i = P_i \cos \alpha_i$; lực tiếp tuyến *gây trượt*, còn lực pháp tuyến gây lực ma sát $N_i.tg\varphi_i$ (với tg φ_i là hệ số ma sát của phần đất trên đáy mặt trượt thuộc phạm vi mảnh i). Lực ma sát cùng với lực dính $c_i.l_i$ dưới đáy mảnh trượt sẽ là những thành phần *cản trở trượt* (l_i và c_i là chiều dài và lực dính của phần đất trên đoạn mặt trượt thuộc phạm vi mảnh i). Nếu cần xét đến tác dụng của động đất thì mỗi mảnh trượt còn chịu thêm một lực gây trượt W_i có cánh tay đòn so với tâm O là Z_i.

So sánh tổng mô men đối với tâm trượt O do các lực gây trượt T_i và W_i của các mảnh i với tổng mô men cản trở trượt $N_i.\ tg\varphi_i + c_i l_i$ của các mảnh i, ta sẽ biết được mức độ ổn định của taluy đối với mặt trượt giả thiết (có tâm O và bán kính R) đó cụ thể hệ số ổn định K sẽ được xác định theo công thức sau :

$$K = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} M_{i\ giữ}}{\sum_{i=1}^{i=n} M_{i\ trượt}} = \frac{\sum_{1}^{n}(N_i tg\varphi_i + c_i l_i)}{\sum_{i}^{n}\left(T_i + W_i \frac{Z_i}{R}\right)} = \frac{\sum_{1}^{n}(P_i \cos\alpha_i . tg\varphi_i + c_i l_i)}{\sum_{1}^{n}\left(P_i \sin\alpha_i + W_i \frac{Z_i}{R}\right)} \qquad (8-11a)$$

với : $W_i = (0{,}1 \div 0{,}2)$. P_i – tuỳ theo ý nghĩa quan trọng của công trình ; khi thiết kế phải xác định lực động đất này theo "Quy chuẩn Xây dựng" hoặc Tiêu chuẩn ngành (22TCN–221–95).

Nếu đất đồng nhất thì chỉ tiêu cơ lí của đất c_i, φ_i và γ_i là như nhau ở mọi mảnh i và ta có :

$$K = \frac{tg\varphi(\sum_{1}^{n} P_i \cos\alpha_i) + cL}{\sum_{1}^{n}(P_i \sin\alpha_i + W_i . \frac{Z_i}{R})} \qquad (8-11b)$$

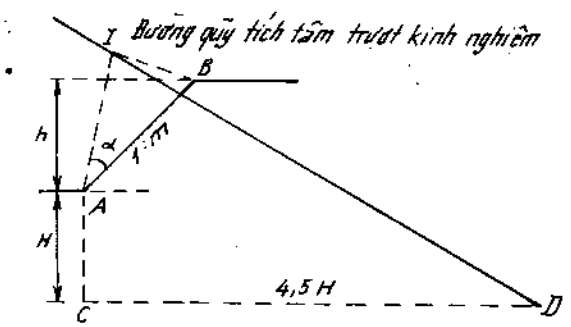
(với L là chiều dài cung trượt của cả khối trượt).

Khi tính toán thường chia bề rộng mỗi mảnh i là 1 ~ 2,0m (chia càng nhỏ càng chính xác) : các yếu tố đều được xác định bằng cách đo trực tiếp trên giấy ô vuông vẽ taluy và mặt trượt theo tỉ lệ định trước.

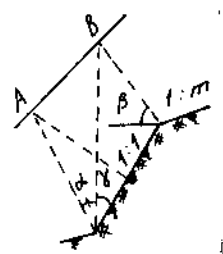
Trên đây mới chỉ xác định được hệ số ổn định K ứng với một mặt trượt nào đó. Nhưng chưa chắc mặt trượt này đã là mặt trượt nguy hiểm nhất, tức là mặt trượt gây ra trị số K nhỏ nhất (K_{min}). Trị số K_{min} này mới sẽ biểu thị cho mức độ ổn định về mặt cơ học của mái taluy đó.

Nguyên tắc tìm trị số K_{min} là : đối với mái taluy đã biết, giả thiết nhiều mặt trượt khác nhau ; tương ứng với mỗi mặt trượt sẽ tính được hệ số K, từ đó lấy trị số K nhỏ nhất trong số các trị số K đã tính được, để đánh giá mức độ ổn định cơ học của taluy, nghĩa là mò tìm trị số K_{min} ; do đó giả thiết càng nhiều mặt trượt thì trị số K_{min} xác định được càng tin cậy.

Dựa theo kinh nghiệm nghiệm toán ổn định vô số các mái taluy người ta đã tổng kết một số cách tìm ra vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất nhằm giảm thời gian mò mẫm trong quá trình tìm K_{min}. Thường hay dùng cách dựa vào đường *quỹ tích tâm trượt kinh nghiệm* ở hình 8 – 19 và 8 – 20 :



Hình 8 – 19. Xác định đường quỹ tích tâm trượt nguy hiểm theo kinh nghiệm (kèm bảng 8 – 9)



Hình 8 – 20. Xác định đường quỹ tích tâm trượt nguy hiểm trường hợp nền đào vùng núi có taluy 1 : 1 và độ dốc mặt đất trên đỉnh taluy không nằm ngang (kèm bảng 8 – 10).

Bảng 8 – 9

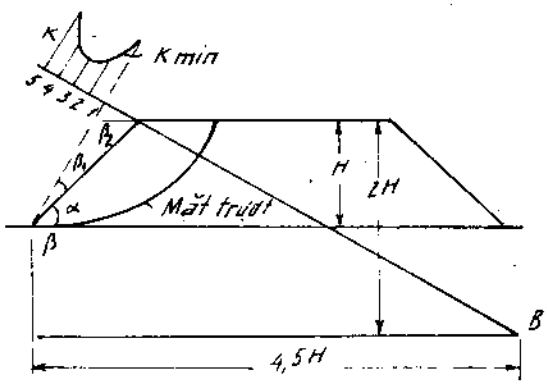
1 : m	α^o	β^o	1 :m	α^o	β^o
1 : 0,58	29	40	1 : 2	25	35
1 : 1,0	28	37	1 : 3	25	33
1 : 1,5	26	35	1 : 5	23	31

Bảng 8 – 10

Độ dốc mặt đất 1 : n	taluy nền đào 1 :m	β	α	γ
	1 : 1	30^o	60^o	30^o
1 : 10	1 : 1	38^o	69^o	30^o
1 : 4	1 : 1	53^o	60^o	30^o
1 : 3	1 :1	75^o	55^o	30^o
1 : 2	1 : 1	67^o	64^o	40^o

Theo kinh nghiệm thì tâm trượt của mặt trượt nguy hiểm ất sẽ hầu như nằm trên đường thẳng DIx xác định như ở hình vẽ 8 – 19 với bảng 8 – 9, hoặc nằm trên đường AB xác định theo hình 8 – 20 và bảng 8 – 10.

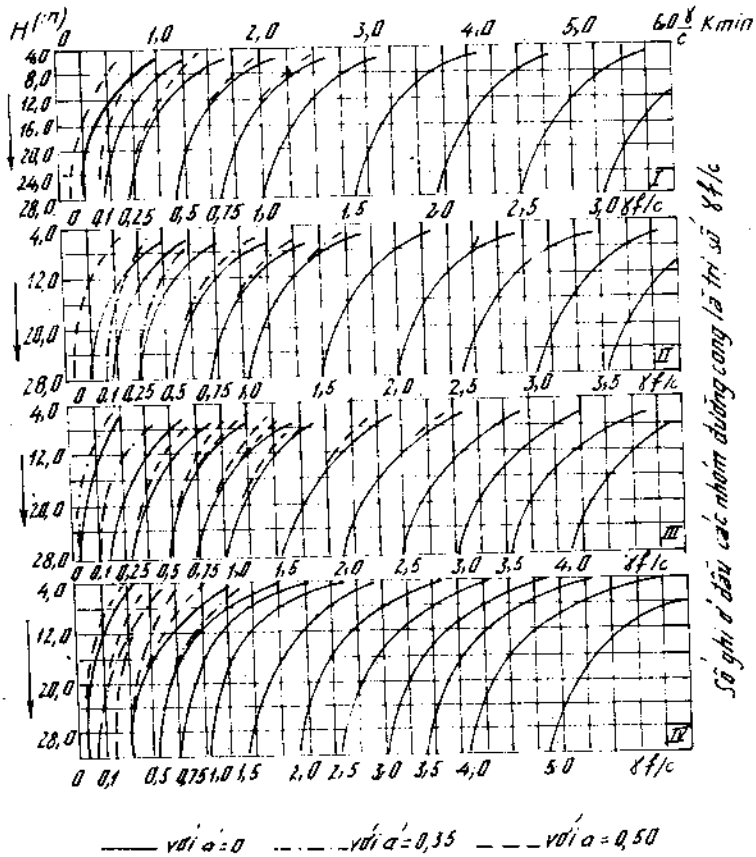
Thường chỉ cần chọn 3 ÷ 5 điểm trên đường quỹ tích tâm trượt kinh nghiệm làm tâm trượt và theo (8 – 11) tính ra các trị số K tương ứng rồi biểu diễn chúng như hình vẽ 8 – 21 để xác định K_{min}.



Hình 8 – 21. Vẽ đồ thị hệ số K để tìm trị số K_{min}

Để tránh phải tính toán tốn công sức giáo sư Dương Học Hải đã sử dụng máy tính lập được toán đồ xác định trực tiếp trị số ổn định nhỏ nhất K_{min} tuỳ thuộc các đặc trưng của đất taluy (c ; tg φ = f, γ) và chiều cao taluy H (hình 8 – 22).

Toán đồ này có ưu điểm hơn các toán đồ của các tác giả khác là : xét được cả các trường hợp độ dốc mặt đất phía trên đỉnh taluy không phải nằm ngang (a' > 0) rất phổ biến đối với các taluy nền đào vùng núi. Nó còn có ưu điểm là đơn giản, tìm trực tiếp được trị số hệ số ổn định nhỏ nhất một cách nhanh

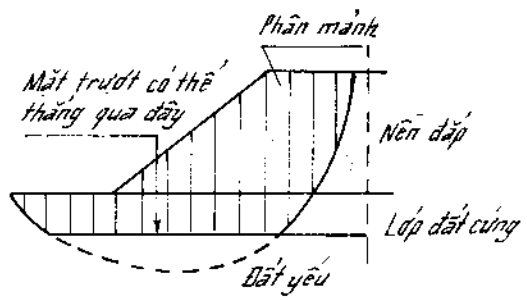


Hình 8 – 22. Toán đồ dùng để tính ổn định mái taluy và thiết kế chiều cao taluy (Dương Học Hải).
(c, f, γ là lực dính, hệ số ma sát và dung trọng của đất taluy, a' là độ dốc của mặt đất trên đỉnh taluy
I – taluy 1/1,5 ; II – taluy 1/1,25 ;
III – taluy 1/1 ; IV – taluy 1/0,75

chóng, lại có thể trực tiếp xác định được trị số chiều cao taluy lớn nhất cần khống chế khi thiết kế (H_{max}) để bảo đảm mức độ ổn định quy định. Hạn chế của toán đồ là chỉ dùng được với trường hợp đất taluy đồng nhất và phía dưới chân taluy không có lớp đất yếu hơn (lúc này mặt trượt sẽ khoét vào trong đất yếu mà không qua chân taluy như hình 8 – 23).

Sau khi đã xác định được trị số K_{min}, có thể đánh giá mức độ ổn định taluy là đủ khi $K_{min} \geq K_{od}$ (với K_{od} xác định ở công thức 8–1). Chú ý rằng nếu có xét đến lực động đất W_i thì K_{od} chỉ cần bằng 1,0 ; còn nếu không xét đến lực động đất thì $W_i = 0$ và K_{od} xác định tuỳ thuộc ý nghĩa công trình.

Theo kinh nghiệm, phương pháp phân mảnh cổ điển tương đối phù hợp với trường hợp taluy đất dính (c > 0). Ngoài ra đây là một phương pháp cơ bản vì nó có thể dùng trong mọi trường hợp như hình 8 – 23, trường hợp đất không đồng nhất, trường hợp mái taluy có độ dốc cấu tạo thay đổi, trường hợp đánh giá ổn định một sườn dốc tự nhiên (8.3).



Hình 8 – 23. Ứng dụng phương pháp phân mảnh cổ điển trường hợp đất không đồng nhất và có tầng yếu ở dưới.

8.4.3. Phương pháp Bishop (1955)

Theo phương pháp này, việc tính toán hệ số ổn định taluy cũng giống như phương pháp phân mảnh cổ điển của Fellenius (hình 8 – 18a), chỉ khác là ở mỗi mảnh trượt Bishop có xét thêm các lực đẩy ngang E_{i+1} và E_{i-1} (hình 8 – 18b) tác dụng từ 2 phía của mảnh trượt (không quan tâm đến vị trí điểm đặt của các lực ngang đó).

Đối với toàn bộ khối trượt trụ tròn thì phải có : $\sum\Delta E_i = \sum(E_{i+1} - E_{i-1}) = 0$ (do toàn bộ khối đất trượt ở vào trạng thái cân bằng) và vì không quan tâm đến vị trí điểm đặt của các lực ngang như trên đã giả thiết, do đó mômen do $\sum\Delta E_i$ của các mảnh trượt gây ra đối với tâm trượt O cũng sẽ bằng không (không quan tâm tức là có thể xem cánh tay đòn của ΔE_i đối với tâm O của mỗi mảnh i là như nhau). Từ đó, hệ số ổn định K tương ứng với một mặt trượt tròn đã biết vẫn được xác định như ở (8–12a), tức là :

$$K = \frac{\sum_{1}^{n}(N_i tg\varphi_i + c_i L_i)}{\sum_{1}^{n}\left(T_i + W_i.\frac{Z_i}{R}\right)} \qquad (8 - 12a)$$

Tuy nhiên, ở đây các thành phần T_i và N_i (hoặc các phản lực T_i, N_i trên hình 8 – 18b) không phải chỉ do trọng lượng mảnh trượt P_i gây ra, mà còn do cả các lực ngang chưa biết E_{i+1}, E_{i-1} gây ra, tức là không được xác định chúng như ở phương pháp Fellenius với $N_i = P_i \cos\alpha_i$ và $T_i = P_i \sin\alpha_i$, mà phải xác định chúng theo quan hệ sau (xuất phát từ phương trình cân bằng lực theo phương thẳng đứng của mảnh i) :

$$N_i \cos\alpha_i + T_i \sin\alpha_i = P_i \qquad (8 - 12b)$$

Giả sử khi trượt, các mảnh trượt có cường độ kháng cắt ở đáy mỗi mảnh trượt i đều đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn với cùng một hệ số an toàn K như nhau thì ứng với mỗi mảnh sẽ có :

$$\frac{1}{K}(c_i l_i + N_i tg\varphi_i) = T_i \qquad (8–12c)$$

Như vậy, với 3 phương trình (8–12a), (8–12b), (8–12c) ta sẽ tìm được 3 ẩn N_i, T_i và K ; cụ thể với (8–12b) và (8–12c) ta tìm được :

$$N_i = \frac{P_i - \frac{c_i l_i \sin\alpha_i}{K}}{\cos\alpha_i + \frac{tg\varphi_i}{K}\sin\varphi_i}$$

đem thay N_i tìm được vào (8 – 12a) ta sẽ có :

$$K = \frac{\sum_{1}^{n}\left[\frac{P_i \operatorname{tg}\varphi_i}{\cos\alpha_i} + c_i l_i\right] m_i}{\sum_{1}^{n}\left[P_i \sin\alpha_i + W_i \frac{Z_i}{R}\right]} \qquad (8-13)$$

với $$m_i = \left(1 + \frac{1}{K}\operatorname{tg}\varphi_i . \operatorname{tg}\alpha_i\right)^{-1}$$

Theo (8 – 13) ta có thể tính được hệ số ổn định của taluy ứng với một mặt trượt tròn đã cho theo phương pháp Bishop.

Ở đây lưu ý rằng : vì $m_i = f(K)$ nên quá trình tìm hệ số ổn định K là quá trình tính lặp, mò dần. Hiện đã có các chương trình lập sẵn chạy trên các máy vi tính để tự động hoá quá trình mò tìm này. Ngoài ra, việc mò tìm hệ số ổn định nhỏ nhất K_{min} (tìm mặt trượt nguy hiểm nhất) cũng tương tự như với phương pháp Fellenius nói ở trên.

8.4.4. Khi nghiệm toán ổn định taluy, các đặc trưng cơ lí của đất (c, φ, γ) được xác định bằng thực nghiệm (cắt nhanh để xác định c, φ) với mẫu nguyên dạng hoặc chế bị ở trạng thái bất lợi nhất về độ chặt và độ ẩm mà thực tế có thể xảy ra trong đất taluy nền đường. Ví dụ nếu taluy không có các biện pháp phòng hộ, gia cố bề mặt, thoát nước mặt và nước ngầm tốt thì trạng thái bất lợi có thể được xác định bằng độ chứa ẩm lớn nhất tương ứng với độ chặt tự nhiên của đất. Nếu có các biện pháp nói trên thì tuỳ theo có thể giảm trị số độ ẩm tính toán đi.

Trường hợp taluy đất lẫn đá thì c và φ được xác định bằng cách cắt mẫu, chế bị riêng cho phần đất (loại bỏ đá).

Chú ý rằng việc tính toán hệ số ổn định taluy về mặt cơ học nói trên chỉ là xét sự ổn định của taluy dưới tác dụng của trọng lượng bản thân đất taluy. Thật ra trên thực tế sự ổn định toàn khối của taluy còn phụ thuộc rất nhiều vào các nhân tố khí hậu, thuỷ văn, địa hình, địa chất... đặc biệt là tác dụng của nước mặt (xói mặt, xói chân) và nước ngầm (xói ngầm). Do đó, những mái dốc và mái taluy tương đối thoải vẫn có thể bị mất ổn định toàn khối (trượt lở, sụp lở, xói lở...). Chính vì vậy, cần phải kết hợp kết quả nghiệm toán ổn định cơ học với kết quả phân tích các điều kiện địa chất công trình và địa chất thuỷ văn khi thiết kế taluy (độ dốc và chiều cao taluy) ; nhất là đối với các trường hợp taluy đá và đất lẫn đá thì cần phải dựa hẳn vào phương pháp địa chất công trình (xem 8.2). Riêng trường hợp nền đường đắp, bảo đảm thoát nước tốt là một điển hình có thể dùng phương pháp nghiệm toán cơ học nói trên để đánh giá mức độ ổn định khi thiết kế taluy.

Giải quyết vấn đề bảo đảm sự ổn định toàn khối của taluy nền đường không phải chỉ là vấn đề quyết định cấu tạo hình học của mái taluy và không nên chỉ dựa vào tính toán ổn định về mặt cơ học. Nguyên tắc cần áp dụng ở đây chính là phải vận dụng các *biện pháp tổng hợp* nhằm cải thiện cả các nhân tố bất lợi của thiên nhiên đối với taluy nền đường như : các biện pháp thoát nước mặt, xử lí tốt nước ngầm gia cố bề mặt mái taluy, thay đổi cấu tạo hình học của mái taluy và khi cần cả biện pháp chống đỡ mái taluy (làm tường chắn thấp, xây rãnh, kè chân taluy...). Kinh nghiệm cho hay chỉ với các biện pháp tổng hợp nhiều mặt như vậy mới có thể tránh được nạn sụt lở taluy trong mùa mưa lũ.

8.5. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH NỀN ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU

Đất yếu ở đây gồm 2 loại chính :

– Tầng đất sét (á sét) trầm tích trong nước trong thời kì cận đại, cũng chính là các trầm tích mới ở ven biển ở đồng bằng tam giác châu thổ, ở đầm hồ. Loại này nguồn gốc chủ yếu là khoáng vật nhưng trong quá trình trầm tích có lẫn hữu cơ nên thường có thể có màu xám đen, dễ nhuốm bẩn.

– Than bùn : nguồn gốc chính là hữu cơ như những vùng lầy hình thành do các bãi sú vẹt ven biển. Thường hàm lượng hữu cơ > 50%, màu nâu, nâu sẫm hay đen kết cấu chưa nhuyễn, còn thấy được các tàn dư thực vật.

Về chỉ tiêu cơ lí, đất yếu chính là các loại đất có hệ số rỗng ε_o lớn, độ ẩm thiên nhiên lớn (thường bão hoà nước), sức chống cắt τ (c, φ) nhỏ. Như với đất sét trầm tích mới thường có $\varepsilon_o > 1,5$ (nếu là sét) và $\varepsilon_o > 1,0$ (nếu á sét) ; độ ẩm thiên nhiên ω xấp xỉ giới hạn nhão W_{nh} ; $c < 0,1 \div 0,2$ kg/cm^2 và $\varphi = 0 \div 10^o$. Với than bùn thì còn yếu hơn $\varepsilon_o = 3 \div 15$; $c = 0,01 \div 0,04$ kg/cm^2, tg $\varphi = 0,03 \div 0,07$.

Vì các loại đất yếu có sức chống cắt nhỏ như vậy nên sức chịu tải của chúng nhỏ, tải trọng giới hạn chịu được là nhỏ, đất rất dễ bị phá hoại làm cho nền đắp ở trên mất ổn định, chủ yếu là : nền đắp lún mãi, lún không đều làm nứt nền đường, chìm nền đường vào trong đất yếu hoặc trầm trọng là trượt trồi theo một mặt trượt (hình 8 – 1).

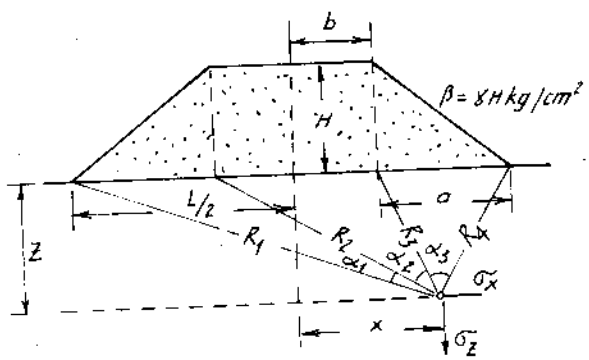
Vì thế vấn đề tính toán ổn định nền đường trên đất yếu gồm hai vấn đề tính toán về cường độ nhằm bảo đảm nền đắp không xảy ra trượt trồi (ổn định toàn khối), và tính toán về biến dạng, cụ thể là tính toán để khống chế được độ lún của nền đắp vào đất yếu không quá lớn.

Tính toán *ổn định cường độ* của nền đắp trên đất yếu hiện có thể áp dụng tuỳ trường hợp các phương pháp sau đây.

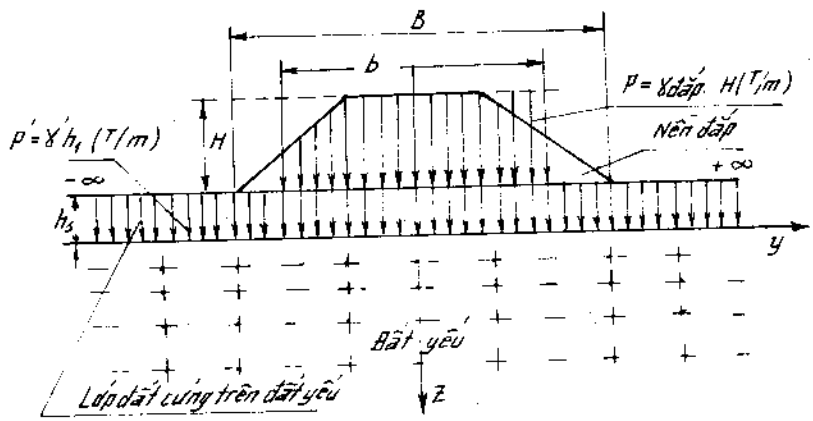
8.5.1. Phương pháp dựa vào giả thiết đất là môi trường biến dạng tuyến tính

Theo phương pháp này, nền đắp sẽ ổn định (không phát sinh trượt trồi nếu ứng suất nó gây ra trong đất yếu ở tất cả mọi điểm không đủ tạo nên biến dạng dẻo tại các điểm đó.

Như đã biết, nếu giả thiết đất là môi trường biến dạng tuyến tính thì các ứng suất σ_z, σ_x, τ_{zx} phát sinh tại một điểm M bất kì trong đất yếu dưới tải trọng hình thang của nền đắp có thể tính được nhờ bài toán phẳng Flamand theo sơ đồ tính như hình vẽ 8 – 24, hoặc đổi tải trọng hình thang của nền đắp ra hình chữ nhật và cộng tác dụng với tải trọng phân bố đều vô hạn của lớp đất cứng trên đất yếu như hình 8 – 25.



Hình 8 – 24. Sơ đồ tính toán ứng suất trong đất yếu dưới tác dụng của tải trọng nền đắp.



Hình 8 – 25. Sơ đồ đổi tải trọng nền đắp ra tải trọng chữ nhật phân bố đều và bố trí các điểm cần kiểm tra ổn định trong đất yếu

Tại mỗi điểm M, khi biết σ_z, σ_x, τ_{zx}, lại dựa vào vòng tròn Mohz sẽ có các quan hệ sau :

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{1-2} &= \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2} \\ \sigma_\alpha &= \sigma_1 \cos^2\alpha + \sigma_2 \sin^2\alpha \\ \tau_\alpha &= (\sigma_1 - \sigma_2)\sin\alpha.\cos\alpha \end{aligned}\right\} \qquad (8-14)$$

trong đó : σ_1, σ_2 là ứng suất chính tại điểm M và σ_α, τ_α là ứng suất pháp và tiếp trên một *hướng bất kì qua M*. Hướng này làm với mặt phẳng chính (mặt phẳng trên đó xảy ra ứng suất chính) 1 góc là α.

Muốn cho trong đất yếu tại điểm M bất kì không phát sinh biến dạng dẻo thì cần bảo đảm theo bất cứ hướng nào qua M đều phải có điều kiện (với c và f là lực dính và hệ số ma sát của đất yếu) :

$$\tau_\alpha \le f.\,\sigma_\alpha + c \qquad (f = \operatorname{tg}\varphi) \qquad (8-15)$$

Hệ số ổn định cường độ tại điểm M theo một hướng bất kì qua M là :

$$K = \frac{f\sigma_\alpha + c}{\tau_\alpha} = \Phi(\sigma_1, \sigma_2, \alpha)$$

(Φ là hàm số của σ_1, σ_2, α vì σ_α và τ_α phụ thuộc những biến số đó như đã thấy ở trên).

Muốn biết theo hướng nào (α bằng bao nhiêu) là nguy hiểm nhất tức là trên hướng đó có hệ số ổn định cường độ nhỏ nhất (K_{min}) cần lập và giải phương trình :

$$\frac{dK}{d\alpha} = 0$$

Từ đó rút ra được α tương ứng với K_{min} và thay trị số vào biểu thức của K ta được :

$$K_{min} = 2\sqrt{A(A-f)}\text{, trong đó } A = \frac{f.\sigma_1 + c}{\sigma_1 - \sigma_2} \qquad (8-16)$$

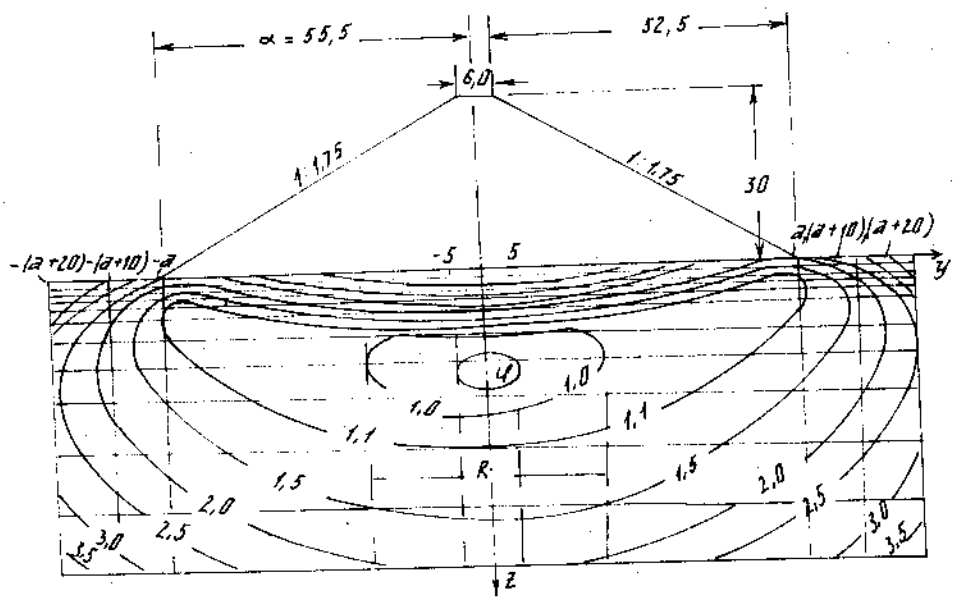
Nếu $K_{min}^{tại\ M} \ge 1$ thì ở tại điểm M chắc chắn không phát sinh biến dạng dẻo.

Kiểm tra trị số K_{min} của nhiều điểm trong đất yếu dưới nền đường ta sẽ đánh giá được mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu. Các điểm cần kiểm tra thường bố trí như hình vẽ 8 – 25. (Nếu tải trọng đối xứng thì chỉ cần tính K_{min} đối với các điểm ở 1 bên trục z).

Các trị số σ_1, σ_2 đối với các sơ đồ tải trọng khác nhau có thể tra trực tiếp từ các bảng hay toán đồ lập sẵn ở các sách Cơ học đất hoặc ở cuốn "Sổ tay thiết kế đường ôtô – Tập 1" – Nhà xuất bản Giáo dục – Hà Nội 2001.

Sau khi tính được trị số K_{min} ở mọi điểm trong đất yếu (theo sơ đồ lưới điểm hình 8–25), ta có thể vẽ được các "đường đẳng K_{min}" như ở hình 8–26.

Nếu trong đất yếu không có điểm nào có $K_{min} < 1,0$ tức là không có điểm nào phát sinh biến dạng dẻo thì nền đắp chắc chắn sẽ rất ổn định. Ngược lại vùng có $K_{min} < 1,0$ sẽ là vùng phát sinh biến dạng dẻo. Nếu vùng biến dạng dẻo (phạm vi R trên hình 8 – 26) càng rộng và lan ra phía hai mép chân taluy nền đắp thì đất yếu sẽ bị đẩy trượt trồi ra hai bên và nền đắp chắc chắn sẽ mất ổn định.



Hình 8 – 26. Các "Đường đẳng K_{min}" và bề rộng phạm vi phát sinh biến dạng dẻo R.

Theo kinh nghiệm nước ngoài, nếu dưới nền đắp vùng biến dạng dẻo R thoả mãn điều kiện :

$$R \le \frac{1}{2}B \qquad (8 - 17)$$

với B là bề rộng đáy nền đắp (hình 8 – 26), thì nền đắp vẫn có thể ổn định, không bị trượt trồi *mà chỉ bị lún nhiều*. Vậy có thể xem (8 – 17) là điều kiện đánh giá sự ổn định cường độ của nền đắp trên đất yếu.

Khi tính toán các thành phần ứng suất có thể kể thêm tải trọng của ôtô hoặc xe xích chạy trên mặt đường bằng cách đổi các tải trọng đó ra một đải phân bố đều trên cả bề rộng nền đường có chiều cao h_{td} xác định như sau :

$$h_{td} = \frac{n.G}{\gamma_d B.L} \qquad (8 - 18)$$

trong đó : n là số xe nặng (trọng lượng mỗi xe là G) tối đa có thể xếp hàng ngang trong phạm vi bề rộng nền đường ; B là bề rộng hàng xe xếp hàng ngang nói trên ; L là chiều dài từ mép trước của lốp trước đến mép sau của lốp sau của loại xe nặng nói trên ; γ_d là dung trọng của đất nền đắp (t/m^3).

Khi tính kiểm tra hệ số K_{min} bao giờ cũng tiến hành cho các điểm trong đất yếu nằm trên trục tim của nền đắp trước, vì tại đó thường chịu ứng suất lớn nhất. Nếu tại các điểm đó đều có $K_{min} \geq 1,0$ thì chắc chắn nền đắp ổn định.

Trị số ứng suất tiếp lớn nhất τ_{max} của các điểm trong đất yếu nằm trên trục tim của nền đắp có thể xác định theo công thức.

$$\tau_{max} = \frac{zp}{\pi a} \ln \frac{z^2 + (a+b)^2}{z^2 + b^2} \qquad (8-19)$$

z, a, b, p xem kí hiệu ở hình 8 – 24.

Nếu đất yếu có trị số góc ma sát của đất φ rất nhỏ thì tại các điểm ở tim nền đắp trong đất yếu, hệ số ổn định lúc này được xác định là :

$$K_{min} = \frac{c}{\tau_{max}} \qquad (8-20)$$

với τ_{max} tính theo (8 – 19).

Trong phạm vi các nền đắp thông thường hay gặp trên thực tế, thường có $\tau_{max} = (0,27 \div 0,33)p$. Như vậy nếu xem góc ma sát $\varphi \approx 0$ thì với điều kiện (8 – 20) sẽ có :

$$p_{gh} = \gamma_d H_{gh} \approx 3c \qquad (8-21)$$

trong đó : p_{gh} là tải trọng nền đắp giới hạn (t/m^2) ; γ_d là dung trọng của nền đắp (t/m^3) ; H_{gh} là chiều cao nền đắp giới hạn (m).

Với (8 – 21) ta có thể nhanh chóng tìm được chiều cao nền đắp giới hạn H_{gh} với chiều cao đắp đó sẽ bảo đảm nền đắp trên đất yếu được ổn định ($K_{min} \geq 1,0$) tức là trong đất (có lực dính c) *sẽ không có điểm nào phát sinh biến dạng dẻo.*

Chú ý rằng khi thay (8 – 14) vào điều kiện (8 – 15) rồi tìm $\frac{d\tau_\alpha}{d\alpha} = 0$ sẽ xác định được $\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ và điều kiện (8 – 15) trở thành *điều kiện cân bằng giới hạn* :

$$\left[\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\sin\varphi\right]\frac{1}{\cos\varphi} \leq c \qquad (8-22)$$

Giáo sư Đặng Hữu gọi vế trái của điều kiện (8 – 22) là ứng suất cắt hoạt động τ_a và dùng máy tính điện tử để tính và lập toán đồ xác định trị số τ_a/p tuỳ thuộc trị số φ của đất yếu và tuỳ thuộc tỉ số $\frac{a}{b}$ (p, a, b, kí hiệu như ở hình 8 – 24) khác nhau cho trường hợp tải trọng bằng tiết diện hình thang. Hệ các toán đồ này có thể tra cứu ở "Sổ tay thiết kế đường

ôtô – Tập 1 – Nhà xuất bản Giáo dục – Hà Nội, 2001". Dùng toán đồ này ta có thể nhanh chóng kiểm tra sự xuất hiện vùng biến dạng dẻo trong đất yếu theo điều kiện (8 – 22) và cũng *tính được tải trọng giới hạn* p_{gh} *ứng với trường hợp vùng biến dạng dẻo thoả mãn điều kiện* (8 – 17). Tải trọng giới hạn ấy được tính theo công thức :

$$p_{gh} = \eta_1 . c \qquad (8 - 23)$$

Với c là lực dính của đất yếu và η_1 là hệ số được tính sẵn tra theo bảng 8 – 11.

Bảng 8 – 11

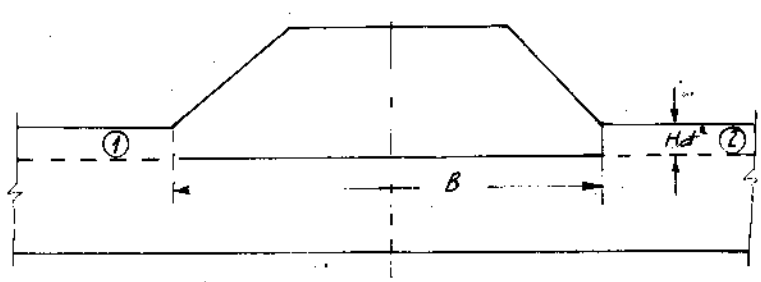
TRỊ SỐ η_1

a/b \ φ°	0	5	10	15	20	30
1	3,59	4,05	4,62	5,29	6,13	8,49
2	3,82	4,31	4,90	5,65	6,50	9,01
3	3,96	4,46	5,10	5,85	6,75	9,35
5	4,11	4,66	5,32	6,13	7,05	9,80
10	4,29	4,91	5,55	6,40	7,47	10,33
20	4,41	5,03	5,70	6,62	7,68	10,60

Ta cũng cần biết rằng : theo điều kiện (8 – 15) và (8 – 22), việc tính toán chưa xét đến ứng suất do trọng lượng bản thân đất nền thiên nhiên gây ra. Điều này có thể chấp nhận được vì góc ma sát φ của đất yếu thường nhỏ. Tuy nhiên khi cần xét thì điều kiện không xuất hiện biến dạng dẻo (hoặc điều kiện cân bằng giới hạn) sẽ là :

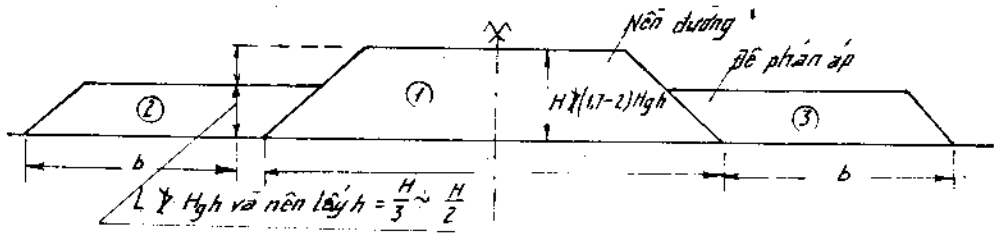
$$\tau_a - \gamma_o . z . tg\varphi \leq c \qquad (8 - 24)$$

Trong đó γ_o là dung trọng của đất yếu (τ/m^3) và z là tung độ điểm cần xét trong đất yếu. Việc tính toán này chỉ thêm thành phần $\gamma_o.z.tg\varphi$ và giáo sư Đặng Hữu cũng đã đưa ra phương pháp đồ giải để vẽ vùng biến dạng dẻo (Sổ tay thiết kế đường ôtô).



Hình 8 – 27. Đào bớt đất yếu để tăng sự ổn định của nền đắp.

Khi tính toán, nếu vùng biến dạng dẻo quá lớn, không bảo đảm điều kiện (8 – 17) thì người thiết kế thường phải có các biện pháp như giảm tải trọng p (hạ thấp cao độ đắp nền, dùng vật liệu nhẹ như xỉ để đắp...) hoặc phân bố rộng tải trọng nền đắp (làm taluy nền đắp thoải hơn) hay dùng biện pháp đào lấy (hình 8 – 27) và đắp bệ phản áp (8 – 28). Sau đó lại phải kiểm toán lại để xem với các biện pháp đó nền đắp đã đủ ổn định chưa.



Hình 8 – 28. Đắp thêm bệ phản áp hai bên để tăng sự ổn định của nền đắp.

Đào bớt đất yếu và đắp thêm đê phản áp đều cùng chung một nguyên tắc là nhằm tạo nên hai dải tải trọng hai bên ((1), (2) ở hình 8 – 27 và (2), (3) ở hình 8 – 28) ; 2 dải tải trọng này sẽ gây ứng suất tiếp ngược chiều với ứng suất tiếp do tải trọng bản thân nền đắp gây ra ở các điểm trong đất yếu dưới phạm vi nền đắp, nhờ đó mà đất yếu dưới nền đắp hình như được "trấn" lại và bảo đảm nền đắp ổn định hơn.

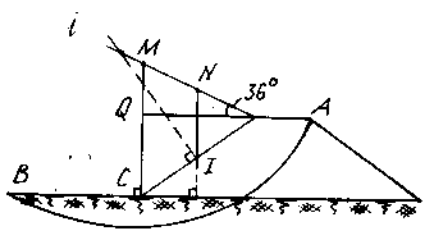
Khi tính toán sẽ giả thiết chiều sâu đào bớt đất yếu Hđ và giả thiết các kích thước của đê phản áp (h và b) rồi đưa về các sơ đồ tải trọng chữ nhật để kiểm tra K_{min} ở các điểm dưới nền đắp như trên. Trường hợp đào bớt đất yếu thì đổi (1) và (2) (hình 8 – 27) thành các tải trọng phân bố đều bán vô hạn ; Trường hợp bệ phản áp thì cũng đổi (2) và (3) (hình 8 – 28) thành tải trọng chữ nhật.

Nếu với trường hợp hình 8 – 27 bề rộng vùng biến dạng dẻo $R \le \frac{1}{2}B$ và trường hợp hình 8 – 28 : $R \le \frac{1}{2}(B + 2b)$ thì nền đắp với các biện pháp đó sẽ bảo đảm ổn định. Ngược lại, nếu không ổn định thì phải giả thiết lại chiều sâu đào lấy hoặc kích thước bệ phản áp.

Bề cao bệ phản áp nên chọn như hình 8 – 28, trong đó H_{gh} có thể xác định theo p_{gh} ở (8 – 21) hoặc (8 – 23).

8.5.2. Phương pháp mặt trượt tròn

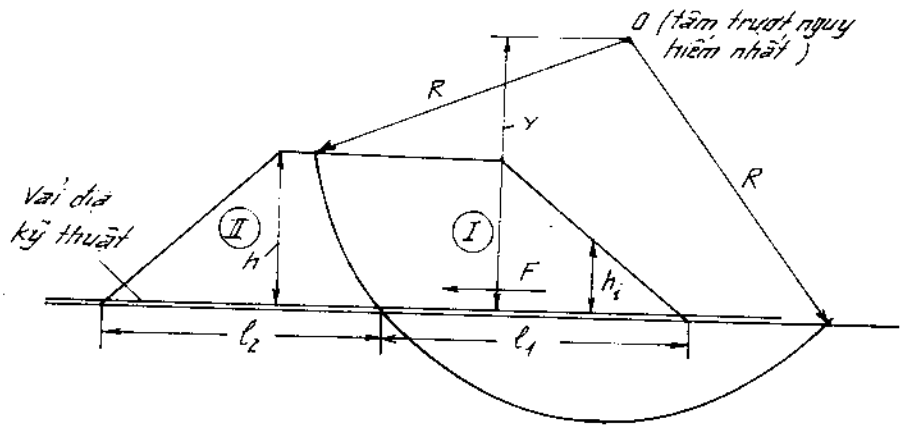
Cũng có thể nghiệm toán ổn định nền đắp trên đất yếu theo phương pháp mặt trượt tròn (xem 8.5) nhưng mặt trượt nguy hiểm phải khoét vào trong đất yếu và quỹ tích tâm trượt nguy hiểm kinh nghiệm cần xác định như (hình 8 – 29a), cụ thể là mò tìm tâm trượt nguy hiểm trong phạm vi MNPQ xác định như ở hình 8 – 29a với I là điểm giữa của mái taluy nền đắp và C là chân taluy nền đắp. Cũng có thể mò tìm tâm trượt nguy hiểm trên đường phân giác của góc $\widehat{iIN}$.



Hình 8 – 29a. Cách mò tìm tâm trượt nguy hiểm nếu nghiệm toán ổn định nền đắp trên đất yếu theo phương pháp mặt trượt tròn.

Phương pháp này cũng có thể dùng cho trường hợp đào lấy hoặc đê phản áp và cả trường hợp có dùng thêm vải địa kĩ thuật để tăng cường ổn định cho nền đắp trên đất yếu (hình 8 – 29b).

Khi bố trí vải địa kĩ thuật giữa đất yếu và nền đắp như ở hình (8 – 29b) ma sát giữa đất đắp và mặt trên của vải sẽ tạo được một lực giữ khối trượt F (bỏ qua ma sát giữa đất yếu và mặt dưới của vải) và nhờ đó mức độ ổn định của nền đắp trên đất yếu sẽ tăng lên.



Hình 8 – 29b. I là vùng hoạt động (khối trượt) ; II là vùng bị động (vùng vải địa kĩ thuật đóng vai trò neo giữ) ; F cũng là lực kéo mà vải phải chịu (T/m) ; Y là cánh tay đòn của lực F đối với tâm trượt nguy hiểm nhất.

Sử dụng giải pháp này, khi tính toán thiết kế phải bảo đảm điều kiện sau :

$$F \le F_{cp} ; \qquad (8 - 25a)$$

trong đó : F là lực kéo mà vải phải chịu (T/m) ; F_{cp} là lực kéo cho phép của vải rộng 1m (T/m), lực kéo cho phép của vải F_{cp} được xác định theo các điều kiện sau :

– điều kiện bền của vải :

$$F_{cp} = \frac{F_{max}}{k} \qquad (8 - 25b)$$

trong đó : F_{max} là cường độ chịu kéo đứt của vải khổ 1m (T/m) ; k là hệ số an toàn ; lấy k = 2 khi vải làm bằng pôlieste và k = 5 nếu vải làm bằng pôliprôpilen hoặc pôliêthilen ;

– điều kiện về lực ma sát cho phép :

$$F_{cp} = \sum_{0}^{l_1} \gamma_d . h_i . f' \qquad (8 - 25c)$$

$$F_{cp} = \sum_{0}^{l_2} \gamma_d . h_i . f' \qquad (8 - 25d)$$

trong đó : l_1 và l_2 là chiều dài vải trong phạm vi vùng hoạt động và vùng bị động (xem hình 8 – 29b) ; γ_d là dung trọng của đất đắp ; f' là hệ số ma sát giữa đất đắp và vải cho phép dùng để tính toán ; h_i là chiều cao đắp trên vải (thay đổi trong phạm vi l_1 và l_2 từ $h_i = h$ đến $h_i = 0$ (xem hình 8 – 29b). Trị số ở (8 – 25c) và (8 – 25d) là tổng lực ma sát trên vải trong phạm vi vùng hoạt động I và vùng bị động II trên hình 8 – 29b :

$$f' = k' . \frac{2}{3} . tg\varphi \qquad (8 - 25e)$$

với φ là góc ma sát trong của đất đắp xác định tương ứng với độ chặt thực tế của nền đắp hoặc của tầng đệm cát (nếu có) ; k' là hệ số dự trữ về ma sát lấy bằng 0,66.

Việc xác định trị số l_1 và l_2 được tiến hành đồng thời với việc kiểm toán mức độ ổn định theo phương pháp mặt trượt tròn ; giả thiết lực F để bảo đảm hệ số ổn định nhỏ nhất đạt được yêu cầu nói ở 8.1 ; rồi nghiệm lại điều kiện (8 – 25a) sao cho thoả mãn đồng thời cả (8 – 25c), (8 – 25d), (8 – 25e) và nếu thoả mãn thì căn cứ vào trị số F_{cp} lớn nhất theo các quan hệ nói trên để chọn loại vải có F_{max} tương ứng.

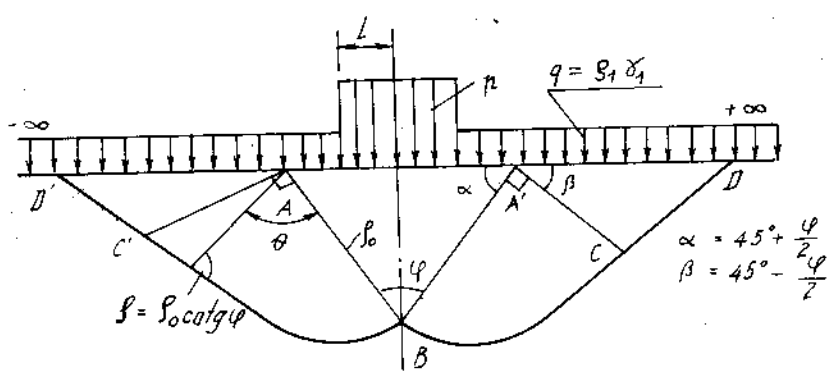
Vải địa kĩ thuật dùng để tăng cường ổn định cho nền đắp trên đất yếu có thể được bố trí một hoặc nhiều lớp (1 ÷ 4 lớp), mỗi lớp vải xen kẽ cát đắp dầy 15 ÷ 30cm tuỳ theo khả năng lu lèn. Tổng cường độ chịu kéo đứt của các lớp vải phải chọn bằng trị số F_{max} được xác định như nói ở trên.

Trong trường hợp sử dụng giải pháp này, nên chọn vải địa kĩ thuật là loại sợi dệt (woven) và có cường độ chịu kéo đứt tối thiểu là 25 kN/m để bảo đảm hiệu quả dầm nén đất trên vải nhằm tạo được hệ số ma sát cao giữa đất và vải.

8.5.3. Phương pháp dùng công thức tải trọng giới hạn Prăngđơ – Taylo

Căn cứ vào kết quả thực nghiệm ép đất dưới tấm ép cứng, Prăngđơ cho rằng : khi tải trọng hình băng chữ nhật phân bố đều p đạt tới tải trọng giới hạn p_{gh} thì đất yếu sẽ bị phá hoại và trượt theo mặt trượt ABCD (hoặc A' B C' D' như ở hình 8 – 30, trong đó đoạn BC hoặc BC' có dạng đường xoắn ốc mà phương trình dưới dạng toạ độ độc cực là :

$\rho = \rho_o.e^{\theta \, tg \, \varphi}$ và AB, CD là hai đoạn thẳng.



Hình 8 – 30. Sơ đồ tính tải trọng giới hạn theo Prăngđơ.

Xét sự cân bằng của khối đất trượt trên mặt trượt đó và nếu hai bên còn có tải trọng phân bố đều bán vô hạn q, Prăngđơ xác định được trị số tải trọng giới hạn p_{gh} tương ứng là :

$$p_{gh} = (q + c.\cot g\ \varphi)\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}e^{\pi tg\varphi} - c.\cot g\ \varphi \qquad (8-26)$$

trong đó các kí hiệu như trên đã giải thích, còn e là cơ số logarit tự nhiên.

Để kể đến tác dụng của trọng lượng bản thân của khối đất trượt (Prăngđơ không xét), Taylo đã điều chỉnh lại công thức trên thành : (p_{gh} lớn hơn của Prăngđơ).

$$p_{gh} = \left[c.\cot g\,\varphi + L\gamma \cot g\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\right]\left[\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} e^{\pi tg\varphi} - 1\right] + q\left[\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} e^{\pi.tg\varphi}\right] \quad (8-26b)$$

trong đó : L như kí hiệu trên hình 8 – 30.

Nếu $\varphi = 0$ thì xác định $\lim_{\varphi \to 0} p_{gh}$ (p_{gh} theo 8 – 25) sẽ có :

$$p_{gh} = 5{,}14c \quad (8-27)$$

Rõ ràng dùng kết quả của Prăngđơ kém an toàn hơn so với (8 – 21) và (8 – 23) vì biến dạng dẻo trong đất ở đây đã có thể phát sinh gần thành mặt trượt.

Áp dụng công thức Prăngđơ để tính toán ổn định cường độ nền đắp trên đất yếu bằng cách đổi tải trọng hình thang của nền đắp ra trọng tải chữ nhật và xem như tải trọng móng cứng. Đầu tiên coi như nền đắp không bị lún vào đất yếu, tức là $q = 0$, do đó tính được p'_{gh}.

Nếu có $p'_{gh} \geq p$ ($p = H_{đắp}\gamma_{đắp}$) thì nền đắp là ổn định, ngược lại nền đắp sẽ lún vào đất yếu.

Giả thiết nền đắp lún vào đất yếu một chiều sâu S_1 (do đó $q = S_1\gamma_1$ với γ_1 là trọng lượng đơn vị của đất yếu) và lại tính được một trị số p_{gh} khác. Cứ như vậy tính thử dần bằng cách giả thiết S_1 cho đến khi $p_{gh} = p' = (H_{đắp} + S_1)\gamma_{đắp}$ thì nền đắp sẽ không lún nữa mà đạt đến trạng thái cân bằng mới.

Nếu trạng thái này không xảy ra hoặc xảy ra tương ứng với trường hợp S_1 quá lớn thì coi là không ổn định.

S_1 tính được cũng chính là bề sâu phải đào bớt đất yếu trong trường hợp dùng biện pháp đào bớt đất yếu để tăng cường ổn định cho nền đắp.

Chú ý rằng đất yếu dưới nền đắp phải có một bề dày nhất định thì mới có thể phát sinh mặt trượt như Prăngđơ đã giả thiết. Vì thế công thức này chỉ được sử dụng với trường hợp bề dày lớp đất yếu thoả mãn điều kiện :

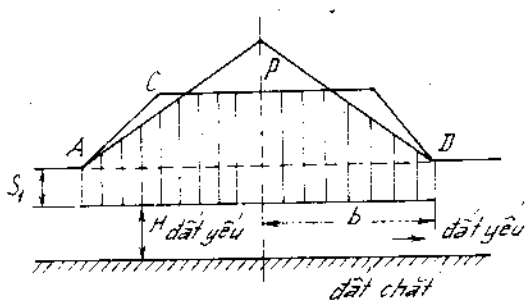
$$H_{đất\ yếu} \geq 1{,}5B \quad (B : \text{bề rộng đáy nền đắp})$$

8.5.4. Phương pháp dùng công thức tính tải trọng giới hạn L.K.Iugenxon

Phương pháp này thường dùng cho trường hợp lớp đất yếu tương đối mỏng $H_{đất\ yếu} \leq \frac{1}{2}B$ (B bề rộng đáy nền đắp).

Vì tầng đất yếu mỏng nên khi phá hoại không hình thành mặt trượt được mà biến dạng dẻo sẽ bao trùm toàn bộ bề dày đất yếu trong phạm vi dưới nền đắp và đất yếu sẽ bị ép đẩy trồi ra hai bên (hình 8 – 31).

Năm 1934, L. K Iugenxon đã tính được *tải trọng giới hạn* trong trường hợp này dưới tác dụng của *tải trọng phân bố dạng tam giác* với các giả thiết sau đây :



Hình 8 – 31. Sơ đồ tính toán tải trọng giới hạn Iugenxon.

– Cường độ của đất lúc này chỉ phụ thuộc c ; coi như $\varphi = 0$ (giả thiết này đúng trong trường hợp đất sét no nước, còn với than bùn có φ lớn thì quá an toàn).

– Khi bị ép đẩy, lớp đất cứng dưới không bị ảnh hưởng gì và đáy nền đắp trong suốt quá trình lún coi như luôn luôn song song với lớp đất cứng ở dưới (chỉ khi dưới nền đắp có làm bè gỗ thì mới có thể gần như vậy).

Đất dưới nền đắp bị đẩy trồi ra hai bên nhưng không thay đổi thể tích (tức là trong quá trình chịu tải trọng đất không bị ép chặt).

Với những giả thiết như vậy Iugenxon giải bài toán như một tầng mỏng vật liệu dẻo giữa hai bản cứng dưới tác dụng của tải trọng dạng tam giác theo thuyết dẻo và đưa ra công thức xác định tải trọng giới hạn p_{gh} trong trường hợp này.

$$p_{gh} = \frac{2c.b}{H_{đất\ yếu}} \qquad (8 - 28)$$

Để kể đến trường hợp nền đắp thông thường dưới đáy không có bè gỗ do đó giảm p_{gh} đi 1/2 :

$$p_{gh} = \frac{c.b}{H_{đất\ yếu}} \qquad (8 - 29)$$

trong đó : c là lực dính của đất yếu, b và $H_{đất\ yếu}$ như ở hình 8 – 31.

Cách áp dụng khi tính toán cũng như trường hợp dùng công thức Prăngđơ chỉ khác là phải đổi tải trọng hình thang của nền đắp ra tải trọng tam giác như hình 8 – 31.

Chú ý : Tất cả các phương pháp tính toán ổn định nền đắp trên đất yếu nói trên đều chung các giả thiết sau :

– Coi nền đắp như một loại tải trọng móng cứng.

– Đổi tải trọng hình thang thành chữ nhật hay tam giác.

– Coi như nền đắp đột nhiên tác dụng ; thực tế nền đắp phải đắp dần mới thành và ngay trong thời gian thi công, trong nội bộ đất yếu đã xảy ra *quá trình cố kết* với một mức độ nào đó có lợi cho khả năng chịu tải của chúng.

Ảnh hưởng cụ thể của các giả thiết trên như thế nào đối với kết quả tính toán ổn định cường độ nền đắp trên đất yếu hiện còn chưa được nghiên cứu.

Ngoài ra cũng cần chú ý rằng khi tính toán ổn định nền đắp trên đất yếu thì nên sử dụng thông số tính toán là *sức chống cắt không thoát nước từ kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường* S_s (MPa) ; lúc này đất tự nhiên (yếu hoặc không yếu) dưới nền đắp được xem là có $\varphi = 0$ và có lực dính tính toán là $C_u = \mu.S_s$; trong đó μ là hệ số hiệu chỉnh (theo Bjerum) xét đến ảnh hưởng bất đẳng hướng của đất (cắt cánh theo phương ngang, thực tế chịu lực theo phương thẳng đứng), đến tốc độ cắt và tính phá hoại liên tiếp của nền đất yếu ; trị số μ xác định tuỳ thuộc vào *chỉ số dẻo* của đất như sau (bảng 8 – 12).

Bảng 8 – 12

Chỉ số dẻo	10	20	30	40	50	60	70
μ	1,09	1,0	0,925	0,86	0,80	0,75	0,70

8.6. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẮP

Khi thiết kế nền đường phải tính toán *độ lún tổng cộng* nhằm để biết độ dự trữ lún khi thi công, biết khối lượng phụ phải đắp bù sau khi lún và nếu có công trình thoát nước ở dưới thì phải biết độ lún để tiện xử lí. Đặc biệt với công trình nền đắp trên đất yếu thì độ lún tổng cộng quá lớn cũng xem là không cho phép, không bảo đảm ổn định toàn khối. Ngoài ra cũng cần phải *tính toán độ lún theo thời gian hay tốc độ lún* để khống chế *tốc độ* đắp nền và thời hạn cho phép xây dựng mặt đường cấp cao phía trên nền đường.

Việc tính toán độ lún tổng cộng và độ lún theo thời gian đối với nền đắp trên đất yếu là rất quan trọng và bắt buộc. Vì trị số độ lún thường rất đáng kể. Còn đối với đất có độ chặt nhất định như các nền đắp trên đất thiên nhiên thông thường thì không nhất thiết khi nào cũng phải tính. Trong khi tính toán thường không xét đến biến dạng lún của bản thân nền đắp vì trị số này rất nhỏ nếu thi công đắp bảo đảm đạt được độ chặt yêu cầu.

8.6.1. Tính độ lún tổng cộng S

Độ lún tổng cộng S gồm 2 phần :

$$S = S_i + S_c \qquad (8 - 30)$$

trong đó : S_i – lún tức thời do đất yếu dưới tác dụng của tải trọng nền đắp bị nở hông, gây ra biến dạng ngang không thoát nước ; S_c – lún do nước lỗ rỗng thoát ra và đất yếu bị nén chặt dưới tác dụng của tải trọng đắp (lún cố kết).

Thường phần lún tức thời xảy ra trong quá trình đắp nền và được dự tính như sau :

$$S_i = 0,2.S \qquad (8 - 31)$$

Còn thành phần lún cố kết thường là :

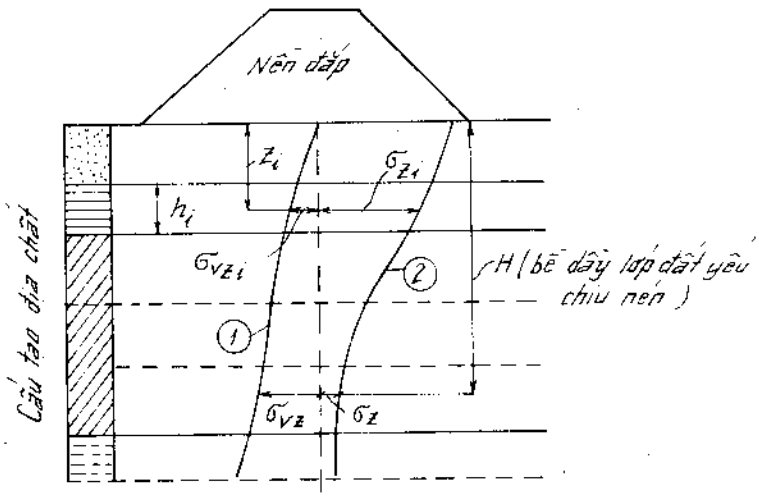
$$S_c = 0,8.S \qquad (8 - 32)$$

Độ lún cố kết S_c được dự tính theo phương pháp phân tầng lấy tổng (có xét đến hai giai đoạn lún khác nhau) với công thức sau :

$$S_c = \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{(1 + e_o^i)} \left[C_r^i . \log\left(\frac{\sigma_{pz}^i}{\sigma_{vz}^i}\right) + C_c^i . \log\left(\frac{\sigma_{vz}^i + \sigma_z^i}{\sigma_{pz}^i}\right) \right] \qquad (8 - 33)$$

trong đó : h_i là bề dầy lớp đất tính lún thứ i (phân thành n lớp có các đặc trưng biến dạng khác nhau, i từ 1 đến n lớp) như ở hình 8 – 32 :

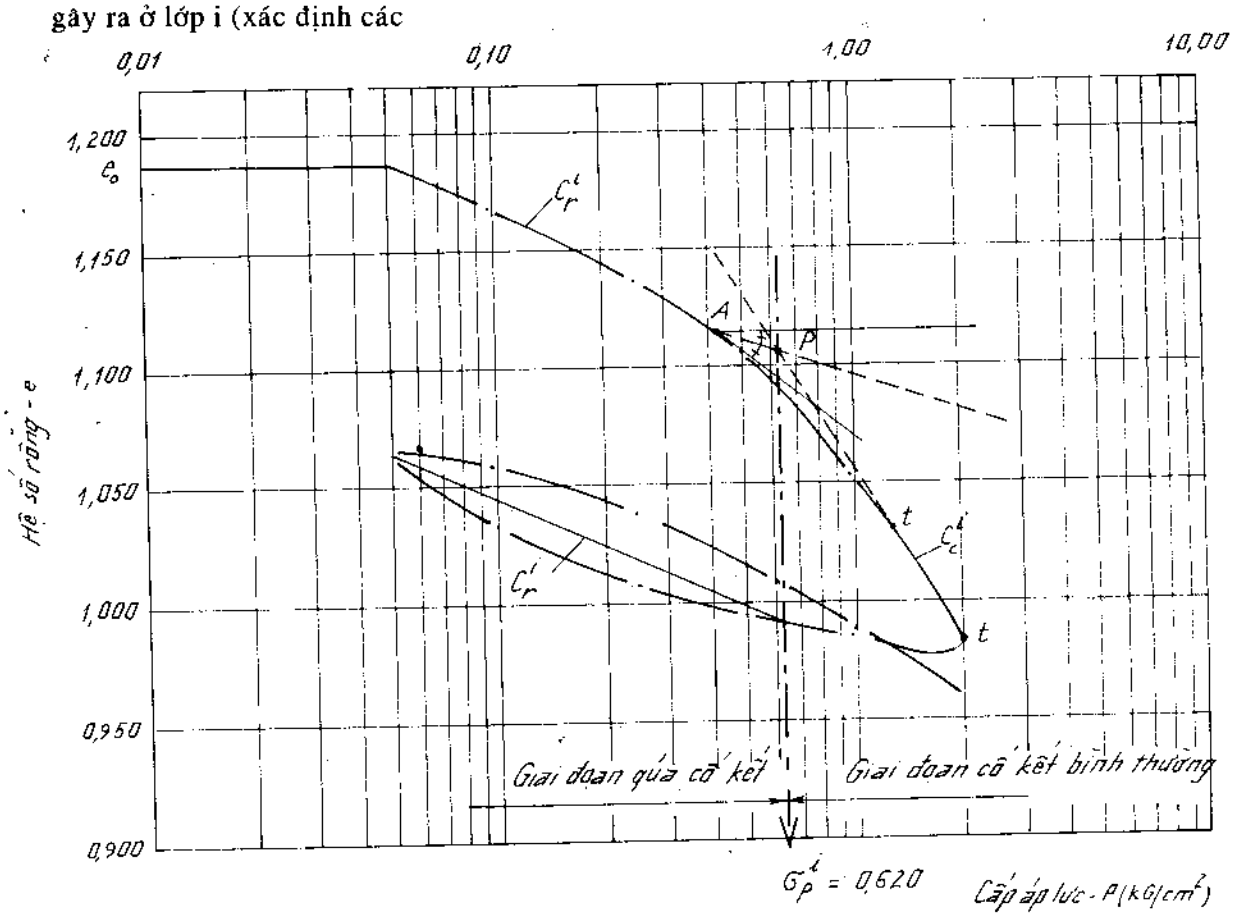
e_o^i là hệ số rỗng của lớp đất i ở trạng thái tự nhiên ban đầu (chưa đắp nền bên trên) ; C_r^i và C_c^i – chỉ số nén lún hay độ dốc của đường cong nén lún (biểu diễn dưới dạng e = logp như ở hình 8 – 33) tương ứng với giai đoạn quá cố kết và giai đoạn cố kết bình thường của lớp đất i ; σ_{vz}^i, σ_{pz}^i và σ_z^i là áp lực (ứng suất nén thẳng đứng) do trọng lượng bản thân các lớp đất tự nhiên nằm trên lớp i, áp lực tiền cố kết và áp lực do tải trọng đắp (bao gồm cả phần đắp trên mặt đất tự nhiên và phần đắp lún vào trong đất yếu S) gây ra ở lớp i (xác định các



Hình 8 – 32. Sơ đồ tính lún theo phương pháp phân tầng lấy tổng :

① – đường phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân các lớp đất yếu ;

② – được phân bố ứng suất do tải trọng nền đắp.



Hình 8 – 33. Đường cong nén lún thí nghiệm dưới dạng e = log(p) của lớp đất i với cấp áp lực đầu tiên lớn nhất là 0,1 kG/cm^2. Trị số áp lực tiền cố kết σ_p^i sẽ chia quá trình lún thành hai giai đoạn : quá cố kết và cố kết bình thường.

các trị số áp lực này tương ứng với độ sâu z ở chính giữa lớp đất yếu i). Như vậy, muốn tính được σ_z^i lại phải biết S. Do vậy phải giả thiết S và tính lặp, mò dần.

Chú ý rằng khi $\sigma_{vz}^i > \sigma_{pz}^i$ (đất ở trạng thái chưa cố kết xong dưới tác dụng của trọng lượng bản thân) thì công thức (8.33) chỉ còn một số hạng sau (không tồn tại số hạng có C_r^i).

Theo kết quả nén lún như ở hình 8 – 33 ta có thể xác định được các thông số dùng để tính toán như sau :

Trên đường cong e = logp xác định điểm A ở chỗ tại đó có *độ cong* lớn nhất. Từ A kẻ đường nằm ngang và đường tiếp tuyến với đường cong nén lún. Kẻ đường phân giác của góc tạo bởi đường nằm ngang và đường tiếp tuyến qua A nói trên. Giao điểm của đường phân giác này với đường tiếp tuyến kẻ từ cuối đường cong nén lún (đoạn t kéo dài) sẽ xác định được điểm tương ứng với áp lực tiền cố kết P (hình 8 – 33) cho $\sigma_p^i = 0{,}620\ kG/cm^2$).

Biết σ_p^i sẽ xác định được :

$$C_r^i = \frac{e_1^i - e_p^i}{\log\sigma_p^i - \log p_1^i} \qquad (8-34)$$

với e_p^i là hệ số rỗng tương ứng với áp lực tiền cố kết σ_p^i còn e_1^i là hệ số rỗng tương ứng với cấp áp lực p_1^i được chọn tuỳ thuộc vào thực tế chịu tải ban đầu của lớp đất i cần tính lún (có thể lấy $p_1^i = 0{,}1\ kG/cm^2$) ;

$$C_c^i = \frac{e_p^i - e_2^i}{\log p_2^i - \log\sigma_p^i} \qquad (8-35)$$

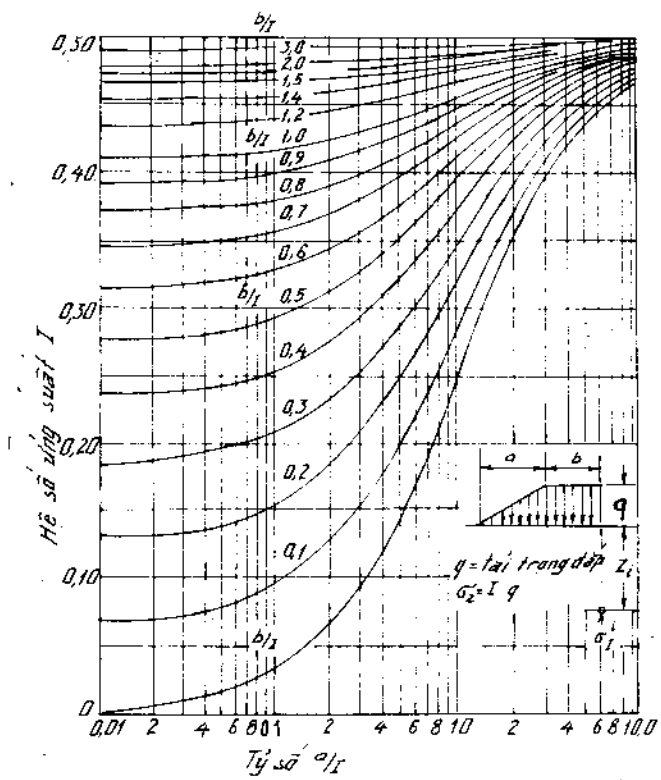
trong đó : e_p^i và σ_p^i có ý nghĩa như ở (8 – 34) còn e_2^i là hệ số rỗng của lớp đất i tương ứng với cấp áp lực p_2^i được chọn tuỳ thuộc vào thực tế chịu tải sau khi đắp nền đường của lớp đất i.

Nếu lớp đất yếu dầy thì chỉ tính độ lún đến tầng đất có :

$$\sigma_z^i = \frac{1}{5}\sigma_{vz}^i$$

Nếu lớp đất yếu mỏng $H_{lây} \le \frac{1}{2}B$; B – bề rộng đáy nền đường có thể coi như một lớp mà tính (không cần phải phân tầng).

Khi xác định các trị số σ_z^i có thể trực tiếp sử dụng toán đồ J.O.Osterberg như ở hình 8 – 34 với $\sigma_{zi} = I.q$ (q là tải trọng đắp phân bố trên 1m dài của đường, I là hệ số tra theo toán đồ với sơ đồ như ở góc hình 8 – 34).



Hình 8 – 34. Toán đồ Osterberg để tính ứng suất (áp lực) thẳng đứng do tải trọng đắp gây ra ở độ sâu z_i (nếu tải trọng dạng chữ nhật thì xem như $\frac{a}{z} = 0{,}01$).

Chú ý rằng có thể ứng dụng toán đồ để tính ứng suất thẳng đứng σ_{zi} ở các điểm bất kì trong nền đất bằng cách vận dụng tương tự như ở "phương pháp điểm góc" trong Cơ học đất.

8.6.2. Tính độ lún theo thời gian của nền đắp trên đất yếu

Đất yếu thường bão hoà nước nên nền đắp trong một thời gian dài vẫn còn lún và tốc độ lún phụ thuộc hệ số cố kết của đất yếu.

Tính lún theo thời gian dựa theo lí thuyết cố kết một hướng :

$$S_t = S_c.U \; ; \; U = f(T) \qquad (8-36)$$

S_t – độ lún sau thời gian t ; S_c – độ lún do nén chặt (cố kết) tính như ở (8 – 32) ; U = f(T) với T là nhân tố thời gian xác định theo (8 – 37) :

$$T = \frac{C_v.t}{h_{tt}^2} \qquad (8-37)$$

trong đó : C_v là hệ số cố kết trung bình theo phương thẳng đứng trong phạm vi lớp đất chịu nén :

$$C_v = \frac{h_{tt}^2}{\left(\sum \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}}\right)^2} \quad cm^2/sec \qquad (8-38)$$

trong đó : $\sum h_i = h_{tt}$ và h_i là bề dầy các lớp đất yếu có hệ số cố kết C_{vi} khác nhau ; C_{vi} được xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông đối với mẫu đất nguyên dạng đại diện cho lớp đất yếu i ; phạm vi áp lực từ p_1 đến p_2 xác định như ở (8 – 34) ; h_{tt} là bề dầy tính toán của lớp đất chịu nén, nếu chỉ thoát nước theo một mặt thì $h_{tt} = H$ (H là bề dầy lớp đất chịu nén ở hình 8 – 32) ; nếu thoát nước có 2 mặt thì $h_{tt} = \frac{H}{2}$ (trường hợp ở dưới đất yếu có lớp cát chẳng hạn).

Trị số của hàm số U = f(T) tuỳ thuộc các sơ đồ phân bố ứng suất được cho ở bảng 8 – 13 (thường áp dụng sơ đồ U_1).

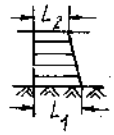
Cũng có thể dùng thí nghiệm để xác định được một cách gần đúng thời gian lún : lấy mẫu đất yếu nguyên dạng có chiều dầy h cho ép cố kết tới p_2 (áp lực sau khi đắp nền đất yếu phải chịu). Trong thời gian t, mẫu này lún được 90% của độ lún toàn bộ của mẫu dựa vào cách ngoại suy theo tỉ lệ có thể xác định được thời gian T cần để toàn bộ bề dầy lớp đất yếu H cũng lún được 90% của độ lún toàn bộ theo công thức sau :

$$T = t\left(\frac{H}{h}\right)^2 \qquad (8-39)$$

Chú ý rằng trong khi tính lún như trên đều giả thiết tải trọng nền đắp tác dụng ngay một lúc. Vì trong khi đắp, quá trình cố kết vẫn xảy ra nên tính với giả thiết trên thực ra chưa phù hợp lắm.

Bảng 8 – 13

ĐỘ CỐ KẾT $U_{(T)}$ THEO CÁC SƠ ĐỒ PHÂN BỐ ỨNG SUẤT

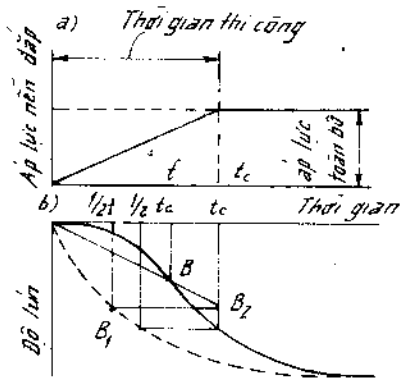
Nhân tố thời gian T	U_1	U_2	 U_3	U_4
0,004	0,080	0,008		0,135
0,008	0,104	0,016		0,186
0,012	0,125	0,024		0,223
0,020	0,160	0,040		0,279
0,028	0,189	0,056		0,322
0,036	0,214	0,072		0,358
0,468	0,247	0,096		0,388
0,060	0,276	0,120		0,433
0,072	0,303	0,144		0,462
0,100	0,357	0,197		0,516
0,125	0,399	0,244		0,554
0,167	0,461	0,318		0,605
0,200	0,504	0,370		0,638
0,25	0,562	0,443		0,682
0,30	0,631	0,508		0,719
0,35	0,658	0,565		0,752
0,40	0,698	0,615		0,780
0,50	0,764	0,700		0,829
0,60	0,816	0,765		0,868
0,80	0,887	0,857		0,918
1,00	0,931	0,913		0,950
2,00	0,994	0,993		0,996
∞	1,000	1,000		1,000

$$U_3 = U_1 - \frac{l_1 - l_2}{l_1 + l_2}(U_1 - U_2)$$

Để xét đến ảnh hưởng của thời gian thi công đến tốc độ lún có thể dùng phương pháp đơn giản gần đúng sau đây, (hình 8 – 35).

Giả thiết trong thời gian thi công, áp lực tăng theo quy luật bậc nhất (hình 8 – 35a). Đầu tiên vẽ đường cong lún cố kết với điều kiện xem như áp lực nền đắp tác dụng đột ngột ngay từ đầu (đường chấm ở hình 8 – 35b) ; độ lún cuối thời kì thi công sẽ bằng độ lún theo đường chấm tương ứng với $\frac{1}{2}$ thời gian thi công (điểm A). Độ lún ở thời điểm t nào đó (trong thời gian thi công) sẽ xác định được như sau : xuất phát từ độ lún sau thời gian $\frac{t}{2}$ trên đường chấm (điểm B_1) vẽ đường nằm ngang gặp toạ độ t_c ở B_2 ; kẻ đường OB_2 gặp toạ độ t ở B, đó là điểm cần tìm.

Làm mặt đường cấp cao, xây mố cầu hoặc cống nằm trong đoạn đất yếu thường chỉ cho phép sau khi độ lún của nền đạt được 85 ÷ 90% độ lún cố kết S_c. Vì vậy nhiều khi cần có biện pháp tăng nhanh tốc độ lún như : đào bớt đất yếu (bề dày lún cố kết giảm bớt) hoặc dùng các biện pháp tăng nhanh tốc độ thoát nước bằng tầng đệm cát, giếng cát hay bấc thấm.



Hình 8 – 35. Xác định độ lún theo thời gian có xét đến sự thay đổi áp lực trong đất trong quá trình thi công.

Trường hợp dùng giếng cát hoặc bấc thấm tức là tạo điều kiện để nước lỗ rỗng thoát theo cả hướng ngang, khi đo độ cố kết được xác định như sau :

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \qquad (8 - 40)$$

trong đó : U_v là độ cố kết theo chiều đứng xác định theo bảng 8 – 13, U_h là độ cố kết theo phương ngang được xác định như sau :

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8T_h}{-F(n) + F_s + F_r}\right] \qquad (8 - 41)$$

trong đó : T_h là nhân tố thời gian theo phương ngang :

$$T_h = \frac{C_h}{l^2}.t \qquad (8 - 42)$$

với l là khoảng cách tính toán giữa các giếng cát hoặc bấc thấm :

– nếu bố trí giếng hoặc bấc theo kiểu ô vuông :

$$l = 1{,}13.\ D \qquad (8 - 43)$$

– nếu bố trí theo kiểu tam giác :

$$l = 1{,}05.\ D \qquad (8 - 44)$$

D là khoảng cách giữa các tim giếng hoặc bấc.

Hệ số cố kết theo phương ngang C_h (cm^2/sec) cũng có thể được xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông đối với các mẫu nguyên dạng lấy theo phương nằm ngang theo TCVN 4200 – 86. Nếu trong vùng đất yếu cố kết gồm nhiều lớp đất có C_h khác nhau thì trị số dùng để tính toán là trị số C_h trung bình *gia quyền* theo bề dầy các lớp khác nhau đó.

Ở giai đoạn lập dự án khả thi thường cho phép tạm dùng quan hệ sau để xác định trị số C_h đưa vào tính toán :

$$C_h = (2 \div 5).C_v^{tb} \qquad (8 - 45)$$

với C_v^{tb} được xác định như ở 8 – 38.

F(n) là nhân tố xét đến ảnh hưởng của khoảng cách bố trí giếng cát hoặc bấc thấm được xác định tuỳ thuộc n = l/d (với d là đực kính của giếng cát hoặc đường kính tương đương của một bấc thấm) theo công thức :

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1}.\ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \qquad (8 - 46)$$

F_s là nhân tố xét đến ảnh hưởng của vùng đất bị xáo động xung quanh bấc thấm (làm hệ số thấm trong vùng đó bị giảm đi) và F_r là nhân tố xét đến ảnh hưởng về sức cản của bấc thấm. Khi dùng giếng cát thì không xét đến hai nhân tố này (tức là xem $F_s = 0$ và $F_r = 0$).

Trường hợp sử dụng bấc thấm làm phương tiện thoát nước thẳng đứng thì các nhân tố F(n), F_s và F_r trong (8 – 41) được xác định như sau :

– nhân tố F(n) vẫn theo công thức (8 – 46) với đường kính tương đương của một bấc thấm d tính như sau :

$$d = \frac{a + b}{2} \qquad (8 - 47)$$

trong đó : a là chiều rộng và b là bề dầy của tiết diện bấc thấm.

Vì d nhỏ (thường d = 5 ÷ 6cm) khiến cho tỉ số n thường lớn và $n^2 >> 1,0$; do vậy có thể tính F(n) theo công thức đơn giản sau :

$$F(n) = \ln(n) - \frac{3}{4} \qquad (8 - 48)$$

– nhân tố xét đến ảnh hưởng xáo động :

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1\right).\ln\left(\frac{d_s}{d}\right) \qquad (8 - 49)$$

trong đó : k_h và k_s là hệ số thấm theo phương nằm ngang của đất yếu khi chưa đóng bấc thấm (đất yếu không bị xáo động) và sau khi đóng bấc thấm (đất yếu bị xáo động) ; $k_s < k_h$ thường cho phép lấy $k_s = k_v$ với k_v là hệ số thấm của đất yếu theo phương thẳng đứng. Trên thực tế tính toán cho phép áp dụng :

$$\frac{k_h}{k_s} = \frac{k_h}{k_v} = \frac{C_h}{C_v} = 2 \div 5 \qquad (8 - 50)$$

C_h và C_v là hệ số cố kết của đất yếu theo phương nằm ngang và phương thẳng đứng.

d_s/d là tỉ số giữa đường kính tương đương của vùng đất bị xáo động xung quanh bấc thấm và đường kính tương đương của chính bấc thấm. Thực tế tính toán cho phép áp dụng :

$$\frac{d_s}{d} = (2 \div 3) \qquad (8 - 51)$$

– nhân tố xét đến sức cản của bấc thấm :

$$F_r = \frac{2}{3}\pi L^2.\frac{k_h}{q_w} \qquad (8 - 52)$$

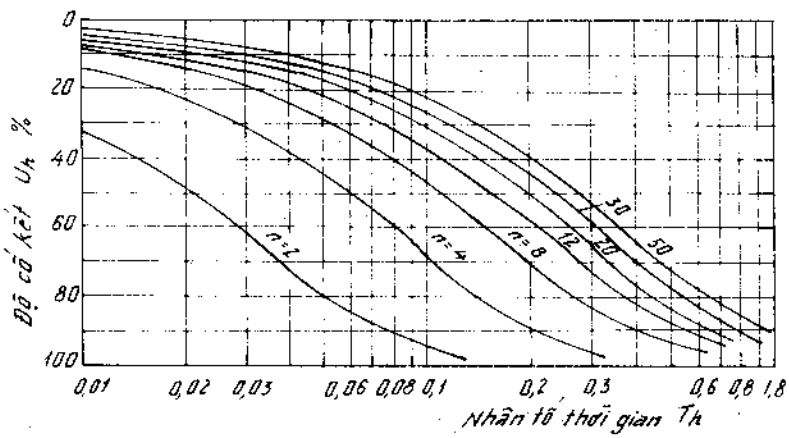
trong đó : L là chiều dài tính toán của bấc thấm (m) : nếu chỉ có một mặt thoát nước phía trên thì L bằng chiều sâu đóng bấc thấm, nếu có 2 mặt thoát nước (cả trên và dưới) thì L lấy bằng 1/2 chiều sâu đóng bấc thấm ; k_h là hệ số thấm ngang (theo phương nằm ngang) của đất yếu, cho phép xác định gần đúng theo (8 – 50) từ hệ số thấm theo phương thẳng đứng k_v hoặc thí nghiệm thấm trực tiếp với các mẫu thấm theo phương ngang (m/sec) ; q_w là

khả năng thoát nước của bấc thấm tương ứng với gradien thuỷ lực bằng 1,0 (m/sec) (gradien bằng 1 tức là tương ứng với áp lực 10kN/m^2), lấy theo chứng chỉ xuất xưởng của bấc thấm. Thực tế tính toán cho phép lấy tỉ số k_h/q_w = 0,00001 ÷ 0,001 m^{-2} đối với đất yếu loại sét hoặc á sét ; k_h/q_w = 0,001 ÷ 0,01 đối với than bùn và 0,01 ÷ 0,1 đối với bùn cát.

Trong trường hợp sử dụng giếng cát thì khi thiết kế có thể trực tiếp dùng toán đồ hình 8 – 36 biểu thị mối quan hệ (8 – 41) với F(n) theo (8 – 46) và $F_s = F_r = 0$:

Độ lún cố kết đạt được S_t sau thời gian t trong trường hợp thoát nước cố kết hai chiều cũng vẫn được xác định như ở công thức (8 – 32) nhưng thay U_v bằng U tính được theo (8 – 40) ; do lúc này $U > U_v$ nên lún của nền đắp trên đất yếu sẽ diễn ra nhanh hơn.

Lún nhanh có lợi là đất cố kết nhanh, do đó cường độ chống cắt của đất yếu cũng tăng nhanh. Như vậy những tính toán ở 8 – 5 là để bảo đảm khi thi công nền đắp không mất ổn định (lúc đó cường độ chống cắt tính toán chưa kể đến phần tăng sau này do cố kết). Vì thế hiện cũng có một số phương pháp xây dựng nền đắp trên đất yếu dựa vào nguyên tắc : vừa đắp vừa khống chế tốc độ đắp (đắp nền từng đợt, sau mỗi đợt có thể chờ một thời gian rồi lại đắp tiếp) để tốc độ tăng tải vừa kịp với tốc độ tăng cường độ chống cắt của đất do cố kết. Như vậy, nếu đắp chậm (vừa đắp vừa đợi) thì nền đắp có thể cao hơn chiều cao giới hạn tính với cường độ chống cắt ban đầu. Để tránh tốc độ thi công đắp quá kéo dài, người ta thường dùng các biện pháp tăng nhanh tốc độ cố kết nói trên.



Hình 8 – 36. Toán đồ xác định độ cố kết theo phương nằm ngang U_h theo T_h và n.

Muốn tính toán khống chế được tốc độ đắp đất cần phải biết được quan hệ giữa tải trọng đắp với mức tăng độ cố kết theo thời gian, đồng thời phải biết được quan hệ giữa sự tăng mức độ cố kết với mức độ tăng cường độ chống cắt của đất yếu. Về quan hệ thứ nhất hiện dựa vào cố kết theo một hướng (trường hợp tầng đệm cát) hoặc lí thuyết cố kết theo ba hướng (trường hợp xử lí bằng cọc cát hoặc bấc thấm) như trên. Về quan hệ thứ hai thì cường độ chống cắt của đất yếu, theo Ladd (1991) có thể được dự báo thay đổi tuỳ thuộc mức độ cố kết theo quan hệ sau :

$$S_u = U\left[0,22\sigma_z^i + \mu S_s\left(\frac{\sigma_{pz}^i}{\sigma_{vz}^i}\right)^{0,2}\right] \qquad (8-53)$$

trong đó : U là độ cố kết dự báo có thể đạt được kể từ lúc bắt đầu đắp nền đợt đầu tiên cho đến khi bắt đầu đắp nền đợt II tiếp theo ; S_s là sức chống cắt không thoát nước theo kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường với hệ số μ ở bảng 8 – 12 (xem 8.5) ; còn $\sigma_z^i, \sigma_{pz}^i$ và σ_{vz}^i có ý nghĩa như ở công thức (8 – 33).

Với quan điểm thực dụng, hiện người ta dùng cách vừa đắp vừa quan trắc tình hình biến động của đất yếu phía dưới để khống chế tốc độ đắp. Ví dụ quan trắc tốc độ di động ngang của các cọc đóng hai bên nền đắp trong khi đắp đất. Nếu tốc độ di động ngang của các cọc này là ≤ 5 mm/1 ngày thì tốc độ đắp như vậy vừa bảo đảm, sẽ không xảy ra tình trạng độ cố kết tăng không kịp gây mất ổn định. Nếu cọc di động lớn thì phải ngừng đắp, thậm chí phải dỡ bớt tải để đợi. Với cách này, người ta đã từng đắp các nền cao 8 ÷ 10m trên nền đất yếu bão hoà nước mà không cần dùng các biện pháp nào khác.

Cũng cần chú ý rằng, khi sử dụng các phương tiện thoát nước cố kết thẳng đứng (đặc biệt là bấc thấm) thì để bảo đảm được hiệu quả của việc thoát nước đó áp lực của tải trọng đắp gây ra trong các lớp đất yếu phải đủ lớn (không những đẩy được nước lỗ rỗng ra chỗ bấc thấm mà còn theo được bấc thấm lên đến tầng đệm cát để thoát ra ngoài phạm vi đất yếu). Do vậy, theo kinh nghiệm nước ngoài tải trọng đắp nên đủ lớn để bảo đảm được điều kiện sau :

$$\sigma_{vz}^i + \sigma_z^i \geq 1,5\sigma_{pz}^i \qquad (8 - 54)$$

trong đó, các kí hiệu có ý nghĩa như ở (8 – 33).

Ngoài ra, nếu dùng giếng cát hoặc bấc thấm thì trên đỉnh giếng hoặc bấc phải có tầng cát đệm có khả năng thoát nước (tối thiểu phải bằng loại cát vừa) dầy ít nhất bằng $\frac{1}{2}$S (S độ lún tổng cộng) nhưng không nhỏ hơn 80cm.

Chương 9

CHẾ ĐỘ THUỶ NHIỆT CỦA NỀN ĐƯỜNG VÀ CÁC BIỆN PHÁP THIẾT KẾ BẢO ĐẢM ỔN ĐỊNH CƯỜNG ĐỘ CỦA NỀN ĐƯỜNG

9.1. ẢNH HƯỞNG CỦA TRẠNG THÁI ẨM CỦA ĐẤT ĐẾN SỰ ỔN ĐỊNH CƯỜNG ĐỘ CỦA NỀN ĐƯỜNG

Các đặc trưng cường độ (lực dính c, góc ma sát φ) và đặc trưng biến dạng (mô đun đàn hồi E.kG/cm^2) của nền đường, nói chung phụ thuộc vào loại đất, điều kiện chịu tải (tĩnh hoặc động...) cũng như độ chặt và độ ẩm của đất, đặc biệt chúng thay đổi rất nhiều theo trạng thái ẩm của đất, nhất là các loại đất có tính dính dẻo (càng chứa nhiều thành phần hạt sét thì càng thay đổi nhiều theo độ ẩm).

Sự thay đổi cường độ và đặc trưng biến dạng của đất theo trạng thái ẩm đã được nghiên cứu nhiều năm ở trong phòng thí nghiệm cũng như trực tiếp quan trắc sự thay đổi đó ngay trên các đoạn đường thực tế, kết quả đã được tập hợp và đưa vào quy trình thiết kế áo đường mềm 22TCN – 211 – 93 như ở bảng 9 – 1a, 9 – 1b và gần đây là kết quả nghiên cứu các đề tài cấp Nhà nước KC10.05 ở bảng 9 –1c (1995).

Theo kết quả nghiên cứu của bộ môn Đường ôtô và Đường thành phố trường Đại học Xây dựng thì quan hệ giữa trị số *mô đun đàn hồi thí nghiệm của đất* E_{tn} với độ ẩm tương đối W/W_{nh} có thể được biểu diễn bằng quy luật sau :

Với đất á sét :

$$E_{tn} = 24\left(\frac{W}{W_{nh}}\right)^{-5} \qquad (9-1)$$

Với đất á cát :

$$E_{tn} = 74\left(\frac{W}{W_{nh}}\right)^{-3} \qquad (9-2)$$

trong đó : W là độ ẩm của đất (%) ; W_{nh} là giới hạn nhão của đất (%).

(Chú ý rằng trị số E_{tn} là kết quả thí nghiệm với các mẫu đất tròn đường kính 5,0cm cao 5,0 cm bằng phương pháp ép mẫu nở hông tự do với bản ép đường kính d = 5,0 cm hoặc ép lún với bản ép đường kính d = 2,5 cm còn trị số ở bảng 9 – 1a là trị số mô đun đàn hồi tính toán trung bình).

Bảng 9 – 1a

TRỊ SỐ MÔ ĐUN ĐÀN HỒI E (daN/cm^2) CỦA CÁC LOẠI ĐẤT TUỲ THEO ĐỘ ẨM VÀ ĐỘ CHẶT [22TCN–211–93]

Loại đất	Độ chặt K	Độ ẩm tương đối a = $\frac{W}{W_{nh}}$					
		0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	0,95
Sét	0,95	440	340	270	220	190	
	0,90	420	320	250	200	160	
Á sét	0,95	470	370	300	250	220	
	0,90	440	340	270	230	200	
Á cát	0,95	520	430	360	320	280	260
	0,90	490	400	330	290	250	240
Đất lẫn sỏi sạn	0,95	650	570	500	460	420	
	0,90	620	540	480	440	400	
Bazan Tây Nguyên		650 – 610	450 – 400	250 – 230	210 ~ 160		

Ghi chú : – trị số E ở đây là mô đun đàn hồi tĩnh xác định theo phương pháp thí nghiệm quy định ở "Quy trình thiết kế áo đường mềm" 22 TCN–211–93 ;

– độ ẩm tương đối : a = $\frac{W}{W_{nh}}$;

– độ chặt so với kết quả đầm nén tiêu chuẩn theo quy trình Việt Nam (xem bảng 9 – 5 và bảng 9 – 6).

Bảng 9 – 1b

TRỊ SỐ LỰC DÍNH C (daN/cm^2)VÀ GÓC MA SÁT $\varphi^{(o)}$ TƯƠNG ỨNG VỚI ĐỘ CHẶT K = 0,95 CỦA CÁC LOẠI ĐẤT

Loại đất	Chỉ tiêu	Độ ẩm tương đối a = $\frac{W}{W_{nh}}$		
		0,5 – 0,6	0,6 – 0,7	0,7 – 0,8
Sét	c	0,64 ~ 0,48	0,48 ~ 0,38	0,38 ~ 0,30
	φ	22 ~ 18	18 ~ 15	15 ~ 12
Á sét	c	0,50 ~ 0,38	0,38 ~ 0,28	0,28 ~ 0,20
	φ	24 ~ 20	20 ~ 17	17 ~ 14
Á cát	c	0,38 ~ 0,18	0,18 ~ 0,10	0,10 ~ 0,05
	φ	26 ~ 22	22 ~ 19	19 ~ 15
Lẫn sỏi sạn	c	lấy tương ứng với loại đất không có sỏi sạn		
	φ			
đất bazan	c	0,51 ~ 0,31	0,37 – 0,24	0,27 ~ 0,19
	φ	17 ~ 12	14 ~ 8	11 ~ 7

Ghi chú : – a và K có ý nghĩa như ở ghi chú bảng 9 – 1a.

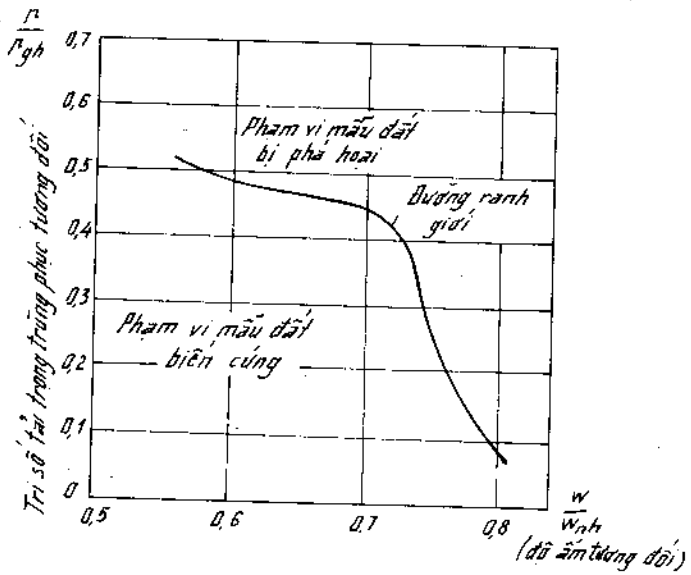
Bảng 9 – 1c

MỘT SỐ CHỈ TIÊU CƠ HỌC CỦA ĐẤT CÁC LOẠI TUỲ THUỘC TRẠNG THÁI ẨM VÀ CHẶT

Loại đất	Chỉ tiêu	K = 0,95			K = 0,98		
		a = 0,55	a = 0,65	a = 0,75	a = 0,55	a = 0,65	a = 0,75
Sét	φ, độ	24 – 26	24 – 26	23 – 25	25 – 27	25 – 27	24 – 26
	C, daN/cm^2	320 – 370	300 – 285	280 – 270	420 – 460	400 – 385	380 – 350
	E, daN/cm^2	10 – 16	8 – 10	7 – 8	14 – 18	12 – 15	10 – 12
	CBR						
Á sét	φ, độ	26 – 28	26 – 28	25 – 26	25 – 26	25 – 26	25 – 26
	C, daN/cm^2	0,39 – 0,40	0,36 – 0,38	0,32 – 0,35	0,40 – 0,42	0,39 – 0,40	0,34 – 0,38
	E, daN/cm^2	360 – 390	350 – 385	345 – 355	425 – 370	400 – 420	400 – 390
	CBR	12 – 18	10 – 12	8 – 10	15 – 19	13 – 18	10 – 15
Á cát	φ, độ	28 – 30	28 – 30	27 – 29	29 – 31	29 – 31	28 – 30
	C, daN/cm^2	0,35 – 0,37	0,32 – 0,35	0,29 – 0,33	0,38 – 0,40	0,36 – 0,39	0,31 – 0,34
	E, daN/cm^2	370 – 425	365 – 420	340 – 350	340 – 195	410 – 430	415 – 420
	CBR	14 – 19	12 – 14	10 – 12	16 – 20	14 – 28	12 – 18
Sét, á, sét lẫn sỏi sạn	φ, độ	29 – 32	29 – 32	29 – 32	29 – 33	29 – 33	28 – 33
	C, daN/cm^2	0,40 – 0,42	0,38 – 0,40	0,34 – 0,36	0,42 – 0,45	0,39 – 0,41	0,35 – 0,37
	E, daN/cm^2	380 – 460	370 – 450	360 – 440	465 – 480	440 – 470	410 – 445
	CBR	16 – 20	13 – 18	12 – 14	17 – 22	15 – 19	13 – 19
Cát đen hạt mịn, hạt nhỏ	φ, độ	30 – 32	30 – 32	30 – 32	30 – 33	30 – 32	30 – 32
	C, daN/cm^2						
	E, daN/cm^2	370 – 440	380 – 430	380 – 460	476 – 500	465 – 480	430
	CBR	12 – 18	10 – 13	9 – 11	15 – 18	13 – 17	11 – 14

Qua các bảng 9 – 1a, 9 – 1b, 9 – 1c và quan hệ (9 – 1), (9 – 2) ta thấy : *độ ẩm của nền đất càng lớn thì cường độ của nó càng giảm và đất càng biến dạng nhiều.* Đó là do lượng nước trong đất làm thay đổi trạng thái của đất, lượng nước tăng lên có thể làm cho đất ở trạng thái dẻo cứng chuyển sang dẻo mềm hoặc nhão. Thường nếu nền đường có độ ẩm $\frac{W}{W_{nh}} = 0,50 \div 0,75$ thì nó còn ở trạng thái dẻo cứng nhưng nếu $\frac{W}{W_{nh}} = 0,75 \div 1,0$ thì đất nền đã chuyển sang dẻo mềm và nhão. Vì thế trên thực tế người ta thường tìm các biện pháp giữ cho trạng thái ẩm của nền đường có $\frac{W}{W_{nh}} \not> 0,60 \div 0,65$. Rõ ràng ở đây trị số *độ ẩm tương đối* cho phép ta đánh giá được trạng thái của đất (còn trị số độ ẩm tuyệt đối W không cho phép điều đó).

Trạng thái ẩm của đất cũng có ảnh hưởng quan trọng đến sự làm việc của đất *dưới tác dụng của tải trọng trùng phục*. Hình 9 – 1 là kết quả thí nghiệm trong phòng về sự làm việc của đất dưới tác dụng của tải trọng trùng phục do giáo sư tiến sĩ A.M.Krivitski thực hiện.



Hình 9 – 1. Quan hệ giữa trạng thái cuối cùng của đất với tác dụng của tải trọng trùng phục (đất á sét bụi).

Hình 9 – 1 là kết quả thí nghiệm với đất á sét bụi ; với các loại đất khác quy luật định tính cũng tương tự như vậy. Theo đó ta thấy ; khi đất *tương đối khô* ($W < 0,7W_{nh}$) thì dưới tác dụng của tải trọng trùng phục có trị số tương đối lớn, $p \leq (0,45 \div 0,55)$ p_{gh}, nền đất vẫn trở nên *biến cứng* dù số lần tác dụng tải trọng rất lớn ; (trong đó p là trị số tải trọng trùng phục tác dụng lên đất kG/cm^2 và p_{gh} là trị số tải trọng giới hạn mà đất chịu được khi tác dụng tĩnh một lần). Ngược lại, nếu *đất càng ẩm thì khả năng bị phá hoại càng nhiều và khả năng biến cứng càng ít*, như khi $W > 0,75W_{nh}$ thì chỉ với tải trọng trùng phục rất nhỏ mới có thể biến cứng được : $p \leq 0,1p_{gh}$ với đất á sét bụi, $p \leq 0,09$ p_{gh} với đất sét và $p \leq (0,15 \div 0,20)p_{gh}$ với đất á cát.

Chú ý rằng, *biến cứng* là hiện tượng nền đất dưới tác dụng của tải trọng trùng phục nhiều lần, lâu dài trở nên không tích luỹ biến dạng dư nữa mà chỉ làm việc ở trạng thái đàn hồi (giống như sau khi lu lên đất nhiều lần với tải trọng nhất định). Trên thực tế, ở nước ngoài và ở ta đã phát hiện thấy nền đất ở dưới các lớp mặt đường mỏng, sử dụng lâu năm, có chỗ biến cứng khiến cho khả năng chống biến dạng của nó trở nên rất cao. Như vậy, nếu khống chế được độ ẩm nền đường trong phạm vi nhất định thì tức là tạo điều kiện để biến tác dụng bất lợi của tải trọng xe chạy trùng phục nhiều lần thành tác dụng có lợi cho cường độ chung của nền đường.

Theo hình 9 – 1, sở dĩ có hiện tượng khi $p < p_{gh}$ đất vẫn có thể bị phá hoại là do tác dụng của tải trọng trùng phục có tính chất đột ngột, liên tiếp, tức thời gây ra lực quán tính và làm tăng áp lực nước lỗ rỗng có trong đất, khiến cho hệ số trượt ngang ξ của đất tăng lên (biến dạng theo hướng ngang dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng tăng lên), đồng thời áp lực lỗ rỗng còn cản trở sự hồi phục (đáng lẽ khá nhanh chóng) sức ma sát trong giữa các hạt cốt đất khi dỡ tải (chưa bị khôi phục lại đã bị tác dụng tải trọng tiếp). Vì các lí do trên nên cường độ chống trượt của đất dưới tải trọng trùng phục bị hạ thấp hơn so với khi chịu tải trọng tĩnh, biến dạng trượt dẻo tăng lên nhiều hơn, đất dễ và chóng bị phá hoại hơn. Như vậy, *những nhân tố nào làm tăng áp lực nước lỗ rỗng khi chịu tải thì đều là những nhân tố hạn chế sự biến cứng của đất*. Rõ ràng là khi độ ẩm tăng quá $0,75W_{nh}$, đất đã gần đầy nước, do đó khi chịu tải trùng phục áp lực nước lỗ rỗng sẽ lớn. Ngoài ra đất càng dính, càng khó thoát nước (đất sét), cũng như tốc độ gia tải càng nhanh thì khả năng biến cứng càng ít.

Khi đất biến cứng thì độ chặt của đất có tăng lên đôi chút, nước có bị đẩy ra, bề dày màng nước giảm đi, lực dính kết giữa các hạt đất tăng lên và cường độ đất tăng lên, đất hầu như làm việc ở trạng thái đàn hồi – nhớt, không xảy ra biến dạng dẻo mà chỉ có biến dạng hồi phục được khi chịu tải. Người ta cũng cho rằng : các điều kiện biến cứng đã giúp cho đất khôi phục được các lực dính cấu trúc, đồng thời phát sinh thêm tác dụng ngưng kết mới giữa các hạt đất dưới ảnh hưởng của tải trọng trùng phục và thời gian. Cũng vì lẽ này nên các loại đất không dính (cát) thì không trở nên biến cứng được.

Nền đường ôtô là một công trình chịu tải trọng trùng phục. Trên thực tế nhiều nền đường cũ có biến cứng ở phần móng nên đất dưới áo đường. Theo tài liệu nước ngoài, những đoạn biến cứng trên thực tế, trước hết là những đoạn nền đất có tính dính (á sét, sét) có trạng thái ẩm thuận lợi, nghĩa là nền đường phải khô ráo, thoát nước tốt, không hoặc ít chịu ảnh hưởng của các nguồn ẩm như nước ngập, nước ngầm. Ngoài ra phải có đủ điều kiện để tải trọng xe cộ phát huy tác dụng lu lèn, cụ thể là : áo đường phải mỏng hơn 20cm (để tải trọng xe truyền xuống không quá nhỏ) và lưu lượng xe lớn hơn 100 xe/ngày đêm.

Nền đường biến cứng sẽ có cường độ cao hơn, nhờ đó có thể giảm bề dầy áo đường là bộ phận đắt tiền ở trên.

Qua các nội dung trình bày ở trên ta có thể thấy rõ : ảnh hưởng rất quan trọng của trạng thái ẩm đến cường độ của đất nền đường. Do nền đường trên thực tế chịu ảnh hưởng của các nguồn ẩm khác nhau, biến đổi liên tục trong năm, do đó trạng thái ẩm của đất nền đường cũng có thể thay đổi tuỳ theo vị trí các điểm trong nền đường (không gian) và tuỳ theo thời gian trong năm, dẫn tới sự thay đổi cường độ đất nền theo không gian và thời gian, làm cho *cường độ nền đất không ổn định* và có thể hạ thấp ở thời kì bất lợi, khiến cho nền mặt đường ôtô cũng bị phá hoại nhiều nhất trong thời kì đó. Vì thế cần nghiên cứu quy luật thay đổi cường độ của nền đất hay quy luật thay đổi của độ ẩm nền đất, tức chính là *nghiên cứu chế độ thuỷ nhiệt* của nền đường ôtô, từ đó tìm các biện pháp cải thiện các quy luật này nhằm giữ cho cường độ nền đất tương đối cao và ít thay đổi nhất (ổn định nhất) như yêu cầu đã nói ở mục 8.1. Đây là một vấn đề lớn trong môn thiết kế đường và là nội dung chính của chương này. Đây cũng chính là vấn đề phân tích tác động của môi trường thiên nhiên (ẩm và nhiệt) đến cường độ và sự làm việc của nền mặt đường mà người thiết kế thường phải đề cập khi lập dự án xây dựng đường.

9.2. CHẾ ĐỘ THUỶ NHIỆT CỦA NỀN ĐƯỜNG VÀ PHÂN KHU KHÍ HẬU ĐƯỜNG SÁ

9.2.1. *Chế độ thuỷ nhiệt* của nền đường hay quy luật tác động của môi trường thiên nhiên đối với nền đường là quy luật *thay đổi và phân bố* độ ẩm của các điểm khác nhau trong khối đất nền đường theo thời gian. Vì quy luật thay đổi độ ẩm chịu ảnh hưởng rất lớn của sự thay đổi nhiệt độ như : khả năng bốc hơi nước hoặc sự vận động của nước trong đất (*nước màng mỏng* và hơi nước thường vận động từ chỗ nóng đến chỗ lạnh), nên nó gắn liền với quy luật thay đổi nhiệt độ trong nền đường và vì thế thường gọi quy luật đó là chế độ thuỷ nhiệt của nền đường.

Quy luật thay đổi và phân bố độ ẩm phụ thuộc vào quy luật thay đổi *các nguồn ẩm* có thể gây ẩm đất nền đường, vì thế chế độ thuỷ nhiệt của nền đường phụ thuộc nhiều vào quy luật chung về thời tiết, khí hậu cũng như các yếu tố thiên nhiên : địa hình, địa mạo, quang cảnh... của vùng xây dựng nền đường. Ví dụ như về mùa mưa một mặt nước thấm vào nền

đất nhiều, một mặt mức nước ngầm dâng cao... khiến cho độ ẩm trong nền đất tăng lên làm mặt đường bị phá hoại. Tuy nhiên, chế độ thuỷ nhiệt của nền đường khác với chế độ thuỷ nhiệt của địa phương và không chỉ phụ thuộc vào các quy luật chung nói trên vì chế độ thuỷ nhiệt nền đường còn phụ thuộc vào *kết cấu nền đường và mặt đường*, cụ thể như các biện pháp thoát nước nền mặt đường, chiều cao đào, đắp của nền đường, sự cải thiện hay ép chặt của đất nền đường hoặc loại mặt đường. Ví dụ như nếu nền đắp cao, đất nền được lèn ép đầy đủ đồng thời lại có các biện pháp thoát nước tốt chẳng hạn thì có thể ngay trong mùa mưa độ ẩm ở khu nền đất dưới mặt đường cũng không thay đổi gì đáng kể. Hoặc là có những loại mặt đường không thấm nước, cản trở nước thấm của nền đất, cản trở sự trao đổi nước, nhiệt và hơi giữa đất nền đường và khí quyển... (xem mục 10.3 và hình 10 – 10 chương 10).

Như vậy nội dung nghiên cứu chế độ thuỷ nhiệt của nền đường hoặc phân tích tác động của môi trường thiên nhiên đối với nền đường là nhằm xác định được quy luật thay đổi và phân bố độ ẩm của đất nền đường theo thời gian (do đó xác định được quy luật phân bố độ ẩm của nền đất trong thời gian bất lợi nhất) đối với các *kết cấu nền mặt đường khác nhau ở các khu vực thiên nhiên khác nhau*. Nhờ nắm được chế độ thuỷ nhiệt của nền đường (tức là nắm được quy luật nói trên) nên mới có thể xác định được cường độ tính toán (cường độ dùng để tính toán kết cấu mặt đường) của nền đất *tương ứng với các trường hợp kết cấu nền mặt đường khác nhau ở các vùng thiên nhiên khác nhau*. Đồng thời, nhờ nắm được quy luật phân bố độ ẩm trong thời gian bất lợi nên có thể đề xuất được các biện pháp thay đổi tình trạng phân bố đó như ngăn chặn các nguồn ẩm chẳng hạn, do đó cải thiện được điều kiện *ổn định nước* của nền đường và tăng được cường độ của đất nền đường.

