

Résultats de récentes recherches relatives au dimensionnement des fondations des chaussées

Par **D. Bonnard**, professeur à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne

Die Geotechnik im neuzeitlichen Strassenbau

Von **Prof. G. Schnitter**, Direktor der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich

44

Überreicht durch die

Schweizerische Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik
Société suisse de mécanique des sols et des travaux de fondations

Offert par la

Resultats de récentes recherches relatives au dimensionnement des fondations des chaussées

Par D. Bonnard, professeur à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne

Die Geotechnik im neuzeitlichen Strassenbau

Von Prof. G. Schnitter,
Direktor der Versuchsanstalt für Wasserbau an der ETH, Zürich

Résultats de récentes recherches relatives au dimensionnement des fondations des chaussées

Par *D. Bonnard*, professeur à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne

En confiant aux membres du corps enseignant des écoles polytechniques de Zurich et de Lausanne la charge de présenter les conférences organisées à l'occasion de son cinquantième anniversaire, l'Union suisse des professionnels de la route (USPR) a tenu à marquer les liens étroits qui existent entre cet important groupement et nos hautes écoles.

Depuis de très nombreuses années, en effet, au sein des commissions techniques de l'USPR, collaborent dans un excellent esprit nos collègues des administrations chargés des plus grandes responsabilités dans la construction de notre réseau routier et les professeurs de Lausanne et de Zurich parfois secondés ou représentés par leurs collaborateurs directs.

Or, le travail de ces commissions tend à établir avant tout les normes ou recommandations qui doivent être prises pour règle dans l'établissement des projets et la conduite des travaux de construction de nos routes nationales. L'un des mérites des dirigeants de l'USPR est d'avoir su, avec beaucoup de doigté et d'à-propos au cours de ces dernières années, désigner les membres de ses commissions techniques de façon que soient valorisés à la fois la grande expérience pratique des ingénieurs de nos administrations et les résultats des recherches et études expérimentales patiemment poursuivies dans les instituts et laboratoires de nos écoles polytechniques.

Les autorités fédérales, conscientes de l'intérêt présenté par cette collaboration, n'ont cessé de l'encourager, notamment en facilitant grandement les études, mettant à disposition pour cela des fonds importants prélevés sur les ressources douanières provenant des droits d'entrée à l'importation des carburants.

Notre propos sera aujourd'hui d'exposer quelques-uns des résultats de cette collaboration dans le domaine du dimensionnement des fondations des chaussées. Nous nous attacherons plus spécialement à l'examen des mesures à prendre pour lutter contre les effets du gel. Les observations exceptionnellement significatives faites au terme de l'hiver très froid 1962/1963 qui vient de s'achever ont permis de conclure sur bien des points qui n'avaient pas pu être élucidés précédemment.

Nous donnerons en particulier les résultats des plus récentes recherches faites par le Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne, résultats tirés d'observations très nombreuses recueillies essentiellement sur les chaussées de Suisse romande.

Nous tenons à remercier d'emblée ici tous ceux qui ont collaboré à grouper les éléments de cet exposé et en particulier M. E. Recordon, notre principal collaborateur, aux recherches duquel nous ferons largement appel, ainsi que M. J. Bonjour, ingénieur au Département des travaux publics du canton de Vaud, président de la Commission «Fondations et infrastructures» de l'USPR, qui possède une documentation particulièrement pré-

cieuse, et M. Karakas, ingénieur, chef du Service des essais au bureau de construction des autoroutes vaudoises.

I. Rappel succinct des règles appliquées en Suisse ces dernières années dans le dimensionnement des chaussées en fondation

C'est en 1957 que l'Union suisse des professionnels de la route édita des normes devant faciliter le choix des dimensions des chaussées en fondation. Ces directives furent rédigées et publiées afin que soient évitées les erreurs les plus grossières; mais elles n'ont pas, dans l'intention de leurs auteurs, un caractère définitif, les essais, observations et recherches actuellement en cours devant conduire à une refonte à plus ou moins brève échéance de ces textes. C'est à cette révision des normes de dimensionnement que tendent les travaux dont nous donnerons aujourd'hui les premiers résultats. Rappelons que les normes actuelles permettent le choix de l'épaisseur de la superstructure de la chaussée, soit de l'épaisseur totale fondation et revêtement, et cela d'une part en cas de sols non gélifs et d'autre part lorsque la présence de sols gélifs complique notablement le problème.

Dans le premier cas des *sols non gélifs*, c'est-à-dire des sols ne donnant pas lieu en cas de gel à la formation de lentilles de glace et, par voie de conséquence, à des gonflements puis à une perte sensible de résistance au moment du dégel, les normes prescrivent l'épaisseur de la superstructure sur la base de la détermination de la portance du sol d'assise par l'essai CBR, en faisant usage de la notion devenue classique et d'origine américaine de l'indice portant. Cette règle dont la base est purement empirique n'est applicable qu'aux chaussées munies de revêtements souples. Elle s'est révélée satisfaisante chez nous, mais son champ d'application est de jour en jour plus restreint et cela pour deux raisons: tout d'abord, les statistiques récemment faites ont démontré qu'en Suisse romande près de 90 % des sols découverts par les travaux routiers sont, à des degrés divers, gélifs et que ce n'est qu'exceptionnellement que l'on peut donc appliquer une méthode faisant abstraction des effets du gel; en outre, l'évolution des techniques de construction a démontré tous les avantages que l'on retire de la présence de revêtements épais et rigides, qu'ils soient en béton ou bitumeux, et cette tendance à éliminer les revêtements minces et souples condamne ou rend imprécise la méthode de l'indice portant puisqu'elle est en opposition avec ses bases expérimentales. Il faut donc, dans le cas des sols non gélifs, mettre au point une autre méthode de dimensionnement mieux adaptée à nos conditions.

Dans le second cas des *sols gélifs*, qui est de beaucoup le plus fréquent chez nous, le choix de l'épaisseur de la superstructure (fondation et revêtement) doit être fait de façon à atténuer suffisamment la formation de lentilles de glace dans les sols d'assise de la chaussée de manière

à annuler les effets néfastes du gonflement de l'infrastructure en hiver ou ceux de la perte de résistance de celle-ci consécutive au dégel au printemps.

Les normes actuelles* prescrivent alors l'épaisseur de la superstructure en adoptant pour critère trois éléments principaux qui sont la nature du sol et son degré de gélivité, la profondeur atteinte par le gel dans la région intéressée et enfin les conditions hydrologiques, c'est-à-dire le plus ou moins grand développement des mesures d'assainissement ou la présence plus ou moins caractérisée d'une nappe souterraine proche de la surface.

Ce rappel succinct montre de manière très claire que, selon ces directives, n'interviennent pas dans la fixation de l'épaisseur totale de la superstructure la nature et l'épaisseur du revêtement, la nature et l'épaisseur de la fondation. Or, les constatations faites, notamment ces dernières années et plus spécialement durant l'hiver 1962/1963, ont montré de façon incontestable que, pour une même épaisseur totale de la superstructure, et toutes choses étant égales par ailleurs en ce qui concerne le sol, l'eau et le gel, la tenue des chaussées dépendait dans une large mesure des caractéristiques propres du revêtement et de la fondation.