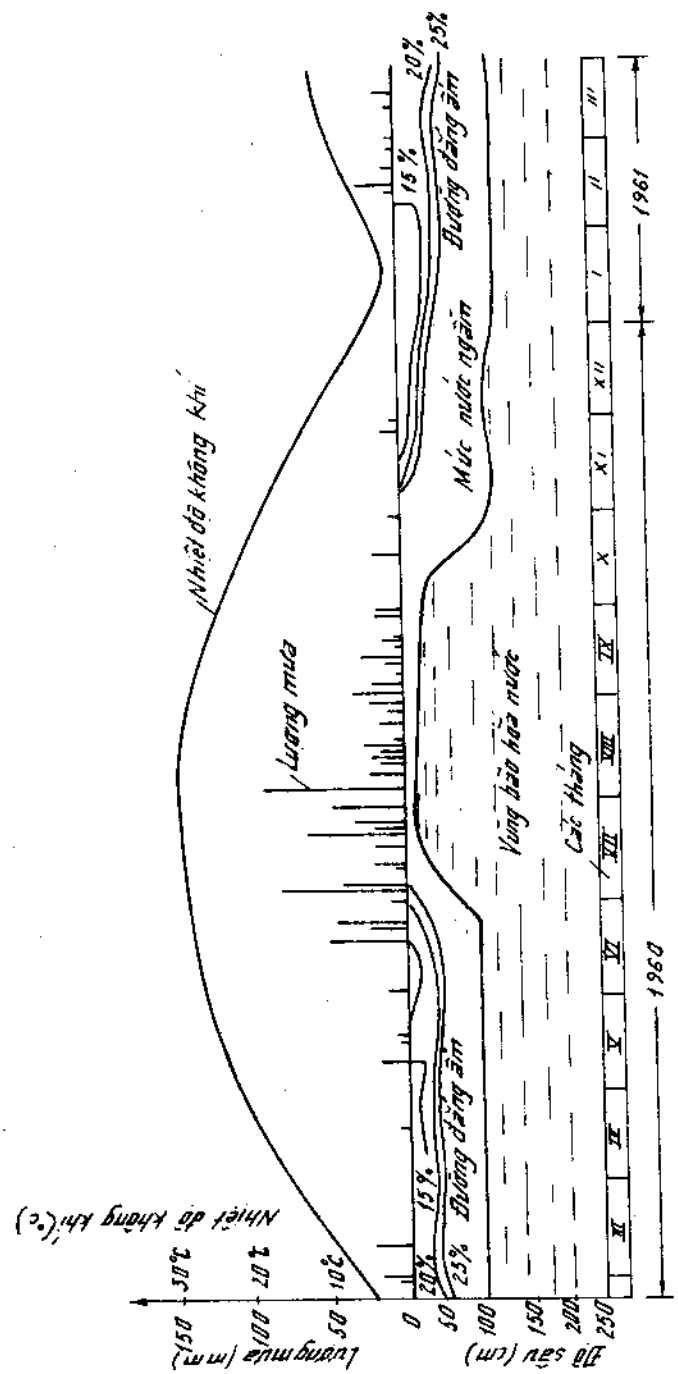
9.2.2. Như đã nói, ở *các vùng thiên nhiên khác nhau* thì chế độ thuỷ nhiệt nền đường khác nhau, đồng thời yêu cầu thiết kế đường ở các vùng này cũng khác nhau do ảnh hưởng của khí hậu cũng như các nhân tố thiên nhiên khác đối với công trình đường là khác nhau. Để tiện nghiên cứu chế độ thuỷ nhiệt của nền mặt đường cũng như để tiện giải quyết các vấn đề thiết kế, thi công, duy tu, bảo dưỡng đường và các công trình khác trên đường, ta cần nghiên cứu để phân khu đường về mặt ảnh hưởng của các nhân tố thiên nhiên. Như vậy, *lãnh thổ sẽ được phân thành các vùng địa lí khác nhau ;* trong mỗi vùng đó chế độ thuỷ nhiệt đối với các kết cấu nền mặt đường cùng loại là giống nhau và ảnh hưởng của các nhân tố thiên nhiên đến công trình đường đến việc thiết kế, xây dựng và khai thác đường là tương tự giống nhau. Cơ sở của sự phân vùng địa lí này dựa vào ảnh hưởng của các nhân tố thiên nhiên đến chế độ thuỷ nhiệt và đến công trình đường nên cách phân vùng này khác với sự phân vùng địa lí thông thường và phục vụ riêng cho việc thiết kế thi công, khai thác đường. Đồng thời vì khí hậu là nhân tố thiên nhiên có ảnh hưởng lớn đến sự phân vùng này được gọi là *phân vùng khí hậu đường sá*.

Tiêu chuẩn phân vùng cụ thể của mỗi nước là khác nhau vì phạm vi lãnh thổ và điều kiện thiên nhiên của mỗi nước là khác nhau. Tuy nhiên các tiêu chuẩn này nói chung đều nên bao gồm các nhân tố tiêu biểu cho ảnh hưởng của quy luật thiên nhiên đối với công trình đường như :

– Các nhân tố khí hậu ảnh hưởng đến quy luật thay đổi của nguồn ẩm và quy luật vận động của nước trong đất, cụ thể là : chế độ mưa, lượng mưa, chế độ gió, lượng bốc hơi, nhiệt độ, độ ẩm tương đối trong không khí, chế độ nước ngầm...

– Quang cảnh địa lí, địa hình, địa chất... thường những nhân tố này hoặc có ảnh hưởng đến khí hậu hoặc lại cũng là thể hiện sự khác nhau về khí hậu (quang cảnh địa lí như : quang cảnh bãi lầy, vùng rừng, vùng đồng cỏ... ; địa hình như : vùng núi, đồi, đồng bằng... ; địa chất như : phân bố các loại đất đá và trình độ phong hoá mức độ phổ biến của các hiện tượng trượt, sụt lở, trôi đất, đá...).

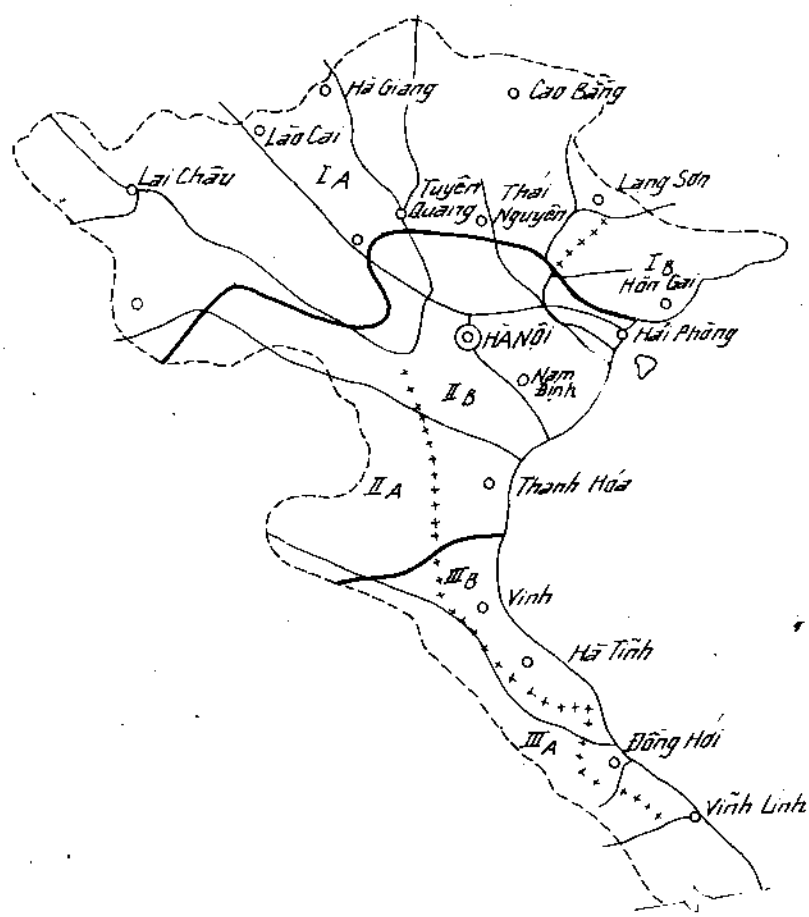
Hình 9 – 2 là một ví dụ miêu tả quang cảnh và các nhân tố khí hậu có liên quan đến chế độ thuỷ nhiệt của đất tự nhiên vùng đồng bằng miền Bắc nước ta.



Hình 9 – 2. Chế độ thuỷ nhiệt của đất cánh đồng vùng đồng bằng miền Bắc nước ta (trên đó có xây dựng đường) – cánh đồng đất phù sa úng nước phát triển trên trầm tích sông Hồng vùng Gia Lâm – Hà Nội.

Phương pháp tiến hành phân vùng khí hậu đường sá thường là : phân tích những biểu hiện do ảnh hưởng (thường là những ảnh hưởng phá hoại) của các nhân tố thiên nhiên đối với công trình đường (trong đó bao gồm cả các tài liệu thực tế thu được do quan trắc chế độ thuỷ nhiệt đối với các kết cấu nền mặt đường khác nhau) ; tổng kết tình trạng sử dụng nền

mặt và các công trình trên đường khác ở các vùng khác nhau, đồng thời kết hợp với việc so sánh các nhân tố khí hậu của các vùng khác nhau đó, thường phải tiến hành xây dựng các phương án phân vùng rồi dựa vào tình hình đường thực tế mà điều chỉnh nhiều lần cho đến khi phương án phân vùng thật sát hợp với thực tế. Nghiên cứu phân vùng khí hậu đường sá ở nước ta mới ở bước đầu và chủ yếu mới làm ở lãnh thổ miền Bắc cũ (hiện đề tài cấp Nhà nước KHCN 10.05.1997 đang tiếp tục nghiên cứu cho toàn quốc). Như đã biết lãnh thổ Việt Nam ta đều nằm trong vùng khí hậu nhiệt đới, nhiệt độ chênh lệch trong năm tương đối ít, lượng mưa nói chung đều lớn, độ ẩm không khí (tương đối) trong toàn năm thường là 80 ÷ 85% cho hầu hết các địa phương. Tuy nhiên từ Bắc đến Nam chạy dài trên nhiều vĩ độ cùng khác nhau nên chế độ mưa (mùa mưa, thời gian mùa mưa...) ảnh hưởng của gió mùa cũng khác nhau. Đặc biệt ảnh hưởng của địa hình đối với khí hậu rất lớn : lãnh thổ hẹp, kéo dài, nhiều chỗ núi chắn tạo nên bình phong ngăn thành các khu vực khí hậu nóng và khô như vùng Lạng Sơn, An Châu, hoặc do địa hình mà tạo nên chế độ gió nóng địa phương như gió Lào... Ngoài ra cấu tạo địa chất, loại đất... cũng có những ảnh hưởng lớn đến công trình đường (như vấn đề sụt lở)... Phó giáo sư Nguyễn Xuân Mẫn Viện Khoa học kĩ thuật Bộ Giao thông Vận tải nước ta dựa vào sự phân tích các nhân tố nói trên, đồng thời dựa vào kinh nghiệm sử dụng đường sá ở nước ta từ trước đã đề xuất phương án phân vùng khí hậu đường sá miền Bắc Việt Nam như ở hình 9 – 3.



Hình 9 – 3. Dự thảo về phân khu khí hậu đường sá miền Bắc Việt Nam (chưa phải là phương án chính thức được cơ quan Nhà nước thông qua).

Theo phương án này cách phân vùng dựa vào 2 tiêu chuẩn chính là *vĩ độ* và *địa hình*. Vì thế chia làm 3 khu chính dựa theo vĩ độ (khu I, II, III) trong mỗi khu này lại căn cứ vào địa hình, cụ thể là theo các dãy núi chắn dọc mà phân thành phân khu vùng núi (I_A, II_A, III_A) và phân khu ven biển (I_B, II_B, III_B). Đặc điểm của 3 khu vực khí hậu chính và của các phân khu kèm ở các bảng 9 – 2a và bảng 9 – 2b.

Bảng 9 – 2a

ĐẶC TRƯNG CÁC PHÂN VÙNG KHÍ HẬU ĐƯỜNG SÁ MIỀN BẮC VIỆT NAM

Khu vực I	Phân khu miền núi IA	Phân khu miền núi, mưa sớm, mưa nhiều. Rừng rậm. Độ ẩm cao, lượng bốc hơi thấp. Cấu tạo địa chất do diệp thạch, sa thạch, hoa cương và đá vôi. Diệp thạch phân bố rộng rãi là nguyên nhân đất sụt nghiêm trọng trong mùa mưa. Nền đường mặt đường thường xuyên bị đe dọa vì xói lở.
	Phân khu miền núi ven biển IB	Phân khu miền núi ven biển, khô ráo hơn so với phân khu IA. Các ảnh hưởng phá hoại của khí hậu tương tự, như IA nhưng dịu nhẹ hơn.
Khu vực II	Phân khu miền núi II A	Phân khu miền núi gồm nhiều cao nguyên liên tiếp xen kẽ với các vùng đồi. Các cao nguyên mưa nhiều, gió nhiều. Các vùng đồi nóng và khô. Toàn phân khu chịu ảnh hưởng gió Tây nam, chất đất dễ lấy. Các vùng đồi cấu tạo chủ yếu bằng diệp thạch nên mùa mưa đất sụt phổ biến.
	Phân khu đồng bằng II B	Phân khu trung du và đồng bằng, nắng và mưa trung bình. Phía bắc đá ong và đất đỏ phân bố rộng rãi, phía nam chủ yếu là loại phù sa bồi tụ thuộc loại đất sét và đất thịt. Vật liệu mặt đường khai thác và vận chuyển xa, nhất là về phía nam. Hiện tượng ngập lụt phổ biến trong mùa mưa. Mùa hè chịu ảnh hưởng của gió biển. Phân khu này đặc điểm có mưa phùn từ tháng 2 đến tháng 4.
Khu vực III	Phân khu miền núi III A	Phân khu miền núi, mưa chậm, mưa lâu, rừng rậm : cường độ mưa lớn gây xói lở, cây cối dễ mọc lấn đường. Toàn phân khu chịu ảnh hưởng gió Lào nóng và khô trong suốt thời gian từ tháng 4 ~ tháng 10.
	Phân khu đồng bằng III B	Phân khu đồng bằng ven biển, mưa chậm, mưa lâu, cường độ mưa lớn gây ngập lụt thường xuyên trên hầu hết các tuyến đường trong mùa mưa. Mùa hè nắng hanh nóng nhiều, lượng bốc hơi cao. Toàn phân khu chịu ảnh hưởng của gió Lào nóng và khô, và có gió bão trong mùa hè.

Vì đường là loại công trình chịu ảnh hưởng lớn của các nhân tố thiên nhiên, đặc biệt thiết kế nền mặt đường phải gắn liền với sự phân tích chế độ thuỷ nhiệt nên việc phân vùng khí hậu đường sá là rất cần thiết để có thể tiến tới quy định *các nguyên tắc, các biện pháp và lập các định hình* thiết kế, xây dựng và khai thác đường ôtô nói chung (cũng như thiết kế, xây dựng và khai thác nền mặt đường ôtô nói riêng) trong những vùng thiên nhiên khác nhau. Nhờ nắm vững các đặc điểm thiên nhiên của mỗi khu vực mà ta có khả năng đề ra ngay từ đầu nguyên lí cấu tạo kết cấu và phương pháp xây dựng, khai thác đường thích hợp. Đồng thời phân vùng khí hậu đường sá còn là một cơ sở rất tốt để tập hợp, tổng kết tình hình đường sá về mọi mặt ở mỗi vùng phục vụ đắc lực cho việc nghiên cứu khoa học kĩ thuật ngành đường ôtô ở mỗi nước nói chung và nghiên cứu chế độ thuỷ nhiệt của nền mặt đường nói riêng.

Bảng 9 – 2b

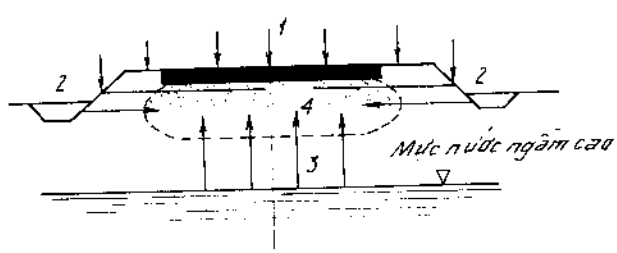
CÁC CHỈ TIÊU KHÍ HẬU CỦA CÁC KHU VỰC (THEO PHÂN VÙNG KHÍ HẬU ĐƯỜNG SÁ MIỀN BẮC VIỆT NAM)

Chỉ tiêu khí hậu	Khu vực I	Khu vực II	Khu vực III
1. Nhiệt độ không khí			
– trung bình cao nhất	33°3C	33°C	34,5°C
– tháng nóng nhất	6	7 – 8	6 – 7
– mùa nóng	tháng 4 – 8	tháng 4 – 9	tháng 4 – 10
– trung bình thấp nhất	10°C	13°C	17°C
– tháng lạnh nhất	1	12 – 1	1
– mùa lạnh	tháng 10 – 3	tháng 10 – 3	tháng 10 – 3
2. Mưa :			
– lượng mưa trung bình toàn năm (mm)	1400 – 2800	1400 – 2000	1700 – 2600
– số ngày mưa trong 1 năm	110 – 160	100 – 140	100 – 135
– tháng mưa nhiều nhất	6 và 7	7 và 8	9 và 10
– lượng mưa trong tháng mưa nhiều nhất (mm)	500 – 600	200 – 470	540 – 600
– số ngày mưa trong tháng nhiều nhất	16 – 23	10 – 17	14 – 17
– mùa mưa	tháng 4 – 10	tháng 5 – 10	tháng 6 – 10
3. Độ ẩm tương đối trung bình của không khí :			
– trung bình(%)	83 – 87	84 – 85	80 – 83
– lớn nhất (%)	87 – 92	87 – 90	90 – 91
– tháng có độ ẩm lớn nhất	7 – 8	2 – 3	3 – 4
– tháng có độ ẩm bé nhất	2 – 4	10 – 11	7
– độ ẩm bé nhất (%)	77 – 83	74 – 80	72 – 75
– mùa khô	tháng 11 – 3	tháng 11 – 3	tháng 12 – 4
4. Gió :			
– gió thịnh hành trong năm	B–BTB – DB	DN (DB)	T – TN – DN

9.2.3. Chế độ thuỷ nhiệt của nền đường như đã nói ở trên, phụ thuộc nhiều vào sự biến thiên của các *nguồn ẩm* ; sự phân bố ẩm trong nền đường là tuỳ thuộc sự có mặt và mức độ ảnh hưởng của các nguồn ẩm khác nhau. Nói chung nền đường ôtô có thể chịu ảnh hưởng của các nguồn ẩm như ở hình 9 – 4.

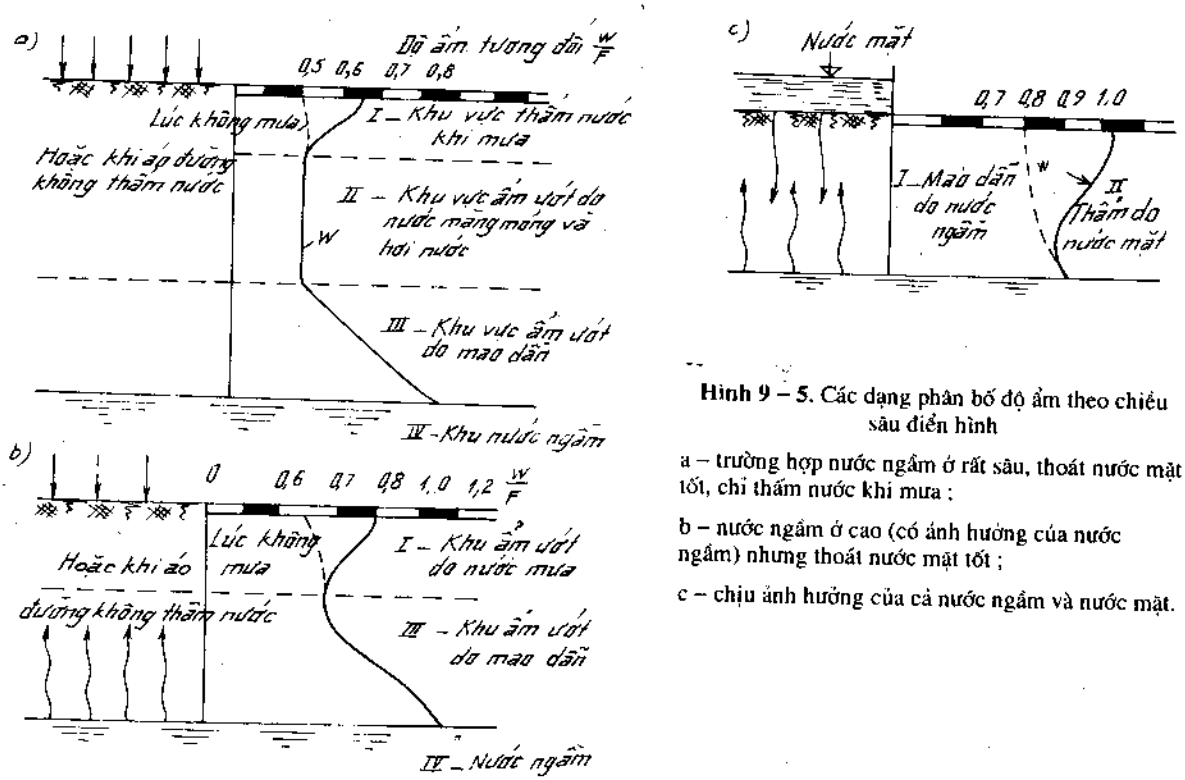
– Nước mưa : thấm qua lề đường và mặt đường vào khu vực đất móng áo đường. Nếu áo đường không thấm nước, lề đường được gia cố và đủ dốc thì ảnh hưởng của nguồn ẩm này giảm đi rất nhiều.

– Nước đọng trên mặt đất (nước mặt) gồm nước đọng ở thùng đấu, rãnh biên ; nước ngập hai bên thân nền đường khi qua vùng đồng lúa ;



Hình 9 – 4. Các nguồn ẩm có ảnh hưởng đến trạng thái ẩm của nền đường ôtô 1 – nước mưa ; 2 – nước mặt ; 3 – nước mao dẫn từ nước ngầm ; 4 – hơi nước.

khi có kênh, mương thuỷ lợi chảy cạnh đường, hoặc có hồ, ao hai bên... Nước đọng có thể tồn tại lâu dài hoặc tồn tại trong những thời kì dài, ngắn nhất định. Ở vùng trồng lúa hoặc ở Tây Nguyên thường thời gian duy trì nước ngập không quá 6 tháng.



Hình 9 – 5. Các dạng phân bố độ ẩm theo chiều sâu điển hình

a – trường hợp nước ngầm ở rất sâu, thoát nước mặt tốt, chỉ thấm nước khi mưa ;

b – nước ngầm ở cao (có ảnh hưởng của nước ngầm) nhưng thoát nước mặt tốt ;

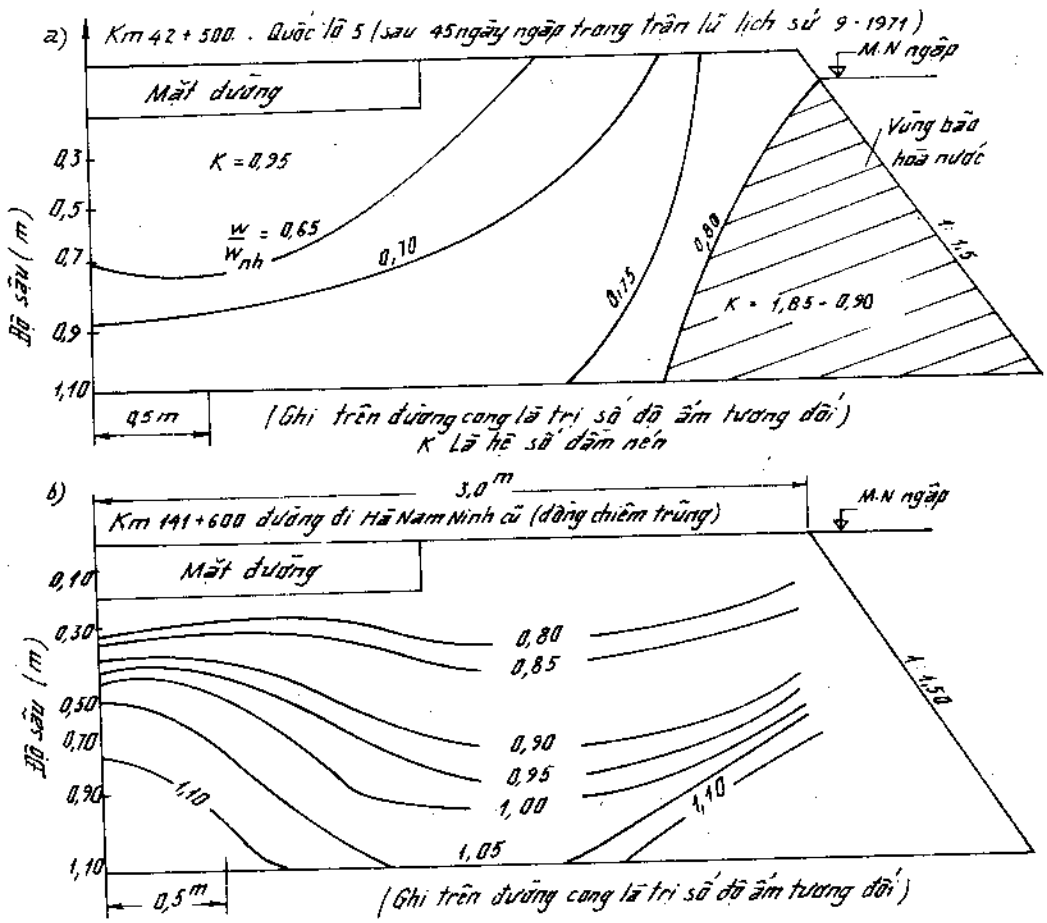
c – chịu ảnh hưởng của cả nước ngầm và nước mặt.

– Nước ngầm từ phía dưới thường có ảnh hưởng đối với nền đường vùng đồng bằng, vùng lầy (đồng bằng sông Hồng, sông Cửu Long...) ; nước cấy lúa cũng có thể mao dẫn lên thân nền đường. Mức nước ngầm cũng lên xuống, thay đổi theo mùa, thời gian duy trì mức nước ngầm cao ở vùng đồng bằng miền Bắc nước ta cũng thường chỉ từ 3 – 4 tháng vào mùa mưa. Ở Tây Nguyên và vùng núi, ảnh hưởng mao dẫn của nước ngầm đối với nền đường ôtô không đáng kể.

– Hơi nước thường di chuyển trong các lỗ rỗng của đất theo chiều dòng nhiệt (nóng đến lạnh). Ở ta, về mùa nóng (mùa mưa) dòng nhiệt đi từ trên xuống dưới, do đó thời kì này hơi nước không gây thêm bất lợi cho sự phân bố ẩm trong thân nền đường. Ngược lại về mùa lạnh, đặc biệt từ tháng 11 đến tháng 2 hàng năm, dòng nhiệt trong đất đi lên và hơi nước có thể di chuyển tập trung lên phía trên, dưới đáy áo đường, gây tăng thêm độ ẩm của đất dưới áo đường. Ngoài ra, sự thay đổi nhiệt độ theo chu kì ngày đêm (ngày nóng, đêm lạnh) ở một độ sâu nhất định, cũng có thể làm cho hơi nước ngưng tụ thành ẩm dạng lỏng tại đó.

Trạng thái ẩm cụ thể, phân bố độ ẩm cụ thể trong đất của các đoạn nền đường là tuỳ thuộc sự có mặt và ảnh hưởng của các nguồn ẩm (mức độ ảnh hưởng nhiều hay ít là tuỳ thuộc cường độ của nguồn ẩm và cũng tuỳ thuộc kết cấu nền mặt đường) như miêu tả ở các hình 9 – 5 và 9 – 6.

Các dạng phân bố độ ẩm nói trên là có tính chất định tính. Mỗi dạng phân bố độ ẩm đó tương ứng với một loại kết cấu nền mặt đường khác nhau, liên quan chặt chẽ tới các biện pháp thiết kế nền mặt đường. Nhưng cùng một loại kết cấu, cùng các biện pháp thiết kế, phân bố ẩm trong nền đường, về mặt định lượng, vẫn có thể khác nhau khi xây dựng nền đường ở các vùng khác nhau, đất đai và địa hình khác nhau, điều kiện về khí hậu khác nhau. Nhiệm vụ của việc nghiên cứu chế độ thuỷ nhiệt nền đường *ở các vùng thiên nhiên khác nhau* là phải xác định được cụ thể có tính chất định lượng, *dạng phân bố ẩm bất lợi (trạng thái bất lợi) để xác định được cường độ tính toán của đất nền đường tương ứng*. Cùng một loại đất nhưng nếu nền ở vào các trạng thái ẩm khác nhau thì cường độ tính toán tương ứng khác nhau và rõ ràng nếu đạt được dạng phân bố ẩm như ở hình 9 – 5a thì sẽ có lợi nhất về cường độ. Nhiệm vụ của người thiết kế là tìm các biện pháp thay đổi kết cấu nền mặt đường, cải thiện các nguồn ẩm, để trong một đoạn đường cụ thể, ở vào những điều kiện thiên nhiên cụ thể, có thể biến các trạng thái phân bố ẩm bất lợi 9–5b, 9–5c, 9–6b thành thuận lợi, nhờ đó tăng được cường độ của nền đất, giữ được cường độ ổn định và giảm được bề dầy áo đường. (Các biện pháp như vậy có thể xem ở 9 – 4).



Hình 9 – 6. Các dạng phân bố độ ẩm trong thân nền đường
a – khi có nước ngập hai bên nền đường trong 1 thời gian nhất định ;
b – khi có nước ngầm mao dẫn và nước ngập thường xuyên.

Chú ý rằng, chế độ thuỷ nhiệt không những có ảnh hưởng đến nền đường mà tương tự, cũng có ảnh hưởng đến sự làm việc của các lớp áo đường, đặc biệt chế độ nhiệt, quy luật thay đổi nhiệt độ, có ảnh hưởng quan trọng đến cường độ của các lớp mặt đường nhựa (bê tông át phan, hỗn hợp đá – nhựa, sự làm việc của tầng mặt bê tông xi măng và các lớp vật liệu gia cố chất liên kết vô cơ như đá, đất, gia cố xi măng hoặc vôi...). Do vậy, nghiên cứu chế độ thuỷ nhiệt cũng nhằm xác định *trạng thái bất lợi tính toán của riêng mỗi tầng, lớp vật liệu áo đường đó, cũng như trạng thái bất lợi tính toán chung của cả kết cấu nền mặt đường.*

9.2.4. Người ta có thể đạt được các mục tiêu nghiên cứu về chế độ thuỷ nhiệt nền mặt đường nói chung (và chế độ thuỷ nhiệt nền đường nói riêng) như trên trình bày theo 2 hướng :

– Nghiên cứu lí thuyết tính toán về truyền ẩm và truyền nhiệt để đi tới dự báo được quy luật phân bố ẩm và nhiệt trong nền, mặt đường tương ứng với các trường hợp và điều kiện cụ thể khác nhau (các điều kiện biên về ẩm và nhiệt khác nhau) để đi tới xác định các trạng thái bất lợi tính toán.

– Tổ chức các trạm quan trắc về chế độ thuỷ nhiệt tại các vị trí *cố định* trên các đoạn có kết cấu nền mặt đường điển hình ở các vùng khí hậu đường sá khác nhau (phân loại các kết cấu nền mặt đường trong từng vùng để tổ chức quan trắc).

Trong mọi trường hợp đều đòi hỏi tính toán lí thuyết phù hợp với quan trắc thực tế. Do đó việc tổ chức các trạm quan trắc cố định là rất cần thiết và luôn luôn nên tiến hành, dù công việc này đòi hỏi có các trang thiết bị, có đầu tư và có thời gian nhất định.

Công việc ở các trạm quan trắc cố định bao gồm những nội dung sau :

– Định kì đo độ ẩm và độ chặt của đất ở các độ sâu khác nhau đến khoảng 1 ÷ 1,2m trong nền đường ; ít nhất đo 2 lần/1 tháng. Yêu cầu các vị trí đo đặt cố định trong đất và mỗi lần đo không phá vỡ cấu trúc đất để không ảnh hưởng đến kết quả đo. Để đạt yêu cầu này, thường phải sử dụng phương pháp đo ẩm bằng phóng xạ neutron và đo độ chặt bằng tia gamma.

– Đo nhiệt độ ở các lớp áo đường và ở các độ sâu khác nhau trong nền đường (bằng các đátsik điện trở hoặc cực than), đối với mặt đường có thể quan trắc theo giờ trong ngày hoặc mỗi ngày 4 lần, đối với nền đất 1 tuần 1 lần.

– Đo mức nước ngầm 3 ngày/1 lần.

– Quan trắc các yếu tố vi khí hậu ; nhiệt độ, độ ẩm không khí, lượng bốc hơi, gió, bức xạ.

– Quan trắc dòng chảy trên mặt và lề đường.

– Diễn biến của cường độ và biến dạng của kết cấu nền, mặt đường bằng các phương pháp thí nghiệm không phá hoại kết cấu NDT đo độ lún dưới bánh xe, đo cường độ bằng phương pháp ép tĩnh hoặc phương pháp dùng xung lực ; trong một số trường hợp có thể bố trí đo cả ứng suất do tải trọng xe cộ truyền xuống các lớp áo đường và nền đường.

– Quan trắc tình trạng khai thác nền mặt đường ; định kì đếm xe các loại, quan sát sự phát sinh và phát triển các hiện tượng phá hoại bề mặt trên mặt đường và lề đường, định kì đo độ bằng phẳng, độ nhám.

Các trạm quan trắc cố định nên bố trí ở những đoạn có cấu tạo nền, mặt đường phù hợp với yêu cầu kĩ thuật hiện đại và đủ cường độ theo tính toán so với cường độ chạy xe, ngoài ra cũng nên chọn đoạn có lưu lượng xe chạy cao.

Nếu mỗi vùng khí hậu đường sá có 2 – 3 trạm quan trắc như vậy thì trong vòng 2 – 3 năm ngành xây dựng đường ôtô nước ta sẽ có một khối lượng số liệu khoa học vô cùng quý giá, ta sẽ có căn cứ để *định hình hoá* và *tiêu chuẩn hoá* kết cấu nền mặt đường ôtô ở Việt Nam, đồng thời qua quan trắc cố định mới phát hiện được các thời kì bất lợi cùng những vấn đề thực sự phải đối phó để nâng cao chất lượng phục vụ của nền mặt đường ôtô ở các vùng khí hậu khác nhau trong nước.

9.2.5. Chế độ thuỷ nhiệt nền mặt đường ôtô các vùng khác nhau ở nước ta đã và đang được nhiều cơ quan nghiên cứu, đặc biệt là ở Viện khoa học công nghệ GTVT và Bộ môn đường ôtô và đường thành phố trường Đại học Xây dựng Hà Nội. Những kết quả nghiên cứu bước đầu cho thấy một số đặc điểm sau :

– Mùa mưa và mùa nóng là mùa có nhiều nhân tố bất lợi đối với sự làm việc của nền và mặt đường, trong thời kì này nước ngầm thường lên cao (hình 9 – 2), lượng mưa lớn gây nước đọng, nước ngập và các tác dụng phá hoại của nước mặt khác, nhiệt độ cao làm lớp mặt hỗn hợp đá, nhựa giảm cường độ đáng kể, thậm chí làm mặt đường chảy nhựa hoặc gây làn sóng và giảm sức bám.

Kết quả nghiên cứu trong những năm 1993 – 1995 của đề tài cấp Nhà nước KC 10.05 do Viện KHCN GTVT thực hiện dưới sự chủ trì của GS Dương Học Hải cũng cho thấy : Đối với vùng đồng bằng miền Bắc, mùa bất lợi về chế độ thuỷ nhiệt là mùa mưa nóng (tháng 5 đến tháng 9). Mùa xuân mưa phùn có ảnh hưởng đến cường độ nền mặt đường nhưng không nhiều (giảm khoảng 6 – 18%) và chủ yếu là đối với những đoạn mặt đường cũ bị rạn nứt. Thông qua quan trắc cố định diễn biến cường độ kết cấu nền mặt đường bằng cần đo Benkenman trong thời gian nói trên cũng cho thấy : hệ số chuyển đổi kết quả đo độ võng trên mặt đường cũ vào thời điểm không nằm trong tháng 5 – tháng 9 về mùa bất lợi là $K_1 = 1,14 \sim 1,47$ tuỳ theo tình trạng mặt đường (nếu nứt rạn nhiều thì dùng hệ số 1,47, còn nếu kín không thấm nước thì dùng 1,14).

Như vậy, ở ta chế độ thuỷ nhiệt nền đường không tồn tại một thời kì bất lợi nhất chỉ ngắn 10 – 15 ngày như ở các nước ôn đới và điều này gây khó khăn lớn cho việc xác định cường độ tính toán của đất nền đường bằng phương pháp quan trắc trực tiếp trong thời kì bất lợi đó (phải hàng ngày đo cường độ nền mặt đường trong thời kì bất lợi để phát hiện trị số nhỏ nhất).

– Nền đường ôtô ở nước ta không bị hiện tượng đông chướng (nở thể tích của nước đóng băng trong đất) làm giảm độ chặt vốn có, dẫn đến tích tụ ẩm (tăng độ ẩm) khiến cho độ ẩm tính toán về mùa xuân tăng lên khá lớn như ở các vùng ôn đới. Như vậy, độ chặt vốn có từ đầu của đất chỉ có thể giảm do đất bị trương nở trong quá trình tiếp xúc với các nguồn ẩm (thực tế quan trắc diễn biến của độ chặt trong nền đường nhiều năm ở ta cũng thấy nó rất ít thay đổi) do đó giáo sư Dương Học Hải đề nghị công thức xác định độ chứa ẩm lớn nhất W_{max} có thể có trong đất nền đường phụ thuộc vào độ chặt ban đầu của đất nền đường

(hay dung trọng khô vốn có của đất nền đường từ khi thi công xong) $\delta = K.\delta_o$ và độ trương nở của loại đất nền đường V_{tn} (%) như sau :

$$W_{max} = \frac{1 + V_{tn}}{K.\delta_o} - \frac{1}{\Delta} \qquad (9 - 3)$$

trong đó : K là hệ số đầm nén và δ_o (g/cm^3) là độ chặt tiêu chuẩn xác định theo thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn (xem ở 9 – 4) ; Δ là tỉ trọng của đất nền đường (g/cm^3).

Độ ẩm tương đối lớn nhất có thể có trong đất nền đường sẽ là a_{max} xác định như sau :

$$a_{max} = \frac{W_{max}}{W_{nh}} \qquad (9 - 4)$$

với W_{nh} là giới hạn nhão của đất.

Như vậy, trạng thái ẩm bất lợi nhất của đất nền đường ở vùng nhiệt đới nước ta phụ thuộc rất nhiều vào độ chặt đầm nén đạt được khi thi công và biện pháp tăng cường đầm nén đất (xem 9 – 4) có ý nghĩa hết sức quan trọng để cải thiện chế độ thuỷ nhiệt của nền đường.

– Quy luật phân bố ẩm trong thân nền đắp hiện có thường phổ biến có dạng tăng dần theo chiều sâu vì các nền đắp ở vùng đồng bằng hoặc qua các thung lũng miền đồi núi đều thường chịu ảnh hưởng của nước ngầm, nước ngập hai bên và nước ruộng cấy lúa. Ngoài ra, cũng còn do độ chặt đất nền đường ở ta thường giảm dần theo chiều sâu ; đồng thời ảnh hưởng của thấm nước mưa qua áo đường và lề đường chỉ có khi mặt đường nứt rạn, kém bằng phẳng (gây đọng nước trên mặt), có ổ gà (kể cả với áo đường cấp phối, đá dăm) và lề thoát nước kém. Thực tế ở ta cho thấy đáng chú ý nhất là ảnh hưởng của nước ngầm và nước ngập đối với trạng thái ẩm của nền đường.

– Tích tụ ẩm dạng hơi không có ảnh hưởng trong thời kì mùa mưa vì trong thời kì này dòng nhiệt đi xuống.

– Ở các nền đào ảnh hưởng của nước đọng trong rãnh biên lâu ngày cũng gây bất lợi đáng kể đến phân bố ẩm trong thân nền đường.

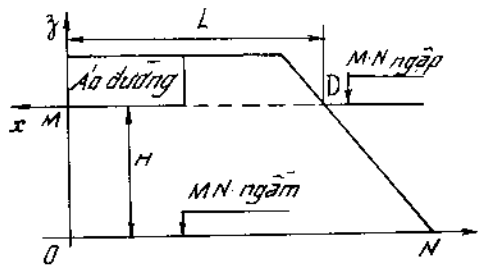
– Theo[*], khác với các vùng khác, nền đường ôtô khu vực Tây Nguyên có những đặc điểm riêng là : biến động trạng thái ẩm của nền đường trong năm rất lớn : từ 0,45 ÷ 5,0 về mùa khô tăng đến 0,65 ÷ 0,85 về mùa mưa và khi độ ẩm tương đối nhỏ hơn 0,40 thì cường độ đất đỏ bazan ở đây cũng giảm đi. Ảnh hưởng của nước ngầm hoàn toàn không có, trái lại 45% chiều dài đường vùng Tây Nguyên có nền đường chịu ảnh hưởng của nước mưa thấm qua mặt đường và lề đường nên có dạng phân bố ẩm hơi tăng dần theo chiều sâu ; còn 35% nền đường chịu ảnh hưởng của nước dọng hai bên rãnh 3 – 4 tháng và 25% chịu ảnh hưởng của nước ngập, đọng lâu dài 5 – 6 tháng ở các đoạn qua vùng cấy lúa, cạnh mương máng thuỷ lợi và qua địa hình trũng. Quy luật phân bố ẩm khi chịu ảnh hưởng của nước ngập, đọng này thường có dạng độ ẩm giảm dần kể từ taluy và tim đường.

---

[*] Hoàng Trọng Truy – Luận án PTS : "Một số kết quả nghiên cứu về chế độ thuỷ nhiệt nền đường ôtô vùng đất bazan Tây Nguyên". Hướng dẫn : PGS Hồ Chất và PGS Dương Học hải.

9.3. TÍNH TOÁN PHAN BỐ ẨM TRONG THÂN NỀN ĐƯỜNG CHỊU ẢNH HƯỞNG CỦA NƯỚC PHÍA DƯỚI VÀ NƯỚC NGẬP HAI BÊN VAI ĐƯỜNG

9.3.1. Như đã nói ở 9.2, nền đường ôtô trong nhiều vùng ở nước ta thường chịu ảnh hưởng của nước phía dưới mao dẫn lên và nước ngập hai bên thấm ngang vào. Để tính toán phân bố ẩm trong thân nền đường các trường hợp này, giáo sư Dương Học Hải đề nghị sử dụng lời giải của phương trình truyền dẫn ẩm *1 chiều* (9 – 5) (theo chiều x khi nước ngập hai bên thân nền đường và theo chiều z khi nước mao dẫn từ dưới lên như sơ đồ ở hình 9 – 7) với các điều kiện ban đầu và điều kiện biên (9 – 6), (9 – 7), (9 –8) :



Hình 9 – 7. Sơ đồ tính toán phân bố ẩm theo (9 – 5)

Phương trình truyền dẫn ẩm 1 chiều khi không xét ảnh hưởng của chế độ nhiệt độ đến sự di chuyển ẩm :

$$\frac{\partial w}{\partial T} = a.\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \qquad (9-5)$$

(nếu xét mao dẫn từ dưới lên thì toạ độ x thay bằng z)

trong đó w là độ ẩm của đất nền đường (%) thay đổi tuỳ theo vị trí (toạ độ x hoặc z) kể từ chỗ nền đất tiếp xúc với nước ngập hoặc nước ngầm (điểm 0 trên hình 9 – 5 và thay đổi tuỳ theo thời gian T (giờ) kể từ lúc bắt đầu có nước ngập hoặc nước ngầm phía dưới, a là hệ số truyền dẫn ẩm tính toán (m^2/giờ).

Có thể bỏ qua ảnh hưởng của nhiệt độ đến sự di chuyển ẩm vì khi xét ảnh hưởng của nước ngập *theo phương ngang (x) thì không tồn tại gradien nhiệt độ*, còn khi xét ảnh hưởng của nước mao dẫn theo phương thẳng đứng từ dưới lên thì do trong mùa nước ngầm lên cao nhiệt độ lại giảm dần theo chiều sâu từ trên xuống dưới (mùa nóng) như trên đã nói khiến cho dòng ẩm do nhiệt ngược chiều với dòng ẩm mao dẫn nền không gây tác hại thêm.

Điều kiện ban đầu :

$$W_{\substack{(x;T=0)\\ z}} = W_o \qquad (9-6)$$

xem như nền đường ban đầu có độ ẩm đồng nhất bằng W_o (%).

Điều kiện biên :

$$W_{\left(\substack{x=0;T\\ z=0}\right)} = W_{max} \qquad (9-7)$$

xem như tại vị trí tiếp xúc với nguồn ẩm, đất đạt tới độ chứa ẩm lớn nhất tính theo (9 – 3).

$$\left.\begin{aligned} \left.\frac{\partial W}{\partial x}\right|_{(x=L;T)} &= 0 \\ \left.\frac{\partial W}{\partial z}\right|_{(z=H;T)} &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (9-8)$$

tức là : vì nước ngập hai bên có tính chất đối xứng nên tại tim đường (x = L) không có trao đổi ẩm ; cũng như tại đáy áo đường (z = H), một cách gần đúng xem như không có trao đổi ẩm vì mặt đường kín

Lời giải của bài toán (9 – 5) với các điều kiện (9 – 6), (9 – 7), (9 – 8) có dạng :

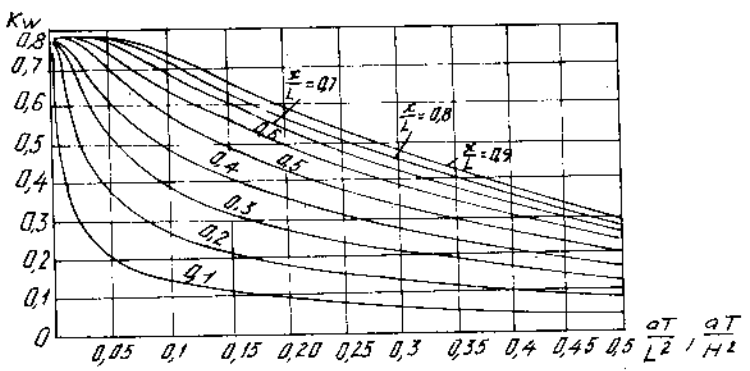
$$W_{(x,\,T)} = W_{max} + \frac{4}{\pi}(W_o - W_{max}).\,K_w \qquad (9-9)$$

với

$$K_w = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\sin\dfrac{2n+1}{2L}\pi x}{2n+1}.\exp\left[-a\frac{(2n+1)^2\pi^2}{4L^2}.T\right] \qquad (9-10)$$

(bài toán mao dẫn từ dưới lên biến số x được thay bằng z, thông số kích thước nền L được thay bằng H (ở hình 9 – 7).

Như vậy $K_w = f\left(\frac{x}{L}, \frac{aT}{L^2}\right)$ hay $K_w = f\left(\frac{z}{H}, \frac{aT}{H^2}\right)$ có thể tra trực tiếp ở đồ thị hình 9 – 8.



Hình 9 – 8. Đồ thị xác định trị số K_w.
(trị số trên đường cong là giá trị $\frac{x}{L}$ hoặc $\frac{z}{H}$)

9.3.2. Theo (9 – 9) và (9 – 10) ta có thể tính toán xác định được phân bố ẩm trong thân nền đường (tức là xác định được *trạng thái ẩm bất lợi tính toán*) cho 2 trường hợp nói trên nếu biết thời gian duy trì nguồn ẩm T, độ chứa ẩm lớn nhất W_{max} (phụ thuộc vào độ chặt), độ ẩm ban đầu Wo, kích thước nền đường L hoặc H) và *hệ số truyền dẫn ẩm tính toán a*.

Chú ý rằng, độ ẩm tính được ở một vị trí tương đối $\frac{x}{L}$ (hoặc $\frac{z}{H}$) như nhau (mặc dù L hoặc H khác nhau) sẽ giống nhau nếu có điều kiện $\frac{aT}{L^2}$ = idem (hay $\frac{aT}{H^2}$ = idem).

Như vậy nếu có 1 cột đất (bảo đảm điều kiện truyền ẩm một chiều) có chiều dài L_m (hoặc H_m) thì phân bố ẩm trong cột đất đó sẽ là *hình ảnh của phân bố ẩm trong nền đường* nếu bảo đảm điều kiện :

$$\left.\begin{aligned}\frac{aT}{L^2} &= \frac{a.T_m}{L_m^2}\\ \text{hoặc}\qquad \frac{aT}{H^2} &= \frac{a.T_m}{H_m^2}\end{aligned}\right\} \qquad (9-11)$$

Nếu dùng trị số a như nhau để tính toán phân bố ẩm trong cột đất và trong nền đường thì từ (9 – 11) có thể rút ra được *quan hệ tương tự* về phân bố ẩm của cột đất và nền đường :

$$\frac{T}{L^2} = \frac{T_m}{L_m^2} \quad \text{hay} \quad \frac{T}{H^2} = \frac{T_m}{H_m^2} \qquad (9 - 12)$$

Quan hệ tương tự này đã được kiểm chứng bằng thực nghiệm khi gây ẩm hàng loạt cột đất có chiều dài L_m (hoặc H_m) khác nhau.

Như vậy, thay cho việc xác định hệ số truyền dẫn a tính toán, ta có thể xác định được phân bố ẩm trong nền đường (đối với cả trường hợp tiếp xúc với nước ngập hai bên và nước phía dưới) bằng *phương pháp thực nghiệm* trên các mẫu đất dài L_m có độ chặt và độ ẩm ban đầu đồng nhất cho tiếp xúc 1 đầu với nước (mẫu đặt nằm ngang khi xét ảnh hưởng nước ngập và đặt thẳng đứng với nguồn ẩm ở dưới khi xét ảnh hưởng nước phía dưới) trong một thời gian T_m xác định từ quan hệ (9 – 12) tương ứng với T và L của nền đường trên thực tế. Sau thời gian T_m mẫu được cắt đứng đoạn tại các vị trí $\frac{x}{L_m}$ khác nhau (ví dụ $\frac{x}{L_m}$ = 0,0 ; 0,1 ; 0,2 ; 0,3 ; 0,4 ; 0,6 và 0,9) ta sẽ vẽ được phân bố ẩm trong mẫu, tức là phân bố ẩm trong nền đường (ở các vị trí $\frac{x}{L}$ tương tự, tương ứng với thời gian duy trì nguồn ẩm thực tế T).

Để bảo đảm tính chất truyền dẫn ẩm 1 chiều, dùng mẫu đường kính 62mm dài 150mm, khi ngâm ẩm đặt trong khuôn đồng ở đầu tiếp xúc với nước có đặt tấm đá bọt, còn ở đầu không tiếp xúc với nước thì dùng nút nhựa có lỗ thông khí. Toàn bộ bộ mẫu thí nghiệm cỡ trung của thiết bị nén 3 trục có thể thoả mãn các yêu cầu trên trong việc đúc mẫu, lắp đặt mẫu vào khuôn, ngâm mẫu thí nghiệm phân bố ẩm. Mẫu được chế bị bằng đất xây dựng nền đường đúng với trạng thái ẩm và chặt ban đầu của nó.

Nếu đã có kết quả thí nghiệm phân bố ẩm trên mẫu theo các điều kiện tương tự như trên thì ta cũng có thể dễ dàng xác định được hệ số truyền dẫn ẩm tính toán a bằng cách sau đây :

– Giả thiết trị số a và tính được phân bố ẩm lí thuyết theo (9 – 9) và (9 – 10) với W_{max}, W_o và T đã biết.

– Đối chiếu phân bố ẩm lí thuyết vừa tính được với kết quả phân bố ẩm thực nghiệm trên mẫu. Nếu chúng tương đối trùng nhau thì trị số a đó chính là trị số dùng để tính toán.

Thường giả thiết 3 ÷ 5 trị số a khác nhau sau đó đối chiếu kết quả lí thuyết với thực nghiệm, dùng phương pháp tổng sai số bình phương nhỏ nhất để chọn hệ số a tính toán.

Hệ số truyền dẫn ẩm a phụ thuộc vào loại đất, thời gian duy trì nguồn ẩm T, phạm vi truyền dẫn ẩm (L hoặc H), độ ẩm ban đầu W_o và đặc biệt phụ thuộc vào độ chặt của đất cũng như phương và chiều truyền ẩm.

Bảng 9 – 3 và 9 – 4 là trị số của hệ số a (m^2/giờ) đối với đất sét và á sét nặng vùng đồng bằng miền Bắc nước ta trong một số trường hợp khác nhau xác định được theo phương pháp thí nghiệm nói trên.

Bảng 9 – 3

HỆ SỐ a THEO PHƯƠNG NGANG (ĐẤT ĐẠT ĐỘ CHẶT K = 0,90 ; (DÙNG KHI TÍNH PHÂN BỐ ẨM DO NƯỚC NGẬP HAI BÊN)

Tỉ số T/L^2 (giờ/m^2)	48	143	286	762
Hệ số a (m^2/giờ)	0,000126	0,000084	0,000070	0,000050

Hệ số đầm nén K là so với độ chặt tiêu chuẩn (xem 9.4).

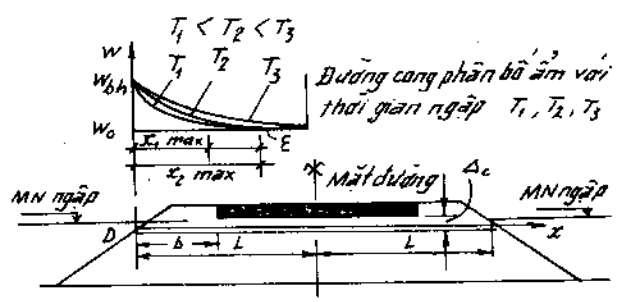
Bảng 9 – 4

HỆ SỐ a THEO PHƯƠNG THẲNG ĐỨNG TỪ DƯỚI LÊN (dùng khi tính phân bố ẩm do mao dẫn từ dưới lên)

Tỉ số T/H^2 (giờ/m^2)	86	214	427	640	856	1280	2360
Hệ số a (m^2/giờ) khi K = 0,88 ÷ 0,90	0,000290	0,000169	0,000107	0,000080	0,000069	0,000055	0,000031
Hệ số a (m^2/giờ) khi K = 0,90 ÷ 0,95	0,000098	0,000063	0,000041	0,000035	0,000029	0,000025	0,000015

Hệ số đầm nén K là so với độ chặt tiêu chuẩn (xem 9 – 4).

9.3.3. Phân bố ẩm xác định được bằng lí thuyết hoặc thực nghiệm như trên luôn luôn có dạng độ ẩm giảm dần kể từ nơi tiếp xúc với nguồn ẩm như ở hình 9 – 9. Đó là đặc trưng phân bố ẩm trong nền đất đã được đầm nén đạt độ chặt nhất định.



Hình 9 – 9. Dạng phân bố ẩm và diện thấm ướt nền đường

Như vậy đến một vị trí nào đó cách xa nguồn ẩm 1 trị số x_{max} (hoặc z_{max} kể từ dưới lên theo phương thẳng đứng) thì độ ẩm tăng thêm so với độ ẩm ban đầu W_o chỉ là ε và không đáng kể nữa. Tại đó ta có thể xem là hết phạm vi tác dụng của nguồn ẩm duy trì trong thời gian T. Phạm vi đó được gọi là diện thấm ướt x_{max} (hoặc z_{max}).

Nếu xem $\varepsilon = 0{,}02w_o$ (tăng thêm 2% so với độ ẩm ban đầu), tức là cho $W(x, T) = w_o + 0{,}02w_o$ thì từ phương trình (9 – 9) và (9 – 10) ta sẽ xác định được :

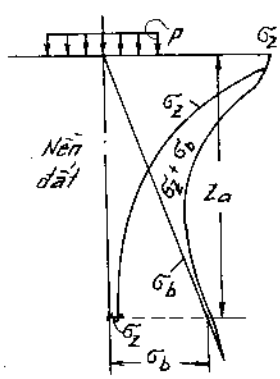
$$x_{max} = 3{,}08\sqrt{a.T} \text{ (m)} \qquad (9 - 13)$$

Công thức (9 – 13) dùng rất tiện lợi để xác định kích thước nền đường (bề rộng lề b ở hình 9 – 8 hoặc chiều cao đắp cần thiết trên mức nước ngầm) khi thiết kế nền đường có xét đến các biện pháp cải thiện chế độ thuỷ nhiệt (hạn chế tác dụng của các nguồn ẩm để tạo nên trạng thái phân bố ẩm có lợi cho cường độ và sự ổn định cường độ của nền đường).

9.4. KHU VỰC TÁC DỤNG CỦA NỀN ĐƯỜNG VÀ CÁC BIỆN PHÁP CẢI THIỆN CHẾ ĐỘ THUỶ NHIỆT ĐỂ TĂNG CƯỜNG ĐỘ VÀ BẢO ĐẢM ỔN ĐỊNH CƯỜNG ĐỘ NỀN ĐƯỜNG

9.4.1. Như đã trình bày trong các mục trên, ở mỗi khu vực khí hậu đường sá, trạng thái phân bố ẩm bất lợi nhiều hay ít còn tuỳ thuộc vào cấu trúc đất nền đường và kết cấu nền mặt đường (cấu tạo áo đường và kích thước hình học nền đường). Cải thiện chế độ thuỷ nhiệt là áp dụng các biện pháp thiết kế hạn chế tác dụng của các nguồn ẩm (như đắp cao nền đường, mở rộng lề, thoát nước mặt, thay đất hoặc đầm nén chặt đất) nhằm biến trạng thái phân bố ẩm bất lợi nhiều thành ít bất lợi do đó tăng được cường độ tính toán của nền đường và bảo đảm cường độ đó không bị giảm vì đất bị tăng độ ẩm trong quá trình khai thác.

Theo quan điểm từ trước đến nay, các biện pháp cải thiện chế độ thuỷ nhiệt đó, trước hết cần phải thực hiện đối với *khu vực tác dụng của nền đường*, tức là phạm vi nền đường có chịu tác dụng của tải trọng động (tải trọng xe cộ đi trên đường truyền xuống). Phạm vi này (hay là chiều sâu khu vực tác dụng) được xác định bằng chiều sâu z_a ở hình 9 – 10.



Hình 9 – 10. Sơ đồ xác định phạm vi khu vực tác dụng (z_a) ;
σ_z – ứng suất do tải trọng bánh xe P gây ra ;
σ_b – ứng suất do tải trọng bản thân nền đắp.

Trên hình 9 – 10, ứng suất tại mỗi điểm trong đất do trọng lượng bản thân nền đắp là :

$$\sigma_b = \gamma.z \qquad (9 - 14)$$

với γ là trọng lượng đơn vị đất đắp (t/m^3) ; z là chiều sâu tính toán ứng suất.

Ứng suất thẳng đứng do tải trọng động của bánh xe P gây ra sẽ phân bố xuống sâu, tắt dần theo Bussinet :

$$\sigma_z = k.\frac{P}{z^2} \qquad (9 - 15)$$

trong đó : $k \approx 0,5$.

Nếu giả thiết rằng khi $\sigma_z = \frac{1}{n}\sigma_b$ là có thể bỏ qua ảnh hưởng của tải trọng động thì ta có thể xác định được chiều sâu z_a của khu vực tác dụng theo quan hệ sau :

$$k\frac{p}{z_a^2} = \frac{1}{n}.\gamma z_a \text{ ; do đó } z_a = \sqrt[3]{\frac{k.n.p}{\gamma}} \qquad (9 - 16)$$

Thường giả thiết $\frac{1}{n} = \frac{1}{5} \div \frac{1}{10}$ và với các tải trọng bánh ôtô thông dụng sẽ tính được $z_a = 0,9 \div 1,3$m (kể từ mặt đường). Trị số z_a này tính được có phần nào hơi lớn vì khi tính như thế chưa kể đến độ cứng của các tầng mặt đường ; nhờ độ cứng này ứng suất truyền xuống nền đất sẽ phân bố trên một diện tích rộng hơn và ứng suất truyền xuống sẽ nhỏ hơn.

Ứng suất do tải trọng bản thân nền đất và mặt đường gây ra là tương đối nhỏ. Không kể những trường hợp đặc biệt đắp cao hàng chục thước, thông thường chỉ đắp đến hàng mấy thước cho nên ứng suất này thường chỉ khoảng $\sigma_B = 1$ kG/cm^2. Đối với nền đào thì lại giảm tải so với tình trạng thiên nhiên cũ. Do đó nếu chỉ chịu tải trọng bản thân thì cường độ nền đất không cần yêu cầu cao. Thực tế, rất ít khi (trừ trường hợp nền đắp trên đất yếu) không có xe chạy mà nền đường bị biến dạng nhiều. Có chăng, lại chủ yếu là do hiện tượng đất không lèn chặt bị khô ẩm liên tiếp gây lún.

Do đó khu vực tác dụng chính là khu vực nền đất cần có cường độ cao và ổn định cường độ để chịu tác dụng của tải trọng động xe chạy. Trường hợp nền đắp có chiều cao đắp thấp hơn trị số z_a thì một phần nền đất thiên nhiên thuộc khu vực tác dụng cũng phải có các biện pháp tăng cường độ và cải thiện chế độ thuỷ nhiệt một cách thích đáng.

Chú ý rằng do điều kiện chịu lực ở mỗi vị trí trong khu vực tác dụng là khác nhau (hình 9 – 10), do đó không nhất thiết yêu cầu nền đất có cường độ như nhau trong cả khu vực tác dụng, ví dụ có thể cho phép độ ẩm tăng dần và độ chặt giảm dần theo chiều sâu ở mức độ nhất định, miễn là bảo đảm cường độ chung của cả nền mặt đường một cách kinh tế nhất. Đó cũng chính là thể hiện quan điểm thiết kế tổng thể nền mặt đường, một quan điểm đang được chú ý khai thác hiện nay.

9.4.2. Đầm nén chặt đất nền đường là một biện pháp tăng được cường độ và cải thiện được chế độ thuỷ nhiệt của nền đất tương đối đơn giản, phổ biến và có hiệu quả cao.

Để đi sâu vào ý nghĩa của biện pháp này, trước hết ta cần nắm được cách đánh giá mức độ đầm nén chặt đất nền đường.

Hiện người ta thường dùng đại lượng *dung trọng khô* δ (g/cm^3) của đất để đặc trưng cho độ chặt của đất được đầm nén. Có cùng một loại đất nếu δ càng lớn thì độ chặt của nó càng lớn. Nhưng khác loại đất thì nếu δ như nhau cũng chưa chắc biết là đất nào chặt hơn, vì thế phải dùng khái niệm độ chặt tương đối hay *hệ số đầm nén k* để đặc trưng cho mức độ được nén chặt của đất.

$$k = \frac{\delta}{\delta_o} \qquad (9 - 17)$$

trong đó : δ – dung trọng khô của đất sau khi được nén chặt trên thực tế và δ_o là dung trọng khô của cùng loại đất đó nhưng được nén chặt trong *điều kiện tiêu chuẩn* (độ chặt tiêu chuẩn hay độ chặt tốt nhất tiêu chuẩn).

Điều kiện tiêu chuẩn được quy định khác nhau tuỳ theo phương pháp được phép sử dụng ở mỗi nước, chủ yếu khác nhau về kích cỡ bộ cối và chày dùng để thí nghiệm đầm nén, về công đầm nén và về cách thức thí nghiệm đầm nén. Ngoài cách đầm nén tiêu chuẩn được quy định sử dụng ở nước ta hiện nay, dưới đây giới thiệu thêm 2 phương pháp của Hiệp hội

những người làm đường Hoa Kì là những phương pháp hiện đại, sử dụng rộng rãi ở nhiều nước trên thế giới (bảng 9 – 5 và 9 – 6).

Bảng 9 – 5

CÁC ĐẶC ĐIỂM VỀ CÔNG CỤ VÀ CÁCH THÍ NGHIỆM ĐẦM NÉN

Các thông số kĩ thuật	Loại công cụ theo AASHTO		Loại công cụ theo quy trình Việt Nam
	Tiêu chuẩn	Cải tiến	
Đường kính cối (mm)	102	152	100
Chiều cao cối (phần đúc mẫu) (mm)	117	117	127
Thể tích cối (cm^3)	943	2123	1000
Khối lượng chày (g)	2490	4535	2500
Chiều cao rơi chày (cm)	30,5	45,7	30
Vệt đầm của chày	Vệt đầm trực tiếp trên đất, đầm quanh sát chu vi trong của cối giữa cối		đầm cố định thông qua bản ép (vệt đầm không trực tiếp với đất)

Bảng 9 – 6

ĐẶC TRƯNG CỦA CÁC PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM ĐẦM NÉN

Loại công cụ đầm nén / Các đặc trưng thí nghiệm	Cối tiêu chuẩn AASHTO		Cối cải tiến AASHTO		Cối chày Việt Nam
	Chày tiêu chuẩn	Chày cải tiến	Chày tiêu chuẩn	Chày cải tiến	
– Số lớp đầm	3	5	3	5	3
– Số nhát đầm mỗi lớp	25	25	56	56	(*)20 – 40
– Chiều cao rơi đầm (cm)	30,5	45,7	30,5	45,7	30
– Công đầm nén (kg/cm^3)	6,05	27,44	6,03	27,29	4,5 ÷ 9,0
– Cỡ hạt lớn nhất (mm)	< 5 hoặc < 20	< 5 hoặc < 20	< 5 hoặc < 20	< 5 hoặc < 20	< 5

Ghi chú bảng 9 – 6 : 1) (*) thay đổi tuỳ theo loại đất : đất cát – 20 búa/1 lớp ; á cát – 25 búa/1 lớp ; á sét, á sét bụi 30 búa/ 1 lớp ; sét – 40 búa/1 lớp.

2) Độ ẩm tốt nhất W_o khi thử nghiệm đầm nén, tiêu chuẩn theo quy trình Việt Nam (với W_{nh} là giới hạn nhão của đất) có thể được xác định gần đúng theo công thức sau :

$$W_o \approx (0,58 \div 0,62)\, W_{nh} ;$$

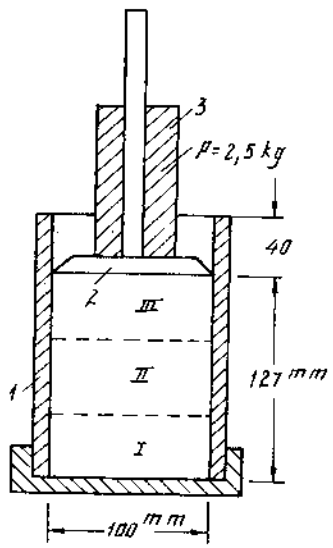
3) Kết quả đầm nén theo quy trình Việt Nam và theo quy trình AASHTO với chày tiêu chuẩn sai khác nhau không đáng kể cả về dung trọng khô lớn nhất γ_{cmax} và độ ẩm tốt nhất W_o còn nếu đầm nén theo AASHTO với chày cải tiến thì δ_o tăng từ 7 ÷ 10% và W_o giảm từ 12 ÷ 15%.

Dù theo phương pháp đầm nén nào, đất khi đầm nén đều phải có độ ẩm tiêu chuẩn bằng độ ẩm tốt nhất. Thực nghiệm chứng tỏ đất đầm nén ở các độ ẩm W khác nhau sẽ đạt được độ chặt δ khác nhau như hình 9 – 12 vì nếu W nhỏ quá thì ma sát giữa các hạt đất sẽ lớn, đất khó nén chặt do đó hiệu quả đầm nén thấp ; ngược lại nếu W lớn quá thì nước chiếm lỗ rỗng, độ chặt của đất nhỏ. Với cùng một công đầm nén thì ở độ ẩm tốt nhất W_o hiệu quả đầm nén đạt được cao nhất (đạt độ chặt δ_o) vì tương ứng với độ ẩm này là lúc nước trong đất vừa đủ để bọc kín các hạt đất.

Độ ẩm tốt nhất W_o phụ thuộc vào loại đất và công đầm nén : Nếu đầm nén với công tiêu chuẩn (Việt Nam) thì thực nghiệm cho hay :

$$W_o \approx (0{,}58 \div 0{,}62)W_{nh} \qquad (9 - 18)$$

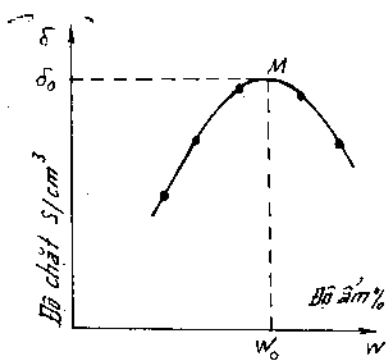
trong đó : W_{nh} là giới hạn nhão của đất.



Hình 9 – 11. Cối đầm nén đất tiêu chuẩn (Việt Nam).
1 – cối tròn ; 2 – bản ép ;
3 – búa nặng 2,5 kg rơi tự do ở độ cao 30 cm.

Đầm nén chặt đất sẽ có được các tác dụng sau đây :

– Thực nghiệm chứng tỏ rằng đất càng được nén chặt (hệ số k đạt được càng cao) thì cường độ của đất càng cao (lực dính c và góc ma sát φ càng lớn), khả năng chống biến dạng càng lớn (mô đun biến dạng E càng lớn).



Hình 9 – 12. Kết quả thí nghiệm đầm nén đất tiêu chuẩn δ = f(W)

– Nếu đất được đầm nén ở độ ẩm tốt nhất W_o thì *tính ổn định nước của nền đất sẽ tốt nhất*. Trên hình 9 – 13a thí nghiệm chứng tỏ : đất đầm nén ở W_o sau khi đem ngâm bão hoà, độ ẩm của đất sẽ ít thay đổi nhất. Đó là do đất đầm nén ở độ ẩm tốt nhất sẽ có bề mặt tự do của các hạt đất còn lại là ít nhất (nước bọc kín, lại được đầm chặt), vì thế khi gặp nước sẽ ít hút nước nhất so với khi đầm nén ở $W < W_o$. Còn nếu đầm nén ở $W > W_o$ thì độ rỗng của đất sau khi đầm nén vẫn lớn, gặp nước lại hút đầy.

Cũng do đó độ chặt (hình 9 – 13b) và cường độ (hình 9 – 13c) của đất được đầm nén ở độ ẩm tốt nhất sẽ giảm thấp ít nhất khi ngâm đất vào nước.

Đất càng được nén chặt, độ chặt của đất càng lớn thì chiều cao mao dẫn của nước ngầm và tính thấm đối với đất đó càng giảm. Đó là do khi ép chặt, lỗ rỗng trong đất càng nhỏ các màng nước bọc các hạt đất lại lấp kín chồng chất lên nhau cản trở hiện tượng mao dẫn. Đặc biệt theo thí nghiệm của B.M Berozuc, nếu đất ép chặt đến độ chặt tốt nhất tiêu chuẩn thì hiện tượng mao dẫn hầu như không xảy ra.

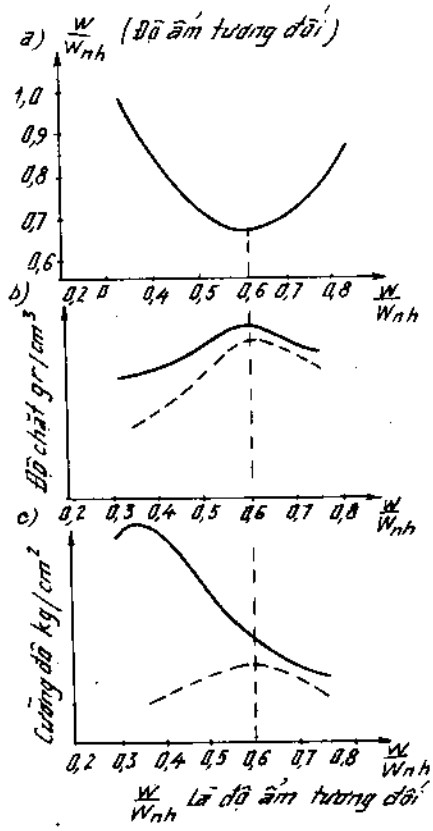
– Thực tế sử dụng đường cho hay, dưới tác dụng của tải trọng và của thiên nhiên (khi khô, khi ướt) nền đất dần dần cuối cùng sẽ đạt tới trạng thái ổn định. Thường chỉ trong 1, 2

năm đầu là trạng thái đất nền (về độ ẩm và độ chặt), bị thay đổi luôn do đó biến dạng nhiều, nhưng thời gian sử dụng càng lâu thì độ chặt của nó ngày càng ít thay đổi, mặc dù các điều kiện bên ngoài vẫn thay đổi như cũ và nền đất dưới tác dụng của chính các điều kiện bên ngoài đó (khô, ẩm, tải trọng) sẽ đạt đến trạng thái ổn định mới. Nhưng thực tế cũng cho hay : trạng thái ổn định cuối cùng này (về độ ẩm và độ chặt là phụ thuộc trạng thái (về độ ẩm và độ chặt) ban đầu khi xây dựng nền đất. *Nếu lúc đầu đầm nén càng chặt, độ ẩm khi đầm nén càng sát với độ ẩm tốt nhất thì độ chặt ở trạng thái cuối cùng cũng càng cao.* Đó cũng chính là một tác dụng của đầm nén.

Tóm lại đầm nén đất thích hợp (trạng thái đất khi đầm nén thích hợp, như đầm nén ở độ ẩm tốt nhất...) là một biện pháp tăng cường độ, tăng tính ổn định nước của đất nền đường, do đó giảm được các biến dạng do tải trọng và các yếu tố khí hậu gây ra.

Như vậy nền đường bắt buộc phải được đầm nén (kể cả phần đất trên nền thiên nhiên, phần nền đào nếu độ chặt của nó chưa đạt yêu cầu).

Quy phạm kĩ thuật thiết kế đường ôtô ở nước ta hiện quy định hệ số đầm nén đất nền đường tối thiểu phải đạt đường như ở bảng 9 – 7.



Hình 9 – 13. Kết quả thực nghiệm về tính ổn định nước của đất sau khi đầm nén —— đường liền là mẫu đất chưa ngâm nước ---- đường đứt là sau khi ngâm nước.

Bảng 9 – 7

ĐỘ CHẶT YÊU CẦU CỦA ĐẤT NỀN ĐƯỜNG

Loại nền đường	Phạm vi theo chiều sâu yêu cầu độ chặt khác nhau trong nền đường	Độ chặt yêu cầu K
1 – Nền đắp :	– 0,3m trên cùng kể từ đáy áo đường – tiếp theo cho đến hết phạm vi 1,20m ; kể từ bề mặt áo đường (hết khu vực tác dụng) – phần đắp còn lại – phần đắp còn lại nếu ngập nước	≥ 0,98 (0,98 ÷ 1,02) ≥ 0,95 (≥ 0,95) ≥ 0,90 (≥ 0,95) ≥0,95 (≥ 0,95)
2 – Nền không đào, không đắp ; nền đào ; nền đắp đường cũ khi cải tạo ;	– 0,3m trên cùng kể từ đáy áo đường – tiếp theo cho đến hết phạm vi 1,20m kể từ bề mặt áo đường (hết khu vực tác dụng)	≥ 0,98 (0,98 ÷ 1,02) ≥ 0,90 (0,90 ÷ 0,95)

Ghi chú bảng 9 – 7 :

1) Độ chặt k được xác định theo công thức (9 – 17) tương ứng với thí nghiệm đầm nén tiêu chuẩn : trị số trong ngoặc là độ chặt yêu cầu đối với nền đường cao tốc và ngoài ngoặc là đối với nền đường đường ôtô thông thường ;

2) Theo những kết quả thí nghiệm ở Viện KHCN GTVT, nếu dùng cốt cải tiến và chày cải tiến theo quy trình AASHTO thì trị số độ chặt yêu cầu ở bảng 9 – 7 có thể được giảm đi 5% (0,95 thành 0,90 v.v..).

Yêu cầu đầm nén đất càng cao thì chi phí đương nhiên cũng càng cao, đồng thời đòi hỏi phải có thiết bị tốt và thích hợp với mỗi loại đất ; ngoài ra cũng phải chú ý tới điều kiện thời tiết, khí hậu (để bảo đảm độ ẩm tốt nhất khi đầm nén). Dù vậy, do hiệu quả của nó rất lớn cả về kĩ thuật và kinh tế nên xu hướng hiện nay trên thế giới và cả ở nước ta là tăng yêu cầu đầm nén hơn nữa (đạt K = 1,02 ÷ 1,05). Người ta còn dùng lớp đất đầm nén chặt cao đó với bề dày khoảng 30 ÷ 50cm để làm lớp đáy áo đường, lớp này có tác dụng cách ẩm, cách hơi, tạo điều kiện cải thiện chế độ thuỷ nhiệt của cả kết cấu mặt đường.

9.4.3. Biện pháp đắp cao nền đường : Đắp cao nền đường trên mức nước ngầm hoặc nước đọng thường xuyên quanh năm là một biện pháp gần như bắt buộc để cải thiện trạng thái phân bố ẩm bất lợi như ở hình 9 – 5 đã miêu tả (biến phân bố ẩm dạng 9 – 5b trở thành dạng 9 – 5a).

Chiều cao nền đắp cần thiết kể từ mức nước ngầm tính toán hoặc mức nước đọng thường xuyên đến bề mặt mặt đường có thể được tính theo công thức sau :

$$H_{đắp} = z_{max} + z_a \qquad (9 - 19)$$

trong đó : z_{max} xác định theo (9 – 13) nhưng thay $x_{max} = z_{max}$; đó chính là *chiều cao mao dẫn* lớn nhất nếu mức nước ngầm tính toán tồn tại trong thời gian T.

z_a là chiều sâu khu vực tác dụng tính theo (9 – 16).

Như vậy chiều cao đắp cần thiết phụ thuộc vào thời gian duy trì mức nước ngầm tính toán T, phụ thuộc vào loại đất và hệ số đầm nén đất (các yếu tố ảnh hưởng đến hệ số truyền dẫn ẩm a khi xác định z_{max}).

Ở vùng đồng bằng miền Bắc, mức nước ngầm cao nhất thường duy trì 3 – 4 tháng liền, kết quả tính toán theo (9 – 13) đối với các nền đắp bằng đất á sét nặng và sét có hệ số truyền dẫn ẩm a ở bảng 9 – 4 và có chiều cao H = 0,9 ÷ 1,2m, với T ≤ 4 tháng cho thấy chiều cao mao dẫn lớn nhất sẽ là :

z_{max} = 0,52 ÷ 0,72m khi hệ số đầm nén đạt K = 0,90 ÷ 0,95.

z_{max} = 0,76 ÷ 1,05m ; K < 0,9.

Kết quả tính toán này rất phù hợp với số liệu quan trắc phân bố ẩm trên thực tế và trong các mô hình thực nghiệm.

Chú ý rằng tính $H_{đắp}$ theo (9 – 19) là theo điều kiện khống chế chiều cao đắp để nước ngầm mao dẫn không tới được cả phạm vi khu vực tác dụng. Nhưng trên đã nói thật ra không nhất thiết yêu cầu trong phạm vi cả khu vực tác dụng cường độ phải như nhau. Do đó có thể luận chứng kinh tế – kĩ thuật chọn *chiều cao đắp tối ưu* theo quan điểm thiết kế tổng thể nền mặt đường. Cách tiến hành như sau :

– Giả thiết các phương án chiều cao đắp khác nhau.

– Tính toán phân bố ẩm do mao dẫn từ nước ngầm, tức là xác định cụ thể hàm w = f(z) theo (9 – 9) và (9 – 10) cho mỗi phương án.

– Dựa vào quy luật thay đổi cường độ nền đất theo độ ẩm $E_{tn} = f(w)$ như miêu tả ở (9 – 1), (9 – 2) (hoặc xác định bằng thực nghiệm) và dựa vào quan hệ w = f(z) vừa tính toán được để xác định quan hệ *mô đun đàn hồi thay đổi theo chiều sâu* $E_{tn} = f(z)$.

– Dựa vào quan hệ $E_{tn} = f(z)$ tính toán trị số mô đun đàn hồi thí nghiệm E_o^{tn} trung bình cho cả nền đất ứng với các phương án có chiều cao đắp khác nhau. Để tính toán E_o^{tn} có thể sử dụng công thức do giáo sư Đặng Hữu đề nghị (Sổ tay thiết kế đường ôtô) :

$$E_o^{tn} = \frac{30}{\frac{12}{E_{tn_o}} + \frac{9}{E_{tn_1}} + \frac{5}{E_{tn_2}} + \frac{3}{E_{tn_3}} + \frac{1}{E_{tn_4}}} \qquad (9-20)$$

trong đó : $E_{tn_o}, E_{tn_1}, ..., E_{tn_4}$ là trị số mô đun đàn hồi thí nghiệm của đất nền ở độ sâu z = 0,0m ; độ sâu 1D ; 2D ; 3D ; 4D (D là đường kính tương đương của vệt bánh xe tính toán).

(Chú ý rằng nếu có phương án đắp nền với *các độ chặt thay đổi khác nhau* thì cũng dẫn đến cường độ đất nền E thay đổi theo chiều sâu và cũng có thể áp dụng (9 – 20) để tìm E_o^{tn} của cả nền đường).

Đương nhiên, cùng 1 đoạn đường, ở đây phương án nào đắp cao hơn trên mức nước ngầm sẽ cho ta trị số E_o^{tn} lớn.

– Thiết kế tính toán bề dày áo đường tương ứng với yêu cầu chạy xe và với trị số cường độ nền đất của mỗi phương án chiều cao đắp khác nhau (xem chương 11).

– So sánh chọn phương án trên cơ sở tổng giá thành xây dựng và khai thác nền mặt đường. Rõ ràng phương án đắp cao, đầm nén chặt hơn sẽ có bề dày áo đường nhỏ hơn và ngược lại. Từ đó sẽ có phương án tổng giá thành xây dựng và khai thác nền mặt đường nhỏ nhất và ta sẽ chọn được phương án cấu tạo nền đường tối ưu (chiều cao đắp tối ưu, quy định biện pháp đầm nén đất tối ưu...).

Các trình tự trên hoàn toàn có thể tự động hoá tính toán trên máy vi tính.

Trên cơ sở quan điểm ở công thức (9 – 19), Tiêu chuẩn thiết kế đường ôtô 1998 ở ta hiện quy định *chiều cao nền đắp tối thiểu* kể từ mức nước ngầm tính toán và mức nước đọng thường xuyên (hay từ mặt đất tự nhiên ở khu vực địa hình ẩm ướt thường xuyên) *đến đáy áo đường* như ở bảng 9 – 8.

Bảng 9 – 8

QUY ĐỊNH CHIỀU CAO ĐẮP TỐI THIỂU

Loại đất	Chiều cao đắp tối thiểu kể từ mức nước ngầm tính toán (hay mức nước đọng thường xuyên từ mặt đất tự nhiên ở khu vực địa hình ẩm ướt đến đáy áo đường, (m)
– cát vừa, cát nhỏ, cát pha sét nhẹ	0,5 (0,3)
– cát bụi, cát pha sét nặng	0,7 (0,4)
– cát pha sét bụi, sét pha cát bụi	1,2 ÷ 1,8 (0,5)
– sét pha cát bụi, sét pha cát nặng, sét béo, sét nặng	1,0 ÷ 1,2 (0,4)

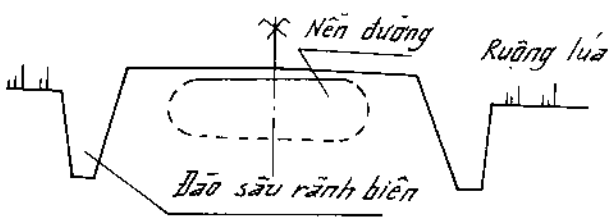
Ghi chú bảng 9 – 8 : trị số trong ngoặc ở bảng là chiều cao đắp tối thiểu trên đất ẩm ướt hoặc mặt nước đọng ít hơn 20 ngày.

9.4.4. Những biện pháp thoát nước và ngăn chặn các nguồn ẩm

Biện pháp tương đối chủ động để cải thiện chế độ thuỷ nhiệt của nền đường là làm sao tìm mọi cách triệt được các nguồn nước ngăn chặn không cho các nguồn nước ấy chảy, thấm, mao dẫn... đến khu vực tác dụng của nền đường ; cụ thể là các biện pháp thoát nước mặt, thoát nước ngầm và ngăn chặn khác.

Biện pháp *thoát nước mặt* bằng các hệ thống rãnh đỉnh, rãnh biên, cầu, cống... hầu như là biện pháp phải làm trước hết và không thể thiếu được ở bất cứ một công trình nào. Nó có một ý nghĩa rất lớn đối với sự ổn định nói chung của cả nền đường. Mục đích của nó là nhằm ngăn chặn khống chế nước mưa, nước sông suối... không được tự do phá hoại nền đường, thấm đọng qua nền đường, mà phải chảy theo những ý định quy hoạch, thiết kế trước. Các biện pháp cụ thể sẽ học ở chương 13.

Đối với *nước ngầm* cũng có thể *ngăn chặn và khống chế ảnh hưởng* của nó bằng cách thiết kế hạ mức nước ngầm. Tính toán hạ mức nước ngầm cũng có thể căn cứ vào (9 – 19) tuỳ theo cao độ khống chế (không cho phép đắp cao) của nền đường. Hoặc cũng có thể dùng cách cắt đứt một phần hay toàn bộ sự lưu thông của nước ngầm bằng biện pháp tương đối đơn giản là đào sâu rãnh biên hai bên nền đường như ở hình 9 – 14.



Hình 9 – 14. Đào sâu rãnh biên để cắt đứt và hạ cao độ mức nước ngầm (nền đường qua vùng ruộng lúa không cho phép đắp cao).

Ảnh hưởng của mao dẫn nước ngầm cũng có thể được ngăn chặn nhờ biện pháp dùng *lớp cách nước* bằng vật liệu rỗng hoặc kín, hoặc bằng vải địa kĩ thuật (geotextil). Làm bằng vật liệu rỗng (xỉ, cát...), nước không mao dẫn qua được, lại có thể kết hợp thoát nước thấm từ trên xuống nếu có. Để tránh đất lấp mất các kẽ hở của vật liệu rỗng thì ở trên và dưới lớp này phải dùng vải địa kĩ thuật, dùng guột hoặc vầng cỏ úp ngược dài 2 ÷ 5cm. Cũng có thể cấu tạo lớp cách nước rỗng theo nguyên tắc tầng lọc ngược, phần giáp với taluy thường làm bằng sỏi hoặc đá dăm (ít nhất dày 25cm).

Lớp vật liệu kín thường dùng đất trộn với nhựa bitum dày độ 3 ÷ 5cm hoặc dùng lớp đất dính lèn chặt ở độ ẩm tốt nhất và đạt độ chặt tốt nhất tiêu chuẩn hay lớp đất gia cố vô cơ.

Các lớp ngăn nước phải bố trí đặt khắp cả bề rộng nền đường và có độ dốc nhất định ra hai bên và phải đặt ở dưới chiều dày khu vực tác dụng của nền đường để bảo đảm khô ráo cho khu này. Thường đặt sâu dưới mép lề đường 40 ÷ 80cm tuỳ theo tải trọng xe chạy trên đường là nặng hay nhẹ.

Lớp vật liệu kín cũng có thể dùng làm *lớp cách hơi* (không cho hơi nước về mùa lạnh di chuyển tập trung lên dưới đáy áo đường ngưng tụ thành ẩm), lúc này thường bố trí ngay dưới kết cấu áo đường.

Ngăn chặn nước ngập hai bên nền đường di chuyển vào khu vực tác dụng cũng có thể dùng *biện pháp đắp lề đường đủ rộng*. Tính toán bề rộng lề đường cần thiết để nước ngập

không ảnh hưởng đến vùng dưới áo đường có thể sử dụng công thức (9 – 13) theo sơ đồ ở hình 9 – 9 ; cụ thể là yêu cầu bề rộng lề b (hình 9 – 9) phải đạt :

$$b \geq x_{max} \qquad (9 - 21)$$

Nếu thoả mãn điều kiện (9 – 21) thì vùng chịu lực dưới đáy áo đường sẽ không chịu ảnh hưởng của nước ngập trong thời gian ngập và xét về mặt cường độ yêu cầu đối với nền đường thì lúc này *nền đường không cần đắp cao trên mức nước ngập* như thực tế quan trắc được ở hình 9–6a (việc đắp cao có thể là do yêu cầu cấu tạo khác như để nước khỏi tràn lề...). Đương nhiên khi ngập nước thường xuyên, lâu dài thì phải xem mức nước ngập như mức nước ngầm và đều phải đắp cao trên mức nước đó như trên đã nói.

Với vùng đồng bằng miền Bắc theo số liệu ở bảng 9 – 3 và với các nền đường rộng từ 6 ÷ 12m thì bề rộng b tính toán theo (9 – 13) tối thiểu cần phải lớn hơn các trị số ở bảng 9 – 9.

Bảng 9 – 9

Thời gian ngập nước (tháng)	2	3	4	5	6	8	10	12
Bề rộng lề (m)	1,40	1,50	1,70	1,80	1,90	2,10	2,30	2,50

Chọn và thiết kế kết cấu áo đường và lề đường thích hợp cũng là một biện pháp hạn chế tác dụng của các nguồn ẩm.

Những loại mặt đường đá (đá dăm, đá lát...) thường bị nước mưa thấm qua ngầm vào nền đất, làm yếu nền đất. Để tránh ảnh hưởng xấu này có thể chọn dùng loại mặt đường không thấm nước hoặc dùng một tầng đệm cát ngay dưới các tầng chịu lực chính của mặt đường để nước ngấm qua mặt đường đến đây có thể thoát ra hai bên taluy mà không tiếp tục thấm xuống (tầng thoát nước nằm trong kết cấu mặt đường). Muốn mặt đường không thấm nước đơn giản nhất là làm một lớp tráng nhựa, nếu không thì dùng các loại mặt đường hỗn hợp vật liệu với chất liên kết hữu cơ (bitum, gu–đơ–rông) khác. Lúc này lề đường cũng có thể bọc kín bằng một lớp đất đầm nén chặt hoặc gia cố như trên. Nếu trường hợp nguồn ẩm chủ yếu là từ dưới lên (mao dẫn) và nếu không có các biện pháp ngăn cách nước từ dưới thì mặt đường không thấm nước lại gây phản tác dụng vì nó đã không ngăn được nguồn ẩm chính mà còn cản trở sự bốc hơi nước từ trong nền đất lên phía mặt đường. Kinh nghiệm thực tế cho hay : ở những đoạn đường đắp qua ruộng mà đắp thấp thì mặt đường tráng nhựa rất chóng hư hỏng.

9.5. TRẠNG THÁI PHÂN BỐ ẨM TÍNH TOÁN VÀ CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA ĐẤT NỀN ĐƯỜNG

9.5.1. Như đã trình bày ở các mục trên, một trong các mục tiêu của việc nghiên cứu chế độ thuỷ nhiệt nền mặt đường là phải xác định được trạng thái phân bố ẩm tính toán để từ đó

xác định cường độ tính toán của đất nền đường. Trạng thái phân bố ẩm tính toán của nền đường rõ ràng phụ thuộc vào sự có mặt của các nguồn ẩm tại chỗ và đặc biệt phụ thuộc vào các biện pháp cải thiện chế độ thuỷ nhiệt được áp dụng khi thiết kế và xây dựng đường. Do đó, người ta thường phân biệt 3 loại trạng thái phân bố ẩm điển hình (hay 3 loại hình về điều kiện gây ẩm) để từ đó quy định ra độ ẩm tính toán của đất nền đường.

Ngành thiết kế đường ôtô nước ta phân biệt 3 loại gây ẩm điển hình đó như sau :

– Loại I : nền đường khô ráo, không ẩm ướt, bảo đảm thoát nước mặt tốt, nước ngầm ở sâu.

– Loại II : ẩm ướt theo mùa ; không bảo đảm thoát nước mặt trên mặt đất nhưng nước ngầm ở sâu.

– Loại III : rất ẩm ướt ; nước ngầm hoặc nước mặt đọng, ngập lâu ngày, thường xuyên gây ẩm nền đường.

Phân bố ẩm của 3 loại như vậy có thể xem như có dạng miêu tả ở hình 9 – 6. Tuy nhiên, quy phạm nước ta chưa quy định độ ẩm tính toán tương ứng với mỗi loại đó.

Dựa vào các đặc điểm về chế độ thuỷ nhiệt nền đường ở nước ta đã trình bày ở 9.2 (mục 5) và các kết quả nghiên cứu ở 9.3, giáo sư Dương Học Hải đề nghị cách xác định độ ẩm tính toán của đất nền đường 3 loại hình gây ẩm (được áp dụng trong Quy trình thiết kế áo đường mềm 22TCN–211–93) với các tiêu chuẩn cụ thể của mỗi loại như sau :

Loại I : Nền đường có vùng dưới áo đường thực tế không chịu tác dụng của bất kì nguồn gây ẩm nào trong quá trình khai thác. Thuộc về loại này là kết cấu nền mặt đường có các đặc điểm sau đây :

– Thoát nước mặt tốt (không tích nước ở rãnh biên) lề rộng từ 1,5m trở lên và có độ dốc lề bảo đảm thoát nước tốt (hoặc có gia cố lề) ;

– Tầng mặt áo đường không thấm nước (mặt đường nhựa) và có móng bằng vật liệu kín (như đất gia cố...) ;

– Quanh năm không có nước ngập 2 bên nền đường hoặc có nước ngập từng thời gian nhưng lề đủ rộng và đất đắp lề là á sét hoặc sét được đầm nén đạt độ chặt K = 0,95 trở lên ;

Lề đủ rộng là bằng 1,5m nếu thời gian ngập nước dưới 3 tháng

bằng 1,75m nếu thời gian ngập nước 4 – 5 tháng

bằng 2,00m nếu thời gian ngập nước 6 – 8 tháng.

– Nước ngầm ở sâu dưới đáy áo đường 1,5m kể cả trong thời kì bất lợi nếu nền đắp bằng đất á sét, sét và 0,8m nếu đắp đất á cát.

Loại II : Nền đường không đạt được một trong các điều kiện nói trên.

Loại III : Nền đường chịu ảnh hưởng tối đa của mọi nguồn ẩm trong thời gian khai thác, cụ thể là :

– Thoát nước mặt không tốt, lề hẹp, mặt đường có thấm nước ; nước ngập thường xuyên 2 bên (đường đắp thấp có chịu ảnh hưởng của nước ngầm).

Tương ứng với mỗi loại hình chế độ thuỷ nhiệt nền mặt đường nói trên, độ ẩm tính toán bất lợi sẽ được xác định như sau :

a) Với loại I : Vì không chịu ảnh hưởng của mọi nguồn ẩm nên độ ẩm tính toán, về nguyên tắc có thể lấy bằng độ ẩm của đất khi thi công, tức bằng độ ẩm tốt nhất $W_o \pm 2\%$ (theo quy trình thi công cho phép sai số 2%).

Độ ẩm tốt nhất W_o đối với các loại đất ở miền Bắc Việt Nam có thể xác định theo các quan hệ thực nghiệm của Viện KHCN Giao thông vận tải :

$$W_{nh} = 0,46p + 18,7 \text{ đối với đất đồng bằng ;} \qquad (9-22)$$

$$W_{nh} = 0,45p + 30,5 \text{ đối với đất vùng núi và đồi ;} \qquad (9-23)$$

$$W_o = 0,26p + 16,23 \text{ đối với đất vùng núi và đồi ;} \qquad (9-24)$$

$$W_o = 0,26p + 10,3 \text{ đối với đất vùng đồng bằng ;} \qquad (9-25)$$

trong đó : W_{nh} là giới hạn nhão ; W_o là độ ẩm tốt nhất ; p là tỉ lệ hạt sét trong đất %.

Tính W_o và W_{nh} với cùng một trị số p theo các công thức trên rồi lập tỉ số W_o/W_{nh} cho mọi trường hợp, chúng tôi thấy có thể đi đến công thức tính độ ẩm tương đối sau :

$$W_o = (0,54 - 0,55).W_{nh} \text{ với đất vùng đồng bằng ;} \qquad (9-26)$$

$$W_o = (0,55 - 0,56).W_{nh} \text{ với đất vùng núi ;} \qquad (9-27)$$

Vậy độ ẩm tính toán bất lợi đối với nền đường loại I có thể lấy là $0,6W_{nh}$ cho mọi loại đất Việt Nam (0,6 để kể thêm độ ẩm thi công có thể cho phép lớn đôi chút, 1 – 2% so với độ ẩm tốt nhất).

b) Với loại III : vì nền đường loại này có chế độ thuỷ nhiệt rất bất lợi, không có biện pháp nào để chống nước từ mọi nguồn vào nền đường, do đó theo quan điểm của chúng tôi *độ ẩm tính toán bất lợi lúc này lấy bằng độ chứa ẩm lớn nhất của nền đất*, tức là bằng độ ẩm bão hoà W_{max} xác định theo công thức (9 – 3), do đó độ ẩm tương đối sẽ xác định theo (9 – 4).

Để dự báo độ ẩm tính toán cho trường hợp này, theo (9 – 4) ta cần biết Δ, δ_o và W_{nh}.

Theo "Quy trình kiểm tra nghiệm thu độ chặt của nền đất trong ngành GTVT" dựa vào các kết quả nghiên cứu của Viện KHCN GTVT đã đưa ra quan hệ thực nghiệm sau về Δ và δ_o, W_{nh} :

Đất sét $\Delta = 2,72 \div 2,76$ tính trung bình là 2,74 ;

Đất á sét $\Delta = 2,68 \div 2,72$ tính trung bình là 2,70 ;

Đất á cát $\Delta = 2,64 \div 2,69$ tính trung bình là 2,67.

– Về trị số W_{nh} cũng dùng theo các công thức (9 – 22) và (9 – 23).

– Về độ chặt tiêu chuẩn δ_o :

$$\delta_o = \frac{(1 - V_k).\Delta_n}{1 + W_o.\Delta} \qquad (9 - 28)$$

trong đó : thể tích khí V_k = 0,06 với đất sét ; 0,05 với á sét ; 0,04 với đất á cát ; còn W_o lại sử dụng quan hệ (9 – 24) và (9 – 25).

Kết quả tính cho ta trị số độ ẩm bất lợi tính toán theo (9 – 4) (chưa kể đến độ trương nở nếu có) với các quan hệ thực nghiệm nói trên đối với các loại đất khác nhau, thuộc các vùng khác nhau trong phạm vi miền Bắc và có mức độ đầm nén khác nhau như dưới đây :

– Với đất sét (tỉ lệ hạt sét dưới 0,005mm chiếm tới 30%, chỉ số dẻo trên 17).

		Vùng đồng bằng	*Vùng núi, đồi*
K = 1,00	W_{nh}/W_T =	0,65 ÷ 0,67	0,63 ÷ 0,64
K = 0,95		0,72 ÷ 0,75	0,70 ÷ 0,71
K = 0,90		0,80 ÷ 0,85	0,77 ÷ 0,80

– Với đất á sét (tỉ lệ hạt sét từ 10 ÷ 30%, chỉ số dẻo 7 ÷ 17) :

	Vùng đồng bằng	*Vùng núi, đồi*
K = 1,00	0,64 ÷ 0,66	0,62 ÷ 0,63
K = 0,95	0,74 ÷ 0,75	0,70 ÷ 0,71
K = 0,90	0,83 ÷ 0,90	0,78 ÷ 0,80

– Với đất á cát (tỉ lệ hạt sét dưới 10%, chỉ số dẻo dưới 7)

	Vùng đồng bằng	*Vùng núi, đồi*
K = 1,00	0,64 ÷ 0,66	0,61 ÷ 0,62
K = 0,95	0,76 ÷ 0,80	0,69 ÷ 0,71
K = 0,90	0,89 ÷ 0,90	0,78 ÷ 0,81

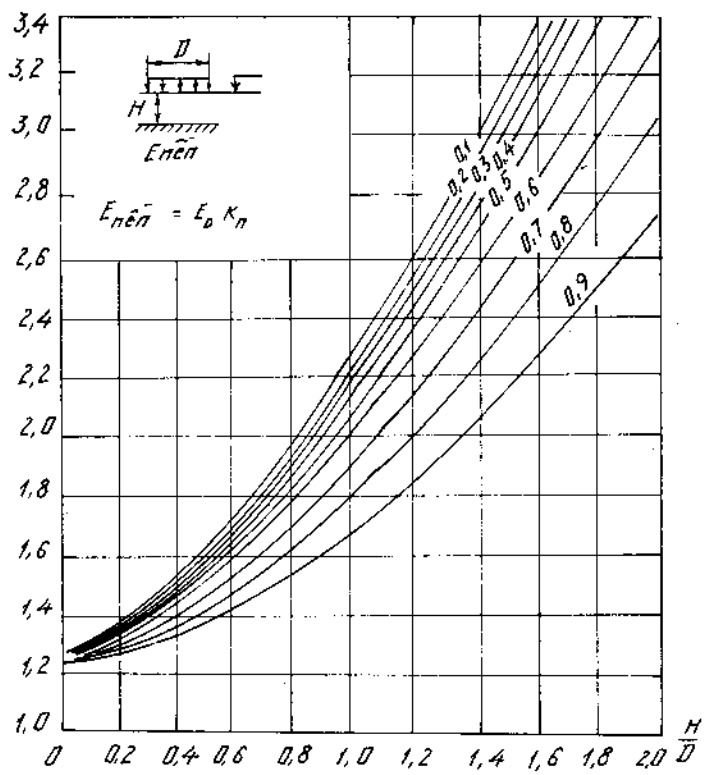
Các trị số độ ẩm tương đối nói trên không những cho ta trị số độ ẩm bất lợi tính toán gần đúng mà còn cho ta thấy được ý nghĩa to lớn của biện pháp tăng cường đầm nén đất nền đường cũng như cho thấy tình trạng bất lợi hơn của nền đường vùng đồng bằng. Với nền đường vùng đồng bằng nói chung không nên đầm nén đạt dưới K = 0,95 và nền có các biện pháp hạn chế tác dụng bất lợi của các nguồn ẩm.

c) Với nền đường có chế độ thuỷ nhiệt loại II : độ ẩm tính toán bất lợi trong trường hợp này nên xác định trong khoảng giữa độ ẩm tính toán loại I và loại III tuỳ thuộc loại đất, vùng, mức độ đầm nén đất và tuỳ thuộc cấu tạo nền mặt đường cũng như mức độ ảnh hưởng trầm trọng của các nguồn ẩm ; đồng thời nên tham khảo trị số do giáo sư Đặng Hữu tổng kết từ thực tế quan trắc ở nước ta. Cụ thể như ở bảng 9 – 10 dưới đây :

Bảng 9 – 10

Hệ số đầm nén K	Đất sét		Đất á sét		Đất á cát	
	đồng bằng	núi, đồi	đồng bằng	núi, đồi	đồng bằng	núi, đồi
K = 1,0	0,6 ÷ 0,65	0,6 ÷ 0,63	0,6 ÷ 0,64	0,6 ÷ 0,62	0,6 ÷ 0,64	0,6 ÷ 0,61
0,95	0,6 ÷ 0,70	0,6 ÷ 0,7	0,6 ÷ 0,7	0,6 ÷ 0,7	0,6 ÷ 0,7	0,6 ÷ 0,7
0,90	0,6 ÷ 0,80	0,6 ÷ 0,75	0,6 ÷ 0,8	0,6 ÷ 0,75	0,6 ÷ 0,75	0,6 ÷ 0,78

9.5.2. Cường độ tính toán của nền đất : về nguyên tắc phải xác định tương ứng với trạng thái bất lợi tính toán về độ chặt và độ ẩm nói ở trên bằng phương pháp ép hiện trường với tấm ép lớn (D = 50 ÷ 75cm), bằng cách tính ngược từ kết quả đo độ võng cả kết cấu áo đường (trường hợp đường cũ) hoặc bằng cách thí nghiệm ở trong phòng (xem ở 11.6). Các phương pháp hiện trường có một trở ngại là khó tiến hành đúng vào lúc bất lợi nhất, vì thời kì bất lợi của ta kéo dài như trên đã nói (trong thời kì kéo dài đó nói chung là bất lợi nhưng cũng vẫn có thể có thời kì thuận lợi cá biệt, ví dụ một đợt không mưa kéo dài vài chục ngày...). Vì thế, tuy không loại trừ hẳn phương pháp nào nhưng nên phổ biến dùng phương pháp thí nghiệm trong phòng.



Hình 9 – 15. Toán đồ xác định hệ số K_n

Khi xác định thông số tính toán của đất nền đường bằng cách thí nghiệm trong phòng, trước hết ta chế bị mẫu (hoặc lấy mẫu nguyên dạng từ hiện trường) theo đúng điều kiện về độ chặt và độ ẩm tương ứng với trạng thái tính toán bất lợi rồi tiến hành thí nghiệm xác định E, c, φ (chương 11).

Kết quả thí nghiệm dù theo phương pháp nào cũng phải được xử lí theo các phương pháp toán học, xử lí các số liệu thực nghiệm và sau đó phải được quy đổi về trị số môđun đàn hồi tính toán $E_{nền}$ theo công thức do kết quả nghiên cứu của giáo sư Đặng Hữu để xét đến ảnh hưởng của sự phân bố áo đường bên trên đến cường độ nền đất.

$$E_{nền} = K_n E_{tn} \qquad (9 - 29)$$

trong đó : E_{tn} là trị số mô đun đàn hồi thí nghiệm sau khi đã xử lí ; K_n là hệ số tra theo toán đồ hình 9 – 15.

9.5.3. Xác định trạng thái tính toán và thông số tính toán theo các cách kiến nghị trên, thật ra vẫn chỉ hợp lí đối với trường hợp nền đường đồng nhất về độ chặt và ẩm trong phạm vi khu vực tác dụng. Vì tải trọng xe chạy truyền xuống dưới càng giảm đi, do đó ngày nay *không nên đòi hỏi cường độ nền đường trong phạm vi khu vực tác dụng là như nhau* mà nên khuyến khích người thiết kế đưa ra *các giải pháp theo quan điểm thiết kế tổng thể nền mặt đường*, nhất là ở ta có những vùng nếu đắp cao phải lấy đất xa đắt tiền.

Để vận dụng quan điểm thiết kế tổng thể nền mặt đường thì phải xác định được trạng thái *phân bố ẩm tính toán theo chiều sâu* (theo độ ẩm tính toán bất lợi nói ở trên) tương ứng với các giải pháp cấu tạo kết cấu nền mặt đường (loại áo đường, chiều cao nền, bề rộng lề, dự kiến hệ số đầm nén đất đối với phần trên và phần dưới của nền...). Phân bố ẩm tính toán này tuỳ trường hợp có thể xác định theo nhiều con đường khác nhau (trong đó không loại trừ các phân tích lập luận riêng đối với những trường hợp cụ thể do người thiết kế tự đặt ra, miễn là có lí) hoặc có thể xác định như nói ở 9.3 hoặc chọn độ ẩm tính toán theo 3 loại gây ẩm nói trên cho riêng từng lớp trong nền đường.

Sau khi đã có phân bố ẩm tính toán theo chiều sâu và phân bố độ chặt theo chiều sâu ta lại chế bị các mẫu có độ ẩm và độ chặt tương ứng với từng độ sâu để thí nghiệm xác định trị số E_{tn} ở các độ sâu 0, 0 ; 1D ; 2D ; 3D và 4D trong nền được rồi áp dụng công thức (9 – 20) để xác định trị ra trị số mô đun hồi thí nghiệm chung cho cả nền đường E_o^{tn}. Từ E_o^{tn} áp dụng công thức (9 – 29) để tìm trị số cường độ tính toán của cả nền đường.

Chương 10
CẤU TẠO ÁO ĐƯỜNG

10.1. YÊU CẦU CHUNG ĐỐI VỚI ÁO ĐƯỜNG VÀ CẤU TẠO KẾT CẤU ÁO ĐƯỜNG

10.1.1. Áo đường là công trình được xây dựng trên nền đường bằng nhiều tầng lớp vật liệu có độ cứng và cường độ lớn hơn so với đất nền đường để phục vụ cho xe chạy, trực tiếp chịu tác dụng phá hoại thường xuyên của các phương tiện giao thông và của các nhân tố thiên nhiên (mưa gió, sự biến động nhiệt độ). Như vậy, để bảo đảm xe chạy an toàn, êm thuận, kinh tế, bảo đảm đạt các chỉ tiêu khai thác – vận doanh có hiệu quả nhất thì việc thiết kế và xây dựng áo đường cần phải đạt được các yêu cầu cơ bản dưới đây :

– Áo đường phải có *đủ cường độ* chung (và tại mỗi điểm riêng trong mỗi tầng, lớp vật liệu) biểu thị qua khả năng chống lại biến dạng thẳng đứng, biến dạng trượt, biến dạng co, dãn do chịu kéo – uốn hoặc do nhiệt độ, đồng thời phải có đủ sức chịu đựng các tác dụng phá hoại bề mặt của xe cộ (chống bong bật, chống tạo vết hằn bánh xe) và thiên nhiên. Hơn nữa cường độ và sức chịu dựng này phải ít thay đổi theo điều kiện thời tiết, khí hậu, tức là phải *ổn định về cường độ*, do vậy cấu trúc vật liệu và hình dạng bề mặt mặt đường phải tạo điều kiện thoát nhanh nước mưa khỏi phần xe chạy ;

– Mặt đường phải bảo đảm đạt được độ bằng phẳng nhất định để giảm sức cản lăn, giảm sóc khi xe chạy do đó nâng cao được tốc độ xe chạy, giảm tiêu hao nhiên liệu và kéo dài tuổi thọ của xe và các phụ tùng. Đây là một yêu cầu và một phương hướng quan trọng để hạ giá thành vận tải. Nó có liên quan chặt chẽ với cường độ áo đường vì nếu cường độ thấp thì mặt đường càng dễ bị biến dạng gây lồi lõm, bong bật, ổ gà... Để bảo đảm độ bằng phẳng khi thiết kế phải nghiên cứu chọn kết cấu tầng lớp thích hợp (nhất là các lớp bề mặt) và chú ý trước đến các biện pháp kĩ thuật và công nghệ thi công.

– Bề mặt áo đường phải có đủ độ nhám nhất định (nhất là khi trời mưa) để nâng cao hệ số bám giữa bánh xe và mặt đường tạo điều kiện tốt cho xe chạy an toàn với tốc độ cao và trong trường hợp cần thiết có thể dừng xe nhanh chóng. Yêu cầu này cũng chủ yếu phụ thuộc việc chọn lớp trên mặt của kết cấu áo đường và nó hoàn toàn không có mâu thuẫn gì với yêu cầu về độ bằng phẳng, đồng thời cũng đòi hỏi phải thoát nước mặt đường thật nhanh ;

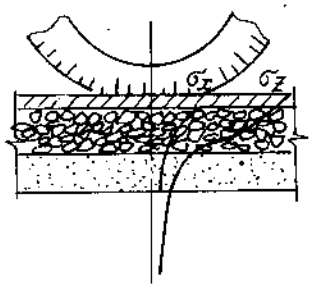
– Áo đường càng sản sinh ít bụi càng tốt. Bụi là do xe cộ phá hoại, bào mòn mặt đường ; bụi làm giảm tầm nhìn, gây tác dụng xấu đến hành khách hàng hoá, các bộ phận máy móc của xe và làm bẩn môi trường.

Không phải lúc nào cũng đòi hỏi áo đường có đủ phẩm chất đáp ứng các yêu cầu nói trên một cách tốt nhất, vì như vậy sẽ rất tốn kém, nhất là khi cường độ vận tải còn thấp.

Do đó người thiết kế phải xuất phát từ yêu cầu thực tế, ý nghĩa xây dựng đường... để đưa ra những kết cấu mặt đường thích hợp thoả mãn ở mức độ khác nhau các yêu cầu nói trên.

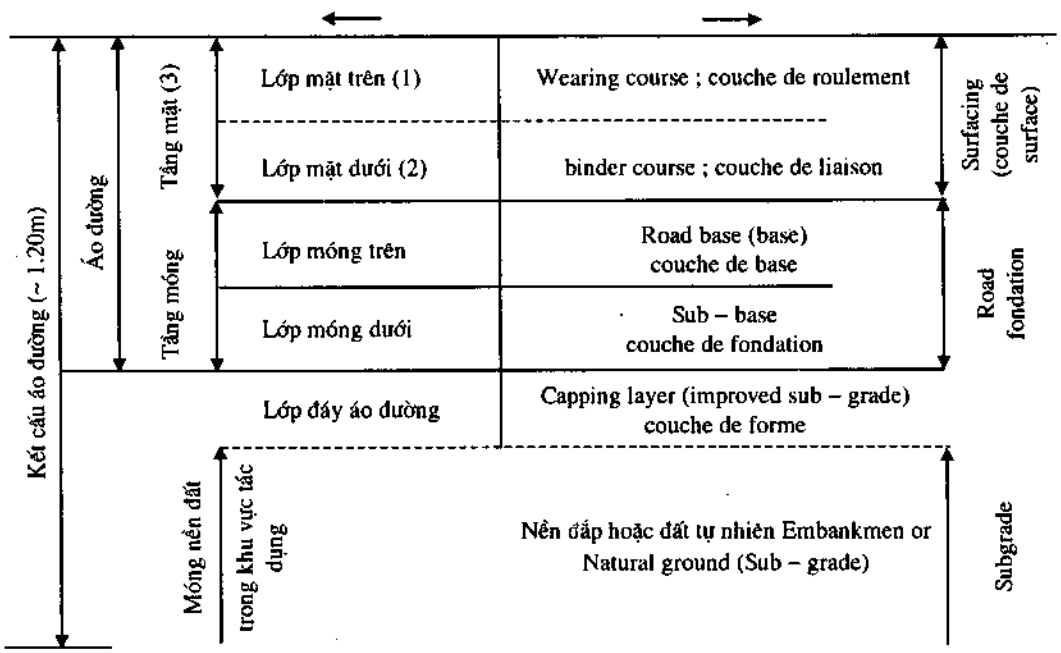
10.1.2. Kết cấu các tầng lớp áo đường cũng phải đáp ứng được các yêu cầu về vận tải và sử dụng nói trên.

Ta biết rằng khi xe chạy, lực tác dụng lên áo đường gồm có 2 thành phần : lực thẳng đứng do tải trọng xe và lực nằm ngang do sức kéo, lực hãm, lực ngang (khi xe chạy trên đường vòng) gây ra ; các lực này từ bề mặt áo đường truyền xuống sâu theo sơ đồ hình 10 – 1 ; tại bề mặt áo đường $\sigma_z = p$ (p là áp lực thẳng đứng do tải trọng bánh xe nặng nhất truyền xuống qua diện tích vệt tiếp xúc giữa lốp xe với áo đường) và $\sigma_x = 0,2 - 0,3p$ khi xe chạy, 0,75 – 0,85p khi xe hãm. Cứ theo đó thì lực ngang chủ yếu là tác dụng trên gần mặt áo đường mà không truyền sâu xuống các lớp dưới nên chỉ gây trạng thái ứng suất ở lớp trên cùng của kết cấu áo đường làm cho vật liệu tại đó bị xô trượt, bong bật, bào mòn dẫn đến phá hoại. Trái lại, lực thẳng đứng thì truyền xuống khá sâu cho mãi tới nền đất (trong phạm vi tác dụng của nền đường).



Hình 10 – 1. Sơ đồ phân bố ứng suất trong kết cấu áo đường theo chiều sâu.
σ_z – ứng suất do lực thẳng đứng ;
σ_x – ứng suất do lực nằm ngang

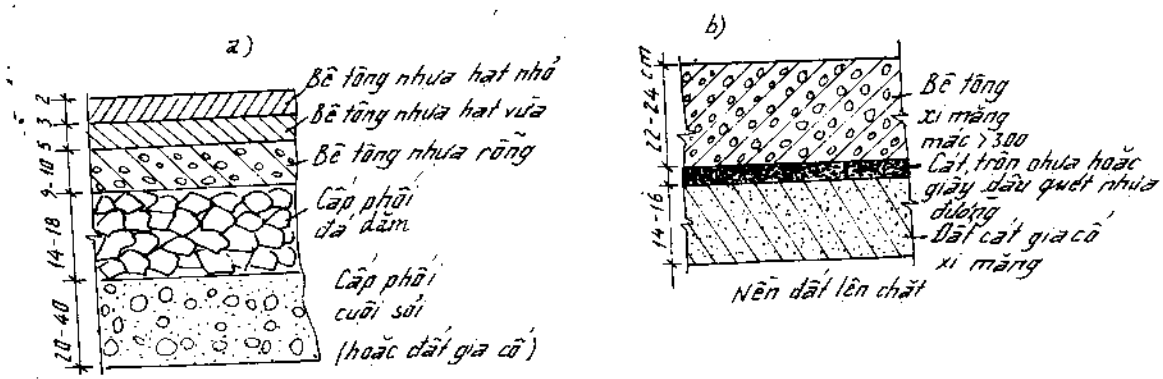
Như vậy, về mặt chịu lực thì rõ ràng kết cấu áo đường cần có nhiều tầng, lớp có nhiệm vụ khác nhau để đáp ứng yêu cầu chịu lực khác nhau theo chiều sâu nói trên. Trên thực tế, kết cấu áo đường có thể bao gồm các tầng, lớp như sơ đồ hình 10 – 2 dưới đây :



Hình 10 – 2. Cấu tạo các tầng, lớp trong kết cấu áo đường
(kèm các thuật ngữ bằng tiếng Anh và tiếng Pháp tương đương) ;
(1) – lớp mặt trên còn được gọi là lớp hao mòn, nếu bề dày của nó dưới 3cm ;
(2) – lớp mặt dưới còn gọi là lớp liên kết hoặc lớp mặt chịu lực chủ yếu ;
(3) – tầng mặt còn có thể được gọi là tầng phủ.

Một vài ví dụ kết cấu áo đường điển hình xem ở hình 10 – 3.

Như vậy, *móng nền đất* là một bộ phận của kết cấu áo đường (người ta hay gọi đó là *kết cấu tổng thể nền mặt đường*). Điều này phải coi là dĩ nhiên vì rõ ràng móng nền đất cũng tham gia chịu lực thẳng đứng truyền xuống cùng với áo đường, đặc biệt với loại áo đường có độ cứng bé thì nền đất càng phải chịu nhiều, biến dạng của nền đất khi chịu tải trọng sẽ chiếm tỉ lệ lớn trong toàn bộ biến dạng chung của cả kết cấu. Phải quan niệm như vậy thì mới tránh được việc thiết kế riêng rẽ mặt đường mà không chú ý đến các biện pháp nhằm tăng cường độ và bảo đảm ổn định cường độ của móng nền đất (thiết kế tổng hợp nền mặt đường).



Hình 10 – 3. Ví dụ kết cấu áo đường cấp cao.
a – tầng mặt bê tông nhựa ; b – tầng mặt bê tông xi măng

Lớp đáy áo đường có những tác dụng quan trọng dưới đây :

– tạo được một nền chịu lực đồng nhất, có sức chịu tải cao ;

– có tác dụng ngăn chặn ẩm thấm từ trên xuống nền đất hoặc từ dưới lên áo đường, khiến cho tính ổn định và bền vững của kết cấu được tăng cường ;

– tạo được "hiệu ứng đe" giúp cho chất lượng lu lèn lớp móng phía trên được bảo đảm một cách dễ dàng ;

– tạo điều kiện cho xe, máy đi lại trên công trường trong quá trình thi công không gây hư hại nền đất phía dưới (ngay cả khi thời tiết xấu).

Nếu bản thân móng nền đất có đủ điều kiện đảm nhận được các chức năng nói trên thì có thể không cần bố trí lớp đáy áo đường : nếu không thì thường phải làm lớp đáy áo đường dày 30 ÷ 50cm (đầm nén đạt độ chặt K = 0,98 ÷ 1,02 với công cải tiến) bằng loại đất chọn lọc (có tính ổn định nước tốt) hoặc cấp phối tự nhiên hoặc đất, cát gia cố chất liên kết các loại (không dùng cát rời rạc).

Riêng phần áo đường thường gồm 2 tầng : *tầng mặt* (có khi gọi là tầng phủ) và *tầng móng*. Tầng mặt là bộ phận trực tiếp chịu tác dụng của bánh xe và ảnh hưởng của các nhân tố thiên nhiên (đặc biệt ngoài lực thẳng đứng còn chịu lực ngang lớn. Để chịu được các tác dụng đó, tầng mặt đòi hỏi phải được làm bằng các vật liệu có cường độ và *sức liên kết* tốt (có khoáng chất có cường độ cao được chèn móc tốt hoặc các hỗn hợp vật liệu có dùng thêm chất kết dính vô cơ hoặc hữu cơ). Ngoài ra tầng mặt thường dùng vật liệu kích cỡ nhỏ hoặc vừa để giảm phá hoại bong bật do lực ngang, Nếu sức liên kết của vật liệu không đủ so với tác dụng của xe chạy (khi cường độ vận tải lớn...) thì *tầng mặt* còn được làm thêm *lớp hao mòn* và *lớp bảo vệ* để *hạn chế* bớt được tác dụng xung kích ; xô trượt, mài mòn trực tiếp của bánh xe và các ảnh hưởng xấu khác của thiên nhiên xuống lớp mặt phía dưới.

Lớp hao mòn là một lớp mỏng 1 ÷ 3cm làm bằng vật liệu *có dính kết* (nhiều hoặc ít) đặt trên lớp mặt chủ yếu. Lớp bảo vệ cũng là 1 lớp mỏng (0,5 ÷ 1,0cm) thường bằng vật liệu

cát, sỏi nhỏ rời rạc rải trên lớp hao mòn để bảo vệ cho lớp hao mòn và tăng độ bằng phẳng của mặt đường khi lực dính kết của bản thân lớp hao mòn chưa đạt yêu cầu (ví dụ như trường hợp các loại mặt đường cấp phối đá dăm, sỏi, cấp phối có hoặc không có lớp hao mòn bằng vật liệu thiên nhiên trộn với đất sét thì ở trên thường làm thêm lớp bảo vệ loại này và hàng ngày dùng các biện pháp duy tu để duy trì nó, không cho phá hoại xuống các lớp dưới). Chú ý rằng khi tính toán cường độ kết cấu áo đường, lớp hao mòn và bảo vệ không được kể vào bề dày của tầng mặt.

Lớp mặt dưới (lớp liên kết) thường được làm bằng bê tông nhựa rỗng, nhiều hoặc vừa đá dăm và bắt buộc phải bố trí trong các trường hợp sau :

– lưu lượng xe lớn và nhiều xe nặng khi bề dày lớp mặt trên dưới 5cm ;

– yêu cầu cao về độ bằng phẳng (đường cao tốc và đường cấp cao về tốc độ tính toán) ;

– tầng móng là vật liệu gia cố chất liên kết vô cơ có thể lan truyền nứt lên phía trên.

Cần nhớ rằng, ngoài yêu cầu về chịu lực ra thì áo đường có bằng phẳng, có độ nhám, có ít bụi hay không là tuỳ thuộc cấu tạo của tầng mặt gồm các lớp nói trên. Cho nên, đối với việc thiết kế tầng mặt mà nói thì không phải chỉ là vấn đề bề dày (mỏng hay dày) mà cái chính còn là vấn đề cấu tạo, vấn đề chọn vật liệu thích hợp và cả vấn đề dự kiến biện pháp thi công và duy tu, bảo dưỡng sau này. Rõ ràng, chất lượng sử dụng của áo đường phụ thuộc nhiều vào chất lượng tầng mặt, trong đó sự phá hoại bề mặt thường xuyên phải cố gắng chỉ để xảy ra hạn chế ở lớp hao mòn và lớp bảo vệ (2 lớp này trong quá trình khai thác đường được kịp thời khôi phục ở các kì sửa chữa vừa và duy tu nhằm kéo dài thời gian sử dụng của lớp mặt chủ yếu).

Khác với tầng mặt, *tầng móng* chỉ chịu lực thẳng đứng. Nhiệm vụ của tầng móng là truyền và phân bố lực thẳng đứng để khi truyền đến nền đất thì ứng suất sẽ giảm đến một mức độ đất nền đường có thể chịu đựng được mà không tạo nên biến dạng thẳng đứng hoặc biến dạng trượt quá lớn. Vì lực thẳng đứng truyền xuống ngày càng bé đi nên để tiết kiệm, tầng móng có thể gồm nhiều lớp bằng các vật liệu khác nhau có cường độ giảm dần từ trên xuống. Do không chịu tác dụng phá hoại bề mặt như ở tầng phủ nên vật liệu làm các lớp này không yêu cầu cao như với tầng phủ mà có thể cấu tạo chúng bằng các vật liệu rời rạc kích cỡ lớn (cấp phối đá dăm, cấp phối sỏi cuội...) hoặc chịu bào mòn kém (như các lớp đất gia cố vô cơ...) ; tuy nhiên chủ yếu lại đòi hỏi phải có *độ cứng* và độ chặt nhất định, nhất là trường hợp ở trên là tầng mặt cấp cao hoặc đường nhiều xe nặng (vì thế ngay dưới tầng mặt cấp cao thường dùng các hỗn hợp vật liệu có thêm chất liên kết vô cơ hoặc hữu cơ). Các lớp dưới của tầng móng còn có thể dùng các vật liệu tại chỗ hoặc các phế liệu công nghiệp theo nguyên lí bố trí cường độ giảm dần theo chiều sâu.

Chú ý rằng gần đây người ta có đề cập đến việc bố trí cấu tạo áo đường theo kết cấu ngược (structure inverse) ; loại này được bố trí không theo quy tắc chọn vật liệu có môđun giảm dần theo chiều sâu, trái lại môđun đàn hồi của tầng móng có thể lớn hơn tầng mặt hoặc môđun lớp móng dưới có thể lớn hơn lớp móng trên, ví dụ như : kết cấu có bố trí lớp đất, đá gia cố chất liên kết vô cơ (xi măng, vôi...) ở dưới, còn ở trên là lớp cấp phối đá dăm hoặc hỗn hợp đá – nhựa.

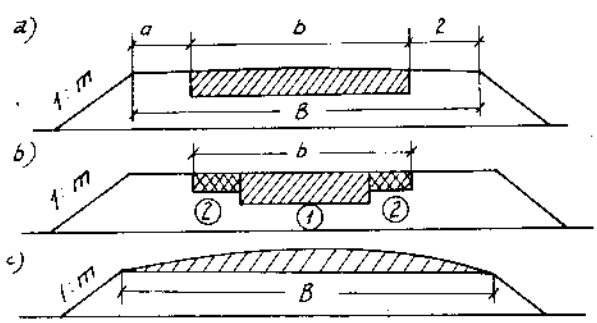
Cách bố trí kết cấu ngược này có ưu điểm :

– làm giảm đáng kể ứng suất thẳng đứng do tải trọng bánh xe truyền xuống nền đường, do vậy có thể giảm chiều dày tầng móng và nhờ đó đem lại hiệu quả kinh tế ;

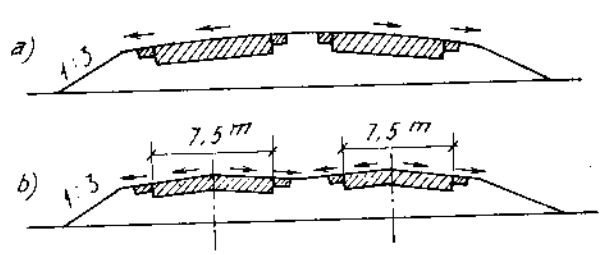
– lớp móng bằng vật liệu gia cố tạo được "hiệu ứng đe", tạo thuận lợi cho việc lu lèn đạt độ chặt cao đối với các lớp trên.

Tuy nhiên, kinh nghiệm về bố trí kết cấu ngược hiện còn ít và chưa nghiên cứu, phân tích kĩ được về ảnh hưởng của lớp cứng phía dưới đến các loại ứng suất khác (kéo – uốn, cắt trượt...) của lớp mềm hơn ở phía trên.

Không phải bao giờ kết cấu áo đường cũng có đủ các tầng lớp như trên mà tuỳ theo yêu cầu xe chạy, tuỳ loại mặt đường... có thể chỉ gồm một số tầng lớp nào đó, như trường hợp áo đường cấp thấp và cấp quá độ, tầng mặt có thể kiêm luôn nhiệm vụ tầng móng và được đặt trực tiếp trên nền đất. Nhưng trong trường hợp kết cấu áo đường mềm cấp cao (hình 10 – 3a) thì trong mỗi tầng càng có thể có nhiều lớp để tiết kiệm vật liệu tốt, đất tiền. Kết cấu áo đường cứng cấp cao (hình 10 – 3b) thường chỉ có 2 tầng : tầng mặt bằng tấm bê tông ximăng số hiệu cao (mác 300 trở lên) để chịu được ứng suất kéo – uốn lớn, để đủ cường độ dự trữ chống lại hiện tượng mỏi và hiện tượng phá hoại cục bộ ở các góc, cạnh tấm do tác dụng xung kích và trùng phục của tải trọng xe gây ra và cũng để chịu bào mòn bề mặt được tốt (có thể làm thêm lớp hao mòn dày 3 ÷ 4cm bằng bê tông nhựa cát lên trên tấm bê tông xi măng để giảm bớt các hiện tượng nói trên) ; tầng móng tuy không tham gia chịu lực lớn như trong kết cấu áo đường mềm nhưng có tác dụng quan trọng đối với sự bền vững lâu dài của tấm bê tông xi măng ở trên, vì nếu có đủ độ cứng thì khi chịu tải trọng trùng phục sẽ không để xảy ra tích luỹ biến dạng dư ở các mép tấm, tránh được hiện tượng tấm không tiếp xúc tốt với móng (cập kênh) dẫn đến phá hoại tấm. Chính vì vậy mà hiện nay người ta thường thiết kế móng đất hoặc đá gia cố chất liên kết vô cơ dưới tầng mặt bê tông xi măng.



Hình 10 – 4. Bố trí áo đường trên nền đường.
a – cấu tạo áo đường hình máng trên phần xe chạy ;
b – cấu tạo trắc ngang áo đường xây dựng phân kì (giai đoạn 2 mở rộng) ;
c – cấu tạo hình lưỡi liềm trên toàn bộ nền đường.



Hình 10 – 5. Cấu tạo áo đường trên đường cấp cao có dải phân cách

Qua phân tích nhiệm vụ và chức năng của mỗi tầng, lớp trong kết cấu áo đường như trên ta có thể thấy rõ được ý nghĩa quan trọng của việc thiết kế cấu tạo áo đường, đó là chọn vật liệu thích hợp với đặc điểm chịu lực và trạng thái thuỷ nhiệt của mỗi tầng, lớp và bố trí các tầng, lớp trên cơ sở tính toán về kinh tế – kĩ thuật cũng như trên cơ sở dự kiến cụ thể các biện pháp thi công và duy tu, sửa chữa trong điều kiện thực tế.

10.1.3. Cấu tạo trắc ngang áo đường có thể có mấy kiểu như ở hình 10 – 4 và trong trường hợp đường cao cấp 4 làn xe thường bố trí như hình 10 – 5.

Thông thường cấu tạo trắc ngang áo đường như hình 10 – 4a ; trường hợp mặt đường cấp phối hay đất cải thiện có thể bố trí áo đường trên khắp bề rộng nền đường như hình 10 – 4c.

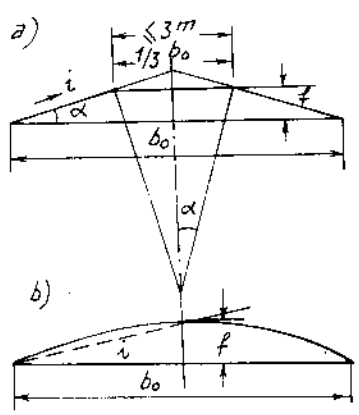
Để đảm bảo thoát nước tốt nhanh hạn chế ảnh hưởng xấu của nước mưa đối với cường độ mặt đường, bề mặt áo đường phải cấu tạo dốc ngang có mui luyện như hình 10 – 6. Đây là yêu cầu đơn giản nhưng rất quan trọng, ảnh hưởng nhiều đến tình trạng khai thác và tuổi thọ của áo đường nhất là với áo đường cấp thấp. Độ dốc ngang bề mặt áo đường và độ dốc ngang lề đường thường dùng như ở bảng 10 – 1. Chú ý rằng mặt đường cấp cao, tốc độ xe chạy càng lớn thì độ dốc này nên nhỏ.

Ngoài ra, trên những đoạn độ dốc dọc lớn thì nên giảm độ dốc ngang và trên đường cấp thấp nên tăng độ dốc ngang.

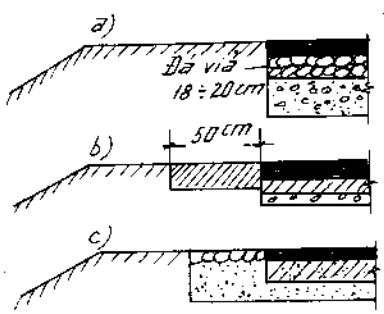
Bảng 10 – 1

ĐỘ DỐC NGANG ÁO ĐƯỜNG VÀ LỀ ĐƯỜNG

Loại áo đường	Độ dốc ngang áo đường ‰	Độ dốc ngang lề đường ‰
– Bê tông xi măng và bê tông nhựa	20 ÷ 25	30 ÷ 40
– Các loại mặt đường nhựa (trừ bê tông nhựa)	20 ÷ 30	40 ÷ 50
– Đá dăm, đá sỏi	25 ÷ 35	40 ÷ 50
– Cấp phối, đất cải thiện hạt lớn	30 ÷ 40	50



Hình 10 – 6. Cấu tạo dốc ngang có mui luyện dùng cung tròn nối trên bề mặt áo đường.



Hình 10 – 7. Cấu tạo gia cố lề đường dọc mép áo đường
a – gia cố bằng đá vỉa ; b – bằng dải đất gia cố ;
c – bằng đá lát, cuội sỏi.

Mép áo đường (chỗ tiếp giáp với lề) thường bị phá hoại theo kiểu "cóc gặm", vì thế cần thiết kế gia cố lề như các kiểu ở hình 10 – 7. Kiểu đơn giản nhất là làm đá vỉa (hình 10 – 7a). Kiểu gia cố bằng dải mép lề rộng 50cm bằng đất gia cố hoặc sỏi, cuội, đá lát, (hình 10 – 7b và 10 – 7c) có tác dụng gia cố mép phần xe chạy đồng thời còn tăng an toàn, tăng hiệu suất sử dụng bề rộng phần xe chạy (xe yên tâm chạy sát ra lề). Trên đường cao tốc, dải mép lề này thường tăng rộng tới 1,0m lại có thể cấu tạo khác màu sắc với phần xe chạy, đồng thời toàn bộ bề rộng lề đường còn lại cũng đều được gia cố thêm bằng chất liên kết.

10.2. PHÂN LOẠI CÁC KIỂU ÁO ĐƯỜNG

Để có cơ sở thiết kế cấu tạo áo đường, ta cần nắm vững được các kiểu áo đường hiện đang được sử dụng ở trong và ngoài nước làm bằng các loại vật liệu khác nhau, cấu trúc

theo các nguyên lí sử dụng vật liệu khác nhau, có đặc điểm tính toán cường độ khác nhau và có các đặc tính sử dụng, ưu khuyết điểm cũng như các chỉ tiêu kinh tế – kĩ thuật sử dụng khác nhau.

10.2.1. Về đặc tính và phạm vi sử dụng, tầng mặt áo đường *phân thành 4 cấp :* cấp cao A_1, cấp cao A_2 (cấp cao thứ yếu) cấp thấp B_1 (cấp quá độ) và cấp thấp B_2, mỗi cấp lại bao gồm 1 số loại tầng mặt làm bằng các vật liệu khác nhau theo nguyên lí cấu trúc khác nhau (bảng 10 – 2).

Bảng 10 – 2

CÁC CẤP TẦNG MẶT ÁO ĐƯỜNG VÀ PHẠM VI SỬ DỤNG

Cấp áo đường	Tên vật liệu làm lớp mặt	Phạm vi sử dụng	Thời hạn giữa 2 lần đại tu (năm)	Thời hạn sửa chữa vừa (năm)
Cấp cao A_1	– Bê tông xi măng toàn khối – Bê tông nhựa chặt	– Đường cao tốc ; – Đường cấp 60 trở lên (tốc độ tính toán ≥ 60 km/h) – Đường trục chính toàn thành, trục chính khu vực ở các đô thị	20 năm 10 ÷ 15 năm	8 5
Cấp cao A_2 (thứ yếu)	– Bê tông nhựa rải nguội, ấm trên có láng nhựa. – Cấp phối đá dăm, đất đá gia cố chất liên kết vô cơ trên có láng nhựa – Đá dăm, sỏi cuội trộn nhựa tại đường, đá dăm thấm nhập nhựa	– Đường cấp 40 trở lên (tốc độ tính toán 40 ÷ 80 km/h) – Đường đô thị các loại	8 ÷ 12 năm 8 ÷ 10 năm 8 ÷ 10 năm	5 3 ÷ 5 năm 5
Cấp thấp B_1 (quá độ)	– Cấp phối tự nhiên (có lớp hao mòn, bảo vệ) – Đá dăm, cấp phối đá dăm (có lớp bảo vệ rời rạc)	Đường cấp 20 trở lên (V_{tt} = 20 ÷ 40 km/h)	5 năm 5 –	2 ÷ 3 năm 2 ÷ 3 –
Cấp thấp B_2	– Phế liệu công nghiệp, vật liệu tại chỗ (lớp hao mòn, bảo vệ không có nhựa) – Cấp phối hay đất cải thiện bằng vật liệu hạt to, cứng (lớp hao mòn bảo vệ không có nhựa)	Đường không vào cấp nào, đường dân sinh, đường tạm	2 ÷ 3 năm	0,5 ÷ 1,0 năm

Áo đường cấp cao A_1 là loại đáp ứng yêu cầu không phát sinh biến dạng dư dưới tác dụng của tải trọng xe chạy, tức là loại áo đường này chỉ cho phép làm việc *hoàn toàn trong giai đoạn đàn hồi*, do đó nó bảo đảm duy trì được chất lượng khai thác cao, xe chạy an toàn với tốc độ cao, kéo dài thời hạn giữa các kì sửa chữa tầng mặt. Áo đường cấp cao thứ yếu A_2 cũng yêu cầu thiết kế chỉ làm việc trong điều kiện không tích luỹ biến dạng dư nhưng giảm bớt dự trữ cường độ so với áo đường cấp cao, do đó thời hạn giữa các kì sửa

chữa ngắn hơn, kinh phí duy tu, sửa chữa nhiều hơn (tuy rằng chi phí xây dựng ban đầu có ít hơn). Áo đường cấp quá độ được thiết kế với điều kiện cho phép có tích luỹ biến dạng dư dưới tác dụng của tải trọng xe chạy ở một mức độ nhất định, do đó giảm đáng kể bề dày kết cấu áo đường. Điều này có thể chấp nhận được vì trong điều kiện lưu lượng xe ngày đêm thấp vẫn có thể duy trì độ bằng phẳng của tầng mặt bằng cách thường xuyên làm lại lớp hao mòn phía trên (lớp hao mòn này thường là loại vật liệu rẻ tiền, sẵn có như cát, sỏi, sạn trộn với đất dính...).

Rõ ràng là việc phân cấp áo đường gắn liền với quan điểm kinh tế, kĩ thuật và việc chọn kết cấu áo đường đối với mỗi trường hợp cụ thể sẽ gắn liền với việc luận chứng kinh tế – kĩ thuật.

Đồng thời cũng cần thấy rằng : bản thân việc sử dụng các vật liệu đất tiền làm lớp hao mòn và lớp mặt trên cùng cũng đòi hỏi cả kết cấu áo đường phải thiết kế bền vững hơn, vì chỉ như vậy mới bảo đảm điều kiện cho các lớp vật liệu đất tiền phía trên phát huy được hết hiệu quả làm việc của nó.

10.2.2. Về *vật liệu và cấu trúc vật liệu* các tầng lớp áo đường thường gồm các loại sau đây :

a) Các tầng, lớp áo đường làm bằng vật liệu đất, đá thiên nhiên có cấu trúc theo nguyên lí đá chèn đá hoặc nguyên lí cấp phối. Điển hình cho loại theo nguyên lí đá chèn đá là lớp áo đường đá dăm và cho nguyên lí cấp phối là lớp áo đường cấp phối.

Lớp đá dăm nước (hay đá dăm macadam) được cấu trúc bằng đá dăm có kích cỡ đồng đều, hình dạng vuông thành sắc cạnh và có cường độ tương đối cứng. Thông qua quá trình vừa lu lèn (khi lu có tưới nước để đá dễ chặt và khỏi vỡ) vừa chèn thêm các cỡ đá dăm kích cỡ nhỏ hơn so với đá cơ bản, cường độ của lớp áo đường này sẽ hình thành trên cơ sở ma sát, chèn móc giữa các hòn đá được ép chặt. Ưu điểm của lớp đá dăm này là công nghệ thi công đơn giản nhưng nhược điểm quan trọng là đòi hỏi quá cao về hình dạng, kích cỡ đá và cường độ đá, đồng thời tốn công lu lèn. Ngoài ra, sức chịu bong bật dưới tác dụng phá hoại bề mặt kém nên khi dùng làm tầng phủ (cấp quá độ) thì cần thiết phải có lớp hao mòn (hoặc lớp bảo vệ) ở trên. Để khắc phục bớt những nhược điểm nói trên, đôi khi người ta rải thêm một lượng đất dính nhất định vào kẽ rỗng đá dăm trong khi lu lèn. Loại này được gọi là lớp áo đường đá dăm kết đất dính. Tuy nhiên do các nhược điểm trên, đặc biệt là do lớp đá dăm này có độ rỗng lớn, dễ chứa nước, dễ tích luỹ biến dạng dư nên hiện ít sử dụng và thường lại sử dụng đá dăm cũng theo nguyên lí cấp phối (gọi là cấp phối đá dăm).

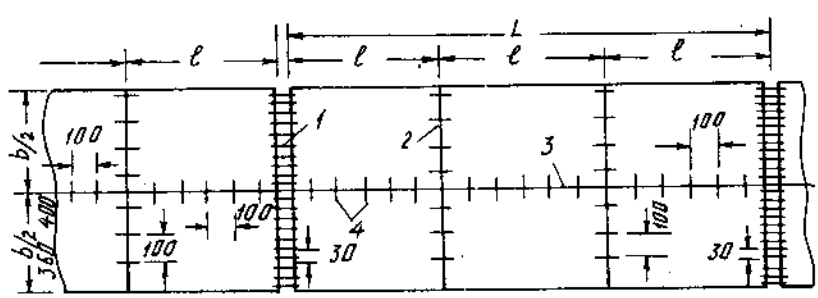
Lớp áo đường cấp phối được cấu trúc bằng hỗn hợp đá, sỏi cuội, cát, đất từ cỡ lớn đến cỡ nhỏ trộn với nhau theo tỉ lệ nhất định để bảo đảm sau khi lu lèn hỗn hợp có độ rỗng nhỏ, tức là đạt được một độ chặt nhất định hoặc độ chặt lớn nhất (cấp phối tốt nhất) và từ đó cường độ cấp phối được hình thành do lực dính và lực ma sát giữa các hạt tăng lên. Yêu cầu chính ở đây là xác định, khống chế đúng tỉ lệ phối hợp các thành phần hạt và khống chế chỉ số dẻo, cũng như lượng hạt nhỏ (đất dính) vì nếu lượng sét quá nhiều sẽ khiến cho lớp áo đường kém ổn định nước, còn nếu ít quá thì ngược lại, sẽ không đủ dính kết. Ưu điểm chính của loại áo đường này là tạo thuận lợi cho việc sử dụng vật liệu tại chỗ, cường độ hạt không

đòi hỏi quá cao, công lu lèn ít tốn như đá dăm nước nhưng nhược điểm là mùa mưa dễ lầy lội do ổn định nước kém.

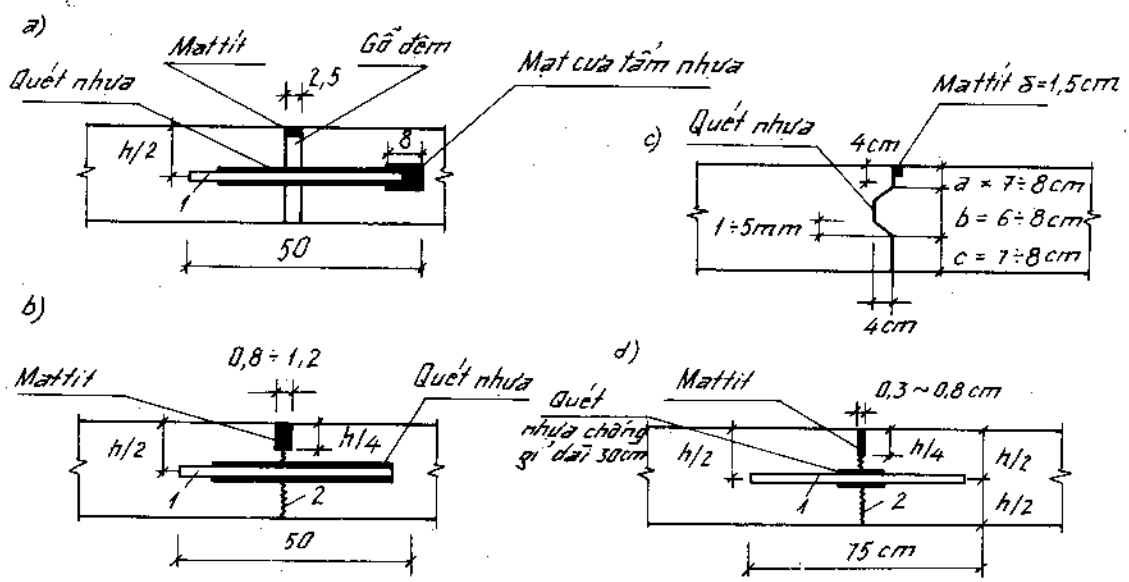
Các lớp áo đường bằng vật liệu đất, đá thiên nhiên kể trên nói chung là có cường độ thấp, nhất là cường độ chịu tác dụng phá hoại bề mặt, do đó thường chỉ dùng làm tầng mặt áo đường cấp thấp B_1 (quá độ) và dùng phổ biến làm lớp móng trên hoặc lớp móng dưới trong kết cấu áo đường cấp cao.

b) Các tầng, lớp áo đường làm bằng đất, đá thiên nhiên có trộn thêm chất liên kết vô cơ (xi măng, vôi...) là loại cấu trúc theo nguyên lí đá chèn đá hoặc nguyên lí cấp phối như trên nhưng có trộn thêm 1 tỉ lệ xi măng hoặc vôi nhất định dưới dạng vữa (chất liên kết trộn trước với cát và nước) hoặc dạng bột (chất liên kết trộn trực tiếp). Nhờ có thêm chất liên kết nên cường độ và tính ổn định nước của các lớp áo đường loại này được tăng lên rõ rệt (nhất là về độ cứng) nhưng nhược điểm chính của chúng là sức chịu tác dụng phá hoại bề mặt vẫn thấp, dễ bị bào mòn và thường bị nứt do co rút và dãn nở dưới tác dụng của sự thay đổi nhiệt độ. Điển hình cho loại áo đường này là các lớp : đất gia cố vôi xi măng, tro bay ; đá (sỏi, cuội gia cố xi măng, vôi, puzơlan, xỉ, tro bay ; và các phế liệu công nghiệp gia cố khác. Vì những ưu nhược điểm trên nên những loại này thường chỉ dùng làm lớp móng (kể cả lớp móng trên trực tiếp dưới lớp mặt chủ yếu) trong kết cấu áo đường cấp cao A_1 và cấp cao A_2 (cấp cao thứ yếu). Ngoài ra, có thể dùng làm lớp mặt đối với áo đường cấp thấp B_1 nhưng phía trên phải có lớp hao mòn và lớp bảo vệ bằng sỏi sạn, cát, đất dính...

Áo đường bê tông xi măng cũng bằng đá, cát trộn với xi măng nhưng được cấu trúc và cấu tạo đặc biệt tốt để khắc phục được những nhược điểm nói trên, do đó nó được dùng làm lớp mặt chủ yếu của áo đường cấp cao (bảng 10 – 2). Cấu trúc tốt của nó đạt được nhờ việc chọn lọc vật liệu có cường độ tốt, cấp phối tốt nhất, xác định đúng lượng xi măng và nước cần thiết nhằm đạt được mác bê tông cao (bê tông làm áo đường phải đạt mác 300 trở lên). Với chất lượng như vậy, tầng mặt bê tông xi măng chịu được bào mòn bề mặt, có sức chịu kéo – uốn cao nên rất bền vững. Để giảm ứng suất nhiệt độ chênh lệch nhiệt độ giữa mặt trên và mặt dưới tầng bê tông và khắc phục các hiện tượng co dãn gây nứt áo đường bê tông xi măng đổ tại chỗ được cấu tạo thành từng tấm riêng rẽ có kích thước bề rộng 3 ÷ 4m, dài 5 ÷ 6m và dày 22 ÷ 24cm ; giữa các tấm để các khe co và theo chiều dài cứ 3 ÷ 4 tấm lại bố trí một khe dãn (hình 10 – 8). Cấu tạo các khe co và khe dãn cần bảo đảm cho tấm co, dãn tự do, đồng thời bảo đảm truyền được lực từ tấm nọ sang tấm kia khi tải trọng xe ở gần mép tấm (hình 10 – 9).



Hình 10 – 8. Sơ đồ bố trí khe và phân tấm áo đường bê tông xi măng.
1 – khe dãn ; 2 – khe co ; 3 – khe dọc ; 4 – thanh truyền lực (kích thước theo cm).



Hình 10 – 9. Cấu tạo khe áo đường bê tông xi măng.
a – khe dãn ; b – khe co giả ; c – khe dọc kiểu ngàm ;
d – thanh dọc có thanh truyền lực không quét nhựa để chống tấm di động ra phía lề ;
1 – thanh truyền lực ; 2– đường nứt do giảm yếu tiết diện (kích thước tính bằng cm).

Xây dựng áo đường bê tông xi măng đòi hỏi phải cơ giới hoá cao (kể cả việc xây dựng các khe nối) mới bảo đảm được chất lượng và phức tạp nhất là việc làm các khe (nếu chất lượng khe nối không bảo đảm thì đó sẽ là chỗ yếu nhất, dễ hư hỏng nhất, dễ tạo thuận lợi cho nước thấm xuống móng). Ngoài ra, công nghệ xây dựng đòi hỏi phải có thời gian bảo dưỡng khá lâu để bê tông đạt cường độ yêu cầu do đó hạn chế khả năng sử dụng áo đường bê tông để cải tạo, đại tu nâng cấp đường trên các tuyến không cho phép cấm xe lâu. Tuy nhiên, vì chất lượng khai thác cao và khá bền vững nên thế giới hiện thường dùng chỉ tiêu số km áo đường bê tông có trên 1 đơn vị diện tích lãnh thổ để đánh giá trình độ phát triển giao thông của mỗi khu vực.

Áo đường bê tông xi măng lắp ghép lại có cấu tạo kích thước tấm nhỏ hơn để có thể dùng xe cần trục lắp đặt tại hiện trường (ví dụ tấm vuông 1,7 × 1,7 × 0,17m...) Loại lắp ghép này có ưu điểm là được chế tạo trong xưởng nên bảo đảm chất lượng cao, giảm được công việc thi công ở hiện trường, khắc phục được thời tiết bất lợi (có thể thi công quanh năm) và có thể cho thông xe ngay, lại có thể cho phép dỡ lên đem sử dụng ở chỗ khác khi cần thiết. Tuy nhiên, cấu tạo tấm lắp ghép hiện nay vẫn chưa được nghiên cứu hoàn chỉnh, đặc biệt là cấu tạo tiếp xúc giữa tấm và móng (gây khó khăn cho việc lắp đặt tấm và khiến cho khi chịu tải trọng xe tấm dễ bị lún cục bộ ở cạnh tấm) và cấu tạo mối nối giữa các tấm chưa bảo đảm truyền lực tốt cũng như chống thấm nước tốt. Do nhược điểm về cấu tạo như vậy nên áo đường bê tông xi măng lắp ghép thường kém bằng phẳng khiến cho tốc độ chạy xe thấp (nhất là số lượng khe nối rất lớn). Ngoài ra, tấm lắp ghép còn phải dùng nhiều cốt thép (10 ÷ 20 kG/1m^2) để bảo đảm cẩu lắp tấm và tại những đoạn đường vòng giải quyết vấn đề cấu tạo tấm và lắp đặt tấm còn gặp nhiều khó khăn. Chính vì những nhược điểm như vậy nên loại áo đường lắp ghép này còn được ít sử dụng và hiện chỉ thường dùng đối với các đường tạm, đường lâm nghiệp.

Cấu tạo kết cấu tầng lớp áo đường bê tông xi măng và yêu cầu đối với các tầng, lớp (nhất là đối với tầng móng) đã được trình bày ở hình 10 – 3b và ở mục 10.1.

c) Các tầng, lớp áo đường làm bằng đất, đá thiên nhiên có thêm chất liên kết hữu cơ (bitum, gudrông) là loại cấu trúc theo nguyên lí đá chèn đá hoặc nguyên lí cấp phối nhưng có tưới hoặc trộn với 1 tỉ lệ nhựa bitum hoặc gudrông dưới dạng nhựa đặc đun nóng, nhựa lỏng hoặc nhũ tương hay nhựa pha loãng. Nếu thi công theo cách tưới nhựa vào các lớp đá đã rải sẵn rồi chèn và lu lèn thì sẽ hình thành lớp áo đường kiểu *thâm nhập* (tuỳ theo chiều sâu thấm nhựa có thể có các loại áo đường thấm nhập nhẹ, thấm nhập sâu và thấm nhập nửa chừng). Nếu tưới nhựa lên tầng mặt đã hình thành rồi rải sỏi sạn nhỏ và lu cho sỏi chìm vào nhựa thì sẽ được lớp *lăng nhựa* (là lớp hao mòn truyền thống). Nếu thi công theo phương pháp trộn nhựa thì tuỳ theo cấu trúc các loại hỗn hợp cốt liệu hạt, sẽ có thể có các lớp : đất gia cố nhựa (đất trộn với nhựa lu lèn chặt) ; đá dăm đen (đá kích cỡ đồng đều trộn với nhựa rồi rải và chèn đá con trộn nhựa theo nguyên lí đá chèn đá như đá dăm nước) ; hỗn hợp đá trộn nhựa (cấp phối đất, đá trộn nhựa rồi lu lèn chặt) và bê tông nhựa (các cỡ hạt được chọn lọc theo 3 loại riêng ; đá hoặc sỏi, cuội có mặt vỡ từ 5mm trở lên, cát, bột đá từ 0,074mm trở xuống, đem trộn với nhau theo nguyên lí cấp phối tốt nhất rồi trộn với 4 ÷ 12% nhựa và lu lèn chặt).

Do cấu trúc khác nhau và phương pháp thi công khác nhau nên chất lượng và phạm vi sử dụng các lớp áo đường nhựa nói trên cũng khác nhau (xem bảng 10 – 2). Tuy nhiên, do bitum và gudrông là các chất liên kết hữu cơ đặc biệt thích hợp với điều kiện làm việc của áo đường nên các lớp này thường được dùng làm tầng mặt với ưu điểm là : cường độ cao (kể cả sức chịu bong bật và mài mòn), ít hoặc không thấm nước, ổn định nước tốt, dễ tạo bằng phẳng bề mặt, ít bụi, giảm xung kích và chấn động. Nhược điểm của chúng là phải nghiên cứu cấu trúc thích hợp, tỉ lệ giữa các thành phần và nhựa thích hợp để giải quyết vấn đề ổn định nhiệt vì nếu không về mùa nóng áo đường thường bị chảy nhựa, bề mặt áo đường dễ bị hiện tượng "làn sóng" và về mùa lạnh lại dễ bị nứt.

Trong các loại áo đường nhựa, bêtông nhựa (bêtông átphan) là loại có thành phần chọn lọc nhất, có cấu trúc tốt nhất nên phẩm chất sử dụng cao nhất và được thế giới dùng nhiều hơn cả so với áo đường bêtông ximăng để làm áo đường cấp cao. Khi cường độ vận chuyển lớn, ở các nước thường dùng tới 2 lớp bêtông nhựa với kết cấu như ở hình 10 – 3a.

10.2.3. Về đặc điểm tính toán cường độ áo đường cho đến nay người ta thường phân thành 2 loại, áo đường cứng và áo đường mềm.

Áo đường cứng là kết cấu có độ cứng rất lớn, cường độ chống biến dạng (môđun đàn hồi) cũng cao hơn hẳn so với nền đất và đặc biệt có khả năng chịu uốn lớn, do đó nó làm việc theo nguyên lí tấm trên nền đàn hồi và phân bố được áp lực của tải trọng xe chạy xuống nền đất trên một diện tích rộng khiến cho nền đất ít phải tham gia chịu tải.

Áo đường bê tông xi măng thuộc loại cứng, cường độ chịu uốn và môđun đàn hồi của tầng mặt bêtông rất cao và thực tế không thay đổi theo nhiệt độ và độ ẩm. Với tầng mặt bêtông, tầng móng và nền đất ít tham gia chịu tải ; tuy nhiên, như trên đã nói, vai trò của tầng móng ở đây là để duy trì được tình trạng tiếp xúc tốt dưới đáy tấm bêtông trong suốt quá trình khai thác dưới tác dụng của tải trọng trùng phục tức là móng phải đảm bảo làm việc ở trạng thái đàn hồi.

Áo đường mềm là kết cấu với các tầng, lớp đều có khả năng chịu uốn nhỏ (hoặc không có khả năng chịu uốn) ; dưới tác dụng của tải trọng xe chạy chỉ chịu nén và chịu cắt trượt là chủ yếu. Ngoài ra, cường độ và khả năng chống biến dạng của nó có thể phụ thuộc vào sự thay đổi nhiệt độ và độ ẩm. Do đặc điểm chịu tải như vậy nên trong kết cấu áo đường mềm nền đất cũng tham gia chịu tải cùng với áo đường ở mức độ đáng kể (biến dạng thẳng đứng

của nền đất có thể chiếm tới 60 ÷ 70% biến dạng tổng cộng của cả kết cấu áo đường mềm dưới tác dụng của tải trọng).

Thuộc về loại áo đường mềm là tất cả các loại áo đường bằng các vật liệu khác nhau (hoặc cấu trúc khác nhau) nói trên, trừ mặt đường bêtông xi măng. Tuy nhiên, gần đây nhiều tác giả đã xếp áo đường bêtông át phan cấp cao sang loại áo đường cứng vì tầng bêtông nhựa này cũng có độ cứng và khả năng chịu kéo – uốn nhất định.

Việc phân loại thành áo đường cứng và mềm có ý nghĩa về mặt cơ học nhằm tìm kiếm các phương pháp tính toán cường độ và biến dạng thích hợp đối với mỗi loại áo đường đó, bảo đảm cho chúng không bị phá hoại dưới tác dụng của xe chạy trong suốt quá trình sử dụng. Tuy nhiên, ngày nay có xu hướng đi tới thống nhất về nguyên tắc và phương pháp tính toán cường độ các loại áo đường cấp cao chỉ làm việc và cho phép làm việc trong giai đoạn đàn hồi (như áo đường bêtông xi măng và bêtông át phan), do đó việc phân loại thành áo đường mềm và cứng như hiện tại chỉ là tương đối và có thể sẽ không cần thiết nữa.

10.3. CÁC NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ CẤU TẠO ÁO ĐƯỜNG

Áo đường là bộ phận đắt tiền nhất của đường ôtô. Ở nước ta, chi phí xây dựng áo đường chiếm tới 45 ÷ 65% (đối với các tuyến đường vùng đồng bằng và vùng đồi), tới 30 ÷ 45% (đối với các tuyến đường vùng núi) giá thành xây dựng đường ôtô. Đồng thời áo đường cũng là bộ phận trực tiếp ảnh hưởng nhiều nhất đến điều kiện chạy xe. Tiền bỏ ra để sửa chữa mặt đường thường chiếm hầu hết kinh phí duy tu, bảo dưỡng đường ôtô hàng năm với khối lượng vật liệu dùng để sửa chữa hàng năm rất lớn. Do đó việc thiết kế áo đường đúng đắn là có ý nghĩa hết sức to lớn về kinh tế, kĩ thuật.

Thiết kế áo đường bao gồm một số nội dung công việc theo trình tự dưới đây :

– Đề xuất các phương án kết cấu áo đường : mỗi phương án có thể có tầng mặt, tầng móng, số lớp bằng các vật liệu khác nhau, cấu trúc và công nghệ thi công khác nhau ; đồng thời có thể có phương án đầu tư 1 lần, ngay từ đầu đã có thể đáp ứng được yêu cầu về cường độ chạy xe ở thời điểm tính toán, nhưng cũng có thể có phương án cấu tạo theo nguyên tắc phân kì đầu tư, tức là kết cấu được tăng cường dần dần ở những thời điểm thích hợp để luôn đáp ứng được cường độ chạy xe tăng dần theo thời gian. Nội dung công việc này chính là *thiết kế cấu tạo* các phương án kết cấu áo đường.

– Tính toán cường độ (hoặc biến dạng) chung của cả kết cấu và tại mỗi vị trí bất lợi trong mỗi tầng, lớp kết cấu ; xác định bề dày mỗi tầng, lớp để bảo đảm đạt được yêu cầu cường độ cần thiết (kể cả có dự trữ về cường độ cần thiết). Công việc *tính toán cường độ (bề dày)* này thật ra không thể tách rời công việc thiết kế cấu tạo và ngược lại, cấu tạo không tách rời tính toán. Bề dày tính toán phải phù hợp với bề dày theo yêu cầu cấu tạo, cấu trúc vật liệu và theo yêu cầu của công nghệ thi công, công nghệ duy tu, bảo dưỡng. Ngược lại, bề dày cấu tạo phải đồng thời bảo đảm được yêu cầu về cường độ cần thiết.

– Tính toán luận chứng kinh tế – kĩ thuật, so sánh phương án, chọn kết cấu áo đường tối ưu trong điều kiện cụ thể từng đoạn sao cho thoả mãn được các yêu cầu chung đối với áo đường (xem mục 10.1) một cách thích đáng.

Trong mục này chủ yếu trình bày các nguyên tắc về *thiết kế cấu tạo áo đường* ; các vấn đề tính toán cường độ và phương pháp luận chứng, so sánh chọn kết cấu áo đường tối ưu sẽ được trình bày ở các chương sau của giáo trình.

Yêu cầu của việc thiết kế cấu tạo áo đường là chọn đúng và bố trí đúng các tầng, lớp vật liệu trong kết cấu áo đường sao cho phù hợp với nhiệm vụ chức năng của mỗi tầng, lớp để bảo đảm cả kết cấu thoả mãn những đòi hỏi cơ bản đã nói ở mục 10.1, đồng thời thoả mãn được các điều kiện về khả năng cung ứng vật liệu, khả năng thi công và khả năng khai thác, duy tu, sửa chữa sau này.

Vì cường độ xe chạy thiết kế khác nhau và các điều kiện cụ thể về vật liệu, địa chất, thuỷ văn khác nhau, do đó việc thiết kế cấu tạo áo đường là phần việc đòi hỏi nhiều sáng tạo nhất trong quá trình thiết kế áo đường. Nếu không thiết kế cấu tạo đúng đắn và hợp lí thì việc tính toán cường độ sẽ trở nên vô nghĩa, nhất là trong điều kiện hiện nay chưa có phương pháp tính toán xét được đầy đủ các tác dụng phá hoại bề mặt do xe chạy và do thiên nhiên gây ra đối với áo đường. (Chẳng hạn như các vật liệu không chịu được tác dụng phá hoại bề mặt như đất, đá gia cố chất liên kết vô cơ, cấp phối... nếu bố trí làm tầng mặt mà không có lớp hao mòn thì dù có bề dày lớn bao nhiêu đi nữa cũng không thể tránh khỏi bị phá hoại). Do đó, trong quá trình thiết kế áo đường, nếu chỉ chú trọng đến biện pháp tính toán mà không chú ý đầy đủ đến các biện pháp cấu tạo thì sẽ rất dễ mắc sai lầm.

Dưới đây trình bày một số quan điểm chung cần chú trọng khi thiết kế cấu tạo áo đường :

1 – Chọn loại tầng mặt áo đường trước hết cần xuất phát từ ý nghĩa, cấp hạng kĩ thuật của đường, lưu lượng và tốc độ xe chạy thiết kế (tham khảo bảng 10 –2), đồng thời phải xét đến điều kiện khí hậu, khả năng cung cấp vật liệu, khả năng thi công và điều kiện duy tu sửa chữa.

Vật liệu làm lớp mặt cần dùng loại ít hoặc không thấm nước, có cường độ và tính ổn định về cường độ đối với nước, nhiệt cao và đặc biệt có khả năng chống tác dụng phá hoại bề mặt cũng như chịu bào mòn tốt. Vì thế tốt nhất là dùng các vật liệu có cấu trúc liên kết tốt (dùng thêm chất liên kết), có độ chặt lớn, có cốt liệu được chọn lọc về hình dạng và tình trạng bề mặt để bảo đảm cường độ (c và φ) cần thiết và kích cỡ hạt nhỏ để bảo đảm chống bong bật tốt. Do vậy, lớp mặt trên của tầng mặt cấp cao A_1 vẫn phải dùng bêtông nhựa chặt là chủ yếu. Hơn nữa, để tăng tính ổn định nhiệt và tăng tuổi thọ của bêtông nhựa hiện có xu thế sử dụng nhựa cải tiến (nhựa có phụ gia pôlime hoặc bột cao su...) ngày một nhiều.

Trong trường hợp vật liệu làm lớp mặt trên không đủ các phẩm chất nói trên, đặc biệt là không đủ sức chịu phá hoại bề mặt, thì *nhất thiết phải cấu tạo thêm lớp hao mòn và bảo vệ* như đã nói ở mục 10.1 (dùng lớp này với các biện pháp duy tu, bảo dưỡng thường xuyên để chống lại các tác dụng phá hoại bề mặt). Lúc này cũng cần bố trí lớp dính bám tốt giữa lớp hao mòn và lớp mặt trên. Nếu lớp mặt trên là bêtông nhựa chặt và tạo nhám tốt thì có thể không cần làm lớp hao mòn.

Đối với đường cao tốc và các đường hiện đại có yêu cầu cao về chất lượng bề mặt (đặc biệt là về độ nhám), còn sử dụng các lớp hao mòn đặc biệt dưới dạng :

– vữa nhựa hoặc lớp hỗn hợp nhựa cực mỏng (dày dưới 2cm) ; lớp hao mòn loại này thường sử dụng nhựa cải tiến và có cấu trúc vi mô (tức là có độ gồ ghề với chiều dài bước sóng ≤ 0,5mm), nhờ đó vừa bền, vừa tạo nhám và tạo phẳng tốt ;

– lớp hỗn hợp thoát nước dày 3 ÷ 4cm ; lớp này được làm bằng cấp phối hở, hạt cứng (độ rỗng 15 ÷ 20%) trộn với nhựa bitum cải tiến. Tác dụng của lớp hao mòn loại này là tạo điều kiện cho nước mưa tụt nhanh vào lỗ rỗng của hỗn hợp rồi thoát ra hai bên lề, nhờ đó giảm được bề dày màng nước tiếp xúc giữa lốp xe với bề mặt mặt đường dẫn đến tăng sức bám, đồng thời giảm bụi nước gây cản trở tầm nhìn và giảm cả khả năng phát tiếng ồn

(vật liệu rỗng). Tuy nhiên, trong quá trình khai thác, lớp này phải được định kì thông tắc bằng phun, hút, xối nước với áp lực cao và thường cũng chỉ sử dụng tối đa là 5 ÷ 8 năm.

Đối với các trường hợp tầng mặt cấp cao A_2 (cấp cao thứ yếu) nên phổ cập sử dụng lớp láng nhựa chất lượng cao được bảo đảm bằng các vật liệu đúng quy cách với công nghệ và trang thiết bị thi công hiện đại. Trường hợp nhiều xe, nên bố trí láng nhựa 2, 3 lớp. Trước khi láng nhựa bắt buộc phải làm lớp tưới thấm trên các lớp mặt không có nhựa.

Để có được các lớp vật liệu làm tầng mặt đủ các phẩm chất nói trên cần đi sâu nghiên cứu về cấu trúc vật liệu, về yêu cầu cụ thể đối với mỗi thành phần vật liệu, về các chỉ tiêu cường độ, chỉ tiêu đánh giá tính ổn định nước, ổn định nhiệt và về công nghệ tạo được các vật liệu đó. Các vấn đề này được trình bày kĩ ở giáo trình "Xây dựng mặt đường ôtô".

2 – *Tầng móng gồm* nhiều lớp được chọn tuỳ theo điều kiện nền đường, địa chất, thuỷ văn, thổ chất và tình hình vật liệu tại chỗ sẵn có, do đó kết cấu tầng móng có thể thay đổi trên từng đoạn ngắn (trong khi tầng mặt nên thống nhất dùng một loại trên cả đoạn dài, thậm chí trên toàn tuyến). Lớp móng còn thường thay đổi cả bề dày để bảo đảm cường độ chung của cả kết cấu áo đường khi cường độ nền đất thay đổi... Ngoài ra, phải luôn chú trọng tận dụng vật liệu thiên nhiên và phế thải công nghiệp tại chỗ để làm lớp móng dưới.

Vật liệu tầng móng có thể dùng cả các loại cấu trúc rời rạc, kích cỡ lớn, ít chịu được bào mòn như các lớp đá dăm, cấp phối, đất và đá gia cố chất liên kết vô cơ, sỏi cuội, đá ba, phế liệu công nghiệp, gạch vỡ... Cường độ các lớp móng, nói chung, càng xuống dưới càng có thể dùng loại yếu hơn (phù hợp với quy luật truyền ứng suất do hoạt tải).

Lớp đáy áo đường hoặc lớp móng dưới (nếu không bố trí lớp đáy áo đường) sát với nền đất, theo quan điểm hiện đại nên bố trí lớp vật liệu kín như đất gia cố vôi gia cố xi măng hoặc đất đầm nén chặt (hệ số đầm nén K = 1,0 ÷ 1,02). Lớp này có ưu điểm là không thấm hơi và nước do đó tránh được tích tụ ẩm dưới đáy áo đường khiến cho cường độ nền đất ở dưới được ổn định. Theo V.M.Xiđenkô, trong trường hợp dùng móng đất gia cố vôi hoặc xi măng thì môđun đàn hồi của nền đường phía dưới có thể cao hơn các trường hợp khác 50 ÷ 100%.

Với quan điểm như vậy thì trong điều kiện nước ta (nhiệt đới) không nên dùng cát làm lớp móng dưới cùng vì cát rỗng tạo điều kiện thuận lợi cho việc tích tụ ẩm, đồng thời cát có cường độ thấp không góp phần vào việc chịu tải đáng kể, lại gây khó khăn cho việc thi công các lớp phía trên nó. Nếu dùng lớp cát đệm này thì nhất thiết phải xây dựng hệ thống rãnh xương cá thật tốt để thoát nước lòng đường. Ở các nước xứ lạnh, do bị hiện tượng đông chướng về mùa đông, tan băng về mùa xuân, nước trong nền đường lúc đó cần thoát nhanh ồ ạt ra ngoài nên thường bắt buộc phải dùng lớp cát đệm kèm hệ thống thoát nước hút khô nền đường hoàn chỉnh với chất lượng cao.

3 – Trừ trường hợp bố trí kết cấu ngược đối với mặt đường mềm, về môđun và cường độ các lớp vật liệu trong kết cấu thì từ trên tầng phủ xuống dưới nền đất nên bố trí giảm dần để phù hợp với trạng thái phân bố ứng suất (hình 10 – 1), như vậy dễ hạ giá thành xây dựng. Tuy nhiên, cường độ các lớp trên không nên cao hơn lớp dưới liền nó quá 3,0 lần về môđun đàn hồi và tỉ số môđun đàn hồi của nền đất và tầng móng nên nằm trong khoảng 0,08 ÷ 0,40 ; cả kết cấu cũng không nên bố trí quá nhiều lớp vật liệu để tránh gây phức tạp và kéo dài thời gian khai triển dây chuyền công nghệ thi công (nếu môđun các lớp mặt và móng chênh nhau quá lớn thì ở đáy lớp mặt thường sẽ xuất hiện ứng suất khá lớn).

Thông thường môđun của các lớp nên đạt các yêu cầu dưới đây :

– nền đường nên có môđun đàn hồi $E_o \geq 200$ daN/cm^2 hoặc chỉ tiêu CBR ≥ 6 ÷ 7% (chỉ tiêu CBR xin xem ở chương 11) ;

– lớp đáy áo đường nên có $E \geq 500$ daN/cm^2 hoặc CBR = 10 ÷ 15 ;

– lớp móng dưới nền có CBR ≥ 30 ;

– lớp móng trên nên có CBR ≥ 80 ;

(CBR : California Bearing Ratio)

4 – Để bảo đảm cường độ và tính ổn định cường độ cao, khi thiết kế cấu tạo áo đường phải luôn nắm vững quan điểm *thiết kế tổng thể nền mặt đường* và *nguyên tắc tạo một kết cấu kín* (hạn chế sự thâm nhập của mọi nguồn ẩm vào áo đường và khu vực tác dụng của nền đường từ mọi phía), tức là luôn chú trọng đề ra các biện pháp thích đáng để nâng cao cường độ và tính ổn định cường độ của nền đất phía dưới áo đường, tạo điều kiện cho nền đất tham gia chịu lực với áo đường đến mức tối đa, từ đó giảm được bề dày của áo đường (nhất là với áo đường mềm) và hạ giá thành xây dựng áo đường. Ngay với áo đường cứng, dù cường độ chủ yếu dựa vào sức chống uốn của tấm bêtông xi măng nhưng nếu nền đất bị thấm ẩm và cường độ không đồng đều thì sẽ phát sinh tích luỹ biến dạng dư khi chịu tải và dẫn đến chóng phá hoại tấm như trên đã nói. Như vậy, khi chọn phương án kết cấu áo đường thì đồng thời phải xét tới việc áp dụng các biện pháp *cải thiện chế độ thuỷ nhiệt nền đường* như đã trình bày ở chương 9 : tăng cường đầm nén đất nền đường, nâng cao đáy áo đường so với mức nước ngầm, tăng bề rộng lề đường để mép áo đường cách đủ xa nước ngập hai bên, làm các lớp cách nước, cách hơi... tuỳ theo điều kiện địa hình, địa chất và thuỷ văn. Hiệu quả của các biện pháp ấy là giảm được độ ẩm tính toán của nền đất tạo điều kiện cho nền đất biến cứng dưới tác dụng của tải trọng trùng phục, do đó cường độ tính toán của nó được tăng lên, dẫn đến giảm được bề dày áo đường và phương án kết cấu tổng thể nền mặt đường được chọn sẽ là phương án có tổng giá thành xây dựng áo đường và nền đường ít nhất trong khi vẫn bảo đảm cường độ yêu cầu chung của cả kết cấu.

Ngày nay, khi thiết kế cấu tạo, bố trí các tầng, lớp áo đường, người ta còn chú ý đến các đặc trưng nhiệt lí của các lớp vật liệu và quy luật phân bố biến đổi nhiệt độ trong các lớp áo đường hàng ngày, hàng mùa và hàng năm. Để tránh cho áo đường khỏi bị nứt thì cần bố trí các lớp vật liệu kề nhau không quá chênh lệch về độ cứng và về các đặc trưng nhiệt lí (như về hệ số dẫn nhiệt, hệ số truyền nhiệt độ, hệ số dẫn nhiệt). Điều này đặc biệt cần chú trọng đối với các lớp phía trên thuộc tầng mặt. Ngoài ra, tổng bề dày áo đường nên lớn hơn bề sâu tắt biên độ dao động nhiệt độ ngày đêm để tránh hiện tượng ngưng tụ hơi dưới đáy áo đường làm ẩm ướt mặt nền đất dẫn đến giảm cường độ nền đất.

5 – Thông qua phân tích trạng thái ứng suất – biến dạng thông qua lời giải của hệ nhiều lớp đàn hồi, hiện cũng đã rút ra được một số nhận xét có liên quan đến việc bố trí các lớp kết cấu áo đường :

– nếu môđun đàn hồi của nền đất tăng 20% thì hiệu quả giảm độ võng chung của cả kết cấu sẽ tương đương với việc môđun đàn hồi của tầng móng tăng thêm 100%. Qua đó có thể thấy hiệu quả lớn của việc cải thiện phân bố ẩm để tăng cường độ nền đất trong phạm vi khu vực tác dụng ;

– tăng môđun của tầng móng là cần thiết nếu muốn giảm ứng suất kéo – uốn ở đáy tầng mặt ; nên bố trí bề dày tầng móng không dưới 2d và bề dày tầng mặt không nên nằm trong khoảng 0,5 ÷ 1,0d (d là bán kính của một vệt bánh trong cụm bánh đôi trục sau ; với xe trục tiêu chuẩn 10 tấn thì d = 10,5 ÷ 11cm).

– Không nên bố trí bề dày tầng mặt chỉ bằng 1 lớp bêtông nhựa dày 4 ÷ 6cm mà tổng bề dày các lớp mặt rải nhựa phải ít nhất là 15cm với đường cao tốc và 10cm với các đường cấp 60 trở lên.

– Việc tăng bề dày áo đường sẽ không làm giảm được ứng suất cắt lớn nhất τ_{max} xuất hiện ở lớp mặt trên cùng ; để tránh lớp mặt trên bị phá hoại do ứng suất loại này thì biện pháp chủ yếu là phải dùng vật liệu lớp mặt có cường độ chống cắt trượt cao (dùng nhựa cải tiến...).

Khái niệm và cách tính toán các loại ứng suất – biến dạng trong kết cấu áo đường xin xem ở chương 11.

6 – Bề dày các tầng, lớp trong kết cấu áo đường được quyết định thông qua tính toán, tuy nhiên về mặt cấu tạo cũng có những yêu cầu nhất định.

– Vì đất tiền nền các lớp càng ở trên càng nên làm mỏng đến mức tối thiểu trong khi các lớp dưới rẻ tiền nên tăng bề dày.

– Bề dày mỗi lớp không nên vượt quá bề dày có thể lèn ép được (tương ứng với các loại công cụ lèn ép sẵn có). Nếu vượt quá thì cùng một lớp vật liệu lại phải thi công 2 lần, do đó chỉ hợp lí khi bề dày chọn gần với bội số của bề dày có thể lèn ép được.

– Bề dày tối thiểu mỗi lớp vật liệu phải bảo đảm lớn hơn cỡ hạt cốt liệu lớn nhất được sử dụng trong nó 1,25 ÷ 1,40 lần. Do đó, xét về mặt cấu trúc vật liệu và để thi công thuận lợi (dễ hình thành cường độ), bề dày tối thiểu các lớp vật liệu áo đường thường lấy như ở bảng 10 – 3.

Bảng 10 – 3

BỀ DÀY TỐI THIỂU CÁC LỚP CẤU TẠO ÁO ĐƯỜNG

Lớp vật liệu áo đường	Bề dày tối thiểu (cm)
– Lớp hao mòn bằng vữa nhựa	1
– Bê tông át phan cát hoặc hạt nhỏ	3
– Bê tông át phan hạt vừa, hạt lớn	4 ÷ 5
– Đá dăm thâm nhập nhựa nửa chừng hoặc thâm nhập nhẹ	5
– Đá dăm thâm nhập sâu	8
– Đá dăm, sỏi cuội gia cố xi măng	10
– Đất hoặc vật liệu ít đá gia cố chất liên kết vô cơ hoặc hữu cơ	10
– Đá dăm hoặc sỏi cuội trên móng cát (không nên sử dụng)	15
– Đá dăm hoặc sỏi trên móng đá hoặc đất gia cố	8 ÷ 10

Chú ý rằng cùng 1 loại vật liệu nhưng nếu làm trên lớp phía dưới rời rạc ít cứng thì bề dày tối thiểu càng phải lớn vì nếu không, khi lu lèn sẽ rất khó chặt do áp lực lu truyền xuống lớp đó lớn hơn sức chịu đựng của nó.

Tầng mặt bêtông nhựa hoặc hỗn hợp nhựa, trong trường hợp đặt trực tiếp trên lớp đất hoặc đá gia cố chất liên kết vô cơ thì không được quá mỏng để tránh phát sinh các kẽ nứt trên bề mặt áo đường do sự co dãn của lớp đất đá gia cố phía dưới dưới tác dụng thay đổi nhiệt độ theo thời gian. Ở các nước hiện quy định trường hợp này lớp trên không được mỏng hơn 12 ÷ 15cm ; ở Pháp là 6,0 ÷ 8,0cm. Ở nước ta, trong điều kiện khí hậu nhiệt đới, vấn đề này chưa được nghiên cứu và hiện cũng tạm quy định là 6 ÷ 8cm.

Tóm lại, để bảo đảm kết cấu áo đường đủ cường độ, đạt yêu cầu về tính ổn định nước và ổn định nhiệt cũng như các phẩm chất sử dụng khác, khi thiết kế cấu tạo cần nắm vững nhiệm vụ, chức năng của mỗi tầng, lớp kết cấu, đồng thời phải nắm vững các điều kiện

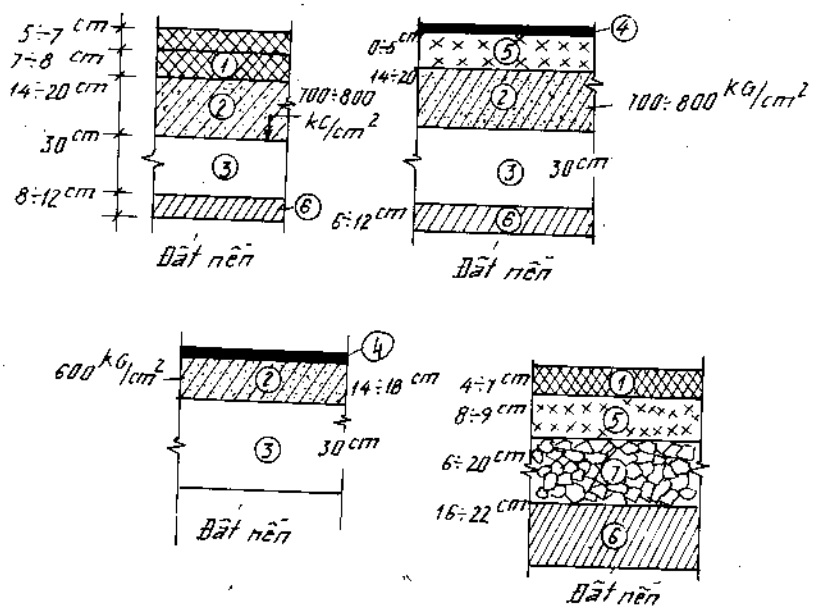
thực tế cụ thể về khí hậu, địa chất, thuỷ văn, vật liệu xây dựng, thời gian bất lợi và trạng thái bất lợi về ẩm và nhiệt đối với nền, mặt đường. Khi thiết kế cấu tạo áo đường cũng phải chú trọng các quan điểm thiết kế tổng thể nền mặt đường, quan điểm phân kì đầu tư để nâng cao hiệu quả sử dụng vốn, quan điểm tận dụng vật liệu tại chỗ để giảm chi phí vận chuyển và giảm mức sử dụng ngoại tệ, quan điểm tạo thuận lợi cho thi công và duy tu, sửa chữa, cải tạo tăng cường áo đường trong quá trình khai thác sau này.

Dưới đây là một số ví dụ cấu tạo kết cấu áo đường :

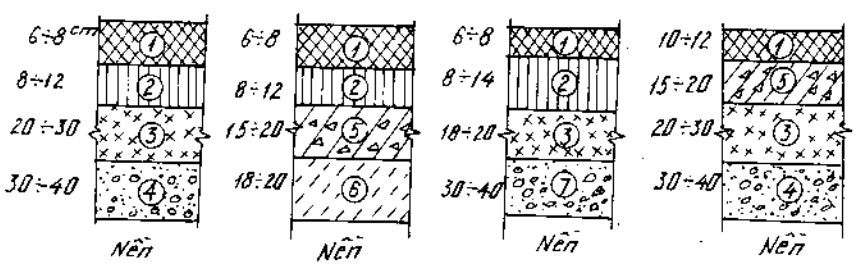
– Cấu tạo áo đường cứng, bêtông xi măng đổ tại chỗ hình 10 – 3, 10 – 8, 10 – 9.

– Cấu tạo áo đường cứng bêtông lắp ghép (xem chương 12).

– Một số cấu tạo áo đường mềm kín cả trên và dưới có lợi về chế độ thuỷ nhiệt (tạo điều kiện tăng cường độ nền, kết cấu tổng thể nền mặt đường rẻ), hình 10 – 10.

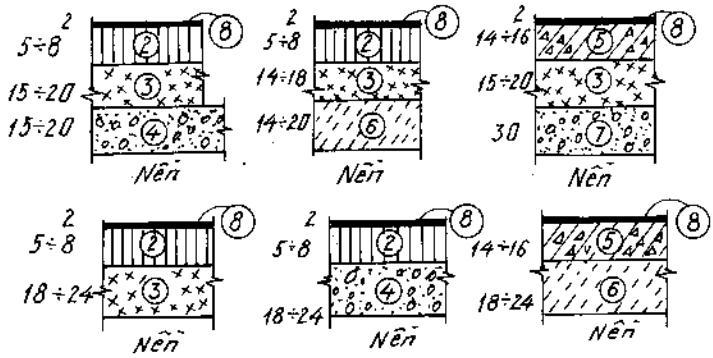


Hình 10 – 10. Các kết cấu áo đường mềm cấu tạo kín (lề đường đủ rộng để nước ngập không thấm vào vùng dưới đáy áo đường) : 1 – bêtông nhựa ; 2 – đất hoặc đá gia cố chất liên kết vô cơ ; 3 – đất nền chặt với hệ số đầm nén K = 1,02 ÷ 1,04 ; 4 – lớp tráng nhựa ; 5 – lớp thấm nhập nhựa ; 6 – đất gia cố chất liên kết vô cơ hoặc hữu cơ ; 7 – cấp phối đá dăm.

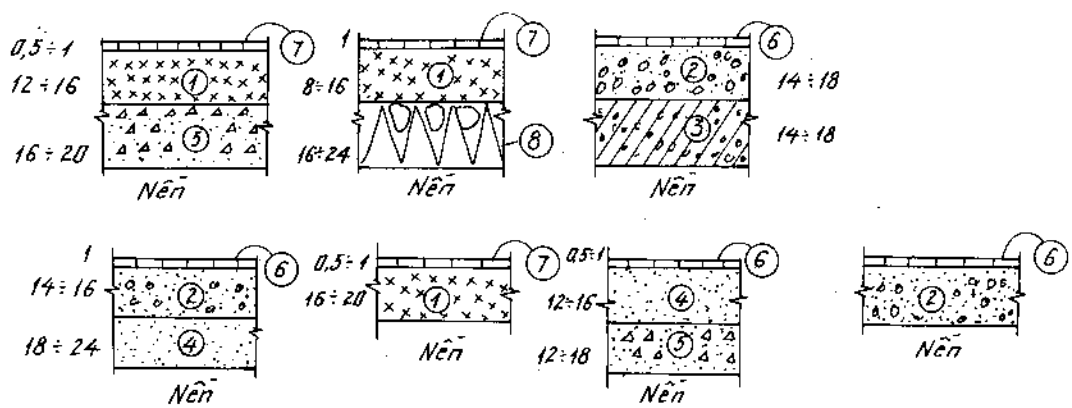


Hình 10 – 11. Kết cấu áo đường mềm cấp cao.
1 – bêtông át phan ; 2 – đá dăm đen, sỏi cuội đen hoặc thấm nhập nhựa ; 3 – cấp phối đá dăm ; 4 – cấp phối đồi ; 5 – đá gia cố chất liên kết vô cơ ; 6 – đất gia cố vôi hay cát gia cố xi măng ; 7 – lớp đáy áo đường (bề dày các lớp tính bằng cm).

– Một số cấu tạo áo đường mềm cấp cao (hình 10 – 11), cấp cao thứ yếu (hình 10 – 12), cấp quá độ và cấp thấp (hình 10 – 13)



Hình 10 – 12. Kết cấu áo đường cấp cao thứ yếu.
1 ÷ 7 – kí hiệu như ở hình 10 – 11 ; 8 – lớp tráng nhựa (bề dày các lớp là cm).



Hình 10 – 13. Kết cấu áo đường cấp quá độ và cấp thấp.

1 – cấp phối đá dăm ; 2 – cấp phối tốt nhất ; 3 – đá, đất gia cố chất liên kết vô cơ ; 4 – đất cải thiện hạt đầm nén chặt ; 5 – gạch vỡ, xỉ lò cao, đá yếu hoặc sỏi cuội ; 6 – lớp hao mòn có đất dính ; 7– lớp bảo vệ rời rạc (cát hoặc đá mạt) ; 8 – đá ba (kích thước các lớp là cm).

Chương 11

TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ (BỀ DÀY) ÁO ĐƯỜNG MỀM

Yêu cầu về mặt cường độ đối với kết cấu áo đường đã được nói rõ ở mục 10.1 chương 10. *Nội dung vấn đề tính toán cường độ áo đường mềm* có thể tóm tắt như sau : Với một kết cấu áo đường mềm có nhiều tầng, lớp làm bằng các vật liệu khác nhau (bao gồm cả nền đất) thì sức chịu tải của nó là bao nhiêu và bằng cách nào tính ra được sức chịu tải đó (tức là bằng cách nào tính được cường độ của nó). Ngược lại, nếu biết yêu cầu về tải trọng tác dụng (biết yêu cầu về cường độ) và biết cấu tạo tầng, lớp áo đường mềm thì bằng cách nào tính ra được bề dày của mỗi tầng, lớp, trong kết cấu đó để khi chịu tải toàn kết cấu không bị phá hỏng nói chung và mỗi tầng, lớp đều không bị phá hỏng nói riêng. Như vậy, về mặt cơ học, đây là bài toán cường độ của hệ nhiều lớp bán không gian và muốn giải quyết được nó rõ ràng ta phải biết : Tính chất của tải trọng xe chạy tác dụng, đặc tính chịu tải (hay cơ chế làm việc dưới tác dụng xe chạy) của nền đất và vật liệu làm các lớp áo đường cũng như phải biết được mối quan hệ giữa cường độ và các trạng thái, các hình thức phá hoại của kết cấu áo đường, để định ra yêu cầu về cường độ. Các vấn đề này đều rất phức tạp, ví dụ như : vật liệu và nền đất đều thường là loại có tính đàn hồi, dẻo, nhớt. Như vậy biến dạng của nó sẽ ra sao khi nó chịu một loại tải trọng vừa động, vừa trùng phục, vừa tức thời do ôtô gây ra ; hoặc trạng thái giới hạn của áo đường (trạng thái coi như áo đường bị hỏng) dùng để tính toán cường độ sẽ là trạng thái nào, trong khi thực tế hiện tượng phá hoại mặt đường có rất nhiều kiểu khác nhau. Vì tính chất rộng lớn và phức tạp của vấn đề nên trong phạm vi giáo trình chỉ tập trung trình bày một số khái niệm cơ bản có liên quan và chủ yếu là trình bày về phương pháp tính toán cường độ mặt đường mềm đang và sẽ được dùng ở nước ta.

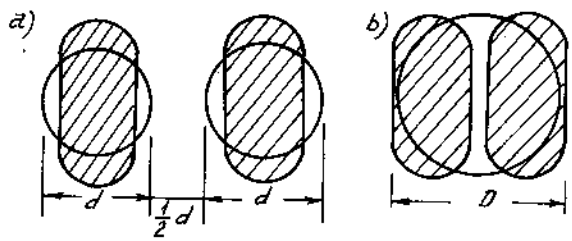
11.1. ĐẶC ĐIỂM CỦA TẢI TRỌNG XE CHẠY TÁC DỤNG LÊN MẶT ĐƯỜNG VÀ ẢNH HƯỞNG CỦA NÓ ĐẾN CƠ CHẾ LÀM VIỆC CỦA NỀN ĐẤT VÀ VẬT LIỆU ÁO ĐƯỜNG

11.1.1. Tải trọng tác dụng lên mặt đường lớn hay nhỏ phụ thuộc vào trọng lượng của trục sau ôtô. Các xe tải nói chung thường có trọng lượng trục sau chiếm 3/4 trọng lượng toàn bộ của xe.

Tải trọng một bánh phải chịu sẽ thông qua khối hơi ép ở trong săm truyền ra khỏi lốp rồi mới truyền đến mặt đường. Vì vậy kích thước và độ cứng của lốp cũng là nhân tố quan trọng quyết định vệt tiếp xúc của bánh xe với mặt đường. Vệt tiếp xúc này trên thực tế đo được là hình êlip (Hình 11 – 1).

Để tiện tính toán áp lực bánh lên mặt đường và tiện mô phỏng thực nghiệm đo ép cường độ áo đường, người ta xem tiếp xúc đó gần đúng là một hình tròn có diện tích bằng diện tích thực tế (đã trừ các khe hở do các kẽ hình khía ở ngoài mặt lốp) của hình êlíp tiếp xúc.

Đường kính của vòng tròn gần đúng này thường kí hiệu là D đối với trường hợp một bánh đôi có 2 vệt tiếp xúc đổi về một vòng tròn (hình 11 – 1b), hoặc kí hiệu là d đối với trường hợp mỗi vệt tiếp xúc quy đổi về một vòng tròn nhỏ (một bánh đôi đổi về 2 vòng tròn nhỏ đường kính d thường có khoảng cách giữa chúng là $\frac{1}{2}$d như ở hình 11 – 1a). (Muốn đo được diện tích tiếp xúc thực tế của vệt bánh xe nào đó thì chỉ việc in hình vệt bánh xe lên 1 tờ giấy kẻ li bôi dầu, mỡ rồi dùng máy đo diện tích hay dùng cách đếm ô để tính diện tích tiếp xúc tổng cộng).



Hình 11 – 1. Vệt tiếp xúc của bánh xe với mặt đường.
a – bánh đôi có vệt tiếp xúc đổi về hai vòng tròn nhỏ đường kính d.
b – bánh đôi có vệt tiếp xúc đổi về một vòng tròn có đường kính D.

Ở một số nước khi tính toán cường độ áo đường hiện đã sử dụng sơ đồ 11 – 1a để mô hình hoá tác dụng của tải trọng bánh xe lên mặt đường. Còn ở nước ta và nhiều nước khác hiện lại vẫn sử dụng sơ đồ 11 – 1b. Do vậy dưới đây chỉ đề cập đến việc tính toán theo sơ đồ 11 – 1b.

Vì độ cứng của lớp nên áp lực truyền xuống mặt đường p (kG/cm^2) thực tế sẽ khác áp lực hơi ở trong săm p_o (càng cứng thì diện tích tiếp xúc càng bé) ; do đó :

$$p = \alpha p_o \qquad (11 - 1)$$

α là hệ số kể đến độ cứng của lốp.

Vì p có thể xác định được bằng cách chia tải trọng bánh sau P (kG) của ôtô cho diện tích tiếp xúc thực tế đã đo được, còn p_o cũng đo trực tiếp được, do đó xác định được α ; thông thường $\alpha = 0,9 \div 1,3$; khi tính toán dùng $\alpha = 1,1$.

Như vậy cũng có thể tính được D (cm) :

$$D = \sqrt{\frac{4P}{\pi p}} \approx 1,08\sqrt{\frac{P}{p}} \qquad (11 - 2)$$

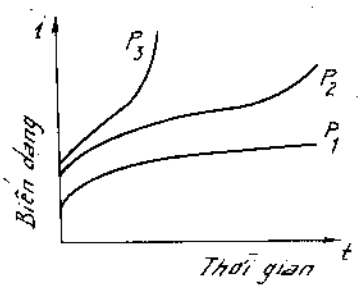
trong đó : P được tính bằng $\frac{1}{2}$ tải trọng trục sau. Trị số p và D của các loại xe hay dùng ở Việt Nam có thể tra tìm ở các quy trình hoặc sổ tay thiết kế ; Áp lực truyền lên mặt đường của các loại xe tải thông thường từ 4 ÷ 6 (kG/cm^2), tuy nhiên trị số D của chúng thì thay đổi nhiều tuỳ thuộc tải trọng xe. Cần chú ý rằng trị số D có ảnh hưởng lớn đến cường độ kết cấu mặt đường vì nếu D càng lớn thì áp lực bánh xe truyền xuống càng sâu, do đó các tầng phía dưới cũng như nền đất trong kết cấu áo đường sẽ phải tham gia chịu lực nhiều.

Tải trọng xe chạy trên mặt đường sinh ra lực thẳng đứng và ngang như đã nói ở 10.1 và hình 10 – 1 (chương 10), trong đó lực ngang chỉ ảnh hưởng và ảnh hưởng nghiêm trọng đến riêng cường độ của tầng mặt, do đó hiện nay tính toán cường độ chung của kết cấu áo

đường chỉ tính với tác dụng của lực thẳng đứng truyền xuống sâu ; còn chỉ xét đến tác dụng của lực ngang khi tính toán cường độ và độ ổn định của tầng mặt (phương hướng nghiên cứu hiện nay là tìm cách đánh giá định lượng khả năng chống lại tác dụng phá hoại tổng hợp của lực thẳng đứng và lực ngang đối với tầng mặt).

11.1.2. Tải trọng xe chạy tác dụng lên mặt đường có đặc điểm là một *lực tác dụng động, đột ngột tức thời và trùng phục nhiều lần.* Khi xe chạy thì thời gian tác dụng của tải trọng trên vệt bánh rất ngắn (với tốc độ 50 km/h thì chỉ là 0,02 ÷ 0,05s). Do tác dụng phân bố của mặt đường nên thời gian tác dụng trên nền đất mỗi lần xe chạy qua có dài hơn (khoảng 0,1 ÷ 0,2s) ; trong thời gian tác dụng đó trị số tải trọng lại thay đổi : tăng từ 0 đến p rồi lại giảm từ p đến 0. Sự thay đổi trị số này được đặc trưng bằng tốc độ thay đổi tác dụng (hay thay đổi ứng suất), ví dụ với nền đất tốc độ này khoảng là (1 ÷ 20 kG/cm^2) trong 1 giây, thêm vào đó khi xe chạy trên đường không bằng phẳng lại sinh hiện tượng xung kích, bánh xe nảy lên khỏi mặt đường khiến cho trị số tải trọng tác dụng cũng thay đổi từ 0 (khi xe nảy lên) cho đến gấp 2 và lớn hơn (khi bánh xe rơi xuống) cùng với tác dụng xung kích.

Như vậy kể cả ảnh hưởng động, áp lực lớn nhất lên mặt đường có thể tới 6 ÷ 7 kG/cm^2. Quá trình tác dụng như vậy trên mặt đường cứ lặp đi lặp lại nhiều lần (bánh xe của trục trước và trục sau tác dụng chỉ cách nhau 3 ÷ 4sec) với các xe nặng nhẹ khác nhau và với tần suất tác dụng không đều (lúc thì liên tục tác dụng lúc thì gián đoạn lâu). Tải trọng xe chạy tác dụng với các đặc điểm kể trên có ảnh hưởng rất lớn đến sự làm việc của đất nền và các lớp áo đường (là những vật liệu có tính đàn hồi dẻo, nhớt) cụ thể là ảnh hưởng đến trị số biến dạng và khả năng chống biến dạng của chúng. Ta biết rằng, hiện tượng lưu biến là đặc trưng biến dạng của vật liệu có tính dính nhớt và hỗn hợp có chất liên kết hữu cơ, do đó khi thời gian tác dụng của tải trọng khác nhau thì biến dạng do nó gây ra trong đất và các loại vật liệu đó cũng sẽ khác nhau như mô tả ở hình 11 – 2.

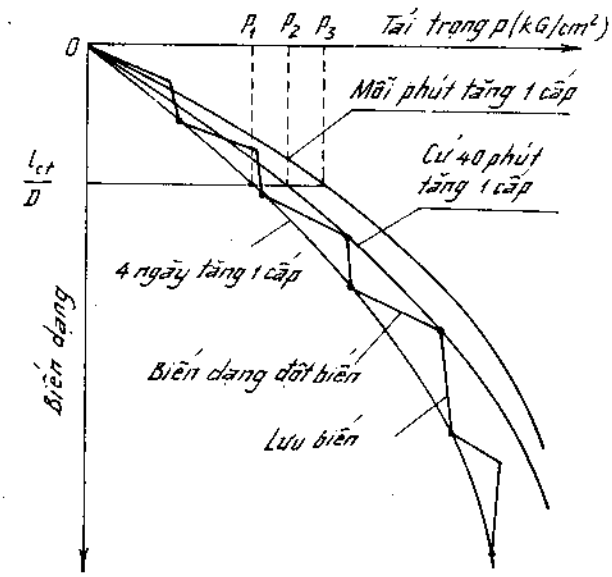


Hình 11 – 2. Hiện tượng lưu biến l = f(t) khi trị số tải trọng tác dụng thay đổi $P_1 < P_2 < P_3$.

Qua các kết quả thực nghiệm miêu tả ở hình 11 – 2 có thể thấy cùng trị số tải trọng tác dụng nhưng thời gian tác dụng lâu thì biến dạng càng lớn, hơn nữa nếu trị số tải trọng lớn nhỏ khác nhau thì quy luật biến dạng cũng khác nhau : Khi tải trọng nhỏ (P_1) thì tốc độ biến dạng ngày càng giảm đi, các lỗ rỗng trong đất cũng ngày càng giảm đi, đất đi vào trạng thái biến cứng (đây chính là hình ảnh của quá trình lu lèn tác dụng với tốc độ chậm để tăng cường độ của đất) ; ngược lại khi P lớn (P_3) thì sau khi tích luỹ biến dạng đến một trị số nhất định tốc độ biến dạng đột ngột tăng lên và đất sẽ đi vào trạng thái phá hoại. Như vậy rõ ràng cường độ (khả năng chịu biến dạng) của đất (hay vật liệu dính nhớt) là phụ thuộc vào thời gian tác dụng của tải trọng. *Tải trọng tác dụng càng lâu thì cường độ của đất càng nhỏ đi tương đối.* Đây chính là cơ sở ngày nay các nước đi tới tính toán cường độ áo đường mềm với các thông số tính toán theo tác dụng của tải trọng động (thời gian tác dụng ngắn) và theo tác dụng của tải trọng tĩnh, (thời gian tác dụng lâu) là khác nhau.

Ý nghĩa của vấn đề này còn có thể thấy rõ hơn qua kết quả thí nghiệm ép lún (bằng tấm ép trên đường kính D) trên đất và vật liệu áo đường như miêu tả ở hình 11 – 3.

Trên hình 11 – 3, biến dạng sinh ra sau mỗi cấp tải trọng thực chất là gồm 2 bộ phận biến dạng, một bộ phận biến dạng tức thời (đột biến) sinh ra ngay khi tải trọng tác dụng lên đất và một bộ phận là do lưu biến trong thời gian cấp tải trọng này giữ nguyên. Do có phần biến dạng lưu biến nên *tốc độ tăng tải* càng chậm (trên đường là lúc ôtô chạy với tốc độ chậm) thì biến dạng do nó gây ra càng lớn, đường cong biến dạng trên hình 11 – 3 càng nằm lùi xuống dưới (xa trục hoành hơn) và rõ ràng tương ứng với một trị số biến dạng tương đối.



Hình 11 – 3. Đường cong biến dạng tổng cộng của thí nghiệm ép lún lúc tải trọng tăng từng cấp với tốc độ đều.

$\frac{l_{tc}}{D}$ như nhau, tải trọng P sẽ khác nhau, dẫn tới trị số môđun biến dạng E_{bd} của đất (hoặc vật liệu) sẽ khác nhau.

$$E_{bd} = \frac{P.D}{l_{tc}} \; ; \; kG/cm^2 \qquad (11-3)$$

Môđun biến dạng chính là đặc trưng cho khả năng chống biến dạng của đất (hoặc vật liệu) và trên thực tế thường cũng dùng nó đặc trưng cho cường độ của đất (hoặc vật liệu) và cả kết cấu áo đường (vì nếu E lớn thì chứng tỏ áo đường có thể chịu được tải trọng lớn trong khi biến dạng nhỏ, đồng thời E lớn cũng có nghĩa là độ cứng của vật liệu hoặc áo đường là lớn).

Nếu khi thí nghiệm ép lún chúng ta không đo biến dạng tổng cộng tương ứng với mỗi cấp tải trọng như ở hình 11 – 3; mà chỉ đo trị số biến dạng hồi phục l_{dh} sau khi dỡ tải ứng với mỗi cấp tải trọng, thì ta sẽ được đường biến dạng hồi phục (đàn hồi) và từ đó cũng có thể xác định được trị số môđun loung.

$$E_{yo} = \frac{PD}{l_{dh}} \; ; kG/cm^2 \qquad (11-4)$$

và trị số môđun đàn hồi (có xét đến tác dụng hạn chế nở hông đối với trị số biến dạng thẳng đứng khi ép lún) :

$$E = \frac{E_{yo}}{1-\mu^2} \qquad (11-5)$$

μ là hệ số Poátxông của đất hoặc vật liệu.

Thí nghiệm chứng tỏ biến dạng hồi phục (đàn hồi) cũng gồm bộ phận lưu biến tương tự như trên (tiếp tục hồi phục theo thời gian sau khi đã hồi phục tức thời lúc dỡ tải) vì thế

những nhận xét nói trên đối với thông số môđun biến dạng cũng hoàn toàn đúng với thông số môđun đàn hồi.

Hiện nay ở nhiều nước có đề nghị tính toán cường độ áo đường với tác dụng của tải trọng động ở các đoạn đường giữa các trạm dừng xe (tốc độ xe chạy nhanh) và khi tính toán tương ứng sẽ dùng trị số môđun đàn hồi của đất nền (và vật liệu) theo kết quả thí nghiệm ép lún với tải trọng tác dụng ngắn là 0,1 sec. Còn đối với các đoạn xe chạy chậm hoặc dừng xe như ở trước chỗ giao nhau, chỗ đỗ ôtô buýt và trôlâybuýt thì tính toán cường độ áo đường với tác dụng của tải trọng tĩnh và tương ứng sẽ dùng trị số môđun đàn hồi tĩnh (thí nghiệm ép lún với thời gian gia tải ≥ 10 phút).

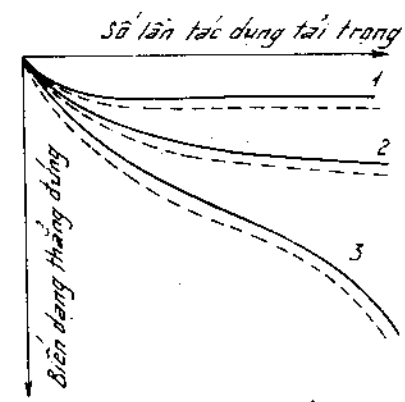
Vì ảnh hưởng của thời gian tác dụng của tải trọng đến cường độ (hoặc khả năng chịu biến dạng) của đất (hoặc vật liệu) là rất đáng kể như trên mô tả, nên khi tiến hành thí nghiệm đánh giá cường độ của đất, của vật liệu hoặc của cả áo đường bằng phương pháp ép lún cần nghiêm ngặt tuân theo các quy định về tốc độ gia tải, thời gian giữ nguyên tải trọng trên tấm ép, thời gian chờ để biến dạng hồi phục khi dỡ tải (trước khi tiếp tục gia tải). Nếu các thời gian đó khác nhau thì sẽ dẫn tới trị số môđun đàn hồi hoặc môđun biến dạng xác định được là khác nhau.

Thí nghiệm cũng chứng tỏ rằng những ảnh hưởng nói trên đối với các loại đất cát, các loại vật liệu rời và cứng (đá dăm hoặc đất, đá gia cố chất liên kết vô cơ) là rất ít không đáng kể ; nghĩa là ảnh hưởng của thời gian tác dụng của tải trọng đến trị số biến dạng hoàn toàn là do tính dính – nhớt của vật liệu và đối với các loại vật liệu có tính dính – nhớt lớn thì càng phải chú ý đến những ảnh hưởng đó.

Tính chất động và trùng phục của tải trọng xe chạy trên mặt đường cũng có ảnh hưởng quan trọng đến cơ chế làm việc của vật liệu và đất nền. Ngoài những ảnh hưởng với đất nền như đã nói ở mục 9.1 chương 9, dưới tác dụng của tải trọng động và trùng phục đất và vật liệu sẽ phát sinh hiện tượng mỏi và hiện tượng *tích luỹ biến dạng dư* (đặc biệt với vật liệu có tính dẻo lớn thì tích luỹ biến dạng dư càng lớn).

Hiện tượng mỏi thể hiện ở chỗ các chỉ tiêu cường độ của vật liệu (hoặc đất) như sức chống cắt, sức chịu kéo uốn... của chúng khi chịu tải trọng động và trùng phục sẽ giảm đi so với khi chịu tác dụng tải trọng tĩnh 1 lần. Chẳng hạn như với vật liệu đá gia cố xi măng dùng làm lớp trên của áo đường, thì theo nghiên cứu thực nghiệm của Viện nghiên cứu cầu đường nước Pháp, khi chịu tác dụng tải trọng động trùng phục nhiều lần, cường độ của chúng giảm đi chỉ còn bằng khoảng 0,6 cường độ khi chịu tải trọng tĩnh tác dụng một lần.

Hiện tượng tích luỹ biến dạng dư thể hiện ở chỗ : Bộ phận biến dạng không phục hồi được của đất hoặc vật liệu sẽ ngày càng tăng thêm theo số lần tác dụng của tải trọng trùng phục có tính chu kì như thực nghiệm miêu tả ở hình 11 – 4.



Hình 11 – 4. Quy luật biến dạng của vật liệu hoặc đất nền khi chịu tải trọng trùng phục.

------ biến dạng tổng cộng ;

——— biến dạng dư (hay biến dạng dẻo hoặc biến dạng không phục hồi được) ;

1 – biến cứng ; 2 – biến cứng sau khi đạt đến trạng thái cân bằng mới ;

3 – phá hoại.

Trên hình 11 – 4 cũng thấy rõ : Trạng thái cuối cùng của vật liệu hay nền đất khi chịu tải trọng trùng phục có thể xảy ra khác nhau. Nếu dưới tác dụng của mỗi lần trùng phục, trong đất hoặc vật liệu *phát sinh ứng suất cắt vượt quá cường độ chống trượt* thì biến dạng dẻo sẽ không ngừng phát sinh và tích luỹ lại cho đến khi biến dạng dẻo đó phát triển ra cả trong một phạm vi lớn thì vật liệu đi vào trạng thái phá hoại như trường hợp đường 3 ở hình 11 – 4. Đường 2 là ứng với trạng thái phát sinh trượt dẻo nhưng chỉ giới hạn trong một phạm vi nhất định và sau đó do các điều kiện thuận lợi (như đã nói ở 9.1) lại trở nên biến cứng (biến dạng không tích luỹ thêm nữa dù số lần tác dụng tải trọng tiếp tục tăng lên).

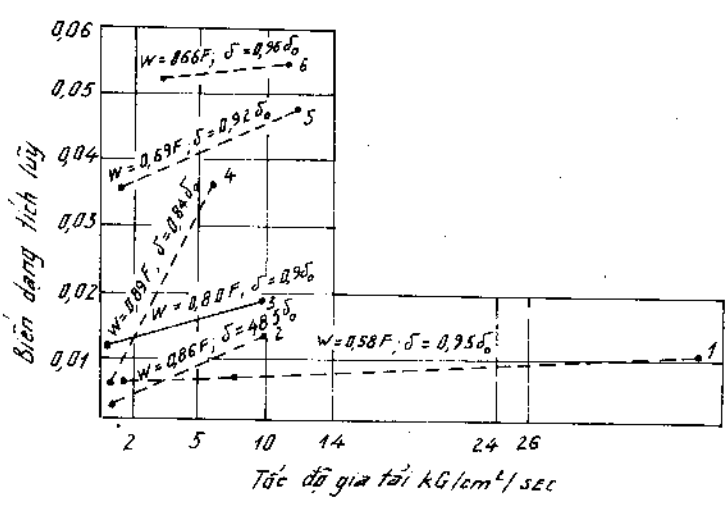
Chú ý rằng lúc này khi biến cứng, biến dạng cũng đã tích luỹ đến một trị số lớn nhất định vượt quá biến dạng dẻo do vật liệu bị ép chặt thêm ở trường hợp 1. (Khác với trường hợp 1, trường hợp 2 là biến cứng sau khi tích luỹ biến dạng dư đến một trị số nhất định).

Như vậy, dưới ảnh hưởng của tải trọng trùng phục trong đất và vật liệu (tức là trong kết cấu áo đường) luôn luôn tích luỹ biến dạng dẻo. Tuy vậy cuối cùng chúng sẽ biến cứng hoặc phá hoại là tuỳ thuộc nhiều điều kiện như trị số, tốc độ gia tải của tải trọng trùng phục và trạng thái ẩm (các điều kiện này đối với đất đã trình bày ở 9.1).

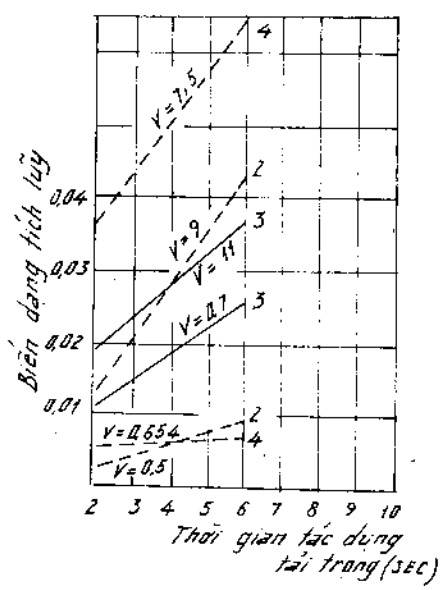
Nhiều kết quả thí nghiệm (ví dụ như miêu tả ở hình 9 – 1 chương 9), chứng tỏ rằng : muốn bảo đảm đất không bị phá hoại dưới tác dụng của tải trọng trùng phục thì trị số tải trọng trùng phục tác dụng p phải nhỏ hơn trị số tải trọng phá hoại tĩnh giới hạn p_{gh}, tức là :

$$K = \frac{p_{gh}}{p} > 1,0 \qquad (11 - 6)$$

Cũng theo thực nghiệm thì thấy : nếu tốc độ gia tải của tải trọng càng lớn và thời gian tác dụng mỗi lần gia tải càng lớn thì cường độ tích luỹ biến dạng càng tăng như trên hình 11 – 5 và 11 – 6 (hiện tượng này đúng với cả trường hợp sẽ biến cứng – 2 hoặc phá hoại –3).



Hình 11 – 5. Ảnh hưởng của tốc độ gia tải đối với trị số tích luỹ biến dạng ; ——— đối với á cát nhỏ ; ---- đối với đất á sét bụi ; 1, 2, 3, 4, 5, 6 là số hiệu mẫu ; trị số biến dạng tích luỹ là kể đến khi đất biến cứng ; W – độ ẩm ; F – giới hạn nhão ; δ – dung trọng khô ; δ_0 – độ chặt tiêu chuẩn.



Hình 11 – 6. Ảnh hưởng của thời gian tác dụng tải trọng đến trị số tích luỹ biến dạng.
v – tốc độ gia tải ; 1, 2, 3, 4 là số hiệu mẫu thí nghiệm.

Đất sau khi biến cứng thì không xảy ra hiện tượng tích luỹ biến dạng dư nữa. Thí nghiệm chứng tỏ rằng : Sau khi biến cứng, cho đất chịu tác dụng tải trọng trùng phục với tốc độ gia tải 3 ÷ 15 kG/cm^2/sec và với thời gian tác dụng 0,1 sec, 1 sec và 5 sec đều không có ảnh hưởng gì đáng kể đến quy luật biến dạng và trạng thái giới hạn của đất, trái lại phát hiện thấy lúc này đất làm việc ở trạng thái đàn hồi (biến dạng hồi phục hoàn toàn khi dỡ tải).

Như vậy về trạng thái làm việc của kết cấu mặt đường (gồm vật liệu và nền đất đều có tính đàn hồi – dẻo – nhớt) vẫn có thể ở vào một trong hai trạng thái : đàn hồi – dẻo và đàn hồi. Các thí nghiệm ở trong phòng với vật liệu và đất nói trên, việc thí nghiệm tại hiện trường và sự theo dõi mặt đường mềm trên thực tế đều chứng tỏ như vậy.

Thường trong thời kì khai thác đầu tiên (thời kì hình thành kết cấu mặt đường), cũng như ở những loại mặt đường cấp thấp dùng các loại vật liệu có cường độ yếu, chế độ thuỷ nhiệt xấu thì kết cấu mặt đường làm việc ở giai đoạn đàn hồi dẻo và có hiện tượng tích luỹ, biến dạng do ép chặt thêm – hoặc do tải trọng trùng phục như đã nói. Những kết cấu mặt đường có điều kiện biến cứng được (ở các mặt đường đã khai thác sử dụng một thời gian) những mặt đường cấp cao, cấp cao thứ yếu có dùng vật liệu có cường độ khá hoặc có độ cứng lớn (dày) khiến cho ứng suất truyền xuống nền đất không lớn, thì chủ yếu làm việc ở giai đoạn đàn hồi. (Phải chú ý rằng mặt đường ở trên có ảnh hưởng và tác dụng lớn đối với trạng thái làm việc của nền đất ở dưới. Đất dưới mặt đường có điều kiện làm việc khác hơn với điều kiện thí nghiệm tác dụng tải trọng trực tiếp trên nó). Như vậy ngay cả với mặt đường quá độ, sau khi biến cứng đều có thể coi là làm việc ở trạng thái đàn hồi.

Như vậy khi tính toán cường độ, nếu kết cấu áo đường làm việc ở giai đoạn đàn hồi dẻo thì phải kể đến hiện tượng tích luỹ biến dạng. Còn nếu làm việc ở giai đoạn đàn hồi thì phải tính toán theo các sơ đồ trên cơ sở lí thuyết đàn hồi nhằm bảo đảm không phát sinh ứng suất trượt tạo nên biến dạng dẻo tại bất kì điểm nào trong kết cấu áo đường.

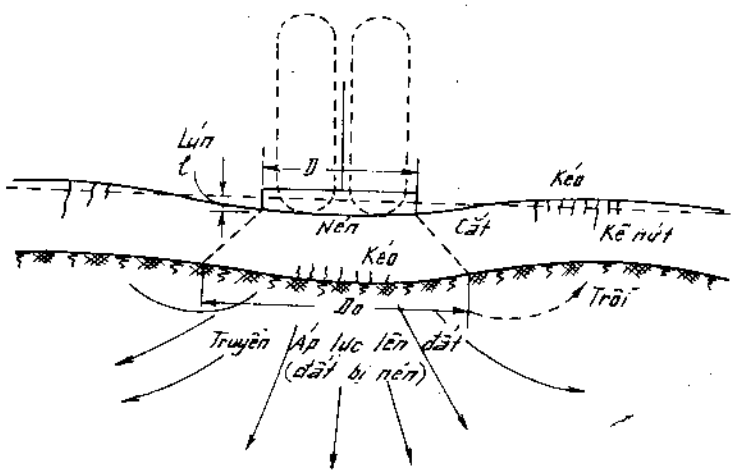
Trong quá trình xây dựng lí thuyết tính toán cường độ áo đường mềm người ta cố gắng xét đến tất cả các tính chất của tải trọng xe chạy và các ảnh hưởng của nó đến cơ chế làm việc của đất và vật liệu áo đường trình bày ở trên. Tuy nhiên cố gắng đó gặp rất nhiều khó khăn, phức tạp do đó thường phải bỏ qua không xét đến một số ảnh hưởng nào đó, đồng thời thường dựa vào các kết quả thực nghiệm tổng hợp xét gộp nhiều ảnh hưởng của những nhân tố khác nhau. Chú ý rằng trong mọi ảnh hưởng, tác dụng trùng phục của tải trọng là đáng chú ý nhất vì nó phản ánh được nhiều mặt tính chất của tải trọng ôtô chạy trên đường.

11.2. CÁC HIỆN TƯỢNG PHÁ HOẠI KẾT CẤU ÁO ĐƯỜNG MỀM VÀ NGUYÊN LÍ TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ ÁO ĐƯỜNG MỀM

11.2.1. Dưới tác dụng của tải trọng xe chạy, khi đạt đến cường độ giới hạn, trong kết cấu áo đường mềm sẽ xảy ra các hiện tượng mô tả ở hình 11 – 7.

Lúc này, ngay dưới mặt tiếp xúc của bánh xe mặt đường và đất sẽ bị nén, xung quanh chỗ tiếp xúc sẽ phát sinh trượt dẻo (do ứng suất cắt) và trên mặt đường sẽ phát sinh ra các đường nứt hướng tâm bao tròn, xa hơn một chút vật liệu thường bị đẩy trồi lên, mặt đường

có thể bị gẫy vỡ và phần đáy của mặt đường sẽ bị nứt do kéo. Ở trạng thái giới hạn như vậy về cường độ thì đương nhiên mặt đường sẽ biến dạng và trở nên kém bằng phẳng.



Hình 11 – 7. Các hiện tượng phá hoại áo đường mềm ở trạng thái giới hạn dưới tác dụng của tải trọng xe chạy.

Như vậy, để áo đường đạt được các yêu cầu nói ở 10.1, về mặt tính toán cường độ cần phải bảo đảm các hiện tượng phá hoại nói trên không được phép xảy ra trong suốt thời kì tính toán quy định, đồng thời phải bảo đảm không xảy ra tích luỹ biến dạng dư (tức là không được phát sinh biến dạng dẻo) dưới tác dụng xe chạy trong quá trình khai thác đường ; cụ thể là khi tính toán cần phải bảo đảm được các điều kiện sau :

– Ứng suất cắt ở mọi điểm trong nền đất dưới áo đường và trong các lớp áo đường do tải trọng xe chạy tính toán gây ra tại các vị trí đó không vượt quá trị số ứng suất cắt giới hạn của đất hoặc vật liệu. Nếu điều kiện này bảo đảm thì trong toàn bộ kết cấu áo đường không phát sinh biến dạng dẻo và kết cấu áo đường chủ yếu sẽ làm việc ở giai đoạn đàn hồi. Điều kiện này đối với nền đất dưới áo đường có thể biểu diễn bằng quan hệ sau :

$$K_{tr} \leq \frac{\tau_{cp}}{\tau} \qquad (11-7)$$

trong đó : τ_{cp} là sức chống trượt cho phép của nền đất (kG/cm^2) ;

τ là ứng suất cắt do tác dụng của tải trọng tính toán (động và trùng phục) gây ra (kG/cm^2) ; K_{tr} là hệ số cường độ về trượt trong kết cấu nền đất ; hệ số này quy định càng lớn thì độ bền vững và tin cậy về cường độ theo tiêu chuẩn này của áo đường càng cao.

Ở đây sở dĩ xét tới nền đất trước vì nền đất dưới áo đường thường có τ_{cp} nhỏ nhất. Đối với các lớp vật liệu áo đường điều kiện (11 – 7) cũng tương tự như vậy.

– Ứng suất kéo – uốn lớn nhất phát sinh ở đáy áo đường hoặc ở đáy các lớp vật liệu tầng mặt do tải trọng xe chạy tính toán gây ra σ_{ku} không được vượt quá trị số ứng suất kéo – uốn giới hạn cho phép R_{ku} của vật liệu tại các vị trí đó :

$$K_{ku} \leq \frac{R_{ku}}{\sigma_{ku}} \qquad (11-8)$$

trong đó : K_{ku} là hệ số cường độ về trạng thái giới hạn chịu kéo khi uốn được quy định tuỳ theo độ bền vững và tin cậy cần thiết.

– Độ võng đàn hồi (biến dạng thẳng đứng) của cả kết cấu áo đường dưới tác dụng của tải trọng xe chạy tính toán (động và trùng phục) l_{dh} không được vượt quá độ võng đàn hồi giới hạn cho phép l_{gh} :

$$K_{dv} \leq \frac{l_{gh}}{l_{dh}} \qquad (11-9)$$

trong đó : $K_{d.v}$ là hệ số cường độ của cả kết cấu áo đường về tiêu chuẩn giới hạn độ võng (cũng được quy định tuỳ theo độ bền vững và tin cậy cần thiết).