II. Constatations d'ordre général faites sur les réseaux de Suisse romande ces dernières années et plus spécialement durant l'hiver 1962/1963

Comme indiqué plus haut, il faut se rendre à l'évidence que, sur le Plateau suisse et dans nos Préalpes, la plupart des chaussées sont à construire dans des sols à composition à granulométrie étendue, c'est-à-dire dans des sols qui sont tous à des degrés divers gélifs. C'est donc le problème du gel qui doit avant tout, dans notre pays, dicter le mode de dimensionnement.

* Norme SNV 40325 : Gel – dimensionnement de la superstructure en présence d'infrastructure gélive.



Fig. 1. Fissuration longitudinale par gonflement dû aux lentilles de glace pendant le gel. Route des Mosses, 1400 m d'altitude. Tapis et gravier concassé 8 cm; fondation 50 cm

La formation de lentilles de glace en profondeur provoque la destruction de la chaussée principalement au moment du dégel, par suite d'une perte de résistance importante du sol d'assise dont la teneur en eau augmente fortement. Cette perte de résistance est cause en effet d'une sollicitation exagérée du revêtement à la traction; car le passage des véhicules provoque alors des «déflexions» exagérées. Il est beaucoup plus rare que les inconvénients du gel se manifestent déjà pendant la période froide par effet de l'augmentation du volume du sol d'infrastructure, soit par effet du gonflement dû aux lentilles de glace. Ce dernier phénomène, s'il peut provoquer souvent des fissurations longitudinales de nos chaussées, ne conduit généralement pas, s'il existe seul, à la destruction des routes. Il s'agit là de deux phénomènes de nature différente dont les conséquences ne sont pas les mêmes.

Les figures 1, 2, 3 et 4 montrent bien de quoi il s'agit dans un cas comme dans l'autre. Le dimensionnement de la chaussée et de sa fondation devra donc conduire à se prémunir avant tout contre les effets destructeurs de la circulation au moment du dégel, l'atténuation des gonflements en hiver ne devant être qu'un but à atteindre par surcroît.

Ceci est d'autant plus vrai que les observations de ces dernières années, et plus particulièrement les rrigueurs de



Fig. 2. Fissuration généralisée en «peau de crocodile» due à l'insuffisance de la force portante de la chaussée au dégel. Route Savigny-Oron

l'hiver dernier, ont démontré que pratiquement l'on ne peut pas concevoir des superstructures suffisamment épaisses pour éviter que le gel ne pénètre dans le sol naturel pendant les hivers les plus rigoureux. Il faut donc que nos chaussées puissent prendre en charge exceptionnellement, et sans dommage important, des gonflements limités; ainsi, durant l'hiver 1962/1963, presque toutes les chaussées bien dimensionnées en sols gélifs n'ont subi aucun dégât quoique ayant été affectées par des gonflements non négligeables.

C'est donc le problème de la sollicitation du revêtement sous l'effet des charges roulantes, au moment d'un



Fig. 3. Formation d'ornières après la fissuration généralisée au dégel. Route Etagnière-Assens

affaiblissement du sol d'infrastructure au printemps, qui doit être mis au cœur des considérations conduisant aux nouvelles règles de dimensionnement. Dès lors, le type et l'épaisseur du revêtement interviennent comme facteur déterminant dans le choix de la hauteur totale à donner à la superstructure de la chaussée considérée dans son ensemble.

III. Observations et auscultation systématiques de chaussées en Suisse romande, mises en valeur dans la documentation recueillie

Depuis de nombreuses années, nous étions convaincus que le problème du dimensionnement des chaussées ne trouverait sa solution que si, à côté des études de caractère théorique et des essais de laboratoire, l'on procédait à une auscultation systématique d'un nombre appréciable de routes, observant avec le plus grand soin la façon dont elles se comportent sous l'effet du trafic et des agents atmosphériques (gel et eau).

Pour cela, nous avons choisi une série de 26 tronçons d'essais dans le réseau des routes et autoroutes vaudoises et nous nous sommes efforcés de comparer logiquement la façon dont ces routes se sont comportées, compte tenu de leurs caractéristiques propres (revêtement, fondation, etc.) et du cadre naturel particulier à chacune d'elles (natures des sols d'infrastructure, conditions hydrologiques, profondeur de pénétration du gel, etc.).

Le tableau de la figure 5 donne l'énumération des tronçons d'essais, leurs caractéristiques et une partie des résultats des observations faites. C'est ainsi que sont indiquées les situations géographiques, la nature des sols de fondation en faisant appel à la classification des normes actuelles et en précisant le degré de gélivité. Pour chacune des routes, nous avons en outre précisé les épaisseurs respectives du revêtement et de la fondation. Enfin, ce tableau donne les profondeurs atteintes par le gel au droit de ces chaussées, et cela d'une part durant les

hivers 1959-1962 (valeurs moyennes) et d'autre part durant l'hiver rigoureux 1962/1963.

En regard de ces caractéristiques figurent, dans les deux dernières colonnes du tableau, des notes qui indiquent la façon dont se sont comportées ces chaussées et selon le barème suivant :

- note 5: chaussées n'ayant subi ni déformation ni fissure (optimum);
- note 4: chaussées s'étant légèrement déformées, mais absence de fissuration du revêtement;
- note 3: chaussées s'étant fortement déformées et s'étant légèrement fissurées;
- note 2: chaussées s'étant fortement déformées avec fissuration généralisée;
- note 1: (minimum) se rapportant aux chaussées très fortement déformées, avec fissures généralisées et trous dans le revêtement.

Afin de bien faire apparaître les effets de l'hiver exceptionnel 1962/1963, nous avons donné les résultats de la «taxation» définie ci-dessus d'une part à fin été 1962 et d'autre part au printemps 1963.

Il est intéressant de voir que certaines chaussées, qui s'étaient parfaitement bien comportées durant les hivers 1959-1962, ont subi durant l'hiver 1962/1963 quelques légers dégâts mais, dans l'ensemble, le comportement relatif est resté le même malgré les rigueurs du froid de l'hiver passé.

C'est l'examen détaillé des résultats portés sur ce tableau, interprétés en tenant compte en outre d'autres



Fig. 4. Dé nivellements maximales: 2 cm de dalles de béton non goujonnées. Déviation d'Assens. Dalles de béton 14 cm; fondation 20 cm

expériences intéressantes faites de cas en cas et de manière moins systématique par nos collaborateurs et nos collègues du Département des travaux publics, qui a confirmé la nécessité de revoir le contenu des normes actuellement en vigueur.

Voyons, en effet, les choses de plus près. La figure 6 donne, pour chacune des routes étudiées, d'une part l'épaisseur de la superstructure (fondation et revêtement)

telle qu'elle existe réellement, reconnue par les sondages et d'autre part l'épaisseur de la superstructure telle que l'aurait exigé l'application des normes de dimensionnement actuellement en vigueur. Ces deux épaisseurs de superstructure sont représentées à la figure prénommée en regard de l'indication de la note de comportement, dans le sens des notes décroissantes de 5 à 1, et cela tout d'abord pour les chaussées à revêtement bitumineux (les plus nombreuses), partie gauche de la figure, puis pour deux chaussées anciennes en béton, affectées des notes 4 et 3 et, enfin, pour trois tronçons de l'autoroute Lausanne–Genève dont l'un des trois a un revêtement en béton.

L'on constate de façon très claire que la presque totalité des chaussées étudiées sont munies d'une superstructure d'épaisseur nettement inférieure à l'épaisseur requise par les normes. Cela explique de façon surabondante les dégâts survenus dans les chaussées affectées des notes 1 à 3; mais, par ailleurs, la différence entre les épaisseurs existantes et les épaisseurs conformes aux normes reste grande dans nombre de chaussées s'étant bien comportées.