Chú ý đến quan hệ (11 – 4) và (11 – 5), ta có thể viết điều kiện (11 – 9) thành :

$$K_{dv} \leq \frac{E_{ch}}{E_{yc}} \qquad (11-10)$$

trong đó : E_{ch} là môdun đàn hồi chung của cả kết cấu áo đường tương ứng với độ võng l_{dh} (xem hình 11 – 9) ; E_{yc} là môđun đàn hồi yêu cầu của cả kết cấu áo đường để khi chịu tải trọng xe chạy tác dụng cả kết cấu sẽ chỉ phát sinh độ võng bằng độ võng đàn hồi giới hạn cho phép l_{dh}.

Quy định độ võng giới hạn trước hết là nhằm giảm biên độ giao động thẳng đứng của vật liệu trong kết cấu áo đường gây ra do tác dụng của tải trọng trùng phục (khi xe chạy đến thì võng xuống, khi xe qua rồi thì hồi phục), do đó hạn chế sự phát triển của hiện tượng mỏi và nhờ vậy nâng cao được cường độ của kết cấu áo đường (vì thế vẫn có thể gọi K_{dv} là một hệ số cường độ, mặc dù được xác định theo trị số biến dạng). Thêm vào đó độ võng đàn hồi lớn hay nhỏ cũng phản ánh được phần nào mức độ xảy ra của các hiện tượng phá hoại miêu tả ở hình 11 – 7 vì nếu biến dạng trượt do ứng suất cắt gây ra và biến dạng căng thớ dưới do ứng suất kéo uốn gây ra trong kết cấu áo đường càng lớn thì biến dạng thẳng đứng cũng sẽ lớn. Đặc biệt độ võng đàn hồi dưới tác dụng của tải trọng tính toán (động hoặc tĩnh) là một hiện tượng bề ngoài dễ đo đếm, dễ xác định được ngay trên bề mặt áo đường, vì thế nó trở thành một tiêu chuẩn quan trọng, dễ thí nghiệm một cách phổ biến để đánh giá cường độ áo đường mềm trong thực tế khi xây dựng, sử dụng và khai thác đường. (Trong khi đó trị số ứng suất cắt và ứng suất kéo uốn khó thử nghiệm đánh giá trên thực tế hơn nhiều).

Như vậy là 3 điều kiện (11 – 7), (11 – 8) và (11 – 9), trở thành 3 trạng thái giới hạn mà kết cấu áo đường cùng cần đạt được để chịu dựng được tải trọng và cường độ xe chạy tính toán và bảo đảm được các yêu cầu sử dụng trong quá trình khai thác.

Nếu chỉ tính theo một trong các tiêu chuẩn trạng thái giới hạn nói trên là chưa đủ vì có thể xảy ra trường hợp : khi biến dạng thẳng đứng chưa đạt đến giới hạn nhưng ứng suất cắt (biến dạng trượt) và ứng suất kéo - uốn đã đạt đến giới hạn, dẫn tới riêng một tầng, lớp nào đó trong kết cấu áo đường bị phá hoại (sau đó kéo theo sự phá hoại của cả kết cấu). Tuy nhiên, theo các kết quả nghiên cứu ở Liên Xô cũ cho thấy : có thể có nhiều trường hợp một trong 3 tiêu chuẩn trạng thái giới hạn kể trên là có ý nghĩa quan trọng hơn, tuỳ thuộc vào loại đất nền dưới đáy áo đường, độ ẩm của đất và cường độ tác dụng của trọng tải xe chạy, nghĩa là có những trường hợp tính toán cường độ kết cấu áo đường mềm theo một tiêu chuẩn trạng thái giới hạn nào đó là nguy hiểm hơn các tiêu chuẩn kia. Trong những trường hợp này nên tính toán thiết kế kết cấu áo đường theo tiêu chuẩn trạng thái giới hạn nguy hiểm đó trước, sau đó mới kiểm tra cường độ theo các tiêu chuẩn còn lại. Các điều kiện để một tiêu chuẩn trạng thái giới hạn về cường độ có ý nghĩa quan trọng hơn được trình bày ở bảng 11 – 1.

Bảng 11 – 1

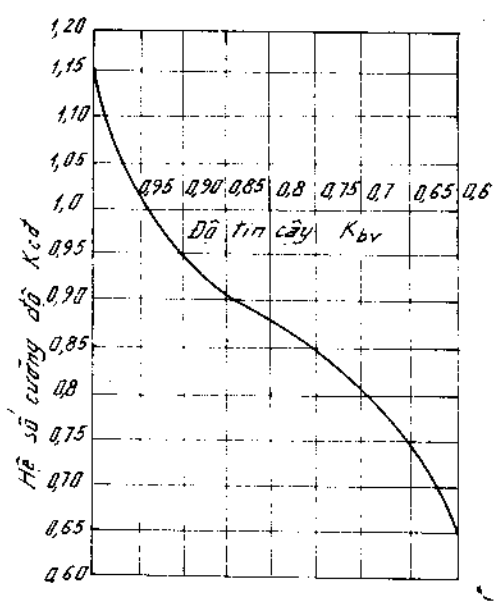
PHẠM VI GẦN ĐÚNG CÁC ĐIỀU KIỆN XÁC ĐỊNH CHỈ TIÊU CƯỜNG ĐỘ CÓ Ý NGHĨA QUAN TRỌNG HƠN

Cường độ xe chạy tính toán trên 1 làn xe (xe/ngày đêm)	Loại đất nền đường											
	á cát bụi, á sét, sét						á cát bụi nhẹ				á cát nhẹ hạt lớn	á cát nhỏ
	Độ ẩm tính toán tương đối W/W_{nh}											
	0,50	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,65	0,70	0,75	0,80		
100	K_{dv}	K_{dv} K_{kv}	K_{tr}	K_{tr}	K_{tr}		K_{dv} K_{ku}			K_{dv}	K_{dv}	K_{tr}
500	K_{ku}	K_{dv}	K_{tr} K_{dv}	K_{tr}			K_{dv}				K_{ku}	
1000	K_{dv}			K_{tr} K_{dv}	K_{tr}							K_{tr} K_{dv}
3000											K_{dv}	
5000												

Ghi chú bảng 11 – 1 : – K_{tr}, K_{ku}, K_{dv} kí hiệu như ở (11 – 7), (11 – 8), (11 – 10)

– Về cường độ xe chạy tính toán xem ở dưới.

Chú ý rằng 3 hệ số K_{dv}, K_{tr} và K_{ku} đều có thể gọi chung là hệ số cường độ K_{cd} vì chúng cùng biểu thị mức độ dự trữ cường độ khi thiết kế. Việc quyết định hệ số cường độ ở mỗi nước trước hết phải dựa trên cơ sở phương pháp tính toán cường độ nước đó đang sử dụng, đồng thời phải dựa trên cơ sở luận chứng kinh tế kĩ thuật. Sở dĩ như vậy là vì : khi xây dựng phương pháp tính toán cường độ theo 3 yêu cầu (11 – 7), (11 – 8) và (11 – 10) có thể đã bao gồm nhiều yếu tố *dự trữ cường độ* trong các bước tính toán xác định τ_{cp}, τ, σ_{ku}, E_{ch} và E_{yc} (xem 11.3, 11.4, 11.5). Ví dụ như khi quyết định môđun đàn hồi yêu cầu E_{yc} đối với các cấp áo đường khác nhau (cấp cao A_1, cấp cao A_2, quá độ) người ta thường đã đòi hỏi với mặt đường cấp cao hơn phải có dự trữ cường độ lớn hơn (xem 10.2).



Hình 11 – 8. Quan hệ giữa hệ số cường độ và độ bền vững tin cậy của kết cấu áo đường mềm (Liên Xô cũ).

Theo các kết quả nghiên cứu ở Liên Xô cũ, tương ứng với phương pháp tính toán cường độ áo đường mềm hiện hành, thì giữa hệ số cường độ K_{cd} và độ bền vững tin cậy K_{bv} của kết cấu áo đường mềm có quan hệ như ở hình 11 – 8. Ở đây độ bền vững tin cậy xác định bằng

tỉ số giữa chiều dài các đoạn đường có cường độ không yêu cầu sửa chữa lớn với chiều dài tổng cộng các đoạn áo đường được thiết kế cường độ theo phương pháp tính toán hiện hành. Như vậy, độ bền vững tin cậy cũng chính là xác suất các kết cấu áo đường "không từ chối phục vụ" trong thời kì giữa 2 lần sửa chữa lớn.

Trên hình 11 – 8 có thể thấy rõ độ tin cậy đòi hỏi càng lớn thì hệ số cường độ càng phải lớn ; đồng thời không phải cứ hệ số cường độ $K_{cđ} < 1$ thì áo đường đều bị hỏng cả (do còn có phần dự trữ cường độ đã xét trong phương pháp tính toán). Do đó cần thấy rõ ý nghĩa kinh tế – kĩ thuật của việc quy định hệ số cường độ : nếu $K_{cđ}$ quy định lớn thì xác suất áo đường từ chối phục vụ sẽ ít do đó ít tốn về duy tu, sửa chữa, lại giảm giá thành vận doanh khai thác nhưng lại tốn về đầu tư xây dựng ban đầu.

Hiện có những kiến nghị về việc quy định hệ số cường độ theo loại đường, cấp hạng đường như ở bảng 11 – 2 (trong đó $K_{cđ}$ và K_{bv} là theo quan hệ hình 11 – 8). Qua đó ta thấy rõ, các loại áo đường cấp thấp hơn, do dễ duy tu, sửa chữa nên cho phép thiết kế với độ tin cậy nhỏ (hoặc dự trữ cường độ nhỏ).

Bảng 11 – 2

QUY ĐỊNH HỆ SỐ CƯỜNG ĐỘ VÀ ĐỘ TIN CẬY

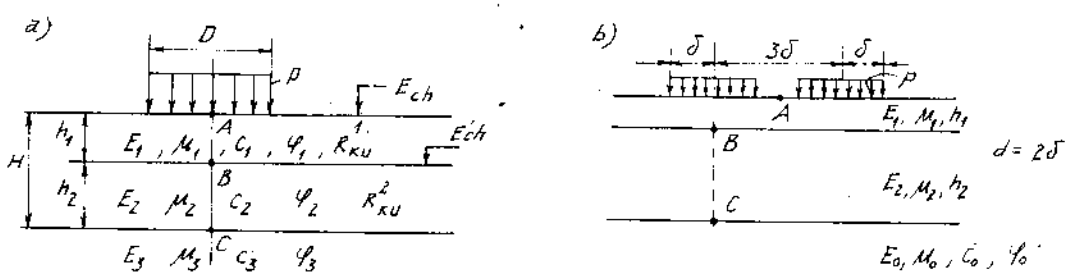
Loại áo đường	Cấp đường	K_{bv}	$K_{cđ}$
– Áo đường cấp cao A_1	I, II, III	0,95	1,0
	III, IV	0,90	0,94
– Áo đường cấp cao A_2 (thứ yếu)	II, III	0,90	0,94
	III, IV	0,85	0,90
– Áo đường cấp quá độ (cấp thấp B_1)	IV, V	0,80	0,87

11.2.2. Dựa theo 3 trạng thái nói trên, để xây dựng phương pháp tính toán cường độ áo đường mềm, người ta còn phải tìm cách tính được các ứng suất τ, σ_{ku} và độ võng $l_{đh}$ do tải trọng và cường độ xe chạy tính toán gây ra ở mọi điểm (hoặc ở điểm bất lợi nhất) trong kết cấu áo đường, đồng thời phải xác định được các tiêu chuẩn giới hạn τ_{cp}, R_{ku} và E_{yc}.

Khi xây dựng phương pháp tính ứng suất và biến dạng, hiện nay thường xem kết cấu áo đường (các lớp vật liệu và nền đất) là làm việc trong giai đoạn có quan hệ bậc nhất (tuyến tính) giữa ứng suất và biến dạng. Giả thiết này dựa trên cơ sở : các loại kết cấu hiện nay thường yêu cầu làm việc ở giai đoạn đàn hồi như đã nói ở 10.2 (không tích luỹ biến dạng dư). Ngoài ra những nghiên cứu đã tiến hành ở nhiều nước cũng chứng tỏ rằng : áo đường mềm làm việc dưới tác dụng của tải trọng tức thời tác dụng ngắn trong giai đoạn biến dạng phục hồi có thể xem như hệ biến dạng tuyến tính. (Riêng với mặt đường cấp quá độ vì việc sửa chữa định kì ít tốn kém, nên thiết kế có thể cho phép tích luỹ một phần nào biến dạng dư nhưng hiện vẫn có thể áp dụng các phương pháp tính toán dựa trên cơ sở hệ biến dạng tuyến tính với các tiêu chuẩn giới hạn và thông số tính toán có hạ thấp dự trữ cường độ).

Việc xem kết cấu áo đường là hệ biến dạng tuyến tính đã cho phép sử dụng các lời giải của lí thuyết đàn hồi để tính ứng suất và biến dạng ở mọi điểm trong hệ kết cấu bán không gian nhiều lớp chịu tải trọng đối xứng trục (là tải trọng bánh xe tính toán p phân bố đều trên

vệt bánh xe có đường kính D hoặc có vệt đổi về hai vòng tròn nhỏ đường kính d (như ở hình 11 – 1) theo sơ đồ như ở hình 11 – 9. Hiện nay thế giới đã có kết quả lời giải lập thành toán đồ tiện dùng cho hệ 2 lớp (1 lớp áo đường và nền đất), hệ 3 lớp (2 lớp áo đường và nền đất). Về nguyên tắc, hiện người ta có thể giải ứng suất và biến dạng của hệ vô số lớp nhưng phải sử dụng máy tính có bộ nhớ lớn. Do đó với các kết cấu áo đường nhiều lớp hơn 3 hiện nay áp dụng các biện pháp đơn giản hơn khi tính toán cường độ chung, đó là biện pháp đổi hệ nhiều lớp về hệ 3 lớp trên cơ sở biến dạng (hoặc ứng suất) tính được là không sai lệch nhau nhiều (xem 11.3).



Hình 11 – 9. Sơ đồ tính toán cường độ kết cấu áo đường mềm.
a – Việt Nam, LB Nga... ; b – Trung Quốc, Pháp... (A, B, C là các điểm tính ứng suất và biến dạng để kiểm tra).

Trên hình 11 – 9 thấy rõ các thông số phục vụ cho việc tính ứng suất và biến dạng trong hệ nhiều lớp gồm : E – môđun đàn hồi (động hoặc tĩnh), μ – hệ số Poisson ; c, φ – lực dính và góc ma sát trong của vật liệu hoặc đất ; (từ c, φ sẽ xác định được τ_{cp} ; R_{ku} – cường độ chịu kéo khi uốn của vật liệu. Các thông số này xác định bằng thực nghiệm có xét đến *ảnh hưởng của tính chất tải trọng tác dụng* như nói ở 11.1 và chúng thường phụ thuộc vào độ ẩm, độ chặt và nhiệt độ (tức là phải thí nghiệm xác định ở *trạng thái bất lợi tính toán*, phụ thuộc vào chế độ thuỷ nhiệt nền mặt đường như đã nói ở chương 9). Riêng trị số tiêu chuẩn độ võng giới hạn l_{gh} (để xác định tiêu chuẩn giới hạn E_{yc}) thường được nghiên cứu xác định bằng cách điều tra, quan trắc các kết cấu áo đường thực tế để lập quan hệ giữa độ võng của kết cấu áo đường đo được dưới bánh xe tính toán với tình trạng áo đường (tốt hay xấu) tương ứng với cường độ xe chạy khác nhau, kết hợp với kinh nghiệm sử dụng khai thác đường tích luỹ được.

Như vậy, các tiêu chuẩn trạng thái giới hạn đều được xác định bằng thực nghiệm, quan trắc thực tế hay kinh nghiệm nhưng đều phải xét đến cơ chế (điều kiện) làm việc của vật liệu áo đường và nền đất dưới ảnh hưởng của tải trọng động, trùng phục do xe chạy gây ra, đồng thời có xét đến cả yêu cầu dự trữ cường độ khác nhau đối với các loại áo đường.

11.2.3. Như vậy, một phương pháp tính toán cường độ áo đường mềm sẽ hình thành trên cơ sở nghiên cứu giải quyết được 3 vấn đề.

– Trạng thái giới hạn và tiêu chuẩn giới hạn (định lượng), tức là giải đáp vấn đề khi nào áo đường hỏng.

– Lí thuyết tính toán và phương pháp đánh giá cường độ trên thực tế.

– Thông số tính toán và phương pháp thử nghiệm xác định các thông số tính toán.

Nguyên lí của phương pháp hiện hành ở nước ta là tính toán áo đường mềm trên cơ sở 3 tiêu chuẩn trạng thái giới hạn (11 – 7), (11 – 8), (11 – 10) trên cơ sở lời giải tìm ứng suất và biến dạng của lí thuyết đàn hồi và trên cơ sở các thông số thực nghiệm và kinh nghiệm. Nguyên lí này hiện cũng là nguyên lí tính toán áo đường mềm ở nhiều nước trên thế giới. Nhược điểm chính của các nguyên lí và phương pháp tính toán cường độ áo đường mềm này là chưa có cách tính toán trực tiếp cường độ và độ ổn định của tầng mặt áo đường dưới tác dụng của lực ngang và chưa có cách tính bề dày các lớp áo đường dưới tác dụng của nhiệt độ và chế độ thay đổi nhiệt độ (ví dụ vấn đề tính toán cường độ và độ ổn định của lớp bêtông nhựa và vấn đề bề dày lớp bêtông nhựa đặt trên các lớp dễ nứt do thay đổi nhiệt độ).

Ngoài ra, ở một số nước phương Tây và Mỹ còn sử dụng các phương pháp quyết định bề dày áo đường mềm chủ yếu dựa vào kinh nghiệm – thực nghiệm (có thể xem các phương pháp này ở cuốn "Sổ tay thiết kế đường ôtô – Tập 1 – Nhà xuất bản Giáo dục – Hà Nội 2001) cũng như một số nhà nghiên cứu còn đang nghiên cứu vận dụng lí thuyết đàn hồi – nhớt, lí thuyết đàn hồi dẻo để tính toán cường độ áo đường mềm.

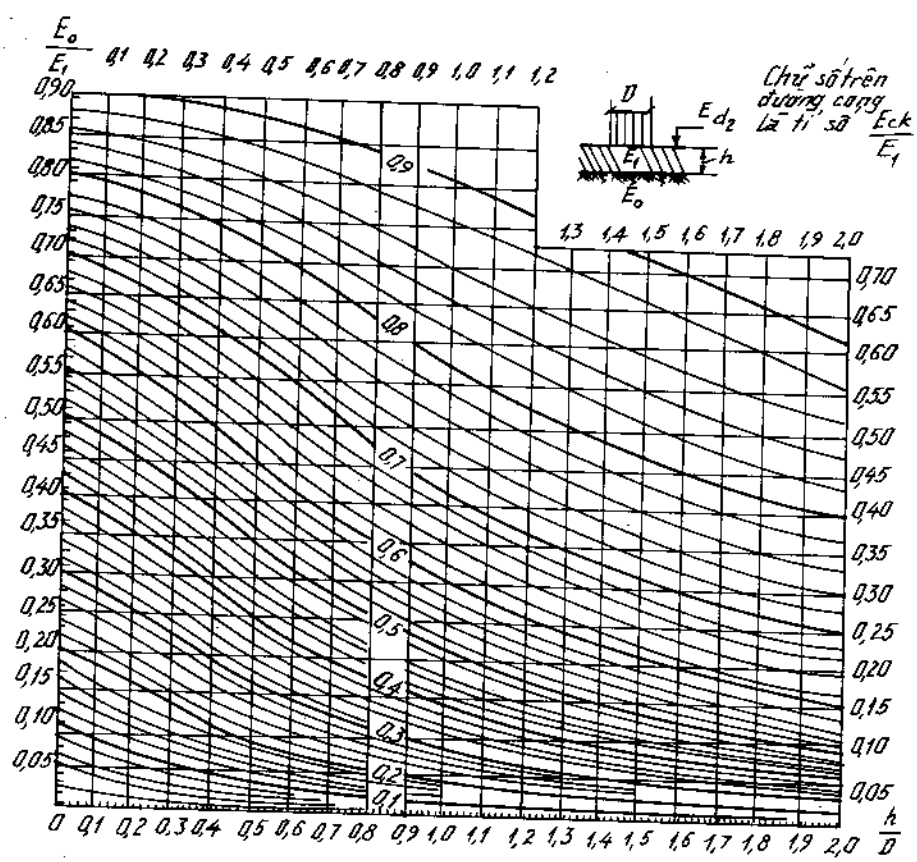
Đáng chú ý là "Hiệp hội những người làm đường và vận tải toàn nước Mỹ AASHTO đã bỏ ra 27 triệu đô la để xây dựng các đường vòng thí nghiệm với tổng số 468 đoạn áo đường mềm (tầng mặt bêtông nhựa) và 386 đoạn áo đường cứng (tầng mặt bêtông xi măng). Mỗi đoạn áo đường mềm có chiều dài 30,5m, cứng 49,0m và các đoạn đó có tổ hợp kết cấu khác nhau (nền đất khác nhau, móng dưới là sỏi cuội và móng trên là đá dăm hoặc đá dăm gia cố xi măng có bề dày khác nhau). Trên các đoạn đó dùng 126 xe với các loại xe khác nhau và tổ hợp xe chạy khác nhau, chạy mỗi ngày 18 giờ 30' (cứ 1 phút có 1 xe chạy qua) và liên tục trong 2,5 năm (từ năm 1956 đến năm 1959) ; nghĩa là có thể có các đoạn kết cấu áo đường như nhau nhưng tổ hợp tải trọng chạy qua khác nhau. Với 6000 dụng cụ đo lường khác nhau đã thu được hơn 30 triệu số liệu trong đó gồm các số liệu đánh giá diễn biến chất lượng khai thác của áo đường từ đầu cho đến khi bị phá hỏng. Chất lượng này được đánh giá bằng hệ số phục vụ K_{pv} phản ánh tổng hợp độ bằng phẳng của áo đường theo chiều dọc tuyến, độ bằng phẳng theo chiều ngang, tỉ lệ diện tích phát sinh rạn nứt và diện tích bị vá chữa trên bề mặt áo đường (tức là dùng chỉ tiêu K_{pv} này làm tiêu chuẩn trạng thái giới hạn). Dựa vào kết quả thu được người ta đã xây dựng quan hệ thực nghiệm để phục vụ cho tính toán, thiết kế kết cấu áo đường như : quan hệ giữa bề dày các lớp kết cấu với tải trọng và độ võng, quan hệ giữa hệ số K_{pv} với số lần tác dụng của tải trọng xe chạy, quan hệ giữa số lần tác dụng tải trọng tương ứng với một trạng thái áo đường (như bắt đầu rạn nứt hoặc phá hỏng đến mức phải sửa chữa lớn) với tải trọng tác dụng và độ võng... Các quan hệ thực nghiệm này cùng với các số liệu thực nghiệm khác của AASHTO còn thường được các nước tham khảo để đối chiếu, đánh giá mức độ tin cậy của phương pháp tính toán áo đường mềm đặc biệt là vấn đề đánh giá tác dụng của các loại xe có tải trọng khác nhau đối với sự làm việc của áo đường (vấn đề quy đổi các loại xe về xe tính toán). Phương pháp tính toán áo đường theo AASHTO sẽ được giới thiệu ở 11.8.

Hạn chế chính của các phương pháp tính toán cường độ áo đường mềm theo nguyên lí thực nghiệm kể trên là ở tính cục bộ địa phương của nó. Nó có thể chỉ hoàn toàn phù hợp với điều kiện khí hậu, điều kiện nguyên vật liệu và truyền thống, kinh nghiệm xây dựng đường tại mỗi nước. Hơn nữa cách làm của nó là hết sức tốn kém mà không phải bất cứ nước nào cũng làm được.

Khi chọn phương pháp tính toán cường độ áo đường mềm ta cần chú ý đến sự liên quan chặt chẽ giữa tiêu chuẩn trạng thái giới hạn, lí thuyết tính toán và thông số tính toán vì ba mặt đó thường bổ xung cho nhau, điều chỉnh lại những thiếu sót, những giả thiết phải công nhận để kết quả tính toán phù hợp với thực tế sử dụng và khai thác đường. Do đó tránh không được dùng thông số tính toán của phương pháp này để tính theo một phương pháp khác (kể cả trường hợp các thông số cùng có bản chất vật lí như nhau) và tránh áp dụng cách đổi tầng của phương pháp này cho trường hợp tính theo phương pháp khác...

11.3. TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ (BỀ DÀY) ÁO ĐƯỜNG MỀM THEO TIÊU CHUẨN ĐỘ VÕNG ĐÀN HỒI GIỚI HẠN

11.3.1. Như đã nói ở 11.2, nguyên lí tính toán ở đây chính là điều kiện (11 – 10) và việc tính trị số E_{ch} có thể dựa vào kết quả tính toán biến dạng đàn hồi của cả kết cấu (tại điểm giữa của vệt bánh xe ngay trên bề mặt áo đường) theo lời giải chính xác của lí thuyết đàn hồi đối với hệ bán không gian đàn hồi 2 lớp và 3 lớp với giả thiết không xảy ra sự dịch chuyển tương hỗ giữa các lớp tại mặt tiếp xúc của các lớp đó. Đối với hệ 2 lớp kết quả lời giải chính xác có thể lập thành toán đồ như hình 11 – 10 (toán đồ Kôgan).



Hình 11 – 10. Toán đồ để tính E_{ch} của hệ 2 lớp.

(Số ghi trên các đường cong là tỉ số $\frac{E_{ch}}{E_1}$). Toán đồ lập với trị số $\mu_1 = 0,25$ và $\mu_2 = 0,35$ là trị số trung bình của hệ số Poisson đối với vật liệu và đất làm việc trong giai đoạn biến dạng hồi phục.

Trên hình 11 – 10, ta dễ dàng tìm được E_{ch} theo quan hệ sau :

$$\frac{E_{ch}}{E_1} = f\left(\frac{h}{D}, \frac{E_o}{E_1}\right) \qquad (11 - 11)$$

trong đó : h là bề dày lớp áo đường có môđun đàn hồi E_1 ;

D là đường kính tương đương của vệt bánh xe ;

E_o là môđun đàn hồi của nền đất.

Đối với hệ 3 lớp như hình 11 – 9 thì theo kết quả lời giải chính xác có thể tính được độ võng đàn hồi l_{dh} của cả kết cấu theo công thức sau :

$$l_{dh} = \frac{pD}{E_3}.\xi\bar{l}_{dh} \qquad (11 - 12)$$

trong đó : $\xi = f\left(\frac{E_1}{E_2}, \frac{h_1}{H}\right)$ được tra theo bảng 11 – 3 và trị số độ võng dàn hồi trung bình $\bar{l}_{dh}$ được tra theo toán đồ hình 11 – 11. Tất cả các kí hiệu E_1, E_2, E_3, h_1, H, p, D có ý nghĩa như ở hình 11 – 9.

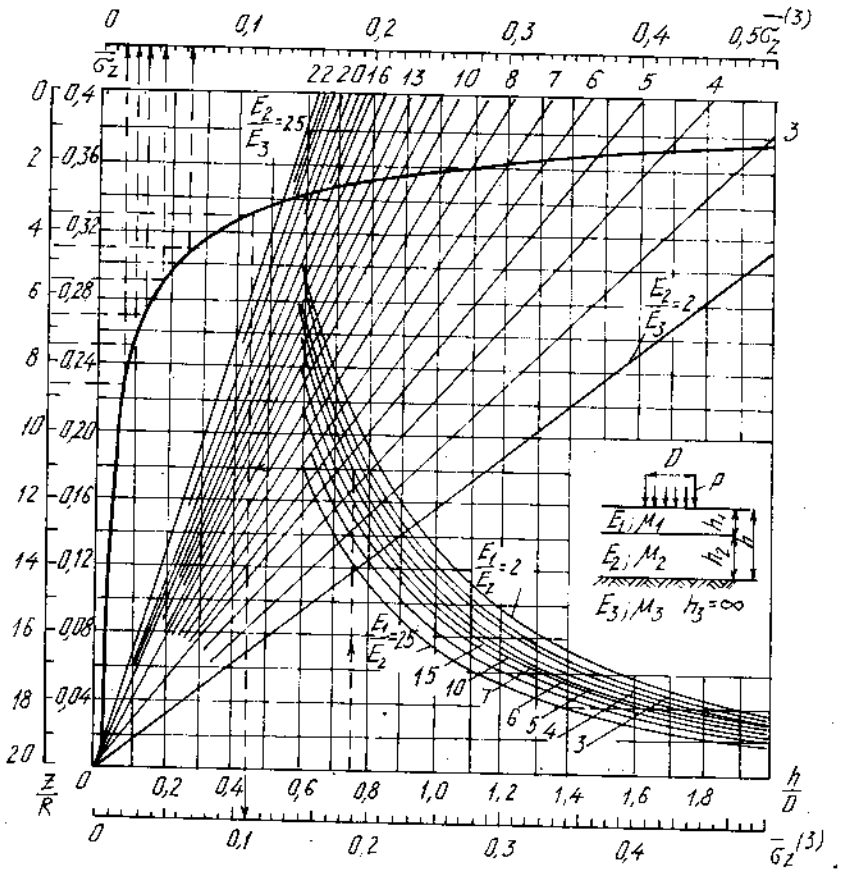
Bảng 11 – 3

BẢNG TRA TRỊ SỐ ξ

$\frac{E_1}{E_2}$	Trị số ξ		
	$\gamma = h_1/h$		
	0,3	0,5	0,7
2	1,00	1,00	1,00
5	1,07	1,00	0,93
10	1,15	1,00	0,85
15	1,15	1,00	0,85
25	1,25	1,00	0,78

Biết l_{dh} thì lại có thể theo (11 – 4) và (11 – 5) để tính được E_{ch} của hệ ba lớp.

Trên thực tế để đơn giản tính toán người ta thường tìm *cách đổi hệ 3 lớp về hệ 2 lớp* để khi tính E_{ch} vẫn có thể chỉ áp dụng toán đồ hình 11 – 10 (theo lời giải chính xác hệ 2 lớp của Kogan). Cơ sở đổi hệ 3 lớp về hệ 2 lớp là : Độ võng đàn hồi l_{dh} tính theo phương pháp đổi hệ để dùng toán đồ hình 11 – 10 phải ít sai khác nhất với trị số độ võng đàn hồi tính trực tiếp theo kết quả lời giải chính xác của hệ 3 lớp (toán đồ hình 11 – 11). Việc đổi hệ như vậy còn rất cần thiết để mở rộng áp dụng cho việc tính toán E_{ch} cho hệ nhiều lớp hơn nữa (hệ 4 lớp, hệ 5 lớp) là những kết cấu áo đường mềm phổ biến trên thực tế hiện nay trong điều kiện hiện chưa có các cách thuận tiện để áp dụng các kết quả giải chính xác 4 lớp, 5 lớp v.v...



Hình 11 –11. Toán đồ xác định độ võng đàn hồi trên mặt của kết cấu 3 lớp dưới tác dụng của tải trọng bánh xe.

Theo quy trình tính toán áo đường mềm ở Liên bang Nga hiện nay người ta cho phép dùng *cách đổi 2 lớp một từ dưới lên* để tính toán E_{ch} của kết cấu hệ nhiều lớp (hơn 2 lớp). Ví dụ với hệ 3 lớp như ở hình 11 – 9 thì để tính toán E_{ch}, trước hết người ta tính E'_{ch} là môđun đàn hồi chung của hệ 2 lớp phía dưới (gồm lớp móng áo đường có bề dày h_2, môđun E_2 và nền đất E_3), sau đó xem E'_{ch} là môđun đàn hồi chung của phần bán không gian dưới lớp mặt để cùng với lớp mặt (có bề dày h_1 và môđun E_1) gộp thành một hệ 2 lớp mới, từ đó lại áp dụng toán đồ hình 11 – 10 để tính ra E_{ch}. Với hệ nhiều lớp hơn nữa thì tiếp tục tính E''_{ch}, E'''_{ch}... và cuối cùng là E_{ch} của cả kết cấu.

Cách làm này tiện lợi, đơn giản, nhất là áp dụng để làm bài toán ngược tính bề dày lớp áo đường cần thiết khi biết $E_{ch} = E_{yc} \times K_{dv}$ (công thức 11 – 10). Tuy nhiên theo kết quả nghiên cứu của bộ môn Đường ôtô và đường thành phố của trường Đại học Xây dựng Hà Nội thì so với giải chính xác hệ 3 lớp, cách đổi hệ nói trên chỉ cho sai số dưới 10% (về trị số E_{ch} tính được) đối với các kết cấu áo đường có $\frac{H}{D} \leq 1,0$ (H là tổng bề dày áo đường). Khi độ cứng của áo đường tăng lên, đặc biệt là khi $\frac{H}{D}$ lớn thì sai số tăng lên nhiều và thiên về không an toàn (E_{ch} tính theo cách đổi từng 2 lớp một từ dưới lên lớn hơn E_{ch} tính được theo kết quả giải chính xác hệ 3 lớp).

Giáo sư Đặng Hữu đã đề nghị đổi hệ 3 lớp như ở hình 11 – 9 về hệ 2 lớp có bề dày áo đường giữ nguyên là $H = h_1 + h_2$ nhưng cả lớp áo đường dày H đó xem như có trị số môđun đàn hồi trung bình E_{tb} xác định theo công thức (11 – 13) :

$$E_{tb} = \beta E_2 \left(\frac{1 + K.t^{1/3}}{1 + K} \right)^3 \qquad (11 - 13)$$

trong đó : $K = \frac{h_1}{h_2}$; $t = \frac{E_1}{E_2}$ (kí hiệu như ở hình 11 – 9) và β là hệ số điều chỉnh do giáo sư Dương Học Hải đề nghị để kết quả tính toán E_{ch} sai số ít nhất so với giải chính xác hệ 3 lớp. Trị số β có thể xác định theo bảng tính sẵn (11 – 4) hoặc theo công thức (11 – 14) :

$$\beta = 1{,}114 \left(\frac{H}{D} \right)^{0{,}12} \qquad (11 - 14)$$

Bảng 11 – 4

BẢNG TÍNH SẴN HỆ SỐ β

Tỉ số $\frac{H}{D}$	0,50	0,75	1,00	1,25	1,5	1,75	2,00
Hệ số β	1,0330	1,0692	1,1074	1,1350	1,1777	1,1978	1,2099

Phương pháp đổi hệ 3 lớp về hệ 2 lớp nói trên là phương pháp hiện được sử dụng chính thức ở quy trình thiết kế áo đường mềm của nước ta (22TCN–211–93).

Dùng công thức (11 – 13) để đưa hệ 3 lớp về hệ 2 lớp cho kết quả rat tốt. Đại đa số các trường hợp tính cho sai số < 5,0% so với giải chính xác hệ 3 lớp ngay cả trường hợp có H/D = 1,75 đến 2,00 sai số cũng chỉ dưới 10%.

Công thức (11 – 13) khi chưa đưa thêm hệ số điều chỉnh đã được xây dựng theo đề nghị của giáo sư G.I.Pokpovski về việc đổi tầng trên cơ sở tương ứng về độ cứng ($E.h^3 = const$), tức là nếu có lớp trên dày h_1 có môđun đàn hồi E_1 thì có thể đổi thành 1 lớp tương đương có môđun đàn hồi bằng với lớp dưới là E_2 nhưng dày là h^1_{td} xác định theo 11 – 15 :

$$h^1_{td} = h_1 \left(\sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \right) \qquad (11 - 15)$$

Cũng vậy ta lại có :

$$E_2 \, (h^1_{td} + h_2)^3 = E_{tb} \, (h_1 + h_2)^3 \qquad (11 - 16)$$

Với (11 – 15) và (11 – 16) ta sẽ có (11 – 13).

Thực ra đề nghị của G.I.Pokpovski chỉ gần đúng với dầm do đó việc đưa thêm hệ số điều chỉnh β là hợp lí.

Đối với hệ nhiều lớp (hơn 3 lớp) thì hiện chưa có cách giải chính xác tiện dụng nên bắt buộc phải đổi tầng về hệ 2 lớp hoặc hệ 3 lớp để tính toán cường độ áo đường mềm.

– Có thể đổi 2 lớp một từ dưới lên (như trên đã nói).

– Quy trình 22TCN–211–93 quy định áp dụng (11 – 13) theo trình tự sau : đổi 2 lớp một từ dưới lên thành một lớp có trị số E_{tb} ; cụ thể : hai lớp dưới cùng đổi thành 1 lớp có E^1_{tb} ; với E^1_{tb} và lớp trên lại tính được E^2_{tb}... cho đến khi tất cả các lớp áo đường được

đổi thành 1 lớp áo đường. *Chú ý rằng trong quá trình đổi như vậy chỉ áp dụng công thức (11 – 13) nhưng không có hệ số điều chỉnh β.* Sau khi chỉ còn lại 1 lớp áo đường trị số E_{tb} cuối cùng tính được mới nhân thêm hệ số β (đó là vì trị số β được điều chỉnh tuỳ theo bề dày tổng cộng của cả áo đường $\frac{H}{D}$, do đó chỉ điều chỉnh 1 lần).

Sau khi tính được E_{ch} của cả kết cấu áo đường, ta có thể biết áo đường là đủ cường độ nếu đáp ứng điều kiện (11 –10), tức là :

$$E_{ch} \geq K_{dv} \cdot E_{yc} \qquad (11 - 17)$$

K_{dv} – hệ số cường độ về độ võng ; trong quy trình 22TCN–211–93 xem $K_{dv} = 1,0$ và xét gộp K_{dv} với E_{yc} để quy định E_{yc} tuỳ theo cấp tầng mặt áo đường (xem bảng 11 – 5). Còn trị số môđun đàn hồi yêu cầu E_{yc}, như đã nói ở 11.2, phụ thuộc vào độ võng đàn hồi giới hạn cho phép l_{gh} và theo (11 – 4) và (11 – 5) có thể xác định được nó theo quan hệ sau :

$$E_{yc} = \frac{pD(1-\mu^2)}{l_{gh}} \qquad (11 - 18)$$

trong đó : p và D là áp lực và đường kính vệt bánh xe *tính toán* truyền xuống mặt đường ; μ là hệ số Poisson, đối với kết cấu áo đường thường dùng $\mu = 0,30$; l_{gh} là độ võng đàn hồi giới hạn cho phép xác định tuỳ thuộc vào khả năng biến dạng cho phép của tầng mặt áo đường và tuỳ thuộc vào lưu lượng xe tính toán trong một ngày đêm (xe/ngày đêm), tức là xét đến tác dụng trùng phục của tải trọng xe chạy (xem 11.3 và 11.2 mục 11.2.2).

Như vậy trị số E_{yc} phụ thuộc vào tầng mặt áo đường, tải trọng xe chạy tính toán và lưu lượng xe chạy, trên thực tế nó được xác định thông qua điều tra, quan trắc thực nghiệm và tích luỹ kinh nghiệm sử dụng, khai thác đường.

Theo quy trình tính toán áo đường mềm 22TCN–211–1993 (là quy trình hiện ở ta đang sử dụng) thì trị số môđun đàn hồi yêu cầu được xét gộp cả hệ số cường độ trong đó (trị số K_{dv}, E_{yc}) và được quy định như bảng 11 – 5.

Bảng 11 –5

TRỊ SỐ MÔĐUN ĐÀN HỒI YÊU CẦU (ĐÃ XÉT CẢ HỆ SỐ K_{dv}) (THEO 22TCN–211–93)

Tải trọng tính toán và loại mặt đường	Trị số $K_{dv} \times E_{yc}$ (kG/cm^2) tuỳ theo lưu lượng trục xe tính toán (trục xe/ngày đêm)								
	10	**20**	**50**	**100**	**200**	**500**	**1000**	**2000**	**3000**
Tải trọng trục 10 tấn :									
Mặt đường cấp cao A_1	1030	1150	1330	1470	1600	1780	1920	2070	2340
Mặt đường cấp cao thứ yếu A_2	760	910	1100	1220	1350	1530	–	–	–
Mặt đường cấp thấp B_1 (cấp quá độ)	510	640	820	940	–	–	–	–	–
Tải trọng trục 12 tấn :									
Mặt đường cấp cao A_1	1150	1270	1460	1610	1730	1900	2040	2180	2350
Mặt đường cấp cao thứ yếu A_2	900	1030	1200	1330	1460	1630	–	–	–
Mặt đường cấp thấp B_1 (cấp quá độ)	670	790	980	1100	–	–	–	–	–
Tải trọng trục 9,5 tấn :									
Mặt đường cấp cao A_1	980	1100	1270	1410	1530	1710	1850	1980	2170
Mặt đường cấp cao thứ yếu A_2	720	850	1040	1150	1280	1460	–	–	–
Mặt đường cấp thấp B_1 (cấp quá độ)	480	600	770	920	1050	–	–	–	–

Ở bảng 11 – 5 ta thấy rõ : cùng 1 lưu lượng xe tính toán nhưng mặt đường cấp càng cao thì trị số $E_{yc}.K_{dv}$ càng lớn vì khả năng biến dạng cho phép của tầng mặt cấp cao càng nhỏ (tầng mặt có độ cứng càng lớn thì l_{gh} càng nhỏ vì nếu độ võng lớn sẽ dễ bị nứt), đồng thời vì yêu cầu dự trữ cường độ càng lớn.

Các loại tải trọng tính toán ở bảng (11 – 5) có các chỉ tiêu chủ yếu như bảng 11 – 6

Bảng 11 – 6

CÁC CHỈ TIÊU CHÍNH CỦA TẢI TRỌNG TÍNH TOÁN TIÊU CHUẨN (22TCN–211–93)

Loại đường	Tải trọng tính tiêu chuẩn trên 1 trục (kG)	Áp lực tính toán tiêu chuẩn p (kG/cm^2)	Đường kính vệt bánh xe tiêu chuẩn Đ(cm)
Đường ôtô công cộng	10.000	6	33
Đường trục chính đô thị	12.000	6	36
Đường phố và đường ít quan trọng ở đô thị	9500	5,5	33

Việc *quyết định chọn tải trọng tính toán* thật ra cũng là một vấn đề kinh tế kĩ thuật và rõ ràng tải trọng tính toán ảnh hưởng nhiều đến trị số E_{yc} như trên đã thấy. Do đó, tuy về mặt lí thuyết, khi tính kết cấu áo đường theo trạng thái đàn hồi thì cần tính với tải trọng bánh xe nặng nhất nhưng thực tế người ta thường chọn loại xe nặng chiếm tỉ lệ lớn hơn 5% trong dòng xe chạy trên đường làm xe tính toán. Từ đó có quy định như bảng 11 – 6. Trên các đường chuyên dụng (loại đường có yêu cầu đặc biệt như đường công nghiệp, lâm nghiệp, quảng trường, sân bay...) nếu có căn cứ về thành phần dòng xe trong khai thác tương lai thì nhất thiết phải chọn tải trọng tính toán phù hợp với yêu cầu riêng của chúng (kể cả việc chọn loại xe nặng nhất làm xe tính toán).

Lưu lượng trục xe tính toán là số trục xe (đã quy đổi ra tải trọng tính toán) trong tương lai sẽ chạy trên một làn xe nặng nhất, chịu đựng lớn nhất trong một ngày đêm vào thời kì bất lợi nhất. Tương lai nói ở đây là lưu lượng xe dự đoán sẽ xuất hiện ở cuối thời hạn sử dụng cho đến khi phải đại tu áo đường. Thời hạn này được 22 TCN–211–93 quy định là 15 năm với mặt đường cấp cao A_1 ; 10 năm với mặt đường cấp cao thứ yếu A_2 và 5 năm với mặt đường cấp quá độ (bảng 10 – 2 chương 10).

Việc quy đổi các trục xe khác có trong dòng xe thực tế chạy trên đường ra xe tính toán (có tải trọng trục bằng tải trọng xe tính toán như ở bảng 11 – 6) được tiến hành bằng cách : nhân số lượng ôtô hai cầu có tải trọng trục sau khác nhau với những hệ số tương ứng xác định theo bảng 11 –7. Với loại xe 3 cầu thì xem như là 2 ôtô có tải trọng tương ứng trên mỗi trục sau để quy đổi. Các loại xe con không cần xét đến khi tính toán.

Bảng 11 – 7

HỆ SỐ QUY ĐỔI XE RA XE TÍNH TOÁN (22TCN–211–93)

Loại tải trọng tiêu chuẩn	Trị số hệ số quy đổi a_i khi tải trọng trục của xe cần đổi là (tấn)							
	4	6	7	8	9,5	10	11,0	12
trục 10 tấn	0,02	0,10	0,36	0,43	0,68	1,0	–	–
trục 12 tấn	0,01	0,05	0,18	0,22	0,35	0,5	0,8	1,0
trục 9,5 tấn	0,03	0,15	0,55	0,65	1,00	–	–	–

Hệ số quy đổi được xác định chủ yếu là theo thực nghiệm – kinh nghiệm về ảnh hưởng trùng phục của các loại tải trọng xe chạy khác nhau.

Bảng 11 – 7 là theo kết quả nghiên cứu của Liên Xô cũ có kết hợp với các kết quả thực nghiệm của AASHTO (xem 11.2). Trong trường hợp tổng quát hệ số quy đổi a_i có thể xác định theo quan hệ thực nghiệm – kinh nghiệm sau đối với áo đường mềm :

$$a_i = \left(\frac{Q_i}{Q_{tt}}\right)^{4,4} \qquad (11 - 19)$$

Với Q_i và Q_{tt} là tải trọng trục (tấn) của loại xe i cần quy đổi và của xe tiêu chuẩn. Theo 22TCN–211--93 công thức này được áp dụng cho trường hợp $\frac{Q_i}{Q_{tt}} = 1,0 \div 1,2$.

Như vậy lưu lượng xe tính toán N_{tt} trên 1 làn xe sẽ được xác định theo công thức :

$$N_{tt} = \gamma \sum_{1}^{n} N_i \, . \, a_i \text{ (trục xe/ngày đêm – làn)} \qquad (11 - 20)$$

trong đó : N_i, a_i là số xe loại i trong dòng xe theo cả 2 chiều đi và về vào thời kì bất lợi nhất ở năm tính toán (xe/ngày đêm) và hệ số quy đổi ra xe tính toán tương ứng ;

γ là hệ số xét đến sự phân bố xe chạy trên các làn xe. Trong 22TCN–211–93 quy định γ như bảng 11 – 8.

Bảng 11 – 8

HỆ SỐ XÉT ĐẾN SỰ PHÂN BỐ XE CHẠY TRÊN CÁC LÀN XE

Trường hợp tính toán	Hệ số γ
– đường chỉ có 1 làn xe	1,00
– đường với phần xe chạy 2 hoặc 3 làn nhưng không có dải phân cách	0,55
– đường 4 và nhiều làn xe có dải phân cách ở giữa	0,35

Chú ý rằng nếu xét gộp cả hệ số độ võng K_{dv} như ở bảng 11– 5 thì trị số môđun đàn hồi yêu cầu càng thấy rõ là một chỉ tiêu mang tính chất kinh tế – kĩ thuật. Ngoài ra, nó còn phụ thuộc điều kiện khí hậu, nếu điều kiện khí hậu thuận lợi hơn không gây phá hoại mặt đường nhiều như các vùng khác thì trị số môđun đàn hồi yêu cầu có thể giảm đi. Do đó rõ ràng vấn đề nghiên cứu xác định trị số môđun đàn hồi yêu cầu phải được đặt ra ở mỗi nước, mỗi vùng để phù hợp với khả năng kinh tế – kĩ thuật và điều kiện khí hậu ở mỗi nước. Bộ môn Đường ôtô và đường thành phố Trường đại học Xây dựng và giáo sư Đặng Hữu đã nghiên cứu xác định trị số môđun đàn hồi yêu cầu đối với kết cấu áo đường mềm ở nước ta, kết quả này có thể xem ở "Sổ tay thiết kế đường ôtô – Tập 1", Nhà xuất bản Giáo dục năm 2001 và đã được áp dụng một phần trong quy trình thiết kế áo đường mềm hiện hành.

Để đảm bảo kết cấu áo đường mềm đủ bền vững trong thời kì tính toán, trong quy trình 22TCN–211–93 còn quy định trị số môđun đàn hồi yêu cầu tối thiểu tùy thuộc cấp hạng đường và loại đường như bảng 10 –10. Nghĩa là nếu tính toán E_{yc} theo lưu lượng xe tính toán nhỏ hơn trị số ở bảng 11 – 9 thì lấy dùng trị số ở bảng 11–9 để thiết kế.

Bảng 11 – 9

TRỊ SỐ MÔĐUN ĐÀN HỒI YÊU CẦU TỐI THIỂU

Cấp, loại đường		Trị số môđun đàn hồi yêu cầu (KG/cm^2) đối với áo đường		
		Cấp cao A_1	Cấp cao thứ yếu A_2	Cấp thấp B_1
Đường ôtô công dụng :	Cấp I	1780	–	–
(cấp hạp theo TCVN 4054–84)	Cấp II	1570	1280	–
	Cấp III	1400	1150	–
	Cấp IV	1270	980	720
	Cấp V	–	770	550
	Cấp VI	không quy định	không quy định	không quy định
Đường đô thị				
– Đường cao tốc và trục chính toàn thành		1910	–	–
– Đường chính khu vực		1530	1270	–
– Đường khu nhà ở		1190	940	680
– Đường công nghiệp và kho tàng		1530	1270	1020
– Đường xe đạp, ngõ		980	720	470

11.3.2. Để tính toán được cường độ (bề dày) áo đường mềm theo tiêu chuẩn độ võng giới hạn, ta còn cần *xác định được trị số môđun đàn hồi tính toán của đất nền đường và vật liệu làm các lớp áo đường*. Phương pháp xác định các chỉ tiêu này xin xem ở 11.6.

11.3.3. Trình tự tính toán thiết kế bề dày áo đường mềm theo tiêu chuẩn độ võng giới hạn có thể tóm tắt như sau :

– Xác định lưu lượng xe tính toán theo (11 – 20) tương ứng với năm tính toán phụ thuộc loại mặt đường.

– Từ lưu lượng xe tính toán trên một làn xe xác định trị số E_{yc} theo bảng 11 – 5 và bảng 11 – 9.

– Dự kiến cấu tạo các lớp áo đường theo những nguyên tắc trình bày ở 10.3 chương 10, trong đó bề dày lớp trên cùng nên dự kiến gần như nhỏ nhất trong phạm vi có thể được (để rẻ nhất), ngoài ra có thể dự kiến bề dày các lớp khác hoặc tỉ số bề dày giữa các lớp.

– Áp dụng cách đổi tầng đã nói ở trên (mục 1) để đưa hệ nhiều lớp về hệ 2 lớp (hoặc hệ 3 lớp) từ đó áp dụng toán đồ hình 11 – 10 để tính ra E_{ch} của cả kết cấu.

– So sánh E_{ch} và E_{yc} nếu xấp xỉ là được.

Riêng trường hợp chưa biết bề dày một lớp nào đó (các lớp khác trong kết cấu áo đường đều đã dự kiến được bề dày) thì có thể áp dụng cách đổi tầng 2 lớp một từ trên xuống và từ dưới lên để theo toán đồ hình 11 – 10 tính ra được bề dày đó. Ví dụ trường hợp hình 11 – 19 nếu đã biết h_1 và chưa biết h_2 thì có thể dùng toán đồ hình 11 – 10 tính ra được trị số môđun đàn hồi yêu cầu ở trên mặt tầng móng E'_{ch} ; biết E'_{ch}, E_2, E_3 lại có thể dùng toán đồ đó tính ra h_2.

11.4. TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ (BỀ DÀY) ÁO ĐƯỜNG MỀM THEO ĐIỀU KIỆN CÂN BẰNG GIỚI HẠN VỀ TRƯỢT TRONG NỀN ĐẤT VÀ CÁC LỚP KÉM DÍNH KẾT

Như đã nói ở 11.2, nguyên lí tính toán ở đây chính là điều kiện (11 – 7), tức là *không cho phép xuất hiện biến dạng dẻo trong nền đất dưới áo đường hoặc trong bất cứ các lớp kém dính kết nào của áo đường.*

Nhằm mục đích để tiện cho tính toán, điều kiện (11 – 7) đã được giáo sư A.M. Krivitski (Liên Xô cũ) suy diễn lại như sau.

Ta biết điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm trong nền đất dưới áo đường hoặc trong các lớp kết cấu áo đường được biểu thị bằng quan hệ suy từ vòng tròn ứng suất Mohr (đối với bài toán phẳng) là :

$$\frac{1}{2\cos\varphi}[(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi] = C \qquad (11 - 21)$$

trong bài toán không gian để đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn hoàn toàn về trượt thì còn cần phải thỏa mãn điều kiện :

$$\frac{1}{2\cos\varphi}[(\sigma_1 - \sigma_2) - (\sigma_1 + \sigma_2)\sin\varphi] = C \qquad (11 - 22a)$$

hoặc

$$\frac{1}{2\cos\varphi}[(\sigma_2 - \sigma_3) - (\sigma_2 + \sigma_3)\sin\varphi] = C \qquad (11 - 22b)$$

trong đó : σ_1, σ_2, σ_3 là ứng suất chính tại điểm đang xét ; C và φ là lực dính và góc ma sát trong của đất hoặc vật liệu. Chú ý rằng, đồng thời cùng xảy ra điều kiện (11 – 21) và (11 – 22a) tức là phải có $\sigma_2 = \sigma_3$ và đồng thời xảy ra điều kiện (11 – 21) và (11 – 22b) tức là có $\sigma_2 = \sigma_1$. Giáo sư A.M. Krivitski gọi phần bên trái của (11 – 21) là ứng suất cắt hoạt động τ_a. Trị số τ_a ở mỗi điểm trong nền đất hoặc vật liệu lớn hay nhỏ sẽ phụ thuộc vào trạng thái ứng suất tại đó và có thể có trị số ứng suất cắt hoạt động lớn nhất τ_{amax} trong chúng. Trạng thái cân bằng giới hạn sẽ không xảy ra và biến dạng dẻo sẽ không xuất hiện nếu có điều kiện sau :

$$\tau_{amax} \le C \qquad (11 - 23)$$

Điều kiện (11 – 23) nếu nhân thêm hệ số cường độ K_{tr} vào vế trái thì hoàn toàn sẽ tương đương với điều kiện (11 – 7). Trị số ứng suất cắt hoạt động lớn nhất của nền đất và các lớp dưới τ_{amax} sẽ gồm 2 thành phần : một do tải trọng của bánh xe tính toán tác dụng gây ra và một do khối lượng bản thân của các lớp trên nó gây ra, nghĩa là :

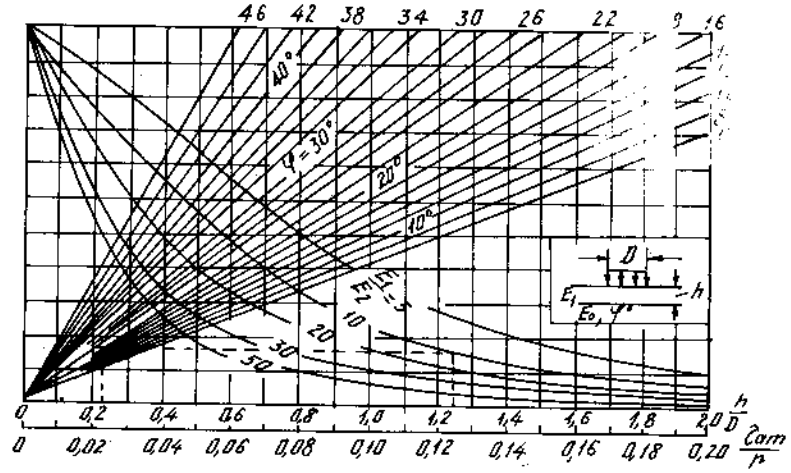
$$\tau_{a\,max} = \tau_{a.m} + \tau_{a.b} \qquad (11 - 24)$$

trong đó : $\tau_{a.m}$ là ứng suất cắt hoạt động lớn nhất do tải trọng bánh xe tính toán gây ra.

$\tau_{a.b}$ là ứng suất cắt hoạt động do khối lượng bản thân của các lớp trên gây ra.

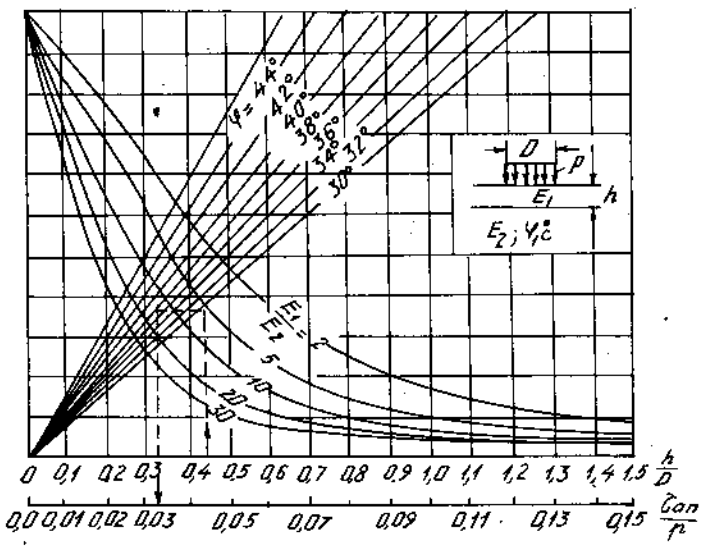
Lợi dụng kết quả giải chính xác đối với hệ 2 lớp của Kogan và A.G. Bulavko dưới *tác dụng của tải trọng bánh xe* đối xứng trục, tức là từ trạng thái ứng suất ở mỗi điểm trong nền đất (σ_z, σ_r, σ_θ và τ_{trz}) đã cho ở kết quả giải chính xác, giáo sư A.M.Krivitski đã tính ra được các trị số ứng suất chính σ_1 và σ_3 tương ứng và tiến hành khảo sát quy luật thay đổi trị số τ_a trong nền đất dưới áo đường theo vế trái của (11 – 21) ; kết quả khảo sát cho thấy : trị số τ_{am} do tải trọng bánh xe gây ra trong móng (lớp dưới) của hệ 2 lớp thường *đạt cực đại*

tại gần sát mặt tiếp xúc giữa 2 lớp và nằm trên trục của diện tích phân bố tải trọng. Do trị số τ_{am} xảy ra tại điểm nằm trên trục phân bố tải trọng nên điều kiện (11 – 22a) cũng đồng thời đạt tới cân bằng giới hạn hoàn toàn vì dưới tải trọng bánh xe đối xứng trục tại đó luôn luôn có $\sigma_2 = \sigma_3$ (như vậy trong bài toán đối xứng trục đối với các điểm trên trục điều kiện cân bằng giới hạn tương tự như với bài toán phẳng).



Hình 11 – 12a. Toán đồ để xác định trị số $\frac{\tau_{am}}{p}$ do tải trọng bánh xe gây ra ở lớp dưới của hệ 2 lớp khi tính toán theo kết quả giải chính xác với giả thiết 2 lớp trên và dưới cùng chuyển vị đồng thời tại mặt tiếp xúc (có dính kết tốt giữa 2 lớp)

Trong trường hợp bề dày lớp trên h quá mỏng (khi tỉ số $\frac{h}{D} < 0,25$ với D là đường kính vòng tròn diện tích tải trọng) thì kết quả khảo sát cũng cho thấy trị số τ_{am} theo vế trái (11 – 21) lại xuất hiện ở vùng mép diện tích tải trọng, nhưng trường hợp h mỏng như vậy thực tế ít gặp.



Hình 11 – 12b. Như hình 11 – 12a nhưng tính toán với giả thiết 2 lớp trên và dưới chuyển vị tự do (nghĩa là không có dính kết giữa 2 lớp)

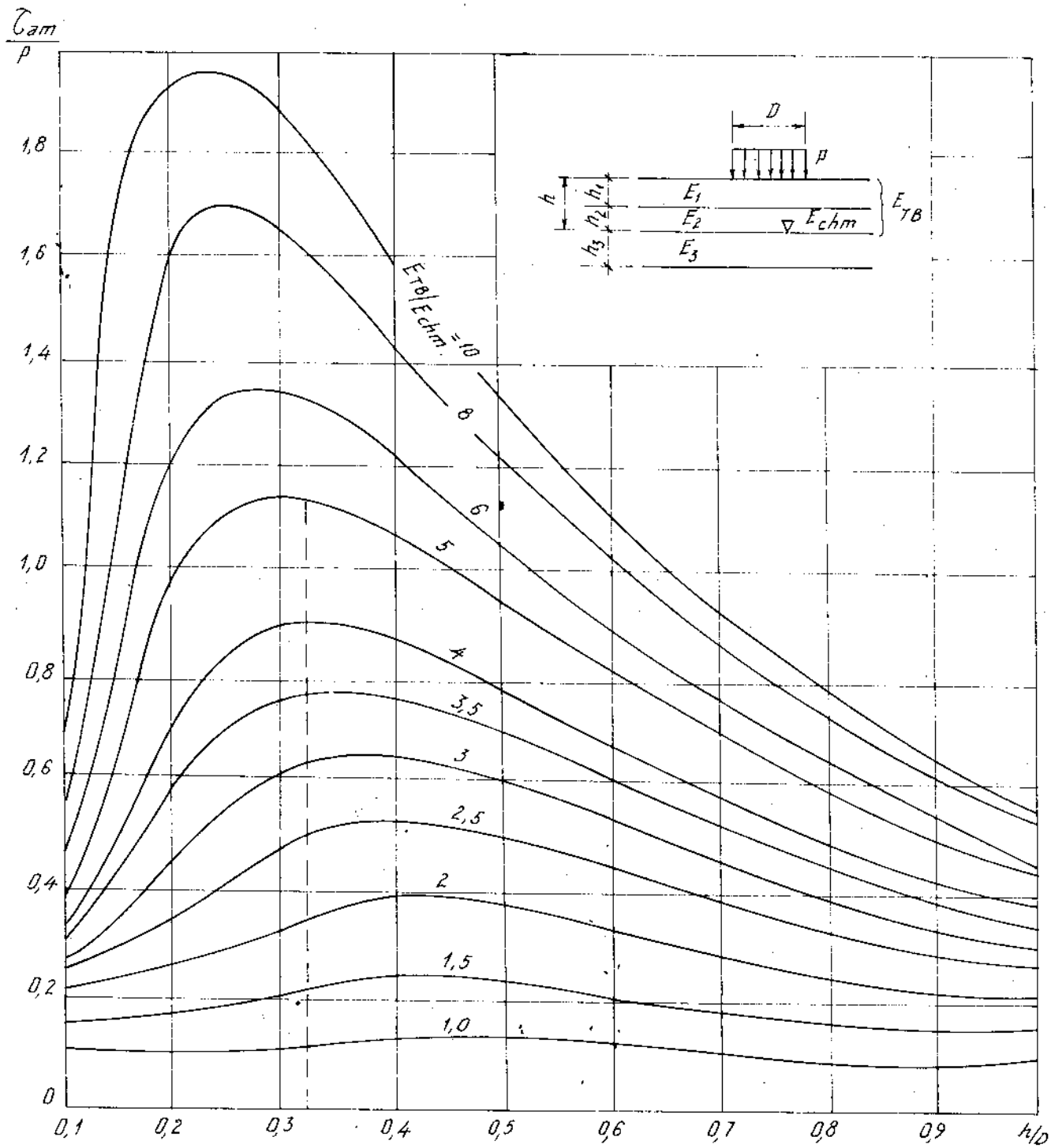
Xác định trước được vị trí điểm xuất hiện τ_{am} là một thuận lợi vì không phải tiến hành một khối lượng tính toán lớn để mò tìm trị số này và do đó sẽ có :

$$\frac{\tau_{am}}{p} = f\left(\varphi, \frac{h}{d}, \frac{E_1}{E_2}\right) \qquad (11 - 25)$$

với $\frac{\tau_{am}}{p}$ là ứng suất cắt hoạt động lớn nhất đơn vị (p là tải trọng tác dụng của bánh xe tính toán, kG/cm^2).

E_1 và E_2 là môđun đàn hồi của lớp áo đường phía trên và của nền đất phía dưới.

φ và $\frac{h}{D}$ có ý nghĩa như trên đã nói.



Hình 11 – 13. Toán đồ xác định ứng suất cắt hoạt động lớn nhất đơn vị trong lớp mặt bêtông nhựa.

Trị số $\frac{\tau_{am}}{p}$ ở (11 – 25) tính được theo kết quả giải chính xác 2 lớp được lập thành toán đồ như ở hình 11 – 12a, 11 – 12b và 11 – 13. Riêng toán đồ hình 11 – 13 chỉ áp dụng cho việc tính $\frac{\tau_{am}}{p}$ phát sinh trong lớp mặt bêtông nhựa (vì áp dụng với lớp mặt trên cùng nên ảnh hưởng của lực ma sát là không đáng kể, do vậy trên toán đồ không có ảnh hưởng của φ).

Trong các trường hợp trên nếu nền bằng đất có tính dính (á sét, á cát) thì xem là giữa áo đường và nền đất có dính kết tốt và phải áp dụng toán đồ hình 11 – 12a ; nếu nền bằng đất kém dính (cát v.v..) thì phải dùng toán đồ hình 11 – 12b. Trường hợp có dính kết tốt là bất lợi hơn (trị số $\frac{\tau_{am}}{p}$ lớn hơn nếu các điều kiện khác như nhau) vì lúc này ứng suất do tải trọng bánh xe truyền xuống nền đất sẽ lớn hơn (đất nền tham gia chịu lực nhiều hơn). Ứng suất trong các kết cấu thực tế thường có trị số trung gian giữa 2 trường hợp giới hạn nói trên.

Các toán đồ trên được lập ứng với hệ số poisson μ khi tính toán là 0,25 đối với vật liệu áo đường và 0,35 với nền đất. Các trị số μ này đặc trưng cho những kết cấu áo đường thông thường làm việc ở giai đoạn đàn hồi. Sai số có thể có so với trị số μ này ít ảnh hưởng đến kết quả tính toán.

Trị số τ_{ab} tại mặt nền đất (hoặc mặt lớp dưới) trên trục tác dụng của tải trọng (là nơi xuất hiện τ_{am}) cũng được tính theo vế trái của (11 – 20) trong đó thay $\sigma_1 = \gamma h$ và $\sigma_3 = \frac{\mu_2}{1-\mu_2}\gamma h$ với h là bề dày lớp trên (hoặc áo đường), γ là trọng lượng trên một đơn vị thể tích trung bình của vật liệu lớp trên (hoặc áo đường) và $\mu_2 = 0,35$ là hệ số Poisson của nền đất ; ($\frac{\mu_2}{1-\mu_2}$ chính là hệ số áp lực ngang của nền đất hoặc vật liệu lớp dưới). Như vậy sẽ có :

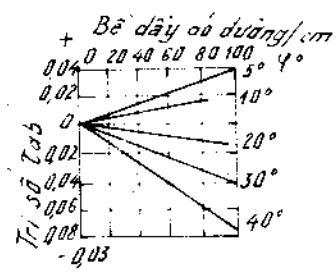
$$\tau_{ab} = \frac{\gamma h}{2\cos\varphi}\left[1 - \frac{\mu_2}{1-\mu_2} - \left(1 + \frac{\mu_2}{1-\mu_2}\right)\sin\varphi\right] \qquad (11-26)$$

Dựa theo (11 – 26) cũng lập được toán đồ để xác định τ_{ab} như hình (11 – 14).

Khi vận dụng vào tính toán cường độ (bề dày) áo đường mềm, để xét tới các ảnh hưởng khác, quy trình 22TCN–211–93 đưa thêm vào (11 – 23) các hệ số và (11 – 23) trở thành :

$$\tau_{a\,max} \le C.\frac{K_1 K_2}{K_{tr}.m.n} = C.K' \qquad (11-27)$$

trong đó : C là lực dính của đất móng áo đường (hoặc vật liệu lớp dưới cần kiểm tra điều kiện không phát sinh biến dạng dẻo) ở thời kì tính toán (kG/cm^2) và K' được xem là 1 hệ số tổng hợp.



Hình 11 – 14. Toán đồ để xác định trị số ứng suất cắt hoạt động do khối lượng bản thân của lớp trên gây ra đối với lớp dưới (số ghi ở đầu các đường thẳng là trị số góc ma sát φ^0).

Các hệ số K_{tr}, K_1, K_2, m, n để xét đến các ảnh hưởng sau :

– Hệ số K_{tr} là hệ số cường độ để xét đến độ bền vững và dự trữ cường độ được quy trình 22TCN–211–93 quy định như sau : với mặt đường cấp cao A_1 và cấp cao thứ yếu A_2 cũng như với áo đường có sử dụng vật liệu gia cố chất liên

kết vỏ cơ không cho phép phát sinh biến dạng dư : $K_{tr} = 1,0$; với mặt đường cấp thấp B_1 : $K_{tr} = 0,95 \div 0,75$; (khi cường độ xe chạy < 100 xe/ngày đêm – làn thì dùng trị số nhỏ).

– n là hệ số xét đến sự quá tải do xe chạy gây ra và quy định n = 1,15

– m là hệ số xét đến điều kiện tiếp xúc của các lớp kết cấu ; khi nền đất dưới áo đường là đất dính (tính τ_{am} theo hình 11 – 12a) thì lấy m = 0,65 ; nếu là đất kém dính (tính theo toán đồ hình 11 – 12b) thì lấy m = 1,15.

– Hệ số K_1 xét đến sự giảm sức chống cắt của đất dưới tác dụng của tải trọng trùng phục và tác dụng chấn động do xe chạy gây ra ; $K_1 = 0,60$.

– Hệ số K_2 xét đến điều kiện làm việc không đồng nhất của kết cấu do chất lượng thi công không đồng nhất, do các yếu tố thiên nhiên và các yếu tố bất lợi khác ; các yếu tố bất lợi này càng biểu hiện nhiều khi lưu lượng xe chạy càng lớn và được lấy như sau : Khi lưu lượng xe tính toán trên 1 làn xe < 100 xe/ngày đêm thì $K_2 = 1$; < 1000 xe/ngày đêm thì $K_2 = 0,8$; < 5000 xe/ngày đêm thì $K_2 = 0,65$ và nếu > 5000 xe/ngày đêm thì $K_2 = 0,60$.

Trong một số quy trình người ta thường đặt :

$$K = \frac{K_1}{n.m} \qquad (11 - 28)$$

và lấy K = 0,80 với trường hợp đất có tính dính và K = 0,45 với trường hợp đất kém dính.

– Trường hợp kiểm tra điều kiện ổn định trượt của lớp mặt bêtông nhựa thì thường quy định hệ số tổng hợp K' và lực dính C của bêtông nhựa ở nhiệt độ 50°C như sau (22TCN–211–93) :

Lớp bêtông nhựa bằng hỗn hợp hạt lớn	K' = 1,6	$C = 3,0 \div 2,7 kG/cm^2$
Lớp bêtông nhựa bằng hỗn hợp hạt nhỏ	K' = 1,1	$C = 2,0 \div 1,7 kG/cm^2$
Lớp bêtông nhựa cát	K' = 0,9	$C = 1,5 \div 1,3 kG/cm^2$

Trình tự tính toán cường độ áo đường mềm theo điều kiện cân bằng giới hạn về trượt (11 – 27) cụ thể là :

– Dự kiến cấu tạo các lớp áo đường (bề dày và trị số môđun đàn hồi tính toán của các lớp theo loại vật liệu cấu tạo) như nói ở mục 11.3.3.

– Đổi hệ nhiều lớp về hệ 2 lớp như sơ đồ trên toán đồ các hình 11 – 12a, 11 – 12b và 11 – 13 sao cho sau khi đổi, bề dày lớp trên là bề dày toàn bộ áo đường (nếu kiểm tra điều kiện trượt ở dưới nền đất) hoặc là tổng bề dày các lớp trên (nếu kiểm tra ở một lớp nào đó kể cả lớp mặt bêtông nhựa). Trị số môđun đàn hồi tính toán của các lớp trên được quy đổi thành trị số môđun đàn hồi trung bình với bề dày của các lớp :

$$E_{tb} = \frac{E_1.h_1 + E_2.h_2 + E_3.h_3 + ...}{h_1 + h_2 + h_3 + ...} \qquad (11 - 29)$$

Nếu kiểm tra ở lớp móng áo đường thì lớp móng và nền đất được quy đổi thành một lớp bán không gian ở phía dưới theo toán đồ Kogan ở hình 11 – 10.

– Sau khi đưa về hệ 2 lớp, sẽ tính toán được τ_{am} và τ_{ab} theo toán đồ 11 – 12a (hoặc 11 – 12b) và hình 11 – 14. Riêng trường hợp kiểm tra điều kiện ổn định trượt của lớp mặt bêtông nhựa

thì không tính τ_{ab} vì lớp này nằm ở trên cùng của áo đường (xem như $\tau_{ab} = 0$). Nếu $\tau_{am} + \tau_{ab}$ thỏa mãn điều kiện (11 – 27) là được. Nếu cường độ chống trượt không đủ thì cần tăng thêm bề dày áo đường (một số lớp nào đó) và tính lại cho thỏa mãn (11 – 27). Nếu cường độ chống trượt quá thừa thì giảm bề dày hoặc dùng vật liệu có môđun đàn hồi thấp hơn.

Việc tính toán cường độ áo đường mềm theo điều kiện cân bằng giới hạn về trượt thường tiến hành với nền đất và với các lớp trong kết cấu áo đường làm bằng vật liệu kém dính như sỏi, cát, đất gia cố nhựa lỏng... vì các lớp này thường có lực dính C và góc ma sát φ nhỏ. Các lớp móng bằng đá dăm, đất gia cố chất liên kết vô cơ... thường không kiểm tra điều kiện này vì cường độ chống cắt của chúng lớn. Riêng đối với tầng mặt hỗn hợp đá nhựa như bêtông atsphan thì việc kiểm tra điều kiện cân bằng giới hạn về trượt theo toán đồ hình 11 – 13 cũng phải đặt ra vì về mùa nóng nhiệt độ bề mặt áo đường lên cao (ở nước ta có thể tới 60 ÷ 70°C) thì cường độ chống trượt của bêtông nhựa cũng như trị số môđun đàn hồi cũng sẽ giảm thấp đến mức bất lợi nhất, đồng thời tầng mặt còn chịu tác dụng trực tiếp lực ngang do xe chạy gây ra. Tuy nhiên trên thực tế việc tính toán như vậy cũng không bảo đảm chắc chắn rằng nếu thỏa mãn điều kiện (11 – 27) thì bêtông nhựa lớp mặt sẽ không bị trượt dồn làn sóng về mùa nóng. Phương hướng chính để khắc phục hiện tượng phá hoại này chủ yếu là đi sâu nghiên cứu về cấu trúc và vật liệu tạo thành bêtông nhựa (trong đó có việc sử dụng các loại nhựa cải tiến nói ở chương 10) để bản thân bêtông nhựa tăng được sức chống cắt trượt ở điều kiện nhiệt độ cao.

11.5. TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ ÁO ĐƯỜNG MỀM THEO ĐIỀU KIỆN CHỊU KÉO KHI UỐN

Công việc tính toán này chỉ cần tiến hành đối với các lớp vật liệu có *tính toàn khối* như lớp bêtông atsphan và các lớp bằng vật liệu đất đá gia cố chất vô cơ vì chỉ có chúng mới chịu uốn dưới tác dụng của tải trọng (các lớp vật liệu rời rạc như đá dăm..., hoặc kém dính kết như vật liệu gia cố nhựa lỏng... không chịu uốn).

Như đã nói ở 11.2, nguyên lí tính toán kiểm tra cường độ các lớp áo đường bằng vật liệu có tính toàn khối theo điều kiện chịu kéo khi uốn chính là điều kiện (11 – 30) để đảm bảo ứng suất sinh ra khi áo đường bị võng dưới tác dụng của tải trọng không được phá hoại cấu trúc vật liệu và dẫn đến phát sinh vết nứt :

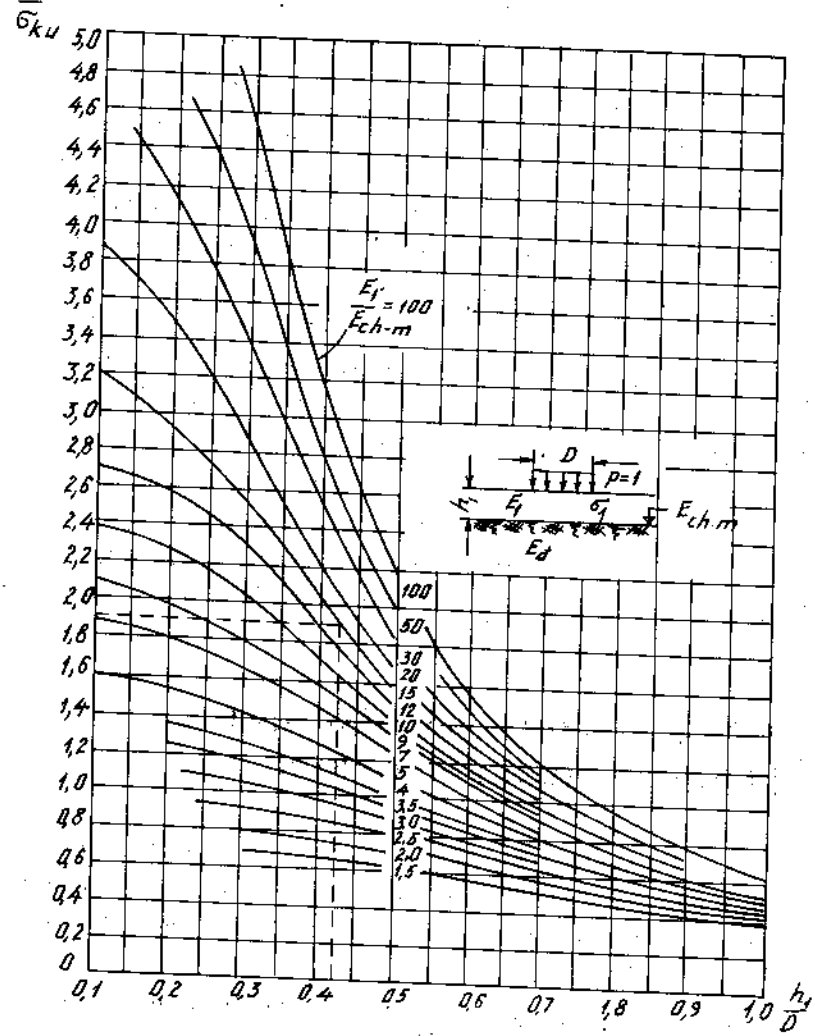
$$K_{ku} \cdot \sigma_{ku} \leq R_{ku} \qquad (11 - 30)$$

K_{ku} là hệ số cường độ khi chịu kéo uốn có thể tham khảo xác định như bảng 11 – 2 và theo quy trình 22TCN–211–93 hiện hành thì có thể lấy $K_{ku} = 1,0$.

Trị số cường độ chịu kéo – uốn giới hạn cho phép của vật liệu K_{ku} (kG/cm^2) phải được xác định bằng thí nghiệm có xét đến *hiện tượng mỏi* do tác dụng trùng phục của tải trọng gây ra (xem 11 – 6) và có xét đến các nhân tố ảnh hưởng khác như nhiệt độ đối với lớp đá nhựa hoặc độ ẩm đối với các lớp đất, đá gia cố với các chất liên kết vô cơ.

Trị số ứng suất kéo lớn nhất đơn vị trong lớp đang xét $\bar{\sigma}_{ku}$ được xác định nhờ kết quả giải chính xác hệ hai lớp và ba lớp theo lí thuyết đàn hồi ; các kết quả đó được lập thành toán đồ ở hình 11 – 15 và hình 11 – 16.

Trường hợp hình 11 – 15 là lập với trường hợp giữa tầng mặt và tầng móng không tiếp xúc, dính bám tốt (trường hợp bất lợi nhất về phát sinh ứng suất kéo – uốn ở *đáy lớp trên*).



Hình 11 – 15. Toán đồ xác định ứng suất kéo – uốn đơn vị $\bar{\sigma}_{ku}$ của lớp trên bằng vật liệu toàn khối ($E_{ch.m}$: môđun đàn hồi chung của các lớp dưới, E_d : môđun đàn hồi của đất).

Còn toán đồ hình 11 – 16 là lập với trường hợp các lớp có tiếp xúc, dính bám tốt (cùng dịch chuyển trên mặt tiếp xúc) tức là trường hợp bất lợi nhất về phát sinh ứng suất kéo uốn ở các *lớp nằm giữa*.

Trên các toán đồ này cho ta tìm được ứng suất kéo uốn đơn vị $\bar{\sigma}_{ku}$ tuỳ thuộc bề dày và trị số môđun đàn hồi của các lớp vật liệu trong kết cấu áo đường, từ đó có thể tìm được σ_{ku} theo công thức sau :

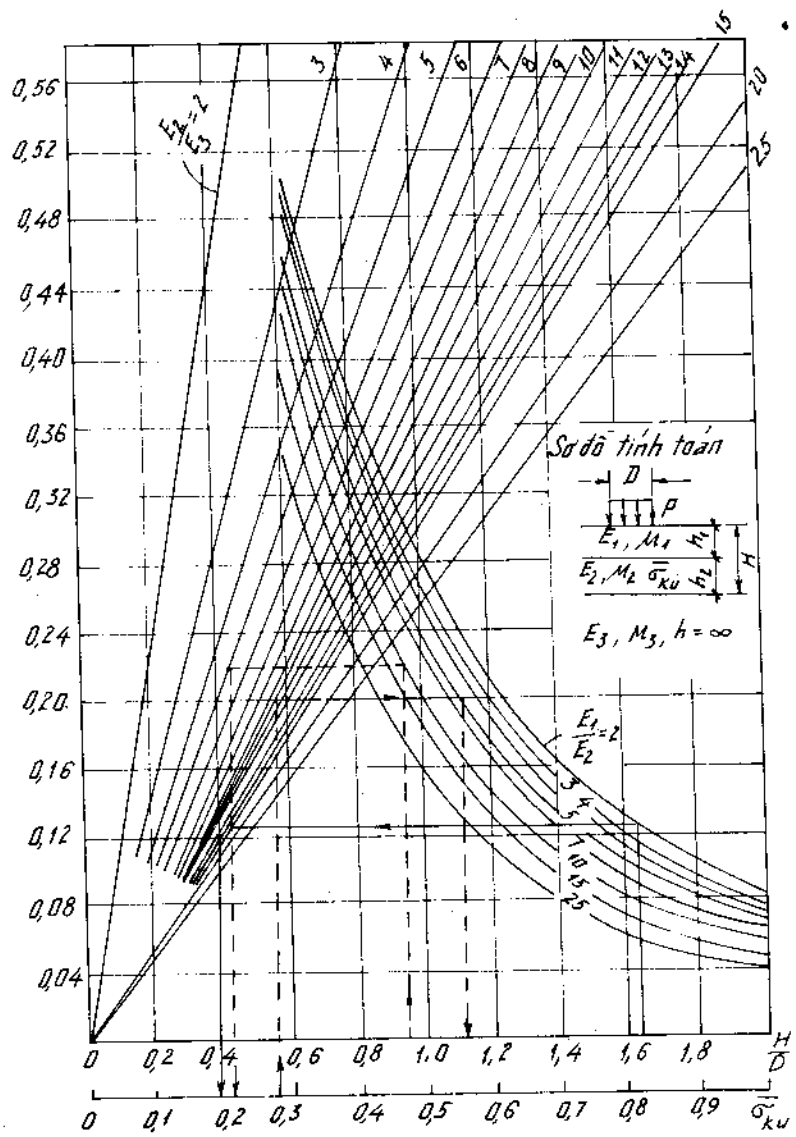
$$\sigma_{ku} = 1{,}15 \cdot p \cdot \bar{\sigma}_{ku} \qquad (11-31)$$

trong đó : p – tải trọng bánh xe tính toán (kG/cm^2) phân bố trên vệt bánh xe đường kính D ; còn 1,15 là hệ số xét đến tác dụng động và xung kích khi xe chạy trên đường.

Trình tự tính toán kiểm tra điều kiện kéo uốn của các lớp như sau :

– Đối với các lớp phía dưới lớp mặt cần kiểm tra phải đổi về một bán không gian vô hạn bằng cách đổi hai lớp một từ dưới lên (kể cả nền đất) theo toán đồ Kogan ở hình 11 – 10 và cách làm nói ở 11.3 để được trị số $E_{ch.m}$ (tức là đưa hệ nhiều lớp về hệ hai lớp có lớp mặt kiểm tra là lớp trên cùng).

– Tra toán đồ, tính σ_{ku} theo (11 – 31) và kiểm tra điều kiện (11 – 30), nếu không thỏa mãn thì cần thay đổi kết cấu để tăng độ cứng của các lớp phía dưới (tức là giảm tỉ số $\frac{E_1}{E_{ch.m}}$)



Hình 11 – 16. Toán đồ để xác định ứng suất kéo – uốn đơn vị của lớp giữa (nằm giữa nền đất và lớp mặt) bằng vật liệu toàn khối.

Khi kiểm tra các lớp nằm giữa thì cần đổi hai lớp một từ dưới lên và từ trên xuống để đưa hệ nhiều lớp về hệ ba lớp như sơ đồ tính toán vẽ ở góc toán đồ hình 11 – 16. Các trình tự khác tiếp tục như trên.

11.6. PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH CÁC THÔNG SỐ ĐỂ TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ ÁO ĐƯỜNG MỀM

Như các phần trên đã trình bày, để tính toán cường độ áo đường mềm cần phải xác định được các thông số gồm : môđun đàn hồi, lực dính và hệ số ma sát của đất và vật liệu các lớp áo đường cũng như cường độ giới hạn chịu kéo uốn của các vật liệu có tính toàn khối.

11.6.1. Xác định trị số môđun đàn hồi có thể tiến hành bằng các thí nghiệm trong phòng hoặc ở hiện trường. Vì môđun đàn hồi đặc trưng cho khả năng chống biến dạng của vật liệu hay của đất đã biến cứng dưới tác dụng của tải trọng (tức là làm việc trong giai đoạn chỉ có biến dạng hồi phục) nên về nguyên tắc phải thí nghiệm xác định chúng sau khi chúng được làm biến cứng sơ bộ (tức là làm cho chúng chịu tải trọng lặp lại nhiều lần tới khi không xảy ra tích luỹ biến dạng dư nữa mới tiến hành thí nghiệm).

Tuy nhiên thường vẫn thí nghiệm bằng cách gia, dỡ tải dần dần theo từng cấp mà không cần qua biến cứng sơ bộ vì thực nghiệm cho thấy trị số môđun đàn hồi tìm được theo cách này không khác nhiều so với cách làm có tạo biến cứng sơ bộ trước.

Khi xác định trị số môđun đàn hồi của nền đất hoặc cả kết cấu áo đường (E_{ch}) tại hiện trường (trên những đường hiện có), người ta thường tiến hành thí nghiệm ép cục bộ (đất và vật liệu chịu tải trong điều kiện nở hông bị hạn chế để tính ra trị số môđun đàn hồi theo công thức :

$$E = \frac{\pi}{4} \frac{pD(1-\mu^2)}{l} \qquad (11-32)$$

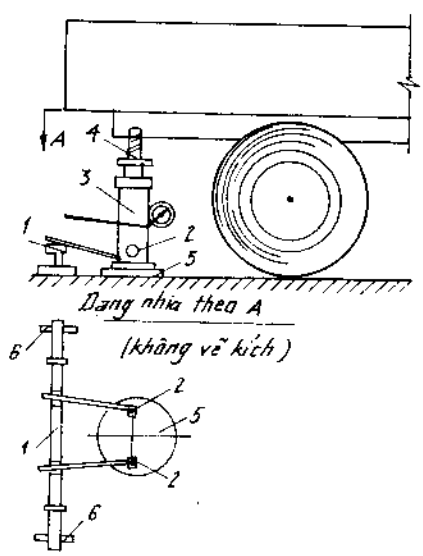
trong đó : l là biến dạng hồi phục dưới tác dụng của tải trọng ép trên mặt đất (hoặc mặt áo đường) p (kG/cm^2) ; D – đường kính tấm ép (cm) ; $\frac{\pi}{4}$ là hệ số điều chỉnh để xét đến ảnh hưởng của tấm ép cứng ; μ là hệ số Poisson, có thể lấy trung bình là 0,35 đối với đất khi không có biến dạng dẻo ; 0,25 đối với đa số các vật liệu làm áo đường và 0,30 khi tính môđun đàn hồi chung của cả kết cấu áo đường.

Khi dùng (11 – 32) để tính môđun đàn hồi của kết cấu có lớp mặt khá cứng (như tầng mặt bêtông atsphan hoặc tầng mặt đá dăm và đất, đá có gia cố chất liên kết vô cơ) thì không cần đưa vào hệ số $\frac{\pi}{4}$ nữa vì độ cứng của tấm ép thực tế không ảnh hưởng đến trị số biến dạng thẳng đứng của kết cấu loại này.

Thí nghiệm ép tiến hành trên mặt nền đất (hoặc mặt kết cấu) chính là để nhằm đo được trị số *l* (biến dạng đàn hồi) : tương ứng với p và điều phải suy xét chính là phải ép với P và D bằng bao nhiêu ?

Khi thí nghiệm ép cần tiến hành tăng tải dần theo từng cấp, thường là 3 ÷ 5 cấp. Trị số P lớn nhất được xác định sao cho trong đất (trong kết cấu) chỉ mới phát sinh biến dạng dẻo cục bộ và vượt quá một ít trị số áp lực tính toán thực tế đất hoặc các lớp áo đường phải chịu, áp lực này đối với đất thường là 2,0 ÷ 3,0 kG/cm^2, và đối với áo đường là dưới 6 kG/cm^2. Còn đường kính tấm ép D khi ép các lớp áo đường thì thường dùng bằng đường kính của vệt bánh xe tính toán (thường D = 33cm). Riêng với nền đất thì như đã nói ở 9.5, nên dùng bản ép có D = 50 ÷ 70cm, để tính đến sự phân bố ứng suất theo chiều sâu do tải trọng xe chạy gây ra.

Sơ đồ và các thiết bị thí nghiệm ép hiện trường được miêu tả ở hình 11 – 17.



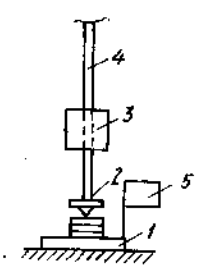
Hình 11 – 17. Thí nghiệm ép ở hiện trường.
1 – dầm để bắc chuyển vị kế ;
2 – chuyển vị kế ; 3 – kích thuỷ lực có áp lực kế ; 4 – khung ôtô để truyền tải ;
5 – tấm ép cứng cần đặt để tiếp xúc tốt với mặt đường ; 6 – gối tựa đặt ở ngoài vùng "chậu" võng của áo đường để không ảnh hưởng đến kết quả do chuyển vị.

Khi thí nghiệm ép, mỗi cấp tải trọng được giữ không đổi trên mặt nền cho đến khi tốc độ lún phát triển không quá 0,02mm/phút thì ghi số đọc ở thiên phân kế rồi dỡ tải đến hết (hoặc giữ lại một tải trọng rất nhỏ để tấm ép và kích không bị xê dịch chỗ, tải trọng còn dư này phải được trừ đi khi tính trị số E) và chờ đến khi biến dạng hồi phục hoàn toàn để đọc thiên phân kế xác định trị số l ứng với p. Sau đó tiếp tục tăng tải đến cấp sau và lại làm như vậy. Kết quả sẽ vẽ được đường quan hệ l = f(p) và thông thường quan hệ này gần với đường thẳng (nếu đất hoặc vật liệu hoàn toàn đàn hồi thì là đường thẳng). Trên đường l = f(p) chọn khoảng đường biểu diễn có trị số p gần với áp lực tính toán thực tế đất hoặc vật liệu phải chịu để tính ra E theo (11 – 32).

Tiến hành thí nghiệm ép trên mặt đất và lần lượt trên mặt các lớp khác nhau của áo đường ta biết được trị số môđun đàn hồi tương đương trên mặt các lớp đó và sau khi đo bề dày các lớp, lại dùng toán đồ Kôgan ở hình 11 – 10 sẽ tính ngược ra được trị số môđun đàn hồi của các lớp vật liệu làm áo đường.

Khi thí nghiệm phải lấy mẫu để xác định rõ thành phần, tính chất và trạng thái độ ẩm, độ chặt của đất nền và vật liệu các lớp áo đường. Đối với vật liệu có xử lí bằng chất liên kết hữu cơ thì còn phải xác định nhiệt độ của chúng lúc tiến hành thí nghiệm. Nếu vào lúc thí nghiệm, trạng thái về độ ẩm, độ chặt và nhiệt độ nói trên tương ứng vào thời kì bất lợi nhất thì trị số môđun xác định được sẽ chính là trị số *môđun đàn hồi tính toán*.

Phương pháp nói trên cho phép ta xác định được trị số môđun đàn hồi tĩnh, tác dụng tải trọng lâu. Để xét đến ảnh hưởng của tính nhớt của vật liệu và phù hợp hơn với điều kiện thực tế, hiện còn phổ biến phương pháp xác định môđun đàn hồi động dựa trên việc tạo nên các tải trọng động tác dụng tức thời (thời gian tác dụng trên mặt lớp kết cấu thí nghiệm chỉ 0,1 ÷ 0,2 sec tương tự với thời gian tác dụng của 1 bánh xe tiêu chuẩn khi chạy trên đường) nhờ một quả tạ rơi tự do trên 1 lò xo đặt trên bản ép cứng và biến dạng do tải trọng đó gây ra được ghi lại trên băng tự ghi của máy ghi sóng (ôcxilôgrap). Thiết bị thí nghiệm này được gọi là *chùy xung lực* (tải trọng tác dụng tức thời 1 lần) với các bộ phận được miêu tả ở hình 11 – 8.



Hình 11 – 18. Sơ đồ thiết bị chùy xung lực.
1 – tấm ép có đường kính D = 34cm ; 2 – lò xo ; 3 – quả tạ ; 4 – thanh dẫn hướng ; 5 – máy ghi chấn động cầm tay.

Trị số lực động Q_d do quả tạ truyền xuống áo đường có thể tính theo công thức gần đúng đủ chính xác (11 – 33) và thời gian tác dụng T theo (11 – 34) :

$$Q_d = P\sqrt{\frac{2H}{\delta}} \qquad (11 - 33)$$

$$T = \pi\sqrt{\frac{\delta}{g}} \qquad (11 - 34)$$

trong đó : P – trọng lượng quả tạ rơi (kG) ; H – chiều cao rơi tạ (cm) ; δ – chỉ tiêu đặc trưng cho độ cứng của lò xo, chính là độ lún của lò xo khi chịu lực P tác dụng tĩnh (cm) ; có thể tự xác định δ trước khi thí nghiệm ; g – gia tốc trọng trường (cm/s^2).

Có loại chùy xung lực với P = 100kG và H = 100cm.

Dựa vào (11 – 33) và (11 – 34) để thiết kế chùy xung lực sao cho thời gian tác dụng T = 0,015 ÷ 0,05 sec.

Trị số môđun đàn hồi được tính theo công thức :

$$E = \frac{pD}{l} \qquad (11 - 35a)$$

trong đó : p là áp lực động truyền qua bản ép và l – biến dạng đàn hồi thẳng đứng ghi được ở máy ghi chấn động cầm tay.

Xác định trị số môđun đàn hồi của đất hoặc vật liệu ở trong phòng thí nghiệm cũng được làm bằng cách ép lún để tính ra E theo công thức (11 – 32) như trên với các mẫu đất (hoặc vật liệu) được *chế bị* tương ứng ở trạng thái tính toán về độ chặt, độ ẩm, nhiệt độ. Ví dụ : mẫu đất, sẽ được chế bị tương ứng với trạng thái tính toán nói ở 9.5.

Đối với đất, thí nghiệm ép lún thường thực hiện nhờ máy nén kiểu đòn bẩy với mẫu đặt trong khuôn hình trụ có đường kính không nhỏ hơn 4 lần và chiều cao không nhỏ hơn 3 lần so với đường kính tấm ép (để bảo đảm mẫu đủ điều kiện như một hệ bán không gian). Đường kính tấm ép nên dùng 4 ÷ 5cm. Gia tải với 3 ÷ 5 cấp cho đến khi đạt trị số p khiến cho biến dạng dẻo bắt đầu phát triển mạnh (biến dạng tăng một cách đáng kể). Mỗi cấp lại dỡ tải để đo biến dạng hồi phục. Khi gia và dỡ tải đều giữ thời gian tác dụng cho đến lúc biến dạng không quá 0,01mm trong 5 phút mới đọc trị số biến dạng.

Đối với các loại đất rời (cát, á cát hạt lớn) cấp phối hoặc đá dăm thì mẫu vật liệu phải được chế bị trong máng lớn (đảm bảo điều kiện 4D và 3h như trên) và phải ép với các bản ép D = 25 ÷ 35cm. Trường hợp này nếu dùng bản ép nhỏ thì dễ mắc sai số lớn.

Đối với các vật liệu có tính toàn khối lớn (như bêtông nhựa, đất, đá gia cố chất liên kết...) thì ngoài cách ép lún ở máng như vừa nói, còn có thể thí nghiệm *ép trong điều kiện nở hông tự do*, tức là ép một trục trên các mẫu hình trụ tròn (*đường kính bản ép bằng đường kính mẫu*). Lúc này trị số môđun đàn hồi được tính theo trị số biến dạng đàn hồi l đo được khi thí nghiệm ứng với tải trọng p (kG/cm^2) với công thức sau :

$$E = \frac{4.P.h}{\pi D^2.l} \text{ (kG/cm)}^2 \qquad (11 - 35b)$$

trong đó : $\frac{\pi D^2}{4}$ là diện tích bản ép ; P là lực tác dụng trên bản ép (kG) và h là chiều cao mẫu (cm). Trị số p thường lấy bằng áp lực lớp vật liệu phải chịu, khoảng 5,0 kG/cm^2 ; còn đường kính mẫu thì tuỳ cỡ hạt lớn nhất có trong vật liệu, ví dụ D = 5,0 cm với đất gia cố, D = 10cm với bêtông nhựa hạt nhỏ... Chiều cao mẫu có thể là bằng nửa hoặc bằng đường kính mẫu. Với bêtông nhựa hạt vừa có thể dùng mẫu tròn đường kính D = 10cm ; cao h = 5,0cm ; đất gia cố D = h = 5,0cm. Khi ép có thể gia tải theo 3 ÷ 4 cấp (đến p) hoặc có thể ép ngay 1 cấp (đến p) ; sau cùng dỡ tải để đo biến dạng hồi phục. Gia và dỡ tải đều đợi biến dạng gần tắt như trên rồi mới đọc chuyển vị kế. Riêng với các vật liệu có nhựa thì phải bảo đảm giữ được nhiệt độ mẫu không đổi trong suốt quá trình thí nghiệm và vì thế chỉ nên gia tải 1 cấp để rút ngắn thời gian thí nghiệm đến mức ngắn nhất.

Dù thí nghiệm theo phương pháp nào và đối với vật liệu gì thì kết quả thí nghiệm cũng phải được xử lí theo các phương pháp xử lí số liệu thí nghiệm dựa trên cơ sở môn toán xác suất thống kê và phải xét đến các yếu tố khác nhau giữa điều kiện thí nghiệm với điều kiện đất và vật liệu làm việc trên thực tế trong kết cấu áo đường.

Đối với đất nền đường, do thực tế nền đất còn chịu tác dụng hạn chế biến dạng của kết cấu áo đường bên trên nên khi tính trị số môđun đàn hồi tính toán cần nhân trị số môđun đàn hồi thí nghiệm với hệ số K_n theo kết quả nghiên cứu của giáo sư Đặng Hữu đã được trình bày ở công thức (9 – 29) và toán đồ hình 9 – 15 chương 9.

Đối với vật liệu gia cố bằng liên kết vô cơ thì trị số môđun đàn hồi tính toán thường phải giảm nhỏ vài lần so với trị số môđun đàn hồi thí nghiệm vì trên thực tế các vật liệu này luôn phát sinh khe nứt làm giảm hẳn khả năng phân bố tải trọng của nó và vì không thể tránh khỏi các tồn tại về công nghệ thi công (như không bảo đảm hoàn toàn trộn đều chất liên kết với vật liệu v.v...).

Đối với vật liệu có tính nhớt như hỗn hợp đá nhựa thì còn phải xét đến điều kiện thực tế chịu tốc độ gia tải (tải trọng động tác dụng ngắn) nhanh hơn nhiều so với tốc độ gia tải khi thí nghiệm. Kinh nghiệm cho thấy có thể xét đến sự khác biệt này nhờ việc nhân trị số môđun thí nghiệm với trị số k_v xác định theo (11 – 36).

$$k_v = \sqrt[3]{\frac{V_{tt}}{V_{tn}}} \qquad (11 - 36)$$

trong đó : V_{tt} – tốc độ gia tải thực tế vật liệu phải chịu (do ôtô) ; thường có thể lấy là 0,5 kG/cm^2/s ; V_{tn} – tốc độ gia tải khi thí nghiệm mẫu ở trong phòng (kG/cm^2/s).

Rõ ràng với vật liệu có tính dính nhớt, trị số môđun đàn hồi động lớn hơn trị số môđun đàn hồi tĩnh tác dụng lâu (thậm chí tới 2 ÷ 3 lần). Còn với vật liệu đất, đá gia cố chất liên kết vô cơ thì trị số động và tĩnh rất ít khác nhau.

11.6.2. Xác định các đặc trưng về sức chống trượt của đất và vật liệu (lực dính c và hệ số ma sát φ) ở trong phòng thí nghiệm thường tiến hành trên máy cắt mẫu theo một mặt phẳng định trước.

Với đất, có thể dùng thí nghiệm cắt nhanh theo các phương pháp trong môn cơ học đất, trong đó mẫu đất hình trụ tròn được chế bị ở trạng thái ẩm bất lợi nhất với diện tích mẫu khoảng 40 cm^2 (đường kính không nhỏ hơn 70mm) và cao 30 ÷ 35mm. Với vật liệu chứa cỡ hạt lớn nhất nhỏ hơn 40mm thì phải dùng khuôn đường kính 30cm cao 30cm ; (nếu có cỡ hạt lớn hơn 40mm thì cho phép thay thế bằng cỡ hạt từ 10 ÷ 40mm theo khối lượng có trong vật liệu). Thường chế bị mẫu trực tiếp trong khuôn của thiết bị. Với vật liệu bêtông nhựa, Giáo sư Trần Đình Bửu trường ĐHXD đã sử dụng các mẫu cao 13cm đường kính 5cm chế bị theo các điều kiện như mẫu nén bêtông nhựa. Các mẫu này trước khi cắt phải để trong tủ giữ nhiệt một giờ ở nhiệt độ tính toán.

Ít nhất cần thí nghiệm cắt 3 mẫu trong cùng trạng thái về ẩm, chặt và nhiệt độ nhưng chịu các trị số tải trọng thẳng đứng khác nhau (tải trọng lớn nhất không vượt quá ứng suất có thể phát sinh trong kết cấu áo đường). Dùng máy nén lắp thêm phụ tùng để cắt với tốc độ biến dạng không đổi vào khoảng 0,1 cm/phút. Khi cắt, theo dõi biến dạng trượt qua các

khoảng thời gian đều nhau cho đến khi tốc độ biến dạng tăng vọt thì tương ứng đọc áp lực kế để xác định trị số cường độ chống cắt giới hạn.

Có các trị số cường độ chống cắt giới hạn tương ứng với các trị số tải trọng thẳng đứng khác nhau sẽ có thể xác định trị số lực dính c và hệ số ma sát φ theo phương trình Coulomb :

$$\tau = C + \sigma_n.tg\varphi \qquad (11\text{–}37)$$

Với τ – sức chống cắt giới hạn, σ_n – áp lực thẳng đứng khi thí nghiệm cắt.

Ngoài thí nghiệm cắt phẳng, c và φ của đất và vật liệu cũng có thể xác định bằng *thí nghiệm nén 3 trục* với các mẫu tròn chiều cao gấp đôi đường kính.

11.6.3. Xác định cường độ chịu kéo khi uốn của vật liệu có tính toàn khối ở trong phòng thí nghiệm thường tiến hành với các mẫu uốn kiểu dầm có kích thước không nhỏ hơn 4 × 4 × 16cm.

Mẫu vật liệu được chế bị trong khuôn thép dày 15 ÷ 20mm sao cho bảo đảm độ chặt đúng với độ chặt thực tế (bêtông nhựa rải nóng thì dùng áp lực 300 kG/cm^2 ép trong 3 phút, vật liệu và khuôn đều phải ở 140 ÷ 160^{0}C).

Các mẫu đất, đá gia cố vôi đều phải bảo dưỡng (ủ mạt cưa ẩm hàng ngày có tưới nước) 7 và 28 ngày đêm và trước khi mang thí nghiệm phải cho bão hoà nước hoàn toàn bằng cách ngâm mẫu 1 ÷ 2 ngày đêm hoặc dùng máy hút chân không.

Các mẫu bêtông nhựa cần bảo dưỡng ở nhiệt độ trong phòng ít nhất 16 giờ và trước khi thí nghiệm cần ngâm mẫu vào nước có nhiệt độ yêu cầu trong 2 giờ. Nhiệt độ này cần phù hợp với nhiệt độ tầng mặt áo đường trong thời kì tính toán.

Thí nghiệm uốn bằng cách đặt mẫu trên 2 gối tựa có khoảng cách 14cm (1 gối cố định, 1 gối di động). Chất tải trên khắp bề rộng mẫu ở chính giữa mẫu. Khi gia tải phải theo dõi độ võng của dầm bằng chuyển vị kế. Tốc độ gia tải trên máy nén là 2 ÷ 4 mm/phút với đất, đá gia cố chất liên kết vô cơ và 100 ÷ 200 mm/phút với bêtông nhựa và nến cho đến khi mẫu phá hoại.

Cường độ chịu kéo uốn giới hạn R_{ku} của vật liệu được xác định theo công thức :

$$R_{ku} = \frac{3Pl}{2b.h^2}.Ky \qquad (11\text{–}38)$$

trong đó : P – tải trọng phá hoại mẫu (kG) ; l – khoảng cách giữa 2 gối tựa (cm) ; b, h – chiều rộng, chiều cao mẫu (cm).

Ky là hệ số an toàn xét đến tác dụng của tải trọng trùng phục làm phát triển hiện tượng mỏi trong vật liệu : với đất, đá gia cố chất liên kết vô cơ thường Ky = 0,4 và với hỗn hợp có liên kết chất hữu cơ Ky = 0,2 ÷ 0,3.

11.6.4. Các thông số tính toán E, c, φ, R_{ku} của hỗn hợp đá nhựa (như bêtông át phan...) có đặc điểm chung là thay đổi nhiều tuỳ theo nhiệt độ. Quy luật thay đổi này rất phức tạp và hiện còn trong phạm vi nghiên cứu vì phụ thuộc rất nhiều nhân tố ảnh hưởng (như loại nhựa, thành phần hỗn hợp khoáng chất và cả phương pháp thí nghiệm ...). Tuy

nhiên cần đặc biệt chú ý rằng : khi tính toán cường độ áo đường mềm theo các tiêu chuẩn giới hạn khác nhau thì phải dùng các thông số nói trên tương ứng với các trạng thái về nhiệt độ tính toán khác nhau.

– Khi tính toán cường độ áo đường mềm theo tiêu chuẩn độ võng giới hạn, theo điều kiện trượt và theo điều kiện chịu kéo khi uốn của các lớp dưới thì các thông số trên phải lấy tương ứng với nhiệt độ tính toán là 30°C (quy định theo nhiệt độ trung bình của cả lớp hỗn hợp nhựa). Còn khi tính toán ổn định trượt của tầng mặt thì quy trình 22TCN–211–93 quy định trị số nhiệt độ tính toán đối với lớp mặt bêtông nhựa là 60°C.

– Khi tính toán theo điều kiện chịu kéo uốn của lớp mặt trên cùng thì R_{ku} được lấy tương ứng với nhiệt độ thấp tính toán vì chỉ ở nhiệt độ thấp vật liệu hỗn hợp đá nhựa mới có trị số môđun đàn hồi cao dẫn đến ứng suất kéo uốn lớn (xem toán đồ hình 11–15).

Ở nước ta trị số nhiệt độ thấp tính toán hiện được quy định là 10 ÷ 15°C (quy trình 22TCN–211–93).

Quy định trị số nhiệt độ tính toán thật ra là một vấn đề kinh tế – kĩ thuật có liên quan đến yêu cầu dự trữ cường độ, đến các biện pháp duy tu, sửa chữa và yêu cầu về chất lượng khai thác mặt đường, nhất là có liên quan đến các điều kiện khí hậu, do đó mỗi nước phải tự nghiên cứu giải quyết theo điều kiện của nước mình.

Theo quy trình thiết kế áo đường mềm 22TCN–211–93 của nước ta, trị số môđun đàn hồi tĩnh của bêtông nhựa thay đổi theo nhiệt độ được trình bày ở bảng 11–10. Để thấy rõ được ảnh hưởng của nhân tố thời gian tác dụng của tải trọng, ở bảng 11–11 giới thiệu thêm các trị số môđun đàn hồi động của bêtông nhựa thay đổi theo nhiệt độ, trong đó các trị số môđun đàn hồi động được xác định với thời gian tác dụng của tải trọng khi thí nghiệm là 0,1 sec và môđun đàn hồi tĩnh – với thời gian tác dụng của tải trọng khi thí nghiệm là 10 phút.

11.6.5. Trị số các thông số để tính toán cường độ áo đường mềm ở nước ta hiện còn chưa được nghiên cứu đầy đủ theo các phương pháp thí nghiệm hiện trường hoặc trong phòng nói trên. Vì thế khi thiết kế, tính toán áo đường mềm cần phải thí nghiệm cụ thể đối với mỗi trường hợp. Khi tính toán phục vụ lập dự án khả thi thì theo "Quy trình thiết kế áo đường mềm" 22TCN–211–93 được phép dùng trị số trung bình đối với các thông số tính toán như sau :

– các đặc trưng biến dạng của đất tuỳ thuộc độ ẩm và độ chặt theo bảng 9.1a chương 9 ;

– các đặc trưng sức chống cắt của đất (c và φ) tuỳ thuộc độ ẩm và độ chặt theo bảng 9 – 1b chương 9 ;

– môđun đàn hồi của bêtông nhựa và hỗn hợp trộn nhựa ở nhiệt độ tính toán 30°C và 60°C theo bảng 11 – 10 ;

– môđun đàn hồi về cường độ chịu kéo uốn ở 10 ÷ 15°C theo bảng 11 – 12 ;

– môđun đàn hồi và các đặc trưng cường độ của vật liệu làm các lớp áo đường theo bảng 11 – 12.