C'est en examinant de près cette figure que nous sommes arrivés à la conclusion que les normes actuellement en vigueur comportaient une marge de sécurité trop grande en bien des cas et cela, entre autres, pour les routes situées à haute altitude d'une part, ainsi que pour

les chaussées munies de revêtements rigides et épais d'autre part; les normes sont mieux confirmées par les faits dans le cas de revêtements minces bitumineux de chaussées situées en plaine.

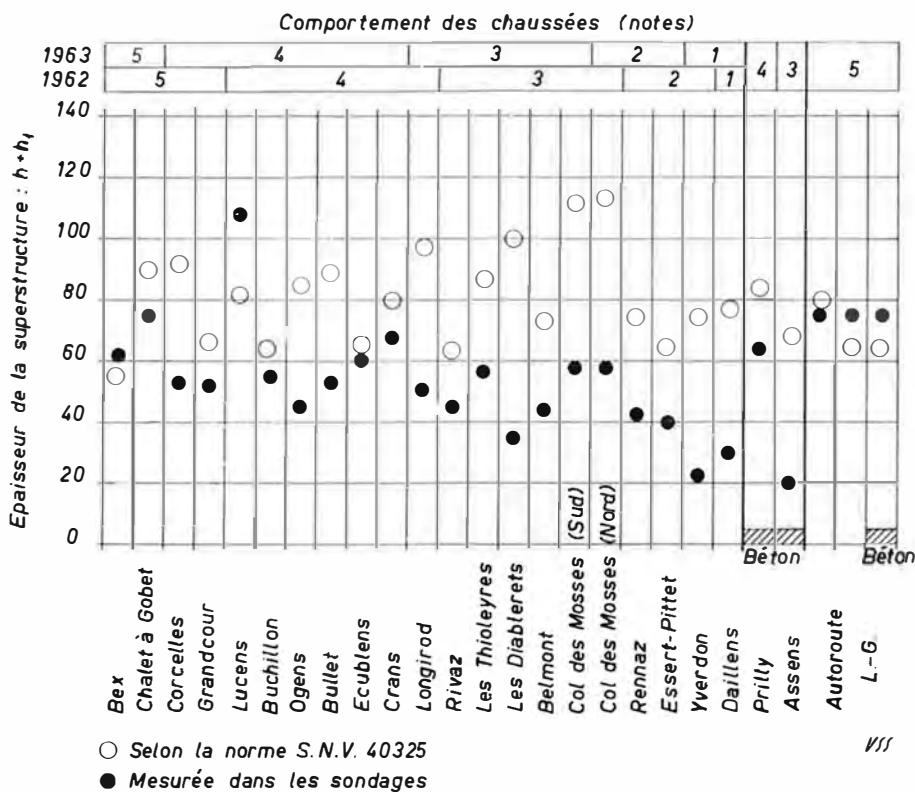
Ainsi la route du col des Mosses, en sol gélif, construite depuis une vingtaine d'années déjà, comporte une superstructure de 60 cm d'épaisseur. L'application des normes aurait exigé, dans un tel cas une épaisseur de la superstructure de près de 1 m 10. Or, cette chaussée s'est maintenue de façon satisfaisante pendant une longue période et n'a subi durant l'hiver dernier qu'une fissuration longitudinale due au gonflement en l'absence de destruction provoquée lors du dégel par la circulation. La fissuration constatée aurait pu être évitée avec une superstructure sans doute supérieure à celle qui fut exécutée, mais cependant inférieure au chiffre de 1 m 10 traduisant les directives contenues dans les normes. La même remarque est applicable aux routes de Longirod et de Bullet affectées de faibles fissurations, munies d'une superstructure de 50 cm, alors que les normes auraient exigé 90 cm. Il en est de même, avec des chiffres un peu différents, pour la route des Diablerrets.

Parmi les routes s'étant bien comportées, quoique leur superstructure ait été d'épaisseur inférieure à celle qu'auraient exigé les normes actuelles, on peut citer celle du Chalet-à-Gobet, celle de Corcelles-le-Jorat et celle de Grancourt.

Désignation du tronçon expérimental				Nature du terrain		Epaisseur de la superstructure cm		Profondeur d'action du gel cm		Comportement	
1 N°	2 RC N°	3 Situation	4 Altitude m	5 Classe USCS	6 Degré de gélivité	7 Rev��tem. h	8 Fondat. h ₁	9 moyenne 1959-1962	10 maximale 1962/1963	11 1962	12 1963
1 780	Déviation de Bex		410	GC	peu gélif (b)	12	50	25	95	5	5
2 601	Chalet-�� Gobet		870	SM-ML	très gélif (d)	12	63	45	> 100	5	5
3 548	Corcelles-Peney-le-Jorat		820	SM-ML	très gélif (d)	8	45	40	> 100	5	4
4 502	Estavayer-Grandcour		500	CL	gélif (c)	7	45	30	100	5	4
5 601	Moudon-Lucens		490	SM-ML	très gélif (d)	8	100	40	90	4	4
6 1	Buchillon-Allaman		410	GM-MI	gélif (c)	15	40	25	100	4	4
7 414	Ogens-Prahins		660	SM-ML	très gélif (d)	5	40	40	> 100	4	4
8 259	Bullet-Mauborget		1190	GM-ML	gélif (c)	8	45	75	115	4	4
9 82	Ecublens-Chavannes-Renens		400	CL	gélif (c)	5	55	20	100	4	4
10 1	Crans		390	CL-ML	très gélif (d)	8	60	20	95	4	4
11 26	Longirod-St-Georges		920	ML	très gélif (d)	6	45	50	> 100	4	3
12 780	Rivaz-St-Saphorin		390	CL	gélif (c)	10	35	15	80	3	3
13 761	Les Thioleyres-Palézieux		660	MH	très gélif (d)	7	50	40	> 100	3	3
14 706	Vers-l'Eglise-Les Diablerrets		1160	GC-CL	gélif (c)	5	30	80	135	3	3
15 773	Belmont-La Croix-sur-Lutry		620	CL	gélif (c)	9	35	30	90	3	3
16 705	La Combballaz-Col des Mosses		1380	SM-ML	très gélif (d)	8	50	75	125	3	3
17 705	Col des Mosses-La L��cherette		1420	SM-ML	très gélif (d)	8	50	100	135	3	2
18 780	Rennaz-Roche		390	GM-ML	gélif (c)	8	35	20	100	2	2
19 289	Essert-Pittet-Ependes		450	CL	gélif (c)	5	35	35	90	2	2
20 402	Yverdon-Yvonand		430	CL	gélif (c)	8	15	30	80	2	1
21 309	Daillens-La Sarraz		500	CL	gélif (c)	5	25	35	100	1	1
22 401	Prilly-Jouxtens		515	SC-CL	très gélif (d)	14	50	20	90	4	4
23 401	Déviation d'Assens		630	CL	gélif (c)	14	20	25	100	3	3
24	La Maladière-Ecublens		390	SM-ML	très gélif (d)	11	57	20	100	5	5
25	St-Prex-Allaman		420	SC-CL	gélif (c)	11	57	25	100	5	5
26 Autor. L-G	Gland-Nyon		450	GC-CL	gélif (c)	20	55	30	100	5	5

Fig. 5. Caractéristiques des tron  ns de routes expérimentales

Fig. 6.
Epaisseur de la superstructure
des chaussées expérimentales



Les deux routes anciennes munies de revêtements en béton, celles de Prilly et d'Assens, ne se sont pas mal comportées, quoique leurs fondations aient été nettement inférieures à celles prescrites par les normes, notamment pour la route d'Assens. La note 3, dans ce dernier cas, indique essentiellement que les dalles de béton ont bougé, mais il n'y a pas eu fissuration importante de celles-ci. On voit apparaître dans de tels cas l'effet nettement favorable de la rigidité du revêtement.

Enfin cette figure, en ce qui concerne l'autoroute Lausanne-Genève, dont toutes les chaussées achevées

se sont très bien comportées durant l'hiver dernier, indique que celles-ci sont munies de superstructures qui dépassent ou sont sensiblement égales à celles exigées par les normes actuellement en vigueur. On peut à juste titre se demander si, dans ce cas également, il n'y a pas surdimensionnement; toutefois, ici, il faut se garder de toute conclusion hâtive, une part seulement des tronçons de l'autoroute observés ayant subi ce printemps les effets de la circulation.

IV. Rappel des principes de la méthode de calcul «tricouche» des chaussées

Les constatations et observations rappelées ci-dessus nous ont amenés à confronter de manière très détaillée nos expériences pratiques avec les résultats que l'on peut tirer du calcul des chaussées par la «méthode tricouche», proposée par nos collègues français*.

Cette méthode permet de fixer l'épaisseur de la superstructure (revêtement et fondation) de façon que ne soit pas dépassée dans le revêtement une contrainte limite fixée à priori. Pour cela, on introduit dans le calcul la déformabilité du sol naturel d'assise, déformabilité qui peut être chiffrée, notamment dans le cas qui nous intéresse plus spécialement, c'est-à-dire celui d'une augmentation momentanée de la teneur en eau à l'époque du dégel.

Nous adoptons le langage précis à la figure 7. Nous définissons, conformément aux normes, comme revêtement soit l'ensemble «tapis et couche de support de gravier cassé», soit les dalles de béton bitumineux ou de béton.

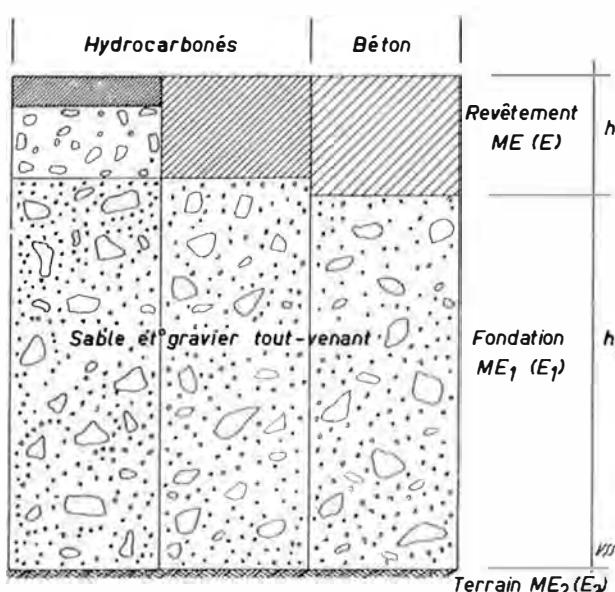
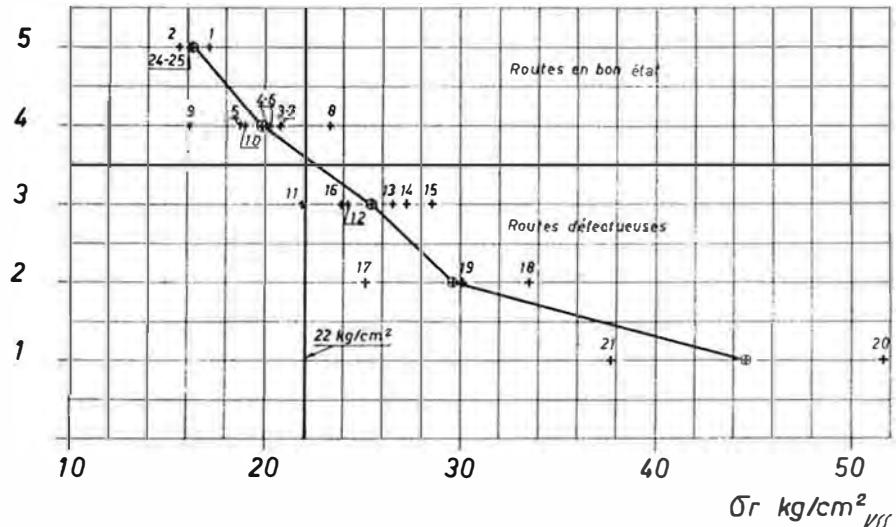


Fig. 7. Définition des diverses couches de la superstructure et de leurs caractéristiques

* G. Jeuffroy et J. Bachelez. «Annales des Ponts et Chausées», N° 3/1959.

Notes



D'autre part, nous désignons par b et b_1 les épaisseurs respectives du revêtement et de la fondation, par E , E_1 , E_2 et M_E , M_{E1} et M_{E2} les coefficients d'élasticité et les modules de compressibilité du revêtement, de la fondation et du sol d'assise.

La figure 8 met en regard des contraintes dans le revêtement calculées par la méthode tricouche pour chacune des chaussées bitumineuses étudiées, la note caractérisant son comportement. On voit alors apparaître de façon très claire que les chaussées s'étant bien comportées, affectées des notes 4 et 5, sont celles dont le revêtement a subi, au sens de la théorie prénommée, des contraintes de traction inférieures à 22 kg/cm^2 .

Par contre, tous les revêtements des chaussées s'étant spécialement mal comportées et auxquelles nous avons pu donner les notes 1 et 2 seulement ont, au sens de la méthode tricouche, subi des contraintes dépassant 25 kg/cm^2 et allant, pour les cas les plus défavorables, jusqu'à 50 kg/cm^2 .

On voit donc ainsi apparaître sans ambiguïté une relation entre la façon dont nos chaussées se sont comportées et les sollicitations subies par leur revêtement. Notons encore que, dans cette figure, il ne s'agit que de chaussées à revêtement de types très divers mais tous bitumineux.

Pour appliquer la méthode tricouche dont la valeur est démontrée par la figure 8, il a fallu choisir préalablement les coefficients d'élasticité des différentes couches en présence. Pour fixer ces chiffres, nous nous sommes basés à la fois sur une documentation déjà existante et rassemblée par des auteurs étrangers et sur de nouvelles déterminations de laboratoire, ainsi que sur l'interprétation d'essais exécutés *in situ* et avons fixé les chiffres suivants :

Module d'élasticité des revêtements

bitumineux

$34\ 000 \text{ kg/cm}^2$

Module d'élasticité des revêtements

en béton

$200\ 000 \text{ kg/cm}^2$

Module d'élasticité de la fondation

$4\ 000 \text{ kg/cm}^2$

Module d'élasticité du sol d'assise

en période de dégel

200 kg/cm^2

en été

600 kg/cm^2

Fig. 8.

Contraintes dans le revêtement, calculées par la méthode tricouche, pour les chaussées expérimentées. Les chiffres donnés pour chaque point sont les numéros des tronçons définis au tableau de la figure 5

Ces modules une fois fixés, le cas de charge étant donné par ailleurs (roues de 6,5 tonnes, pneus gonflés à 7 kg/cm^2), la méthode tricouche donne sans ambiguïté les contraintes dans le revêtement en fonction des épaisseurs des différentes couches de la chaussée.