Bảng 11 – 10

TRỊ SỐ MÔĐUN ĐÀN HỒI ĐỘNG TRUNG BÌNH CỦA CÁC LOẠI BÊTÔNG NHỰA (kG/cm^2)
(THAM KHẢO QUY TRÌNH CHLB NGA)

Loại vật liệu	Mác bitum	Nhiệt độ tầng mặt áo đường, °C				
		+ 10	+ 20	+ 30	+ 40	+ 50(60)
1. Bêtông nhựa chặt loại B :						
Rải nóng	БНД 40/60	44000	25000	11000	6500	3500
	БНД 60/90	32000	16000	8000	5000	3500
	БНД 90/130	24000	10000	5000	4000	3000
Rải ấm	БНД 130/200	15000	6000	3500	3000	3000
Rải nguội	БНД 200/300	12000	5000	3500	3000	3000
2. Bêtông nhựa rỗng (hạt vừa và hạt nhỏ)	СГ 70/130	8000	3500	3000	2500	2500
Rải nóng (cả hỗn hợp cát nhựa)	БНД 40/60	28000	16000	8000	4500	3500
	БНД 60/90	20000	12000	6000	4000	3500
	БНД 90/130	14000	7000	4000	3500	3000
Rải ấm	БНД 130/200	11000	5000	3500	3000	3000
	БНД 200/300	9500	4500	3000	3000	3000
3. Bêtông goudron (gudrông)						
Đặc		38000	15000	8000	5000	3000
Rỗng		20000	8000	4000	3500	3000

Ghi chú bảng 11 – 10 : – Nếu không có số liệu quan trắc trực tiếp nhiệt độ mặt đường thì quy trình CHLB Nga khuyên dùng nhiệt độ tính toán đối với các vùng khí hậu V (vùng phương nam ít băng giá là 50°C ; vùng IV : 40°C ; vùng III : 20°C ; vùng I với II : 20°C).

– Đối với bêtông nhựa chặt loại A trị số E được tăng 20% và các loại C, D, E giảm 20% trong phạm vi 30 – 50°C.

– Đối với bêtông nhựa rỗng hạt lớn trị số E được tăng 20% trong phạm vi 30 ÷ 50°C.

Bảng 11 – 11

TRỊ SỐ MÔĐUN ĐÀN HỒI TĨNH TRUNG BÌNH CỦA CÁC LOẠI BÊTÔNG NHỰA (kG/cm^2)
(QUY TRÌNH 22TCN–211–93)

Loại vật liệu	Nhiệt độ tầng mặt áo đường °C			
	20°C	30°C	40°C	50°C (60°C)
– Bê tông nhựa chặt loại B :				
Hạt lớn	4000	3500	3000	2500
Hạt vừa	3500	3000	2700	2500
Hạt nhỏ	3000	2700	2200	2000
– Bê tông nhựa chặt loại C, D và cát	2000	1800	1600	1500
– Bê tông nhựa rỗng : Hạt lớn	3600	3200	2800	2500
Hạt vừa	3200	2900	2700	2500
Hạt nhỏ	2900	2500	2200	2500
– Bê tông cát nhựa	2500	2250	2000	1900

Ghi chú bảng 11 – 11 : – Môđun đàn hồi loại A được tăng thêm 20% và loại C và D giảm 20% so với trị số của loại B.

– Đối với lớp thấm nhập nhựa trị số môđun đàn hồi có thể được lấy tương ứng với loại bêtông nhựa rỗng.

Bảng 11 – 12

TRỊ SỐ TRUNG BÌNH CÁC THÔNG SỐ TÍNH TOÁN CỦA VẬT LIỆU LÀM ÁO ĐƯỜNG

Loại vật liệu	$E\left(\frac{kG}{cm^2}\right)$	R_{ku} (kG/cm^2)	φ (độ)	C (kG/cm^2)	Ghi chú
– Bê tông nhựa rải nóng và ấm					
Loại I (chặt có bột đá)	13000 ÷ 15000	18 ÷ 20	–	–	Rải ấm dùng trị số nhỏ
Loại II (–nt–)	10000 ÷ 12000	14 ÷ 15	–	–	–nt –
Rỗng không có bột đá	8000 ÷ 9000	10 ÷ 12	–	–	– nt –
Loại III	7000 ÷ 9000	12 ÷ 14	–	–	Lấy trị số nhỏ khi rải ấm hoặc dùng hỗn hợp sỏi
Loại IV	5000 ÷ 6000	8 ÷ 9	–	–	
– Bê tông nhựa nguội					
Loại I	6000 ÷ 7000	9 ÷ 10	–	–	Lấy trị số nhỏ khi dùng hỗn hợp sỏi
Loại II	5000 ÷ 5500	7 ÷ 8	–	–	
Không bột đá	4000 ÷ 5000	6 ÷ 7	–	–	
– Đá dăm thấm nhập nhựa					
Đá cấp 1 – 2	5000 ÷ 6000	7 ÷ 8	–	–	
Đá cấp 3	4000 ÷ 5000	6 ÷ 7	–	–	
– Đá dăm hoặc sỏi cuội trộn nhựa lỏng tại đường	2500 ÷ 3000	4 ÷ 4.5	–	–	Lấy trị số nhỏ khi dùng sỏi
– Đá cường độ thấp, hỗn hợp phế liệu mỏ đá với cát hoặc á cát trộn với nhựa	2000 ÷ 3500	2 ÷ 3.5	–	–	Trị số nhỏ dùng khi trộn tại đường và cường độ vật liệu thấp
– Đá dăm hoặc sỏi cuội có mặt vỡ (đá cấp 3 trở lên) gia cố xi măng					
Poóc lăng : 6 ÷ 7% XM	6000 ÷ 7000	6 ÷ 8	–	–	Trị số nhỏ dùng khi gia cố sỏi
4 ÷ 5% XM	4000 ÷ 5000	4 ÷ 6	–	–	
– Đá tại chỗ cường độ thấp, phế liệu mỏ trộn với cát hoặc á cát gia cố XM Poóc lăng	3000 ÷ 4500	3 ÷ 4	–	–	
– Xỉ lò luyện kim có mặt vỡ cấp 1 – 4					
Hoạt tính lớn	3000 ÷ 4000	–	–	–	
Kém hoạt tính	2000 ÷ 3000	–	–	–	
– Hỗn hợp sỏi cuội có mặt vỡ trộn thêm 30% cấp phối xỉ	3000	1.5	–	–	
– Đá dăm cỡ tiêu chuẩn dải theo nguyên lí đá chèn đá :					
Đá cấp 1 – 2	4000	–	–	–	
Đá cấp 3	3500	–	–	–	
– Cấp phối đá dăm					
Đá cấp 1 – 2	3000 ÷ 3500	–	–	–	
Đá cấp 3	2500	–	–	–	
– Cấp phối sỏi cuội cỡ hạt lớn hơn 2mm và nhỏ hơn 0.5mm					
> 85% và < 3%	2500 ÷ 2700	–	45	0.2 ÷ 0.5	
> 70% và < 7%	2000 ÷ 2300	–	42	–nt–	
> 60% và < 10%	1700 ÷ 2000	–	37	–nt–	
> 50% và < 12%	1500 ÷ 1700	–	35	–nt–	

(tiếp bảng 11–12)

Loại vật liệu	$E\left(\frac{kG}{cm^2}\right)$	R_{ku} (kG/cm^2)	φ (độ)	C (kG/cm^2)	Ghi chú
– Đất có thành phần hạt tốt nhất gia cố xi măng Poóc lăng					
6%	2000	1,5	–	–	
8%	3000	2,5	–	–	
10%	4000	3,5	–	–	
– Á cát và cát gia cố xi măng Poóc lăng					
6%	1800	1,5	–	–	
8%	2800	2,5	–	–	
10%	3500	3,0	–	–	
– Á sét và á cát bụi gia cố xi măng Poóc lăng					
8%	2000	2,0	–	–	
10%	2500	2,5	–	–	
12%	2800	3,0	–	–	
– Đất có thành phần hạt tốt nhất gia cố nhựa					
6%	1800	–	25	0,2 ÷ 0,25	
8%	2500	–	35	0,3 ÷ 0,35	
– Đất á cát gia cố nhựa					
8%	1800	–	20	0,2 ÷ 0,25	
10%	2800	–	30	0,25 ÷ 0,3	
– Đất á sét gia cố nhựa					
10%	1500	–	20	0,2 ÷ 0,25	
12%	1800	–	25		

Khi sử dụng các trị số ở bảng 11 – 12 nên chú ý các điểm sau :

Trị số E và R_{ku} của bêtông nhựa và các hỗn hợp nhựa là tương ứng với nhiệt độ không khí trung bình $10^oC \div 15^oC$.

Trị số trong trường hợp này được dùng để tính toán cường độ của tầng mặt theo điều kiện chịu kéo khi uốn. Ở nhiệt độ cao dùng trị số tính toán ở bảng 11 – 10.

– Trị số R_{ku} trong bảng là ứng với điều kiện có lưu lượng xe tính toán là 500 xe trục 10T trong 1 ngày đêm ; nếu lưu lượng tính toán chỉ là trên 50 xe trục 10T trong 1 ngày đêm thì phải nhân R_{ku} với hệ số điều chỉnh là 1,5 ; 100 xe/ngày đêm – nhân hệ số 1,3 ; 200 xe/ngày đêm – hệ số 1,2 ; 1000 xe/ngày đêm – hệ số 0,9 và 2000 xe/ngày đêm – nhân thêm hệ số 0,75.

– Đối với bêtông nhựa nên chọn E và R_{ku} với trị số lớn khi dùng hỗn hợp hạt lớn và bi tum có độ dính cao. Đối với hỗn hợp rỗng nếu không có cỡ hạt < 5mm thì trị số E cần giảm đi 10 ÷ 15%.

– Đối với đất gia cố nếu trộn bằng các thiết bị cố định hoặc máy trộn chất lượng cao thì trị số E có thể được tăng lên 20 ÷ 25%.

11.6.6. Thí nghiệm xác định trị số CBR (đặc trưng biến dạng) của đất hoặc vật liệu) : CBR là chữ viết tắt của California Bearing Ratio (tỉ số sức chịu tải của đất hoặc

vật liệu) ; đó là một đặc trưng biến dạng của đất hoặc vật liệu làm đường thường dùng trong tính toán thiết kế nền mặt đường của "Hiệp hội những người làm đường và vận tải Hoa Kì" (AASHTO) và hiện cũng được nhiều nước trên thế giới (kể cả ở nước ta trong thời kì mở cửa, đổi mới) sử dụng rộng rãi. Chỉ tiêu này gắn liền với phương pháp tính toán thiết kế áo đường của AASHTO được trình bày tiếp ở 11.8.

Phương pháp thí nghiệm trong phòng để xác định trị số CBR được thực hiện như sau :

– Đất hoặc vật liệu được chế bị ở *trạng thái độ chặt và độ ẩm thực tế thi công* trong bộ khuôn với kích thước đường kính 152mm, cao 178mm (phần đúc mẫu chỉ cao 117mm), tức là bộ cối cải tiến ở bảng 9–5 chương 9 (cách đúc mẫu như ở bảng 9–6 chương 9).

– Để cả mẫu đất ở trong khuôn rồi đem ngâm vào nước 4 ngày đêm (nếu thấy cần thiết) nhằm đạt được trạng thái ẩm bất lợi của đất hoặc vật liệu. Ở một số nước (như Pháp, Trung Quốc...) cho phép tự quy định thời gian ngâm mẫu (không nhất thiết là 4 ngày) sao cho đất hoặc vật liệu trong khuôn sau khi ngâm sẽ có độ ẩm tương ứng với trạng thái bất lợi tính toán (xem 9.5).

– Sau khi ngâm, vẫn để mẫu trong khuôn đem thí nghiệm ép lún với bản ép kiểu pistông có đường kính D = 5cm (2 inches) ; tốc độ ép lún được khống chế không đổi bằng 1,24mm/phút cho đến khi đầu pistông lún vào trong đất hoặc vật liệu 2,54cm và 5,08cm thì đọc trị số áp lực p tương ứng với các trị số biến dạng đó.

– Kết quả tính được trị số CBR :

$$CBR = \frac{p}{p_o}.100\% \qquad (11-39)$$

p là áp lực tương ứng với biến dạng lún vào đất hoặc vật liệu của pistông như trên đã nói (kG/cm^2) ; p_o là áp lực tiêu chuẩn (cũng thí nghiệm như trên với một vật liệu tiêu chuẩn). Trị số p_o = 70,3 kG/cm^2 ứng với biến dạng lún 2,54cm và p_o = 105,5 kG/cm^2 ứng với biến dạng 5,08cm.

Thường dùng trị số CBR% ứng với biến dạng 2,54cm hoặc chọn trị số CBR lớn trong 2 trị số CBR tính được.

Hiện còn sử dụng thiết bị thử nghiệm xác định CBR ở hiện trường với phương pháp giống như ở trong phòng nói trên. Kết quả này chỉ cho trị số CBR % đại diện cho lớp đất ở hiện trường dày 15 ÷ 20cm trong điều kiện không bão hoà nước.

11.7. THIẾT KẾ TĂNG CƯỜNG ÁO ĐƯỜNG MỀM

11.7.1. Mục tiêu và phương pháp thiết kế tăng cường

Mục tiêu của việc thiết kế ở đây là tìm các biện pháp cấu tạo để tăng được cường độ (theo cả 3 tiêu chuẩn cường độ nói ở 11.2) của kết cấu áo đường hiện có nhằm đáp ứng được yêu cầu lưu lượng xe chạy không ngừng tăng lên trong quá trình khai thác.

Để đạt mục tiêu này thông thường có thể áp dụng các giải pháp sau :

– Xem kết cấu áo đường cũ như lớp đáy áo đường, như lớp móng dưới hoặc lớp móng trên rồi bố trí các lớp áo đường khác ở phía trên để tăng cường độ. Phương pháp thiết kế lúc này là phải điều tra đánh giá hiện trạng hư hỏng và cường độ của kết cấu hiện có, rồi bố trí

các lớp tăng cường lên trên và lại dùng các phương pháp tính toán nói ở 11.3, 11.4 và 11.5 để kiểm tra 3 tiêu chuẩn cường độ (trước hết là xác định bề dày tăng cường theo môđun đàn hồi yêu cầu đối với kết cấu sau khi tăng cường ; tiếp đó kiểm tra theo các điều kiện chịu uốn và chống trượt).

– Giải pháp nói trên dẫn đến tất yếu phải tôn cao cao độ mặt đường hiện có. Do vậy, ở những nơi không cho phép tôn cao, thường phải áp dụng giải pháp đào bỏ áo đường cũ và thiết kế một kết cấu mới.

– Cũng có thể áp dụng giải pháp tái sinh : cầy xới tầng mặt của áo đường cũ, dùng lại vật liệu của lớp này trộn thêm chất liên kết mới để tạo lại một lớp có cường độ cao hơn.

Đối với mọi giải pháp, nguyên tắc thiết kế vẫn là dựa vào việc kiểm tra 3 tiêu chuẩn cường độ để tính toán kết cấu tăng cường với các *nguyên tắc cấu tạo* nói ở 10.3.

Để có các giải pháp thích đáng, trong điều kiện áo đường cũ có quá trình xây dựng, sửa chữa phức tạp, trước hết phải tiến hành điều tra phân áo đường thành *từng đoạn đồng nhất* với sự khác biệt về các đặc trưng dưới đây :

– cấu tạo kết cấu nền mặt đường hiện có : loại đất nền, điều kiện nguồn ẩm và loại hình thuỷ văn, cấu tạo các lớp móng và mặt.

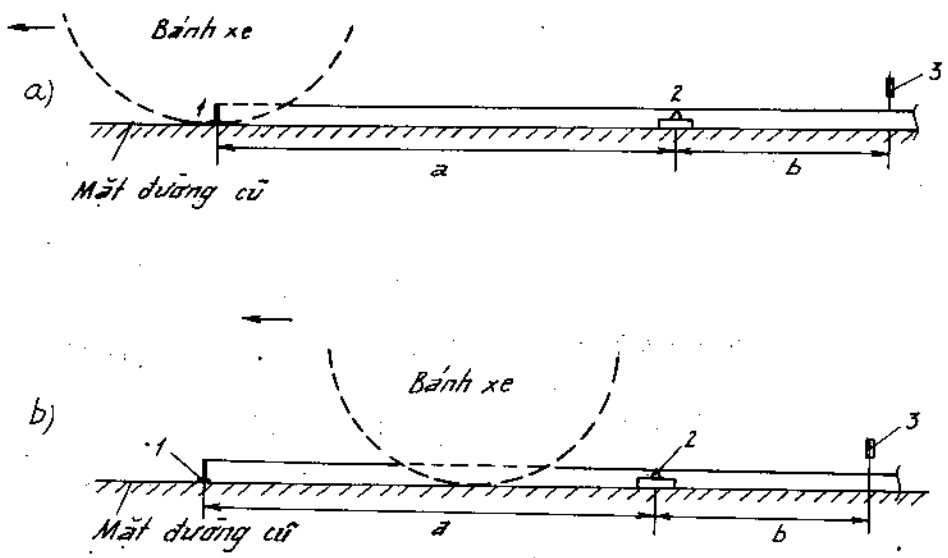
– lưu lượng và thành phần dòng xe hiện tại và tương lai ;

– tình trạng hư hỏng bề mặt với việc miêu tả các hiện tượng nứt (nứt cá biệt, nứt thưa, nứt dầy, nứt thành lưới, nứt dọc, nứt ngang...) ; vết hằn ở vệt xe chạy, lún lõm cục bộ, bong bật, bong tróc, làn sóng, ổ gà, trượt trồi, vỡ gẫy v.v...

– cường độ chung của kết cấu cũ.

11.7.2. Đánh giá cường độ kết cấu áo đường cũ

11.7.2.1. Thường áp dụng các phương pháp thử nghiệm hiện trường nói ở 10.6 nhưng tiện lợi nhất vẫn là dùng cần đo Benkenman để đánh giá thông qua độ lún đàn hồi 1. Thí nghiệm này hiện có thể thực hiện theo 2 sơ đồ đo khác nhau như ở hình 11 – 19a và 11 – 19b.



Hình 11 – 19. Sơ đồ đo độ lún đàn hồi dưới bánh xe bằng cần Benkenman.
1 – đầu đo ; 2 – gối tựa ; 3 – thiên phân kế.
a – đầu đo đặt tại tim vệt bánh xe (sơ đồ đo tĩnh)
b – đầu đo đặt trước bánh xe (đo độ lún trong điều kiện bánh xe lăn qua điểm đo).

Quy trình thiết kế áo đường mềm Việt Nam (22TCN–211–93) quy định đo theo sơ đồ đo tĩnh (sơ đồ 11 – 19a). Theo sơ đồ này xe đỗ tại 1 sau 3 phút mới đọc số đọc ban đầu l_1 ở thiên phân kế 3 ; tiếp đó cho xe chạy khỏi 1 về phía trước ít nhất là 5m, đợi cho tất biến dạng hồi phục của mặt đường tại 1 lại đọc số đọc l_2 ở thiên phân kế (trong 10 dây số đọc ở thiên phân kế không thay đổi quá 0,01mm thì được xem là tất biến dạng hồi phục). Độ lún đàn hồi l của kết cấu nền mặt đường cũ được xác định bằng hiệu số của l_1 và l_2.

Sơ đồ đo 11.18b là đo trong điều kiện bánh xe lăn chậm : khi xe lăn đến 1 đọc số ở thiên phân kế được l_1 và sau đó bánh xe tiếp tục di chuyển xa khỏi 1 (cách $l \geq 5m$) lại đọc số đọc l_2. Độ võng lại xác định bằng hiệu hai số đọc nói trên. Như vậy khác với sơ đồ 11.19a, độ võng được xác định trong điều kiện không chờ tắt biến dạng và thường cho trị số nhỏ hơn.

Dù theo sơ đồ nào đều cần chú ý các điểm sau :

– phải dùng cần có chiều dài a trên hình 11 – 19 lớn hơn 2,5 ÷ 2,7m để điểm gối tựa 2 không nằm trong phạm vi chậu võng ; do vậy tỉ số $\frac{a}{b}$ nên bằng $\frac{2}{1}$ (trong điều kiện hiện tại điều kiện này dễ dàng được đáp ứng, do vậy không nên dùng các cần ngắn 1/1) ;

– phải dùng xe tiêu chuẩn trục 10 tấn (kiểm tra tải trọng, kích thước vệt bánh trước mỗi đợt đo) ;

– phải kiểm tra độ chính xác của việc truyền chuyển vị giữa điểm 1 và 3 hàng ngày trước khi đo ;

– phải che nắng cho cần đo khi đo ;

– tại mỗi vị trí đo đều quan sát kĩ tình trạng mặt đường quanh phạm vi đo và đo nhiệt độ mặt đường nhựa lúc đo.

Biết trị số độ võng đàn hồi l lại tính được môđun đàn hồi chung của kết cấu mặt đường E_{ch} theo công thức :

$$E_{ch} = \frac{\alpha p D(1-\mu^2)}{l} \qquad (11-40)$$

Về lí thuyết, khi tải trọng tác dụng trên vệt bánh đôi phải lấy $\alpha = 0,6$; nhưng theo thực nghiệm thì khi độ võng lớn hơn 1,5 mm nên dùng $\alpha = 0,6 \div 0,88$ (kết quả của đề tài KC 10 – 05 năm 1995).

Việc thử nghiệm đánh giá cường độ mặt đường cũ phải được thực hiện với *từng đoạn đồng nhất*, nhưng nếu đoạn đồng nhất dài thì phải chia thành các phân đoạn ≤ 1000m. Theo quy trình VN, cứ mỗi đoạn hoặc phân đoạn phải :

– đo độ lún bằng cần Benkenman 20 điểm (theo sơ đồ đo tĩnh), các điểm đo phải nằm trên làn xe có nhiều xe chạy qua nhất ;

– đào bóc một chỗ kết cấu áo đường cũ để xác định bề dày các lớp kết cấu, tình trạng cũng như chất lượng của chúng ; xác định loại đất, lực dính c, góc ma sát φ và xác định môđun đàn hồi của nền đất bằng phương pháp ép tĩnh. Vị trí đào này phải trùng với một điểm đo Benkenman để tiện tính toán đối chiếu.

– kết quả đo phải được xử lí để xác định được đặc trưng cường độ chung của kết cấu cũ đại diện cho mỗi đoạn hoặc phân đoạn ; từ đó đưa ra các kết cấu tăng cường khác nhau cho từng đoạn.

11.7.2.2. Xử lí số liệu đo thử nghiệm : Các số liệu đo độ võng (độ lún) l phải được quy đổi về cùng một điều kiện, cả về phương pháp đo và cả về trạng thái ẩm, nhiệt tính toán của các

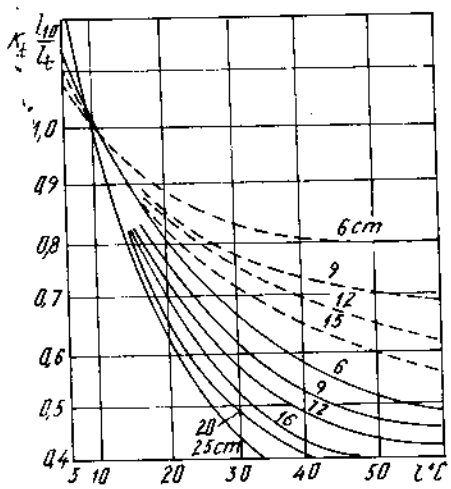
lớp vật liệu trong kết cấu. Riêng việc quy đổi kết quả đo theo các phương pháp khác nhau chỉ nên đặt ra khi có những tương quan thực nghiệm tin cậy cho từng công trình cụ thể.

Thông thường kết quả đo *dù là theo phương pháp nào* (đo động, tĩnh, dùng bản ép hoặc đo trực tiếp dưới bánh xe ; tác dụng lâu hay mau) đều phải quy đổi về cùng một điều kiện nhiệt ẩm như dưới dây.

a) Về ảnh hưởng của nhiệt độ lớp mặt rải nhựa có thể tham khảo các cách quy đổi sau :

– Cách của quy trình Liên Xô cũ BCH46.83 (được dùng trong quy trình VN 22TCN.211.93) : quy đổi độ võng đo ở nhiệt độ t bất kì l_t về độ võng ở 10°C l_{10} bằng cách nhân thêm hệ số K_t :

$$K_t = \frac{l_{10}}{l_t} \qquad (11-41)$$



Hình 11 – 20. Đồ thị xác định hệ số quy đổi K_t.

(Trị số trên đường cong là tổng bề dày tầng mặt bêtông nhựa ; các đường nét liền là cho trường hợp thử nghiệm bằng tấm ép cứng ; đường nét đứt là cho trường hợp đo độ võng bằng cần Benkenman).

Hệ số K_t được xác định trên đồ thị hình 11 – 20 tuỳ thuộc phương pháp đo và bề dày tầng mặt bêtông nhựa.

Sử dụng đồ thị hình 11 – 20 vẫn có thể quy đổi độ võng l_t về độ võng 30°C (hoặc nhiệt độ tính toán bất kì khác) bằng cách quy đổi về 10°C (được l_{10}) rồi lại đổi ra độ võng ở nhiệt độ tính toán 30°C $\left(\text{với } K_{30} = \frac{l_{10}}{l_{30}}\right)$.

– Theo kết quả nghiên cứu thực nghiệm của đề tài cấp Nhà nước KC10.05 (với tổng bề dày bêtông nhựa 5 ÷ 10cm).

$$K_t = \frac{l_{30}}{l_t} = \frac{1}{A\left(\frac{T}{30} - 1\right) + 1} \qquad (11-42)$$

A = 0,30 ÷ 0,35 ; khi bêtông nhựa có khả năng ổn định nhiệt cao thì dùng trị số A lớn.

– Theo tài liệu Trung Quốc :

+ Nếu t ≥ 20°C (t : nhiệt độ *trung bình* của lớp bêtông nhựa có bề dày h lúc đo thử nghiệm) :

$$K_t = \frac{l_{20}}{l_t} = \exp\left[h\left(\frac{1}{t} - \frac{1}{20}\right)\right] \qquad (11-43)$$

+ Nếu t < 20°C :

$$K_t = \frac{l_{20}}{l_t} = \exp[0,002h(20-t)] \qquad (11-44)$$

với h là tổng bề dày tầng mặt rải nhựa (cm) ;

$$t = a + b.t_{đo} \qquad (11-45)$$

$t_{đo}$ là tổng nhiệt độ đo trực tiếp trên bề mặt mặt đường lúc thử nghiệm cộng với nhiệt độ không khí trung bình trong 5 giờ trước lúc đo ;

$$\left.\begin{aligned} a &= -2,65 + 0,52.h \\ b &= 0,62 - 0,008h \end{aligned}\right\} \qquad (11-46)$$

b) Quy đổi về mùa bất lợi (xét đến ảnh hưởng của trạng thái ẩm lúc đo thử nghiệm) :

Muốn có được sự quy đổi tin cậy thì phải tổ chức một số điểm quan trắc cố định trong thời gian mùa bất lợi và trong thời gian tiến hành đo ép kết cấu đường cũ. Từ quy luật biến đổi cường độ ở điểm quan trắc cố định (diễn biến độ võng biến đổi theo thời gian) sẽ suy ra các hệ số quy đổi độ võng đo ở các thời điểm khác nhau trong năm về độ võng ở mùa bất lợi.

Dựa vào kết quả quan trắc cố định 2 – 3 năm (từ 1993 – 1995) đề tài nghiên cứu cấp Nhà nước KC10.05 đã đưa ra hệ số quy đổi về mùa bất lợi $K_m = 1,14 \div 1,47$ (nhân K_m với trị số độ võng đo ở các thời điểm không phải trong mùa mưa) ; nếu mặt đường cũ bị rạn nứt, vỡ thì dùng $K_m = 1,47$, mặt đường kín không thấm nước thì dùng $K_m = 1,14$.

c) Ngoài ra, trong trường hợp đo độ võng trực tiếp dưới bánh xe nhưng dùng các loại xe có tải trọng trục P khác nhau thì có thể tham khảo cách quy đổi dưới đây (theo tài liệu Trung Quốc) :

$$K_x = \frac{l_1}{l_2} = \left(\frac{P_1}{P_2}\right)^{0,86} \approx \frac{p_1 D_1^{1,5}}{p_2 D_2^{1,5}} \qquad (11-47)$$

trong đó : l_1, l_2 là độ võng đo được dưới trục xe 1, xe 2, P_1 (p_1, D_1) và P_2 (p_2, D_2) lần lượt là tải trọng trục, áp lực bánh xe và đường kính tương đương của vệt bánh xe 1 và 2.

Lợi dụng (11 – 47) có thể quy đổi độ võng đo dưới trục xe khác chuẩn về độ võng dưới trục xe tiêu chuẩn.

11.7.2.3. Xác định độ võng tính toán đặc trưng cho mỗi đoạn kết cấu mặt đường cũ

a) Trị số độ võng quy đổi về trạng thái tính toán và về cùng 1 điều kiện đo của mỗi điểm đo i được xác định như sau :

$$l_i^{qđ} = K_t \cdot K_m \cdot K_x \cdot l_i \qquad (11-48)$$

trong đó : $l_i^{qđ}$ và l_i là độ võng quy đổi và độ võng thực đo tại điểm i ; K_t, K_m, K_x là các hệ số quy đổi nói ở trên.

b) Độ võng quy đổi trung bình của cả đoạn :

$$l_{tb}^{qđ} = \frac{1}{n}\sum_{1}^{n} l_i^{qđ} \qquad (11-49)$$

với n là số điểm đo trong 1 đoạn.

c) Độ lệch bình phương trung bình (sai số tiêu chuẩn) của cả đoạn :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{1}^{n}(l_i^{qđ} - l_{tb}^{qđ})^2}{n-1}} \qquad (11-50)$$

d) Độ võng tính toán đặc trưng cho cả đoạn :

$$l = l_{tb}^{qđ} + \lambda.\sigma \qquad (11-51)$$

với λ là hệ số suất bảo đảm ; nên dùng $\lambda = 1,5 - 2,0$ (ứng với suất bảo đảm là 93,3% và 97,7%) ; đường cấp hạng càng cao thì càng nên chọn λ lớn.

Với trị số độ võng tính toán này có thể tính toán được trị số môđun đàn hồi chung E_{ch} đặc trưng cho cường độ (khả năng chống biến dạng) của cả đoạn ; khi tính E_{ch}, nếu đo độ

võng trực tiếp dưới bánh xe thì áp dụng công thức (11 – 40) ; nếu dùng tấm ép cứng thì áp dụng công thức (11 – 32).

11.8. TÍNH TOÁN, THIẾT KẾ KẾT CẤU ÁO ĐƯỜNG MỀM THEO PHƯƠNG PHÁP CỦA AASHTO

(Hiệp hội những người làm đường và vận tải toàn nước Mỹ)

Xuất xứ và nguyên lí của phương pháp này đã được đề cập ở mục 11.2. Do những năm gần đây ở nước ta đã bắt đầu sử dụng phương pháp này khá phổ biến (nhất là trong các dự án xây dựng và cải tạo đường ôtô có vốn nước ngoài) nên dưới đây chúng tôi giới thiệu ngắn gọn để tiện áp dụng.

11.8.1. Phương trình cơ bản dùng để tính toán, thiết kế

Phương trình này có dạng giải tích và dạng toán đồ như biểu thị ở trên hình 11 – 20 :

Phương trình cơ bản này đã thể hiện mối quan hệ giữa các yếu tố dưới đây :

$$W_{18} = f(SN, M_R, \Delta PSI, Z_R.S_o) \qquad (11 - 52)$$

với

$$SN = a_1D_1 + a_2D_2m_2 + a_3D_3m_3 \qquad (11 - 53)$$

trong đó : W_{18} là *số lần* tác dụng của ESAL 18 kíp trên một làn (lần/làn xe Equivalent single – axle load : tải trọng trục đơn tương đương 18 kíp tức là 8,2 tấn) ;

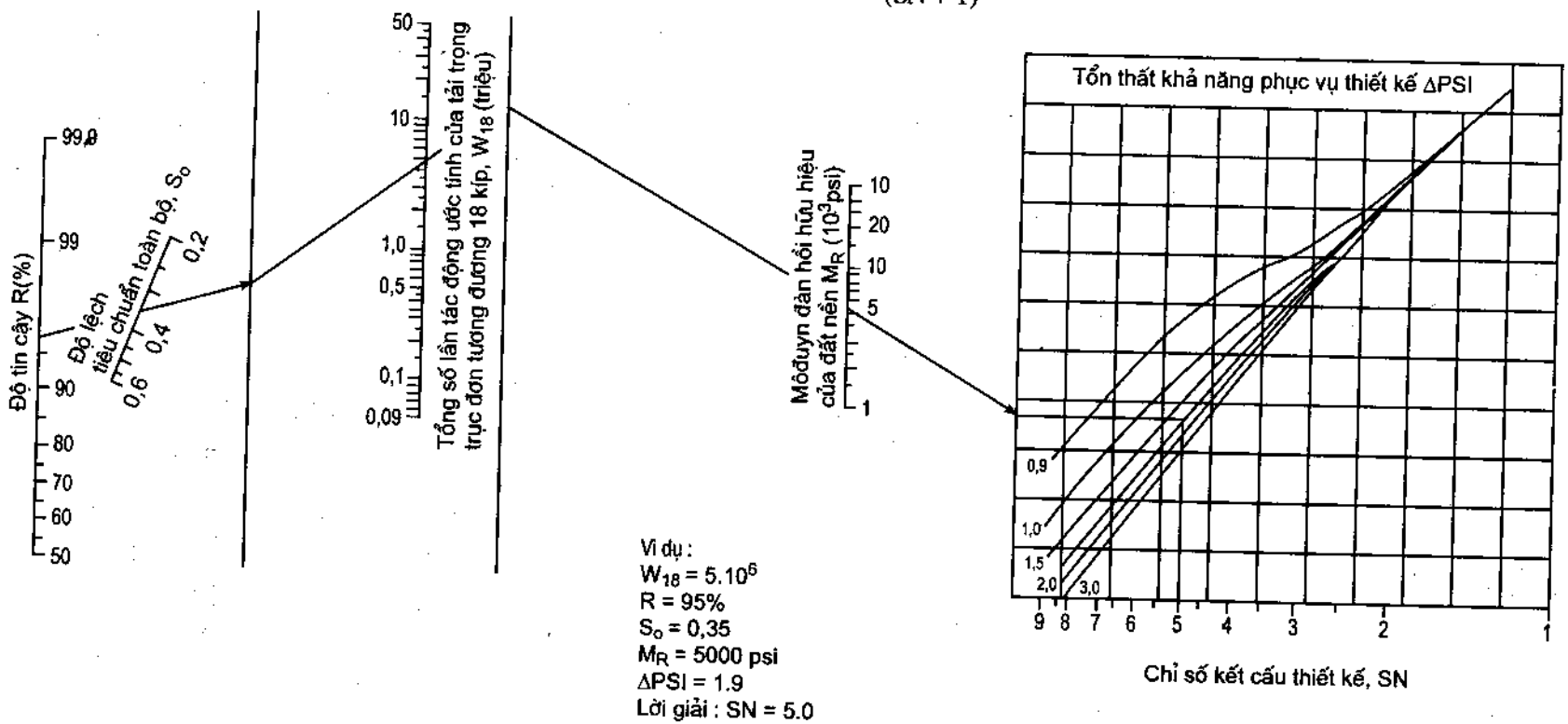
SN được gọi là *chỉ số kết cấu* hay chỉ số cấu tạo (Structural Number) đó là một chỉ số đặc trưng cho cường độ cơ học của các lớp mặt đường ; nếu áo đường gồm 3 lớp : lớp mặt (1), lớp móng trên (2), lớp móng dưới (3) thì SN được xác định theo (11 – 53) ; trong đó D_1, D_2, D_3 lần lượt là bề dày các lớp nói trên ; a_1, a_2, a_3 lần lượt là các hệ số tương đương của các lớp nói trên. Hệ số tương đương là một hệ số quy đổi tương đương bề dày các lớp cấu tạo bằng vật liệu khác nhau (vật liệu có cường độ cao, môđun đàn hồi cao thì hệ số a càng lớn, 1cm vật liệu cường độ cao sẽ đóng góp vào cường độ chung của áo đường nhiều hơn 1cm vật liệu cường độ thấp). Còn m_2, m_3 là các hệ số xét đến điều kiện môi trường (chế độ thuỷ nhiệt), cụ thể là xét đến điều kiện thoát nước, thời gian ngập đọng nước gây ra trạng thái bão hoà các lớp vật liệu, do đó ảnh hưởng đến cường độ chung của vật liệu (thường chỉ xét đến đối với lớp móng trên và móng dưới) ;

ΔPSI là tổng tổn thất mức phục vụ của kết cấu (giảm chất lượng mặt đường thể hiện qua các hiện tượng tạo vệt hằn bánh xe, giảm độ bằng phẳng, tăng tỉ lệ phát sinh rạn nứt, tăng diện tích bị vá chữa trên bề mặt áo đường), từ lúc mặt đường được đưa vào sử dụng cho đến khi đã chịu đựng được W_{18} lần tác dụng của tải trọng ESAL 18 kíp. Các tổn thất này do xe cộ gây ra và do cả điều kiện chế độ thuỷ nhiệt gây ra (như do đất nền bị trương nở hoặc do quá trình đóng băng – tan băng trong đất nền). Cụ thể hơn, ta có :

$$\Delta PSI = p_o - p_t \qquad (11 - 54)$$

Phương trình toán đồ

$$\log_{10}W_{18} = Z_R S_o + 9{,}36.\log_{10}(SN+1) - 0{,}20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4{,}2-1{,}5}\right)}{0{,}4 + \frac{1094}{(SN+1)^{5{,}19}}} + 2{,}32\log_{10}M_R - 8{,}07$$



Hình 11 – 21. Biểu đồ dùng cho thiết kế mặt đường mềm dựa trên các giá trị trung bình cho mỗi số liệu đầu vào
(1psi = 0,07 daN/cm^2 = 0,07 kG/cm^2)

với p_0 (hoặc PSI_0) là chỉ số phục vụ (chất lượng phục vụ) của mặt đường lúc đưa vào sử dụng và p_t (hoặc PSI_t) là chỉ số phục vụ ở thời điểm t sau khi mặt đường chịu đựng W_{18} lần tải trọng trục thông qua ;

M_R là môdun đàn hồi hữu hiệu của nền đất (psi).

Như vậy, phương trình cơ bản để thể hiện rõ mối quan hệ giữa chất lượng phục vụ của mặt đường với các yếu tố cấu tạo kết cấu như bề dày các lớp, loại vật liệu các lớp đã sử dụng, điều kiện chế độ thuỷ nhiệt, cường độ đất nền. Mối quan hệ định lượng này đã được lập nên nhờ thử nghiệm AASHTO tiến hành từ năm 1956 – 1959 tại bang Illinois với 468 đoạn kết cấu áo đường mềm có điều kiện nền đất và lớp móng khác nhau (xem 11.2.3).

Khi vận dụng phương trình trên để tính toán thiết kế mặt đường thì mục tiêu lúc này là : trên cơ sở một nền đất đã biết M_R, xác định được một chỉ số kết cấu yêu cầu đạt được SN_{yc} để chịu đựng một số lần tác dụng tải trọng trục W_{18} dự kiến sẽ thông qua trong thời kì tính toán, sao cho ở cuối thời kì tính toán đó, chỉ số phục vụ p_t của mặt đường chỉ giảm đến một mức độ chấp nhận được (tương ứng với một trị số APSI chấp nhận được). Từ trị số SN_{yc} này, theo (11 – 53) sẽ có thể xác định được bề dày các lớp D_1, D_2, D_3... bằng cách giả thiết chúng rồi nghiệm lại trong điều kiện đã biết m_2, m_3 và a_1, a_2, a_3.

Kết cấu thiết kế có thể kém tin cậy do có các sai số sau đây :

– Việc dự báo số lần trục xe thông qua trong thời kì tính toán không chính xác.

– Việc xác định các thông số tính toán về đất và vật liệu (gắn liền với chế độ thuỷ nhiệt) kém chính xác ;

– Dự báo yêu cầu chất lượng mặt đường ở cuối thời kì tính toán kém chính xác do có sai số về quy luật mỏi (quy luật giảm chất lượng kết cấu áo đường).

– Các yếu tố cấu tạo áo đường (bề dày, thành phần hạt, thành phần vật liệu...) dự báo khi thiết kế khác với thực tế thi công sau này.

Chính vì vậy, để tăng an toàn, bảo đảm chắc chắn đủ bền vững, khi thiết kế mặt đường phải tính với số trục xe thông qua lớn hơn số trục xe dự báo được trong thời kì tính toán, cụ thể là nhân W_{18} với một hệ số độ tin cậy $F_R \geq 1,0$; lúc đó $\log F_r.W_{18} = \log(W_{18}) + \log F_r$.

AASHTO đặt $\log F_r = -Z_R.S_o$ (với $Z_R < 0$) và S_o là *sai số tiêu chuẩn tổng hợp* xét đến các yếu tố gây ra sai số nói đến ở trên ; Z_R là độ lệch tiêu chuẩn phụ thuộc vào độ tin cậy R. Với một độ tin cậy đã cho, có thể xác định được Z_R theo các bảng biểu diễn phân phối chuẩn (ví dụ ứng với độ tin cậy R = 50% thì $Z_R = 0$; ứng với độ tin cậy R = 90% thì $Z_R = -1,282$...). Theo kết quả thực nghiệm của AASHTO, đối với mặt đường mềm $S_o = 0,4 \div 0,5$ và đối với mặt đường cứng $S_o = 0,30 \div 0,40$.

Trên đây, chính là lí do sự có mặt của số hạng $Z_R.S_o$ trong phương trình tính toán cơ bản ở hình 11 – 21. Và nên chú ý rằng : khi đã áp dụng khái niệm độ lệch tiêu chuẩn và độ tin cậy như vậy thì các thông số tính toán khác *đều phải dùng trị số trung bình* (chứ không phải dùng trị số bất lợi nhất).

11.8.2. Tiêu chuẩn trạng thái giới hạn

Tính toán mặt đường mềm theo quy trình Việt Nam hiện hành được dựa trên 3 tiêu chuẩn trạng thái giới hạn là : độ võng giới hạn (môdun đàn hồi chung của cả kết cấu phải đạt E_{yc}), ứng suất kéo – uốn giới hạn và ứng suất cắt hoạt động giới hạn. Còn theo AASHTO 1993, tiêu chuẩn trạng thái giới hạn chính là *chỉ số phục vụ PSI* đặc trưng cho chất lượng khai thác sử dụng của mặt đường.

PSI là một chỉ tiêu tổng hợp được xác định qua thử nghiệm AASHTO phụ thuộc vào độ bằng phẳng, tỉ lệ khe nứt, tỉ lệ diện tích phải vá chữa trên mặt đường. Theo AASHTO, trị số PSI thay đổi trong phạm vi từ 0 đến 5 tương ứng với chất lượng khai thác dưới đây (đánh giá theo phương pháp chuyên gia) :

PSI = 0 ;	đường không thể đi được
PSI = 2,0 ;	85% người sử dụng đường không chấp nhận
PSI = 2,5 ;	55% người sử dụng đường không chấp nhận
PSI = 3,0 ;	12% người sử dụng đường không chấp nhận
PSI = 4,2 ÷ 4,5 ;	đường mới vừa làm xong (PSI_0)
PSI = 5,0 ;	chất lượng hoàn hảo

Theo thang đánh giá này, AASHTO đề nghị : khi thiết kế nên áp dụng tiêu chuẩn giới hạn sau :

– Đối với các đường lớn cấp, loại cao : PSI_t (hay p_t trong 11 – 54) lấy bằng 2,5 ÷ 3,0 ;

– Đối với các đường lớn cấp, loại thấp hơn (như loại cấp cao thứ yếu ở ta) : $PSI_t = 2,0$

– Đối với đường nhỏ... $PSI_t = 1,5$ (không có khả năng đầu tư ban đầu lớn)

Các tiêu chuẩn giới hạn này là tương ứng với tình trạng mặt đường còn có thể khôi phục được.

Với PSI_0 (hoặc p_0) = 4,2 ÷ 4,5 và các trị số PSI_t nói trên, ta có thể tính được ΔPSI theo (11 – 54).

11.8.3. Dự báo số lần tác dụng ESAL thiết kế $\widehat{W}_{18}$

11.8.3.1. Số ESAL thiết kế được xác định theo công thức sau :

$$\widehat{W}_{18} = D_L . D_D . \widehat{W}_{18} \text{ (lần/làn)} \qquad (11 - 55)$$

trong đó :

– $\widehat{W}_{18}$ là tổng số tải trọng trục đơn tương đương 18 kíp tích luỹ trong suốt *thời kì tính toán* mà mặt đường phải chịu đựng cho cả 2 chiều xe chạy (lần) ;

– D_D là hệ số phân phối theo chiều xe chạy ; thường lấy $D_D = 0,3 \div 0,7$; trung bình $D_D = 0,5$;

– D_L là hệ số phân phối xe chạy theo làn xe :

– đường mỗi chiều 1 làn $D_L = 1,0$

– đường mỗi chiều 2 làn $D_L = 0,8 \div 1,0$

– đường mỗi chiều 3 làn $D_L = 0,6 \div 0,8$

– đường mỗi chiều 4 làn $D_L = 0,5 \div 0,75$

11.8.3.2. Quy đổi tải trọng các loại xe về tải trọng trục đơn tương đương 18 kíp.(ESAL 18 kíp)

Dựa theo kết quả "thử nghiệm AASHTO" trên cơ sở tương đương về mức độ giảm PSI người ta đã lập sẵn các bảng hệ số quy đổi tương đương tải trọng trục e_i tuỳ thuộc loại mặt đường (cứng hay mềm), tuỳ thuộc bề dày kết cấu áo đường (đặc trưng bằng chỉ số kết cấu SN thay đổi từ 1 đến 6 inches) và tuỳ thuộc vào chỉ số phục vụ cho phép ở cuối thời kì tính

toán p_t (p_t = 2.0, 2.5 và 3.0). Các hệ số quy đổi được lập với các xe có trục đơn nặng 2 ÷ 30 kíp, các xe có trục đôi 24 ÷ 48 kíp và gần đây mở rộng cả cho các xe có trục ba.

Như vậy, để xác định hệ số quy đổi e_i phải giả thiết kết cấu thiết kế sẽ có một trị số SN đã biết và p_t đã biết. Thông thường có thể giả thiết SN = 5 (tức là bề dày áo đường tổng cộng D khoảng là 9 inches) và p_t = 2,5. Trong trường hợp này có thể xác định e_i một cách gần đúng theo quan hệ sau :

$$e_i = \left(\frac{Q_i}{18\,\text{kíp}}\right)^{\alpha} \qquad (11-56)$$

trong đó : số mũ α = 4,0 đối với mặt đường mềm ; α = 6 ÷ 8 đối với mặt đường nửa cứng ; α = 12 đối với mặt đường cứng.

Nếu biết thành phần dòng xe thì có thể tính được *hệ số quy đổi trung bình* cho cả dòng xe :

$$e_{tb} = \frac{f_1e_1 + f_2e_2 + ... + f_ne_n}{100} \qquad (11-57)$$

trong đó :

f_1,..., f_n là tỉ lệ các loại xe (%) trong dòng xe và e_1,..., e_n là các hệ số quy đổi tương ứng với từng loại xe.

11.8.3.3. Xác định W_{18} theo công thức sau :

$$\widehat{W}_{18} = 365N_1 \times \frac{(1+g)^t - 1}{g} \qquad (11-58)$$

trong đó : N_1 là số trục xe quy đổi ra ESAL 18 kíp trung bình ngày đêm sẽ thông qua ở năm đầu tiên khi đưa đường vào sử dụng ; – g là tỉ lệ tăng trưởng xe hàng năm ; – t là thời gian tính toán (năm).

Thời gian tính toán khi thiết kế áo đường mềm và cứng thường lấy t = 10 ÷ 20 năm (trong khi thời kì phân tích về kinh tế đối với các phương án mặt đường được lấy lớn hơn nhiều : đường trục chính đô thị là 30 ÷ 50 năm ; đường ngoài đô thị lưu lượng xe lớn : 20 ÷ 50 năm ; đường có rải mặt, lưu lượng xe nhỏ : 15 ÷ 25 năm, đường đá, sỏi lưu lượng xe nhỏ : 10 ÷ 20 năm).

Công thức (11 – 58) chỉ đúng khi tỉ lệ tăng trưởng g, và thành phần dòng xe là không đổi trong cả thời gian tính toán, đồng thời các loại xe đều có tỉ lệ tăng trưởng giống nhau. Ngược lại, thì phải tính riêng số xe tích luỹ trong thời gian t của mỗi loại xe, rồi sau mới quy đổi.

Việc dự báo $\widehat{W}_{18}$ có ảnh hưởng đến kết quả tính toán đáng kể. Do vậy, cần cố gắng phân tích dự báo sát hợp với thực tế.

11.8.4. Chọn mức độ tin cậy

Như đã nói ở mục 11.8.1, độ lệch tiêu chuẩn Z_R phụ thuộc vào độ tin cậy R thường được hướng dẫn chọn như sau (bảng 11 – 13). Quan hệ giữa Z_R và R được xác định theo bảng 11 – 14.

Bảng 11 – 13

CHỌN ĐỘ TIN CẬY R

Loại đường	R (%)	
	Trong đô thị	Ngoài đô thị
Đường cao tốc	85 ÷ 99,9	80 ÷ 99,9
Đường trục chính	80 ÷ 99	75 ÷ 95
Đường thu gom	80 ÷ 95	75 ÷ 95
Đường địa phương	50 ÷ 80	50 ÷ 80

Bảng 11 – 14

QUAN HỆ GIỮA Z_R VÀ R

R%	50%	60	70	75	80	85	90	91
Z_R	0	–0,253	–0,524	–0,674	–0,841	–1,037	–1,282	–1,340
R%	93	94	95	96	97	98	99	99,9
Z_R	–1,476	–1,555	–,1645	–1,751	–1,881	–2,054	–2,327	–3,090

Để bảo đảm cả thời kì tính toán đạt độ tin cậy R% thì nếu phân kì xây dựng mặt đường thành 2 giai đoạn, mỗi giai đoạn sẽ phải bảo đảm độ tin cậy là $R^{1/2}\%$; nếu phân kì 3 giai đoạn thì mỗi giai đoạn phải bảo đảm độ tin cậy bằng $R^{1/3}\%$.

Khi tính toán thiết kế thường lấy S_o = 0,45 với mặt đường mềm và S_o = 0,35 với mặt đường cứng. Vì S_o phụ thuộc các dự kiến kém chính xác như nói ở trên nên thật ra S_o phải được xác định theo điều kiện cụ thể riêng (có hướng dẫn riêng).

11.8.5. Môđun đàn hồi hữu hiệu M_R (môđun đàn hồi trung bình năm dùng để tính toán) của nền đất

11.8.5.1. Trong AASHTO 1993, người ta đã dùng môđun đàn hồi thay cho tỉ số CBR để đặc trưng cho khả năng chống biến dạng của nền đất.

Môđun đàn hồi của nền đất thay đổi nhiều tuỳ theo độ ẩm của đất và trạng thái ứng suất do tải trọng gây ra trong nền đất. Vì phụ thuộc vào trạng thái ẩm, nên trị số môđun đàn hồi của nền đất thay đổi rất đáng kể theo mùa (ở Mỹ, môđun về mùa xuân chỉ bằng 20 ÷ 30% môđun về mùa hè). Do đã xét đến độ lệch tiêu chuẩn, nên trị số môđun đàn hồi dùng để tính toán phải là trị số trung bình năm (mà không phải là trị số bất lợi nhất như quan điểm ở quy trình ta đang dùng ở Việt Nam). Trị số này được gọi là *môđun đàn hồi hữu hiệu* M_R.

11.8.5.2. Cách xác định M_R

Nếu gọi môđun đàn hồi của nền đất ở khoảng thời gian i nào đó trong năm là M_R^i thì mức độ ảnh hưởng của nó được đánh giá bằng một hệ số gọi là *hệ số hư hỏng tương đối* u_f có quan hệ với M_f^i theo biểu thức sau, được lập thành toán đồ tiện dụng.

$$u_f = 1,18.10^8 (M_R^i)^{-2,32} \qquad (11 - 59)$$

Theo (11 – 59) ta có thể thấy : nếu môđun đàn hồi ở thời kì i càng lớn thì u_f càng nhỏ ; có nghĩa là M_R^i càng lớn thì kết cấu nền mặt đường tương đối càng ít bị hư hỏng hơn do nền đất.

Nếu một năm được chia làm n khoảng thời gian thì mỗi khoảng thời gian đó nền đất sẽ có một trị số u_f^i tương ứng với M_R^i và sẽ tính được một trị số *hệ số hư hỏng tương đối trung bình* $\bar{u}_f$:

$$\bar{u}_f = \frac{\sum \bar{u}_f^i}{n} \qquad (11 - 60)$$

Thay $\bar{u}_f$ vào vế trái của (11 – 59) ta sẽ tính ngược ra được trị số môđun đàn hồi hữu hiệu M_R dùng để tính toán bề dày kết cấu áo đường.

Theo AASHTO 1993, phải chia một năm thành 24 kì nửa tháng hoặc 12 kì một tháng, tức là n = 12 ÷ 24.

Ngoài ra cũng có thể dự đoán M_R thông qua trị số CBR theo tương quan thực nghiệm sau đây :

$$M_R \text{ (psi)} = 1500 \times CBR \qquad (11 - 61)$$

hoặc M_R (MPa) = 10,342 × CBR

(thực nghiệm có phạm vi thay đổi từ 750CBR đến 3000CBR). Tương quan (11 – 61) tương đối đúng với đất loại sét có CBR ≤ 10.

11.8.5.3. Có hai phương pháp xác định sự thay đổi theo mùa của môđun đàn hồi M_R^i :

– Tìm quan hệ giữa M_R^i với độ ẩm ở trong phòng thí nghiệm.

Sau đó dự báo độ ẩm của đất nền tại chỗ trong các thời kì khác nhau và dựa vào quan hệ tìm được để suy ra M_R^i.

Thí nghiệm xác định M_R^i trong phòng được tiến hành theo hướng dẫn ở AASHTO–T292.

– Đo độ võng và chậu võng trên mặt đường cũ ở các thời kì khác nhau trong năm để tính ngược ra M_R^i của nền đất tương ứng trong các thời kì đó. Ở Mỹ thường dùng các loại thiết bị đo độ võng động không phá hoại kết cấu NDT (no–destructive test).

11.8.6. Hệ số tương đương a_i của vật liệu dùng trong các lớp kết cấu của áo đường

Như đã nói ở mục 11.8.1, hệ số tương đương đặc trưng cho khả năng tương đối của mỗi loại vật liệu dùng làm lớp móng hoặc lớp mặt của áo đường ; nó biểu thị quan hệ thực nghiệm giữa chỉ số kết cấu SN_i và bề dày lớp D_i.

– Ở bảng 11 – 15 liệt kê trị số của hệ số tương đương a_i của một số vật liệu chủ yếu thường dùng làm các lớp trong kết cấu áo đường mềm. Đối với bêtông nhựa và hỗn hợp đá – nhựa, hệ số a_i phụ thuộc vào môđun đàn hồi của bêtông nhựa E_{AC} (psi) xác định theo phương pháp kéo gián tiếp với tải trọng trùng phục như hướng dẫn D4123 – ASTM ở 68°F (tức là 20°C). AASHTO khuyên không nên dùng loại bêtông nhựa có $E_{AC} \geq 400.000$ psi vì loại này dòn và dễ bị phá hoại mỏi.

– Đối với cấp phối đá dăm hoặc vật liệu hạt lớp móng trên thì cũng có thể dùng tương quan thực nghiệm sau (11 – 62) :

$$a_2 = 0{,}249\ (\log_{10}E_{BS}) - 0{,}97 \qquad (11 - 62)$$

Bảng 11 – 15

CÁC HỆ SỐ TƯƠNG ĐƯƠNG CỦA VẬT LIỆU

Các lớp mặt đường	Hệ số tương đương a
1. Lớp mặt : – Láng nhựa	0,20 – 0,40
– Bêtông nhựa chất lượng thấp hoặc hỗn hợp đá – nhựa chặt (E_{AC} = 100.000 psi)	0,20
– Bêtông nhựa chất lượng cao (h ≥ 30mm)	
– E_{AC} = 200.000 psi (ở 20°C)	0,28
– E_{AC} = 350.000 psi (ở 20°C)	0,38
– E_{AC} = 500.000 psi (ở 20°C)	0,45
2. Lớp móng trên : – không gia cố (1)	
– CBR = 30 (2)	0,07
– CBR = 50	0,10
– CBR = 70	0,12
– CBR = 90	0,13
– CBR = 110	0,14
– Gia cố xi măng (3)	
– R_c = 0,7 MPa	0,10
– R_c = 2,0 MPa	0,15
– R_c = 3,5 MPa	0,20
– R_c = 5,0 MPa	0,24
– Cấp phối đá gia cố nhựa bitum (4)	0,32
3. Lớp móng dưới : – Không gia cố	
– CBR = 5	0,06
– CBR = 15	0,09
– CBR = 25	0,10
– CBR = 50	0,12
– CBR = 100	0,14
– Gia cố xi măng	
– R_c > 0,7 MPa	0,14

(1 psi = 0,007 MPa)

Chú thích bảng 11 – 15 :

(1) $a_i = (29{,}14CBR - 0{,}197CBR^2 + 0{,}00045CBR^3).10^{-4}$; a_i có thể tăng lên 60% nếu CBR > 70 hoặc nếu là lớp móng dưới gia cố các chất liên kết vô cơ.

(2) CBR tương ứng với các điều kiện độ ẩm, độ chặt hiện trường.

(3) $a_i = 0{,}075 + 0{,}039R_c - 0{,}00083\ R_c^2$

R_c – cường độ chịu nén một trục ở 14 ngày tuổi, MPa.

(4) Cấp phối đá gia cố nhựa bitum có môdun E = 4000 MPa ở 20°C.

Với E_{BS} là môđun đàn hồi của vật liệu này (BS : base) được xác định theo phương pháp thí nghiệm ở T292. AASHTO phụ thuộc vào độ ẩm (dùng độ ẩm thực tế hiện trường) và trạng thái ứng suất θ (psi) mà lớp móng trên phải chịu. θ tuỳ thuộc bề dày lớp bêtông nhựa ở trên và môđun đàn hồi nền móng phía dưới như ở bảng 11 – 16.

Bảng 11 – 16

ỨNG SUẤT LỚP MÓNG TRÊN PHẢI CHỊU θ (psi)

Bề dày lớp mặt BT nhựa ở trên (inches)	Môđun đàn hồi nền móng phía dưới (psi)		
	3000	7500	15000
< 2	20 psi	25	30 (2,1 daN/cm^2)
2 – 4	10	15	20
4 – 6	5	10	15
> 6	5	5	5

Theo kết quả thí nghiệm cũng đã đưa ra các quan hệ sau :

Với vật liệu hạt khô : $E_{BS} = 8000.\theta^{0,6}$ (psi)

Với vật liệu ẩm vừa : $E_B = 4000.\theta^{0,6}$ (psi)

Với vật liệu ướt : $E_B = 3200.\theta^{0,6}$ (psi)

(11 – 63)

– Đối với vật liệu hạt dùng làm lớp móng dưới cũng có :

$$a_3 = 0,227\ (\log_{10}E_{SB}) - 0,839 \qquad (11 - 64)$$

Với E_{SB} là môđun đàn hồi của vật liệu hạt lớp móng dưới (Sub–base) cũng được xác định giống như E_{BS} nhưng với θ = 5 ÷ 10 psi và cũng có :

$$E_{SB} = (4600 \div 5400).\theta^{0,6} \qquad (11 - 65)$$

Vật liệu khô lấy hệ số 5400, ẩm : 4600 (vì θ nhỏ nên môđun sẽ lớn hơn tương đối so với lớp móng trên).

– Đối với vật liệu lớp móng trên gia cố bitum a_2 có thể được xác định tuỳ theo độ ổn định Macsan hoặc môđun đàn hồi E_{BS} của mẫu thử (bảng 11 – 17).

Bảng 11 – 17

Độ ổn định Macsan (pound – lb)	Mô đun đàn hồi (psi)	Hệ số a_2
110	$0,9.10^5$	0,1
200	$1,0.10^5$	0,125
400	$1,25.10^5$	0,150
760	$1,65.10^5$	0,200
1600	$3,5.10^5$	0,30

11.8.7. Hệ số thoát nước m_i

Lần đầu tiên được AASHTO bổ sung vào tài liệu hướng dẫn 1986 với các trị số cụ thể ở bảng 11 – 18.

Trong bảng 11 – 18, tử số là trị số m_i áp dụng cho lớp móng dưới làm bằng vật liệu không dùng chất liên kết (chất kết dính) của áo đường mềm ; còn mẫu số là trị số c_d áp dụng cho lớp móng của mặt đường cứng. Qua bảng 11 – 18 có thể thấy rất rõ : nếu áo đường

được thoát nước càng nhanh (thời gian bão hoà càng ngắn) và tốt thì m_i càng lớn ; "giá trị" của 1cm vật liệu móng có thể chênh nhau tới 3,5 lần nếu điều kiện thoát nước từ hoàn hảo sang rất kém và chậm. Để tăng được trị số m_i, cần thiết kế các biện pháp ngăn chặn nước thấm vào móng áo đường ; nếu nước đã ngấm vào thì cần bố trí hệ thống rãnh ngầm nhằm thoát nhanh chúng ra khỏi móng đường.

Bảng 11 – 18

HỆ SỐ THOÁT NƯỚC m_i VÀ c_d

Chất lượng thoát nước	% thời gian kết cấu áo đường chịu mức độ ẩm gần bão hoà			
	< 1%	1 – 5%	5 – 15%	> 25%
Hoàn hảo (nước được thoát trong 2 giờ)	$\frac{1,40 \div 1,35}{1,25 \div 1,20}$	$\frac{1,35 \div 1,30}{1,20 \div 1,15}$	$\frac{1,30 \div 1,20}{1,15 \div 1,10}$	$\frac{1,20}{1,10 \div 1,00}$
Tốt (nước được thoát trong 1 ngày)	$\frac{1,35 \div 1,25}{1,20 \div 1,15}$	$\frac{1,25 \div 1,15}{1,15 \div 1,10}$	$\frac{1,15 \div 1,00}{1,10 \div 1,00}$	$\frac{1,00}{1,00}$
Khá (nước được thoát trong 1 tuần)	$\frac{1,25 \div 1,15}{1,15 \div 1,10}$	$\frac{1,15 \div 1,05}{1,10 \div 1,00}$	$\frac{1,00 \div 0,80}{1,00 \div 0,90}$	$\frac{0,8}{0,9}$
Kém (nước được thoát trong 1 tháng)	$\frac{1,15 \div 1,05}{1,10 \div 1,00}$	$\frac{1,05 \div 0,80}{1,00 \div 0,90}$	$\frac{0,80 \div 0,60}{0,90 \div 0,80}$	$\frac{0,6}{0,8}$
Rất kém (nước không thoát được)	$\frac{1,05 \div 0,95}{1,0 \div 0,90}$	$\frac{0,95 \div 0,75}{0,90 \div 0,80}$	$\frac{0,75 \div 0,40}{0,80 \div 0,70}$	$\frac{0,4}{0,7}$

Ghi chú bảng 11 – 18 : Trong bảng, tử số là trị số m_i áp dụng cho lớp móng trên và lớp móng dưới không dùng chất liên kết của kết cấu áo đường mềm, còn trị số ở mẫu số là trị số c_d áp dụng cho lớp móng của mặt đường cứng.

11.8.8. Lựa chọn vật liệu và bề dày các lớp kết cấu

– Việc xác định bề dày các lớp kết cấu thiết kế được thực hiện bằng cách giả thiết chúng rồi nghiệm lại theo 11 – 53 khi đã biết SN_{yc} như đã nói ở mục 11.8.1. Do vậy sẽ không có một lời giải duy nhất, trái lại có thể có nhiều phương án tổ hợp vật liệu và bề dày khác nhau ; khi đó, sẽ phải tiến hành phân tích so sánh kinh tế – kĩ thuật để quyết định phương án thiết kế. Tuy nhiên theo AASHTO, cần phải bảo đảm bề dày tối thiểu đối với một số lớp vật liệu tuỳ thuộc vào lượng xe tích luỹ trong thời kì tính toán W_{18} như sau (bảng 11 – 19).

Bảng 11 – 19

QUY ĐỊNH BỀ DÀY TỐI THIỂU D_{min} (INCHES) TUỲ THEO LƯỢNG W_{18}

Lượng xe W_{18}	50.000	50.001 đến 150.000	150.001 đến 500.000	500.001 đến 2.000.000	$2.10^6 + 7.10^6$	$> 7.10^6$
D_{min} bêtông nhựa	1 inches	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
D_{min} vật liệu hạt	4–	4	4	6	6	6

Bề dày thiết kế lấy tròn đến 1/4 inches (1 inche = 2,54 cm).

– Về vật liệu :

– Trong điều kiện khí hậu ẩm nóng và lớp bêtông nhựa dày hơn 7 inches thì nên dùng loại bêtông nhựa cứng AC–40 để tăng ổn định nhiệt và chịu mỏi tốt.

– Ở các vùng nhiệt độ không khí trung bình trên 75°F (trên 24°C) thì cũng nên dùng bêtông nhựa cứng AC–20 ; còn các vùng có nhiệt độ không khí trung bình dưới 10°C thì nên dùng bêtông nhựa mềm AC–5.

– Lớp móng trên có thể dùng đá dăm, xỉ nghiền, sỏi nghiền + cát... không gia cố hoặc có gia cố chất liên kết (vô cơ hoặc hữu cơ).

– Lớp móng dưới : Khi chọn vật liệu, ngoài chức năng phân bố ứng suất nên chú ý đến các chức năng phụ khác như ngăn cách, thoát nước, tạo điều kiện cho máy móc, thiết bị thi công đi lại... (giống chức năng của lớp đáy áo đường).

11.8.9. Xác định bề dày lớp tăng cường trên mặt đường mềm

11.8.9.1. Phương pháp xác định

Để xác định bề dày tăng cường, theo AASHTO 1993, phải xác định được *chỉ số kết cấu yêu cầu đối với lớp tăng cường* (ovelay) ký hiệu là SN_{OL} theo các quan hệ sau :

$$SN_{OL} = SN_y - SN_{eff} \qquad (11 - 65)$$

$$SN_{OL} = a_{OL} . D_{OL} \qquad (11 - 66)$$

trong đó : D_{OL} là bề dày lớp tăng cường cần xác định (inches) ; a_{OL} là hệ số tương đương của lớp tăng cường xác định theo bảng 11 – 16 tuỳ thuộc loại vật liệu dùng để tăng cường ;

y là số lần tích luỹ tải trọng trục ESAL 18 kíp dự báo sẽ tác dụng lên mặt đường kể từ khi làm lớp tăng cường đến cuối thời kỳ tính toán tăng cường (khi chỉ số phục vụ sau khi tăng cường đạt p_o dần dần giảm tới p_t – xem hình 11 – 22) ;

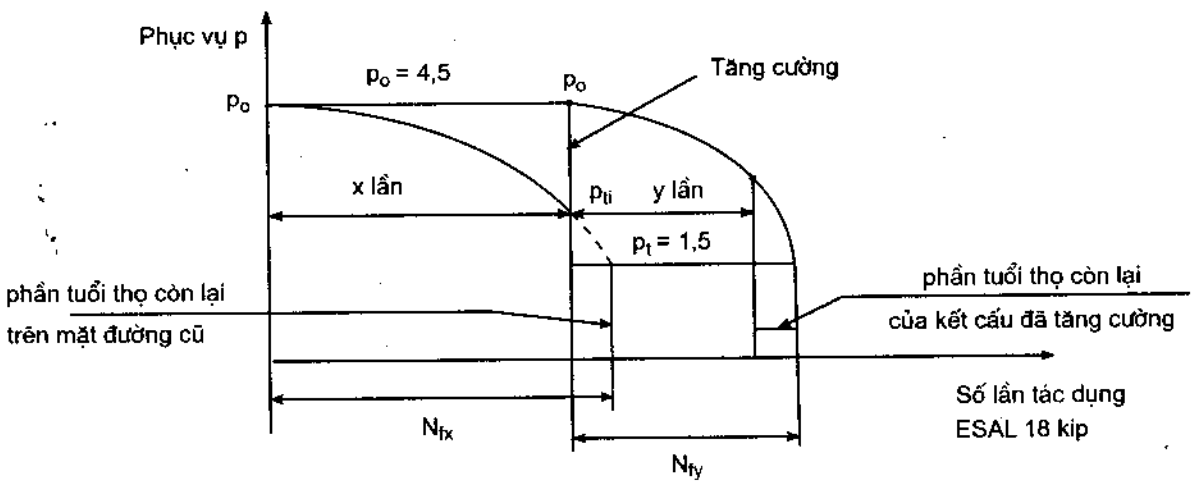
SN_y là chỉ số kết cấu áo đường cần phải có sau khi tăng cường để chịu được y lần tác dụng tải trọng trục ESAL 18 kíp nói trên ; SN_y được xác định từ phương trình cơ bản (11 – 51) trên hình 11 – 21 giống như với trường hợp thiết kế kết cấu mới ; trong đó y đóng vai trò W_{18}, tức là :

$$SN_y = f(y, M_R, \Delta PSI, Z_R, S_o)$$

SN_{eff} là chỉ số kết cấu phản ánh khả năng hữu hiệu của mặt đường cũ hiện có ngay trước khi rải lớp phủ tăng cường (tức là khả năng còn lại của kết cấu mặt đường cũ sau khi chịu x lần tác dụng ESAL 18 kíp như ở trên hình 11 – 22 thể hiện).

Trên hình 11 – 22 giả sử kết cấu mặt đường cũ khi mới làm xong và sau khi tăng cường đều đạt chỉ số phục vụ $p_o = 4,5$ và nếu sử dụng hết tuổi thọ thì chúng đều giảm chỉ số phục vụ xuống $p_t = 1,5$. Nhưng do khi tăng cường (sau x lần tác dụng ESAL 18 kíp) chỉ số phục vụ lúc đó mới giảm đến p_{t1} nên phần tuổi thọ còn lại của mặt đường cũ sẽ là $N_{fx} - x$ ($x \neq N_{fz}$ vì $p_{t1} \neq p_t$). Tương tự nếu sau y lần tác dụng, kết cấu đã tăng cường chỉ giảm đến $p_{t2} \neq p_t$ thì phần tuổi thọ còn lại sẽ là $N_{fy} - y$ (p_{t1} có thể khác p_{t2}). Vậy chỉ số kết cấu SN_{eff} chính là để xét đến phần tuổi thọ còn lại $N_{fx} - x$.

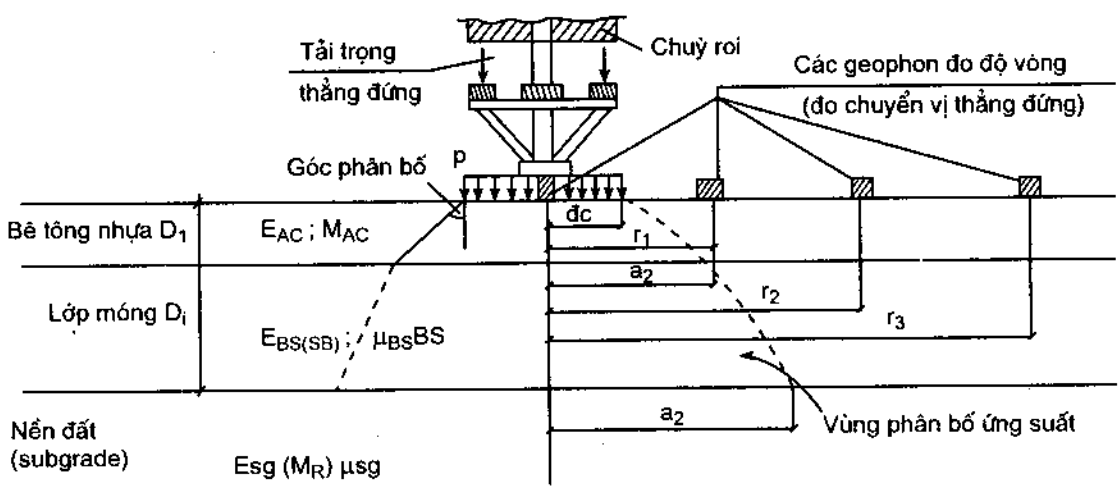
Tóm lại, để phục vụ việc tính toán, thiết kế lớp phủ tăng cường, ta cần xác định được khả năng hữu hiệu của kết cấu mặt đường cũ SN_{eff} và mô đun đàn hồi hữu hiệu của nền đất dưới kết cấu cũ M_R.



Hình 11 – 22. Diễn biến chất lượng phục vụ của kết cấu mặt đường thông qua chỉ số phục vụ p trước và sau khi tăng cường

11.8.9.2. Đo độ võng và chậu võng để xác định SN_{eff} và M_R :

a) Nguyên lý : Trên hình 11 – 23 là sơ đồ đo độ võng và chậu võng trên một *kết cấu nền mặt đường hiện có*, cùng với sơ đồ vùng phân bố ứng suất trong các lớp, dưới tác dụng của tải trọng của thiết bị đo (thiết bị chùy rơi động FWD – Falling Weight device).



Hình 11 – 23. Đo độ võng và chậu võng bằng các loại thiết bị NDT động (thiết bị FWD) (NDT – No –destructive test) và sơ đồ vùng phân bố ứng suất.
(thường $r_1 = 0,2 – 0,3$ m ; $r_2 = 0,5 – 0,7$ m ; $r_3 = 0,9 – 1,2$ m)

Các lớp mặt đường càng cứng (tức là mô đun đàn hồi của lớp đó càng lớn) thì góc phân bố xuống lớp dưới càng lớn và *a_e chính là bán kính vùng phân bố ứng suất do tải trọng gây*

ra trên lớp nền trên cùng. Trị số độ võng đo được d_r, ở vị trí $r > a_e$ sẽ chỉ chịu ảnh hưởng của nền đất (độ võng tại đây sẽ chỉ do nền đất gây ra) và trị số d_r đó sẽ đặc trưng cho mô đun đàn hồi của nền đất. Tương tự, nếu vị trí đầu đo võng nằm ngoài bán kính phân bố a_i, thì trị số đo được sẽ phản ảnh khả năng chịu tải của các lớp nằm dưới lớp i.

Như vậy, rõ ràng là đo đồng thời cả độ võng lớn nhất d_o (tại tâm tải trọng tác dụng) và chậu võng (với 3 – 4 vị trí đo võng có khoảng cách đến trục đối xứng của tải trọng tác dụng là r_i ; trong đó có 1 – 2 vị trí có $r_i > a_e$) ☰ cho phép ta đánh giá khả năng của kết cấu nói chung và mỗi lớp nói riêng (đặc biệt là nền đất). Đó là lý do cần phải đo chậu võng (ở một số nước còn đo cả bán kính cong của chậu võng).

Trị số a_e được gọi là bán kính hữu hiệu của vùng ứng suất lớp nền trên cùng và theo AASHTO 1993 có thể *ước tính* trị số a_e theo cách sau :

$$a_e = \sqrt{\left[a_c^2 + \left(D\sqrt[3]{\frac{E_p}{M_R^i}}\right)^2\right]} \qquad (11-68)$$

Trong đó :

a_c là bán kính tấm ép trong thử nghiệm NDT ;

E_P là mô đun đàn hồi hữu hiệu trung bình của các lớp vật liệu trong kết cấu áo đường được tính ngược từ số liệu đo ;

M_R^i là mô đun đàn hồi của nền đất dưới áo đường

D là tổng bề dày các lớp của kết cấu áo đường.

Dựa vào kết quả đo chậu võng ta có các trị số đo d_o (độ võng tại tâm tải trọng tác dụng) và các trị số đo d_r (d_o được tính ngược từ số liệu đo d_r), từ đó theo AASHTO 1993 cũng có thể đồng thời xác định được E_P bằng cách tính ngược từ công thức (11 – 69) và xác định được M_R^i từ (11 – 70) :

$$d_o = 1{,}5p.a_c\left\{\frac{1}{M_R^i\sqrt{\left[1+\left(\frac{D}{a_c}\sqrt[3]{\frac{E_p}{M_R^i}}\right)^2\right]}}\right\} + \frac{1-\frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{D}{a_c}\right)^2}}}{E_P} \qquad (11-69)$$

$$M_R^i = \frac{0{,}24P}{d_r.r} \qquad (11-70)$$

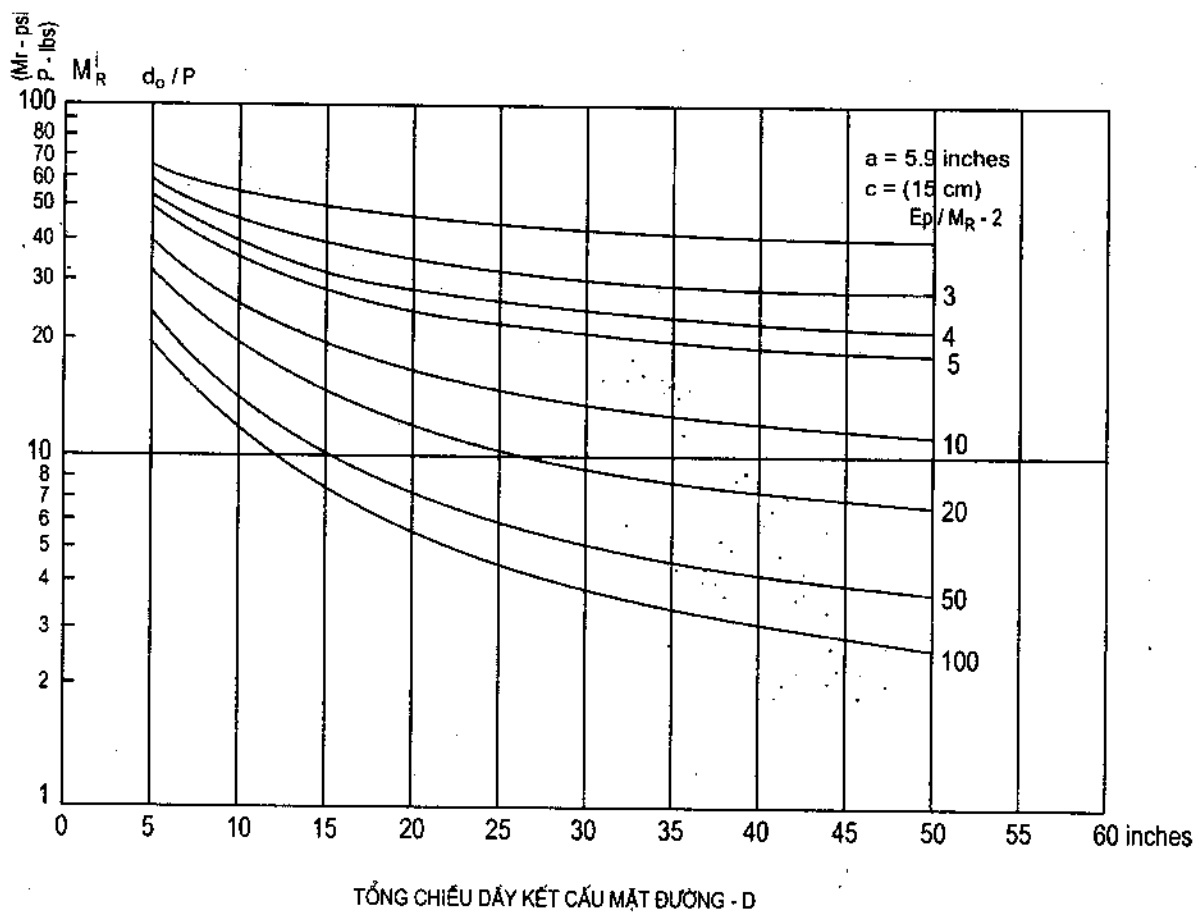
Trong các công thức (11 – 68), (11 – 69) và (11 – 70) các trị số độ võng d_o, d_r và khoảng cách đo võng tương ứng kể từ tâm tấm ép r được tính bằng inches, bề dày D và bán kính tấm ép a_c cũng tính bằng inches, còn E_P và M_R^i tính bằng psi ;

P là tải trọng của chuỳ rơi của thiết bị FWD được tính bằng pound (lbs) ;

p là áp lực do P truyền qua tấm ép có bán kính a_c được tính bằng psi.

Quan hệ (11 – 69) được suy ra từ công thức tính biến dạng do tải trọng truyền qua tấm ép tròn gây ra trong nền bán không gian đàn hồi có hệ số Poisson $\mu = 0,5$ khi đổi hệ hai lớp (áo đường có mô đun đàn hồi E_P và nền đất có môn đun đàn hồi M_R^i) về một lớp bán không gian đàn hồi theo phương pháp gần đúng của Odemark dựa trên khái niệm về "lớp tương đương của Borber.

Khi xác định E_p từ (11 – 69) (sau khi đã xác định được M_R^i theo 11 – 70) ta phải tính ngược mò dần. Để tiện dụng, trong trường hợp dùng thiết bị FWD có đường kính tấm ép 30 cm (a_c = 15cm) ; AASHTO đã lập sẵn toán đồ ở hình 11 – 24 để xác định ra tỉ số $\frac{E_P}{M_R^i}$ tuỳ theo trị số $\frac{M_R^i d_o}{P}$ (trục tung) và tổng chiều dày áo đường D (trục hoành).



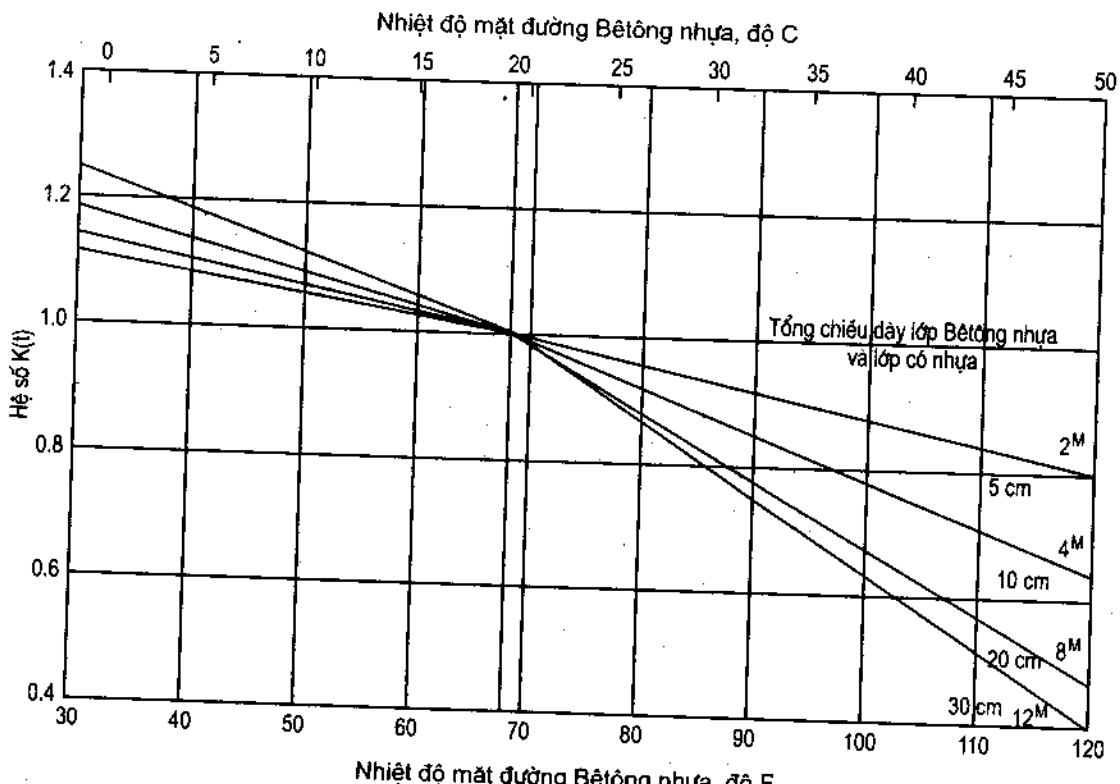
Hình 11 – 24. Toán đồ để xác định tỉ số $\frac{E_P}{M_R^i}$ khi biết M_R, d_o, P với a_c = 15 cm (5,9 inches)

Chú ý rằng, theo AASHTO 1993, quan hệ (11 – 70) chỉ phù hợp khi $r \geq 0,7\ a_e$. Do vậy, sau khi căn cứ vào d_o và d_r (tương ứng với khoảng cách r nào đó) để tính được E_P và M_R^i thì phải thay các trị số này vào (11 – 68) để xác định a_e và nghiệm lại điều kiện $r \geq 0,7a_e$. Nếu không thoả mãn thì phải dùng trị số d_r ứng với khoảng cách từ tâm ép xa hơn để tính lại E_P và M_R^i cho đến khi thoả mãn điều kiện đó.

Một chú ý nữa là khi đo võng bằng thiết bị FWD đồng thời phải đo nhiệt độ mặt đường và trị số độ võng tại tâm tấm ép do dùng để tính E_P theo (11 – 69) phải được quy đổi về nhiệt độ chuẩn tính toán bằng 20°C (70°F). Hệ số K(t) quy đổi độ võng ở nhiệt độ t thực đo $d_o(t)$ về độ võng ở nhiệt độ 20°C d_o (20), theo AASHTO được định nghĩa là :

$$K(t) = \frac{d_o(20)}{d_o(t)} \qquad (11 - 71)$$

Hệ số K(t) được xác định theo các toán đồ (do kết quả thực nghiệm) ở các hình 11 – 25a và 11 – 25b tuỳ thuộc nhiệt độ mặt đường bê tông nhựa.



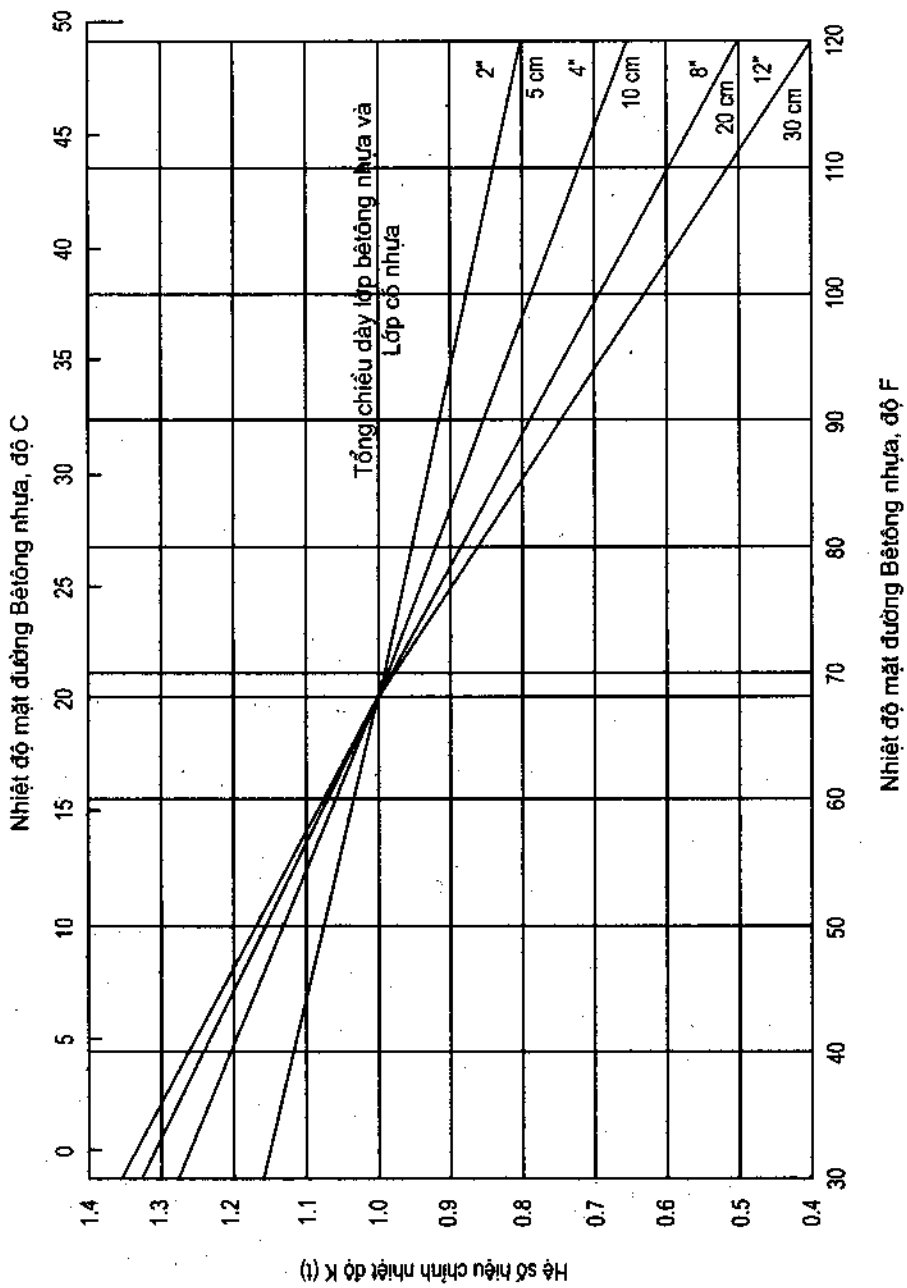
Hình 11 – 25a. Đồ thị xác định hệ số K(t) khi lớp móng trên bằng vật liệu hạt hoặc bằng hỗn hợp nhựa.

Việc quy đổi về nhiệt độ tính toán 20°C chỉ thực hiện với d_o, còn trị số d_r dùng để tính M_R^i theo (11 – 70), thì lấy trị số thực đo mà không cần quy đổi về nhiệt độ tính toán.

Nhiệt độ mặt đường bê tông nhựa dùng để xác định K(t) theo các đồ thị trên phải là nhiệt độ trung bình của các lớp có sử dụng nhựa bitum trong kết cấu áo đường. Khi tiến hành thử nghiệm NDT nhiệt độ này được xác định như sau :

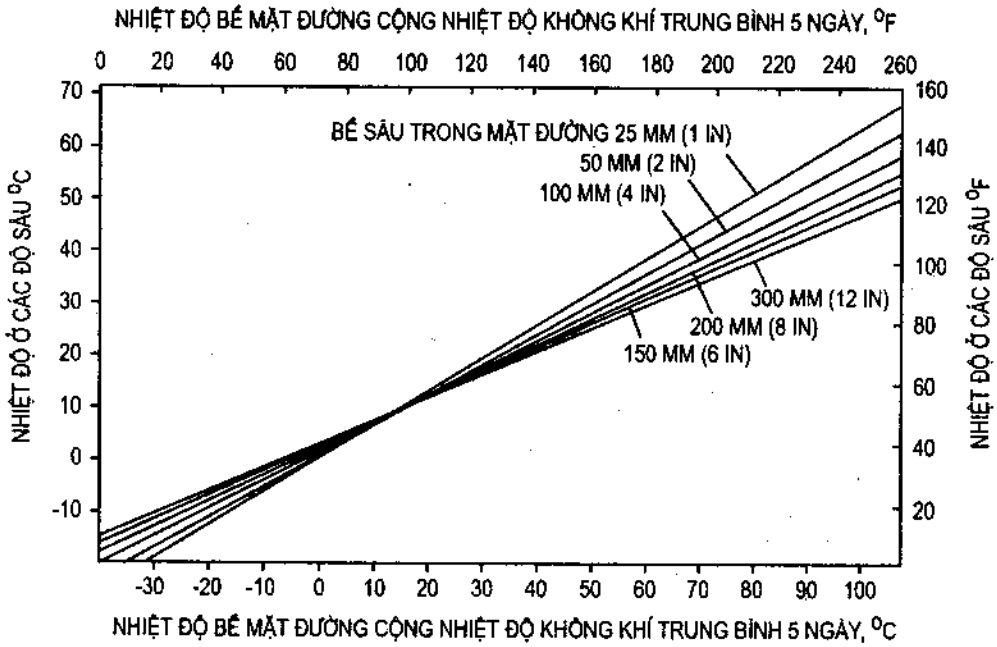
– Đo nhiệt độ bề mặt mặt đường bê tông nhựa lúc thử nghiệm.

– Thu thập số liệu nhiệt độ không khí trung bình tại địa điểm thử nghiệm NDT trong 5 ngày trước khi thử nghiệm.



Hình 11 – 25b. Đồ thị xác định hệ số K(t) khi lớp móng trên bằng vật liệu có gia cố xi măng hoặc puzơlan

– Với các số liệu nói trên, tra toán đồ hình 11 – 26 để tìm ra nhiệt độ bê tông nhựa ở độ sâu 1" (2,54cm), ở độ sâu giữa bề dày các lớp có nhựa và ở đáy lớp. Cộng và chia trung bình nhiệt độ ở 3 độ sâu đó sẽ cho nhiệt độ trung bình của các lớp có dùng nhựa (gồm tầng mặt bê tông nhựa và lớp móng trên có trộn nhựa).



Hình 11 – 26. Dự báo nhiệt độ lớp bê tông nhựa (hoặc có trộn nhựa) ở các độ sâu khác nhau.

b) Xác định SN_{eff}

Dựa vào kết quả thử nghiệm không phá hoại NDT bằng thiết bị FWD nói ở trên, theo AASHTO 1993, có thể xác định chỉ số kết cấu hữu hiệu của mặt đường cũ SN_{eff} theo công thức sau :

$$SN_{eff} = 0,0045\sqrt[3]{E_P} \qquad (11 - 72)$$

Trong đó E_P (psi) được xác định từ (11 – 69) và (11 – 70) với d_o quy đổi về 20°C như trên đã trình bày.

c) Xác định mô đun đàn hồi hữu hiệu M_R

Trị số mô đun đàn hồi hữu hiệu của nền đất M_R dùng để xác định SN_y như ở (11 – 67) theo AASHTO 1993 có thể được xác định thông qua kết quả thử nghiệm NDT bằng cách nhân trị số M_R^i tính được từ (11 – 70) với một hệ số hiệu chỉnh C = 0,33

$$M_R = 0,33.M_R^i = 0,33\frac{0,24P}{d_r.r.} \qquad (11 - 73)$$

Do kết quả xác định M_R^i bằng phương pháp thử nghiệm NDT với thiết bị FWD luôn lớn hơn so với kết quả thí nghiệm xác định M_R^i trong phòng theo hướng dẫn ở AASHTO T292

nên hệ số C = 0,33 ở đây là một hệ số hiệu chỉnh thực nghiệm nhằm để đưa trị số M_R^i xác định bằng thiết bị FWD như trên phù hợp với trị số thí nghiệm theo T292 (vốn được xem là phương pháp quy định để xác định mô đun đàn hồi phục vụ cho tính toán thiết kế mặt đường mềm trong phương pháp của AASHTO). Chú ý là hệ số thực nghiệm này chỉ thật phù hợp khi đất nền đường chỉ chứa dưới 10% sỏi, cuội.

11.8.9.3. Xác định SN_{eff} theo phương pháp xác định "tuổi thọ còn lại" của mặt đường cũ.

Theo phương pháp này, chỉ số kết cấu hữu hiệu của mặt đường cũ SN_{eff} có thể được xác định như sau :

$$SN_{eff} = CF \times SN_o^{cũ} \qquad (11 - 74)$$

Trong đó :

$SN_o^{cũ}$ – chỉ số kết cấu của kết cấu mặt đường cũ khi vừa xây dựng xong chưa đưa vào khai thác (tương ứng với chỉ số phục vụ p_o trên hình 11 – 22). $SN_o^{cũ}$ được xác định theo (11 – 53) bằng cách khoan mặt đường cũ để xác định chiều dày các lớp áo đường cũ D_i và hệ số lớp a_i tương ứng (xem như vật liệu mới chưa qua sử dụng).

CF là hệ số điều kiện (condition factor), là tỉ số giữa chỉ số kết quả của mặt đường cũ sau khi đã chịu đựng x lần tác dụng trục xe tại thời điểm tăng cường với chỉ số kết cấu ban đầu $SN_o^{cũ}$ của nó. Theo AASHTO 1993, trị số CF được xác định theo biểu đồ ở hình 11 – 27 tuỳ thuộc *% tuổi thọ còn lại RL* được xác định như sau :

$$RL = 100\left[1 - \frac{x}{N_{1,5}}\right] \qquad (11 - 75)$$

trong đó :

x là số lần tích lũy tải trọng trục ESAL 18 kíp đã tác dụng lên mặt đường trước khi tăng cường (xem hình 11 – 22) ; x được xác định từ số liệu đếm và cân xe hàng năm ở các cơ quan quản lý đường.

$N_{1,5}$ là tổng số lần tích luỹ tải trọng trục ESAL 18 kíp có thể thông qua mặt đường cũ từ lúc mới xây dựng xong đến khi chỉ số phục vụ giảm xuống còn $p_t = 1,5$ (trên hình 11 – 22, $N_{1,5}$ được thể hiện là N_{fx}). Trị số $N_{1,5}$ được xác định theo phương trình (11 – 52) hoặc toán đồ ở hình 11 – 21 với độ tin cậy R = 50% và $p_t = 1,5$.

Trong trường hợp số liệu thống kê thực tế hàng năm cho kết quả $x > N_{1,5}$ thì AASHTO cho phép dùng *trị số CF tối thiểu là 0,5* để tính toán theo (11 – 74).

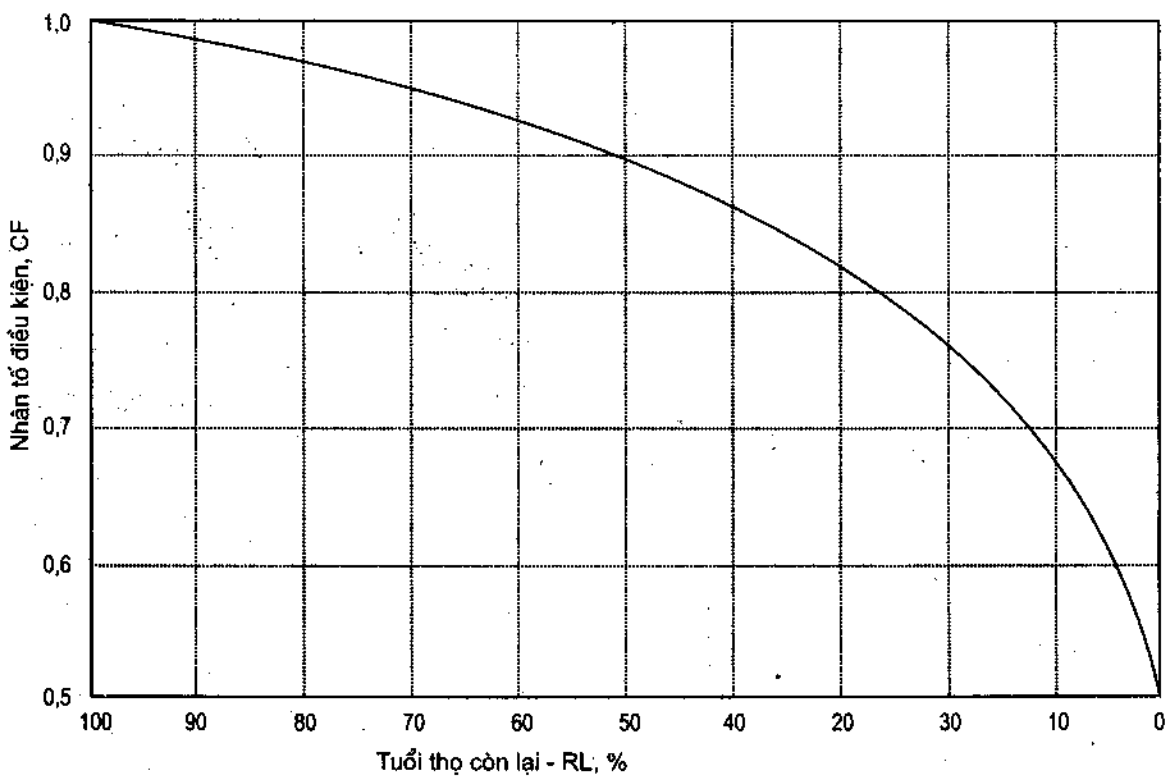
Phương pháp SN_{eff} theo tuổi thọ còn lại của mặt đường cũ sẽ không sử dụng được khi không có số liệu đếm và cân xe hàng năm và cả trong trường hợp trước đó mặt đường cũ đã được tăng cường một vài lần.

11.8.9.4. Xác định SN_{eff} bằng cách điều tra và khảo sát tình trạng mặt đường cũ

Theo cách này, SN_{eff} được xác định theo phương trình cơ bản (11 – 53) nhưng bề dày các lớp D_1, D_2, D_3 được khoan đào đo thực tế trên mặt đường cũ, còn các hệ số lớp của

vật liệu áo đường a_1, a_2, a_3 và hệ số thoát nước m_2, m_3 được đánh giá qua điều tra, khảo sát tình trạng mặt đường cũ và qua kinh nghiệm của các chuyên gia.

Để xác định các hệ số lớp, thông thường phải tiến hành khoan, đào hố quan sát các lớp vật liệu trong kết cấu áo đường cũ, lấy mẫu về thí nghiệm xác định một số chỉ tiêu cơ bản như lượng nhựa còn lại, độ lún của nhựa đã bị lão hoá, thành phần hạt, chỉ số dẻo của các lớp vật liệu hạt vv... và đối chiếu với hồ sơ hoàn công để đánh giá chất lượng vật liệu thực tế trong áo đường cũ. Ngoài ra, thường phải quan sát tình trạng bề mặt áo đường thông qua các hiện tượng hư hỏng nứt vỡ, phụt bùn, vệt hằn bánh xe vv...Tuỳ theo mức độ hư hỏng của mỗi loại hiện tượng (nứt nhẹ, nứt vừa, nứt nặng, vệt hằn bánh nhẹ, vừa, nặng...), người thiết kế có thể tham khảo các bảng đánh giá hệ số lớp a_1, a_2, a_3 ở tiêu chuẩn song ngữ "Thiết kế mặt đường mềm" 22 TCN – 274 – 01 do Bộ Giao thông Vận tải Việt Nam ban hành dựa trên cơ sở "Hướng dẫn thiết kế mặt đường AASHTO 1993.



Hình 11 – 27. Biểu đồ xác định hệ số điều kiện CF

Chương 12

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ ÁO ĐƯỜNG CỨNG (ÁO ĐƯỜNG BẰNG BÊTÔNG XI MĂNG)

Khái niệm về áo đường cứng gồm áo đường bêtông xi măng toàn khối (đổ tại chỗ có hoặc không có cốt thép) và áo đường bêtông xi măng lắp ghép đã được đề cập ở mục 10.1 và 10.2 chương 10, trong đó cũng đã đề cập phần nào về cấu tạo áo đường bêtông xi măng (hình 10 – 3 và hình 10 – 9). Ngoài ra, trong giáo trình "Xây dựng mặt đường ôtô" người học còn có dịp đi sâu về cấu tạo chi tiết, về vật liệu và công nghệ thi công áo đường bêtông xi măng. Do vậy trong chương này chủ yếu là đi sâu về phương pháp tính toán xác định bề dày và kích thước tấm bêtông xi măng. Tuy nhiên việc thiết kế áo đường cứng không chỉ là tính toán, hơn nữa cũng có những vấn đề hiện phương pháp tính toán chưa giải quyết được thỏa đáng (như vấn đề tính toán xác định bề dày lớp móng của tầng phủ bêtông xi măng), do vậy ở đây vẫn phải đề cập đến một số yêu cầu quan trọng nhất về cấu tạo.

Cũng lưu ý rằng những nội dung đề cập trong chương này chủ yếu là dành cho tính toán, thiết kế áo đường bêtông xi măng toàn khối đổ tại chỗ. Những đề mục hoặc nội dung viết áo đường bêtông xi măng xin người đọc hiểu là áo đường bêtông xi măng toàn khối đổ tại chỗ. Còn việc tính toán thiết kế áo đường bêtông xi măng lắp ghép được trình bày riêng một mục. Trong quá trình học tập, nghiên cứu người đọc có thể tham khảo bản "Tiêu chuẩn thiết kế áo đường cứng đường ôtô" 22TCN223–95 do Bộ GTVT ban hành (có hiệu lực từ 24/7/1995).

12.1. CÁC HIỆN TƯỢNG PHÁ HOẠI KẾT CẤU ÁO ĐƯỜNG CỨNG VÀ CÁC TIÊU CHUẨN TÍNH TOÁN

12.1.1. Tương tự như với áo đường mềm, tác nhân trực tiếp gây phá hoại kết cấu áo đường cứng vẫn là tác dụng của xe chạy (động, trùng phục) và tác dụng của môi trường thiên nhiên (chủ yếu là tác dụng của biến đổi nhiệt độ theo mùa và theo chu kì ngày đêm, cũng như tác dụng xâm nhập của các nguồn ẩm).

Tuy nhiên, do đặc điểm cấu tạo kết cấu áo đường bêtông xi măng là *tấm có độ cứng lớn và cấu tạo áo đường có khe* (xem 10.2 và hình 10 – 9) nên các hiện tượng phá hoại và mức độ ảnh hưởng của các tác nhân nói trên cũng khác nhiều so với kết cấu áo đường mềm.

12.1.1.1. Dưới tác dụng của xe chạy, do tấm bêtông xi măng có độ cứng lớn hơn nhiều so với móng và nền đất nên tấm sẽ chịu uốn và nếu tấm không đủ dày thì tấm sẽ bị nứt dọc hoặc ngang ở giữa tấm hoặc nứt ở góc, cạnh tấm. Đặc biệt hay nứt ở góc và cạnh ngang tấm vì tại đấy khi bánh xe thông qua, ứng suất kéo uốn do tải trọng bánh xe gây ra lớn hơn khi

bánh xe đặt ở giữa tấm ; thêm vào đó nước dễ xâm nhập qua các khe tấm xuống móng và nền đất, làm cường độ móng và nền bị giảm yếu dần đến dễ phát sinh tích luỹ biến dạng dẻo ở lân cận góc và cạnh tấm, tạo ra sự tiếp xúc không tốt giữa tấm và móng tại đó (hiện tượng tấm bị cập kênh, bị "hiệu ứng công son", bị phụt bùn từ khe lên).

Tác dụng trùng phục của xe chạy, một mặt thúc đẩy quá trình tích luỹ biến dạng dẻo nói trên, mặt khác làm vật liệu bêtông xi măng bị *mỏi* khiến cho cường độ chịu kéo – uốn và tuổi thọ của bêtông bị giảm đi và tấm cũng sẽ bị phá hoại vì nứt sau khi chịu đựng một số lần xe chạy nhất định. Thực nghiệm tác dụng trùng phục trên các mẫu dầm bêtông xi măng cho thấy quy luật giảm cường độ này có dạng :

$$\frac{\sigma_{ku}}{R_{ku}} = \alpha - \beta.\log N \qquad (12-1)$$

trong đó : R_{ku} là cường độ chịu kéo uốn giới hạn dưới tác dụng của tải trọng tác dụng một lần ; σ_{ku} – ứng suất kéo uốn do tải trọng trùng phục gây ra trong dầm bêtông ; N là số lần tác dụng của tải trọng trùng phục ; α và β là các hệ số hồi quy thực nghiệm (ví dụ theo Kesler $\alpha = 0{,}954$ và $\beta = 0{,}049$; theo Tepfer $\alpha = 1{,}0$ và $\beta = 0{,}0685$, còn ở Trung Quốc có công bố một thực nghiệm cho $\alpha = 0{,}961$ và $\beta = 0{,}063$ với hệ số tương quan thực nghiệm $r = -0{,}931$ và độ lệch tiêu chuẩn $s = 0{,}0253$; ở nhiều nước khác đều có các thực nghiệm cho kết quả tương tự như vậy). Thực nghiệm cũng cho thấy nếu $\frac{\sigma_r}{R_{ku}} < 0{,}75$ thì tần suất tác dụng tải trọng trùng phục không có ảnh hưởng gì đáng kể đến quy luật nói trên.

Ngoài ra, lực ngang giữa bánh xe và mặt đường cũng gây các tác dụng phá hoại bề mặt (bào mòn, lâu dần làm bong tróc bề mặt dẫn tới lộ đầu cốt liệu đá trong bêtông, lúc đó mặt đường bêtông xi măng sẽ nhanh chóng bị phá hoại).

12.1.1.2. Tác dụng của biến đổi nhiệt độ đến sự làm việc của tấm bêtông xi măng cũng rất lớn :

– Sự biến đổi nhiệt độ theo mùa sẽ làm nhiệt độ bản thân tấm BTXM tăng hoặc giảm đều và nếu tấm không dãn hoặc co tự do được thì sẽ phát sinh ứng suất rất lớn. Tưởng tượng nếu mặt đường BTXM không có khe mà đổ thành một dải liên tục thì ứng suất nén (khi bêtông dãn về mùa nóng) hoặc ứng suất kéo (khi bêtông co về mùa lạnh) sẽ được xác định theo công thức trong môn học sức bền vật liệu :

$$\sigma = \frac{E_b.\alpha.t}{1-\mu} \qquad (12-2)$$

Nếu môđun đàn hồi của bêtông $E_b = 200.000\ kG/cm^2$, hệ số nở nhiệt của bêtông $\alpha = 0{,}00001$, hệ số Poisson $\mu = 0{,}15$, với nhiệt độ thay đổi từ mùa nóng sang mùa lạnh $t = 20^oC$ thì ứng suất kéo tính theo (12–2) $\sigma = 47\ kG/cm^2$. Trị số này quá lớn so với cường độ chịu kéo – uốn của bêtông và đó là lí do ta phải chia tấm, bố trí khe như ở hình 10–9.

Tuy nhiên dù có chia tấm, bố trí khe co, dãn thì dưới tác dụng biến đổi nhiệt độ như vậy, tấm BTXM vẫn không co, dãn tự do được vì luôn tồn tại lực ma sát giữa đáy tấm với bề mặt móng (dù có bố trí lớp cách ly bằng cát trộn nhựa hoặc rải giấy dầu quét bitum như ở hình 10 – 3). Vì lực ma sát này chỉ tác dụng ở đáy móng nên tấm sẽ chịu kéo lệch tâm khi dãn về mùa hè (xem hình 12 – 9 với ứng suất kéo lớn nhất xuất hiện ở mặt đáy tấm). Tấm có kích thước càng lớn thì trị số ứng suất kéo này càng lớn và tấm càng dễ bị phá hoại do uốn dọc.

– Sự biến đổi nhiệt độ ngày đêm trong tấm BTXM sẽ dẫn đến sự chênh lệch nhiệt độ giữa mặt trên và mặt dưới tấm, gây ra hiện tượng tấm bị uốn vồng : ban ngày do bức xạ mặt trời (lớn nhất là vào khoảng 12 ÷ 14 giờ) mặt trên tấm bị nung nóng và nhiệt độ ở đó sẽ cao hơn đáy móng (khả năng dẫn nhiệt của BTXM tương đối thấp), các thớ trên mặt tấm lúc đó dãn ra nhiều hơn so với các thớ ở đáy tấm khiến cho tấm có xu hướng bị uốn vồng lên ; ngược lại về ban đêm, trên nguội dưới nóng làm tấm có xu hướng vồng xuống. Nếu tấm bị hạn chế uốn vồng (do các thanh truyền lực và ma sát ở khe tấm, do lực tiếp xúc ở đáy tấm, do trọng lượng bản thân tấm) tức là tấm không tự do uốn vồng lên hoặc xuống được thì trong tấm sẽ phát sinh ứng suất do hạn chế uốn vồng (thớ đáy tấm bị kéo, thớ mặt tấm bị nén về ban ngày ; ngược lại về ban đêm).

Nếu *hoàn toàn* không uốn vồng được thì ứng suất này có thể đạt tới trị số lớn nhất là :

$$\sigma = \frac{E_b.\alpha.\Delta t}{2(1-\mu^2)} \qquad (12-3)$$

trong đó : E_b, α, μ có ý nghĩa như ở (12 – 2), còn Δt là chênh lệch nhiệt độ lớn nhất tính toán giữa mặt trên và mặt dưới tấm xảy ra trong chu kì một ngày đêm (^oC).