Le graphique de la figure 8 montre qu'il faut craindre la destruction des chaussées à revêtement bitumineux dès l'instant où, par suite de circonstances diverses, la contrainte à la traction dépasse le chiffre 22 kg/cm^2 , chiffre qui peut être considéré comme valeur limite. On verrait de même que, pour les chaussées en béton, compte tenu des observations faites sur les routes, cette contrainte limite de traction peut être fixée à 40 kg/cm^2 .

Notes 1963

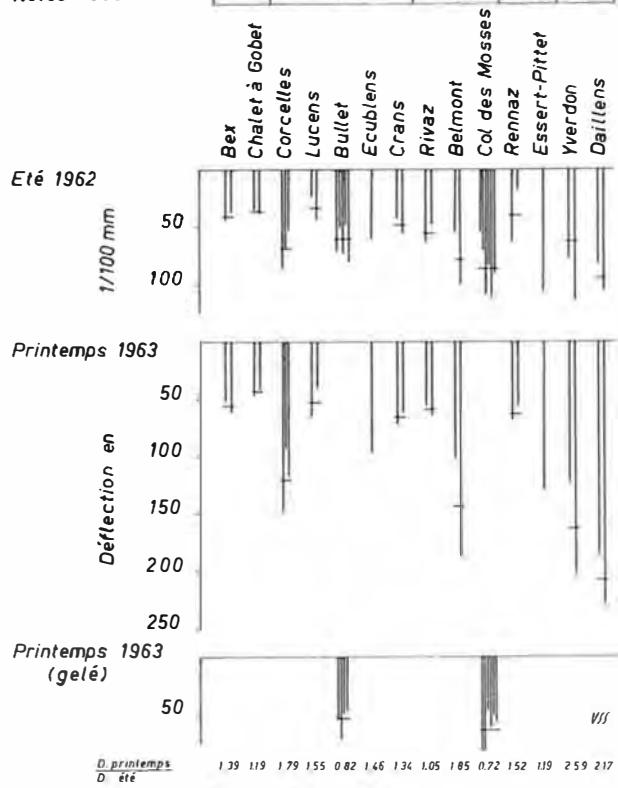


Fig. 9. Déflexions mesurées sur diverses routes en été 1962 et au printemps 1963. Poids de l'essieu 13 t; pression dans les pneus 7 kg/cm^2

Fig. 10.
Revêtements hydrocarbonés
Epaisseur h_1 de la fondation
en fonction du module
d'élasticité E_2 du terrain

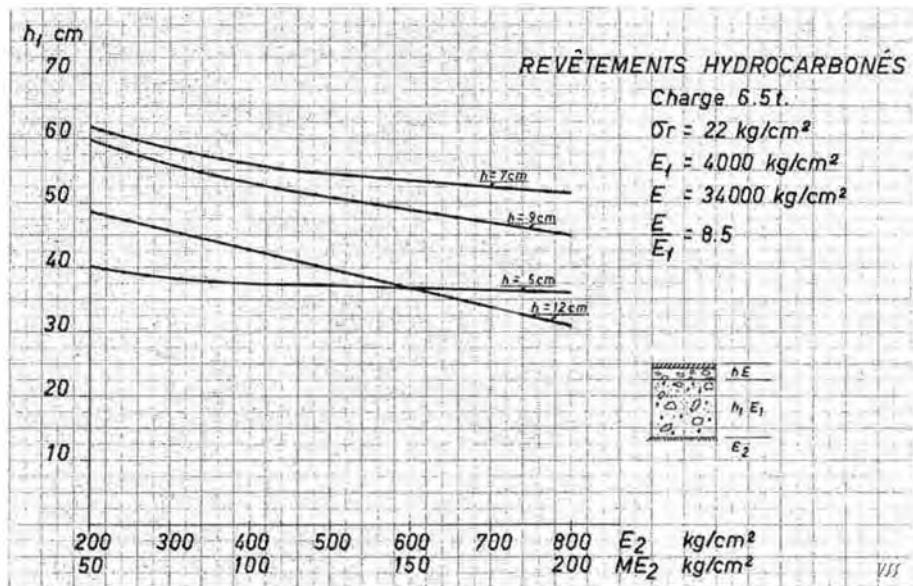
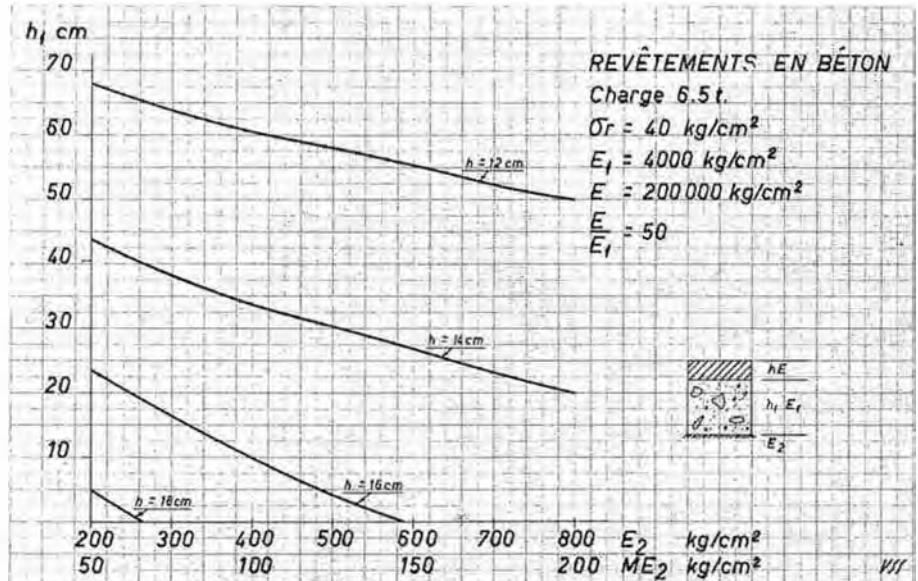


Fig. 11.
Revêtements en béton
Epaisseur h_1 de la fondation
en fonction du module
d'élasticité E_2 du terrain



Si l'on veut appliquer la méthode tricouche pour le dimensionnement de la superstructure, compte tenu de l'affaiblissement dû au dégel, il convient d'être fixé avant tout sur la valeur du module d'élasticité du sol d'assise affecté par la fonte des lentilles de glace. Pour cela, nous avons, sur un grand nombre des tronçons étudiés et mentionnés déjà par ailleurs, mesuré la déflection de la chaussée sous l'effet de la charge d'un essieu et cela d'une part en période sèche d'été et d'autre part à l'époque du dégel, au printemps 1963. Nous avons appliqué la méthode aujourd'hui classique du deflectomètre optique.

La figure 9 donne les résultats de cette détermination. On constate que, systématiquement et quelle que soit la chaussée, la déflection mesurée lors du dégel est nettement supérieure à celle mesurée en été. Il convient de préciser que toutes les chaussées examinées étaient des chaussées construites en sol gelé à des degrés divers.

Pour deux chaussées seulement, nous avons obtenu au printemps 1963 des déflections égales ou inférieures même à celles de l'été. Il s'est révélé par la suite que cela était dû au fait que les mesures de ce printemps avaient été exécutées pour ces deux routes trop tôt, alors que le sous-sol était encore gelé (routes situées à plus de 1000 m d'altitude).

C'est cette documentation qui nous a permis de déterminer, en appliquant la méthode tricouche, l'ordre de grandeur du coefficient d'élasticité du sol d'assise, d'une part dans des conditions d'été et d'autre part à l'époque du dégel. Ce calcul a été fait très soigneusement et pour chacune des chaussées, en tenant compte des épaisseurs respectives de revêtement et de fondation, ainsi que des coefficients d'élasticité des éléments de la superstructure. Cette analyse nous a conduit à admettre comme coefficient d'élasticité le chiffre de 200 kg/cm^2 en période de

dégel et en terrain gélif à considérer comme valeur minimum, et 600 kg/cm^2 comme valeur maximum en été. Il y a du reste corrélation entre ces chiffres et les valeurs du module de compressibilité M_E que l'on peut déterminer par ailleurs par des essais faits sur place avec les plaques selon les normes. Le cadre restreint de cet exposé ne nous permet pas d'entrer dans de plus amples détails à ce sujet.

Les éléments ainsi groupés nous ont permis d'appliquer la méthode tricouche pour l'établissement de graphiques de détermination de l'épaisseur de la superstructure, d'une part pour que le revêtement ne périsse pas par effet de la circulation au moment du dégel, mais aussi de telle façon que les contraintes au niveau du sol naturel ne dépassent pas une valeur limite au-delà de laquelle apparaîtraient en l'absence même de ruptures du revêtement des déformations inadmissibles de la

chaussée. Nous allons montrer à quels résultats cette démarche nous a conduits.

V. Propositions d'un nouveau mode de dimensionnement de la superstructure des chaussées

La figure 10 donne, pour le cas des revêtements hydrocarbonés et pour diverses valeurs du coefficient d'élasticité du sol d'infrastructure, l'épaisseur de la fondation, et cela pour diverses épaisseurs du revêtement. La détermination a été faite en posant comme seule condition ici de ne pas dépasser la contrainte de 22 kg/cm^2 dans le revêtement. Cette figure appelle les remarques suivantes: Lorsque le revêtement est souple et mince (épaisseur 5 cm par exemple), le coefficient d'élasticité du sol d'assise est pratiquement sans effet sur l'épaisseur requise de

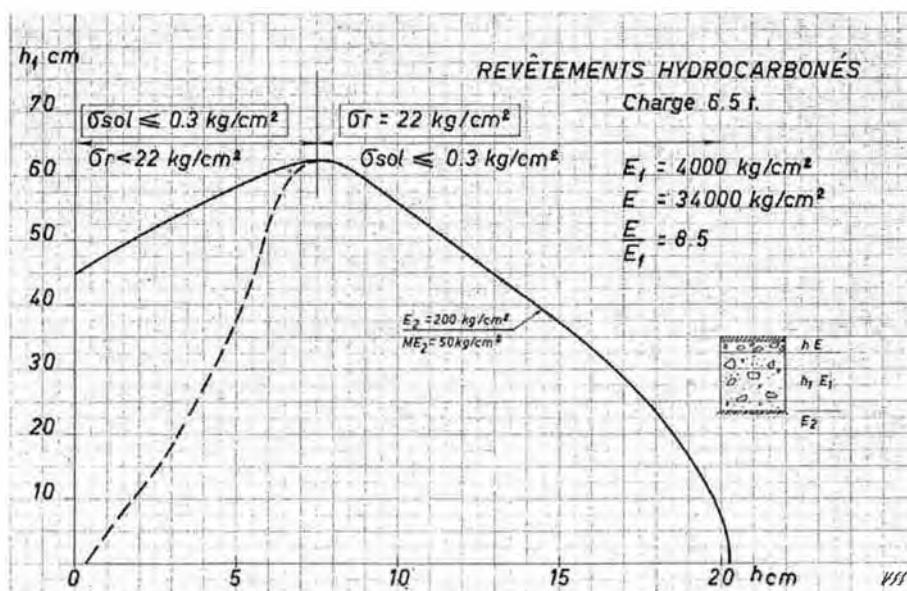


Fig. 12.
Revêtements hydrocarbonés
Variation de l'épaisseur b_1 de la fondation en fonction de l'épaisseur du revêtement pour une valeur donnée du module d'élasticité E_2 du terrain

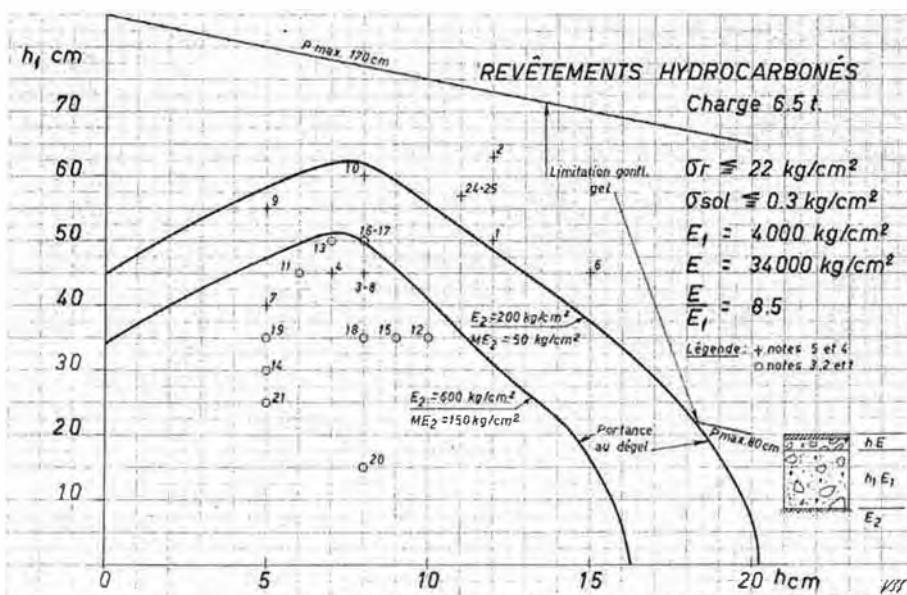
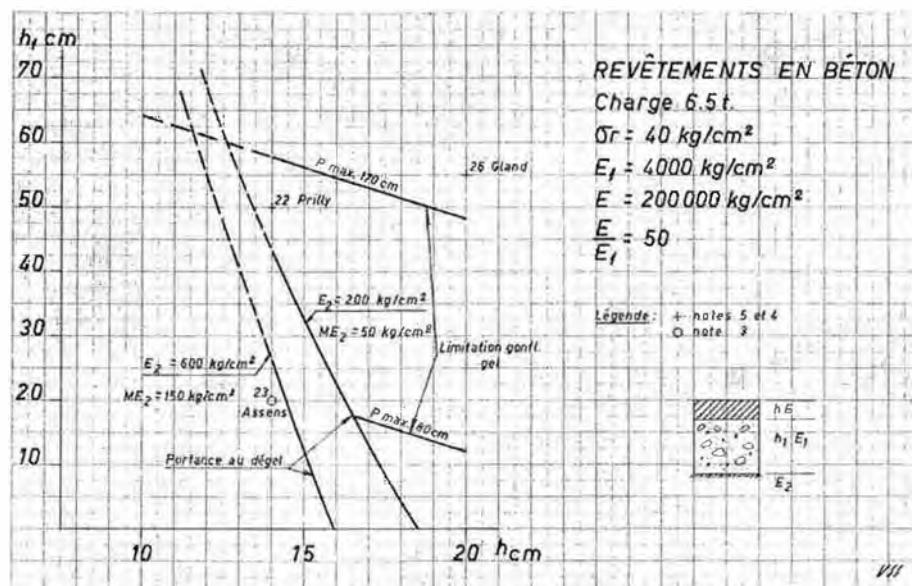