Tuy nhiên, nhờ có cấu tạo khe nên trên thực tế tấm không bị hạn chế uốn vồng hoàn toàn và trị số ứng suất uốn vồng chắc chắn sẽ nhỏ hơn trị số tính theo (12 – 3) – xem ở 12.4.

Tác động môi trường ở đây được thể hiện định lượng qua thông số Δt, nếu Δt càng lớn thì ứng suất uốn vồng càng lớn. Trị số Δt hoàn toàn phụ thuộc vào điều kiện khí hậu (bức xạ, nhiệt độ không khí...) ở mỗi nước, mỗi vùng và việc xác định Δt đưa vào tính toán sẽ được đề cập ở mục 12.4.

Hiện tượng uốn vồng diễn ra liên tục theo chu kì ngày đêm, ứng suất uốn vồng luôn luôn đổi dấu dẫn đến hiện tượng tấm BTXM bị "mỏi nhiệt" và do vậy rất nhiều tác giả nghiên cứu đã xem sự biến đổi nhiệt độ tấm ngày đêm như một loại tải trọng trùng phục, làm cho tấm BTXM dễ nhanh chóng bị phá hoại. Thực tế ở nước ta đã cho thấy rất rõ tác dụng nguy hại này : các tấm BTXM ở đường băng sân bay Tân Sơn Nhất (và nhiều sân bay ở miền Nam khác) có kích thước 7,62 × 7,62m dày 30cm trên móng cát gia cố xi măng đã bị nứt dọc có quy luật ở vùng giữa tấm ngay từ 1 ÷ 2 năm đầu sau khi đưa sân bay vào khai thác (1964) và cho đến nay 100% số tấm đều bị nứt đôi (dĩ nhiên khe nứt cong queo nhưng vẫn trong vùng giữa tấm) trên tất cả các đường băng. Qua nghiên cứu, kết luận chung của các chuyên gia và cơ quan tham gia nghiên cứu đã khẳng định đó là do tấm có kích thước quá lớn và cấu tạo khe dọc gây bất lợi cho việc chịu đựng tác động uốn vồng trong điều kiện chênh lệch nhiệt độ Δt ở miền Nam nước ta là khá lớn (thuộc khu vực bất lợi, bức xạ lớn gần quanh năm).

Đương nhiên, ở giáo trình này chưa đề cập đến những hiện tượng phá hoại do chất lượng vật liệu và công nghệ thi công đặc biệt là hiện tượng nứt do co ngót bêtông lúc mới đổ xong chưa kịp bảo dưỡng (nước trong bêtông bốc hơi để lại khe nứt...)

12.1.2. Qua phân tích các hiện tượng phá hoại nói trên, ta thấy rõ tấm BTXM của áo đường cứng làm việc trong điều kiện chịu uốn dưới tác dụng của tải trọng xe chạy và tác dụng của sự biến đổi nhiệt độ theo mùa và theo chu kì ngày đêm (còn tác dụng của các nguồn ẩm là khiến cho điều kiện làm việc đó xấu thêm do ẩm ảnh hưởng đến cường độ móng và nền, đặc biệt là tại các chỗ khe nối). Tấm BTXM trong điều kiện đó sẽ xem là bị

phá hoại, nếu như trong thời kì tính toán quy định (thời kì này thường lấy là 20 năm như đề cập ở bảng 10 – 2) tấm bị nứt, vì như vậy kết cấu áo đường cứng khi đó sẽ mất đi tính toàn khối ban đầu khiến cho năng lực chịu tải của nó giảm xuống dưới mức cần thiết. Đây cũng chính là trạng thái giới hạn của kết cấu áo đường cứng và nếu muốn để trạng thái giới hạn đó không xảy ra trong suốt thời kì tính toán quy định thì tính toán thiết kế áo đường cứng cần bảo đảm đạt được các điều kiện hay các tiêu chuẩn tính toán dưới đây :

12.1.2.1. Đối với tấm BTXM :

$$\sigma_{ku} \leq k.R_{ku} \qquad (12-4)$$

trong đó : σ_{ku} là ứng suất kéo uốn ở bất kì điểm nào trong tấm BTXM do tải trọng xe, hoặc do biến đổi nhiệt độ, hoặc do cả hai tác nhân đó tác động đồng thời gây ra (xác định σ_{ku} xem ở mục 12.2 và 12.3).

R_{ku} là cường độ giới hạn chịu kéo uốn của bêtông xi măng ở tuổi 28 ngày (kG/cm^2) ; thường được xác định với mẫu dầm 5 × 5 × 60cm ; k là hệ số tổng hợp chiết giảm cường độ xét đến mỏi và các yếu tố ảnh hưởng khác (như chất lượng bêtông không đồng nhất...).

a) Tiêu chuẩn thiết kế áo đường cứng của nước ta 22TCN223–95 quy định hệ số k tuỳ thuộc các trường hợp tổ hợp tải trọng tính toán khác nhau như ở bảng 12.1 dưới đây.

Bảng 12 – 1

TRỊ SỐ CỦA HỆ SỐ CHIẾT GIẢM (HOẶC DỰ TRỮ) CƯỜNG ĐỘ k

Tổ hợp tải trọng tính toán	Hệ số chiết giảm cường độ (k)	Hệ số an toàn 1/k
– Tính với tải trọng thiết kế tiêu chuẩn	0,5	2,0
– Kiểm toán với xe nặng	0,59 ÷ 0,83	1,7 ÷ 1,53
– Kiểm toán với xe xích	0,65	1,54
– Tác dụng đồng thời của hoạt tải và của ứng suất nhiệt	0,85 ÷ 0,90	1,18 ÷ 1,11

Nếu tỉ số $\frac{\sigma_{ku}}{R_{ku}} = k = 0,5$ thì theo (12 – 1) có thể chịu đựng được tới trên 20.000.000 lần tác dụng trùng phục. Kết quả thí nghiệm của Viện nghiên cứu Đường ôtô của Liên Xô cũ cũng cho thấy nếu tỉ số $k \leq 0,5$ thì qua 15.000.000 lần tác dụng tải trọng tấm BTXM mặt đường cứng vẫn chưa bị phá hoại. Còn đối với các tổ hợp tải trọng tính toán thì số lần tác dụng lặp lại ít hơn nên k có thể cho phép lớn hơn. Ngoài ra, còn có một số yếu tố thiên về an toàn khác : đó là cường độ bêtông xi măng còn tăng theo thời gian ; do vậy có nước còn cho phép dùng R_{ku} ở tuổi 90 ngày ($R_{ku}^{90} \approx 1,1R_{ku}^{28}$) để tính toán nếu áo đường cứng làm xong chưa cho thông xe ngay. Riêng với hiện tượng mỏi nhiệt thì biên độ ứng suất trùng phục thường nhỏ (không phải là từ σ_{ku} xuống $\sigma_{ku} = 0$ mà từ ứng suất nhiệt lớn nhất $\sigma_{t.max}$ xuống đến trị số ứng suất nhiệt nhỏ nhất σ_{tmin}, tức là $\sigma_{tmax} - \sigma_{tmin}$ nhỏ) nên ảnh hưởng đến sự suy giảm cường độ bêtông xi măng cũng nhỏ hơn so với ảnh hưởng của ứng suất trùng phục do tải trọng xe chạy gây ra.

Chính vì những phân tích này nên có thể thấy rõ ý nghĩa của hệ số k trong bảng 12–1 là một hệ số tổng hợp (xét đến cả các yếu tố lợi và bất lợi đối với cường độ giới hạn của BTXM).

Việc sử dụng một hệ số chiết giảm tổng hợp như vậy có lợi ở chỗ dễ vận dụng trong tính toán thiết kế (vì thế hiện một số quy trình các nước phương Tây và vùng Đông Nam Á vẫn sử dụng cách này) nhưng lại có một nhược điểm là không xét được lượng giao thông tích luỹ N (tổng số lần tác dụng của tải trọng xe tính toán) trong suốt thời kì phục vụ của kết cấu áo đường. Vì vậy ở nhiều nước vẫn có một xu thế là nghiên cứu để đi tới áp dụng một hệ số xét riêng ảnh hưởng gây mỏi tuỳ thuộc số lần tác dụng của tải trọng. Trong trường hợp đó thì cần phải nhớ rằng : cùng với hệ số mỏi lại phải đưa vào một số các hệ số xét đến những nhân tố khác có ảnh hưởng đến tuổi thọ và cường độ của BTXM, đây cũng không phải là điều đơn giản.

b) *Chú ý rằng* : khi xét đến tác dụng đồng thời của hoạt tải và của ứng suất nhiệt thì theo (12 – 4) và bảng 12 – 1 sẽ phải áp dụng điều kiện kiểm tra dưới đây :

$$\sigma_{xe} + \sigma_t \leq (0{,}85 \div 0{,}90)R_{ku} \qquad (12 - 5)$$

trong đó : σ_{xe} là ứng suất kéo uốn do hoạt tải và σ_t là ứng suất kéo uốn do chênh lệch nhiệt độ Δt giữa mặt trên và mặt dưới tấm (phát sinh khi tấm bị hạn chế uốn vồng). Dĩ nhiên là hai thành phần ứng suất này phải là ở cùng một vị trí trong tấm BTXM và tổ hợp bất lợi nhất của chúng thường là ở thớ dưới giữa tấm về mùa hè lúc có chênh lệch nhiệt độ Δt lớn nhất (lúc $\Delta t \rightarrow \Delta t_{max}$).

So sánh trị số hệ số k ở (12 – 5) và k = 0,5 khi tính với tải trọng thiết kế tiêu chuẩn, có thể dễ dàng thấy rằng phần cường độ dành cho BTXM chịu ứng suất nhiệt là $(0{,}35 \div 0{,}40)R_{ku}$, tức là :

$$\sigma_t \leq (0{,}35 \div 0{,}40)R_{ku} \qquad (12 - 6)$$

Đây cũng là một điều kiện hay dùng để *khống chế kích thước tấm BTXM* nhằm hạn chế trị số ứng suất nhiệt lớn nhất cho phép (xem cách xác định kích thước tấm ở mục 12.4).

Trong một số quy trình thiết kế tầng phủ BTXM đường ôtô và sân bay các nước người ta gọi phần hệ số dự trữ cường độ dành cho ứng suất nhiệt này là hệ số điều kiện làm việc (tấm BTXM làm việc trong điều kiện có tác động nhiệt độ) và xét gộp với hệ số dự trữ cường độ dành cho hoạt tải ; lúc này người ta không nói gì đến việc tính toán ứng suất nhiệt nữa (và chúng ta không nên hiểu nhầm là các quy trình đó không xét đến ứng suất nhiệt).

c) *Cũng theo Tiêu chuẩn thiết kế* 22TCN223–95, các tổ hợp tải trọng tính toán nêu ở bảng 12 – 1 và thứ tự kiểm toán các tổ hợp được quy định như sau :

Bảng 12 –2

TẢI TRỌNG TÍNH TOÁN TIÊU CHUẨN VÀ HỆ SỐ XUNG KÍCH

Tải trọng trục tiêu chuẩn (daN)	Tải trọng bánh tiêu chuẩn (daN)	Hệ số xung kích	Tải trọng bánh tính toán (daN)
10.000	5.000	1,2	6.000
12.000	6.000	1,15	6.900
9.500	4.750	1,20	5.700

Sau khi đã tính toán với tải trọng tiêu chuẩn, *phải kiểm toán lại với xe nặng nhất* có thể chạy trên đường, kiểm toán với xe nhiều bánh 80 tấn, với xe xích T 60 (khi trên đường có thể có xe xích đi lại).

Các chỉ tiêu kĩ thuật chủ yếu của máy kéo nhiều bánh cho ở bảng 12 – 3

Bảng 12 – 3

Chỉ tiêu	Đơn vị	Máy kéo 80
Trọng lượng	T	80
Số trục bánh xe	chiếc	4
Áp lực của mỗi trục xe	T	20
Khoảng cách giữa các trục theo hướng dọc	m	1,2 + 4,0 + 1,2
Số bánh xe trên mỗi trục bánh	chiếc	8
Khoảng cách giữa các đôi bánh xe theo hướng ngang	m	3 × 0,9
Kích thước vệt bánh xe (bánh kép)	m	0,5 × 0,2

Các chỉ tiêu chủ yếu của xe xích T–60 được cho ở bảng 12 – 4

Bảng 12 – 4

Chỉ tiêu	Đơn vị	T–60
Trọng lượng xe xích	T	60
Áp lực bánh xích	T/m	6
Số bánh xích	chiếc	2
Chiều dài vệt bánh xích	m	5
Chiều rộng bánh xích	m	0,7
Cự ly giữa hai trục bánh xích (theo hướng ngang)	m	2,6

12.1.2.2. Đối với tầng móng của kết cấu áo đường cứng : Để bảo đảm không xuất hiện biến dạng dẻo (dẫn đến tích luỹ biến dạng), theo Tiêu chuẩn ngành 22TCN223–95 về mặt tính toán tầng móng phải thỏa mãn điều kiện (tiêu chuẩn trạng thái giới hạn) tương tự như (11 – 23) và (11 – 24) với kết cấu áo đường mềm (xem chương 11) :

$$\tau_{a.max} = \tau_{a.m} + \tau_{ab} \leq K'c \qquad (12 - 7)$$

Ý nghĩa của các kí hiệu nói trên giống như ở (11 – 23), (11 – 24) và (11 – 27). Việc tính toán τ_{am}, τ_{ab} và quy định về hệ số K' (trong đó có xét đến tác dụng trùng phục của tải trọng xe chạy) đối với tầng móng kết cấu áo đường cứng xin xem ở 12.3 (điểm 4).

Việc tính toán theo điều kiện (12 – 7) thật sự chỉ có ý nghĩa về mặt lí thuyết vì trên thực tế ứng suất cắt do tải trọng xe chạy truyền xuống tầng móng rất nhỏ (tầng mặt BTXM có độ cứng rất lớn). Trong khi đó, thông qua thực tế khai thác áo đường cứng, người ta nhận thấy tầng móng có ảnh hưởng rất quan trọng đến tuổi thọ và mức độ bền vững của loại kết cấu áo đường này như đã nói ở mục 10.1. Do vậy, đối với tầng móng ngoài yêu cầu kiểm tra theo điều kiện tính toán nói trên, thường phải kèm theo các yêu cầu bắt buộc về mặt cấu tạo (xem 12.2).

Quy phạm thiết kế áo đường cứng của Trung Quốc không yêu cầu tính toán kiểm tra ứng suất cắt như trên mà quy định trị số môđun đàn hồi yêu cầu chung cho cả tầng móng và nền đất $E^m_{ch.yc}$ (kG/cm^2) như ở bảng 12 – 5.

Bảng 12 –5

YÊU CẦU ĐỐI VỚI TRỊ SỐ E^m_{ch} TRÊN TẦNG MÓNG CỦA KẾT CẤU ÁO ĐƯỜNG CỨNG (TRUNG QUỐC)

Số lần thông qua tải trọng trục tiêu chuẩn (10T) trong 1 ngày đêm (lần/ngày đêm)	> 1500	201 ÷ 1500	5 ÷ 200	≤ 5
$E^m_{ch.yc}$ (kG/cm^2)	1200	1000	800	600

Lúc này điều kiện kiểm tra cường độ và bề dầy lớp móng sẽ là :

$$E^m_{ch}.n \geq E^m_{ch.yc} \qquad (12-8)$$

trong đó : $E^m_{ch.yc}$ là trị số ở bảng 12–5 ; còn E^m_{ch} là môđun đàn hồi chung của tầng móng dầy h_m với vật liệu móng có môđun đàn hồi E_m và nền đất có môđun đàn hồi là E_o.E^m_{ch} được tính theo toán đồ Kôgan như trường hợp kết cấu áo đường mềm hệ 2 lớp (xem mục 11.3) với các thông số E_m và E_o như vẫn dùng để tính toán kết cấu áo đường mềm ; hoặc được xác định trực tiếp bằng thí nghiệm ép lún trên mặt lớp móng (xem mục 11.6.1).

Còn n là một hệ số thực nghiệm (gọi là hệ số tăng môđun do Trung Quốc đề nghị để xét đến sự gia tăng tương đối trị số môđun đàn hồi khi vật liệu móng nằm dưới tầng mặt cứng BTXM so với khi vật liệu đó nằm dưới tầng mặt của áo đường mềm. Có sự gia tăng này là do áp lực và biến dạng thẳng đứng truyền xuống móng dưới tấm BTXM đều nhỏ hơn khi vật liệu đó nằm dưới tầng mặt áo đường mềm trong điều kiện thực tế, các lớp vật liệu móng và nền đất không phải là vật liệu hoàn toàn đàn hồi.

Hệ số n được xác định tuỳ thuộc bề dầy tấm bêtông xi măng ở trên (h), tuỳ thuộc bản thân trị số E^m_{ch} và trị số môđun đàn hồi của bêtông xi măng E_c :

$$n = 10^{-2,64}.\alpha\left(h\frac{E_c}{E^m_{ch}}\right)^{0,8} \qquad (12-9)$$

với α = 1,0 khi tính toán ở điểm giữa tấm BTXM và α = 0,75 khi tính toán ở điểm cạnh ngang của tấm.

12.2. CÁC YÊU CẦU VỀ THIẾT KẾ CẤU TẠO KẾT CẤU ÁO ĐƯỜNG CỨNG

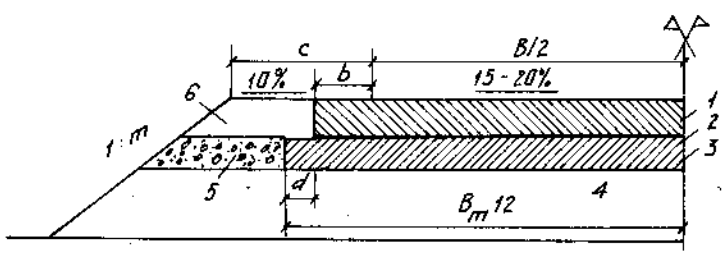
Cùng với việc tính toán thỏa mãn các điều kiện, các tiêu chuẩn giới hạn nói ở mục 12.1, các *biện pháp cấu tạo* cũng có một ý nghĩa hết sức quan trọng trong việc hạn chế các hiện tượng phá hoại, bảo đảm tuổi thọ và chất lượng khai thác của áo đường cứng.

12.2.1. Trước hết BTXM làm áo đường cứng phải có cường độ cao để hạn chế nứt và chống mòn tốt. Do vậy chỉ được phép dùng bêtông có cường độ chịu kéo uốn giới hạn không nhỏ hơn 40kG/cm^2 (cường độ chịu nén giới hạn không nhỏ hơn 300 kG/cm^2) ; đối với đường cao tốc ; đường cấp 100, cấp 80 và đường hạ cất cánh, sân đỗ ở sân bay yêu cầu

này tương ứng là 45 kG/cm^2 và 350 kG/cm^2. Tuy nhiên, trong điều kiện khí hậu nóng cần hạn chế lượng xi măng (để tránh nứt do co ngót lúc mới đổ bêtông), do vậy hiện có xu hướng dùng các phụ gia hoá dẻo hoặc phụ gia ninh kết chậm để tạo khả năng dễ thi công trong điều kiện hạn chế tỉ lệ $\frac{N}{X}$ (nước/ xi măng).

Trên các tuyến đường tốc độ cao hiện một số nước còn làm lớp láng mặt chất lượng cao bằng nhựa pôlime trên mặt áo đường cứng để tạo nhám (vì mặt bêtông xi măng dễ bị mài trơn).

12.2.2. Phải dùng *tầng móng* có chất liên kết, ổn định nước, không tích luỹ biến dạng dẻo, ngăn được nước thấm xuống nền đất, tiếp xúc tốt với đáy tấm BTXM và không để các vùng nước kẹt lại giữa đáy tấm và mặt móng, đặc biệt là không để nước kẹt lại giữa thành tấm BTXM và lề đường. Do vậy, thường phải áp dụng các biện pháp cấu tạo sau :



Hình 12 – 1. Cấu tạo kết cấu của áo đường bêtông xi măng đổ tại chỗ.
B – bề rộng phần xe chạy ; b – dải an toàn hoặc gia cố lề ;
C – bề rộng lề ; B_m – bề rộng móng ; d – bề rộng thêm của lớp móng so với lớp mặt (d < 0,3 ÷ 0,5m) 1 – tầng mặt (tấm BTXM) ;
2 – lớp tạo phẳng và cách ly ; 3 – tầng móng ; 4 – lớp đáy áo đường ;
5 – lớp thoát nước dầy 20cm ; 6 – lề cỏ.

– móng phải làm bằng bêtông cường độ thấp dày tối thiểu 14cm, hoặc bằng đá (sỏi cuội) gia cố xi măng, đất, cát, gia cố chất liên kết vô cơ với bề dày tối thiểu 15 ÷ 16cm ; cường độ chịu nén ở 28 ngày tuổi của các lớp vật liệu móng này phải từ 30 ÷ 40 kG/cm^2 trở lên, cường độ ép chẻ ở 28 ngày tuổi phải từ 3,5 ÷ 4,5 kG/cm^2 trở lên ;

– bề rộng tầng móng phải rộng hơn phần xe chạy và phần gia cố lề như ở hình 12 – 1.

– lớp tạo phẳng và cách ly cấu tạo bằng giấy dầu trên quét một lớp nhựa đường (giảm ma sát giữa đáy tấm và móng) ;

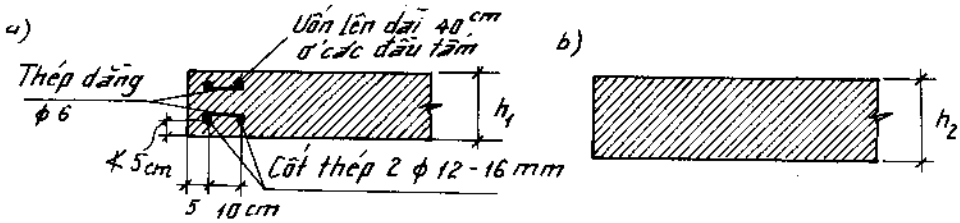
– 30cm nền đất trên cùng (dưới đáy móng) phải được đầm nén đạt độ chặt cao K = 0,98 ÷ 1,0 (công đầm nén cải tiến).

– bắt buộc phải gia cố lề.

12.2.3. Bề dày tấm bêtông

Bề dày tấm BTXM áo đường cứng được xác định theo tính toán nhưng không được nhỏ hơn 18cm nếu tính với tải trọng trục 9,5T ; 22 cm nếu tính với trục 10,0T và không nhỏ hơn 24cm nếu tính với tải trọng trục 12,0T.

Bề dày tấm không bố trí cốt thép phải được xác định theo tính toán với trường hợp tải trọng xe tác dụng ở cạnh và góc tấm ; cũng có thể xác định theo tính toán với trường hợp tải trọng xe tác dụng ở giữa tấm nhưng có bố trí thêm cốt thép tăng cường mép tấm (hình 12 – 2):



Hình 12 – 2. Cấu tạo mặt cắt ngang tấm bêtông xi măng mặt đường.
a – có dùng cốt thép tăng cường mép tấm (bề dày tấm mỏng hơn) ;
b – không dùng cốt thép (bề dày tấm dày hơn).

12.2.4. Kích thước mặt bằng tấm BTXM

– Bề rộng tấm BTXM đường ôtô thường cấu tạo bằng bề rộng một làn xe (3,50 ÷ 3,75m) và không quá 4,5m.

– Bề dài tấm (hay khoảng cách giữa các khe co ở hình 10 – 9) càng lớn thì ứng suất uốn dọc và uốn vồng do biến đổi nhiệt độ sẽ càng lớn. Do vậy thường phải khống chế chiều dài tấm theo điều kiện (12 – 6). Tính toán bề dài tấm tuỳ thuộc biến đổi nhiệt độ (xem ở mục 12.4). Theo kết quả nghiên cứu của GS. Dương Học Hải và các cộng tác thì trong điều kiện nước ta, chiều dài tấm BTXM không cốt thép đường ôtô chỉ nên lớn nhất là 5,0m ở các vùng phía Bắc và 4,80m ở các vùng phía Nam, nếu BTXM có cường độ chịu kéo – uốn ≤ 40 kG/cm^2 ; còn theo quy trình 22 TCN 223–95 thì chiều dài này là 6,0m. Chiều dài tấm ngắn thì số khe ngang trên 1km càng nhiều lên dẫn đến điều kiện vận doanh khai thác kém đi, mặt khác tốn thêm chi phí cho việc tạo và nhét khe... Do vậy trên các đường ôtô hiện đại (đặc biệt là đường cao tốc) người ta tìm cách tăng chiều dài tấm đến 10 ÷ 20m bằng cách bố trí lưới thép ϕ10mm với lượng thép khoảng 7 ÷ 7,5 kg cho 1m^2 tiết diện tấm (bố trí cách đáy tấm khoảng 1/3 chiều dày tấm) hoặc tăng chiều dài tấm hơn nữa bằng cách dùng tấm bêtông cốt thép. Còn có thể sử dụng cả mặt đường bêtông lưới thép liên tục hoặc bêtông ứng suất trước, lúc này bỏ các khe co mà chỉ để các khe dãn hoặc khe thi công với cự ly khe đến hàng 100m. (Trong khuôn khổ giáo trình đại học ở đây chúng tôi không đề cập đến việc cấu tạo và tính toán các loại mặt đường BTXM lưới thép hoặc cốt thép nói trên).

12.2.5. Bề rộng và khoảng cách giữa các khe dãn được xác định theo công thức sau :

$$b = \beta . \alpha . T_d . L \qquad (12 - 10)$$

trong đó : b là bề rộng và L là khoảng cách giữa các khe dãn ; β là hệ số ép co của vật liệu chèn khe, thường áp dụng β = 0,5 ; α là hệ số dãn nở nhiệt của bêtông, thường $\alpha = 0,6.10^{-5} \div 1,3.10^{-5} \left(\frac{1}{^oC}\right)$ và trong tính toán lấy trung bình $\alpha = 1.10^{-5} \left(\frac{1}{^oC}\right)$;

T_d là chênh lệch giữa nhiệt độ cao nhất trung bình của tấm bêtông trong quá trình khai thác so với nhiệt độ lúc đổ bêtông ;

Chiều rộng khe dãn b thường chỉ cho phép bằng 2,0cm ÷ 2,5cm (rộng quá thì điều kiện làm việc tại khe không tốt).

Do khống chế b nên có thể tính ra chiều dài L theo (12 – 10). Thực tế ở nhiều nước cho thấy nếu thi cổng tấm BTXM về mùa hè (nhiệt độ lúc đổ bêtông cao dẫn đến T_d nhỏ) thì với

các tấm dày trên 20cm có thể không cần làm khe dãn, còn nếu thi công về các mùa khác thì có thể bố trí L = 100 ÷ 200cm. Tuy nhiên, tại các chỗ mặt đường cứng tiếp giáp với cầu hoặc với các kiến trúc khác (kể cả chỗ tiếp giáp với mặt đường mềm), các chỗ đường cong bán kính nhỏ hoặc có độ dốc lớn, thì đều phải bố trí khe dãn.

12.2.6. Cấu tạo khe và bố trí thanh truyền lực

Cấu tạo các loại khe của mặt đường BTXM đã được giới thiệu ở hình 10–9a, b, c, d.

a) Phần trên của các khe đều phải đổ mát tít với các yêu cầu về chất lượng mát tít như sau :

– khả năng chịu nhiệt độ 75°C trong 5 giờ : không bị biến dạng ;

– độ dính bám với bêtông ở 25°C : < 5 kG/cm^2 ;

– độ kéo dài ở 25°C : > 50%

– quấn đũa thuỷ tinh ϕ 20mm ở 25°C không thấy vết nứt ;

– tính dễ thi công : ở 180° rót chảy kín đầy khe rộng 1cm sâu 6cm.

Không được để các vật (hạt) cứng rơi hoặc lẫn với mát tít chui vào các khe dãn và các khe dọc.

b) Thanh truyền lực ở các khe co và khe dãn đều phải bằng thép tròn trơn quét bitum để tấm có thể dịch chuyển khi nhiệt độ tấm thay đổi. Kích thước và khoảng cách giữa các thanh truyền lực thường như bảng 12–6.

Khoảng cách từ thanh truyền lực đến mép tự do của mặt đường (của khe dãn, khe co) không được lớn hơn 1/2 đến 1/4 khoảng cách giữa hai thanh truyền lực.

Bảng 12–6

KHOẢNG CÁCH VÀ KÍCH THƯỚC CỦA CÁC THANH TRUYỀN LỰC

Chiều dày tấm bêtông (cm)	Đường kính thanh truyền lực (mm)	Chiều dài thanh truyền lực (cm)	Khoảng cách giữa 2 thanh truyền lực (cm)	
			Trong khe dãn	Trong khe co
Nhỏ hơn 20	20	50	30	65 (100)*
22 ÷ 30	25	50	30	65 (100)

Ghi chú :

* Các số trong ngoặc đơn ứng với trường hợp tấm bêtông đặt trên lớp móng gia cố các chất liên kết vô cơ.

Thanh truyền lực của khe dọc thường có đường kính từ 10 ÷ 12 mm, chiều dài 75cm, đặt cách nhau 100cm.

Riêng thanh truyền lực của khe dọc thường làm bằng thép có gờ không quét nhựa bitum vì thanh này cần tiếp xúc chặt với bêtông để chống tấm BTXM dịch chuyển ra phía lề (thanh truyền lực chống "trôi") ; việc quét nhựa khoảng 10cm ở ngay trong phạm vi chính giữa khe chỉ có mục đích phòng nước thấm qua khe làm rỉ giữa thanh truyền lực.

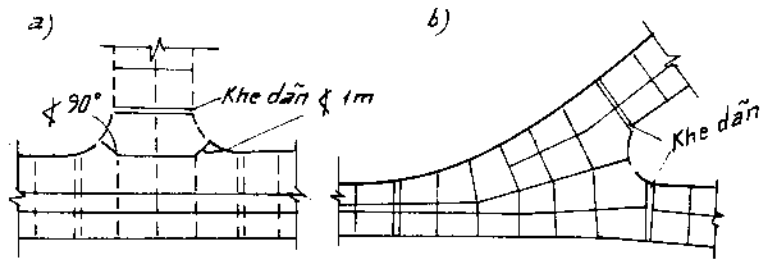
12.2.7. Bố trí chung các tấm BTXM trên mặt bằng

Ngoài cách bố trí thông thường như ở hình 10–8 (tấm chữ nhật, các khe ngang thẳng hàng và vuông góc với khe dọc) hiện cũng có những đề nghị khác như :

– Chiều dài tấm BTXM 1 cho thay đổi lần lượt là 4,0, 4,5, 5,5 và 6,0m để tránh xe bị xóc theo một quy luật (trên hình 10–8 bố trí 1 không đổi) ;

– Khe ngang không vuông góc mà giao chéo với khe dọc một góc khoảng 80° và thanh truyền lực vẫn bố trí song song với tim đường để tránh việc 2 bánh xe của 1 trục xe đồng thời chạy qua khe (vừa giảm xóc vừa tạo thuận lợi cho sự làm việc của cạnh tấm).

Tại các chỗ đường cong, chỗ bề rộng phần xe chạy thay đổi và tại các chỗ giao nhau thì việc phân tấm phải theo hướng tuyến, có chú ý đến điều kiện thoát nước mặt đường, bảo đảm mỹ quan và thi công thuận lợi. Các góc tấm không nên nhỏ hơn 80° (nên ≥ 90°) và các góc nhọn này nên bố trí ở chỗ ít xe chạy qua, khi cần thiết phải tăng cường cốt thép tại các góc đó. Chiều dài tối thiểu của cạnh tấm là 1,0m. Nếu khe có dạng đường cong thì không nên quá dài. Cạnh dài của tấm phải trùng với hướng tuyến, đầu khe ngang của các tấm cạnh nhau phải không được lệch nhau. Khe dãn nên được bố trí ở các cọc tiếp đầu và tiếp cuối của đường cong.



Hình 12–3. Bố trí chia tấm tại các chỗ giao nhau.

Trên hình 12 – 3 là một ví dụ bố trí tấm BTXM ở các chỗ giao nhau.

12.3. TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ (BỀ DÀY) TẤM BTXM TOÀN KHỐI DƯỚI TÁC DỤNG CỦA TẢI TRỌNG XE CHẠY

12.3.1. Nguyên lí tính toán : Như đã nói ở mục 12.1, cường độ (bề dày) tấm BTXM dưới tác dụng của tải trọng xe chạy được tính theo điều kiện (12–4) ; tải trọng xe chạy được xác định như ở bảng 12–2 ; 12–3 và 12–4 ; riêng với ôtô, mỗi bánh của trục xe tiêu chuẩn được mô hình hoá là tải trọng phân bố đều p tác dụng trên vòng tròn vệt bánh D (trong đó p và D được xác định như với áo đường mềm – bảng 11–7).

Để tính toán được trị số σ_{ku} trong (12–4) do tải trọng xe chạy gây ra trong tấm BTXM, hiện thường áp dụng bài toán "tấm mỏng trên nền đàn hồi".

Vì tấm BTXM có bề dày thường không quá 1/10 bề rộng và độ võng dưới tác dụng của bánh xe rất nhỏ nên có thể xem đó là tấm mỏng, có nghĩa là một tấm không trọng lượng, đồng nhất, đẳng hướng, chuyển vị thẳng đứng ω không thay đổi theo bề dày của tấm (chỉ thay đổi theo toạ độ mặt bằng x, y), pháp tuyến của mặt giữa tấm sau khi bị uốn vẫn là đường thẳng thẳng góc với mặt đó và do vậy không xuất hiện biến dạng cắt trượt theo hướng ngang.

Tấm được xem là đặt trên nền đàn hồi (gồm tầng móng và nền đất), nền này chỉ có phản lực thẳng đứng với tấm (tức là giả thiết không có phản lực ma sát giữa tấm với móng), đồng thời giữa tấm và móng luôn tiếp xúc hoàn toàn (không bị hở), tức là chuyển vị ở đáy tấm và mặt móng trước sau đều bằng nhau.

Với các giả thiết nói trên, dựa theo lí thuyết đàn hồi có thể tìm được mômen uốn theo hướng x và y (M_x, M_y) và mômen xoắn M_{xy} phát sinh trong một dải tấm rộng 1,0 m theo các công thức sau :

$$\left.\begin{aligned} M_x &= -L\left(\frac{\partial^2\omega}{\partial x^2} + \mu_c \frac{\partial^2\omega}{\partial y^2}\right) \\ M_y &= -L\left(\mu_c \frac{\partial^2\omega}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\omega}{\partial y^2}\right) \\ M_{xy} &= -L(1-\mu_c)\frac{\partial^2\omega}{\partial x.\partial y} \end{aligned}\right\} \qquad (12-11)$$

trong đó : L là độ cứng chịu uốn của tấm :

$$L = \frac{E_b.h^3}{12(1-\mu_b^2)} \qquad (12-12)$$

với E_b, μ_b là môđun đàn hồi và hệ số Poisson của bêtông xi măng ; h là bề dày tấm BTXM và ω là chuyển vị thẳng đứng (độ võng) của tấm (hoặc của mặt móng) ;

Vấn đề chủ yếu ở đây là phải tìm được phương trình độ võng $\omega = f(x, y)$ tuỳ thuộc vị trí, phạm vi và trị số của ngoại lực (tải trọng bánh xe tác dụng).

Thông qua phân tích sự chịu lực (tác dụng của ngoại lực và nội lực) đối với một yếu tố vi phân tấm và xét điều kiện cân bằng của các yếu tố đó dưới tác dụng của ngoại và nội lực nói trên, người ta đã tìm được phương trình vi phân mặt võng của tấm mỏng (phương trình quan hệ giữa độ võng và ngoại lực) dưới dạng :

$$L\left(\frac{\partial^4\omega}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4\omega}{\partial x^2.\partial y^2} + \frac{\partial^4\omega}{\partial y^4}\right) = p - q \qquad (12-13)$$

trong đó : p là tải trọng bánh xe tác dụng trên tấm ; q là phản lực nền (phản lực của móng tác dụng lên đáy tấm).

Giải phương trình (12 – 13) sẽ tìm được $\omega = f(x, y)$ và thay vào (12 – 11) sẽ tìm được các trị số mômen do tải trọng xe chạy gây ra trong tấm BTXM. Tuy nhiên, để giải được (12 – 13) phải biết q(x, y) và hiện có các giả thiết (quan niệm) khác nhau về sự làm việc của nền đàn hồi dưới đáy tấm, đó là *mô hình nền Winkler và mô hình nền bán vô hạn đàn hồi*, dẫn đến cách xác định q(x, y) khác nhau.

Theo mô hình nền Winkler, người ta giả thiết phản lực q tại một điểm bất kì của móng lên tấm chỉ tỉ lệ với độ võng ω tại điểm đó và không liên quan đến các điểm khác, tức là :

$$q = k.\omega\,(x,y) \qquad (12-14)$$

trong đó : k được gọi là hệ số nền (kG/cm^3) ; hệ số này cũng là một thông số đặc trưng cho khả năng chống biến dạng của nền hay được sử dụng. Trên thực tế, người ta hay xác định k thông qua thử nghiệm nén lún với tấm ép tròn, cứng có đường kính 76cm. Chất tải trên tấm ép cho đến khi tấm ép bị nén lún vào nền (móng) một trị số l = 1,27mm (tức 0,05 inches) hoặc ép đến trị số áp lực p = 0,7 kG/cm^2 (tức 10 psi) (nếu đất nền vững chắc) ; lúc đó xác định p (hoặc l) tương ứng và tính k theo công thức :

$$k = \frac{p}{l}\ (kG/cm^3) \qquad (12-15)$$

Theo mô hình nền bán vô hạn, người ta giả thiết móng và nền đất là một bán không gian vô hạn đàn hồi có môđun đàn hồi E_o và hệ số Poisson μ_o ; nếu trên nền bán vô hạn nói

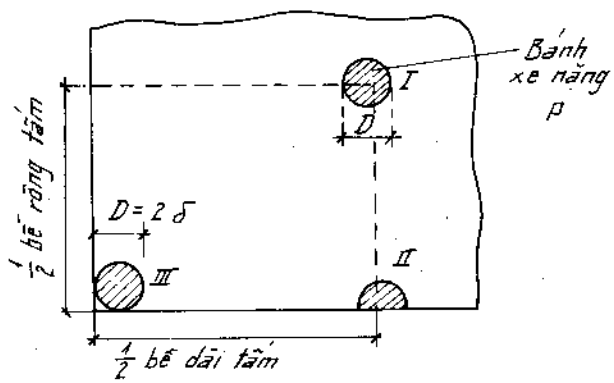
trên chịu một tải trọng đơn vị tập trung thì độ võng tại một điểm bất kì trên mặt nền bán vô hạn này sẽ được xác định theo quan hệ sau :

$$\omega = \frac{1}{\frac{E_o}{1-\mu_o^2}\sqrt{(x-\xi)^2+(y-\eta)^2}} \qquad (12-16)$$

trong đó : ξ và η là toạ độ của điểm tác dụng của lực tập trung nói trên.

12.3.2. Tính toán theo phương pháp Westergard

Năm 1926, Westergard đã sử dụng mô hình nền Winkler để giải (12 – 13) với điều kiện biên là tổng lực cắt và mômen uốn ở các cạnh tấm bằng 0 (xem như cạnh biên tự do) và đã đưa ra các công thức tính toán ứng suất kéo – uốn lớn nhất cho 3 trường hợp điển hình : tải trọng bánh xe tác dụng ở giữa, ở cạnh và ở góc tấm (hình 12 – 4).



Hình 12 – 4. Các trường hợp tác dụng tải trọng điển hình trên tấm bêtông xi măng (D = 2δ).

Trường hợp I (tải trọng tác dụng ở giữa tấm) : Ứng suất kéo lớn nhất sinh ra ở mặt đáy của tấm ngay dưới vị trí tác dụng của bánh xe (vệt bánh đường kính D với tải trọng bánh P) :

$$\sigma_I = 1,1(1+\mu_b)\left(\log\frac{l}{\delta}+0,2673\right)\frac{P}{h^2} \qquad (12-17)$$

trong đó : μ_b là hệ số Poisson của bêtông xi măng (thường lấy $\mu_b = 0,15$) ; h là bề dày tấm BTXM, các kí hiệu khác như trên hình 12 – 4 :

$$l = \sqrt[4]{\frac{L}{k}} = \sqrt[4]{\frac{E_b.h^3}{12(1-\mu_b^2)k}} \qquad (12-18)$$

với k là hệ số nền (từ móng trở xuống) và E_b là môđun đàn hồi của BTXM.

Trường hợp II (tác dụng bánh xe ở cạnh tấm) : ứng suất kéo uốn lớn nhất xuất hiện dưới đáy tấm ngay dưới vị trí đặt bánh :

$$\sigma_{II} = 2,116(1+0,54\mu_b)\left(\log\frac{l}{\delta}+0,08975\right)\frac{P}{h^2} \qquad (12-19)$$

Trường hợp III : ứng suất kéo lớn nhất phát sinh ở mặt trên của tấm và nằm trên đường phân giác của góc tấm cách đỉnh góc một khoảng cách $x_1 = 2\sqrt{\delta l}$:

$$\sigma_{III} = 3\left[1-\left(\frac{\sqrt{2}.\delta}{l}\right)^{0,6}\right]\frac{P}{h^2} \qquad (12-20)$$

các kí hiệu ở (12 – 19) và (12 – 20) đều như ở (12 – 17)

Các thử nghiệm đo ứng suất thực tế để nghiệm chứng các công thức trên cho thấy :

– Đối với trường hợp I và II nếu $\delta \geq 0{,}5h$ và móng có sự tiếp xúc hoàn toàn với đáy tấm thì kết quả giữa tính toán và thực đo là tương đối phù hợp ; nếu tấm không tiếp xúc tốt với móng thì ứng suất thực đo lớn hơn tính toán khoảng 10% ;

– Dưới tác dụng của chênh lệch nhiệt độ và ảnh hưởng tích luỹ biến dạng dẻo, tại góc tấm dễ phát sinh hiện tượng tấm kênh (không tiếp xúc với móng) ở góc tấm, lúc này ứng suất thực đo so với σ_{III} tính theo (12 – 20) có thể lớn hơn 30 ÷ 50% ; do vậy Kelley đã đề nghị điều chỉnh (12 – 20) thành :

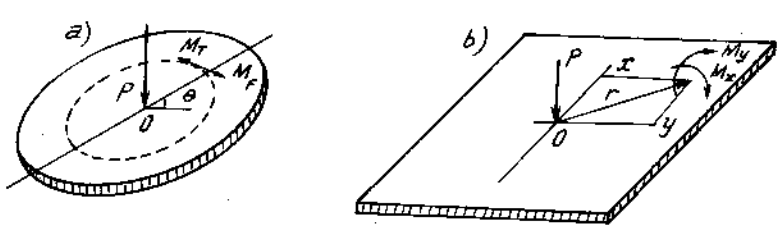
$$\sigma_{III} = 3\left[1 - \left(\frac{\sqrt{2}.\delta}{l}\right)^{1,2}\right]\frac{P}{h^2} \qquad (12 - 21)$$

12.3.3. Tính toán theo mô hình nền bán vô hạn

Một số tác giả cho rằng công thức Westergard có nhược điểm lớn là giả thuyết hệ số nền mà nó dùng làm căn cứ không phản ánh được hiện tượng vật lí phức tạp xảy ra trong thực tế khi tấm chịu uốn dưới tác dụng của tải trọng. Theo giả thuyết hệ số nền thì độ lún của một điểm bất kì chỉ phụ thuộc vào áp lực tác dụng lên điểm đó và hoàn toàn không liên quan đến áp lực tác dụng lên các điểm lân cận. Như vậy tình hình chịu lực của nền cũng tương tự như tình hình chịu lực của hệ các lò xo cô lập, khác với tình hình thực tế là áp lực tác dụng trên một điểm không chỉ ảnh hưởng đến chuyển vị thẳng đứng của điểm đó mà ảnh hưởng đến biến dạng của đất xung quanh nữa. Thực tế thì nền móng không chỉ bị lún trong phạm vi của khu vực chịu nén mà xung quanh khu vực này một phạm vi nhất định cũng xuất hiện một độ lún nhất định. Từ nhận định này, nhiều tác giả đã đề xướng mô hình nền bán vô hạn, từ đó giải (12 – 13) với (12 – 16) và các điều kiện biên tương tự (cạnh tấm xem là tự do). Chẳng hạn như Shekter đã giải và đã tìm được các công thức sau đây để tính mômen pháp (M_F) và mômen tiếp (M_T) trên đơn vị chiều rộng của tấm dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều trong một diện tích hình tròn hoặc dưới tác dụng của tải trọng tập trung P (hình 12 – 5).

– Dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều trên diện tích hình tròn có bán kính δ ở giữa tấm.

$$M_F = M_T = \frac{CP(1+\mu)}{2\pi a\delta} \qquad (12 - 22)$$



Hình 12 – 5. Sơ đồ tính toán mômen uốn do tải trọng tập trung tác dụng cách tiết diện tính toán một khoảng cách r gây ra.
a – trong toạ độ một cực ; b – trong toạ độ x, y.

– Dưới tác dụng của tải trọng tập trung cách điểm tác dụng tải trọng một khoảng cách r (hình 12 – 5) :

$$M_F = (A + \mu_b B)P$$
$$M_T = (B + \mu_b A)P \qquad (12-23)$$

trong đó :

P – tải trọng tập trung, kG ; μ_b – hệ số Poisson của bêtông ; C – hệ số có giá trị thay đổi theo aδ ; A, B – hệ số có giá trị thay đổi theo ar, với δ – bán kính vòng tròn vệt bánh tương đương ; r – khoảng cách từ điểm cần tính mômen đến điểm tác dụng tải trọng. Giá trị của A, B, C tra bảng 12 – 7 ; a – đặc trưng đàn hồi của tấm bêtông, thay đổi theo độ cứng hình trụ của tấm và tính theo công thức :

$$a = \frac{1}{h}\sqrt[3]{\frac{6E_o(1-\mu_b^2)}{E_b(1-\mu_o^2)}} \qquad (12-24)$$

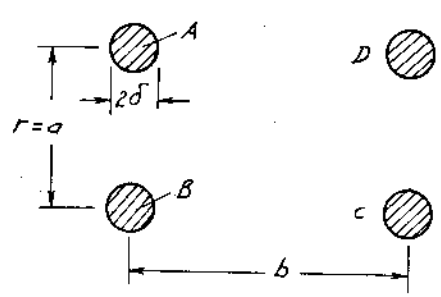
với E_b – môđun đàn hồi của bêtông ; E_o – môđun đàn hồi của nền ; h – chiều dày tấm ; thường áp dụng $\mu_b = 0,15$ và $\mu_o = 0,3 \div 0,4$ (μ_o hệ số Poisson của móng và nền)

Bảng 12 – 7

GIÁ TRỊ CỦA CÁC HỆ SỐ A, B, C

ar hoặc aR	Giá trị các tham số			ar hoặc aR	Giá trị các tham số		
	A	B	C		A	B	C
0	∞	∞	∞	1,4	0,038	–0,017	–
0,05	–	–	0,091	1,6	0,031	–0,019	0,309
0,1	0,232	0,153	0,147	1,8	0,025	–0,019	–
0,2	0,178	0,099	0,220	2,0	0,021	–0,020	0,263
0,3	0,147	0,068	0,275	2,2	0,017	–0,019	–
0,4	0,124	0,047	0,313	2,4	0,014	–0,018	–
0,6	0,093	0,021	0,352	2,6	0,012	–0,017	–
0,8	0,075	0,004	0,367	2,8	0,010	–0,016	–
1,0	0,058	–0,006	0,364				
1,2	0,047	–0,013	0,353	3,0	0,008	–0,014	–

Khi tính chiều dày mặt đường bêtông xi măng thì dựa theo cộng thức (12 – 22) để xác định mômen uốn lớn nhất ngay dưới tải trọng bánh xe. Nếu phải xét thêm ảnh hưởng của các bánh xe khác gây ra, thì sử dụng công thức (12 – 23).



Hình 12–6. Sơ đồ tính toán mômen uốn khi có xét đến ảnh hưởng của bánh xe bên cạnh.

Như trình bày ở hình 12 – 6, mômen uốn lớn nhất ở tiết diện tính toán dưới bánh xe A bằng mômen uốn do tải trọng của bánh xe A (xem như phân bố đều trên diện tích vòng tròn bán kính δ) cộng với mômen uốn do bánh xe B (xem như lực tập trung tác dụng cách tiết diện tính toán một khoảng cách r) gây ra. Mômen uốn do hai bánh xe trước C và D gây ra rất nhỏ, có thể bỏ qua.

Dùng các công thức của Shekter còn có thể tìm mômen uốn sinh ra trong tấm bêtông do tải trọng phân bố trên một diện tích rộng (ví dụ bánh xe lu, bánh xe xích) bằng cách chia

diện tích vệt bánh lớn thành một số diện tích nhỏ và tải trọng tác dụng trên mỗi diện tích nhỏ này được thay bằng một tải trọng phân bố trên vòng tròn diện tích tương đương hoặc bằng một tải trọng tập trung tác dụng tại trọng tâm. Sau đó dùng công thức (12 – 22) và (12 – 23) để tìm mômen pháp và mômen tiếp và dùng trị số lớn : Ví dụ khi tính mômen uốn do bánh xích B gây ra đối với điểm A (hình 12 – 7) thì trước hết phải chia bánh xích B thành các ô nhỏ, tại mỗi ô chịu tác dụng của nội lực tập trung rồi lần lượt tính mômen uốn theo hướng x và hướng y do mỗi lực tập trung đó gây ra. Chẳng hạn mômen uốn do lực tập trung Q tác dụng ở ô cách điểm A một khoảng cách r gây ra là :

$$\left.\begin{aligned} M_x &= M_F \cos^2\theta + M_T \sin^2\theta \\ M_y &= M_F \sin^2\theta + M_T \cos^2\theta \end{aligned}\right\} \quad (12 - 25)$$

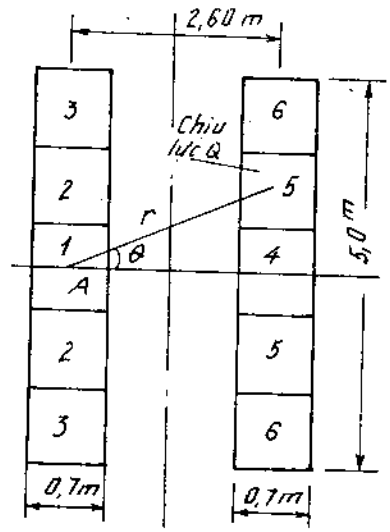
Cuối cùng tìm được mômen tổng hợp lớn nhất Σ_M rồi dựa theo công thức (12 – 26) để tính ra ứng suất kéo uốn trong tấm bêtông mặt đường.

$$\sigma = \frac{6\Sigma_M}{h^2} \quad (12 - 26)$$

Khi đã biết ứng suất cho phép của bêtông $[\sigma]$ thì tính được chiều dày tấm bêtông h theo công thức sau :

$$h = \sqrt{\frac{6\Sigma_M}{[\sigma]}} \quad (12 - 27)$$

Phương pháp của Shekter chỉ thích hợp khi tải trọng tác dụng cách mép tấm đủ xa (tức là trường hợp tải trọng tác dụng ở giữa tấm). Khi tải trọng tác dụng ở góc và ở cạnh tấm thì không sử dụng phương pháp này được.



Hình 12 – 7. Sơ đồ tính toán mômen do tải trọng của xe xích gây ra.

Vì vậy I.A Mednicov đã giả định mômen uốn xác định theo công thức (12 – 22) của Shekter (với mô hình nền là bán không gian đàn hồi) bằng mômen uốn trong trường hợp tải trọng tác dụng ở giữa tấm xác định theo công thức (12 – 17) của Westergard (với mô hình nền của Winkler) để tìm quan hệ quy đổi giữa hệ số nền k và môdun đàn hồi của móng nền E_o và từ đó tìm ra các công thức tính mômen và bề dày tấm khi tải trọng tác dụng ở góc và cạnh tấm theo thông số E_o, μ_o của mô hình nền bán vô hạn đàn hồi. Các công thức tính bề dày tấm này được viết gọn dưới dạng sau :

trường hợp tải trọng ở giữa tấm :

$$h_I = \sqrt{\frac{\alpha_1 . P}{[\sigma]}} \quad (12 - 28)$$

trường hợp tải trọng ở cạnh tấm :

$$h_{II} = \sqrt{\frac{\alpha_2 . P}{[\sigma]}} \quad (12 - 29)$$

trường hợp tải trọng ở góc tấm :

$$h_{III} = \sqrt{\frac{\alpha_3 . P}{[\sigma]}} \quad (12 - 30)$$

trong đó : P và [σ] có ý nghĩa như ở (12 – 23) và (12 – 27). Với $\mu_b = 0,15$, $\mu_o = 0,30$ và quan hệ tương đương giữa hệ số nền k với E_o, μ_o tìm được như nói ở trên, Mednicov đã lập bảng tiện dụng để xác định các hệ số α_1, α_2 và α_3 ở (12 – 28), (12 – 29) và (12 – 30) tuỳ thuộc tỉ số E_b/E_o và h/δ như ở bảng 12 – 8. Ở đây E_b là môđun đàn hồi của bêtông, E_o được hiểu là môđun đàn hồi chung của cả lớp móng dưới tấm BTXM và nền đất (do vậy có thể kí hiệu là E_{ch}^{m} như ở công thức (12 – 8) ; h là bề dày tấm BTXM và δ là bán kính vệt bánh xe tính toán (hình 12 – 4).

Phương pháp này (với các công thức tính h_I, h_{II}, h_{III} nói trên) chính là phương pháp được dùng chính thức trong quy trình nước ta (22 TCN 223–95) khi tính toán với tải trọng tiêu chuẩn quy định ở bảng 12 – 2. Còn khi kiểm toàn bề dày với tác dụng của xe nặng cá biệt (các loại máy kéo, xe xích như ở bảng 12 – 3 và 12 – 4) thì quy trình ta lại quy định tính theo phương pháp của Shekter, tức là theo (12 – 27) với việc xác định mômen tính toán M theo các công thức (12 – 22), (12 – 23), (12 – 25).

Bảng 12 – 8

GIÁ TRỊ CỦA HỆ SỐ α_1, α_2, α_3

	$\frac{E_b}{E_o}$ \ h/δ	2,0	1,8	1,6	1,4	1,2	1,0	0,8	0,6	0,5
Hệ số α_1	2000	1,71	1,66	1,60	1,53	1,45	1,56	1,25	1,05	0,99
	1500	1,67	1,63	1,56	1,50	1,41	1,30	1,17	1,01	0,95
	1000	1,62	1,55	1,49	1,41	1,33	1,22	1,11	0,97	0,88
	800	1,57	1,51	1,44	1,37	1,28	1,17	1,07	0,93	0,84
	600	1,51	1,46	1,39	1,32	1,22	1,13	1,02	0,88	0,80
	500	1,47	1,42	1,35	1,28	1,19	1,10	0,99	0,86	0,76
	400	1,44	1,38	1,31	1,22	1,15	1,07	0,96	0,82	0,72
	300	1,38	1,33	1,26	1,18	1,11	1,02	0,92	0,77	0,68
	200	1,31	1,25	1,18	1,12	1,04	0,96	0,85	0,70	0,61
	150	1,25	1,19	1,13	1,07	0,98	0,91	0,80	0,65	0,56
	100	1,18	1,13	1,08	1,01	0,94	0,84	0,73	0,58	0,50
	80	1,14	1,09	1,04	0,97	0,90	0,81	0,69	0,55	0,46
Hệ số α_2	2000	2,74	2,60	2,49	2,36	2,21	2,03	1,82	1,55	1,39
	1500	2,62	2,54	2,42	2,30	2,14	1,95	1,71	1,47	1,32
	1000	2,51	2,41	2,29	2,14	2,00	1,80	1,60	1,36	1,29
	800	2,44	2,32	2,19	2,08	1,91	1,72	1,53	1,22	1,14
	600	2,33	2,23	2,11	1,97	1,81	1,63	1,45	1,20	1,03
	500	2,26	2,15	2,03	1,90	1,75	1,58	1,39	1,14	0,98
	400	2,19	2,09	1,97	1,79	1,68	1,53	1,33	1,07	0,91
	300	2,10	2,01	1,87	1,73	1,61	1,45	1,25	0,99	0,82
	200	1,97	1,86	1,73	1,62	1,49	1,33	1,13	0,86	0,69
	150	1,86	1,75	1,63	1,53	1,39	1,24	1,01	0,77	0,61
	100	1,73	1,65	1,54	1,42	1,29	1,12	0,92	0,65	0,53
	80	1,65	1,57	1,47	1,34	1,22	1,05	0,81	0,58	0,48
Hệ số α_3	2000	2,37	2,31	2,25	2,17	2,09	1,97	1,80	1,62	1,49
	1500	2,31	2,27	2,20	2,12	2,04	1,91	1,75	1,55	1,42
	1000	2,26	2,19	2,13	2,04	1,95	1,80	1,66	1,47	1,31
	800	2,20	2,14	2,07	1,99	1,88	1,75	1,60	1,40	1,26
	600	2,14	2,09	2,02	1,93	1,80	1,68	1,51	1,33	1,19
	500	2,11	2,01	1,97	1,85	1,75	1,64	1,49	1,28	1,14
	400	2,07	2,00	1,93	1,81	1,72	1,60	1,44	1,21	1,05
	300	2,01	1,95	1,86	1,75	1,66	1,54	1,38	1,15	1,00
	200	1,92	1,84	1,76	1,67	1,57	1,44	1,28	1,03	0,87
	150	1,84	1,77	1,69	1,61	1,50	1,34	1,19	0,95	0,80
	100	1,76	1,68	1,62	1,52	1,41	1,26	1,08	0,81	0,69
	80	1,70	1,62	1,56	1,51	1,35	1,20	1,02	0,78	0,51

Bài toán tấm trên nền đàn hồi hiện còn được tác giả ở nhiều nước giải bằng phương pháp phần tử hữu hạn trên máy vi tính. Người học có thể tham khảo các toán đồ trực tiếp cho trị số ứng suất kéo – uốn ở dưới tấm khi trục bánh (có tải trọng trục khác nhau) đặt ở giữa tấm và cạnh tấm theo kết quả giải theo cách này của các tác giả Trung Quốc ở cuốn sách "Công trình nền mặt đường – tập II do Nguyễn Quang Chiêu và Dương Học Hải dịch ra tiếng Việt (Nhà xuất bản GTVT – Hà Nội 1995).

Trong khi tính toán ứng suất hoặc bề dày tấm theo các phương pháp xuất phát từ mô hình nền bán vô hạn thì cường độ và môđun đàn hồi của BTXM làm áo đường cứng có thể được áp dụng như ở bảng 12 – 9.

Bảng 12 – 9

CÁC CHỈ TIÊU CƯỜNG ĐỘ VÀ MÔĐUN ĐÀN HỒI CỦA BÊTÔNG LÀM ĐƯỜNG (22 TCN 223 – 95)

Các lớp kết cấu	Cường độ giới hạn sau 28 ngày (daN/cm^2)		Môđun đàn hồi E_b (daN/cm^2)
	Cường độ chịu kéo uốn	Cường độ chịu nén	
Lớp mặt	50	400	35.10^4
	45	350	33.10^4
	40	300	$31,5.10^4$
Lớp móng của mặt đường bêtông nhựa	35	250	29.10^4
	30	200	$26,5.10^4$
	25	170	23.10^4

Ghi chú :

Trị số E_b trong bảng xác định bằng thí nghiệm mẫu dầm bêtông với ứng suất bằng 0,6 ứng suất chịu uốn giới hạn.

Trong giai đoạn luận chứng kinh tế kĩ thuật có thể tham khảo các số liệu ghi trong bảng 12.9 để tiến hành tính toán thiết kế, tuy nhiên ở giai đoạn thiết kế lập bản vẽ thi công cần phải đúc mẫu bằng vật liệu hiện trường để xác định lại chính xác các chỉ tiêu nói trên.

Việc tính toán E_{ch}^{m} (môđun đàn hồi chung của lớp móng và nền đất) được thực hiện như với một hệ bán vô hạn đàn hồi 2 lớp (lớp móng có E_m, dày h_m và nền đất) tương tự như đối với áo đường mềm 2 lớp. Chỉ khác là khi áp dụng toán đồ Kôgan (hình 11 – 10), quy trình 22 TCN 223–95 quy định áp dụng trị số $D_m = D + h$ thay vì D (đường kính vệt bánh xe tính toán) với h là bề dày tấm mặt đường BTXM. Theo chúng tôi khi tính E_{ch}^{m} có thể áp dụng như áo đường mềm (với các thông số của lớp móng và nền đất được lấy như khi tính toán áo đường mềm) nhưng sau khi được E_{ch}^{m} thì nhân thêm hệ số n xác định theo (12 – 9) để lấy đó làm trị số môđun đàn hồi chung tính toán của móng tấm BTXM.

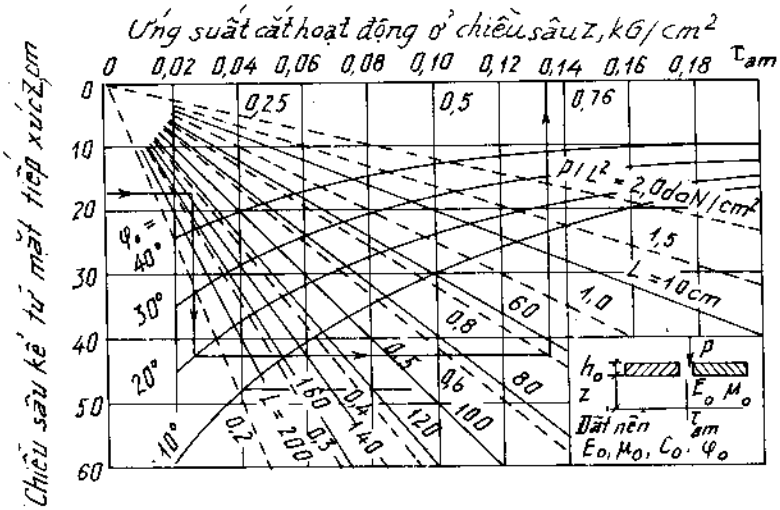
Chú ý rằng việc tính toán mômen hoặc ứng suất xảy ra trong tấm BTXM luôn đòi hỏi phải biết trước bề dày tấm h. Do vậy quá trình tính là quá trình mò lặp (giả thiết h và nghiệm lại) ; tốt nhất là giả thiết 3 ÷ 4 trị số h, rồi lập quan hệ $\sigma_{ku} = f(h)$ và xác định h theo điều kiện (12 – 4).

12.3.4. Kiểm tra cường độ tầng móng dưới tấm BTXM

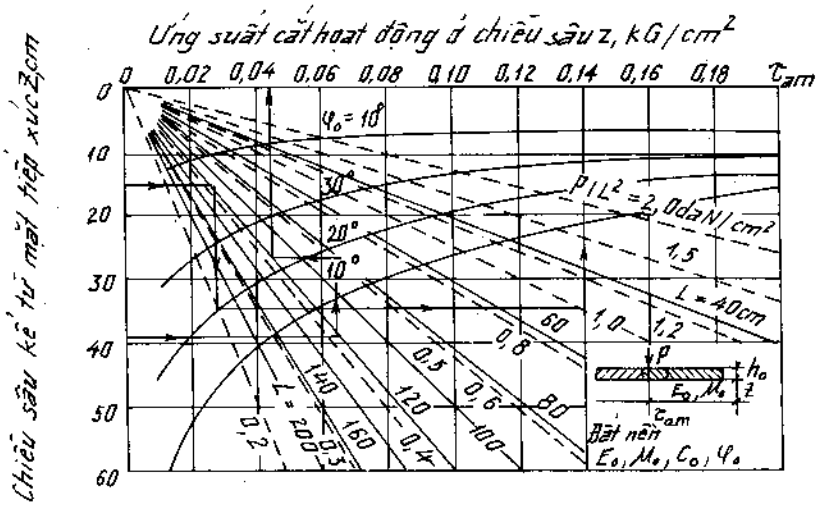
Trong quá trình tính toán bề dày tấm BTXM ta đã phải giả thiết bề dày lớp móng để tính ra E_{ch}^{m} như trên đã nói ; hơn nữa bề dày lớp móng mặt đường cứng còn phải bảo đảm

các yêu cầu cấu tạo như nói ở điểm 2 mục 12.2. Tuy nhiên, trên cơ sở bề dày và vật liệu lớp móng đã dự kiến đưa vào tính toán đó, vẫn cần phải kiểm tra lại theo điều kiện (12 – 7) ; trong đó τ_{am} (ứng suất cắt hoạt động lớn nhất do tải trọng xe chạy gây ra được xác định theo toán đồ hình 12 – 8a hoặc 12 – 8b).

Trên các toán đồ hình 12 – 8. P là tải trọng bánh xe tính toán có xét đến hệ số xung kích (bảng 12 – 2) ; L là đặc tính đàn hồi của mặt đường cứng, là nghịch đảo $\left(L = \frac{1}{a}\right)$ của a xác định theo (12 – 24) với E_o được thay bằng E_{ch}^{m} ; φ là góc ma sát trong của đất dưới móng ; z là độ sâu kiểm tra kể từ đáy móng ; h_o là bề dày tấm BTXM. Cách sử dụng toán đồ như sau : Từ trị số z cần kiểm tra trên tung độ 5, 10, 15, 20cm... dóng đường ngang gặp đường L (đường thẳng chéo nét liền) ; lại từ giao điểm này dóng thẳng đứng gặp đường cong φ tương ứng với trị số φ của điểm cần kiểm tra ; tại đó dóng ngang gặp đường P/L^2 và dóng thẳng đứng lên gặp trục hoành sẽ được trị số τ_{am} tương ứng ở độ sâu z.



a – Toán đồ xác định ứng suất cắt hoạt động khi các khe không có thiết bị truyền lực (liên kết ngàm)



b – Toán đồ xác định ứng suất cắt hoạt động khi khe có thanh truyền lực

Hình 12 – 8. Các toán đồ xác định ứng suất cắt hoạt động lớn nhất τ_{am} (P/L^2 là các đường đứt ; L – các đường liền).

Trị số τ_{ab} (ứng suất cắt hoạt động do trọng lượng bản thân của các lớp phía trên gồm tấm BTXM, lớp móng và lớp đất đến độ sâu z cần kiểm tra) vẫn được tra dùng theo toán đồ hình 11 – 14 (chương 11).

Hệ số tổng hợp K' được xác định như sau :

$$K' = k_1 . k' \qquad (12 - 31)$$

với k' – hệ số xét đến ảnh hưởng của sự trung phục tải trọng (bảng 12 – 10) ; k_1 – hệ số xét đến sự không đồng nhất của điều kiện làm việc của mặt đường cứng theo chiều dọc đường, lấy theo bảng 12 – 11

Bảng 12 – 10

GIÁ TRỊ CỦA HỆ SỐ k'

Số ôtô tính toán trong 1 ngày đêm trên một làn xe	k_1
Dưới 1000	1,0
3000	0,85
Trên 3000	0,75

Bảng 12 – 11

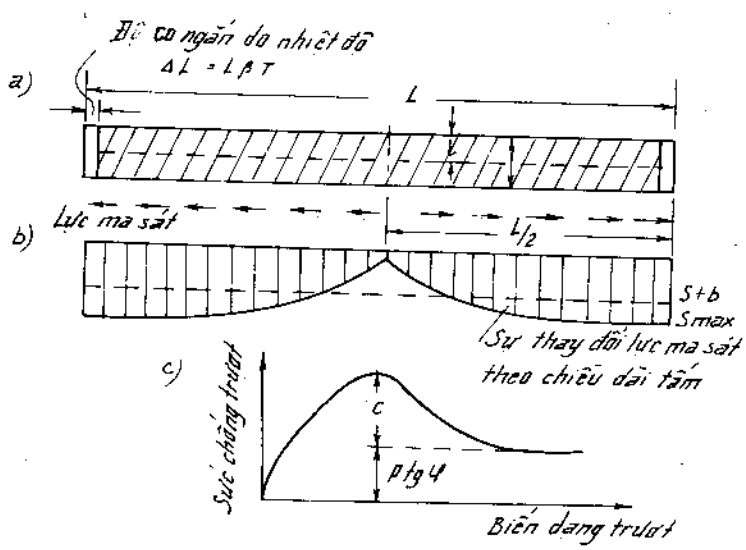
GIÁ TRỊ CỦA HỆ SỐ k_1

Loại móng	Giá trị của k' khi liên kết giữa các tấm	
	Bằng thanh truyền lực	Kiểu ngàm
Cốt liệu đá gia cố xi măng	0,65	0,75
Cốt liệu đá gia cố nhựa	0,55	0,65

12.4. TÍNH TOÁN MẶT ĐƯỜNG CỨNG DƯỚI TÁC DỤNG CỦA NHIỆT ĐỘ

Như đã nói ở mục 12.1 tấm BTXM mặt đường cứng phải được kiểm toán với 2 trường hợp như sau.

12.4.1. Tính ứng suất kéo – uốn phát sinh ở trong tấm BTXM mặt đường cứng khi nhiệt độ bản thân tấm tăng giảm đều



Hình 12 – 9. Sơ đồ tính toán xác định chiều dài tấm (khoảng cách giữa hai khe co).

Sau khi đã bố trí các khe, mặt đường bêtông được chia thành các tấm kích thước hữu hạn, thì ứng suất nhiệt sinh ra là do lực ma sát và lực dính của tấm với móng cản trở làm tấm không chuyển vị tự do.

Khi xác định lực ma sát và lực dính của tấm với móng người ta giả thiết rằng khi nhiệt độ tăng hoặc giảm phần giữa của tấm vẫn nằm nguyên tại chỗ, còn hai đầu tấm thì chuyển vị vào giữa hoặc ra hai bên (hình 12 – 9a). Trong trường hợp này có thể xem là ở hai đầu tấm lực chống trượt đạt đến trị số tối đa (hình 12 – 9b).

$$S_{max} = ptg\varphi + C = h\gamma tg\varphi + C \qquad (12 - 32)$$

trong đó : p – áp lực của tấm tác dụng lên lớp móng ; φ – góc nội ma sát ; c – lực dính của vật liệu làm lớp móng ; h – chiều dày tấm ; γ – dung trọng của vật liệu tấm.

Nếu xét đến dạng parabon của biểu đồ (hình 12 – 9c) thì trị số lực chống trượt trung bình là :

$$S_{tb} = 0,7S_{max} = 0,7\ (h\gamma\ tg\varphi + C) \qquad (12 - 33)$$

và lực chống trượt tổng cộng :

$$S = S_{tb}.\ \frac{BL}{2} = 0,7\frac{BL}{2}\ (h\gamma\ tg\varphi + C) \qquad (12 - 34)$$

Lực chống trượt của móng tác dụng lên mặt dưới của tấm, do đó trong tấm xuất hiện ứng suất do tải trọng tác dụng lệch tâm, với độ lệch tâm $e = \frac{h}{2}$:

$$\sigma = \frac{S}{Bh}\left(1 + 6\frac{e}{h}\right)$$

Ứng suất kéo lớn nhất ở mặt dưới của tấm (khi nhiệt độ tấm giảm) sẽ là :

$$\sigma_{max} = \frac{4S}{Bh} = \frac{1,4(h\gamma tg\varphi + c)L}{h} \qquad (12 - 35)$$

Từ đó chiều dài L :

$$L = \frac{[\sigma]h}{1,4(h\gamma tg\varphi + c)} \qquad (12 - 36)$$

trong đó : [σ] – ứng suất kéo uốn cho phép của bêtông khi tính ứng suất nhiệt, thường lấy như ở (12 – 6) tức là $[\sigma] = (0,35 \div 0,40)R_{ku}$

tgφ – hệ số ma sát giữa tấm và móng, phụ thuộc vào bản chất vật liệu lớp móng và lớp làm bằng mặt ; c – lực dính giữa tấm và lớp móng, kG/cm^2.

Giá trị của c và tgφ tra ở bảng 12 ÷ 12.

Bảng 12 – 12

GIÁ TRỊ LỰC DÍNH VÀ LỰC MA SÁT CỦA CÁC LỚP MÓNG KHÁC NHAU

Vật liệu	C $(kG/cm)^2$	tgφ
Lớp làm bằng mặt bằng cát	0,3	0,7
Lớp giấy dầu	0,5	0,9
Xỉ lò cao	0,9	0,8
Đá dăm chêm chèn	0,2	1,2
Á cát trộn nhựa	0,2 – 0,35	0,46 ÷ 0,7
Á sét và á sét bụi trộn nhựa	0,2 – 0,25	0,36 ÷ 0,66
Sỏi sạn	0,5	0,58 ÷ 0,84

Trong (12 – 35) chúng ta không thấy có mặt yếu tố nhiệt độ vì chỉ cần có sự giảm nhiệt độ trong tấm (dù giảm nhiều hay ít), là đã xuất hiện lực chống trượt S như trên (tức là S phụ thuộc vào sự tăng giảm nhiệt độ nhưng không phụ thuộc vào trị số tăng giảm đó).

Ứng dụng (12 – 36) chúng ta có thể tính được chiều dài tấm lớn nhất cho phép.

12.4.2. Tính toán ứng suất nhiệt do tấm BTXM bị hạn chế uốn vồng

Westergard là người đầu tiên giải bài toán lí thuyết đối với tấm BTXM kích thước vô hạn (tấm dài mà hẹp) bị hạn chế uốn vồng một phần với các giả thiết :

– tấm đặt trên nền theo mô hình Winkler ;

– nhiệt độ thay đổi tuyến tính theo bề dày tấm ;

– tấm và móng trước và sau vẫn giữ nguyên sự tiếp xúc ;

– bỏ qua trọng lượng bản thân tấm.

Sau đó Brabbury đã phát triển kết quả của Westergard và đưa ra các công thức tính ứng suất uốn vồng đối với tấm BTXM có kích thước hữu hạn (dài L rộng B) như sau :

$$\sigma_z = \frac{E_t \alpha}{2(1-\mu^2)}(C_x + \mu C_y).\Delta t \qquad (12-37)$$

$$\sigma_n = \frac{E_t \alpha}{2(1-\mu^2)}(C_y + \mu C_x).\Delta t \qquad (12-38)$$

$$\sigma_c = C_x.\Delta t \frac{E_t \alpha}{2(1-\mu^2)} \qquad (12-39)$$

trong đó :

σ_z – ứng suất uốn vồng theo hướng dọc ở giữa tấm, daN/cm^2 (kG/cm^2) ;

σ_n – ứng suất uốn vồng theo hướng ngang ở giữa tấm, daN/cm^2 (kG/cm^2) ;

σ_c – ứng suất uốn vồng theo hướng dọc ở cạnh tấm, daN/cm^2 (kG/cm^2) ;

$\Delta t(^oC)$ – chênh lệch nhiệt độ lớn nhất giữa mặt trên và mặt dưới tấm bêtông ;

μ – hệ số Poisson của bêtông, thường lấy bằng 0,15 ;

C_x, C_y – các hệ số có trị số thay đổi theo tỉ số L/l và B/l ;

E_t – môđun đàn hồi của bêtông khi chịu tác dụng của sự chênh lệch nhiệt độ lâu dài (từ 6 ÷ 9 giờ), thường lấy bằng $0,6E_b$ và E_b là môđun đàn hồi của bêtông, daN/cm^2 (bảng 12 – 9) ;

α – hệ số dãn nở nhiệt của bêtông ; $\alpha = 0,00001$ $(1/^oC)$;

trong đó : L là chiều dài tấm bêtông (tức là khoảng cách giữa hai khe co) ; B là chiều rộng tấm bêtông ; l là bán kính độ cứng của tấm bêtông, tính theo công thức :

$$l = 0,6h\sqrt[3]{\frac{E_b}{E_{ch}^m}} \qquad (12-40)$$

trong đó :

h – chiều dày tấm bêtông, cm ;

E_b – môđun đàn hồi của bêtông, daN/cm^2 ;

E_{ch}^m – môđun đàn hồi chung trên mặt móng, daN/cm^2 ; (được xác định như nói ở điểm 3 mục 12.3).

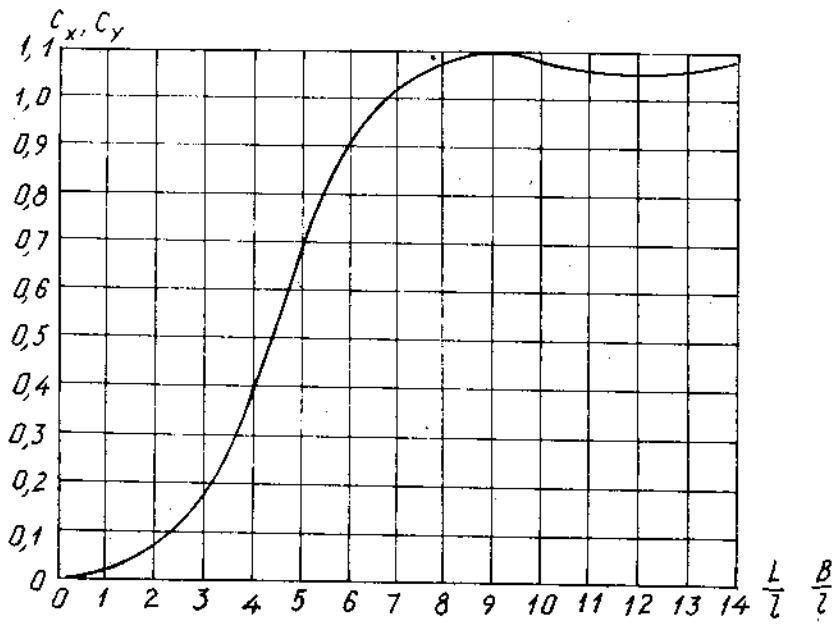
Giá trị của các hệ số C_x và C_y có thể tra ở toán đồ vẽ ở hình 12 – 10 hoặc bảng 12 – 13.

Bảng 12 – 13

TRỊ SỐ C_x, $C_y = f\left(\frac{L}{l}$ hoặc $\frac{B}{l}\right)$

$\frac{L}{l}$ và $\frac{B}{l}$	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
C_x, C_y	0.19	0.42	0.70	0.91	1.01	1.07	1.08

Sau khi tính được ứng suất uốn vồng theo (12 – 37) và (12 – 38) thì ta chọn trị số lớn làm trị số ứng suất uốn vồng tính toán σ_t để kiểm tra theo điều kiện (12 – 5) hoặc (12 – 6) với trường hợp tải trọng xe tác dụng ở giữa tấm ; còn trị số tính được theo (12 – 39) thì được xem là trị số ứng suất uốn vồng tính toán σ_t để kiểm tra theo các điều kiện nói trên cho trường hợp tải trọng bánh xe tác dụng ở cạnh dọc tấm.



Hình 12 – 10. Toán đồ tra các hệ số C_x và C_y

Trong tính toán thiết kế, điều kiện (12 – 6) cũng được dùng để khống chế kích thước vì ứng suất uốn vồng theo các công thức (12 – 37), (12 – 38) và (12 – 39) đều phụ thuộc vào L (hoặc B) thông qua các hệ số C_x và C_y ; C_x và C_y sẽ càng lớn nếu L hoặc B càng lớn như ở bảng 12 – 13 hoặc ở toán đồ hình 12 – 10 đã thể hiện rõ.

12.4.3. Để có thể tính toán được ứng suất uốn vồng theo các công thức trên cần phải xác định được trị số $\Delta t(^oC)$, tức là *chênh lệch nhiệt độ lớn nhất có thể xảy ra giữa mặt trên và mặt dưới của tấm BTXM trong thời gian sử dụng mặt đường BTXM*. Trị số này sẽ khác nhau tuỳ khu vực khí hậu khác nhau (các yếu tố khí tượng như lượng bức xạ, nhiệt độ không khí... khác nhau) và đương nhiên phụ thuộc vào bề dày tấm BTXM h ; thường người ta biểu thị $\Delta t = f(h)$ bằng quan hệ sau :

$$\Delta t = \overline{\Delta t}.h \qquad (12 - 41)$$

với $\overline{\Delta t}$ là gradien nhiệt độ lớn nhất tính trung bình cho 1 cm bề dày BTXM (^oC/cm) và h là bề dày tấm (cm).

Nghiên cứu xác định Δt (hoặc $\overline{\Delta t}$) hiện có 2 cách.

a) Bố trí các đầu đo nhiệt độ cố định ở các độ sâu khác nhau trong mặt đường BTXM có bề dày h khác nhau và tổ chức quan trắc nhiệt độ tại đó theo chu kì ngày đêm (thường 1 ngày đêm đo 4 – 6 thời điểm 0^h30, 6^h30, 9^h30, 12^h30, 15^h30 và 18^h30) và trong một thời gian dài nhiều năm (nếu được 20 năm trở lên thì tốt vì ít nhất thời hạn sử dụng mặt đường BTXM cũng là 20 năm). Khi quan trắc nhiệt độ tấm BTXM thường cũng đo đồng thời các yếu tố khí tượng khác như lượng bức xạ, nhiệt độ không khí và cả nhiệt độ bề mặt tấm BTXM : để lập các tương quan nhằm tạo điều kiện suy rộng cho các vùng khác không bố trí quan trắc.

Nhiều kết quả quan trắc nhiệt độ như vậy (kể cả các kết quả thực hiện ở nước ta) cho thấy đường phân bố nhiệt độ trong tấm BTXM là đường cong, vì vậy trị số $\overline{\Delta t}$ chỉ là trị số trung bình cho 1 cm bề dày BTXM và do đó bề dày tấm h khác nhau thì $\overline{\Delta T}$ cũng khác nhau (thường ngay trong cùng 1 chỗ, 1 khu vực khí hậu h càng dày thì $\overline{\Delta t}$ càng nhỏ).

Năm 1983. Bộ môn Đường ôtô và đường thành phố trường ĐHXD đã quan trắc theo cách nói trên ở 1 vị trí có bề dày BTXM h = 20cm và trong một ngày mùa hè bình thường đã đo được $\overline{\Delta T} = 0{,}75^oC/cm$ (không phải bất lợi lớn nhất), ngoài ra cũng phát hiện quy luật phân bố nhiệt độ theo chiều sâu, biên độ dao động và chiều sâu tắt biên độ dao động nhiệt độ ở các độ sâu khác nhau, mùa và thời điểm trong ngày xảy ra $\overline{\Delta T}$ lớn (có thể tham khảo ở tạp chí KHKT – Viện Khoa học VN số 1 + 2 năm 1987 – "Nghiên cứu sự phân bố nhiệt độ trong kết cấu áo đường đường ôtô" – Dương Học Hải – Nguyễn Hào Hoa – Nguyễn Xuân Vinh).

Ở Trung Quốc người ta đã bố trí quan trắc phân bố nhiệt độ trong mặt đường bêtông xi măng ở 8 địa điểm (như Thượng Hải, Trùng Khánh, Quảng Châu, Bắc Kinh v.v...) và đã đưa ra quan hệ hồi quy dưới đây đối với tấm BTXM có h = 22cm :

$$\overline{\Delta T}_{max} = 0{,}02723.Q + 0{,}109 \qquad (12-42)$$

trong đó : Q là tổng lượng bức xạ mặt trời trong một ngày (ngày có lượng bức xạ lớn nhất) tính bằng MJ/m^2.ngày, còn $\overline{\Delta T}_{max}$ được tính bằng $^oC/cm$.

Quan hệ (12 – 42) có hệ số tương quan r = 0,843 và sai số tiêu chuẩn $\sigma = 0{,}104^oC/cm$. Từ đó đã đưa ra trị số gradien tính toán cho 7 vùng khí hậu đường sá khác nhau của Trung Quốc trong đó vùng IV ở giáp phía Đông Bắc nước ta có $\overline{\Delta T}_{max} = 0{,}86 \div 0{,}92$ và vùng V ở giáp phía Tây Bắc nước ta có $\overline{\Delta T}_{max} = 0{,}83 \div 0{,}88$. Các trị số gradien lớn nhất này ($\overline{\Delta T}_{max}$) mới chỉ là xác định tương ứng với lượng bức xạ Q có tần suất 2% (có nghĩa là chưa phải lớn nhất tuyệt đối). Ngoài ra, các trị số $\overline{\Delta T}_{max}$ này là tương ứng với bề dày tấm h = 22cm ; nếu h ≠ 22cm thì phải nhân thêm một hệ số điều chỉnh α_h (xét đến bề dày tấm h) như ở bảng 12 – 14.

Bảng 12 – 14

HỆ SỐ α_h

Bề dày tấm BTXM (cm)	14	16	18	20	22	24
α_h	1,23	1,17	1,11	1,05	1,0	0,94
Bề dày tấm BTXM (cm)	26	28	30	32	34	36
α_h	0,89	0,84	0,79	0,75	0,71	0,67

Ở Mỹ từ trước vẫn khuyến nghị dùng $\overline{\Delta T}$ = 0,67 (tức là ΔT = 0,67h) và ở Ấn Độ dùng $\overline{\Delta T}$ = 0,78. Quy trình 22 TCN 223 – 95 của Bộ GTVT *nước ta hiện khuyến nghị áp dụng* $\overline{\Delta T}$ = *0,78* cho mọi bề dày tấm khác nhau.

b) Cách thứ hai để xác định ΔT *là giải bài toán phân bố nhiệt độ theo chiều sâu với phương trình truyền nhiệt một chiều dưới đây* :

$$\frac{\partial t}{\partial T} = a.\frac{\partial^2 t}{\partial z^2} \qquad (12-43)$$

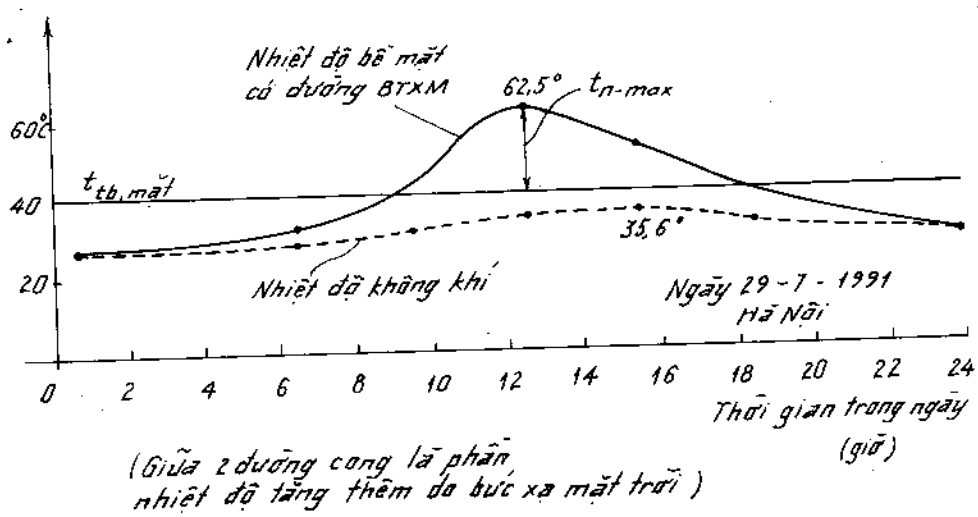
trong đó : t là nhiệt độ ; T là thời gian và z là toạ độ theo phương thẳng đứng ; a là hệ số truyền nhiệt của vật liệu BTXM (m^2/giờ) (thường tính với a = 0,004 m^2/giờ).

Nhiều tác giả như V.M.Xidenko, L.I.Goretxki, V.L.Zakharov, K.F.Sumtsik, E.S.Barder... đã giải phương trình trên với các điều kiện biên khác nhau và đều xem kết cấu áo đường nhiều lớp như hệ bán không gian đồng nhất (sự thực là chúng ta chỉ quan tâm đến sự phân bố nhiệt độ trong phạm vi áo đường phía trên nên giả thiết này có thể chấp nhận được).

Điều kiện biên thường được sử dụng là xem nhiệt độ bề mặt của hệ này biến động theo dạng dao động điều hoà, tức là :

$$t_{(z=0\,:\,T)} = t_{tb.mặt} + t_{n.max}.\cos \omega T \qquad (12-44)$$

trong đó : $t_{tb.mặt}$ là nhiệt độ trung bình ngày đêm ở bề mặt áo đường ; $t_{n.max}$ là biên độ dao động nhiệt độ lớn nhất trong ngày tại bề mặt ; ω là tần số dao động nhiệt độ bề mặt trong 1 ngày đêm $\omega = \frac{2\pi}{24}$. Muốn xác định được các thông số này thì phải quan trắc nhiệt độ bề mặt áo đường hoặc tìm cách tính gián tiếp thông qua các yếu tố khí tượng hoặc các quan hệ hồi quy giữa nhiệt độ t ở bề mặt áo đường với các yếu tố khí tượng. Trong nhiều năm từ 1983 – 1995 GS. Dương Học Hải cùng các cộng sự ở Bộ môn Đường ôtô và đường thành phố trường ĐHXD Hà Nội đã có các đợt quan trắc nhiệt độ bề mặt của áo đường cứng và áo đường mềm. Trên hình 12 – 11 là một ví dụ thực đo diễn biến nhiệt độ bề mặt áo đường cứng ở Hà Nội.



Hình 12 – 11. Diễn biến nhiệt độ bề mặt áo đường cứng trong một ngày đêm.

Từ các kết quả thực do nhóm nghiên cứu nói trên đã đưa ra các tương quan giữa nhiệt độ bề mặt mặt đường cứng t_m với các yếu tố khí tượng là nhiệt độ không khí t_{kk} và Q là cường độ bức xạ mặt trời (calo/cm^2.phút) tại mỗi thời điểm đo.

– Ở thời điểm $12^h30'$:

$$t_m = 17,53.Q - 0,74 + t_{kk} \qquad (12 - 45)$$

(đây là công thức hồi quy thực nghiệm với hệ số tương quan r = 0,9834, do vậy có tồn tại số hạng không mang ý nghĩa vật lí – 0,74°C)

– Ở thời điểm 0^h30 :

$$t_m = t_{kk} \qquad (12 - 46)$$

– Ở thời điểm 6^h30 :

$$t_m = t_{kk} + 4,26 \qquad (12 - 47)$$

– Ở thời điểm 18^h30 :

$$t_m = t_{kk} + 7,26 \qquad (12 - 48)$$

Lợi dụng các tương quan nói trên và lợi dụng các số liệu nhiều năm ở các trạm khí tượng (đài Láng Hà Nội và Tân Sơn Hoà – Tân Sơn Nhất thành phố HCM), nhóm các tác giả nghiên cứu đã xác định được $t_{tb.mặt}$ và $t_{n.max}$ ở (12 – 44). Cụ thể là :

– đối với vùng Hà Nội : $t_{n.max} = 24,6 \div 27,3^oC$

– đối với vùng thành phố HCM : $t_{n.max} = 26,9 \div 29,5^oC$

Từ đó cũng có những nhận xét là chế độ nhiệt độ ở phía Nam nước ta tạo bất lợi nhiều hơn (tức là tạo ra ΔT lớn) đối với sự làm việc của tấm BTXM so với điều kiện khí hậu miền Bắc. Đặc biệt là tần số xuất hiện trị số ΔT lớn ở phía Nam hầu như tháng nào cũng có (trừ tháng 7 thấp hơn), còn ở phía Bắc thì chỉ tập trung trong 4 tháng mùa nóng (tháng 5, 6, 7, 8) ; điều này cũng khiến cho hiện tượng mỏi nhiệt ở phía Nam gây ảnh hưởng nhiều hơn so với tấm BTXM ở phía Bắc.

Lời giải (12 – 43) với điều kiện biên (12 – 44) sẽ cho ta :

$$t(z, T) = t_{tb.mặt} + t_{n.max} \cdot \exp\left(-z\sqrt{\frac{\omega}{2a}}\right) \cdot \cos\left(\omega T - z\sqrt{\frac{\omega}{2a}}\right) \qquad (12 - 49)$$

Chênh lệch nhiệt độ giữa mặt và đáy tấm BTXM dày h sẽ là :

$$\Delta T = t_{(z = 0, T)} - t_{(z = h, T)} \qquad (12 - 50)$$

Thông thường trong một chu kì ngày đêm có thể xem tại thời điểm nhiệt độ bề mặt tấm BTXM lớn nhất thì sẽ tạo ra ΔT trong tấm lớn nhất ; tại thời điểm đó T = 0 và từ (12 – 49) và (12 – 50) sẽ được :

$$\Delta T_{(T = 0)} = t_{n.max}\left[1 - \exp\left(-h\sqrt{\frac{\omega}{2a}}\right).\cos\left(-h\sqrt{\frac{\omega}{2a}}\right)\right] \qquad (12 - 51)$$

Theo (12 – 51) và với trị số biên độ dao động nhiệt độ lớn nhất trong ngày tại bề mặt mặt đường cứng $t_{n.max}$ đã xác định được ở trên (hình 12 – 11), GS. Dương Học Hải đề nghị trị số gradien nhiệt độ lớn nhất nên dùng để tính toán ứng suất uốn vồng như ở bảng 12 – 15.

Bảng 12 – 15

TRỊ SỐ GRADIEN NHIỆT ĐỘ LỚN NHẤT $\overline{\Delta T}_{max} = \frac{\Delta T_{max}}{h}$

Bề dày tấm h (cm)	15	20	25	30	35	40
Vùng Hà Nội	1,19	1,07	0,95	0,84	0,74	0,66
Vùng thành phố HCM	1,30	1,17	1,04	0,92	0,81	0,72
Vùng nóng ẩm Đông Nam Trung Quốc(*)	1,11	0,97	0,85	0,73	0,64	0,62

Ghi chú bảng 12 – 15 : (*) Số liệu này là do tác giả tính theo $\overline{\Delta T}_{max}$ ở vùng IV của Trung Quốc nói ở trên (lấy trung bình) với hệ số hiệu chỉnh bề dày ở bảng 12 – 14. Liệt kê vào bảng 12 – 15 các số liệu của Trung Quốc là để có dịp đối chiếu kết quả nghiên cứu trong nước với kết quả nghiên cứu của nước ngoài. Khi đối chiếu nên lưu ý rằng trị số do tác giả đề nghị là trị số gradien lớn nhất tuyệt đối, còn của Trung Quốc là trị số ứng với tần suất 2%.

12.5. THIẾT KẾ MẶT ĐƯỜNG BTXM LẮP GHÉP

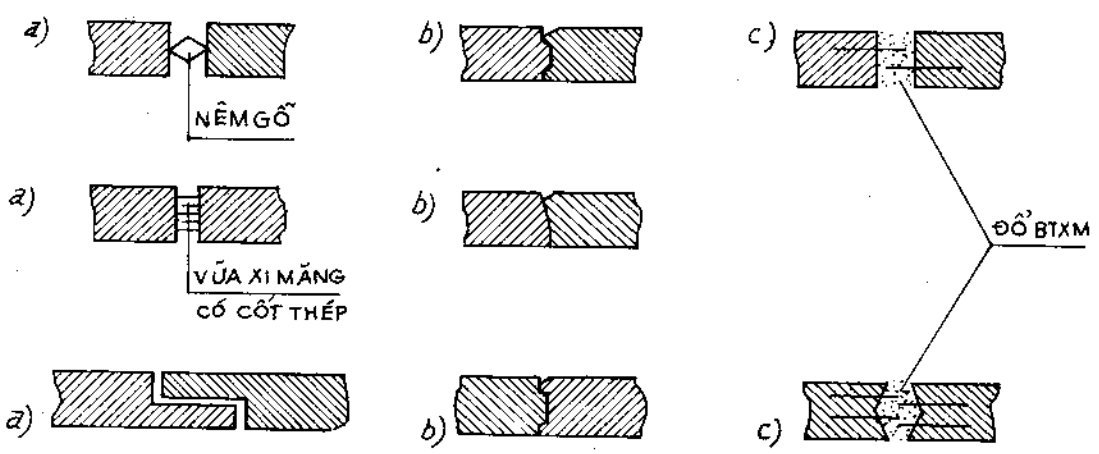
12.5.1. Cấu tạo và phạm vi sử dụng

Mặt đường loại này được làm bằng các tấm BTXM có hoặc không bố trí cốt thép chế tạo ở xưởng rồi chuyên chở ra hiện trường lắp đặt trên lớp móng đã được chuẩn bị trước. Do vậy, ngoài các yêu cầu phải chịu đựng được tác dụng của xe chạy trong quá trình khai thác còn yêu cầu kích thước (trọng lượng) tấm phải sao cho phù hợp với khả năng cẩu lắp của cần trục và khi cẩu lắp, tấm không bị hư hại.

Để có thể dễ dàng cẩu lắp, tấm BTXM lắp ghép thường có hình dạng chữ nhật, vuông hoặc 6 cạnh nhưng kích thước không lớn và để tránh hư hại khi cẩu lắp, thường có bố trí một lượng cốt thép nhất định. Vì kích thước nhỏ, nên tấm BTXM loại này không cần kiểm toán về ứng suất nhiệt.

Tấm lắp ghép cũng phải được làm bằng BTXM có các yêu cầu như đối với tấm BTXM toàn khối đổ tại chỗ (xem 12.2) và thường được đặt trên lớp móng cát đầm nén chặt hoặc một lớp vữa xi măng rồi dùng đầm rung gây chấn động để tấm tiếp xúc chắc chắn với móng.

Để duy trì độ bằng phẳng và ổn định tương đối giữa các tấm phải liên kết tốt với nhau, bảo đảm truyền lực được từ tấm này sang tấm kia. Các kiểu cấu tạo liên kết được thể hiện trên hình 12 – 12 :



Hình 12 – 12. Các hình thức liên kết giữa các tấm
a – các kiểu liên kết khớp ; b – các kiểu liên kết cứng ; c – các kiểu liên kết tuyệt đối cứng.

So với mặt đường bêtông đổ tại chỗ, mặt đường bêtông lắp ghép có những ưu điểm sau :

– Có thể chế tạo ở xí nghiệp và thi công lắp ghép quanh năm ;

– Có thể thông xe ngay sau khi thi công ;

– Có thể bóc mặt đường để sửa chữa hoặc lắp đặt ở chỗ khác.

Tuy nhiên mặt đường này cũng tồn tại một nhược điểm quan trọng là tấm nhỏ, nhiều khe, dẫn đến kém bằng phẳng và ngày càng kém hơn do tích luỹ biến dạng dư.

Do những ưu nhược điểm này nên mặt đường BTXM lắp ghép không được xem là loại tầng mặt cấp cao A_1, không sử dụng cho các đường ôtô cấp cao đòi hỏi tốc độ thiết kế lớn, trái lại chúng thường được sử dụng làm mặt đường có thời hạn sử dụng ngắn, đường trên các mỏ khai thác khoáng sản, đường phục vụ xây dựng các công trình công nghiệp...

12.5.2. Tính toán mặt đường BTXM lắp ghép

Tấm BTXM loại này cũng chịu uốn, do vậy nội dung tính toán cũng vẫn theo điều kiện (12 – 4) với hệ số chiết giảm cường độ k như ở bảng 12 – 1 và tải trọng bánh xe tính toán như ở bảng 12 – 2. Tuy nhiên, tuỳ theo chỉ số độ mềm của tấm S, việc tính toán mômen uốn M do tải trọng bánh xe P gây ra sẽ khác nhau. Chỉ số độ mềm S được xác định như sau :

$$S = \frac{3(1-\mu_b^2)E_{ch}^m R^3}{(1-\mu_m^2)E_b h^3} \qquad (12-52)$$

trong đó :

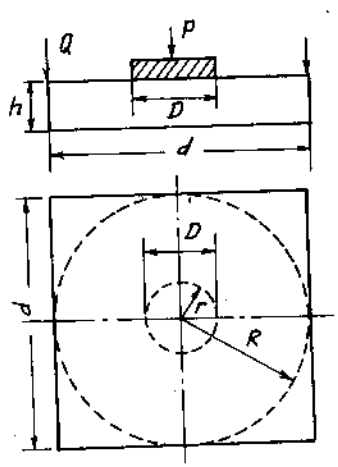
E_{ch}^m – môđun đàn hồi chung trên mặt lớp móng (daN/cm^2), xác định như nói ở điểm 3 mục 12.3 ;

μ_m – hệ số Poisson tương đương trên mặt lớp móng ($\mu_m = 0{,}30$) ;

E_b, μ_b – môđun đàn hồi (daN/cm^2) và hệ số Poisson của bêtông, (E_b xem bảng 12 – 9, $\mu_b = 0{,}15$) ;

h – chiều dày tấm bêtông (cm) ;

R – bán kính tấm tròn hoặc nửa cạnh ngắn của tấm chữ nhật hoặc bằng cạnh của tấm 6 cạnh (cm) như ở hình 12 – 13.



Hình 12 – 13. Sơ đồ tính toán tấm bêtông lắp ghép

Phân biệt ba trường hợp :

Khi S > 10 – tấm thuộc loại mềm và tính như tấm vô hạn, dùng các công thức tính toán ở 12.3.

Khi 0,5 ≤ S ≤10 – tấm có độ cứng hữu hạn ;

Khi S < 0,5 – tấm tuyệt đối cứng.

Với *tấm có độ cứng hữu hạn*, mômen uốn ở giữa tấm do hoạt tải gây ra được tính theo công thức :

$$M_{tt} = P(\overline{M}_A + \overline{M}_B) \qquad (12-53)$$

trong đó : P – tải trọng tính toán (bảng 12 – 2), kG ; $\overline{M}_A$ và $\overline{M}_B$ các trị số tra bảng (12 – 16) phụ thuộc vào S và tỉ số $\frac{D}{2R}$ với D – đường kính vệt bánh xe tính toán, cm ; R – bán kính đường tròn nội tiếp trong tấm, cm (xem hình 12 – 13) và xác định như ở (12 – 52) ;

Bảng 12 – 16

TRỊ SỐ $\overline{M}_A$ và $\overline{M}_B$ TRONG CÔNG THỨC (12 – 53) $\overline{M}_A = f(S)$; $\overline{M}_B = f(D/2R)$

S	0,5		1	2		3	5		10
$\overline{M}_A$	– 0.052		– 0,056	– 0,066		– 0,074	–0,086		– 0,108
D/2R	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,075	0,10	0,15	0,20
$\overline{M}_B$	0,507	0,443	0,405	0,378	0,358	0,320	0,203	0,255	0,224

Trường hợp S < 0,5, *tấm thuộc loại tuyệt đối cứng*, mômen uốn ở giữa tấm tính theo công thức :

$$M_{tt} = \overline{M} R^2 p \qquad (12 - 54)$$

trong đó :

p – áp lực của bánh xe tính toán, daN/cm^2 (bảng 12 – 2) ;

R – với tấm vuông bằng 1/2 chiều dài cạnh, với tấm 6 cạnh bằng chiều dài cạnh.

Trị số $\overline{M}$ trong công thức (12 – 54) xem ở bảng 12 – 17 phụ thuộc vào trị số D/2R, với D – đường kính vệt bánh xe tương đương.

Bảng 12 – 17

TRỊ SỐ $\overline{M}$ TRONG CÔNG THỨC (12 – 54)

D/2R	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$\overline{M}$	0,06	0,08	0,09	0,10	0,10	0,09	0,07

Ngoài việc tính toán M_{tt} do tải trọng bánh xe đặt ở giữa tấm gây ra, còn phải tính được mômen uốn ở giữa tấm do ảnh hưởng của lực cắt Q từ chu vi của các tấm lân cận gây ra. Mômen ảnh hưởng của các tấm lân cận này được kí hiệu là M_Q và được tính theo công thức sau :

$$M_Q = - \overline{M}_Q . Q . R \qquad (12 - 55)$$

trong đó : $\overline{M}_Q$ là hệ số tra theo bảng 12 – 18 tuỳ thuộc S.

Bảng 12 – 18

TRỊ SỐ $\overline{M}_Q$ TRONG CÔNG THỨC (12 – 55)

S	0,5	1	2	3	5	10
$\overline{M}_Q$	0,264	0,247	0,220	0,197	0,161	0,126

Lực cắt Q do ảnh hưởng của các tấm bên cạnh (khi liên kết khớp) tính theo công thức :

$$Q = \overline{Q} \frac{P}{L_1} \qquad (12 - 56)$$

trong đó : P là tải trọng bánh xe tính toán và

$$L_1 = R\sqrt[3]{\frac{1}{2S}} \qquad (12 - 57)$$

$\overline{Q}$ là hệ số phụ thuộc vào tỉ số R/L_1, tra theo bảng 12 – 19

Bảng 12 – 19

GIÁ TRỊ $\overline{Q}$ TRONG CÔNG THỨC (12 – 56)

R/L_1	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
$\overline{Q}$	1,582	0,799	0,367	0,224	0,150	0,105	0,074	0,053	0,038	0,027	0,010

Chiều dày các tấm bêtông lắp ghép xác định theo công thức :

$$h = \sqrt{\frac{6M}{[\sigma]}} \qquad (12 - 58)$$

trong đó :

$[\sigma]$ – cường độ chịu uốn cho phép của bêtông, xác định theo (12 – 4) với hệ số chiết giảm cường độ k ở bảng 12 – 1 ;

M – mômen uốn tổng cộng, tính theo công thức :

$$M = M_{tt} + M_Q \qquad (12 - 59)$$

M_{tt} được tính theo (12 – 53) hoặc (12 – 54) tuỳ trường hợp tấm thuộc loại tấm hữu hạn hoặc tấm tuyệt đối cứng ;

M_Q xác định theo (12 – 55)

Để xác định diện tích cốt thép cần thiết bố trí trong tấm, trước hết phải tính giá trị của hệ số β_1 hoặc γ_1 theo công thức :

$$\beta_t = \frac{[\sigma_b]bh_o^2}{M} \qquad (12 - 60)$$

hoặc

$$\gamma_1 = \frac{[\sigma_a]bh_o^2}{M} \qquad (12 - 61)$$

trong đó :

M – mômen uốn tổng cộng, tính theo công thức (12 – 59) ;

h_o – chiều cao có ích của tiết diện tấm ;

b – chiều rộng của tiết diện tính toán ;

$[\sigma_b]$ – ứng suất chịu nén uốn cho phép của bêtông (daN/cm^2), lấy theo bảng 12 – 20.

Bảng 12 – 20

TRỊ SỐ ỨNG SUẤT NÉN – UỐN CHO PHÉP CỦA BTXM

Mác bêtông (daN/cm^2)	200	250	300	400
Ứng suất nén uốn cho phép $[\sigma_b]$, daN/cm^2	90	110	130	175

$[\sigma_a]$ – ứng suất cho phép của cốt thép, daN/cm^2, lấy như sau :

Cốt thép tròn CT3 : 1350 daN/cm^2

Cốt thép tròn CT5 : 1600 daN/cm^2

Sau đó tra bảng 12 – 21 để xác định tỉ lệ cốt thép p%.

Bảng 12 – 21

XÁC ĐỊNH TỈ LỆ CỐT THÉP CẦN THIẾT p%

p%	β_1	γ_1	p%	β_1	γ_1
2,00	5,10	59,1	1,00	6,34	113,7
1,90	5,19	62,1	0,90	6,57	125,7
1,80	5,27	65,2	0,80	6,84	140,3
1,70	5,36	69,0	0,70	7,18	159,3
1,60	5,45	73,0	0,60	7,60	184,8
1,50	5,55	77,4	0,50	8,14	219,8
1,40	5,69	82,8	0,40	8,86	272,2
1,30	5,82	88,6	0,30	9,95	359,0
1,20	5,97	95,5	0,20	11,76	531,5
1,10	6,14	103,8	0,10	15,84	1045,0

Ngoài các tính toán nói trên còn cần kiểm tra ứng suất phát sinh trong tấm khi cẩu, lắp đặt và vận chuyển.

Khi kiểm toán tấm được xem như một dầm giản đơn đặt trên hai gối tựa và chịu tải trọng phân bố của trọng lượng bản thân tấm.

Mômen uốn xuất hiện trong tấm khi cẩu tính theo công thức :

$$M = \frac{ql^2}{8} k_d \qquad (12 - 62)$$

trong đó : q – tải trọng phân bố đều do trọng lượng bản thân tấm :

$$q = \frac{hF\gamma}{l} \qquad (12 - 63)$$

với : h – chiều dày tấm, cm ; F – diện tích tấm, cm^2 ;

γ – dung trọng của bêtông, kg/cm^3 ; l – chiều dài tấm, cm.

k_d – hệ số động, thường lấy $k_d = 1,5$.

12.6. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU ÁO ĐƯỜNG CỨNG (BTXM) THEO PHƯƠNG PHÁP CỦA AASHTO

Xuất xứ và nguyên lí của phương pháp này đã được đề cập ở 11.2. Cũng như đối với áo đường mềm, phương pháp này là phương pháp thuần thực nghiệm, nên dưới đây chúng tôi cũng chỉ giới thiệu tóm tắt ở mức đủ để người học có thể áp dụng trong tính toán, thiết kế khi cần thiết ; còn không đi sâu vào giải thích.

Theo AASHTO 1993, phương trình cơ bản dùng để tính toán thiết kế mặt đường BTXM không cốt thép đổ tại chỗ có dạng giải tích và dạng toán đồ như biểu thị ở trên hình 12 – 14.

Phương trình cơ bản này thể hiện mối quan hệ giữa các yếu tố sau :

$$W_{18} = f(D, \Delta PSI, p_t, S_c, C_d, J, E_c, k, Z_R, S_o) \qquad (12 - 64)$$

trong đó :

W_{18}, ΔPSI, p_t, Z_R, S_o có ý nghĩa và cách xác định giống như trong phương trình tính toán, thiết kế áo đường mềm (xem 11 – 51).