Fig. 13.
Revêtements hydrocarbonés
Courbes de dimensionnement de l'épaisseur b_1 de la fondation en fonction de l'épaisseur b du revêtement, compte tenu du module d'élasticité du terrain au dégel et des risques de gonflement pendant le gel

Fig. 14.
Revêtements en béton
Courbes de dimensionnement
de l'épaisseur h_1 de la fondation
en fonction de l'épaisseur h
du revêtement, compte tenu
du module d'élasticité du
terrain au dégel et des risques
de gonflement pendant le gel



la fondation. Cela veut dire que le revêtement peut s'adapter aux déformations sans subir de ruptures. A l'opposé, dans le cas d'un revêtement épais de 12 cm, on constate au contraire qu'il faut une fondation nettement plus épaisse si le sol d'assise est de faible résistance par rapport au cas où il aurait un module d'élasticité de l'ordre de 800 kg/cm². Cela s'explique bien par le fait qu'un revêtement épais est sensible en ce qui concerne les contraintes de traction à une déformation en profondeur. Par ailleurs, cette figure montre aussi que des revêtements d'épaisseur moyenne, soit de 7 à 9 cm en ordre de grandeur, requiert, quel que soit l'état du sous-sol, une fondation nettement plus importante que les revêtements très minces ou très épais. En effet, de tels revêtements hydrocarbonés d'épaisseur intermédiaire sont sensibles aux déformations et subissent rapidement des efforts de traction dus à leurs flexions, sans toutefois que leur effet de plaque rigide soit suffisant à atténuer en profondeur les déflections dues à la déformabilité du sol.

La figure 11 donne les mêmes éléments pour le cas de revêtements en béton. Les remarques qui s'imposent sont alors différentes. La résistance à la traction du béton étant plus grande, et le fait que pour d'autres raisons l'on ne peut envisager des revêtements inférieurs à 12 cm, conduit à la conclusion qu'en cas de revêtements en béton épais l'on pourrait supprimer presque totalement la fondation, même dans le cas de sols à très faible coefficient d'élasticité dans la période du dégel si l'on pouvait, par ailleurs, faire abstraction des inconvénients dont nous ferons état tout à l'heure résultant du gonflement pendant la période de gel. Ce graphique montre aussi qu'une augmentation de l'épaisseur du revêtement en béton joue un rôle très important sur l'épaisseur de la fondation et cela surtout dans les épaisseurs comprises entre 12 et 16 cm. Enfin pour une épaisseur donnée de dalle, l'épaisseur de la fondation requise dépend très étroitement du coefficient d'élasticité du sol.

La figure 12, établie pour les revêtements hydrocarbonés, donne en fonction de l'épaisseur du revête-

ment supposée choisie à priori l'épaisseur de la fondation, et cela pour une valeur bien déterminée du coefficient d'élasticité du sol d'assise. La partie droite du graphique donne cette épaisseur de la fondation dans l'hypothèse d'un effort de traction de 22 kg/cm² dans le revêtement. C'est ainsi que, par exemple, pour un revêtement de 10 cm d'épaisseur, on obtient une fondation de 55 cm. Si l'on faisait abstraction des effets nuisibles d'une augmentation exagérée de la contrainte sur le sol d'assise et si l'on posait comme condition à remplir uniquement le non dépassement de la contrainte limite de 22 kg/cm² dans le revêtement, l'on obtiendrait pour les faibles valeurs d'épaisseur du revêtement choisi à priori les épaisseurs de fondation données par la courbe pointillée de la partie gauche de la figure. Le maximum de la courbe correspond dans ce cas à une épaisseur du revêtement de 7,5 cm résultant des considérations déjà données tout à l'heure selon lesquelles un revêtement d'épaisseur moyenne est celui qui requiert la plus grande épaisseur de fondation. Il paraît évident que les valeurs d'épaisseur de fondation données par la branche pointillée de la courbe ne peuvent être appliquées. Elles correspondent à des contraintes beaucoup trop grandes sur le sol d'assise. Cela conduit pour les revêtements d'épaisseur faible, inférieure à 7,5 cm, à fixer l'importance de la fondation en imposant une contrainte limite sur le sol qui, dans notre cas, a été choisie à 0,3 kg/cm². C'est ainsi que, pour un revêtement d'épaisseur théorique nulle, la fondation devrait encore atteindre 45 cm.

Sur la figure 13, se trouve représenté, pour deux valeurs du coefficient d'élasticité du sous-sol, le graphique donnant, comme nous venons de l'exposer, l'épaisseur de la fondation en fonction de l'épaisseur du revêtement. La courbe correspondant à la valeur $E_2 = 200 \text{ kg/cm}^2$ est celle qu'il y aurait lieu d'appliquer dans le cas de sols gélifs, de conditions d'assainissement et de nappe souterraine très défavorables, et pour des chaussées à grand trafic. La courbe correspondant à un coefficient d'élasticité du sous-sol de 600 kg/cm² et conduisant à

des épaisseurs de fondation plus petites est à appliquer dans le cas de sols non gélifs, de conditions hydrologiques favorables et à des routes à faible trafic. Ces courbes accusent, comme la précédente, un maximum d'épaisseur de fondation dans la région des revêtements d'épaisseur moyenne. Sur cette figure, nous avons en outre représenté par des points les conditions régnant dans chacune des routes ayant fait l'objet d'observations systématiques de notre part.

On constate que toutes les routes ayant à des degrés divers subi au cours de ces dernières années des dégâts de quelque importance et qui sur le graphique sont représentées par des cercles se situent, en ce qui concerne l'épaisseur de la fondation, en dessous de la courbe correspondant à un coefficient d'élasticité du sous-sol de 600 kg/cm^2 et, à fortiori, bien en dessous de la courbe correspondant à 200 kg/cm^2 .

Ce fait confirme le bien-fondé de l'usage que l'on peut faire de la méthode «tricouche» lorsqu'il est possible d'introduire dans les calculs pour les coefficients d'élasticité et les contraintes limites des chiffres fixés sur la base d'observations et d'essais sûrs. Par ailleurs, on constate que les chaussées s'étant bien comportées, représentées par des croix, ont des épaisseurs de fondation qui, la plupart, satisfont aux exigences imposées par le calcul «tricouche». Nous rappelons que les courbes représentées sur cette figure l'ont été en prenant comme critère une contrainte limite à la traction dans le revêtement et une contrainte de compression limite sur le sol d'assise sous la seule influence des charges roulantes. Par le choix de la valeur du coefficient d'élasticité E_2 du sol, elles tiennent compte également du degré de gélivité, des conditions d'assainissement et du trafic. Mais elles ne se réfèrent qu'au phénomène «dégel» et ne prennent pas en compte les sollicitations du revêtement pouvant résulter du gonflement en périodes froides par formation de lentilles de glace en fondation.