D là bề dày tấm bêtông xi măng mặt đường (inches) ; 1 inch = 2,54cm

S_c là môđun phá hoại (psi), tức là cường độ chịu uốn ở 28 ngày xác định bằng thí nghiệm uốn mẫu dầm theo AASHTO–T97 hoặc ASTM–C78. Khi tính toán phải lấy giá trị trung bình của các mẫu thử. Khi thi công phải đòi hỏi đạt được $S_c > S'_c$ (có xét đến sai số tiêu chuẩn và độ tin cậy khi thí nghiệm mẫu). Ví dụ : $S'_c = 650$ psi, tức là $S'_c = R_{ku} \approx 45$ daN/cm^2 ; (1 psi = 0,07 daN/cm^2) ;

E_c là môđun đàn hồi của bêtông xi măng (psi) xác định theo hướng dẫn ASTM – C469 và có thể ước tính theo tương quan dưới đây do Viện Bêtông của Mỹ đề nghị :

$$E_c = 57.000(f'_c)^{0.5} \qquad (12 - 65)$$

trong đó :

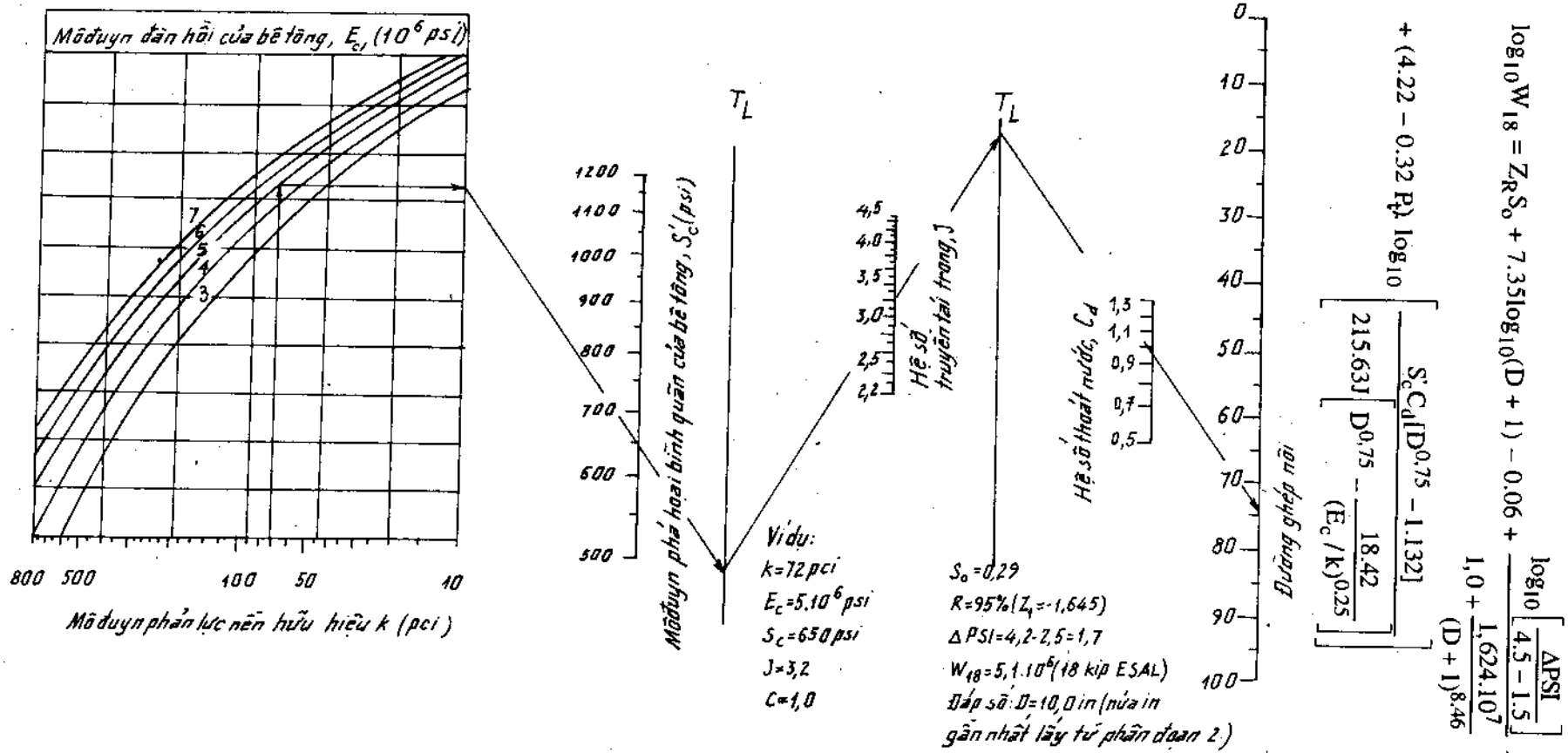
f'_c là cường độ chịu nén của bêtông xi măng (psi) được xác định theo AASHTO–T22, T140 hoặc ASTM–C39.

C_d là hệ số xét đến chất lượng thoát nước của lớp móng dưới tấm bêtông xi măng mặt đường được xác định ở bảng 11 – 19 của mục 11.8 (xét đến tích đọng nước dưới các khe nối) ;

J là hệ số xét đến ảnh hưởng của liên kết truyền lực xung quanh tấm bêtông xi măng (với tấm khác và với lề).

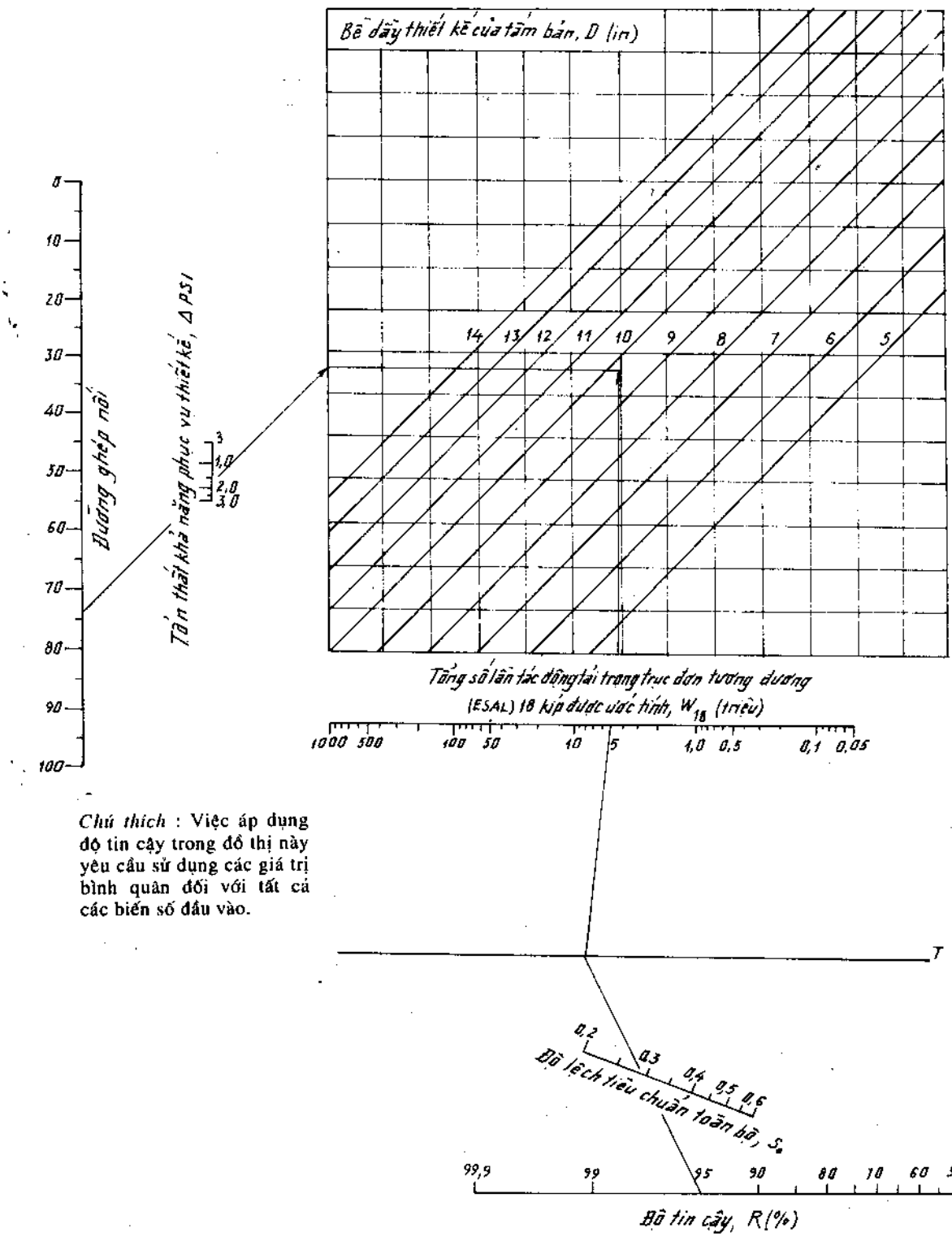
Đối với mặt đường bêtông xi măng có dùng các thanh truyền lực giữa các tấm (hoặc bêtông cốt thép lắp ghép) thì J = 3,2 (đường kính thanh truyền lực không thể nhỏ hơn 1/8 bề dày tấm ; khoảng cách và chiều dài thanh truyền lực là 12 inches và 18 inches). Nếu vừa có thanh truyền lực vừa có liên kết với lề thì áp dụng J = 2,5 ÷ 3,1 (lề phải bằng bêtông xi măng rộng ít nhất bằng 3 feet có liên kết truyền lực với tấm) ; nếu giữa các tấm không có thanh truyền lực và lề chỉ bằng bêtông nhựa thì J = 3,8 ÷ 4,4. (1 feet = 0,3048m) ;

k là môđun phản lực nền hữu hiệu (hệ số nền có ý nghĩa như đã nói ở công thức (12 – 14) và (12 – 15)) trên mặt móng dưới tấm bêtông xi măng (pci) đặc trưng cho *khả năng chống biến dạng chung của cả lớp móng và nền đất, còn "hữu hiệu"* ở đây có nghĩa là trị số trung bình năm dùng để tính toán (vì giống như với mặt đường mềm k cũng sẽ thay đổi theo từng khoảng thời gian trong năm, tức là ứng với mỗi thời kì sẽ có một *trị số* k_i khác nhau).



Hình 12 – 14. Sơ đồ thiết kế mặt đường cứng dựa trên các giá trị bình quân đối với mỗi biến số đầu vào.

(Phân đoạn 1)



Chú thích : Việc áp dụng độ tin cậy trong đồ thị này yêu cầu sử dụng các giá trị bình quân đối với tất cả các biến số đầu vào.

Hình 12 – 14. Sơ đồ thiết kế mặt đường cứng dựa trên các giá trị bình quân đối với mỗi biến số đầu vào (Phân đoạn 2).

$$k_i = f(M_R^i, E_{SB^i}, D_{SB}) \text{ ; pci} \qquad (12-66)$$

trong đó : M_R^i là môđun đàn hồi của nền đất xác định như nói ở điểm 5 (11.8) tuỳ theo trạng thái ẩm của thời kì i ;

D_{SB} là bề dày lớp móng (inches) ;

E_{SB^i} là môđun đàn hồi của lớp móng xác định như ở biểu thức (11 – 64) mục 11.8 và ở bảng 12 – 22.

Bảng 12 – 22

TRỊ SỐ E_{SB} VÀ HỆ SỐ TỔN THẤT GỐI ĐỠ LS

Loại vật liệu móng	E_{SB} (psi)	LS
– Vật liệu hạt gia cố xi măng	$1.10^6 \div 2.10^6$	0,0 ÷ 1,0
– Hỗn hợp đất đá gia cố xi măng	$500.000 \div 2.10^6$	0,0 ÷ 1,0
– Đá trộn nhựa	$350.000 \div 1.10^6$	0,0 ÷ 1,0
– Hỗn hợp đất đá gia cố nhựa	40.000 ÷ 300.000	0,0 ÷ 1,0
– Gia cố vôi	20.000 ÷ 70.000	1,0 ÷ 3,0
– Vật liệu hạt rời	15.000 ÷ 45.000	1,0 ÷ 3,0
– Vật liệu hạt nhỏ (cát) và đất	3000 ÷ 40.000	2,0 ÷ 3,0

Hình 12 – 15 là toán đồ để xác định k_i theo quan hệ (12 – 66) với điều kiện nền đất phía dưới móng phải dày tối thiểu bằng 10 feet. (1 feet = 0,3048m).

Sau khi có k_i của từng thời kì trong năm, việc *xác định ra môđun phản lực nền hữu hiệu k* được thực hiện theo cách sau :

– Ứng với mỗi k_i tra toán đồ hình 12 – 16 để ước tính mức độ hư hỏng u_f của mặt đường cứng tuỳ thuộc cả bề dày tấm thiết kế D (không dùng quan hệ 11 – 58 của mặt đường mềm nhưng ý nghĩa của u_f cũng giống như với mặt đường mềm).

– Tính $\bar{u}_f = \sum u_f/12$ tháng và lại dùng toán đồ hình 12 –16 để tra tìm ra trị số $k = f(\bar{u}_f, D$ bề dày tấm).

Chú ý : để tìm u_f và $\bar{u}_f$ đều phải giả thiết trước bề dày tấm BTXM vì toán đồ hình 12 – 16 biểu thị quan hệ $u_f = f(k_i, D)$.

– Hệ số $k_{\bar{u}_f}$ tổng hợp tìm được còn phải điều chỉnh để xét đến hệ số tổn thất gối đỡ LS (bảng 12 – 22) theo toán đồ hình 12 – 17, $k = f(k_{\bar{u}_f}, LS)$. LS là một hệ số xét đến tổn thất môđun phản lực nền do hiện tượng tích luỹ biến dạng dưới tấm (nếu chất lượng móng càng tốt thì hệ số này càng nhỏ như ở bảng 12 – 22 thể hiện).

Việc bố trí các loại khe được AASHTO hướng dẫn như sau :

– Khoảng cách tối đa giữa các khe co theo chiều dọc đối với một tấm BTXM mặt đường dày 8 inches là 16ft. Bề rộng tấm so với chiều dài không được vượt quá 1,25 lần ; (1ft = 0,3048m).

– Khe dãn nên kết hợp với khe thi công và có thể giảm đến mức tối thiểu. Chỉ bắt buộc phải bố trí khe dãn khi kết cấu tấm BTXM thay đổi (ví dụ từ tấm bêtông không cốt thép sang bêtông có cốt thép).

– Có thể bố trí khe nối chéo với khoảng cách không đều để giảm hiện tượng xe bị xóc theo nhịp điệu cộng hưởng (nhưng khoảng cách ngắn nhất không được dưới 7,5ft).

– Khe co giả phải có chiều sâu cắt bằng 1/4 bề dày tấm đối với khe ngang và bằng 1/3D đối với khe dọc.

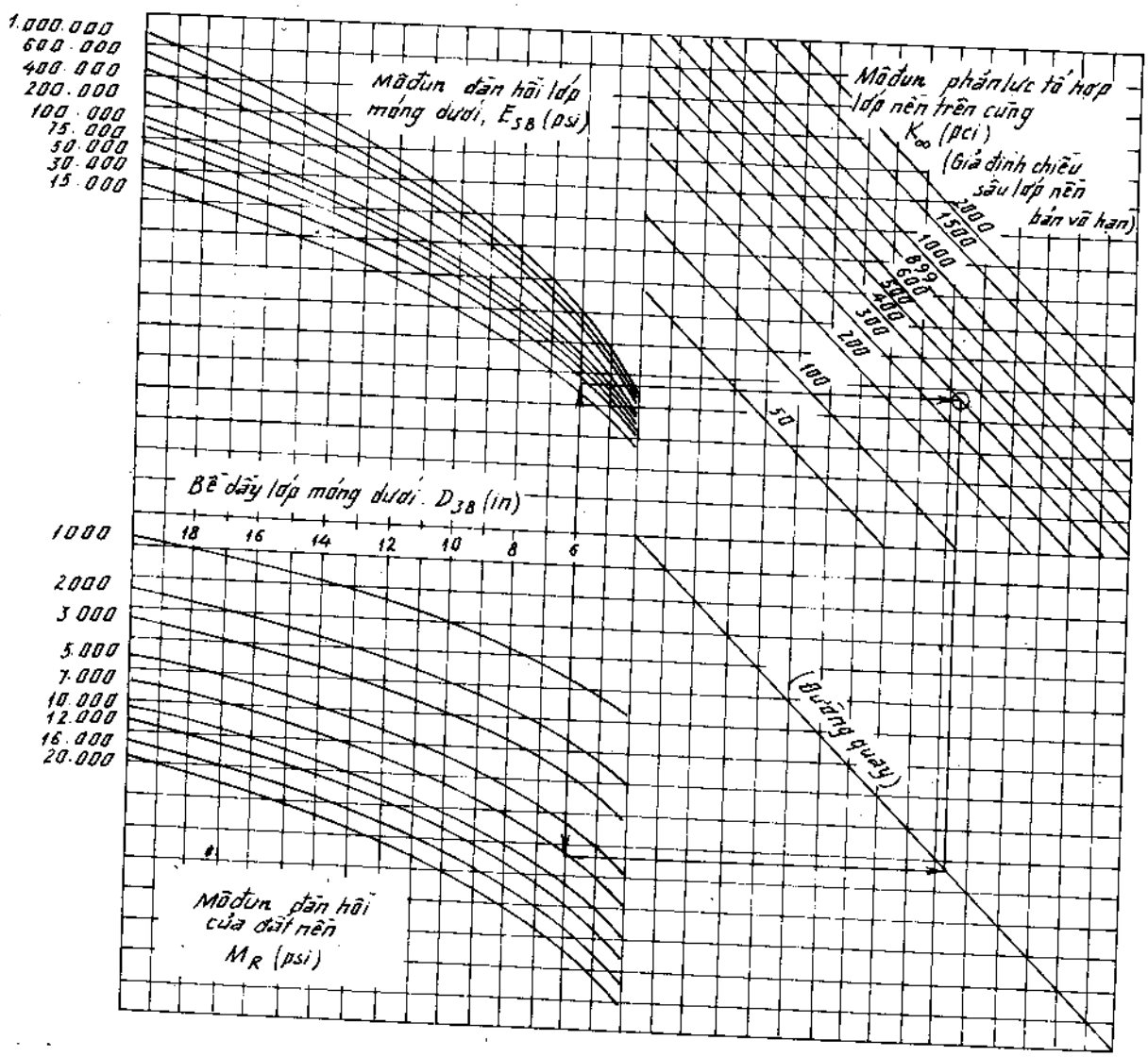
Ví dụ :

D_{SB} = 6 in

E_{SB} = 20.000

M_g = 7.000 psi

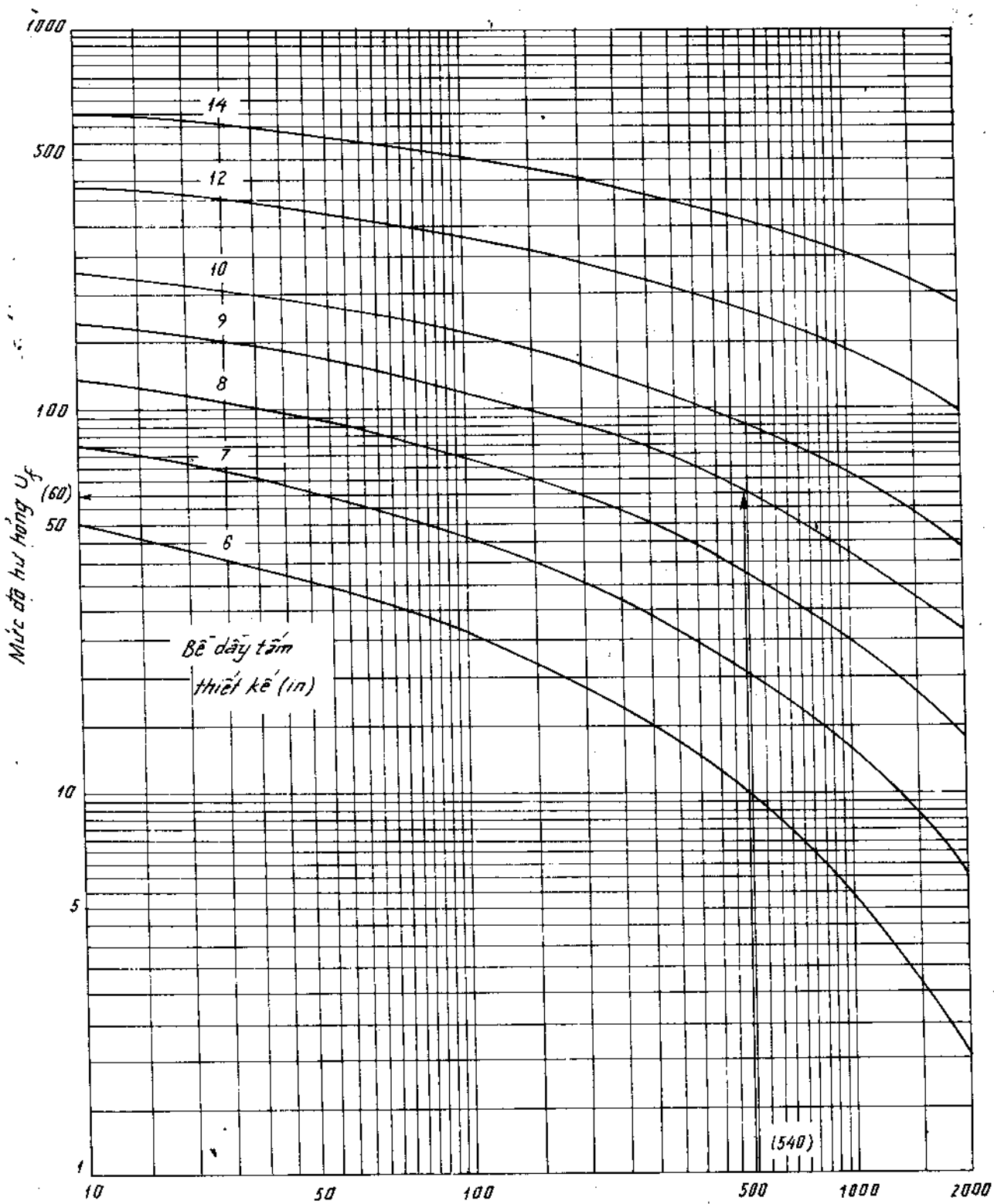
Giải pháp : K_∞ = 400 pci



Hình 12 – 15. Đồ thị để tính môđun phản lực nền tổ hợp của móng và nền đất k_∞ với giả định bề sâu lớp nền trên cùng bán vô hạn (một chiều sâu lớn hơn $10f_i$ dưới bề mặt lớp nền trên cùng được coi là chiều sâu bán vô hạn).

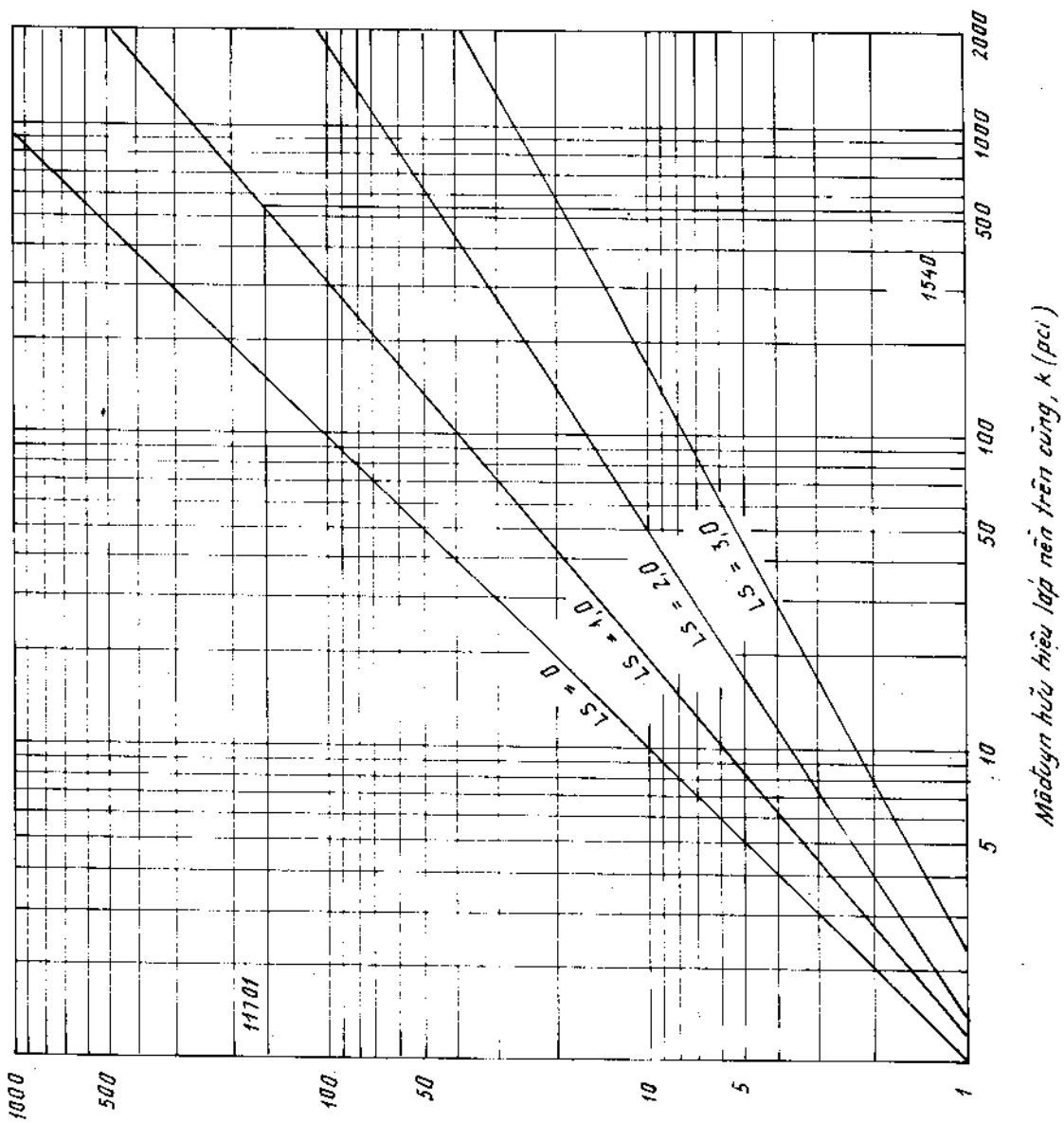
(1 in = 2,54 cm ; 1 feet = 0.3048m ; 1 psi = 0.07 daN/cm^2 ;

1 pci = $\frac{\text{1psi}}{\text{1in}}$ = 0,0276 daN/cm^3) ; k_∞ ở đây cũng có ý nghĩa là k_i trong (12 – 66) ;



Giá trị k tổ hợp (pci)

Hình 12 – 16. Đồ thị để ước tính mức độ hư hỏng có liên quan dùng cho mặt đường cứng theo bề dày bản và móng dưới (số trên đường cong là bề dày tấm thiết kế D in).



Hình 12 – 17. Hiệu chỉnh môđun hữu hiệu của lớp nền trên cùng đối với hệ số LS.

$$\left(1\text{pci} = \frac{1\text{psi}}{1\text{in}} = 0{,}0276\ \text{daN/cm}^3\right)$$

Chương 13

THIẾT KẾ VÀ TÍNH TOÁN HỆ THỐNG THOÁT NƯỚC MẶT VÀ THOÁT NƯỚC NGẦM

13.1. HỆ THỐNG THOÁT NƯỚC MẶT VÀ THOÁT NƯỚC NGẦM

Hệ thống thoát nước đường ôtô bao gồm hàng loạt các công trình và các biện pháp kĩ thuật được xây dựng để đảm bảo nền đường không bị ẩm ướt. Các công trình này có tác dụng tập trung và thoát nước nền đường, hoặc ngăn chặn không cho nước ngấm vào phần trên của nền đất. Mục đích của việc xây dựng hệ thống thoát nước trên đường là đảm bảo chế độ ẩm của nền đất luôn luôn ổn định không gây nguy hiểm cho mặt đường.

Hệ thống thoát nước đường ôtô bao gồm hệ thống thoát nước mặt và thoát nước ngầm.

13.1.1. Hệ thống thoát nước mặt : Để thoát nước mặt sử dụng các công trình và biện pháp sau

a) Mặt cắt ngang đường có dốc ngang từ tim phần xe chạy về lề đường. Độ dốc ngang phụ thuộc vào loại mặt đường (bảng 13 – 1). Mặt đường càng ít bằng phẳng độ dốc ngang thiết kế càng phải dốc nhiều hơn vì nước đọng trên mặt đường lâu hơn do sức cản dòng chảy lớn, nước mưa có thể bị giữ lại ở các nơi trũng và ngấm vào mặt đường, lớp móng và nền đất. Nhưng mặt khác dốc ngang mặt đường càng lớn, càng bất lợi cho xe chạy, vì vậy cần chọn độ dốc ngang tối thiểu để đảm bảo điều kiện thoát nước. Lí do cần thiết phải giới hạn trị số độ dốc ngang mặt đường là : với độ dốc ngang lớn xe có thể bị trượt khi trời mưa đường trơn ; tải trọng xe phân bố không đều xuống các bánh xe, khi xe chuyển làn từ ngoài vào giữa thì lốp xe phía trong của các bánh xe kép bị quá tải, mòn nhanh và lệch về một phía. Độ dốc ngang của mặt đường còn là nguyên nhân biến dạng lệch ngang của lốp xe làm cho việc điều khiển tay lái nặng và lốp xe cũng chóng mòn hơn.

Độ dốc ngang của lề đường thường làm dốc hơn phần xe chạy khoảng 10 ÷ 20‰, nghĩa là giao động trong phạm vi 30 ÷ 60‰. Cấu tạo lề đường thường làm bằng đất tự nhiên hoặc gia cố bằng các vật liệu địa phương do đó trong thời gian sử dụng có thể xuất hiện nhiều chỗ trũng, mặt lề đường không bằng phẳng và tạo các vũng nước đọng có khả năng gây ẩm ướt nền đường.

Mặt cắt ngang phần xe chạy thường làm theo dạng đường cong parabôn hay theo hai mái thẳng có đoạn giữa trong phạm vi 2m làm theo dạng đường tròn.

Theo Tiêu chuẩn của Liên Xô cũ đối với đường cấp I và cấp II, phần lề đường phải được gia cố một giải gần phần xe chạy có chiều rộng ít nhất là 0,75m. Vật liệu gia cố có thể là các tấm bêtông, đá lát, đá dăm hay cấp phối trộn nhựa đường.

Phần lề còn lại được gia cố bằng cách trồng cỏ, bằng đá dăm, cấp phối xỉ lò.

Đối với đường ôtô cấp III, IV và thấp hơn có thể gia cố bằng các vật liệu địa phương hoặc trồng cỏ. Phạm vi gia cố bằng các vật liệu khác nhau có thể rút xuống 0,50m.

Trong khu vực dân cư, toàn bộ bề mặt phần lề đường nên có gia cố bằng đá dăm, cấp phối, các vật liệu tại chỗ hoặc gia cố bằng vật liệu liên kết vô cơ hay hữu cơ.

Theo TCVN 4054 – 98 phần lề đường có gia cố : Cấp 40 là 1m ; cấp 60 – 2,00m ; Cấp 80 – 2,50m về mỗi phía.

Bảng 13 – 1

Loại mặt đường	Độ dốc ngang, ‰	
	Nhỏ nhất	Lớn nhất
Bêtông ắt phan và bêtông xi măng	15	20
Cấp phối và đá dăm sử dụng nhựa đường	20	25
Đá dăm, cấp phối	25	30
Đá lát bằng đá ba, đá hộc, đất gia cố vật liệu địa phương	30	40

b) Rãnh dọc (rãnh biên), rãnh đỉnh, rãnh tập trung nước, thùng đấu, bể bốc hơi, đê con trạch, thềm đất.

c) Dốc nước và bậc nước.

d) Công trình thoát nước qua đường : cầu, cống, đường thấm, đường tràn.

e) Các công trình hướng nước và uốn suối.

13.1.2. Hệ thống thoát nước ngầm : Tác dụng của hệ thống này là chặn tập hợp, tháo và hạ mực nước ngầm, đảm bảo nền đường không bị ẩm ướt do đó cải thiện chế độ thuỷ nhiệt của nền và mặt đường.

Nước là kẻ thù số một của đường. Nước gây xói lở cầu cống, nền đường sạt lở ta luy. Nước ngấm vào nền và mặt đường làm cho cường độ chịu lực của nền đất và vật liệu mặt đường giảm đáng kể và do đó kết cấu mặt đường dễ bị phá hỏng khi xe nặng chạy qua. Vì vậy việc thiết kế hệ thống thoát nước trên đường hợp lí có ý nghĩa rất lớn về mặt kinh tế và nâng cao chất lượng khai thác của đường ôtô. Sau đây sẽ trình bày những nội dung và yêu cầu cơ bản đối với việc thiết kế các công trình thoát nước trên đường.

13.1.3. Quy hoạch hệ thống thoát nước đường ôtô

a) Nguyên tắc chung

– Trước hết phải tiến hành quy hoạch tổng thể hệ thống thoát nước hoàn chỉnh bao gồm các loại công trình thoát nước như mương rãnh, cầu, cống v.v... Chúng phải được phối hợp chặt chẽ với nhau. Vị trí, kích thước, kết cấu của chúng phải hợp lí đảm bảo hiệu quả sử dụng cao và giá thành hạ.

Muốn vậy khi quy hoạch hệ thống thoát nước nền đường phải liên hệ bình đồ, trắc dọc, trắc ngang của tuyến đường với điều kiện địa hình, địa chất, khí hậu, thuỷ văn dọc tuyến để có những nghiên cứu tổng hợp giải quyết vấn đề thoát nước nền đường.

Trước hết phải điều tra phân tích các nguồn nước, dựa vào bản đồ có đường đồng mức khoanh diện tích lưu vực tụ nước chảy về đường, đánh giá lưu lượng nước từ các lưu vực chảy về (mục 13.11), khả năng đe dọa của dòng chảy đối với nền đường. Sau đó căn cứ vào các kết quả điều tra khảo sát và tính toán, bố trí các công trình thoát nước, các công trình bảo vệ nền đường chống lại sự phá hoại của dòng chảy đối với nền đường và đảm bảo nền đường được khô ráo.

– Việc bố trí các mương rãnh thoát nước nền đường phải kết hợp với việc bố trí cầu cống thoát nước qua đường, xác định hướng thoát nước của các mương rãnh về cầu cống, các biện pháp nối tiếp giữa các rãnh thoát nước với cầu cống. Ngược lại khi bố trí cầu cống cũng phải xét tới yêu cầu thoát nước nhanh chóng từ các mương rãnh.

– Việc bố trí các công trình thoát nước nền đường phải xét tới yêu cầu tưới tiêu của thuỷ lợi phục vụ nông nghiệp. Ví dụ khi tuyến đường cắt qua hệ thống tưới tiêu thì phải có các biện pháp như bố trí cống, cầu, ống xi phông, ... để đảm bảo việc tưới tiêu được bình thường.

b) Trình tự thiết kế bố trí hệ thống thoát nước nền đường

Thiết kế bố trí hệ thống thoát nước nền đường thường được tiến hành theo các bước sau đây :

– Trên bình đồ tuyến đường vẽ các đường đỉnh ta luy đường đào, chân ta luy nền đắp, vị trí các đống đất thừa, các hố thùng đấu, v.v...

– Bố trí rãnh đỉnh trên sườn núi để ngăn nước chảy về đường nếu lưu lượng nước từ sườn núi lớn, rãnh dọc không kịp thoát nước. Để đảm bảo hiệu quả ngăn dòng chảy từ sườn dốc tốt và giảm giá thành xây dựng, rãnh đỉnh nên bố trí dọc theo đường đồng mức. Ngoài ra cần đảm bảo vị trí rãnh đỉnh và đê đất thừa phải cách mép ta luy của nền đường đào ít nhất là 5m.

– Đối với những đoạn đường đào, nửa đào nửa đắp, không đào không đắp và nền đường đắp thấp thì bố trí rãnh dọc (rãnh biên) hai bên đường để thoát nước từ mặt đường, lề đường và ta luy nền đường đảm bảo cho nền đường luôn luôn khô ráo.

– Bố trí mương rãnh dẫn nước từ rãnh đỉnh, rãnh biên ra các chỗ trũng, sông suối hoặc cầu cống gần đấy. Rãnh dẫn nước phải ngắn nhất, càng xa đường càng tốt và nối tiếp thuận lợi với công trình thoát nước khác.

– Bố trí vị trí cầu cống để tạo với hệ thống mương rãnh nói trên thành một mạng lưới các công trình thoát nước hợp lí.

– Nếu có nước ngầm gây tác hại tới nền đường thì phải bố trí các công trình thoát nước ngầm kết hợp với hệ thống thoát nước mặt.

Khi thiết kế thoát nước nền đường cần phân chia đoạn đường thiết kế thành các đoạn đặc trưng. Đối với đoạn đường thông thường có điều kiện địa hình, địa chất, thuỷ văn bình thường thì việc thiết kế có thể đơn giản hơn so với nội dung đã trình bày ở trên. Trong trường hợp này chỉ cần tuân theo một số nguyên tắc và quy định và ghi chú trên trắc dọc và trắc ngang và bảng khối lượng công trình cho đơn vị thi công hiểu được. Còn đối với các đoạn đường có hệ thống thoát nước phức tạp thì nội dung thiết kế quy hoạch thoát nước phải tiến hành như hướng dẫn ở mục 13.1.3.

13.2. THIẾT KẾ VÀ TÍNH TOÁN THUỶ LỰC RÃNH

Nội dung của việc thiết kế rãnh thoát nước gồm có : xác định chính xác bình đồ tuyến rãnh, độ dốc dọc, kích thước mặt cắt ngang rãnh và hình thức gia cố rãnh. Vị trí của rãnh thoát nước tuỳ theo chức năng của nó để bố trí cho hợp lí. Đối với rãnh đỉnh và rãnh dẫn nước còn phải xem xét điều kiện ổn định, kinh tế và hiệu quả của bản thân tuyến rãnh thoát nước. Nói chung cố gắng chọn tuyến rãnh đi qua địa hình tương đối bằng phẳng và địa chất ổn định.

13.2.1. Những yêu cầu khi thiết kế rãnh

– Tiết diện và độ dốc của rãnh phải đảm bảo thoát được lưu lượng tính toán với kích thước hợp lí. Ở những nơi độ dốc rãnh đã bị khống chế do điều kiện địa hình, tiết diện rãnh phải đảm bảo đủ thoát nước và lòng rãnh không phải gia cố bằng những vật liệu đắt tiền mà có thể sử dụng vật liệu tại chỗ hoặc không phải gia cố. Chọn kích thước và biện pháp gia cố lòng rãnh nói chung phải thông qua tính toán so sánh các phương án theo các chỉ tiêu kinh tế và kĩ thuật.

– Tiết diện và độ dốc rãnh phải chọn như thế nào để tốc độ nước chảy trong rãnh không nhỏ hơn tốc độ bắt đầu làm các hạt phù sa bị lắng. Yêu cầu này cũng rất quan trọng. Sự lắng đọng phù sa làm giảm khả năng thoát nước của rãnh, vì vậy thường xuyên phải nạo vét rãnh. Tuy nhiên việc đảm bảo tuyệt đối trong lòng rãnh không có bùn cát lắng đọng trong thực tế không thể thực hiện được vì lưu lượng và tốc độ nước chảy trong rãnh thay đổi tuỳ theo cường độ mưa và thời gian. Thường khi nước rút, lưu lượng và tốc độ nước giảm dần nên bùn cát bị lắng đọng một ít ở đáy rãnh.

Theo kết quả nghiên cứu trong phòng thí nghiệm và quan sát thực tế ở các đường cũ cho thấy bùn, phù sa hạt nhỏ bắt đầu lắng đọng khi tốc độ nước chảy $V < 0,25$m/s và cát nhỏ khi $V < 0,40$ m/s ; lòng rãnh có thể bị cây cỏ mọc kín nếu $V < 0,60$m/s.

Theo quy trình thiết kế đường, để tránh lòng rãnh bị ứ đọng bùn cát, độ dốc lòng rãnh không được thiết kế nhỏ hơn 5‰ (0,005) và trong trường hợp cá biệt là 3‰ (0,003).

Trong trường hợp lưu lượng nước chảy dọc rãnh không thay đổi, để hạn chế hiện tượng bồi lắng bùn cát dọc rãnh nên thiết kế rãnh có độ dốc tăng dần về phía hạ lưu. Nhưng nếu lưu lượng nước dọc theo rãnh tăng dần (do nước từ hai lưu vực đổ về) thì để giảm tốc độ nước chảy ở hạ lưu có thể thiết kế rãnh có độ dốc giảm dần.

– Khi thiết kế rãnh cố gắng giảm số chỗ ngoặt để tránh hiện tượng ứ đọng bùn cát tại những nơi này. Khi rãnh cần đổi hướng thì phải thiết kế để rãnh chuyển hướng từ từ sao cho góc ngoặt không quá 45° và bán kính đường cong không được nhỏ hơn 2 lần chiều rộng mặt trên của rãnh, nhưng không nhỏ hơn 10m.

– Để bảo đảm nền đường khô ráo, rãnh không bị đầy tràn và lòng rãnh không bị xói phải cố gắng tìm cách bố trí nhiều chỗ thoát nước rãnh ra khe suối hay chỗ trũng gần đấy.

– Mép rãnh đỉnh, rãnh dẫn nước phải cao hơn mực nước chảy trong rãnh một chiều cao bằng 0,25m.

– Lưu lượng tính toán từ lưu vực chảy về rãnh được xác định theo công thức cường độ mưa giới hạn ứng với tần suất của lũ ghi trong bảng 13–2 (xem 13–11).

Bảng 13–2

TẦN SUẤT LŨ TÍNH TOÁN RÃNH

Cấp đường	Liên Xô (cũ)		Việt Nam	
	Rãnh dọc, R. đỉnh, R. tập trung nước	Các rãnh dọc và ngang khác	TCVN4054 : 1998	TCVN4034–85
I	1	4	4	4
II, III	3	6	4	6
IV, V	5	10	4	10
Đường cao tốc	1	4	4	10
			(TCVN–5729–1998)	–

13.2.2. Các công thức tính toán cơ bản

Tốc độ nước chảy :

$$V = \frac{1}{n} R^y \sqrt{R i_r} = \frac{1}{n} R^{0,5+y} \sqrt{i_r} \qquad (13\text{–}1)$$

Khả năng thoát nước của rãnh :

$$Q = \omega . V \qquad (13\text{–}2)$$

trong đó : n – hệ số nhám, xem bảng 13–3 ;

ω – tiết diện nước chảy của rãnh, m^2 ;

y – hệ số trong công thức Sêzi, xem bảng 13–3 ;

i_r – độ dốc của rãnh ;

R – bán kính thuỷ lực, m.

Bán kính thuỷ lực R :

$$R = \frac{\omega}{\chi} \qquad (13\text{–}3)$$

trong đó : χ – chu vi ướt, m.

Tiết diện nước chảy, bán kính thuỷ lực, chu vi ướt của các loại rãnh xác định như sau :

– Với rãnh hình thang (h. 13–7)

$$\omega = (b + mh_o)h_o \qquad (13\text{–}4)$$

$$\chi = b + m' h_o \qquad (13\text{–}5)$$

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{(b + mh_o)h_o}{b + m' h_o} \qquad (13\text{–}6)$$

trong đó : b – chiều rộng đáy rãnh ;

h_o – chiều sâu nước chảy ;

m – hệ số mái dốc trung bình của bờ 1 và 2 ;

$$m = \frac{m_1 + m_2}{2} \qquad (13\text{–}7)$$

$$m' = \sqrt{1 + m_1^2} + \sqrt{1 + m_2^2} \qquad (13\text{–}8)$$

m_1, m_2 – hệ số mái dốc của bờ 1 và 2.

– Với rãnh hình tam giác (hình 13–7) và rãnh hình chữ nhật vẫn dùng các công thức trên và xem chúng là những trường hợp đặc biệt của hình thang : với hình tam giác cho b = 0 ; với hình chữ nhật cho $m_1 = m_2 = 0$.

Đối với những rãnh hẹp, sâu và nước chảy mạnh nên thiết kế theo tiết diện tối ưu về mặt thuỷ lực. Phân tích công thức tính khả năng thoát nước của rãnh nhận thấy lưu lượng nước chảy tỉ lệ thuận với bán kính thuỷ lực R. Từ công thức (13–6) có thể kết luận với diện tích thoát nước ω không thay đổi thì dạng rãnh có chu vi ướt χ nhỏ nhất sẽ có khả năng thoát nước lớn nhất. Trong các loại mặt cắt ngang rãnh thì tiết diện hình tròn có tỉ số diện tích chia cho chu vi ướt là lớn nhất vì vậy các rãnh có dạng nửa hình tròn, hình đa giác đều có khả năng thoát nước nhiều nhất. Tuy nhiên để thuận tiện khi thi công, rãnh nền đường thường có dạng hình thang hay hình tam giác. Tiết diện có lợi nhất về thuỷ lực của rãnh hình thang là nếu tiết diện rãnh có cùng một diện tích mặt cắt ngang dòng chảy ω, hệ số nhám lòng rãnh n và độ dốc của rãnh i_r thì khả năng thoát nước của rãnh lớn nhất. Điều kiện đó ứng khi

$$\frac{dQ}{d\beta} = 0 \qquad (13-9)$$

Trong đó β là tỉ số chiều rộng đáy rãnh b chia cho chiều sâu nước chảy trong rãnh h_o :

$$\beta = \frac{b}{h_o} \qquad (13-10)$$

Lấy đạo hàm của Q theo β và cho nó bằng triệt tiêu ta tìm được :

$$\frac{b}{h_o} = m' - 2m \qquad (13-11)$$

Trong trường hợp này các yếu tố thuỷ lực sẽ là :

$$\omega = h_o^2(m' - m) \qquad (13-12)$$

$$\chi = 2h_o(m' - m) \qquad (13-13)$$

$$R = \frac{h_o}{2} \qquad (13-14)$$

13.2.3. Trình tự tính toán thuỷ lực rãnh

Nội dung tính toán thuỷ lực rãnh là dựa vào lưu lượng thiết kế để chọn kích thước hợp lí, xác định tốc độ nước chảy trong rãnh và chọn biện pháp gia cố. Rãnh thường làm với độ dốc bằng với độ dốc của đất thiên nhiên theo hướng đặt rãnh. Vì vậy đa số các trường hợp gặp trong thực tế là dựa vào lưu lượng thiết kế và độ dốc của rãnh để chọn kích thước chiều rộng và chiều sâu rãnh. Trình tự tính toán trường hợp này như sau :

– Theo công thức 13 – 61 ; 64 xác định lưu lượng thiết kế rãnh.

– Giả thiết tiết diện của rãnh, chiều sâu nước chảy trong rãnh và sau đó xác định các đặc trưng thuỷ lực : tiết diện dòng chảy ω, chu vi ướt χ, bán kính thuỷ lực R (xem công thức 13–4, 5, 6, 7, 8).

– Xác định khả năng thoát nước của rãnh theo công thức thuỷ lực (13 – 1, 2) và so sánh nó với lưu lượng thiết kế xác định trong bước 1. Nếu chúng không sai nhau quá 10% thì tiết diện vừa giả thiết là tiết diện được chọn để thiết kế. Nếu như sai số lớn thì phải giả thiết lại kích thước của rãnh.

– Xác định tốc độ nước chảy trong rãnh, kiểm tra điều kiện xói lở và chọn biện pháp gia cố.

– Tính chiều sâu của rãnh theo công thức $h_r = h_o + 0{,}25$, trong đó : h_o – chiều sâu nước chảy trong rãnh tính bằng (m).

Tuỳ theo điều kiện cụ thể, trình tự tính toán rãnh có thể thay đổi :

a) Biết trước độ dốc rãnh, điều kiện địa chất và biện pháp gia cố lòng rãnh, nghĩa là đã biết v (theo tốc độ xói cho phép), biết i_r, m, n ; cần xác định b và h_o. Trường hợp này có thể lần lượt tính R từ công thức (13 –1), ω từ công thức (13 – 2). Sau đó nhờ công thức (13 – 4), (13 – 5), (13 – 6) tính ra b và h_o.

b) Biết trước b và m, cần tính h_o, v và i_r

c) Biết trước h_o và m, cần tính b, v và i_r.

d) Biết trước i_r, m, cần tính b, h, v.

e) Biết trước v, m, cần tính b, h, i_r.

Các công thức được sử dụng để tính toán đối với các trường hợp giới thiệu ở trên là (13 – 1) ÷ (13 – 8).

Trong trường hợp muốn tính toán rãnh theo tiết diện có lợi nhất về thuỷ lực thì sử dụng các công thức (13 – 11, 13 – 12, 13 –13, 13 – 14) ví dụ :

– Đối với trường hợp (b) : từ công thức (13 – 11) tính ra h_o ; từ công thức (13 – 12) tính ra ω. Sau đó tính v theo (13 – 2) và i_r theo (13 – 1).

– Đối với trường hợp (c) : lần lượt tính b từ (13 – 11), ω từ (13 – 12), v theo (13 – 2) và i_r theo (13 – 1).

– Đối với trường hợp (d) : đầu tiên thay (13 – 12) và (13 – 14) vào (13 – 1) và (13 – 2), với y = 1/6 ta có :

$$h_o = 1{,}19\left[\frac{Q.n}{(m'-m)\sqrt{i_r}}\right]^{3/8} \qquad (13-15)$$

Định vật liệu gia cố lòng rãnh, tra bảng (13 – 3) biết hệ số n và tính được h_o. Sau đó tính b theo (13 – 11), ω theo (13 – 12) và v theo (13 – 2).

– Đối với trường hợp (e) : lần lượt tính ω theo (13 – 2), h_o theo (13 – 12), b theo (13 – 11), i_r theo (13 – 1) và (13 – 14).

Bảng 13 – 3

HỆ SỐ NHÁM LÒNG RÃNH n VÀ HỆ SỐ LUỸ THỪA CỦA CÔNG THỨC SÊ–ZI y

Loại tường, đáy của rãnh	n	R(m)		
		0,1	0,1 – 1,0	1 – 3
		y		
Lòng rãnh bằng ván gỗ nhẵn hay trát xi măng	0,010	1/6	1/6	
Gia cố rãnh bằng bêtông mác thấp	0,014	1/5	1/6	1/6
Lát đá cẩn thận, đổ bêtông xô bồ	0,017	1/5	1/6	1/6
Lát đá hộc, kênh đào trên đá, trên đất hoàng thổ, trên sỏi lèn chặt, lòng kênh bằng đất lèn chặt	0,020	1/4	1/6	1/6
Rãnh bé không có điều kiện duy tu tốt, lát cỏ	0,025	1/4	1/1	1/5
Kênh rãnh có cỏ mọc	0,030		1/4	1/4

13.3. GIA CỐ CHỐNG XÓI RÃNH

13.3.1. Những quy định chung

Nói chung loại gia cố chống xói lở rãnh được chọn trên cơ sở của kết quả tính toán thuỷ lực. Trong những trường hợp tiết diện của rãnh được thiết kế không qua tính toán thuỷ lực có thể dựa vào kinh nghiệm, dựa vào độ dốc của lòng rãnh để chọn vật liệu gia cố (bảng 13 – 4).

Bảng 13 – 4

ĐỘ DỐC DỌC CỦA RÃNH TÍNH PHẦN NGHÌN

Loại gia cố	Trên đất cát	Trên đất sét
Không gia cố	≤ 10	≤ 20
Lát cỏ	10 ÷ 30	20 ÷ 30
Lát đá	30 ÷ 50	30 ÷ 50
Bậc nước và dốc nước	> 50	> 50

Khi độ dốc rãnh lớn hơn độ dốc gây xói của mỗi loại đất thì lòng rãnh hoặc phải làm nhiều bậc có độ dốc nhỏ hơn độ dốc gây xói và gia cố ở đầu và cuối mỗi bậc hoặc vẫn giữ nguyên độ dốc nhưng lòng rãnh phải được gia cố suốt chiều dài.

13.3.2. Các hình thức gia cố

– Gia cố lát cỏ nằm và lát cỏ xếp chồng thành tường (hình 13 – 1.2.3) dùng khi đáy rãnh rộng trên 1m.

Khi đáy rãnh bé hơn 1m thì lòng rãnh gia cố bằng đá dăm sỏi, gạch vụn, xỉ quặng, chiều dày lớp đá gia cố 8 – 10 cm (hình 13 – 4) ; cỏ chỉ lát ở hai bờ taluy rãnh.

– Lát đá (hình 13 – 5). Tuỳ theo cỡ đá, chiều dày lớp đá gia cố có thể lấy như sau :

12 ÷ 14cm nếu đá loại nhỏ

14 ÷ 16cm nếu đá loại vừa

16 ÷ 18cm nếu đá loại lớn.

Nếu đất lòng rãnh là đất không dính và ít dính (cát và á cát) thì giữa lớp đất tự nhiên và đá phải rải một lớp đất sét dày 10 ÷ 15cm.

Đá phải được lát trên lớp guột, rơm rạ hay đá dăm. Khi lát đá phải đảm bảo chúng thật sát nhau, các khe hở phải chèn kín bằng đá con và phải được đầm nén chặt.

– Bê tông đất sét : làm bằng đất sét dẻo trộn với đá dăm, đá sỏi hay gạch vụn. Chiều dày lớp gia cố phải dày 25cm. Tốc độ nước chảy cho phép đối với loại gia cố này lấy bằng tốc độ cho phép đối với đất sét nện thật chặt. Lớp bêtông sét có thể dùng làm lớp móng khi lát đá một lớp ở những rãnh đất cát và cát pha sét.

– Đất gia cố bằng vật liệu nhựa bitum và nhựa goudron : nên dùng đối với đất cát và cát pha sét. Chiều dày lớp gia cố từ 5 đến 10cm (hình 13 – 6).

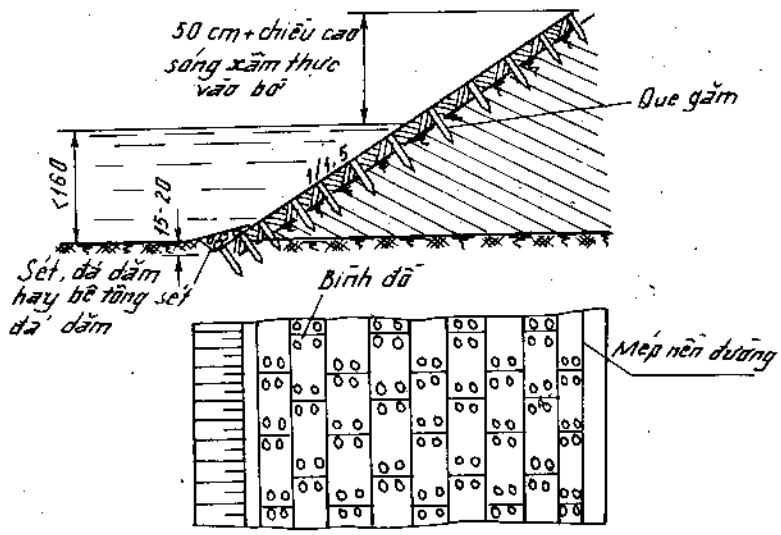
– Gia cố bằng bêtông. Khi tốc độ nước chảy trong rãnh lớn có thể dùng bêtông để gia cố. Lớp bêtông nghèo (dùng xi măng mác thấp) rải trên lớp móng đá dăm. Có thể dùng tấm bêtông kích thước 50 × 50 × 8cm để gia cố.

Việc chọn biện pháp gia cố rãnh phụ thuộc vào tốc độ nước chảy (bảng 13 – 5), ý nghĩa của kênh rãnh và điều kiện vật liệu tại chỗ.

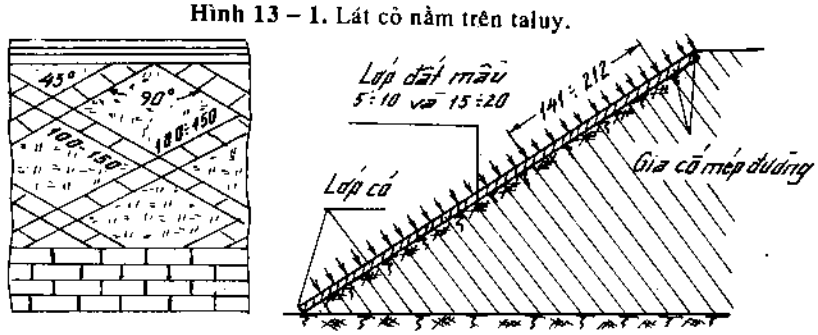
Bảng 13 – 5

CÁC HÌNH THỨC GIA CỐ LÒNG RÃNH THEO CHIỀU SÂU (m) VÀ TỐC ĐỘ NƯỚC CHẢY (m/s)

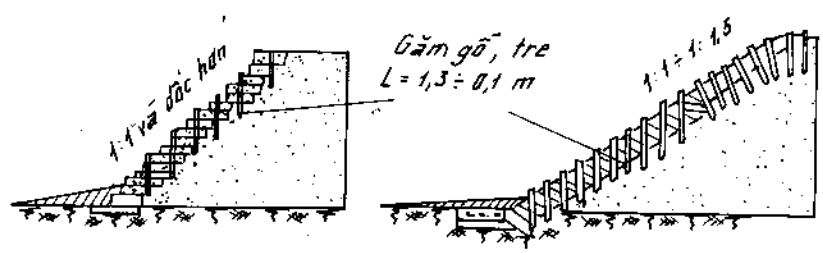
Loại gia cố lòng rãnh	Chiều sâu nước chảy trong rãnh			
	0,4	1	2	3
Lát cỏ nằm trên móng đã lèn chặt	0,9	1,2	1,3	1,4
Lát cỏ chồng thành tường	1,5	1,8	2,8	3,2
Lát đá một lớp trên guột hoặc đá dăm – Cỡ đá 15cm	2,0	2,5	3,8	3,5
– Cỡ đá 20cm	2,5	3,0	3,5	4,0
– Cỡ đá 25cm	3,0	3,5	4,0	4,5
Lát hai lớp đá trên lớp đá dăm dày 10cm (lớp dưới bằng đá cỡ 15cm, lớp trên đá cỡ 20cm)	3,5	4,5	5,0	5,5
Gia cố bằng cành cây dày 20 ÷ 25cm trên móng đã chèn chặt	–	2,0	2,5	–
Gia cố bằng cành cây dày 50cm	2,5	3,0	5,5	–
Rọ đá cỡ 0,5 × 0,5 × 1m	4,0	5,0	5,5	6,0
Lớp áo bằng bêtông xi măng mái 170	6,5	8,0	9,0	10,0
140	6,0	7,0	8,0	9,0
110	5,0	6,0	7,0	7,5



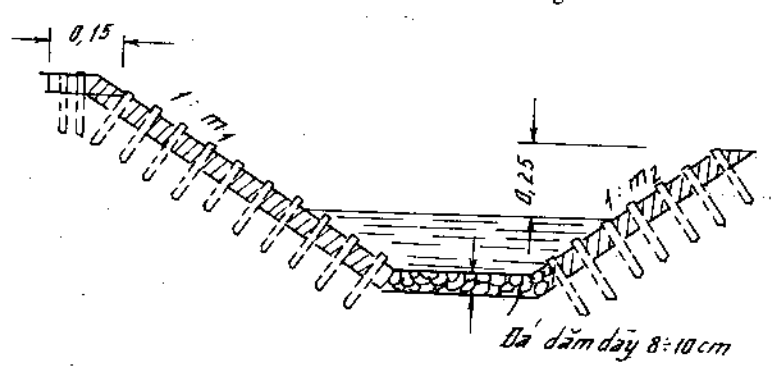
Hình 13 – 1. Lát cỏ nằm trên taluy.



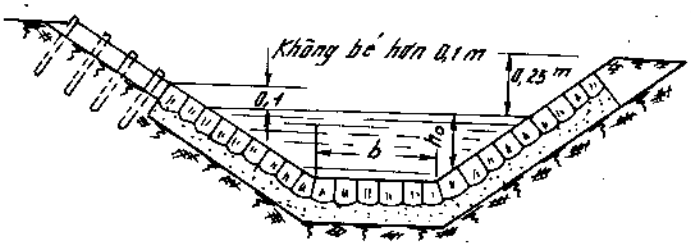
Hình 13 – 2. Lát cỏ nằm theo kẻ ô.



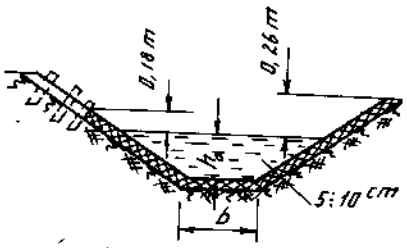
Hình 13 – 3. Lát cỏ chất thành tường.



Hình 13 – 4. Gia cố đáy rãnh bằng đá dăm, tường bằng lát cỏ.



Hình 13 – 5. Gia cố rãnh bằng đá lát.



Hình 13 – 6. Gia cố rãnh bằng đất trộn nhựa.

13.4. RÃNH DỌC (rãnh biên)

Những nguyên tắc chung yêu cầu khi thiết kế rãnh dọc đã trình bày trong 13.2. Ở đây chỉ đề cập tới những yêu cầu đặc biệt đối với rãnh dọc.

Rãnh dọc cần làm ở các đoạn nền đường đào, nửa đào nửa đắp, nền đường đắp thấp hơn quy định trong bảng 13 – 6. (Theo TCVN 4054–98, chiều cao này là 0,60m không phân biệt loại đất – cần xem xét lại).

Bảng 13 –6

CHIỀU CAO NỀN ĐẮP KHÔNG CẦN LÀM RÃNH DỌC

Loại đất	Chiều cao nền đường tính từ đáy rãnh (m)
Cát, cát mịn, đá rời	0,4
Á cát, cát có nhiều đất bột	0,6
Á sét, á sét nặng, sét	0,8
Á sét bột	0,9
Đá	0,25

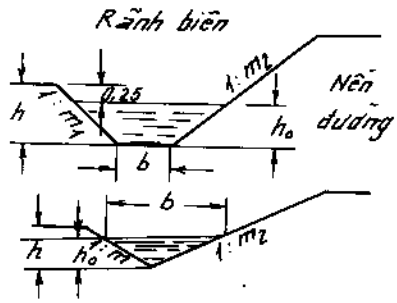
Rãnh dọc làm để thoát nước khi mưa từ mặt đường, lề đường, và diện tích hai bên dành cho đường. Rãnh dọc có tác dụng làm cho nền đường khô ráo do đó đảm bảo cường độ nền và mặt đường ổn định khi mưa.

Kích thước của rãnh dọc trong điều kiện bình thường được thiết kế theo *cấu tạo mà không yêu cầu tính toán thuỷ lực*. Chỉ trường hợp nếu rãnh dọc không những chỉ để thoát nước từ mặt đường và diện tích dải đất dành cho đường mà còn để thoát nước từ các diện tích lưu vực hai bên đường thì rãnh phải được tính toán theo công thức thuỷ lực (xem 13.2).

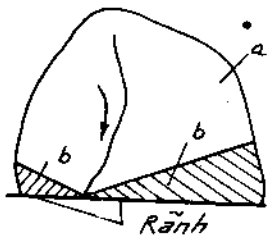
Kích thước của rãnh có thể là hình thang, hình tam giác, hình chữ nhật, hình tròn. Rãnh có tiết diện hình tam giác thường dùng ở những nơi có điều kiện thoát nước tốt và thi công bằng máy có thiết bị đào rãnh hình tam giác. Ở những nơi địa chất là đá thường dùng tiết diện hình vuông hay tam giác. Phổ biến sử dụng rãnh tiết diện hình thang có chiều rộng đáy lòng rãnh 0,4m, chiều sâu tính từ mặt đất thiên nhiên tối thiểu là 0,3m (từ mép nền đắp tới đáy rãnh là 0,7 ÷ 0,8m tối đa là 1 ÷ 1,2m). Taluy rãnh nền đường đào có dốc 1 : 1,5 còn một bên lấy theo taluy của nền đường ; đối với nền đắp là 1 : 1,5 ÷ 3 ; có thể dùng rãnh có tiết diện nửa hình tròn.

Ở những vùng cấu tạo địa chất là cát, sỏi, đá dăm nếu đảm bảo nước có thể thấm nhanh xuống đất thì có thể không làm rãnh.

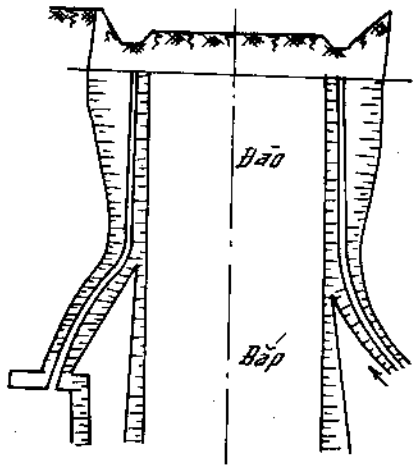
Để đảm bảo an toàn xe chạy, rãnh dọc không nên làm quá sâu đối với đất sét – 1,25m ; á sét – 1m ; á cát – 0,8m. Nếu sâu hơn quy định trên thì phải làm rãnh đỉnh để không cho nước từ sườn lưu vực chảy về rãnh dọc.



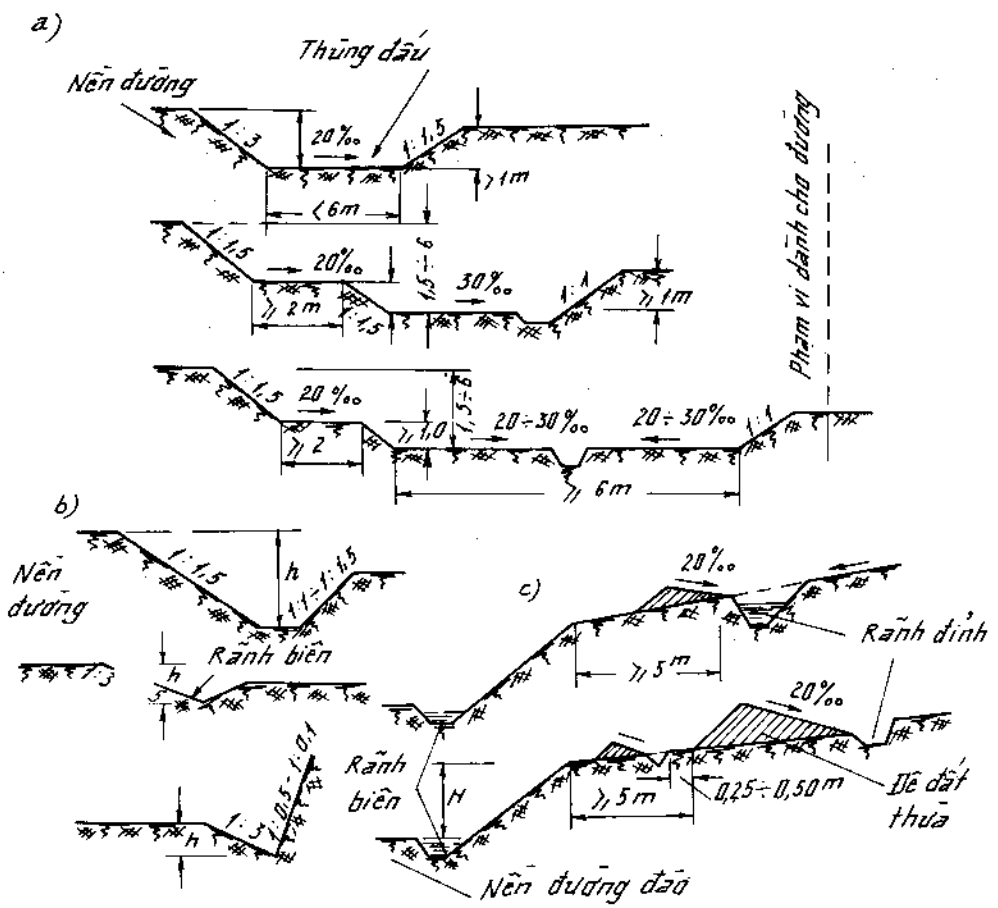
Hình 13 – 7. Tiết diện rãnh dọc.
a – hình thang ;
b – hình tam giác



Hình 13 – 8. Sơ đồ xác định lưu vực tụ nước về rãnh.



Hình 13 – 9. Thoát nước rãnh dọc từ nền đào ra nền đắp.



Hình 13 – 10. Các loại rãnh thoát nước.
a – thùng dấu ; b – rãnh biên ; c – rãnh đỉnh.

Khi quy hoạch hệ thống thoát nước mặt chú ý không để nước từ rãnh nền đường đắp chảy về nền đường đào, trừ trường hợp chiều dài nền đường đào ngắn hơn 100m, không cho nước chảy từ các rãnh khác (rãnh đỉnh, rãnh dẫn nước v.v...) chảy về rãnh dọc và phải luôn

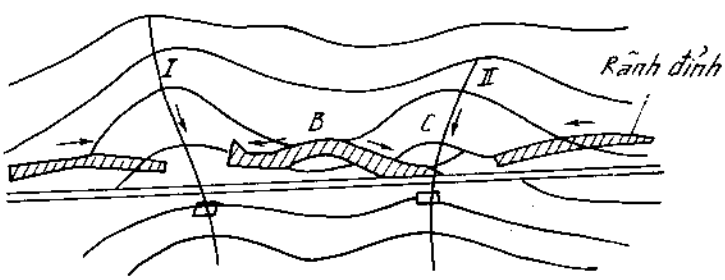
luôn tìm cách tháo nước từ rãnh dọc về chỗ trũng hay sông suối gần đường hoặc cho chảy qua đường nhờ các công trình thoát nước cầu, cống. Đối với rãnh tiết diện hình thang cứ 500m (tối đa) và hình tam giác – 250m phải tìm cách thoát nước rãnh qua đường nhờ *cống cấu tạo* có đường kính nhỏ nhất nếu không thể dẫn nước từ rãnh dọc về hai phía. Đối với các cống cấu tạo không yêu cầu tính toán thuỷ lực.

Đối với vùng canh tác nông nghiệp, đôi khi dùng rãnh dọc làm kênh tưới tiêu. Trong trường hợp này cần có biện pháp chống nền đường bị bào mòn và xói lở và phải tăng kích thước của rãnh.

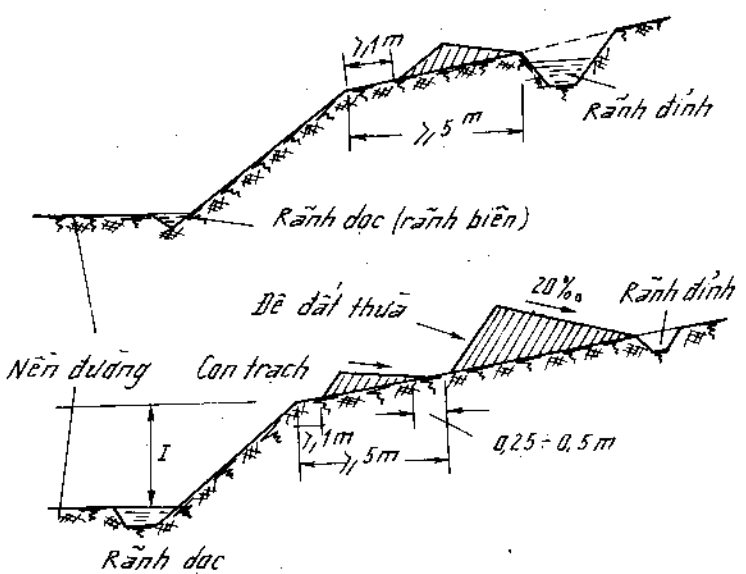
Hình 13 – 9 giới thiệu sơ đồ thoát nước rãnh dọc từ nền đường đào ra nền đường đắp. Rãnh dọc nền đường đào chạy song song với tim đường cho tới vị trí nền đường đắp có chiều cao nền đắp lớn hơn 0,5 thì bắt đầu tách xa dần khỏi nền đường cho tới khi chiều sâu lòng rãnh bằng không. Nơi nước đổ từ rãnh đường đào ra đường đắp phải cách xa nền đường đắp để đảm bảo an toàn cho đoạn đường đắp. Nếu bên cạnh nền đường đắp có thùng đấu thì rãnh dọc từ nền đào được hướng dẫn dần tới thùng đấu.

Diện tích lưu vực tụ nước về rãnh được xác định theo hình 13 – 8. Kí hiệu a để chỉ lưu vực chảy về suối và b để chỉ phần lưu vực chảy về rãnh.

13.5. RÃNH ĐỈNH



Hình 13 – 11. Sơ đồ bố trí rãnh đỉnh để tập trung nước từ sườn dốc.



Hình 13 – 12. Rãnh đỉnh trên nền đường đào.

Khi diện tích lưu vực sườn núi đổ về đường lớn, rãnh dọc không thoát hết thì phải bố trí rãnh đỉnh để đón nước từ sườn lưu vực chảy về phía đường và dẫn nước về công trình thoát nước, về suối hay chỗ trũng cạnh đường (hình 13 – 11). Khi thiết kế rãnh đỉnh cần nắm vững những nguyên tắc sau đây :

– Rãnh đỉnh thiết kế với tiết diện hình thang, chiều rộng đáy rãnh tối thiểu là 0,5m, bờ rãnh có taluy 1 : 1,5, chiều sâu rãnh xác định theo tính toán thuỷ lực, nhưng không nên sâu quá 1,5m.

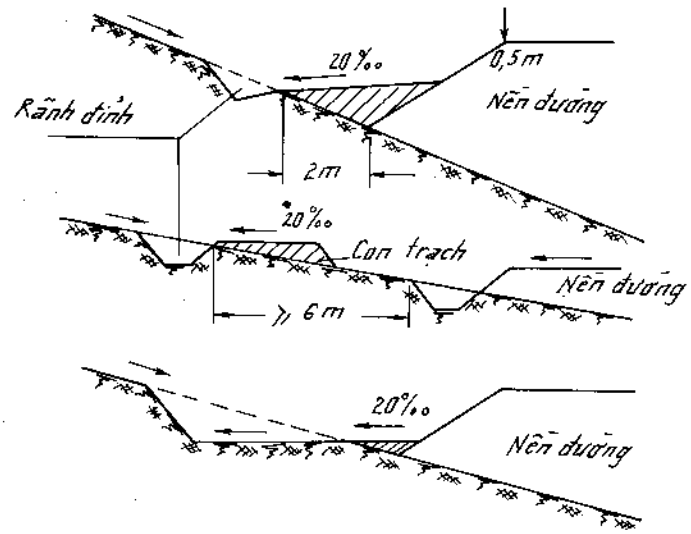
– Khi rãnh đỉnh có chiều dài đáng kể thì cần chia rãnh thành nhiều đoạn ngắn. Lưu lượng tính toán của mỗi đoạn lấy bằng lưu lượng nước chảy qua mặt cắt cuối cùng của đoạn, tức lưu lượng từ phần lưu vực chảy trực tiếp về đoạn rãnh tính toán cộng với tất cả các lưu lượng từ lưu vực ở các đoạn phía trên nó chảy về.

– Độ dốc của rãnh đỉnh thường chọn theo điều kiện địa chất (tốc độ nước chảy trong

rãnh không gây xói lòng rãnh) và phù hợp với điều kiện của địa hình vùng thiết kế. Để tránh ứ đọng bùn cát trên rãnh, độ dốc của rãnh không được nhỏ hơn 3 ÷ 5‰.

– Ở những nơi địa hình dốc, sườn núi lớn, địa chất xấu dễ sụt lở thì phải thiết kế hai hoặc nhiều rãnh đỉnh. Ngược lại nếu độ dốc ngang nhỏ và diện tích lưu vực chảy về rãnh dọc không lớn thì có thể không làm rãnh đỉnh, nhưng phải tăng kích thước rãnh dọc.

– Để tránh xói mòn và trượt mái dốc nền đường đào do đất bị ẩm ướt vì rãnh đỉnh có thể bị bùn rác làm tắc, làm nước không thể thoát nhanh, vị trí rãnh đỉnh phải cách mép taluy nền đường đào ít nhất là 5m và đất thừa do đào rãnh đỉnh được đắp sát bờ rãnh làm thành con trạch nhỏ (đê đất thừa hình 13 – 12). Bề mặt con trạch có độ dốc ngang 2% về phía rãnh ; chân của nó cách mép taluy nền đường ít nhất là 1m.



Hình 13 – 13. Rãnh đỉnh ở nền đường đắp.

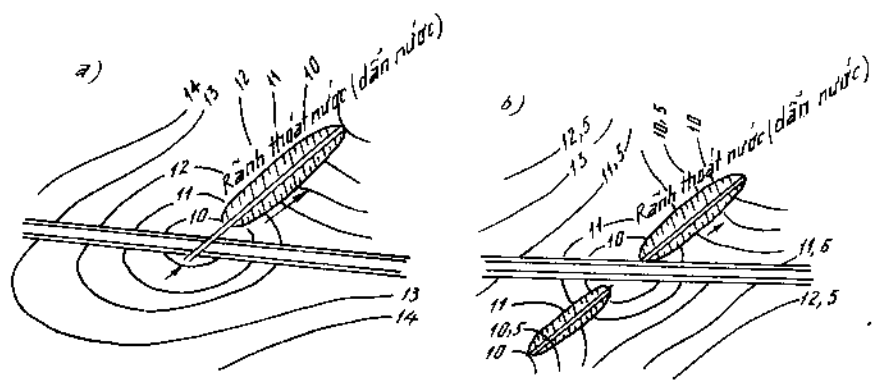
– Rãnh đỉnh cũng không nên bố trí cách xa nền đường quá vì như vậy sẽ hạn chế tác dụng của rãnh đỉnh.

– Đối với nền đường đắp làm ở những nơi có sườn dốc lớn thì tuỳ theo có thùng đấu hay không có thùng đấu, có rãnh dọc hay không có rãnh dọc mà thiết kế rãnh đỉnh theo một trong những trường hợp giới thiệu trong hình 13 – 13.

13.6. RÃNH TẬP TRUNG NƯỚC (rãnh dẫn nước)

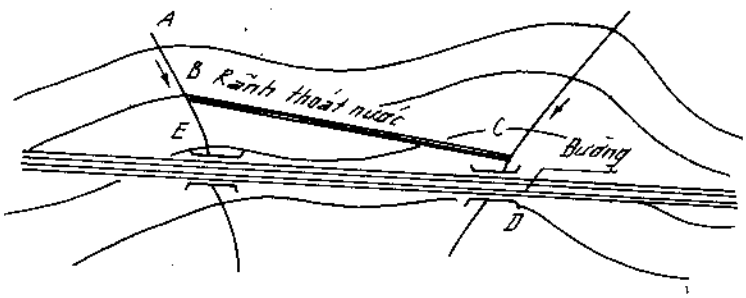
Rãnh tập trung nước dùng để dẫn nước từ suối nhỏ hoặc từ nơi trũng cục bộ về một công trình thoát nước gần đấy hoặc từ rãnh dọc, rãnh đỉnh về chỗ trũng hay về cầu cống.

Rãnh tập trung nước không nên thiết kế dài quá 500m để tránh nước đọng trong rãnh quá lâu. Đất đào từ rãnh được đắp thành một dải đất hay một con trạch, bề mặt có dốc ngang 20‰ về phía rãnh. Nếu rãnh tập trung nước bố trí dọc theo nền đường thì phải cách chân taluy nền đường ít nhất là 3 – 4m và giữa rãnh và nền đường có đê bảo vệ cao 0,50 – 0,60 m. Hình 13 – 14 giới thiệu sơ đồ thoát nước từ một chỗ trũng ra nơi trũng hơn hay ra suối gần đấy.

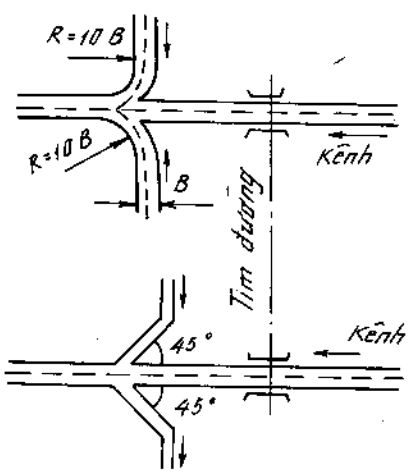


Hình 13 – 14. Sơ đồ thiết kế rãnh tập trung nước để dẫn nước từ nơi trũng của nền đường.
a – tại nơi trũng có cống ; b – tại nơi trũng không đặt cống.

Hướng của rãnh nên chọn càng thẳng càng tốt. Ở những đoạn vòng bán kính phụ thuộc vào kích thước của rãnh, nhưng không được nhỏ hơn 10 ÷ 12m. Tiết diện của rãnh được xác định theo yêu cầu của tính toán thuỷ lực, nhưng chiều sâu rãnh không nên nhỏ hơn 0,50m và đáy rãnh không hẹp quá 0,40m.



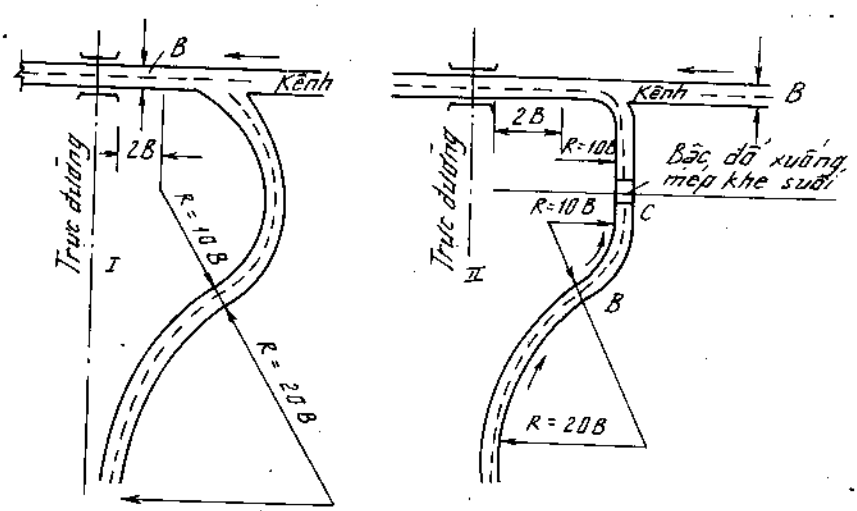
Hình 13 – 15. Rãnh tập trung dẫn nước từ một suối nhỏ về công trình nhân tạo trên suối lớn.



Hình 13 – 16. Nối rãnh với dòng nước ở hạ lưu công trình.

Hình 13 – 16 giới thiệu cách nối rãnh với dòng chảy về phía hạ lưu công trình cầu cống. Hình 13 – 17 giới thiệu trường hợp nối rãnh với dòng nước tại thượng lưu cầu cống khi không đủ chỗ để bố trí đường cong nối tiếp : đầu tiên cho rãnh ngoặt về phía xa nền đường bằng đường cong có bán kính bằng 20 lần chiều rộng đáy trên của rãnh (R = 20B) sao cho đủ để bố trí đường cong ngược chiều có bán kính 10B (R = 10B) để nối tiếp với thượng lưu cầu cống tại vị trí cách công trình một đoạn ít nhất là 2 lần chiều rộng của kênh suối chính.

Về quan điểm kinh tế và thi công nên thiết kế chiều sâu rãnh từ 0,80 ÷ 1,00m không nên sâu quá 1,50m.



Hình 13 – 17. Nối rãnh với dòng nước ở thượng lưu công trình.

13.7. THÙNG ĐẤU VÀ BỂ BỐC HƠI

Thùng đấu là chỗ đất đào theo hình dáng kích thước thích hợp để lấy đất đắp nền đường. Thùng đấu có thể bố trí ở hai hay một bên đường, nên gần nền đường đắp. Khi địa hình có dốc ngang thì thùng đấu đào ở sườn núi phía trên để vận chuyển đất cho thuận tiện. Chiều sâu và chiều rộng thùng đấu được xác định theo yêu cầu lấy đất đắp nền đường và yêu cầu thoát nước. Thùng đấu phải có dạng ngay ngắn và đảm bảo thoát nước tốt.

Khi chiều cao nền đường so với đáy thùng đấu nhỏ hơn 1,50m, taluy của bờ thùng đấu có thể thiết kế nối dài theo taluy của nền đường ; nếu cao hơn 1,50m thì giữa chân nền đường và mép thùng đấu phải để lại một dải đất có độ dốc 20‰ từ nền đường đổ ra thùng đấu.

Đáy thùng đấu nếu bé hơn 6m thì làm dốc một chiều theo hướng ra ngoài nền đường với độ dốc 20‰. Nếu chiều rộng đáy thùng đấu trên 6 m và độ dốc dọc nhỏ hơn 6‰ thì làm dốc 2 bên vào giữa và ở giữa có một rãnh nhỏ.

Thùng đấu phải có dốc dọc liên tục không nhỏ hơn 2‰ hướng về công trình thoát nước hay sông suối, hồ ao gần đấy nhất.

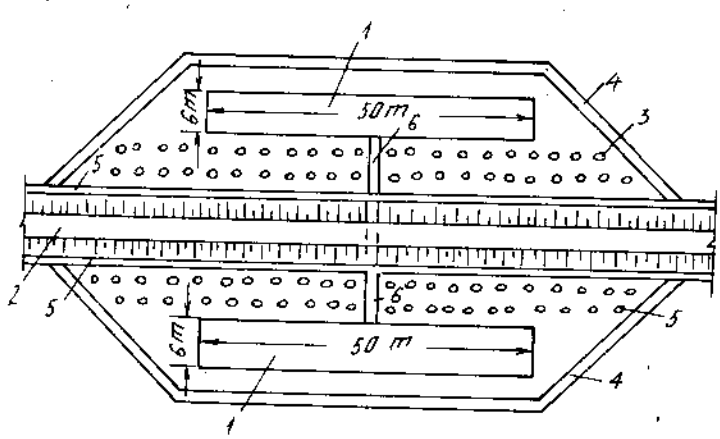
Ở địa hình sườn dốc, nếu thùng đấu đào ở phía núi thì đồng thời làm nhiệm vụ của rãnh đỉnh và đón nước từ sườn dốc đổ về. Trong trường hợp này không được để nước từ thùng đấu chảy về rãnh dọc. Đáy thùng đấu phải được san bằng có dốc ngang từ nền đường ra phía núi và dốc dọc không nhỏ hơn 3 ÷ 5‰ để nước chảy về suối, hồ ao gần nhất. Nếu thùng đấu cách xa sông suối thì cần đào rãnh dẫn nước từ thùng đấu về sông suối.

Ở những vùng địa hình bằng phẳng, không thể đảm bảo độ dốc dọc thoát nước tối thiểu thì phải đào các rãnh ngang để nước từ thùng đấu chảy ra chỗ trũng gần đấy.

Trong trường hợp đặc biệt, địa hình rất bằng phẳng, nước ở thùng đấu không thể thoát đi đâu được thì thiết kế nó như bể bốc hơi.

Trong mọi trường hợp, đáy và taluy bờ thùng đấu phải được san phẳng, cố gắng trồng cây và tạo các hố tụ nước, bể bốc hơi.

Bể bốc hơi trên đường được thiết kế ở những nơi nếu gần đường không có địa hình trũng và không có thể bố trí thùng đấu. Bể bốc hơi được bố trí cách nền đường khoảng từ 3 ÷ 10m và thông với rãnh dọc nhờ rãnh ngang (hình 13 – 18). Thể tích của bể bốc hơi thường vào khoảng 200 ÷ 300m^3, không sâu quá 2m. Đất đào bể bốc hơi được đắp thành một đê chắn, bao quanh không cho nước xung quanh chảy vào bể. Mực nước tính toán trong bể bốc hơi phải thấp cho mép nền đường một đoạn 0,60 ÷ 1,00m và thấp hơn cao độ của đáy rãnh dọc. Trong điều kiện có thể nên mở rộng diện tích bể bốc hơi, giảm chiều sâu để nước chóng bốc hơi.



Hình 13 – 18. Sơ đồ cấu tạo bể bốc hơi.
1 – bể bốc hơi ; 2 – đường ; 3 – cây trồng ;
4 – đê chắn nước ; 5 – rãnh biên ; 6 – rãnh ngang.

13.8. NẮN THẲNG LÒNG SÔNG

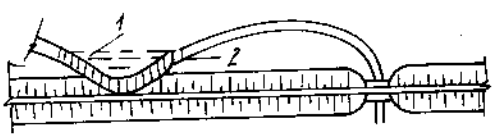
Mục đích của biện pháp nắn thẳng lòng sông trong đường ôtô là :

– Để đảm bảo cầu cống vuông góc với dòng nước ;

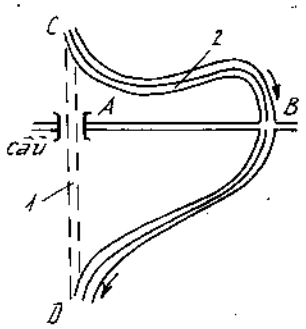
– Cải thiện điều kiện thi công công trình thoát nước vì tránh được việc thi công trong điều kiện có nước ;

– Cải thiện điều kiện làm việc của dòng chảy, khắc phục khả năng phá hoại, xâm thực của đoạn sông cong uy hiếp nền đường.

Phương pháp nắn thẳng lòng sông là thay đoạn sông cong bằng một đoạn sông thẳng nhân tạo (hình 13–19, 20).



Hình 13–19. Nắn thẳng sông để tránh xói nền.
1 – kênh đào ; 2 – suối



Hình 13–20. Nắn sông để đảm bảo cầu vuông góc với hướng nước chảy và để tránh thi công cầu cống dưới nước.

Khi thiết kế nắn thẳng lòng sông cần chú ý bảo đảm các yêu cầu sau :

– Đáy sông ở hai đầu đoạn sông đào phải được nối tiếp dần dần với điểm sâu nhất của lòng sông thiên nhiên. Chiều rộng của đoạn sông đào thường thiết kế hẹp hơn chiều rộng sông thiên nhiên. Chiều rộng sông thay đổi từ từ trong đoạn chuyển tiếp. Chiều dài đoạn này lấy bằng hai lần khẩu độ cầu cống.

Khả năng thoát nước của đoạn sông đào cho phép thiết kế nhỏ hơn lưu lượng tính toán chảy trên sông thiên nhiên, nhưng không được nhỏ hơn 80% lưu lượng sông thiên nhiên. Kích thước đoạn sông đào được xác định dựa trên tính toán thuỷ lực :

$$Q = 0{,}80Q_{max} = \omega V \qquad (13–16)$$

trong đó : Q – lưu lượng tính toán sông đào, m^3/s;

Q_{max} – lưu lượng tính toán theo tần suất thiết kế của sông thiên nhiên ;

ω – tiết diện dòng chảy đoạn sông đào, m^2 ;

V – tốc độ nước chảy trong kênh, m/s.

Taluy sông đào thiết kế 1 : 1

$$\omega = h_o(B + h_o) \qquad (13–17)$$

trong đó : h_o – chiều sâu nước chảy trong sông đào ;

B – chiều rộng đáy sông.

Tốc độ nước chảy được xác định theo công thức Sêdi

$$V = \frac{1}{n} h_o^{2/3} i^{1/2} \qquad (13–18)$$

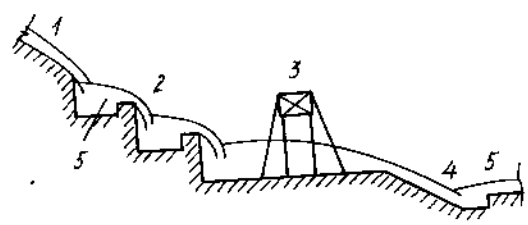
trong đó : n – hệ số nhám lòng sông, đối với đất lấy bằng 0,025 ;
i – độ dốc lòng sông.

Độ dốc lòng sông đào lấy lớn hơn độ dốc sông thiên nhiên một ít.

Đoạn sông nhân tạo nên chọn như hình 13–20, không được làm ở giữa đoạn sông cong.

13.9. DỐC NƯỚC VÀ BẬC NƯỚC

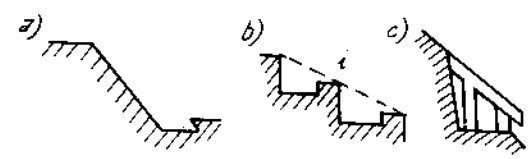
Ở những sườn dốc có độ dốc lớn để đảm bảo cầu cống và nền đường không bị xói lở do dòng nước người ta làm dốc nước, bậc nước có giếng tiêu năng, máng nước kiểu công xôn v.v... (hình 13–21, 13–22). Chọn công trình thoát nước loại nào được giải quyết trên cơ sở so sánh các phương án phụ thuộc vào điều kiện cụ thể.



Hình 13–21. Sơ đồ dốc nước tại cầu nhỏ.
1 – đầu vào ; 2 – bậc nước có giếng tiêu năng ;
3 – cầu ; 4 – dốc nước ; 5 – giếng tiêu năng ; 6 – bậc

Dốc nước (hình 13–22a) dùng đối với mọi độ dốc, nhưng tốc độ nước chảy trên dốc nước tại nơi tiếp giáp với cầu cống thường tăng đáng kể vì vậy cần thiết nghiên cứu xây dựng các công trình tiêu năng, còn bản thân dốc nước phải được làm các vật liệu tương ứng với tốc độ nước chảy.

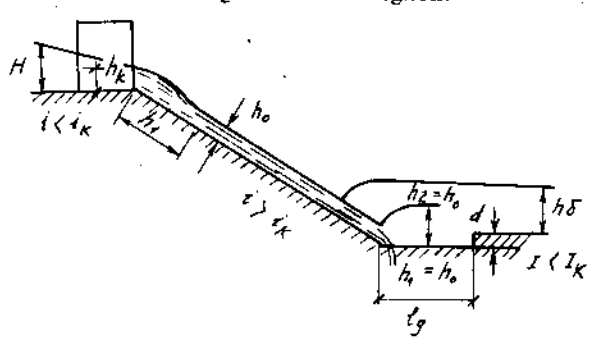
Bậc nước thường xử dụng khi kênh máng rất dốc. Trong thực tế không sử dụng bậc nước không có giếng tiêu năng vì tốc độ nước chảy rất lớn.



Hình 13–22. Các loại công trình thoát nước trên sườn núi dốc.
a – dốc nước ; b – bậc nước ;
c – máng nước kiểu công xôn.

Máng nước kiểu công xôn (hình 13–22c) dùng để thoát nước qua đường theo kiểu cầu máng. Máng nước chỉ sử dụng khi không thể làm công trình thoát nước dưới đường.

13.9.1. Dốc nước : Dốc nước là rãnh, kênh có độ dốc lớn hơn độ dốc phân giới ($i > i_k$). Mặt cắt ngang dốc nước thường dùng có dạng hình chữ nhật. Đáy và tường dốc nước làm bằng bêtông, bêtông cốt thép, đá, gạch xây, gỗ v.v... Để giảm tốc độ nước chảy ở cuối dốc nước thường làm tường tiêu năng hay giếng tiêu năng.



Hình 13–23. Sơ đồ tính dốc nước có giếng tiêu năng.

Nội dung tính toán dốc nước là dựa vào lưu lượng nước chảy xác định chiều rộng, chiều dài dốc nước, giếng tiêu năng và chọn cấu tạo của nó.

Trình tự tính toán như sau :

a) Xác định chiều rộng của dốc nước :

$$b = \frac{Qi^{3/4}}{n_a^{3/2}.v_o^{5/2}} \qquad (13–19)$$

trong đó : n_a – hệ số nhám của dốc nước có xét hiện tượng lẫn khí ;

$$n_a = n.a \qquad (13–20)$$

n – hệ số nhám, lấy theo vật liệu làm dốc nước, lấy theo bảng 13–3.

a – hệ số lẫn khí (bảng 13–7) ;

i – độ dốc của dốc nước ;

v_o – tốc độ cho phép không xói của vật liệu làm dốc nước.

Bảng 13–7

HỆ SỐ LẪN KHÍ a

Độ dốc của dốc nước	0,1 – 0,2	0,2 – 0,4	> 0,4
a	1,33	1,33 – 2,00	2,00 – 3,33

Công thức (13–19) được xây dựng trên cơ sở của công thức Sêdi–Maninh với giả thiết bán kính thuỷ lực không khác nhiều so với chiều sâu nước chảy :

$$R = h_o$$

$$b = \frac{Q}{\frac{1}{n_a}.h_o^{5/3}.i^{1/2}} = \frac{Q.i^{3/4}}{n_a^{3/2}.\frac{1}{n_a^{5/2}}.h_o^{5/3}.i^{5/4}}$$

Thay giá trị biểu thức $\frac{1}{n_a^{5/2}}.h^{5/3}.i^{5/4} = v_o^{5/2}$ vào công thức trên ta có công thức tính chiều rộng dốc nước nếu đã biết tốc độ cho phép của vật liệu làm dốc nước.

$$b = \frac{Qi^{3/4}}{n_a^{3/2}.v_o^{5/2}} \qquad (13–21)$$

b) Xác định chiều sâu nước chảy ở cuối dốc nước

$$h_o = \frac{Q}{b.v_o} \qquad (13–22)$$

c) Xác định chiều sâu nước chảy ở đầu dốc nước có $i < i_K$. Chiều sâu nước chảy tại đây lấy bằng chiều sâu phân giới h_K (hình 13–23).

Từ điều kiện chảy phân giới (dòng chảy có năng lượng nhỏ nhất) đối với tiết diện máng hình chữ nhật ta có :

$$\frac{\omega_k^3}{b_k} = \frac{\alpha Q^2}{g} \qquad (13–23)$$

trong đó : b_K, ω_K – chiều rộng và tiết diện dòng chảy ứng với chiều sâu h_K ; $b_K = b$.

α – hệ số Koriolis, lấy bằng 1 ứng với tiết diện hình chữ nhật của dốc nước

Thay $\omega_K = b.h_K$ vào công thức (13–23), sau khi biến đổi ta có :

$$h_K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} = 0,47\left(\frac{Q}{b}\right)^{2/3} \qquad (13–24)$$

Chiều sâu nước chảy của suối sau dốc nước h_δ được xác định dựa vào công thức Sêdi–Maninh nếu biết lưu lượng thiết kế, mặt cắt ngang lòng suối ; độ dốc, hệ số nhám dòng chảy ở hạ lưu dốc nước.

d) Xác định điều kiện ngập ở hạ lưu dốc nước, nơi bắt đầu nối với suối dốc bé hơn độ dốc phân giới. Cần tính chiều sâu liên hợp sau bước nhảy lực theo công thức :

$$h_2 = h_o'' = v_o\sqrt{\frac{2h_o}{g}} = 0,45v_o.h_o^{1/2} \qquad (13\text{–}25)$$

trong đó : h_o – chiều sâu nước chảy trong dốc nước.

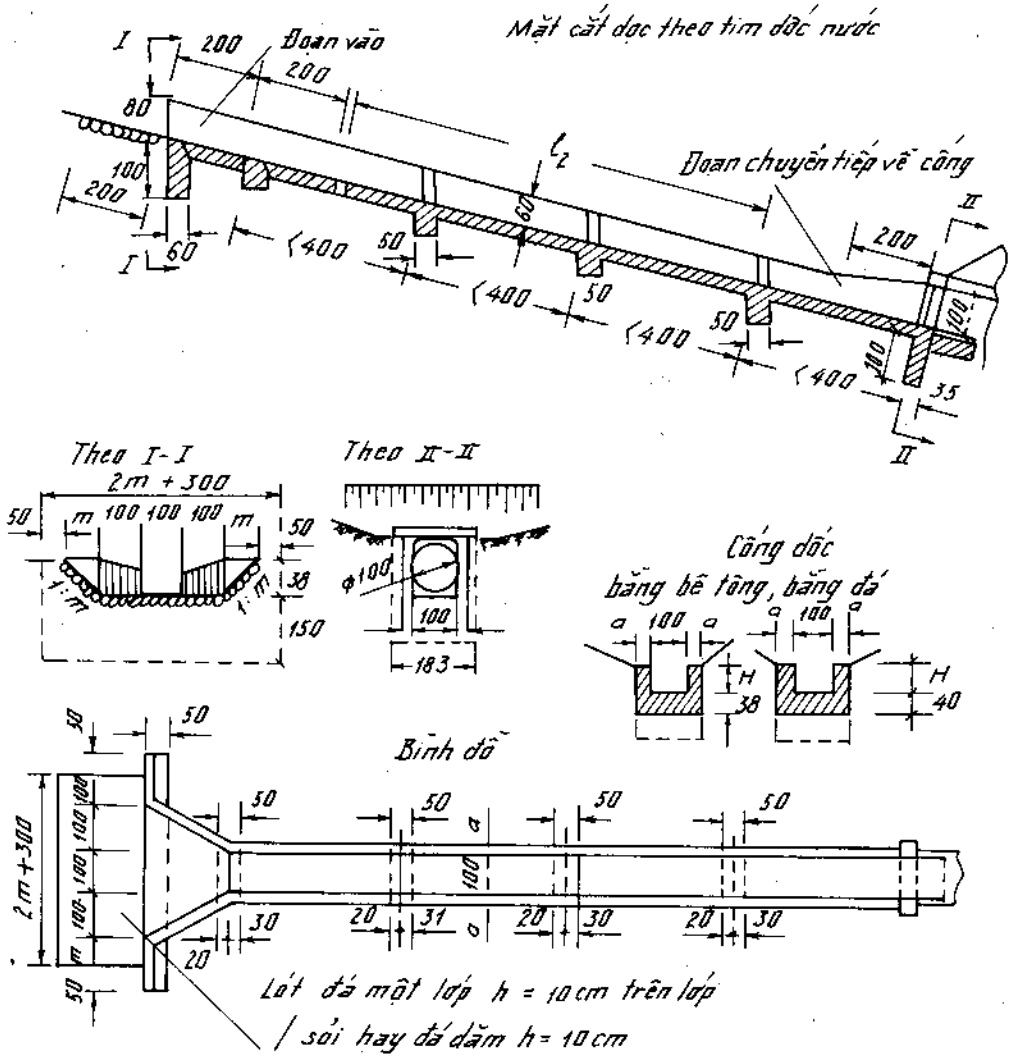
Nếu chiều sâu nước chảy của suối sau dốc nước $h_\delta > 1,1h''$ thì có hiện tượng chảy ngập và tốc độ sau dốc nước xác định theo h_δ.

Nếu $h_\delta < 1,1h_o''$ thì sau dốc nước phải làm giếng tiêu năng để giảm tốc độ chảy. Chiều sâu của giếng tiêu năng tính theo công thức (hình 13–23) để đảm bảo chảy ngập :

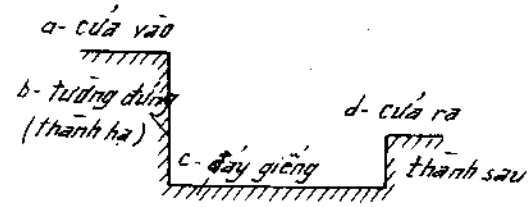
$$d = 1,1h_o'' - h_\delta \qquad (13\text{–}26)$$

Chiều dài của giếng tiêu năng tính từ cuối dốc nước tới thành biên cuối tính theo công thức :

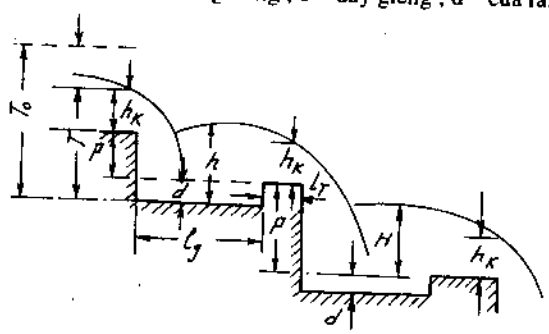
$$l_g = 3(h_o'' - h_o) \qquad (13\text{–}27)$$



Hình 13–24. Cấu tạo dốc nước có độ dốc không đổi.



Hình 13–25. Các yếu tố của bậc nước một bậc
a – cửa vào ; b – tường đứng ; c – đáy giếng ; d – cửa ra.



Hình 13–26. Sơ đồ tính bậc nước có giếng tiêu năng.

Dựa vào tốc độ tính toán để chọn vật liệu làm dốc nước.

13.9.2. Bậc nước : Bậc nước có giếng tiêu năng thường dùng khi rãnh, kênh rất dốc. Bậc nước thường có tiết diện hình chữ nhật, làm bằng bêtông, bêtông cốt thép, xây đá v.v... Bậc nước có giếng tiêu năng gồm các yếu tố : cửa vào, tường đứng, (thành hạ), đáy giếng, cửa ra dạng bậc (đối với bậc nước một bậc) hay tường tiêu năng (đối với trường hợp nhiều bậc nước).

Sơ đồ tính toán thuỷ lực bậc nước có nhiều bậc giới thiệu trên (hình 13–26).

Nội dung việc tính toán bậc nước bao gồm việc xác định kích thước bậc nước theo trị số lưu lượng nước chảy và địa hình (số bậc nước, chiều rộng và chiều dài bậc nước, chiều sâu giếng tiêu năng) và chọn cấu tạo.

Trình tự tính toán bậc nước như sau (hình 13–26).

a) Chọn chiều rộng bậc nước : thường lấy bằng khẩu độ công trình thoát nước (cống) hoặc lấy theo tiêu chuẩn lưu lượng 0,5 – 1,0 m^3/s cho một mét chiều rộng bậc nước.

b) Định số bậc nước và xác định chiều cao nước đổ xuống P bằng cách chia chiều cao nước đổ toàn bộ trong đoạn thiết kế bậc nước cho số bậc nước đã giả thiết sơ bộ ở trên.

c) Xác định chiều sâu nước chảy tại cửa vào bậc nước. Chiều sâu này bằng h_k, tính theo công thức (13–24).

d) Xác định chiều sâu sau bước nhảy thuỷ lực h_c'' :

$$h_c'' = \varepsilon_c''.h_k \qquad (13–28)$$

Trị số ε_c'' xác định theo đồ thị hình 13–27 nếu biết năng lượng tương đối ε_{T_o} :

$$\varepsilon_{T_o} = \frac{T_o}{h_k} = 1,5\frac{P + d}{h_k} \qquad (13–29)$$

trong đó : T_o – năng lượng mặt cắt tại cửa vào ;

P – chiều cao bậc nước ;

d – chiều sâu giếng tiêu năng, trong tính toán được giả định trước.

Trình tự dùng đồ thị hình 13–27 được chỉ bằng mũi tên chỉ hướng.

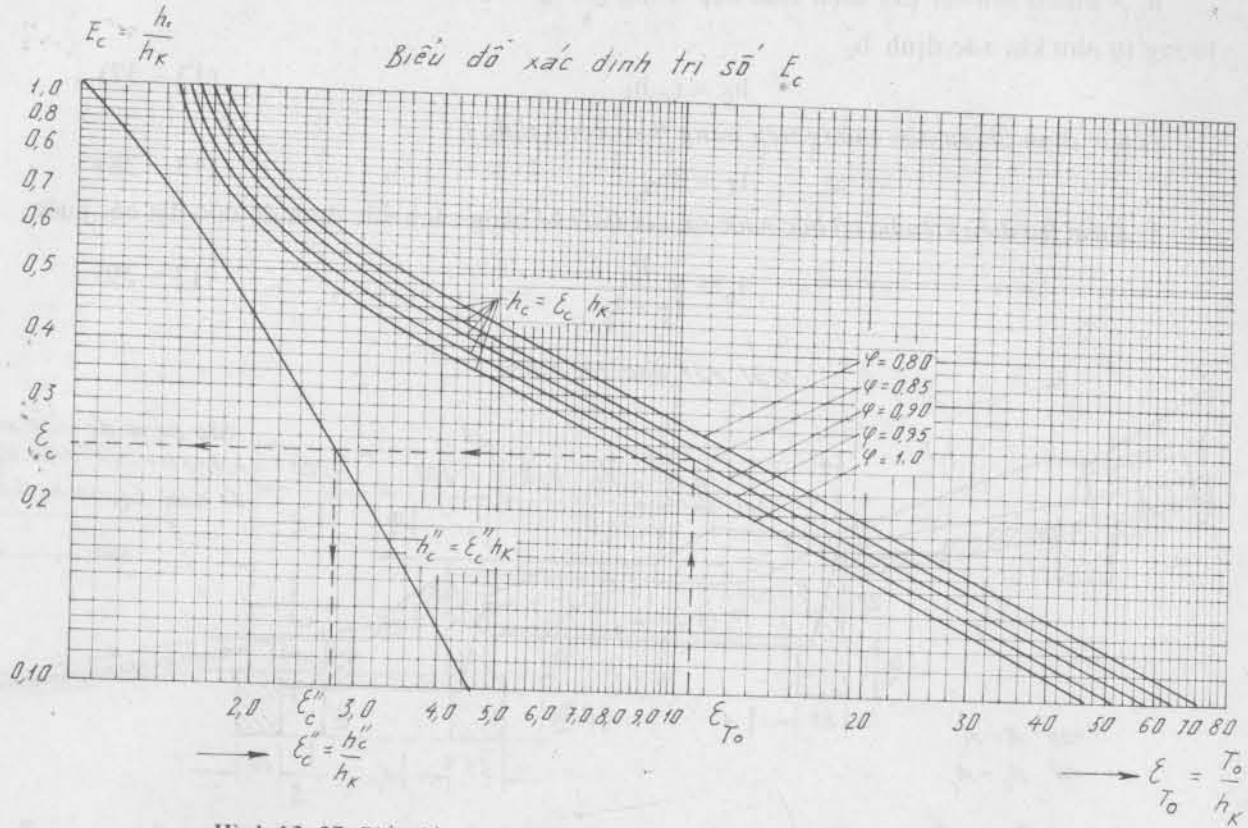
e) Xác định chiều sâu nước trước tường tiêu năng

$$h = H + d = 1,7h_k + d \qquad (13–30)$$

g) Kiểm tra điều kiện nước chảy ngập :

$$h \geq 1,1h_c'' \qquad (13–31)$$

Nếu điều kiện này không được thỏa mãn thì phải giả định lại d và lập lại tính toán cho tới khi thỏa mãn.



Hình 13–27. Biểu đồ xác định chiều sâu nước chảy tại mặt cắt thu hẹp h_c
và chiều sâu sau bước nhảy thuỷ lực h_c''
ψ – hệ số vận tốc nước chảy.

h) Sau khi xác định chiều sâu của giếng d xác định chiều dài tối thiểu cho phép của giếng :

$$l_g = l_1 + l_2 \qquad (13–32)$$

trong đó : l_1 – độ xa của dòng nước đổ xuống đáy :

$$l_1 = v_K \sqrt{\frac{2y}{g}} \qquad (13–33)$$

v_k – tốc độ nước chảy tại cửa vào ;

g – gia tốc rơi tự do ;

y – chiều cao nước đổ của dòng chảy

$$y = P + d + \frac{h_k}{2} \qquad (13–34)$$

l_2 – chiều dài bước nhảy thuỷ lực :

$$l_2 = 3(h_c'' - h_c) \qquad (13–35)$$

Ở đây v_k tính theo công thức

$$v_k = \frac{Q}{b.h_k} \qquad (13–36)$$

h_c – chiều sâu tại tiết diện thắt hẹp trong giếng được xác định theo đồ thị hình 13–27 tương tự như khi xác định h_c''

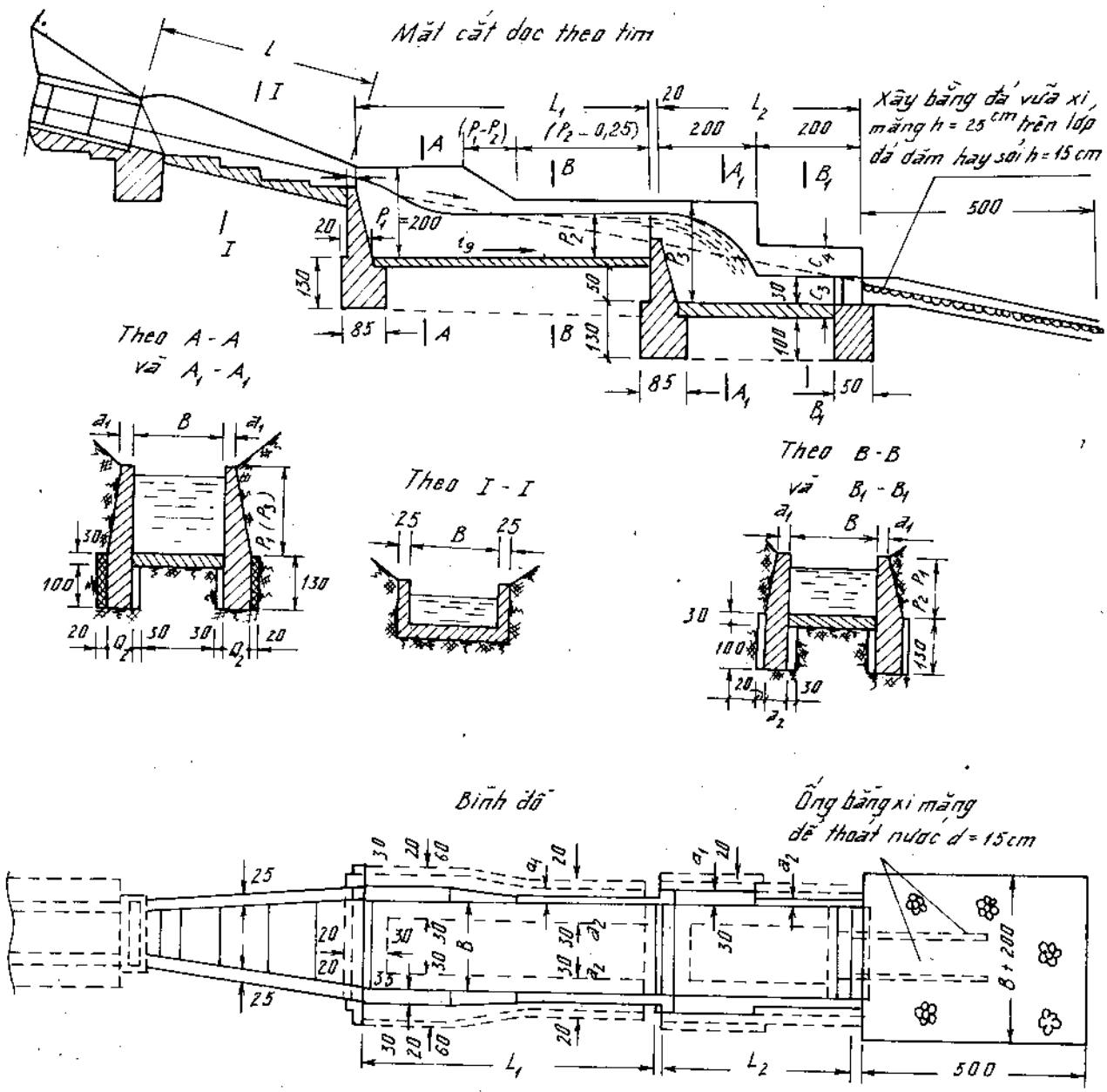
$$h_c = \varepsilon_c . h_k \qquad (13 - 37)$$

i) Xác định chiều dày tường tiêu năng theo công thức :

$$l_T = 3h_k \qquad (13 - 38)$$

k) Kiểm tra điều kiện bố trí bậc nước tại nơi thiết kế bằng cách xác định độ dốc đặt bậc nước

$$i_b = \frac{P}{l_T + l_g} \qquad (13 - 39)$$



Hình 13–28. Cấu tạo bậc nước bằng bêtông sâu 1 – 2m.

Độ dốc i_b không được nhỏ hơn độ dốc địa hình nơi làm bậc nước, độ dốc i_b nhỏ hơn thì giả thiết lại số bậc, xác định lại kích thước của bậc nước. Nếu lớn hơn thì tăng chiều dài các bậc, như vậy cải thiện điều kiện ngập của dòng chảy và xem như các bước tính toán trên là thỏa mãn. Chiều dài của giếng l'_g có thể xác định theo độ dốc địa hình bởi công thức

$$l'_g = \frac{P}{i} - l_T > l_g \qquad (13–40)$$

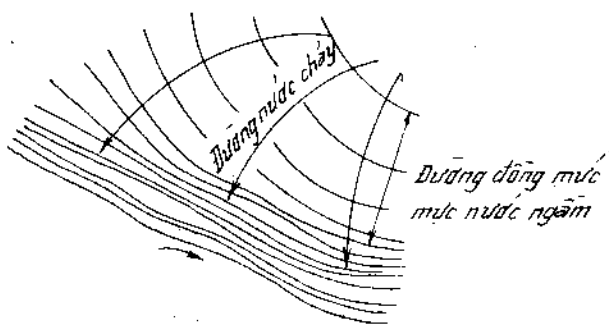
i – độ dốc sườn dốc địa hình nơi làm bậc nước

13.10. THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH THOÁT NƯỚC NGẦM

13.10.1. Nước ngầm và các công thức tính toán cơ bản

Nước ngầm là phần nước nằm dưới đất và dưới tác dụng của trọng lực chảy theo dốc của các lớp đất không thấm nước.

Lớp địa chất có chứa nước ngầm gọi là lớp chứa nước ngầm. Lớp này được giới hạn về phía trên bởi mặt nước ngầm và về phía dưới bởi lớp đất, đá không thấm nước. Để xác định vị trí mặt nước ngầm người ta khoan hoặc đào các hố địa chất. Trên bản đồ vùng nước ngầm, dựa vào các tài liệu khoan và đào địa chất xác định cao độ mực nước ngầm và vẽ các đường đồng mức mực nước ngầm tương tự như khi vẽ các đường đồng mức trong các bản đồ địa hình (hình 13–29). Nước ngầm chảy theo hướng vuông góc với đường đồng mức cao độ mức nước ngầm.



Hình 13 – 29. Bản đồ mực nước ngầm.

Vị trí và dạng nước ngầm, hướng dòng chảy, tốc độ, lưu lượng nước ngầm là những yếu tố cần thiết để thiết kế các công trình. Những yếu tố này có thể xác định bằng cách khảo sát tại thực địa hoặc nhờ bản đồ có đường đồng mức mực nước ngầm. Độ dốc thuỷ lực dòng nước ngầm bằng hiệu số cao độ của hai điểm nằm trên hai đường đồng mức chia cho khoảng cách giữa chúng. Biết độ dốc I của dòng nước ngầm, loại đất chứa nước ngầm có thể xác định tốc độ dòng nước theo công thức Đacxi.

Đối với vật liệu hạt nhỏ

$$v = KI \qquad (13–41)$$

trong đó : K – hệ số thẩm thấu (hệ số lọc nước), xác định theo thực nghiệm phụ thuộc vào loại đất hoặc theo bảng 13–8.

Đối với vật liệu rỗng có kích thước hạt lớn (đá dăm, sỏi, đá...) dòng nước chảy theo định luật dòng chảy rối

$$v = KI^{1/m} \qquad (13–42)$$

trong đó : m – hệ số, bằng 2 khi chảy rối qua vật liệu hạt lớn, bằng 1 khi chảy tầng (qua vật liệu hạt nhỏ).

Khi tính toán rãnh ngầm lưu lượng nước thấm qua một mét dài tường rãnh có thể xác định theo công thức :

$$q = KhI^{1/m} \qquad (13\text{–}43)$$

trong đó : h – chiều cao nước ngầm thấm qua tường ; m = 1.

Bảng 13–8

loại đất	K (m/s)	tgα (%)	loại đất	K (m/s)	tgα (%)
Cuội đất	10^{-1}	–	Cát bụi	$10^{-1} - 10^{-3}$	10 – 25
Sỏi	$10^{-2} - 10^{-1}$	–	Bùn	$10^{-1} - 10^{-3}$	10 – 70
Cát hạt lớn và hạt nhỏ	10^{-2}	1,5 – 3	Phù sa	$10^{-3} - 10^{-2}$	–
			Á cát	$10^{-5} - 10^{-4}$	10 – 25
Cát hạt nhỏ	$10^{-3} - 10^{-2}$	3 – 10	Á sét	$10^{-7} - 10^{-5}$	25 – 50
			Sét	10^{-7}	50 – 80

Để tìm phương trình của đường thấm và xác lập quan hệ giữa mực nước ngầm với vị trí và chiều sâu của rãnh ngầm ta viết phương trình Becnuli cho mặt cắt 1 và 2 của dòng nước ngầm với lấy trục x chạy qua đáy rãnh (h 13–30) :

$$h_1 + \frac{P_a}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{P_a}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_w$$

trong đó : P_a – áp lực không khí ; γ – tỉ trọng của nước ;

v_1, v_2 – tốc độ nước chảy tại mặt cắt 1 và 2 ;

h_1, h_2 – chiều sâu dòng chảy ngầm tính từ đáy rãnh ;

h_w – tổn thất năng lượng do ma sát khi nước chảy từ x_1 đến x_2.

Tốc độ nước chảy của dòng chảy ngầm là do thẩm thấu nên có thể xem, $v_1 \approx v_2$ và phương trình trên có dạng đơn giản :

$$h_1 - h_2 = h_w \qquad (13\text{–}44)$$

Thay giá trị h_w qua độ dốc thuỷ lực $h_w = I.dx$ và độ dốc I từ công thức Đacxi $I = \frac{V}{K} = \frac{q}{Kh}$ vào phương trình (13–44) ta có :

$$-h.dh = \frac{q}{K}.dx \qquad (13\text{–}45)$$

Giải phương trình trên :

$$-\frac{h^2}{2} = \frac{q}{K}x + c \qquad (13\text{–}46)$$

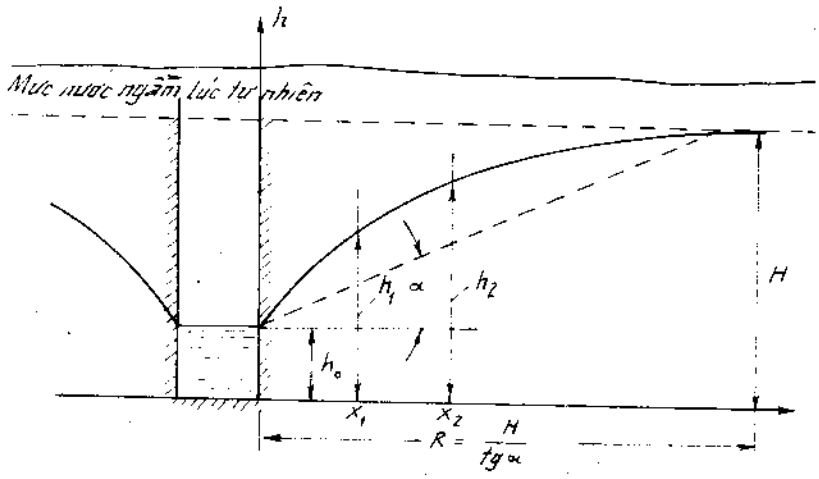
cho x = 0 ta xác định được $c = -\frac{h_o^2}{2}$; h_o – chiều sâu nước chảy tại rãnh (hình 13–30).

Thay giá trị của c vào (13–46) :

$$h^2 - h_o^2 = \frac{2q}{K}x \qquad (13\text{–}47)$$

Trị số h_o thường nhỏ so với h rất nhiều vì vậy trong tính toán thực tế có thể xem $h_o \approx 0$ và phương trình đường cong thấm nước phụ thuộc vào vị trí và chiều sâu rãnh có dạng

$$h^2 = \frac{2q}{K}x \qquad (13\text{–}48)$$



Hình 13–30. Sơ đồ tính toán thuỷ lực rãnh ngầm.

Mỗi rãnh ngầm có tác dụng làm khô một khoảng không gian có chiều rộng giới hạn tính từ rãnh là R và gọi là bán kính hoạt động của rãnh (h. 13–30).

$$R = H/tg\alpha \qquad (13–49)$$

trong đó : H – chiều cao mực nước ngầm lúc tự nhiên tới đáy rãnh ;

α – góc của đường thấm phụ thuộc vào tính chất của lớp đất chứa nước ngầm ; trị số $tg\alpha$ có thể lấy theo bảng 13–8.

R – bán kính hoạt động của rãnh.

Hiệu quả của rãnh ngầm hạ mực nước ngầm được xác định theo sơ đồ hình 13–37.

Gọi l là khoảng cách từ tim rãnh tới cao độ mực nước ngầm sau khi làm rãnh ngầm, ΔS – khoảng cách từ mặt đất tới mực nước ngầm trong điều kiện tự nhiên (chưa có rãnh ngầm), h và H chiều sâu rãnh ngầm tính từ mặt đất và tính từ mực nước ngầm lúc tự nhiên, theo công thức (13–48) ta có :

$$(H - S)^2 = \frac{2q}{K}.l \qquad (13–50)$$

trong đó : l – khoảng cách từ rãnh tới vị trí có yêu cầu hạ mực nước ngầm một trị số S. Trên hình 13–37 cho thấy $l = l_r/2$; l_r – khoảng cách giữa 2 rãnh ngầm. Từ (13–50) ta có :

$$l_r = 2l = \frac{K(H - S)^2}{q} \qquad (13–51)$$

Trong công thức (13–51) hệ số K có thể xác định theo bảng 13–8, còn trị số lưu lượng nước ngầm chảy từ một mét dài tường rãnh có thể xác định như sau :

Dựa vào công thức 13–48. Khi x = R thì h = H và ta có :

$$2q = \frac{KH^2}{R} \qquad (13–52)$$

trong đó : $R = \frac{H}{tg\alpha}$

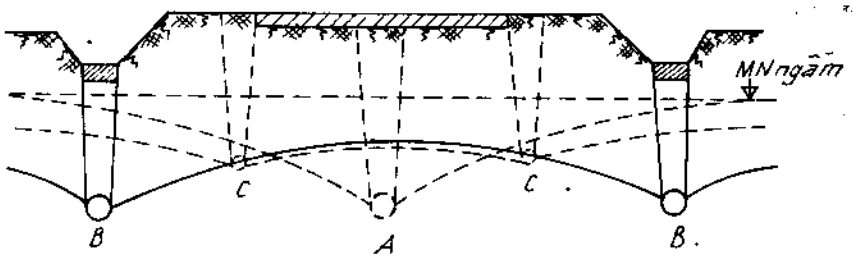
Trị số $tg\alpha$ xác định theo bảng 13–8 phụ thuộc vào vật liệu

Phương trình 13–48 và 13–50 cho phép giải những bài toán thường gặp trong thực tế.

13.10.2. Rãnh ngầm, tác dụng và phân loại

Tác dụng của rãnh ngầm là cắt và hạ mực nước ngầm. Tuỳ theo vị trí và tác dụng của rãnh ngầm có thể phân loại chúng như sau :

a) Rãnh ngầm làm dưới đáy rãnh dọc hay dưới nền đường để hạ mực nước ngầm dưới phần xe chạy (h.13–31).



Hình 13–31. Các phương án bố trí rãnh ngầm trên đường ôtô.

Trên hình 13–31 nhận thấy phương án bố trí rãnh ngầm dưới tim đường có tác dụng là hạ mực nước ngầm nhiều nhất rồi đến phương án đặt rãnh ngầm dưới lề đường và cuối cùng đến phương án đặt dưới rãnh dọc. Tuy nhiên theo tổng kết kinh nghiệm phương án sau cùng được đánh giá là hợp lí nhất vì thuận tiện cho việc sửa chữa ; phương án đặt rãnh ngầm dưới phần xe chạy khi sửa chữa phải đào áo đường, làm gián đoạn giao thông. Ngoài ra đất nền đắp trên rãnh ngầm thường không được đầm nén cẩn thận nên sinh lún không đều làm mặt đường gồ ghề hoặc nứt rạn.

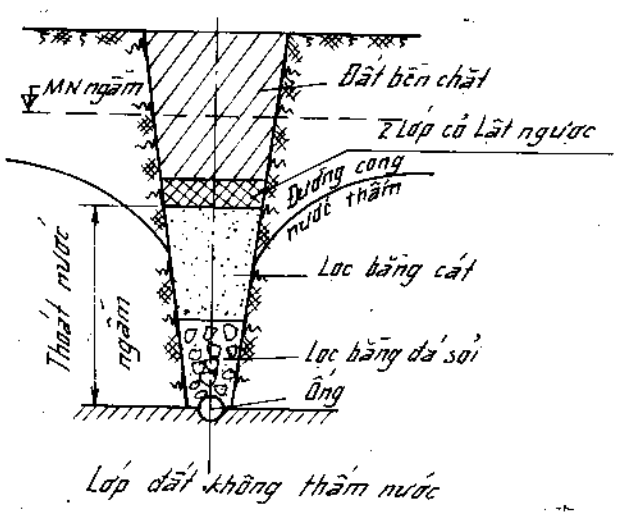
b) Rãnh ngầm đặt trong taluy đường đào để làm cho taluy khô ráo và ngăn chặn không cho nước ngầm từ mái dốc đường đào đổ ra mặt đường.

c) Rãnh ngầm đặt sau tường chắn đất, sau tường cửa hầm, mố cầu.

d) Rãnh ngầm thoát nước dưới các lớp áo đường (rãnh xương cá).

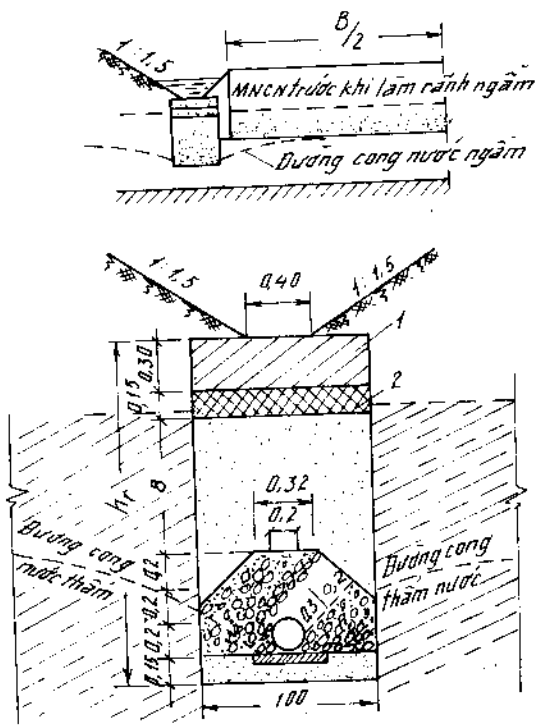
13.10.3. Cấu tạo của rãnh thoát nước ngầm

Rãnh thoát nước ngầm có thể cấu tạo theo kiểu hở và kiểu kín. Rãnh loại hở chỉ dùng khi mực nước ngầm cao. Khi mực nước ngầm nằm sâu, nếu dùng loại rãnh hở để hạ thấp mực nước ngầm thì rãnh phải làm rất sâu, vì vậy thường dùng dạng kín. Sơ đồ cấu tạo rãnh ngầm kiểu này được giới thiệu ở hình 13 – 32 : phía trên cùng của rãnh đắp bằng loại đất không thấm nước để giữ không cho nước mặt ngấm xuống rãnh ; sau đó là 2 lớp cỏ lật ngược để giữ không cho đất rơi xuống tầng lọc nước. Dưới lớp cỏ là lớp cát và sau đó là lớp đá dăm hay sỏi, cuội. Dưới cùng để tăng khả năng thoát nước của rãnh thường có một ống thoát nước. Cách bố trí cấu tạo các lớp vật liệu theo thứ tự kích thước hạt vật liệu tăng dần theo chiều sâu có mục đích, thứ nhất có tác dụng giữ cho đất không chui vào các lớp lọc nước nằm phía dưới làm tắc rãnh ; thứ hai đảm bảo tốc độ thấm nước trong rãnh, thay đổi tăng dần từ trên xuống hợp với yêu cầu thoát của rãnh. Rãnh có cấu tạo gồm các lớp thay đổi kích thước hạt vật liệu từ từ còn có tác dụng hạn chế hiện tượng tắc đọng trong các lớp lọc nước.



Hình 13–32. Rãnh thoát nước ngầm kiểu kín.

Hình 13–33 : Giới thiệu cấu tạo rãnh thoát nước ngầm kiểu kín làm dưới rãnh dọc.



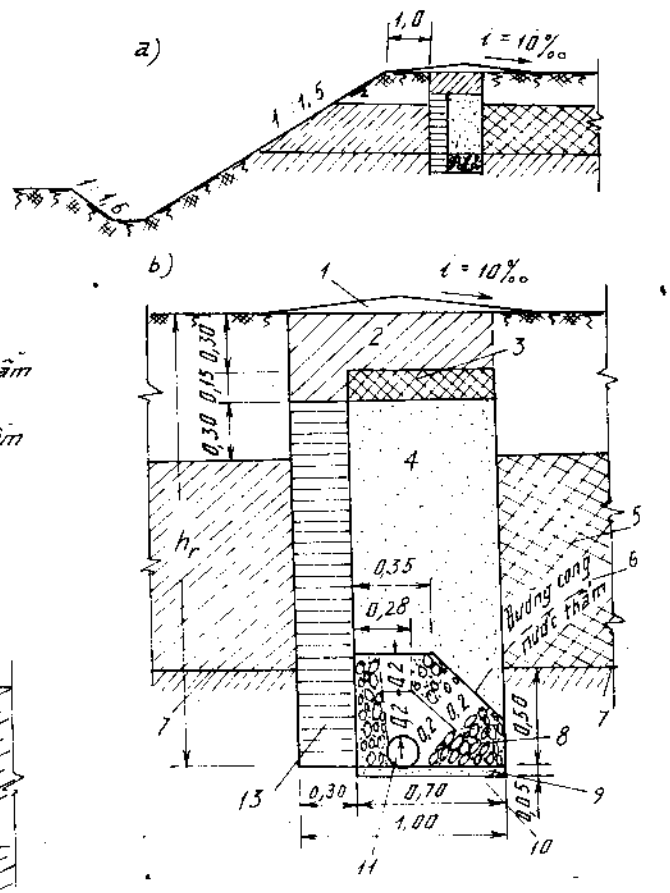
Hình 13–33. Sơ đồ rãnh thoát nước ngầm đặt dưới rãnh dọc.

a - làm bằng vật liệu đá ;

b – giữa có ống thoát nước ;

1 – đất sét lèn chặt ;

2 – hai lớp cỏ lật ngược, hay đất trộn bi tum dày 3cm.



Hình 13–34. Rãnh thoát nước ngầm có tường chắn không thấm nước.

a – sơ đồ bố trí rãnh thoát nước ngầm taluy đường đào ;

b – chi tiết cấu tạo rãnh thoát nước ngầm ;

1 – lát cỏ ; 2 – đất sét lèn chặt ; 3 – hai lớp cỏ lật ngược hay đất trộn bi tum ; 4 – cát ;

5 – lớp chứa nước ngầm ; 6 – đường cong nước thấm ; 7 – lớp đất gốc không thấm nước ;

8 – đá dăm nhỏ hay sỏi ; 9 – cát đệm ;

10 – đá dăm đắm cho lún vào đất ;

11 – ống có đường kính 0,15 - 0,20m ;

13 - tường chắn bằng đất sét dẻo.

Trong một số trường hợp (ở taluy đường đào, sau tường của hầm và đôi khi ở nền đường đắp) để ngăn nước ngầm không cho chảy ra nền đường người ta dùng loại rãnh thoát nước ngầm có tường chắn không thấm nước (hình 13–34).

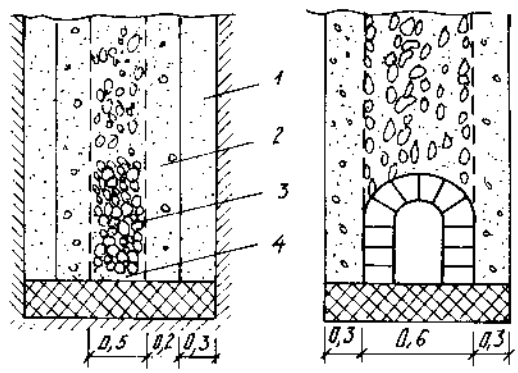
Đáy rãnh ngầm thường làm rộng 0,3 –1m tuỳ theo chiều sâu rãnh và điều kiện thi công. Thời gian phục vụ của rãnh ngầm phụ thuộc nhiều vào vật liệu lọc nước dùng làm rãnh.

Đá dùng để lấp rãnh phải là loại không bị phong hoá và tan rã trong nước. Ở những nơi xa mỏ đá, sẵn gỗ, có thể dùng thân cây để làm rãnh ngầm. Trong điều kiện trong rãnh luôn luôn có nước chảy, rãnh thân cây có thể làm việc tốt trong thời gian dài 10 – 20 năm ; trong điều kiện rãnh lúc không có nước, lúc có nước thì thời gian phục vụ giảm xuống 3 – 5 năm.

Ống thoát nước ở rãnh ngầm có thể làm bằng bêtông đường kính bên trong 15 – 20 cm, nơi tiếp giáp các ống có khe hở để nước chảy vào ống dễ dàng. Ống này cũng có thể làm bằng

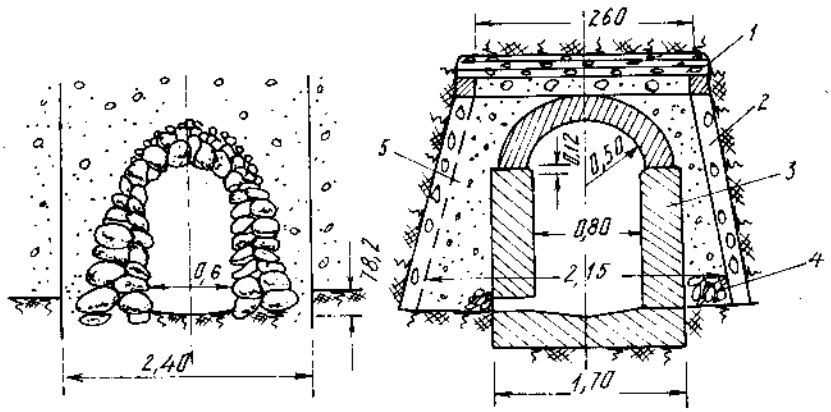
gạch hay ống sành đường kính 30 – 50cm chiều dài 0,3 – 0,6m ; ống cống đặt giáp nhau có khe hở 1cm – 0,5cm để cho nước có thể chảy vào ống.

Về mặt thoát nước và bảo vệ chống hiện tượng ứ tắc có thể nghiên cứu sử dụng loại rãnh có các vật liệu lọc nước không bố trí theo lớp ngang như đã giới thiệu ở phần trên mà theo lớp đứng (hình 13–35), lớp cát hạt nhỏ đặt ở sát tường rãnh, càng vào giữa các lớp có hạt lớn hơn. Tuy nhiên kết cấu loại này có nhiều khó khăn về mặt thi công.



Hình 13 – 35. Rãnh thoát nước ngầm có các lớp vật liệu thay đổi theo chiều đứng.
1 – cát ; 2 – sỏi ; 3 – đá dăm nhỏ ; 4 – đá

Hầm thoát nước ngầm làm bằng bêtông gỗ hay đá xung quanh được lấp bằng vật liệu dễ thấm nước (hình 13–36). Kích thước hầm có thể đủ để công nhân có thể qua lại khi sửa chữa. Loại hầm này thường được sử dụng để thoát nước ngầm ở các đường đắp cao, taluy nền đường đào sâu và những nơi có hiện tượng đất sụt. Trong điều kiện đó nếu dùng loại rãnh ngầm thông thường thì chiều sâu rãnh sẽ rất lớn hoặc trong thực tế không có khả năng đào rãnh. Mặt cắt ngang thoát nước của hầm có thể là hình chữ nhật, hình thang, hình tròn. Kết cấu của hầm phải đủ độ bền vững chịu được áp lực đất : chúng phải có lỗ để nước có thể dễ dàng từ xung quanh tụ về hầm.



Hình 13–36. Hầm thoát nước bằng đá.
1 – gỗ ; 2 – bêtông ; 3 – xây đá bằng vữa ; 4 – sỏi hay đá dăm ; 5 – cát lớn.

13.10.4. Nội dung thiết kế thoát nước ngầm

Nội dung việc thiết kế thoát nước ngầm bao gồm việc chọn tuyến rãnh thoát nước, định trắc dọc của rãnh, xác định vị trí giếng quan sát, chỗ thoát nước ngầm, và tính toán kích thước và chọn kết cấu công trình thoát nước.

Tuyến rãnh thoát nước ngầm được chọn phụ thuộc vào vị trí của tuyến đường, vào sự phân bố nước ngầm và vị trí có thể bố trí thoát nước từ rãnh ngầm ra ngoài (hồ, ao, sông, suối). Các yếu tố bình đồ của tuyến rãnh thoát nước ngầm, trắc dọc của rãnh, vị trí thoát nước ngầm và kích thước của rãnh có quan hệ chặt chẽ với nhau. Vì vậy thiết kế hệ thống thoát nước ngầm phải giải quyết đồng thời việc thiết kế tính toán các yếu tố bình đồ, trắc

dọc, kết cấu các công trình của hệ thống thoát nước ngầm. Trong thực tế thường gặp các trường hợp tính toán khác nhau tuỳ theo điều kiện cụ thể của bài toán.

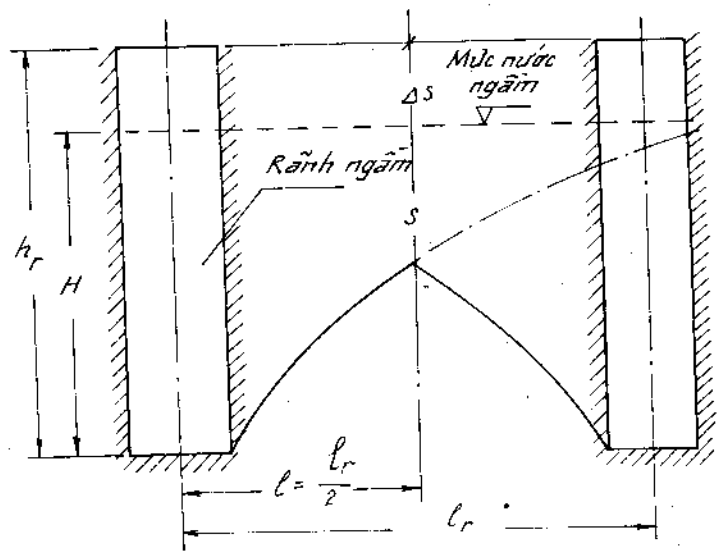
a) Các trường hợp tính toán rãnh ngầm :

Bài toán 1 : Xác định khoảng cách cần thiết giữa 2 rãnh ngầm nếu biết yêu cầu hạ mực nước ngầm (hình 13 – 37).

Bài toán 2 : Xác định chiều sâu hạ mực nước ngầm S, nếu biết khoảng cách giữa 2 rãnh ngầm l_r và chiều sâu rãnh tính từ mực nước ngầm H.

Từ công thức (13 – 50) ta có :

$$S = H - \sqrt{\frac{2q}{K}\cdot\frac{l_r}{2}}$$



Hình 13 – 37. Sơ đồ xác định khoảng cách giữa hai rãnh ngầm.

Thay 2q từ công thức (13 – 52) vào (13 – 50)

$$S = H\left(1 - \sqrt{\frac{l_r}{2R}}\right) \qquad (13 - 53)$$

Bài toán 3 : Xác định chiều sâu rãnh ngầm cần thiết, nếu biết yêu cầu hạ mực nước ngầm S và cự ly giữa 2 rãnh l_r.

Chiều sâu rãnh ngầm có thể xác định theo sơ đồ hình 13 – 37 :

$$h_r = H + \Delta S \qquad (13 - 54)$$

ΔS – đại lượng đã được biết trong khi điều tra khảo sát mực nước ngầm (độ sâu mực nước ngầm so với mặt đất tự nhiên).

Đại lượng H có thể xác định từ công thức (13 – 53) và (13 – 49) :

$$S = H\left(1 - \sqrt{\frac{l_r}{2R}}\right) = H\left(1 - \sqrt{\frac{l_r \cdot tg\alpha}{2H}}\right) \qquad (13 - 55)$$

b) Tính toán kích thước và chọn kết cấu rãnh ngầm :

Rãnh ngầm có thể làm bằng vật liệu rỗng (đá, sỏi cuội), bằng ống hoặc tổ hợp của hai loại trên. Nguyên tắc tính toán kích thước rãnh là bảo đảm rãnh có thể thoát lượng nước ngầm ngấm từ tường rãnh và đáy rãnh về. Tốc độ nước chảy trong ống không được quá lớn, nhưng cũng không nên quá nhỏ để tránh bùn cát ứ đọng trong ống. Nên thiết kế kích thước của ống để tốc độ nước chảy thực tế trong ống không nhỏ hơn 0,6 m/s và không vượt quá tốc độ cho phép đối với vật liệu đá đắp quanh ống.

Lưu lượng nước ngầm chảy về rãnh từ 2 bên thành tường rãnh :

$$Q_{\text{về rãnh}} = 2q \cdot A_r \qquad (13 - 56)$$

trong đó : A_r – chiều dài rãnh ngầm ; q – lưu lượng nước chảy từ một bên tường rãnh có chiều dài 1m.

Trường hợp nếu dùng rãnh thoát nước ngầm có tường chắn không thấm nước (hình 13–35) thì lưu lượng nước về rãnh lấy bằng một nửa trị số tính theo (13 – 56). Trong công thức (13 – 56) trị số q có thể xác định theo công thức (13 – 52) hoặc (13 – 43).

Tốc độ nước chảy trong rãnh được xác định theo công thức sau :

Nếu rãnh làm bằng vật liệu đá :

$$V = KI^{1/2} \qquad (13 - 57)$$

K – hệ số thẩm thấu xác định theo bảng 13 – 8 hoặc theo công thức

$$K = S_o.P_o\sqrt{D} \qquad (13 - 58)$$

S_o – hệ số xác định theo Idơbát $S_o = 20 - \frac{14}{D}$

D – đường kính vật liệu hạt rỗng (đá) cấu tạo rãnh, cm

P_o – độ rỗng của vật liệu

I – độ dốc nước chảy, lấy bằng độ dốc của rãnh

Nếu rãnh cấu tạo bằng ống thoát nước thì :

$$V = 30{,}5d^{2/3}I^{1/2} \qquad (13 - 59)$$

và

$$Q = 24d^{8/3}I^{1/2} \qquad (13 - 60)$$

Trường hợp rãnh làm bằng vật liệu rỗng thì lưu lượng được xác định bằng tích số của tiết diện dòng chảy nhân với tốc độ nước chảy.

13.11. XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG THIẾT KẾ RÃNH

Lưu lượng thiết kế cầu, cống trên đường ôtô và đường sắt được giới thiệu trong sách Công trình vượt sông – Thiết kế đường ôtô tập 3 [2]. Trong tính toán hệ thống kênh, rãnh lưu vực tụ nước thường rất nhỏ do đó thời gian tập trung nước chỉ 5, 10 đến 20 phút là cùng. Trong điều kiện đó hướng dẫn nên sử dụng công thức tính lưu lượng theo cường độ mưa giới hạn :

13.11.1. Đối với đường ôtô thông thường

$$Q_P = 16{,}67\ a_P F\delta\varphi\alpha,\ m^3/s \qquad (13 - 61)$$

trong đó : F – diện tích lưu vực bằng km^2 ;

α – hệ số dòng chảy lấy theo bảng 9 – 6 tài liệu [2] phụ thuộc vào loại đất, diện tích lưu vực, chiều dày lượng mưa ;

δ – hệ số triết giảm do bờ ao, đầm lầy, lấy bằng 1 ;

φ – hệ số xác định theo bảng 9 – 11 tài liệu [2] ;

a_p – cường độ mưa tính toán tính bằng mm/ph, xác định ứng với thời gian tập trung nước từ lưu vực về rãnh t_c. Trị số t_c được xác định theo công thức (9 – 23) tài liệu [2].

Cường độ mưa tính toán xác định gần đúng theo công thức (9 – 24) tài liệu [2] hoặc theo công thức kiến nghị của Trường đại học Xây dựng dưới sự hướng dẫn của giáo sư, Tiến sĩ Khoa học Nguyễn Xuân Trục. Công thức tính toán có dạng tổng quát sau đây [6], phụ lục 7.

$$a_p = \frac{A + B\log N}{t^n} \qquad (13 - 62).$$

trong đó : A và B – hệ số phản ánh sức mưa của vùng thiết kế ;

n – hệ số phản ảnh dạng cơn mưa tính toán, tức quy luật thay đổi giữa lượng mưa và thời gian mưa.

Hệ số A, B, n phụ thuộc vào vùng khí hậu, được giới thiệu trong phụ lục 7 cho 18 địa danh đặc trưng (có nhiều tài liệu đo mưa) của 18 vùng khí hậu Việt Nam (theo phân vùng của Tiêu chuẩn tính toán các đặc trưng dòng chảy lũ 22TCVN 220–95. Hà Nội – 1995).

N – chu kì tính toán lưu lượng, năm.

t – thời gian tính toán mưa lấy bằng thời gian tập trung nước, tính bằng phút.

Cường độ mưa của địa danh vùng thiết kế "i" nào đấy được xác định bằng cách nhân cường độ mưa của vùng đặc trưng (vùng đại diện) với hệ số khí hậu K_i :

$$a_{pi} = a_{po} \times K_i$$
$$K_i = H_{pi}/H_{po} \qquad (13 - 63)$$

trong đó : H_{pi}, H_{po} – lượng mưa ngày tần suất p% ứng với vùng "i" và vùng đại diện "o" được xác định theo phụ lục 15 tài liệu [2] ;

a_{po} – cường độ mưa của vùng đại diện xác định theo 13 – 62 ;

a_{pi} – cường độ mưa địa danh thiết kế "i"

13.11.2. Đối với rãnh trên đường đô thị

Theo tiêu chuẩn tính toán đường đô thị lưu lượng tính toán hệ thống thoát nước mặt có dạng :

$$Q = q\varphi F, \text{ l/s} \qquad (13 - 64)$$

trong đó : q – cường độ mưa tính toán trung bình trên 1 ha (tức lưu lượng đơn vị) xác định theo công thức (13 – 65) hay đồ thị được lập sẵn phụ thuộc vào chu kì lũ xuất hiện N và thời gian tập trung nước t_c.

φ – hệ số dòng chảy lấy theo bảng 9 – 20, 9 – 21 tài liệu [2]

F – diện tích tụ nước, ha ;

Q – lưu lượng tính toán, l/s.

Nhận xét :

1. Việc kiến nghị của tác giả sách này dùng công thức (13 – 61) để tính lưu lượng nước tập trung từ lưu vực về rãnh như trên đã phân tích vì lí do thời gian tập trung nước rất nhanh. Ngoài ra sẽ đảm bảo sự thống nhất mô hình tính toán lưu lượng trên đường ôtô thông thường và đường đô thị. Thật vậy, về bản chất vật lí đại lượng q trong công thức (13 – 64) là lưu lượng do nước mưa (chưa xét tới tổn thất do thấm của bề mặt lưu vực) từ một đơn vị diện tích lưu vực chảy về rãnh. Dựa vào lí thuyết tập trung nước của Prôtôđiakonov, nếu dùng đơn vị tính toán q – l/s, a – mm/ph, F – ha ta có :

$$q_{(l/s)} = \frac{10^6}{60 \times 100} a_p.1 = 166{,}67\, a_p$$

và công thức (13 – 64) sẽ là :

$$Q_{(l/s)} = 166{,}67 a_p \varphi F \qquad (13 - 65)$$

có cùng dạng với công thức (13 – 61).

2. Vì lưu vực tính rãnh nhỏ nên hệ số khí hậu K xác định theo công thức (13 – 63) nên thay trị số lượng mưa ngày H_p bằng lượng mưa ứng với 60 phút hay 20 phút nếu có các tài liệu lượng mưa ở thời đoạn.

Chương 14

KHẢO SÁT THUỶ VĂN PHỤC VỤ THIẾT KẾ NỀN ĐƯỜNG VÀ CÔNG TRÌNH THOÁT NƯỚC MẶT

14.1. KHẢO SÁT THUỶ VĂN TRONG GIAI ĐOẠN NGHIÊN CỨU TIỀN KHẢ THI

14.1.1. Đối với tuyến đường

– Thu thập các tài liệu sẵn có về địa hình, địa chất, khí tượng, thuỷ văn, tình hình ngập lụt, chế độ dòng chảy sông suối của vùng thiết kế đường.

– Làm việc với địa phương và các cơ quan hữu quan về các công trình đê đập thuỷ lợi, thuỷ điện hiện đang sử dụng và theo quy hoạch tương lai, sự ảnh hưởng của các công trình này tới chế độ thuỷ văn dọc tuyến và công trình thoát nước trên đường, các yêu cầu của thuỷ lợi đối với việc xây dựng cầu và đường cần phải lưu ý.

– Nghiên cứu, xử lí các tài liệu, số liệu thu thập được tại các cơ quan địa phương, các cơ quan hữu quan trong và ngoài ngành giao thông vận tải và đối chiếu với yêu cầu khảo sát trong giai đoạn Nghiên cứu tiền khả thi để xác định nội dung công tác khảo sát điều tra thuỷ văn còn thiếu, đặc biệt là các số liệu về mực nước cao nhất ở các vùng bị ngập.

– Trên bản đồ sẵn có, lập đường ranh giới các lưu vực tụ nước, các vùng bị ngập.

– Tổ chức thị sát tại thực địa, đánh giá, đối chiếu các số liệu thu thập được qua sách vở, tài liệu lưu trữ, các tài liệu do địa phương và cơ quan hữu quan cung cấp.

– Lập hồ sơ khảo sát thuỷ văn dọc tuyến :

• Thuyết minh điều kiện về địa hình, địa chất, cây cỏ, khí tượng, thuỷ văn, vùng bị ngập, chế độ sông ngòi của vùng thiết kế, sự ảnh hưởng của các công trình thuỷ lợi hiện tại và dự kiến trong quy hoạch tương lai tới cao độ nền đường và chế độ làm việc của công trình thoát nước trên đường. Cung cấp các số liệu khống chế về thuỷ văn như mực nước cao nhất, mực nước đọng thường xuyên, thời gian ngập v.v...

• Các văn bản làm việc với địa phương và các cơ quan hữu quan, các tài liệu, số liệu thu thập được.

• Các số liệu, tài liệu thu thập bổ sung tại thực địa.

• Bản đồ vẽ đường ranh giới các lưu vực tụ nước và các vùng bị ngập.

14.1.2. Đối với công trình thoát nước nhỏ (cầu nhỏ, cống, kênh rãnh, v.v...)

– Trên bản đồ có vẽ các phương án tuyến (tỉ lệ 1 : 25.000 ; 1 : 50.000 ; 1 : 100.000 hoặc tỉ lệ khác), đánh dấu các vị trí các công trình thoát nước, tiến hành khoanh lưu vực tụ nước cho mỗi công trình.

– Xác định trên bản đồ chiều dài suối chính, độ dốc suối chính, chiều dài suối phụ (suối nhánh).

• Chiều dài suối chính được tính từ nơi bắt đầu hình thành rõ ràng dòng suối chính tới công trình ; chiều dài suối nhánh được tính từ nơi hình thành suối nhánh đến nơi suối nhánh gặp suối chính ; chỉ cần đo các suối nhánh có chiều dài lớn hơn 0,75 chiều rộng trung bình của sườn dốc lưu vực. Đối với lưu vực một mái chiều dài suối chính là khoảng cách tính từ đường phân thuỷ xa nhất của lưu vực đến vị trí công trình theo hướng dọc theo tuyến đường (thường dùng khi tính lưu lượng nước chảy về rãnh).

Độ dốc suối chính là độ dốc trung bình tính từ nơi suối chính hình thành rõ ràng tới công trình thoát nước.

• Độ dốc trung bình của sườn dốc lưu vực xác định như sau : trên bản đồ có đường đồng mức, trong phạm vi hai sườn dốc của lưu vực chọn 5 – 6 hướng dốc đại diện cho dốc lưu vực, xác định độ dốc trung bình của các hướng và lấy trị số trung bình của các độ dốc theo các hướng đã được vạch.

• Đối với các suối lớn có ý định kiểm tra lưu lượng theo phương pháp hình thái thì xác định thêm độ dốc lòng suối ngay tại vị trí công trình theo cao độ của hai đường đồng mức gần vị trí công trình và vẽ mặt cắt ngang suối tại công trình để tính lưu lượng (xem phụ lục 2).

– Đối với mỗi lưu vực phải tiến hành khảo sát, điều tra đặc trưng địa mạo của lòng suối, đặc trưng bề mặt sườn dốc, lưu vực theo hướng dẫn ở mục 2 của giai đoạn nghiên cứu khả thi để làm cơ sở cho việc định hệ số nhám lòng suối và hệ số nhám sườn dốc khi tính lưu lượng ; điều tra lớp đất phủ bề mặt lưu vực, tình hình cây cỏ (thưa, trung bình hay rậm), tỉ lệ hồ ao, đầm lầy và vị trí phân bố trên lưu vực (nửa phần dưới hay nửa phần trên của lưu vực).

Trong giai đoạn nghiên cứu tiền khả thi để có các số liệu về đặc trưng địa mạo, địa chất của lưu vực và lòng suối không yêu cầu phải đo đạc, đào lấy mẫu tại thực địa mà có thể dựa vào các tài liệu sẵn có của các cơ quan hữu quan địa phương, bản đồ thổ nhưỡng, kết quả thị sát tại hiện trường, hỏi dân địa phương.

– Đối với sông suối có điều kiện thuỷ văn, địa chất phức tạp, nếu có yêu cầu của cơ quan tư vấn thiết kế thì cần tổ chức điều tra mực nước lũ cao nhất, tình hình xói lở, chế độ thuỷ văn tại vị trí xây dựng công trình thoát nước.

– Lập hồ sơ khảo sát thuỷ văn công trình thoát nước nhỏ :

• Thuyết minh tình hình điều tra địa hình, địa chất, địa mạo, thuỷ văn lưu vực và lòng suối tại các vị trí công trình thoát nước nhỏ. Cung cấp các số liệu, các tham số phục vụ tính toán lưu lượng theo các hướng dẫn trong mục 2 của giai đoạn nghiên cứu khả thi.

• Các văn bản làm việc với địa phương và các cơ quan hữu quan ; các tài liệu, số liệu thu thập được về sông, suối dọc tuyến.

• Các số liệu, tài liệu thu thập bổ sung qua thị sát tại thực địa.

• Bản đồ khoanh lưu vực tụ nước về các công trình thoát nước dọc tuyến.

• Bản vẽ mặt cắt tim công trình (mặt cắt ngang suối) lấy từ bản vẽ trắc dọc đường có chỉ đường mực nước điều tra nếu có.

• Các bản tổng hợp điều tra mực nước dọc tuyến và mực nước tại các công trình thoát nước (phụ lục 2), Đặc trưng địa địa mạo lòng suối (phụ lục 3), Đặc trưng địa hình lưu vực (phụ lục 4).

14.2. KHẢO SÁT THUỶ VĂN TRONG GIAI ĐOẠN NGHIÊN CỨU KHẢ THI

14.2.1. Đối với tuyến đường

– Nghiên cứu hồ sơ thuỷ văn, địa hình, địa chất dọc tuyến đã thu thập và chỉnh lí trong giai đoạn nghiên cứu tiền khả thi của các phương án đã được chấp nhận tiếp tục nghiên cứu

trong giai đoạn nghiên cứu khả thi ; đánh giá mức độ chính xác và mức độ tỉ mỉ các số liệu, tài liệu đã điều tra được so với yêu cầu khảo sát trong giai đoạn nghiên cứu khả thi và lập kế hoạch khảo sát bổ sung hoàn chỉnh các tài liệu thuỷ văn cần thiết.

– Làm việc với địa phương và các cơ quan hữu quan để kiểm tra, chuẩn hoá lại các số liệu, tài liệu đã thu thập được trong giai đoạn nghiên cứu tiền khả thi và bổ sung các số liệu còn thiếu theo nhiệm vụ và nội dung được đặt ra trong giai đoạn nghiên cứu khả thi.

– Đối với mỗi phương án tuyến, chia chiều dài tuyến thành những đoạn đặc trưng về chế độ thuỷ văn, địa chất có liên quan tới việc quy định cao độ khống chế, chiều cao đắp nền đường tối thiểu và cấu tạo mặt cắt ngang đường. Đối với các đoạn tuyến có vấn đề thuỷ văn như đoạn tuyến đi ven sông, ven hồ, ven biển, đoạn tuyến bị ảnh hưởng của các công trình thuỷ lợi, thuỷ điện, đoạn tuyến qua vùng đồng trũng cần tổ chức các đợt thị sát tại thực địa có mời các cơ quan liên quan, các cán bộ địa phương cùng đi để tham gia ý kiến vào các phương án tuyến và nội dung đề cương thu thập các số liệu thuỷ văn.

– Nội dung điều tra thuỷ văn ở các đoạn tuyến có yêu cầu khống chế cao độ nền đường để đảm bảo nền đường không bị ngập và chế độ thuỷ nhiệt ổn định là :

• Điều tra mực nước cao nhất, năm xuất hiện, số ngày xuất hiện và nguyên nhân (do lũ lớn, do chế độ vận hành của đập hay là do thuỷ triều v.v...).

• Điều tra mực nước bình thường và số ngày xuất hiện nước đọng thường xuyên.

– Công tác tổ chức điều tra mực nước quy định như sau :

• Số điểm cần tổ chức điều tra : nếu chiều dài đoạn tuyến dưới 1km thì cần bố trí hai cụm điều tra mực nước ; nếu chiều dài đoạn tuyến cần điều tra lớn hơn 1km thì ít nhất cứ cách khoảng 1km có một cụm điều tra mực nước.

• Mỗi cụm mực nước phải được điều tra qua nhiều nguồn và nhiều người khác nhau để so sánh kết quả.

• Biên bản điều tra mực nước phải lập theo mẫu quy định và có chữ kí của người đi điều tra, người cung cấp số liệu và xác nhận của cơ quan địa phương.

• Cao độ mực nước điều tra phải được đo bằng máy Kinh vĩ hay cao đạc và thống nhất cùng một mốc cao đạc sử dụng của tuyến đường thiết kế.

– Trên bản đồ thiết kế các phương án tuyến vẽ đường ranh giới các lưu vực tụ nước, ranh giới các vùng bị ngập, vùng có chế độ thuỷ văn đặc biệt, kí hiệu các diện tích, lưu vực.

– Lập hồ sơ khảo sát thuỷ văn dọc tuyến :

• Đối với mỗi phương án tuyến lập báo cáo thuyết minh về điều kiện địa hình, địa chất, cây cỏ, khí tượng, thuỷ văn, chế độ sông ngòi, sự ảnh hưởng của các công trình thuỷ lợi, thuỷ điện hiện tại và dự kiến trong quy hoạch tương lai tới cao độ khống chế nền đường và sự làm việc của các công trình thoát nước. Cung cấp các số liệu khống chế về thuỷ văn đối với cao độ thiết kế nền đường như mực nước cao nhất ; mực nước đọng thường xuyên, thời gian ngập v.v..

• Bản đồ các phương án tuyến có vẽ đường ranh giới lưu vực tụ nước, ranh giới các vùng bị ngập và có đánh dấu các cụm nước điều tra mực nước.

• Trên trắc dọc của đường vẽ đường mực nước điều tra và đánh dấu vị trí các cụm nước điều tra.

• Các tài liệu, số liệu thu thập được qua sách vở, các tài liệu lưu trữ, các tài liệu do các cơ quan địa phương và cơ quan hữu quan cung cấp ; các văn bản làm việc với các cơ quan hữu quan.

• Các biên bản điều tra mực nước qua nhân dân (xem mẫu phụ lục 1).

• Các sổ đo đạc.

14.2.2. Đối với công trình thoát nước nhỏ

– Theo các phương án tuyến đã được chấp nhận trong giai đoạn nghiên cứu tiền khả thi, kiểm tra lại và bổ sung những vị trí sẽ bố trí các công trình thoát nước cầu cống nhỏ. Trên bản vẽ bình đồ và trắc dọc tuyến đánh dấu các vị trí công trình thoát nước và dựa vào bản đồ địa hình khoanh khu vực tụ nước cho mỗi công trình một cách chính xác và kí hiệu các lưu vực.

– Xác định trên bản đồ có vẽ các phương án tuyến và vị trí công trình thoát nước các đặc trưng thuỷ văn và địa hình của suối chính, suối nhánh, sườn dốc lưu vực theo phương pháp và những quy định như đã giới thiệu trong mục 2 của giai đoạn nghiên cứu tiền khả thi : chiều dài suối chính, chiều dài suối nhánh, độ dốc suối chính, độ dốc trung bình, sườn dốc lưu vực, độ dốc lòng suối tại vị trí công trình thoát nước, diện tích đầm hồ ao.

– Tiến hành đối chiếu các kết quả khoanh lưu vực tụ thuỷ, kết quả xác định các đặc trưng của lưu vực, của suối xác định trên bản đồ với tình hình thực tế ngoài thực địa để sửa chữa những sai sót và bổ sung những phần thiếu không có trên bản đồ. Trong trường hợp cần thiết sẽ tiến hành điều tra, đo đạc bổ sung tại thực địa.

– Đối với mỗi lưu vực tính toán lưu lượng thiết kế công trình thoát nước nhỏ cần tiến hành khảo sát thực địa các đặc trưng địa mạo của lòng suối và bề mặt sườn dốc :

• Đối với suối chính : Đặc trưng địa mạo của suối chính được khảo sát từ nơi suối hình thành rõ ràng cho tới vị trí công trình thoát nước và đánh giá đặc trưng trung bình của suối và đối chiếu với bảng 3 phụ lục 5 để xác định hệ số nhám (hệ số cản) lòng suối. Theo các quy định của Tiêu chuẩn tính toán lưu lượng dòng chảy lũ hiện hành (22 TCN 220 – 95), hệ số nhám lòng sông được xác định căn cứ vào đặc trưng của lòng sông và dòng chảy. Khi khảo sát, điều tra các đặc trưng của sông suối cần thuyết minh các đặc trưng sau đây và lập bảng tổng hợp (mẫu phụ lục 3) :

1 – Chiều rộng suối về mùa lũ và mùa cạn tại vị trí công trình thoát nước (đo trên bản đồ, trắc dọc đường hoặc đo tại thực địa).

2 – Sông đồng bằng hay sông vùng núi ;

3 – Sông có bãi hay không có bãi, lòng sông sạch hay có nhiều cỏ mọc hay có nhiều đá cản dòng chảy ;

4 – Đường kính hạt cấu tạo lòng sông và bãi sông (nếu có) ;

5 – Về mùa lũ nước trong hay có cuốn theo bùn cát, cuội sỏi, mức độ bùn cát trôi nhiều hay ít ;

6 – Chế độ chảy tương đối thuận lợi, êm hay không êm ;

7 – Sông có nước chảy thường xuyên hay có tính chu kì chỉ có nước chảy về mùa lũ.

Đối với suối nhánh nói chung, không có yêu cầu khảo sát các đặc trưng địa mạo của lòng suối.

• Đối với sườn dốc lưu vực : Đặc trưng địa mạo của sườn dốc lưu vực được khảo sát trên toàn bộ bề mặt sườn dốc để xác định hệ số nhám (hệ số cản) dòng chảy theo bảng 1 và 2 phụ lục 5. Khi khảo sát, điều tra cần thuyết minh các đặc trưng sau đây :

1 – Tình hình cây, cỏ phủ bề mặt lưu vực : thưa, trung bình hay rậm rạp ; loại cây cỏ phủ bề mặt lưu vực.

2 – Cấu tạo và đặc điểm bề mặt lưu vực : mặt đất bị cày xới hay không bị cày xới ; bằng phẳng hay có nhiều gò đống lồi lõm ; mặt đất được san phẳng, lèn chặt hay được xử lí bằng các loại bêtông xi măng, bêtông nhựa, lát đá hay mặt đất ở trạng thái tự nhiên.

3 – Tỉ lệ diện tích nhà cửa chiếm trên lưu vực.

4 – Diện tích hồ ao, đầm lầy trong lưu vực và xác định sự phân bố của chúng (nửa phần trên, nửa phần dưới hay ở phần giữa lưu vực).

Diện tích hồ ao đầm lầy, nhà cửa chiếm trên lưu vực có thể xác định trên bản đồ hoặc bằng thị sát, ước tính không yêu cầu đo đạc chính xác tại thực địa (kết hợp với kết quả xác định trên bản đồ) ;

5 – Cấu tạo đất phủ lưu vực : Trên bề mặt lưu vực chọn từ 3 đến 4 vị trí điển hình và ở mỗi vị trí lấy mẫu đất ở độ sâu 0,2 – 0,3m dưới lớp cỏ để xác định cấp đất theo cường độ thấm dưới đây hoặc theo bảng 1 phụ lục 5 nếu có kết quả thí nghiệm về cường độ thấm của đất

Cấp I : Bêtông xi măng, bêtông nhựa, đá liền không nứt.

Cấp II : Sét, sét dẻo, đá nứt rạn, lát đá.

Cấp III : Á sét, đất pốtdôn, sét rừng mầu xám.

Cấp IV : Đất đen, đất mầu hạt dẻ xám, đất hoàng thổ.

Cấp V : Á cát, đất màu nâu xám vùng thảo nguyên và sa mạc, cát mịn.

Cấp VI : Cát thô, đất rời lẫn sỏi cuội, đá rời.

Đối với những lưu vực lớp phủ thực vật dày (lớp thổ nhưỡng chứa rễ cây, cỏ) lớn hơn 20cm thì đối với cấp đất I đến III khi phân cấp tăng lên một cấp, còn IV đến VI giảm một cấp.

– Điều tra mực nước

• Mực nước lũ cao nhất, nhì, ba và các năm xuất hiện các mực nước lũ điều tra.

• Mực nước lũ trung bình.

• Mực nước về mùa cạn.

• Điều tra chế độ lũ (thời gian lũ về, lũ rút, vật trôi, tốc độ nước chảy, diễn biến xói bồi lòng suối, bờ suối ở khu vực công trình ; quan hệ giữa mực nước và lưu lượng của trạm thuỷ văn (nếu có).

Khi điều tra mực nước phải tuân theo các quy định đã chỉ dẫn ở mục 1 áp dụng đối với tuyến đường và các chỉ dẫn ở phụ lục 2.

– Đo vẽ mặt cắt ngang của suối tại công trình thoát nước : và mặt cắt ngang đường tại vị trí cống :

Mặt cắt ngang của suối tại công trình thoát nước được vẽ dựa vào tài liệu cao đạc tim đường tại công trình nếu có đủ các số liệu đo tại các cọc địa hình mặt cắt ngang lòng suối. Trường hợp ngược lại cần phải tiến hành đo đạc tại thực địa.

Đối với những suối tương đối lớn cần xác định lưu lượng theo mực nước điều tra, thì cần đo vẽ mặt cắt lưu lượng nếu tại vị trí công trình thoát nước không thỏa mãn các yêu cầu tính lưu lượng theo phương pháp hình thái (xem phụ lục 2).

Mặt cắt ngang đường tại vị trí cống (mặt cắt dọc lòng suối) được đo bằng máy cao đạc theo chiều dọc của suối về phía thượng lưu vị trí công trình một đoạn bằng ba lần chiều rộng suối về mùa lũ và về phía hạ lưu bằng 2 lần chiều rộng suối và không lớn hơn 50m về mỗi phía. Độ dốc lòng suối tại công trình bằng độ dốc trung bình lòng suối giữa hai điểm đo cao độ ở phía thượng lưu và hạ lưu công trình.

Mặt cắt ngang của suối tại công trình thoát nước được vẽ theo tỉ lệ 1/100 ÷ 1/200 có chỉ cao độ mực nước điều tra.

– Khảo sát thuỷ văn ở những công trình có chế độ thuỷ văn đặc biệt.

Đối với các công trình thoát nước có chế độ thuỷ văn đặc biệt cũng cần phải khảo sát điều tra như hướng dẫn đối với trường hợp thông thường. Ngoài ra cần bổ sung thêm chế độ thuỷ văn đặc biệt :

• Đối với sông chịu ảnh hưởng nước dềnh từ sông khác hay ảnh hưởng của thuỷ triều :

Xác định mực nước ứ dềnh cao nhất, tốc độ nước dâng cao và tốc độ mực nước rút trong một giờ hay một ngày khi nước lên và khi nước xuống ;

Phạm vi ảnh hưởng của nước dềnh từ phía hạ lưu công trình, đo khoảng cách từ vị trí công trình đến cuối phạm vi ứ dềnh xa nhất trên bản đồ về phía thượng lưu công trình.

• Đối với các công trình thoát nước nằm ở thượng lưu hay hạ lưu các đập nước :

Xác định khoảng cách từ vị trí đập đến vị trí công trình.

Thu thập các số liệu, tài liệu ở các cơ quan thiết kế và quản lí khai thác đập về cấu tạo, cao độ đỉnh đập, mực nước và tần suất thiết kế, chế độ vận hành.

Tình hình xói, bồi lòng sông trước và sau khi xây dựng đập và khả năng ảnh hưởng của chúng tới công trình cầu, cống trên đường.

• Đối với các công trình thoát nước cắt qua kênh, mương thuỷ lợi :

Liên hệ với các cơ quan thiết kế và quản lí kênh mương để thu thập các tài liệu sau : mặt cắt ngang kênh mương, mực nước, lưu lượng thiết kế, mực nước cao nhất, mực nước bình thường, tốc độ nước chảy, bình đồ tuyến mương vùng thiết kế vị trí công trình thoát nước nếu đường cắt qua mương.

Nếu các cơ quan hữu quan không có đầy đủ các tài liệu nói trên thì phải khảo sát đo đạc tại thực địa.

– Đo đạc địa hình và đo vẽ bình đồ khu vực công trình thoát nước chỉ tiến hành đối với các công trình đặc biệt và khi có yêu cầu của cơ quan thiết kế (xem 14.3 – Thiết kế kĩ thuật).

– Lập hồ sơ khảo sát thuỷ văn công trình thoát nước nhỏ.

• Đối với mỗi phương án tuyến lập báo cáo thuyết minh về tình hình khảo sát, đo đạc, điều tra thuỷ văn và địa hình công trình thoát nước. Cung cấp đầy đủ các số liệu về phục vụ tính toán lưu lượng, khẩu độ công trình thoát nước.

• Các văn bản làm việc với địa phương và các cơ quan hữu quan ; các tài liệu, số liệu thu thập được về chế độ thuỷ văn sông thiết kế, về các công trình đê, đập, kênh mương của thuỷ lợi, các công trình thoát nước hiện sử dụng gần tuyến đường thiết kế.

• Các số liệu tài liệu đo đạc, khảo sát bổ sung tại thực địa tại các vị trí công trình thoát nước.

• Bản đồ khoanh lưu vực tụ nước về các công trình thoát nước có chỉ rõ vị trí công trình, sự phân bố hồ ao đầm lầy, phạm vi ảnh hưởng nước dềnh do thuỷ triều, do sông khác hay do đập nước (nếu có) ; các lưu vực phải được kí hiệu theo thứ tự 1, 2,...

• Bản vẽ mặt cắt suối tại công trình thoát nước có chỉ mực nước điều tra.

• Biên bản điều tra mực nước (xem mẫu phụ lục 1)

• Các bản tổng hợp điều tra mực nước dọc tuyến và mực nước tại công trình thoát nước (phụ lục 2), đặc trưng địa mạo, địa hình lòng suối (phụ lục 3), đặc trưng địa mạo, địa hình lưu vực (phụ lục 4).

14.3. KHẢO SÁT THUỶ VĂN TRONG GIAI ĐOẠN THIẾT KẾ KĨ THUẬT

14.3.1. Đối với tuyến đường

– Nghiên cứu hồ sơ thiết kế của phương án tuyến đã lựa chọn ở bước lập dự án khả thi (trắc dọc, bình đồ, công trình thoát nước v.v...), các tài liệu, số liệu đã khảo sát, thu thập được, đánh giá mức độ tỉ mỉ, chính xác của các tài liệu trên và đối chiếu với các yêu cầu về

khảo sát, đo đạc trong giai đoạn thiết kế kĩ thuật để lập kế hoạch khảo sát bổ sung, hoàn chỉnh các tài liệu, số liệu thuỷ văn cần thiết.

– Dựa vào kế hoạch khảo sát thuỷ văn được lập trong giai đoạn thiết kế kĩ thuật, làm việc với các cơ quan địa phương và cơ quan hữu quan để kiểm tra và chuẩn hoá lại các số liệu, tài liệu đã thu thập được trong giai đoạn nghiên cứu tiền khả thi, nghiên cứu khả thi và thu thập bổ sung các tài liệu, số liệu còn thiếu theo nội dung kế hoạch khảo sát trong giai đoạn thiết kế kĩ thuật.

– Nội dung chủ yếu của công tác khảo sát thuỷ văn đối với tuyến trong giai đoạn thiết kế kĩ thuật là đo đạc, thu thập các số liệu, tài liệu về thuỷ văn có liên quan tới việc quy định các cao độ khống chế của đường đỏ trên trắc dọc, độ dốc mái taluy đường, biện pháp gia cố chống xói và chống trượt taluy đường của phương án tuyến đã được chọn trong giai đoạn nghiên cứu khả thi như mực nước cao nhất, mực nước đọng thường xuyên, thời gian nước đọng thường xuyên, v.v...

Để tiện lợi cho việc khảo sát điều tra, trên bình đồ và trắc dọc tuyến đã thiết kế trong giai đoạn nghiên cứu khả thi, chia thành những đoạn đặc trưng về chế độ thuỷ văn và quy định nội dung yêu cầu khảo sát, đo đạc cho mỗi đoạn.

Nội dung công tác điều tra thuỷ văn tuyến trong giai đoạn thiết kế kĩ thuật, phương pháp tiến hành điều tra, yêu cầu đối với hồ sơ khảo sát v.v... được thực hiện theo như các điều chỉ dẫn trong mục 1 (14.2) của phần khảo sát thuỷ văn đối với tuyến trong giai đoạn nghiên cứu khả thi.

14.3.2. Đối với công trình thoát nước nhỏ

– Theo phương án tuyến đã được chọn trong giai đoạn nghiên cứu khả thi, dựa theo bình đồ, trắc dọc đường có bố trí các công trình thoát nước đã được thiết kế ở giai đoạn nghiên cứu khả thi, tiến hành đối chiếu việc bố trí các công trình thoát nước dọc tuyến (vị trí, khẩu độ thoát nước), bổ sung các công trình thoát nước ở những chỗ trũng trên trắc dọc. Công việc này phải được tiến hành hết sức tỉ mỉ vì trong giai đoạn nghiên cứu khả thi bình đồ và trắc dọc tuyến được vẽ với tỉ lệ nhỏ nên không thể hiện hết những địa hình trũng cục bộ.

Tốt nhất việc khảo sát thuỷ văn các công trình thoát nước nhỏ được tổ chức thực hiện sau khi đã khảo sát đo đạc bình đồ và trắc dọc đường theo yêu cầu của thiết kế kĩ thuật và vị trí các công trình thoát nước trên trắc dọc đã được xác định. Dựa theo bình đồ và trắc dọc thiết kế kĩ thuật đối chiếu ngoài thực địa vị trí các công trình thoát nước và bổ sung các công trình còn thiếu.

– Dựa trên bản đồ tỉ lệ 1 : 10.000, 1 : 25.000, 1 : 50.000 hoặc tỉ lệ khác (tuỳ theo phạm vi của đường giới hạn lưu vực) đã có vị trí tuyến và vị trí các công trình thoát nước xác định các đường phân thuỷ và khoanh diện tích lưu vực tụ thuỷ đối với mỗi công trình thoát nước, xác định chiều dài suối chính, suối nhánh, độ dốc lòng suối chính, độ dốc suối tại công trình, độ dốc trung bình của sườn dốc lưu vực, diện tích đầm hồ ao và kí hiệu tên các lưu vực trên bản vẽ ranh giới các lưu vực.

– Đối chiếu các kết quả xác định các đặc trưng của lưu vực trên bản đồ với kết quả thị sát trên thực địa, tiến hành sửa chữa những sai sót và bổ sung những phần thiếu, trong trường hợp cần thiết tiến hành đo đạc bổ sung tại thực địa.

– Nội dung và phương pháp khảo sát, điều tra các đặc trưng địa mạo lòng suối, đặc trưng địa mạo lưu vực, cấu tạo đất, cây cỏ phủ lưu vực được tiến hành như hướng dẫn đã giới thiệu ở mục 2 của phần khảo sát thuỷ văn đối với công trình thoát nước ở giai đoạn nghiên cứu khả thi.

– Đo đạc địa hình tại các công trình thoát nước nhỏ.

Trong giai đoạn nghiên cứu khả thi, nói chung, không có yêu cầu đo đạc địa hình riêng đối với công trình thoát nước mà khi thiết kế các công trình thoát nước đã sử dụng tài liệu đo vẽ địa hình phục vụ cho việc thiết kế tuyến.

Trong giai đoạn thiết kế kĩ thuật và lập bản vẽ thi công, để phục vụ cho việc bố trí các công trình thoát nước phù hợp với điều kiện địa hình, để phục vụ cho việc tính toán thuỷ văn chính xác, tại mỗi vị trí công trình thoát nước phải đo vẽ bình đồ khu vực công trình thoát nước và mặt cắt ngang suối tại công trình. Sau đây là một số quy định về đo đạc địa hình.

– Đo vẽ bình đồ khu vực công trình thoát nước :

• Phạm vi đo vẽ : theo chiều dài suối phải đo ra ngoài phạm vi bố trí công trình thoát nước một chiều dài ít nhất là 20m về mỗi phía thượng lưu và hạ lưu. Nếu tại công trình thoát nước ở phía thượng lưu và hạ lưu có thiết kế công trình dốc nước, bậc nước hoặc kênh dẫn nước thì phạm vi công trình sẽ bao gồm cả các công trình này. Theo chiều ngang suối, nếu suối về mùa lũ nước không tràn bờ suối thì phạm vi đo phải nằm ngoài phạm vi chiều rộng suối về mùa lũ ít nhất là 5 đến 10m ; nếu suối về mùa lũ, nước tràn qua bờ suối thì phạm vi đo cách bờ suối chính ít nhất 20m.

• Tỉ lệ vẽ bình đồ : 1/200 ÷ 1/500.

– Đo vẽ mặt cắt ngang suối tại công trình thoát nước :

• Phạm vi đo vẽ : Nếu suối về mùa lũ nước không tràn qua bờ thì phải đo cao hơn mực nước lũ cao nhất từ 1 đến 2m ;

Nếu về mùa lũ, nước tràn qua bờ suối thì đo rộng ra hai bờ suối chính mỗi bên 10m, phần còn lại sẽ dựa vào trắc dọc đường để xác định phạm vi nước ngập.

Đối với những suối tương đối lớn cần kiểm tra lưu lượng theo mực nước điều tra thì cần đo vẽ thêm mặt cắt lưu lượng nếu mặt cắt ngang suối tại vị trí công trình thoát nước không thỏa mãn các yêu cầu tính lưu lượng theo phương pháp hình thái (xem hướng dẫn của phụ lục 2)

Trên bản vẽ mặt cắt ngang suối tại công trình phải thể hiện đầy đủ các cọc chi tiết và cọc lí trình thống nhất với bản vẽ trắc dọc tuyến, các cao độ mực nước điều tra, địa chất cấu tạo lòng suối, tình hình cây cỏ trên bãi (nếu có) và bờ suối.

• Tỉ lệ bản vẽ mặt cắt ngang suối : 1/100 ÷ 1/200

– Đo vẽ mặt cắt dọc suối tại công trình :

• Phạm vi đo vẽ : bằng chiều dài đo vẽ bình đồ khu vực công trình. Mặt cắt dọc suối được đo dọc theo lạch sâu nhất của suối và tất cả các điểm đổi dốc phải tiến hành đo cao độ. Song song với việc đo mặt cắt dọc suối tiến hành đo cao độ đường mực nước nếu khi khảo sát suối có nước chảy.

• Tỉ lệ bản vẽ mặt cắt dọc suối : chiều cao – 1/50 ÷ 1/100 ; chiều dài 1/100 ÷ 1/200.

Trên bản vẽ mặt cắt dọc suối phải thể hiện vị trí tim công trình thoát nước, đường mặt nước và hướng nước chảy.

– Điều tra mực nước

Nội dung điều tra mực nước lũ và chế độ lũ ở các công trình thoát nước trong giai đoạn thiết kế kĩ thuật, như quy định đối với điều tra mực nước được thực hiện ở mục 2 giới thiệu trong phần khảo sát thuỷ văn đối với công trình thoát nước của giai đoạn nghiên cứu khả thi và phụ lục 2.

– Khảo sát thuỷ văn ở những công trình thoát nước có chế độ thuỷ văn đặc biệt.

Đối với các công trình thoát nước có chế độ thuỷ văn đặc biệt như sông bị ảnh hưởng nước dềnh từ sông khác, sông bị ảnh hưởng thuỷ triều, sông vùng thượng lưu đập, sông vùng hạ lưu đập, kênh mương đào của thuỷ lợi nội dung công tác khảo sát điều tra thuỷ văn cũng bao gồm những nội dung khảo sát đối với sông bình thường. Ngoài ra cần bổ sung

những nội dung quy định trong mục 2 của phần khảo sát thuỷ văn đối với công trình thoát nước giai đoạn nghiên cứu khả thi.

– Lập hồ sơ khảo sát thuỷ văn công trình thoát nước nhỏ

• Thuyết minh tình hình khí tượng thuỷ văn, tình hình khảo sát, đo đạc, điều tra thuỷ văn và địa hình tại vị trí công trình thoát nước. Cung cấp đầy đủ các số liệu cần thiết cho việc tính toán lưu lượng và xác định khẩu độ công trình thoát nước, các mực nước điều tra tại các sông suối, chế độ thuỷ văn v.v...

• Bản vẽ bình đồ tụ nước của lưu vực tính toán các công trình thoát nước dọc tuyến có kí hiệu tên lưu vực đối với mỗi công trình.

• Bản tổng hợp các số liệu khảo sát, điều tra các đặc trưng tính toán thuỷ văn công trình thoát nước theo mẫu quy định (xem phụ lục 2,3 và 4).

• Các bản vẽ bình đồ vị trí công trình thoát nước, mặt cắt ngang suối tại công trình thoát nước, mặt cắt dọc suối tại công trình thoát nước. Trên các bản vẽ bình đồ và mặt cắt dọc vị trí công trình phải vẽ vị trí của tuyến đường và các mực nước đặc trưng điều tra trong khi khảo sát.

• Các hồ sơ, bản vẽ có liên quan trực tiếp tới tính toán và thiết kế công trình thoát nước trên đường như kênh mương, đập nước thuỷ lợi, quá trình diễn biến lòng sông (xói và bồi nếu có).

• Các văn bản làm việc với địa phương và các cơ quan hữu quan ; các tài liệu, số liệu thu thập được ở các cơ quan lưu trữ, cơ quan thiết kế, cơ quan quản lí công trình về các vấn đề liên quan tới chế độ thuỷ văn sông vùng thiết kế (chế độ mưa lũ, chế độ làm việc của đê, đập, kênh mương thuỷ lợi v.v...)

• Các sổ đo đạc và phụ lục.

14.4. KHẢO SÁT THUỶ VĂN TRONG GIAI ĐOẠN LẬP BẢN VẼ THI CÔNG

– Khảo sát bổ sung các số liệu, tài liệu thuỷ văn, đo đạc địa hình còn thiếu hoặc chưa được thực hiện trong giai đoạn thiết kế kĩ thuật theo yêu cầu của giai đoạn thiết kế kĩ thuật.

– Nếu khi duyệt đồ án thiết kế kĩ thuật có yêu cầu nghiên cứu bổ sung các phương án tuyến và công trình thoát nước cục bộ trong bước nghiên cứu lập bản vẽ thi công thì trong kế hoạch phải bổ sung đầy đủ các hạng mục công việc khảo sát, điều tra, đo đạc theo nội dung yêu cầu đối với thiết kế kĩ thuật như đã đề cập ở các phần trước.

– Nếu trong thời gian từ khi kết thúc khảo sát phục vụ thiết kế kĩ thuật đến khi triển khai công việc khảo sát lập bản vẽ có xảy ra những thay đổi về hiện tượng thuỷ văn, thay đổi địa hình lòng sông do ảnh hưởng của khí hậu hay các công trình đê, đập thuỷ lợi vừa được xây dựng thì phải bổ sung tài liệu khảo sát, điều tra, đo đạc bổ sung những đặc trưng mới về thuỷ văn như điều tra các mực nước đặc trưng, quy luật diễn biến lòng sông, hiện tượng xói bồi v.v...

– Làm việc với địa phương và các cơ quan hữu quan thống nhất lần cuối cùng các số liệu đã được cung cấp và đã khảo sát bổ sung, các giải pháp kĩ thuật có liên quan tới vấn đề thuỷ văn của tuyến đường và công trình thoát nước trên đường.

– Lập hồ sơ khảo sát thuỷ văn

• Thuyết minh bổ sung tình hình khảo sát, đo đạc thuỷ văn ;

• Các bản đo vẽ bổ sung ;

• Các số liệu, tài liệu thu thập, đo đạc bổ sung ;

• Các văn bản làm việc với địa phương và các cơ quan hữu quan

• Các sổ đo đạc.

Phần phụ lục

Phụ lục 1

MẪU BÁO CÁO TÌNH HÌNH SÔNG G.. (Ví dụ)

(Đoạn vị trí cầu X... km... + ...)

"..... ngày..... tháng.... năm...."

I – Nhân sự điều tra

1. Họ và tên điều tra viên :

Chức vụ : ..... ; Đơn vị khảo sát : .....

2. Họ và tên người được phỏng vấn, điều tra :

Tuổi :..... ; Nghề nghiệp :..... ; Số năm sống tại địa phương....

3. Thời gian điều tra : ngày.... tháng..... năm.....

II – Nội dung điều tra

1. Đặc trưng về chế độ lũ của sông G...

– Mùa lũ bắt đầu từ tháng.... và kết thúc vào tháng.....

– Mực nước lũ cao nhất thường xuất hiện vào tháng.... và kéo dài trong .... giờ (hoặc ngày).

– Thời gian tập trung nước (thời gian tính từ khi bắt đầu mưa rào cho đến khi nước sông bắt đầu lên cao) :... phút và thời gian lũ rút kể từ khi tạnh mưa :... phút (áp dụng đối với sông suối nhỏ).

– Tốc độ mực nước sông lên (lớn nhất) : .... m/h.

– Tốc độ mực nước xuống khi lũ rút (lớn nhất) : ....m/h.

– Nguồn gốc phát sinh MN lớn : do mưa hay do mưa lớn + ảnh hưởng của đập, thuỷ triều, v.v...

2. Đặc trưng về chế độ dòng chảy của sông G, đoạn....

– Chiều rộng ngập tràn về mùa lũ : ..... m, về mùa cạn : ....m

– Sông có nước chảy thường xuyên : (+) hay không thường xuyên (–)

– Sông thẳng hay cong, có bãi hay không có bãi, có cây mọc hay không có cây mọc ; nước sông về mùa lũ : đục, có mang phù sa hay nước trong ; đường kính, cuội, sỏi, cát lòng sông chính và bãi sông. d = ... ; địa chất bãi sông : .....

– Mô tả tốc độ nước chảy về mùa lũ và mùa cạn.

– Tình hình vật trôi về mùa lũ : loại vật trôi, kích thước lớn nhất.

3. Điều tra các mực nước lũ lịch sử

– MN lũ lớn nhất : ..... m và năm xuất hiện : .....

– MN lũ lớn thứ 2 : .....m và năm xuất hiện : .....

– MN lũ lớn thứ 3 : .....m và năm xuất hiện : .....

– MN lũ trung bình hàng năm : .....m

Mô tả vị trí các cụm mực nước điều tra : .....

.....

4. Điều tra mực nước về mùa cạn :

– Mực nước thấp nhất : .....m và năm xuất hiện.

– Mực nước trung bình về mùa cạn : .....m.

5. Tình hình xói, bồi, diễn biến lòng sông : .....

6. Những đặc điểm khác có ảnh hưởng tới chế độ lũ, chế độ dòng chảy và hiện tượng xói, bồi đoạn sông : ....

Bản báo cáo này có kèm theo : sơ đồ vị trí các cụm mực nước điều tra. Dưới đây là các cao độ mực nước đã điều tra được :

Điểm MN cao nhất : Vị trí số 1 (tường nhà ông A) : .....m
Vị trí số 2 (hè nhà trụ sở Ủy ban) : .....m
Vị trí số 3 (cây đa cách bờ sông 20m) : .....m

Điểm điều tra MN lũ lớn thứ 2 : Vị trí 5 : ....m
Vị trí 6 : .....m
Vị trí 7 : .....m

Điểm điều tra MN lũ lớn thứ 3 : Vị trí 8 : .....m
Vị trí 9 : .....m

Điểm điều tra MN về mùa cạn : Vị trí 10 : .....m
Vị trí 11 : .....m

Các điều chỉ ghép không có thiếu sót : Nguyễn Văn X..... kí tên

Kĩ sư lập báo cáo : Nguyễn H..... kí tên

Người cao đạc các mực nước : Nguyễn Văn A.... kí tên

Người nhận báo cáo, đội trưởng khảo sát : Hoàng Văn M..... kí tên

MẪU ĐIỀU TRA MỰC NƯỚC

Phụ lục 2

1. Mẫu điều tra mực nước dọc tuyến

Đoạn tuyến từ km..... đến km.....	Mực nước lịch sử / Năm xuất hiện			Nguyên nhân có mực nước lớn	M.N đọng thường xuyên / Số ngày trong năm
	Nhất	Nhì	Ba		
1	2	3	4	5	6

2. Mẫu điều tra mực nước tại các công trình thoát nước

Lí trình công trình thoát	Mực nước lịch sử / Năm xuất hiện			Nguyên nhân có M.N lớn	Đặc điểm của sông		
	Nhất	Nhì	Ba		Độ dốc sông	Điều kiện lòng sông	Hệ số nhám n
1	2	3	4	5	6	7	8

Ghi chú :

Cột (1) – Theo lí trình ghi trên trắc dọc và bình đồ tuyến đường ;

Cột (2), (3), (4) – Ghi cao độ mực nước lịch sử (tử số) và năm xuất hiện (mẫu số)

Cột (5) – Ghi nguyên nhân của MN cao (do lũ, do thuỷ triều, do đập thuỷ điện, v.v...) ;

Cột (6) – Ghi độ dốc sông trong phạm vi công trình thoát nước bằng cách đo cao độ lòng sông (hay đường mặt nước) ở hai mặt cách cách thượng lưu và hạ lưu công trình khoảng 20 – 50m.

Cột (7) – Thuyết minh điều kiện chảy của lòng sông theo những đặc điểm như cách phân loại của bảng phụ lục 6. Nó là cơ sở để chọn hệ số nhám lòng sông khi tính toán lưu lượng theo phương pháp hình thái.

Cột (8) – Dựa vào điều kiện chảy của lòng sông, theo bảng 3, phụ lục 6 chọn hệ số nhám n.

Các cột 2, 3, 4 và 6 của mẫu hồ sơ 1 : tử số chỉ MN và mẫu số chỉ năm xuất hiện, hoặc số ngày MN đọng thường xuyên.

3. Phương pháp điều tra mực nước

a) Theo các số liệu quan trắc của các trạm theo dõi mực nước của các cơ quan khí tượng thuỷ văn và các cơ quan chuyên ngành.

Khi thu thập số liệu của các trạm theo dõi mực nước cần ghi rõ mốc cao đạc theo hệ mốc của nhà nước hay là mốc cao đạc tương đối của địa phương.

b) Điều tra qua nhân dân

Phương pháp này dựa vào đồng bào địa phương sống lâu ở ven sông điều tra mực nước lịch sử (MNLS) và các mực nước đặc trưng khác (mực nước lũ trung bình hàng năm, mực nước bình thường thấp nhất về mùa cạn). Khi điều tra không nên chỉ tìm những MNLS mà người đó được chứng kiến, cần điều tra cả những số liệu về MNLS của ông cha kể lại. Để đảm bảo chính xác, các số liệu điều tra mực nước phải được thu thập từ nhiều nguồn, qua thăm hỏi nhiều người và đối chiếu với thực địa. Khi điều tra tất cả những điều chỉ dẫn của họ phải được ghi lại thành văn bản theo quy định (xem phục lục 1).

c) Dựa vào các dấu vết lũ để lại trên thực địa

Những dấu vết do lũ để lại là :

– Các vật trôi còn mắc lại trên cây, bờ sông, khe đá.

– Vết xói trên các vách đá, bờ sông.

– Vết lở do nước xói ở bờ sông.

– Đường giới hạn cây cỏ mọc ở bãi sông, đương thay đổi mầu sắc của cây cỏ. Vết nước có màu xẫm nhạt là mực nước trung bình, còn vết trên không rõ lắm là ứng với chu kì lũ 5 – 10 năm.

– Vết lũ trên tường nhà, bến sông, v.v...

d) Dựa vào địa thế

Phương pháp này áp dụng đối với những vùng không có dân cư và dấu vết của MNLS để lại không rõ ràng. Bằng phương pháp đo đạc bình đồ địa thế, các mặt cắt ngang vùng sông khảo sát rồi tiến hành quan sát, phân tích dựa theo sự cấu tạo địa thế chung của thung lũng, những nét chung về địa hình, địa mạo của các sông suối lân cận để xác định MNLS và các mực nước đặc trưng khác.

e) Theo lưu lượng đã biết

Nếu do nguồn cung cấp nào đấy biết được lưu lượng và tần suất xuất hiện của nó thì có thể dựa vào công thức thuỷ lực (công thức Sêdi – Maninh, Sêdi – Badanh, v.v...) để tính ra mực nước lũ tương ứng.

g) Theo tài liệu đo mực nước của một trạm gần đấy

Mực nước tại vị trí công trình thoát nước được xác định bằng cách lập quan hệ giữa các mực nước của hai mặt cắt tại trạm X... gần đấy và tại mặt cắt công trình thoát nước và kéo dài đường quan hệ mực nước giữa hai trạm để có MNLS tại vị trí công trình thoát nước mức MNLS tại trạm X... đã biết.

MNLS tại vị trí công trình thoát nước cũng có thể xác định bằng cách dựa vào độ dốc đoạn sông giữa trạm X... và vị trí công trình thoát nước để chuyển MNLS từ trạm X... về vị trí cầu, cống.

Phụ lục 3

MẪU ĐIỀU TRA
ĐẶC TRƯNG ĐỊA MẠO, ĐỊA HÌNH LÒNG SUỐI

Lí trình cầu, cống	Tên lưu vực	Chiều dài suối (m)	Độ dốc suối (‰)		Chiều dài sông nhánh (m)	Đất lòng suối	Hệ số m_{LS}
			Trung bình	Tại cầu cống			
1	2	3	4	5	6	7	8
Km 0 + 500	1	1500	10	4	1700		7

Ghi chú :

Cột (1) – theo lí trình ghi trên trắc dọc và bình đồ tuyến đường ;

Cột (2) – số hiệu lưu vực được kí hiệu ở bản vẽ khoanh diện tích lưu vực ;

Cột (3) – chiều dài tính theo dọc suối từ nơi suối hình thành rõ ràng đến vị trí công trình ;

Cột (4) – độ dốc trung bình của suối chính theo lòng suối ;

Cột (5) – độ dốc tại cầu cống của suối ;

Cột (6) – tổng chiều dài các suối nhánh có chiều dài lớn hơn 0,75 chiều dài suối chính, kí hiệu là Σl.

Cột (7) – thuyết minh địa chất của lòng sông và bãi sông (nếu có) điều kiện nước chảy theo cách phân loại của bảng mục 4 phụ lục 6.

Cột (8) – hệ số m_{LS} được xác định theo bảng 3 phụ lục 5.

Phụ lục 4

MẪU ĐIỀU TRA
ĐẶC TRƯNG ĐỊA MẠO, ĐỊA HÌNH LƯU VỰC

Lí trình cống, cầu	Tên lưu vực	i_{sd} ‰	Loại đất	Cấp đất	Điều kiện nước chảy	Cây cỏ	Hệ số m_{sd}	Tỉ lệ hồ ao %	Tỉ lệ nhà cửa, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Km 0 + 500 Km1 + 100	1 2	202	Sét cát	III	Sạch, không bị cày xới	T.bình	0,25	0	< 20

Ghi chú :

Cột (1) – theo lí trình ghi trên trắc dọc và bình đồ tuyến đường ;

Cột (2) – số liệu lưu vực được kí hiệu ở bản vẽ khoanh diện tích lưu vực ;

Cột (3) – độ dốc sườn dốc lưu vực, tính bằng phần nghìn ;

Cột (4) – phân loại đất theo loại đất và hàm lượng cát như cách phân loại ở bảng 1, phụ lục 5

Cột (5) – phân cấp đất theo cường độ thấm có 6 cấp (I, II, ..., VI) như cách phân cấp ở bảng 1 phụ lục 5.

Cột (6) – điều kiện nước chảy trên bề mặt lưu vực, được phân thành bốn trường hợp như cách phân loại ở bảng 2 phụ lục 5.

Cột (7) – thuyết minh loại cây cỏ và mật độ cây cỏ (thưa thớt, trung bình, rậm rạp) ;

Cột (8) – hệ số nhám (hệ số cản) sườn dốc lưu vực xác định theo bảng 2 phụ lục 5.

Cột (9) – thuyết minh tỉ lệ hồ ao chiếm trên lưu vực và sự phân bố hồ, ao (nửa phần dưới hay nửa phần trên của lưu vực).

Cột (10) – tỉ lệ nhà cửa chiếm trên lưu vực, chỉ cần đánh giá lớn hơn hay nhỏ hơn 20%, không yêu cầu khảo sát diện tích chính xác.

Phụ lục 5

CÁC BẢNG XÁC ĐỊNH ĐẶC TRƯNG ĐỊA CHẤT VÀ ĐỊA MẠO LƯU VỰC

Bảng PL – 1

Phân cấp đất theo cường độ thấm

TT	Tên loại đất	Hàm lượng cát (%)	Cường độ thấm (mm/phút)	Cấp đất
1	Nhựa đường, đất không thấm, nham thạch không nứt		0,10	I
2	Đất sét, sét màu, đất muối, đất sét cát (khi ẩm có thể vê thành sợi, uốn cong không bị đứt)	2 10	0,10 0,30	I II
3	Đất hoá tro, hoá tro mạnh	10	0,30	II
4	Đất tro chất sét (khi ẩm có thể vê thành sợi, uốn cong có vết rạn).	14 15	0,50 0,60	III III
5	Sét cát, đất đen, đất rừng màu tro nguyên thổ, rừng có cỏ, đất hoá tro vừa (khi ẩm có thể vê thành sợi uốn cong có vết rạn).	12 15 30	0,40 0,60 0.85	II III III
6	Đất đen màu mỡ.	14 30	0,50 0,85	III III
7	Đất đen thường	15 30	0,60 0,85	III III
8	Đất màu lê, màu lê nhạt	17 30	0,70 0,90	III III
9	Đất calci đen (ở những cánh đồng cỏ, hạt đất có màu tro đen chứa nhiều mục thực vật. Nếu lớp thực vật trên mặt mỏng thì liệt vào loại IV, nếu dày thuộc loại III.	17 40 60	0,70 0,90 1,20	III IV IV
10	Đất sét cát, đất đen sét cát, đất rừng, đất đồng cỏ (khi ướt khó vê thành sợi).	45 60 70	1,00 1,25 1,50	IV IV V
11	Đất cát không bay được (không vê thành sợi được).	80 90	2,00 2,50	V VI
12	Cát thô và cát có thể bay được (khi sờ tay vào có cảm giác nhám, mắt có thể phân biệt được hạt cát, không vê thành sợi được).	95 100	3,00 5,00	VI VI

Bảng PL – 2

Hệ số nhám sườn dốc m_{Sd}

Tình hình sườn dốc lưu vực	Hệ số m_{sd} trong trường hợp		
	Cỏ thưa	Trung bình	Cỏ dày
– Sườn dốc bằng phẳng (bêtông nhựa đường)	0,50		
– Đất đồng bằng loại hay nứt nẻ, đất san phẳng, đầm chặt.	0,40	0,30	0,25
– Mặt đất thu dọn sạch, không có gốc cây, không bị cày xới, vùng dân cư nhà cửa không quá 20%, mặt đá xếp.	0,30	0,25	0,20
– Mặt đất bị cày xới, nhiều gốc búi, vùng dân cư có nhà cửa trên 20%	0,20	0,15	0,10

Bảng PL – 3

Hệ số nhám lòng sông m_{LS}

Tình hình lòng sông từ thượng nguồn đến cửa ra	Hệ số m_{ls}
– Sông đồng bằng ổn định, lòng sông khá sạch, suối không có nước thường xuyên, chảy trong điều kiện tương đối thuận lợi.	11
– Sông lớn và vừa quanh co, bị tắc nghẽn, lòng sông mọc cỏ, có đá, chảy không êm, suối không có nước thường xuyên ; mùa lũ dòng nước cuốn theo nhiều sỏi cuội, bùn cát, lòng sông mọc cỏ.	9
– Sông vùng núi, lòng sông nhiều đá, mặt nước không phẳng, suối chảy không thường xuyên, quanh co, lòng suối tắc nghẽn.	7

Phụ lục 6

XÁC ĐỊNH LƯU LƯỢNG THEO PHƯƠNG PHÁP HÌNH THÁI

1. Chọn mặt cắt tính lưu lượng

Mặt cắt ngang tính lưu lượng theo phương pháp hình thái phải có các tiêu chuẩn sau đây :

– Mặt cắt ngang phải nằm trên đoạn thẳng, nằm ngoài phạm vi ảnh hưởng của nước dềnh từ sông khác, của thuỷ triều, đập nước.

– Phải chọn ở những nơi không có bãi hay bãi hẹp, tốt nhất là mặt cắt ngang có dạng lòng chảo, hướng nước chảy thuận lợi, song song và vuông góc với hướng nước chảy.

– Mặt cắt ngang lưu lượng tốt nhất chọn trùng với mặt cắt sông tại công trình thoát nước. Trường hợp tại vị trí công trình thoát nước, mặt cắt ngang suối không đảm bảo các yêu cầu để tính lưu lượng thì có thể chọn ở phía thượng lưu hay hạ lưu cầu một ít.

Sau khi đã có được lưu lượng tính toán, dựa vào các công thức thuỷ lực để tính các đặc trưng thuỷ lực (chiều sâu nước chảy, tốc độ dòng chủ, tốc độ bãi sông) của mặt cắt sông tại vị trí công trình thoát nước.

2. Xác định độ dốc dọc sông

Mục đích của việc xác định độ dốc dọc sông là để xác định tốc độ và lưu lượng nước chảy nếu biết mực nước tính toán, mặt cắt ngang và các đặc trưng hình thái của lòng sông.

Độ dốc dọc về nguyên tắc được xác định theo tài liệu đo mực nước đồng thời giữa ba mặt cắt thượng lưu, mặt cắt tính lưu lượng và mặt cắt hạ lưu về mùa lũ. Tuy nhiên trong điều kiện khó khăn không tổ chức đo đạc được về mùa lũ thì có thể đo độ dốc mặt nước ở thời điểm khảo sát hay đo độ dốc sông dọc theo trục động lực của dòng chảy (dọc theo đáy sâu nhất của sông) và cho phép sử dụng chúng làm trị số độ dốc dòng chảy tính toán.

Khoảng cách giữa các mặt cắt do độ dốc dọc đối với sông suối nhỏ ít nhất là 50m.

3. Xác định tốc độ và lưu lượng nước

Tốc độ nước chảy được xác định theo công thức sau đây :

Công thức Sêdi – Maninh :

$$V = \frac{1}{n} h^{2/3} . i^{1/2} \ (m/s)$$

Công thức Sêdi – Badanh :

$$V = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{h}}} \sqrt{hi} \ (m/s)$$

trong đó : h – chiều sâu trung bình của dòng chảy, $h = \frac{\omega}{B}$.

ω, B – tiết diện và chiều rộng dòng chảy.

γ, n – hệ số nhám tính theo Badanh và Maninh.

Trong tính toán các trị số γ và n nên xác định theo số liệu đo tốc độ dòng chảy đo bằng máy lưu tốc kế hay bằng phao trong thời gian khảo sát :

$$\frac{1}{n} = \frac{V}{h^{2/3} i^{1/2}}$$

$$\gamma = \left(\frac{87\sqrt{hi}}{V} - 1 \right) \sqrt{h}$$

trong đó : i – độ dốc mặt nước sông.

Trong trường hợp không có số liệu thực tế, trị số n và γ có thể xác định gần đúng theo bảng sau đây.

Lưu lượng nước ứng với mực nước điều tra được xác định theo công thức sau :

$$Q = \omega_{ch} \cdot \frac{1}{n_{ch}} h_{ch}^{2/3} . i^{1/2} + \sum_{1}^{n} \omega_b \frac{1}{n_b} . h_b^{2/3} . i^{1/2}$$

Kí hiệu "ch" dùng đối với phần dòng chủ ; "b" – đối với phần bãi sông.

Nếu sông hẹp, chiều rộng sông nhỏ hơn 10 lần chiều sâu nước chảy (B < 10h) thì trong các công thức trên phải thay "h" bằng $R = \frac{\omega}{\chi}$; trong đó χ – chu vi ướt ; ω – tiết diện dòng chảy.

Ở các sông suối vùng núi ngoài công thức tính tốc độ nước chảy theo Sêdi có thể xác định tốc độ nước chảy dựa theo đường kính những hòn sỏi, cuội lớn nhất khi lũ rút để lại d :

$$v = 5{,}5\sqrt{d} \ \ (m/s)$$

trong đó đường kính sỏi, cuội tính bằng mét.

4. Hệ số nhám của sông thiên nhiên

TT	Hệ số nhám lòng sông	$\frac{1}{n}$	n	γ
1	Sông thiên nhiên có những điều kiện đặc biệt (bờ nhẵn nhụi, dòng thẳng không trở ngại, nước chảy dễ dàng)	40	0,025	1,29
2	Sông vùng đồng bằng luôn có nước chảy (chủ yếu là sông lớn) điều kiện nước chảy và lòng sông đặt biệt tốt.	30	0,035	2,00
	Sông nước chảy có mùa, sông (sông lớn và trung) tình hình nước chảy, hình dạng lòng sông tốt.			
3	Sông vùng đồng bằng luôn có nước chảy và tương đối sạch, hướng nước chảy có đôi chỗ không thẳng, hay thẳng nhưng đáy có đôi chỗ lồi lõm (có bãi nổi, hố nước xói, có đá lác đác). Sông nước chảy có mùa, lòng sông là đất, nước chảy dễ dàng.	25	0,040	2,75
4	Sông lớn và trung có nhiều trở ngại cục bộ, quanh co, có chỗ mọc cây, có nhiều đá, mặt nước chảy không phẳng. Sông chảy có mùa, khi lũ về mang theo nhiều cát, bùn, lòng sông có đá tròn to hoặc có mọc che lấp.	20	0,050	3,75
	Bãi của sông lớn và vừa, điều kiện chảy tương đối ưu việt, bãi có mọc cỏ, bụi cây hay sú với số lượng trung bình.			
5	Sông chảy có mùa cực kì trở ngại khúc khuỷu. Bãi sông không bằng phẳng, cây cỏ mọc nhiều, lòng sông có chỗ nước xói.	15	0,060	5,50
	Sông miền núi có những đá cuội và đá to, mặt nước sông không phẳng			
6	Sông có bãi, cây cỏ mọc đặc biệt rậm rạp (nước chảy chậm) và có những vực do xói sâu, rộng.	12,5	0,080	7,00

TT	Hệ số nhám lòng sông	$\frac{1}{n}$	n	γ
7	Sông miền núi có nhiều đá lớn, nước chảy sinh bọt tung tóe, mặt nước khúc khuỷu.....	12.5	0.080	7.00
8	Bãi sông như trên nhưng hướng nước chảy xiên nhiều. Sông ở miền núi có thác, lòng sông khúc khuỷu có những đá, to, nước chảy sinh bọt nhiều và át hết mọi âm thanh, nói với nhau nghe thật khó khăn.	10.0	0.100	9.00
9	Sông ở miền núi có những đặc trưng như trên. Sông có cây cối mọc rậm, có những bụi, có nhiều chỗ nước ứ đọng. Bãi sông có những khúc chết rộng, có những chỗ thật sâu. Sông có bùn đá trôi.	7.5	0.133	12.00
10	Bãi sông có cây lớn mọc rậm *Ghi chú* – Bảng hệ số nhám trên dùng để tính vận tốc nước chảy của sông theo công thức Sêdi – Maninh và Sêdi – Badanh khi không điều tra được hệ số nhám tại thực địa. Công thức Sêdi – Badanh : $V = C.\sqrt{RI}$ $C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$ Công thức Sêdi – Maninh $V = C.\sqrt{RI} = \frac{1}{n}.R^{2/3}I^{1/2}$ $C = \frac{1}{n}.R^{1/6}$	5.0	0.20	20.00

Phụ lục 7

HỆ SỐ KHÍ HẬU n, A, B CỦA 18 VÙNG KHÍ HẬU (TRẠM ĐẠI DIỆN)

Công thức $a = \frac{A + B\log N}{t^n}$

Vùng	T (Phút)	n	A	B	Vùng	T (Phút)	n	A	B
I Nghĩa Lộ	≤ 90'	0,443	3,332	6,017	VII Hồng Gai	< 120'	0,372	1,886	3,561
	> 90'	0,762	14,500	25,035		> 120'	0,707	12,057	22,768
II Hoà Bình	≤ 60'	0,647	3,293	10,175	VIII Hà Nội	≤ 120'	0,387	2,584	4,527
	> 60'	0,647	7,060	20,262		> 120'	0,711	12,787	24,014
III Tuyên Quang	≤ 120'	0,405	1,305	2,060	IX Thanh Hoá	≤ 120'	0,300	1,854	3,413
	> 120'	0,491	1,945	3,096		> 120'	0,630	1,884	16,555
IV Lạng Sơn	≤ 90'	0,440	4,190	2,527	X Vinh	≤ 120'	0,284	1,790	3,182
	> 90'	0,772	18,249	11,041		> 120'	0,653	10,600	18,902
V Hà Giang	≤ 90'	0,270	2,108	1,455	XI Đồng Hới	≤ 120'	0,375	2,742	2,182
	> 90'	0,630	9,898	7,135		> 120'	0,448	3,898	2,782
VI Việt Trì	≤ 120'	0,360	1,842	3,250	XII Q. Nam Đ. Nẵng	≤ 120'	0,405	3,123	3,141
	> 120'	0,691	8,900	16,883		> 120'	0,522	5,502	5,134
XIII Nha Trang	≤ 120'	0,377	2,507	4,507	XVI Đà Lạt	≤ 60'	0,334	2,778	4,180
	> 120'	0,611	7,684	13,824		> 60'	0,961	26,652	46,611
XIV Plây Ku	≤ 90'	0,364	3,455	4,320	XVII Phan Rang	< 120'	0,497	4,565	4,247
	> 90'	0,841	27,939	34,936		> 120'	0,790	18,671	17,370
XV Ban Mê Thuột	≤ 30'	0,320	4,147	4,246	XVIII TP. Hồ Chí Minh	≤ 90'	0,486	7,304	2,773
	> 30'	0,822	21,665	22,183		> 90'	0,861	39,472	14,923

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Nguyễn Quang Chiêu, Đỗ Bá Chương, Dương Học Hải, Nguyễn Xuân Trục (chủ biên). Thiết kế đường ôtô, tập II Hà Nội – 1990.
2. Nguyễn Xuân Trục. Thiết kế đường ôtô – Tập ba : Công trình vượt sông. NXB Giáo dục Hà Nội – 1997.
3. Tiêu chuẩn thiết kế đường ôtô TCVN 4054–85. Hà Nội – 1986.
4. Tiêu chuẩn thiết kế đường ôtô TCVN 4054 : 1998
5. Tiêu chuẩn thiết kế đường cao tốc TCVN 5729 : 1997.
6. Báo cáo đề tài NCKH "Hoàn chỉnh tiêu chuẩn tính toán lưu lượng cực đại dùng trong tính toán thuỷ văn cầu cống nhỏ" B97–34–2 – 1998. ĐHXD – Nguyễn Xuân Trục
7. Tiêu chuẩn ngành (22 TCN–211–93) "Quy trình thiết kế áo đường mềm" Nhà XB GTVT.
8. Tiêu chuẩn ngành (22 TCN–223–95) "Quy trình thiết kế áo đường cứng" Vụ Kĩ thuật – Bộ GTVT.
9. Dương Học Hải – "Công trình mặt đường ôtô". Bài giảng sau đại học – khoa sau Đại học – ĐHXD – 1995.
10. Dương Học Hải – Hồ Chất : "Phòng chống các hiện tượng phá hoại nền đường vùng núi" – Nhà xuất bản KHKT – Hà Nội 1986.
11. Dương Học Hải – Đỗ Dũng : "Khảo sát thiết kế đường ôtô" Nhà xuất bản KHKT – Hà Nội 1984.
12. Dương Học Hải – "Báo cáo kết quả nghiên cứu đề tài cấp Nhà nước (KC10.05)" – Tạp chí GTVT số 12/1994.
13. Lục Đỉnh Tung – Trình Gia Câu : "Công trình nền mặt đường" Đại học Đồng Tế Thượng Hải – 1993. Bản dịch tiếng Việt do Dương Học Hải và Nguyễn Quang Chiêu dịch. Nhà xuất bản GTVT – 1995.
14. BCEOM, CEBTP : "Đường ôtô trong các vùng nhiệt đới và sa mạc". Tập II – dịch từ tiếng Pháp do Nguyễn Xuân Mãn và Dương Học Hải dịch. Nhà XB KHKT – Hà Nội 1994.
15. Pierre Lareal. Nguyễn Thành Long, Nguyễn Quang Chiêu : "Nền đường đắp trên đất yếu trong điều kiện Việt Nam". Nhà XB KHKT – Hà Nội 1995.
16. Kennenth B.Woods : "Highway engineering hand book". Tom I.
17. Dennes T.Bergado. AIT Thái Lan "Design guide with prefabricated vertical wick drains" – Bangkok. Thailand. 1992.
18. Đặng Hữu, Đỗ Bá Chương, Nguyễn Xuân Trục : "Sổ tay thiết kế đường ôtô". Nhà XB KHKT – Hà Nội 1976.
19. Hội đồng Pháp quốc về vải địa kĩ thuật và màng mỏng địa kĩ thuật. "Geotextiles manual" (bản tiếng Anh).

MỤC LỤC

Trang

Lời nói đầu 3

Chương 8. THIẾT KẾ NỀN ĐƯỜNG

8.1. Yêu cầu chung đối với nền đường 5
8.2. Cấu tạo nền đường trong trường hợp thông thường 8
8.3. Tính toán đánh giá sự ổn định của nền đường trên sườn dốc 18
8.4. Tính toán ổn định mái dốc taluy nền đường 21
8.5. Tính toán ổn định nền đắp trên đất yếu 27
8.6. Tính toán độ lún của nền đắp 37

Chương 9. CHẾ ĐỘ THUỶ NHIỆT CỦA NỀN ĐƯỜNG VÀ CÁC BIỆN PHÁP THIẾT KẾ BẢO ĐẢM ỔN ĐỊNH CƯỜNG ĐỘ CỦA NỀN ĐƯỜNG

9.1. Ảnh hưởng của trạng thái ẩm của đất đến sự ổn định cường độ của nền đường 46
9.2. Chế độ thuỷ nhiệt của nền đường và phân khu khí hậu đường sá 50
9.3. Tính toán phân bố ẩm trong thân nền đường chịu ảnh hưởng của nước phía dưới và nước ngập hai bên vai đường 61
9.4. Khu vực tác dụng của nền đường và các biện pháp cải thiện chế độ thuỷ nhiệt để tăng cường độ và bảo đảm ổn định cường độ nền đường 65
9.5. Trạng thái phân bố ẩm tính toán và cường độ tính toán của đất nền đường 73

Chương 10. CẤU TẠO ÁO ĐƯỜNG

10.1. Yêu cầu chung đối với áo đường và cấu tạo kết cấu áo đường 79
10.2. Phân loại các kiểu áo đường 84
10.3. Các nguyên tắc thiết kế cấu tạo áo đường 90

Chương 11. TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ (BỀ DÀY) ÁO ĐƯỜNG MỀM

11.1. Đặc điểm của tải trọng xe chạy tác dụng lên mặt đường và ảnh hưởng của nó đến cơ chế làm việc của nền đất và vật liệu áo đường 97
11.2. Các hiện tượng phá hoại kết cấu áo đường mềm và nguyên lí tính toán cường độ áo đường mềm 103
11.3. Tính toán cường độ (bề dày) áo đường mềm theo tiêu chuẩn độ võng đàn hồi giới hạn 110
11.4. Tính toán cường độ (bề dày) áo đường mềm theo điều kiện cân bằng giới hạn về trượt trong nền đất và các lớp kém dính kết. 118
11.5. Tính toán cường độ áo đường mềm theo điều kiện chịu kéo khi uốn 123
11.6. Phương pháp xác định các thông số để tính toán cường độ áo đường mềm 125
11.7. Thiết kế tăng cường áo đường mềm 135
11.8. Tính toán thiết kế kết cấu áo đường mềm theo phương pháp của AASHTO (Hiệp hội những người làm đường và vận tải toàn nước Mỹ) 140

Chương 12. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ ÁO ĐƯỜNG CỨNG

12.1. Các hiện tượng phá hoại kết cấu áo đường cứng và các tiêu chuẩn tính toán 159
12.2. Các yêu cầu về thiết kế cấu tạo kết cấu áo đường cứng 165
12.3. Tính toán cường độ (bề dày) tấm BTXM toàn khối dưới tác dụng của tải trọng xe chạy 169

12.4. Tính toán mặt đường cứng dưới tác dụng của nhiệt độ 178
12.5. Thiết kế mặt đường BTXM lắp ghép 185
12.6. Tính toán thiết kế kết cấu áo đường cứng (BTXM) theo phương pháp của AASHTO 189

Chương 13. THIẾT KẾ VÀ TÍNH TOÁN HỆ THỐNG THOÁT NƯỚC MẶT VÀ THOÁT NƯỚC NGẦM

13.1. Hệ thống thoát nước mặt và thoát nước ngầm 197
13.2. Thiết kế và tính toán thuỷ lực rãnh 199
13.3. Gia cố chống xói rãnh 203
13.4. Rãnh dọc (rãnh biên) 206
13.5. Rãnh đỉnh 208
13.6. Rãnh tập trung nước (rãnh dẫn nước) 209
13.7. Thùng đấu và bể bốc hơi 211
13.8. Nắn thẳng lòng sông 212
13.9. Dốc nước và bậc nước 213
13.10. Thiết kế công trình thoát nước ngầm 219
13.11. Xác định lưu lượng thiết kế rãnh 226

Chương 14. KHẢO SÁT THUỶ VĂN PHỤC VỤ THIẾT KẾ NỀN ĐƯỜNG VÀ CÔNG TRÌNH THOÁT NƯỚC MẶT

14.1. Khảo sát thuỷ văn trong giai đoạn nghiên cứu tiền khả thi 228
14.2. Khảo sát thuỷ văn trong giai đoạn nghiên cứu khả thi 229
14.3. Khảo sát thuỷ văn trong giai đoạn thiết kế kĩ thuật 233
14.4. Khảo sát thuỷ văn trong giai đoạn lập bản vẽ thi công 236

Phần phụ lục 237

Phụ lục 1. Mẫu báo cáo tình hình sông G... 237
Phụ lục 2. Mẫu điều tra mực nước 238
Phụ lục 3. Mẫu điều tra đặc trưng địa mạo, địa hình lòng suối 240
Phụ lục 4. Mẫu điều tra đặc trưng địa mạo, địa hình lưu vực 240
Phụ lục 5. Các bảng xác định đặc trưng địa chất và địa mạo lưu vực 241
Phụ lục 6. Xác định lưu lượng theo phương pháp hình thái 242
Phụ lục 7. Hệ số khí hậu n, A, B của 18 vùng khí hậu (trạm đại diện) 244

Tài liệu tham khảo 245

Mục lục 246

Chịu trách nhiệm xuất bản :

Chủ tịch HĐQT kiêm Tổng Giám đốc NGÔ TRẦN ÁI

Phó Tổng Giám đốc kiêm Tổng biên tập VŨ DƯƠNG THỤY

Biên tập lần đầu :

PHẠM THANH HƯƠNG

Biên tập tái bản :

BÙI MINH HIỂN

Biên tập mỹ thuật :

TRẦN THUÝ HẠNH

Trình bày bìa :

TRẦN TIỂU LÂM

Sửa bản in :

PHÒNG SỬA BẢN IN (NXB GIÁO DỤC)

Chế bản :

PHÒNG CHẾ BẢN (NXB GIÁO DỤC)

THIẾT KẾ ĐƯỜNG Ô TÔ – TẬP HAI

Mã số: 7B454T5 - DAI

In 1500 bản, khổ 19x27 cm.Tại 34A Nguyễn Khoái-Công ty cổ phần in 15.
Giấy phép xuất bản số : 21/ 287 - 05 CXB cấp ngày 12 tháng 1 năm 2005.
In xong và nộp lưu chiểu quý IV năm 2005.