Il faudra donc, si l'on applique ces graphiques au dimensionnement, s'assurer par ailleurs qu'il n'y a pas risque de rupture du revêtement lors du gonflement et nous avons admis que ce risque était réel dans le cas de revêtements hydrocarbonés si l'épaisseur totale de la superstructure tombait au-dessous du 50% de la profondeur maximum maximorum de la pénétration du gel dans le sol, soit celle mesurée durant l'hiver 1962/1963 et donnée à la figure 15. Nous verrons plus loin (fig. 16) ce que donne, dans chacun des tronçons étudiés, l'application de la méthode «tricouche» par utilisation des graphiques que nous venons de décrire, complétée par la condition basée sur la profondeur maximum atteinte par le gel.

La figure 14 donne les mêmes éléments que la figure 13 pour le cas de revêtements en béton. Les courbes tracées l'ont été également pour des coefficients d'élasticité du sous-sol de 200 kg/cm^2 et 600 kg/cm^2 , ces deux courbes correspondant également ici aux sols très gélifs et situés dans des conditions hydrologiques défavorables et dans des cas de trafic important d'une part, et d'autre part à des sols non gélifs situés dans des conditions hydrologiques favorables et soumis à des trafics moins importants. Nous avons également reporté sur ce gra-

phique les points correspondant aux routes en béton étudiées. On constate ainsi que l'épaisseur de la fondation de la route d'Assens doit être considérée comme nettement insuffisante alors que celle de la fondation de la route de Prilly paraît remplir les conditions imposées par ce mode de dimensionnement. Le tronçon à revêtement de béton de l'autoroute à Gland donne, lui, une marge de sécurité très grande en ce qui concerne les contraintes dans le revêtement lui-même, critère mis à la base de l'établissement du graphique. Pour ce cas des revêtements en béton, nous aurons également, indépen-

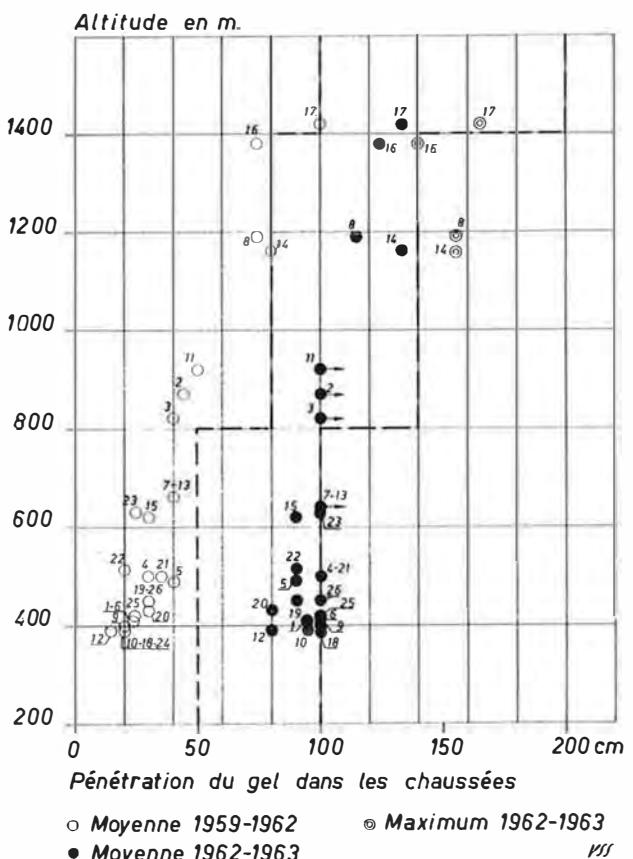


Fig. 15. Profondeur de pénétration du gel dans les chaussées mesurée de 1959 à 1963

damment des données fournies par la méthode «tricouche» en ce qui concerne les sollicitations limites du revêtement soumis aux charges roulantes, à introduire une épaisseur minimum de la superstructure qui mette la route à l'abri de déformations exagérées par gonflement du sous-sol pendant la période de gel. Nos observations nous ont conduits en cela à proposer comme épaisseur de superstructure au-dessous de laquelle il ne convenait pas de descendre dans le cas de revêtement en béton le 40% de la profondeur maximum maximorum atteinte par le gel (celle de l'hiver 1962/1963).

Nous donnons à la figure 16, pour tous nos tronçons étudiés et en regard des notes caractérisant pour chacun d'eux leur comportement, les épaisseurs de superstructure telles que relevées dans les sondages, les épaisseurs de superstructure qu'auraient exigé les normes actuellement en vigueur et les épaisseurs de superstructure résultant de l'application de la méthode «tricouche» selon le

mode exposé à cette communication, c'est-à-dire tempérées par une valeur limite au-dessous de laquelle il ne convient pas de descendre dans les sols gélifs et fixée en % de la profondeur maximum maximorum de pénétration du gel.

Cette figure 16 appelle les commentaires suivants :

Les épaisseurs de superstructures données par la méthode exposée à la présente communication sont en général nettement inférieures à celles découlant des normes actuellement en vigueur. Pour les routes ayant souffert des effets du gel, affectées des notes 1 à 4, les épaisseurs calculées par la méthode «tricouche» adaptée selon nos propositions sont d'autre part nettement supérieures aux épaisseurs reconnues par les sondages. Pour les routes s'étant bien comportées, ou pour celles dont les insuffisances ne sont pas dues principalement à une faiblesse des fondations, les épaisseurs de superstructures calculées ne s'écartent que peu de celles reconnues dans les sondages.

Ces constatations ainsi que d'autres, dans le détail desquelles nous ne pouvons entrer dans la présente communication, montrent tout le parti que l'on pourra tirer à l'avenir du mode de dimensionnement que nous venons d'exposer.

Il est temps de conclure.

VI. Conclusions générales

Vingt-six tronçons d'essais de routes en exploitation dans le canton de Vaud, observés durant plusieurs années, ont fait apparaître les lacunes des normes de dimensionnement actuellement en vigueur. L'application de celles-ci a conduit – et conduirait à l'avenir – dans bien des cas à un excès de précautions se traduisant par des dépenses importantes et superflues.

Les nombreux dégâts survenus l'hiver dernier, très froid, ne sont aucunement en contradiction avec cette affirmation; en effet, les routes ayant péri n'avaient que peu ou pas de fondations, car elles avaient été construites à une époque où les normes n'existaient pas ou, tout au moins, à une époque où elles n'étaient pas appliquées.

L'interprétation des observations faites à la lumière de la méthode de calcul «tricouche» a montré que l'un des principaux manques des directives actuelles réside en la non prise en compte des épaisseurs relatives du revêtement et de la fondation, pas plus que des caractéristiques de déformabilité du revêtement, de la fondation et du sol d'assise lorsque l'on détermine l'épaisseur totale de la superstructure.

Nous espérons avoir montré la direction dans laquelle il faut dès lors rechercher l'amélioration de ces directives en faisant appel à la fois à des considérations de principe et d'ordre théorique et à l'interprétation de faits dûment constatés sur nos routes.

Nos considérations ont, par la force des choses, pris un caractère quelque peu schématique, caractère que n'ont pas les phénomènes naturels infiniment complexes et divers; nous en sommes conscients.

Il faut donc se garder de conclusions hâtives et poursuivre les recherches, mais la voie nous semble dès maintenant clairement tracée.

Il y a là un champ de travail tout indiqué pour la Commission «Fondation et infrastructure» de votre Union; pour notre part, nous sommes prêts à seconder ses travaux et à mettre à sa disposition la documentation et l'expérience du laboratoire de géotechnique de l'école polytechnique de Lausanne et à contribuer ce faisant au développement de la collaboration indispensable que nous rappelions au début de cette conférence.

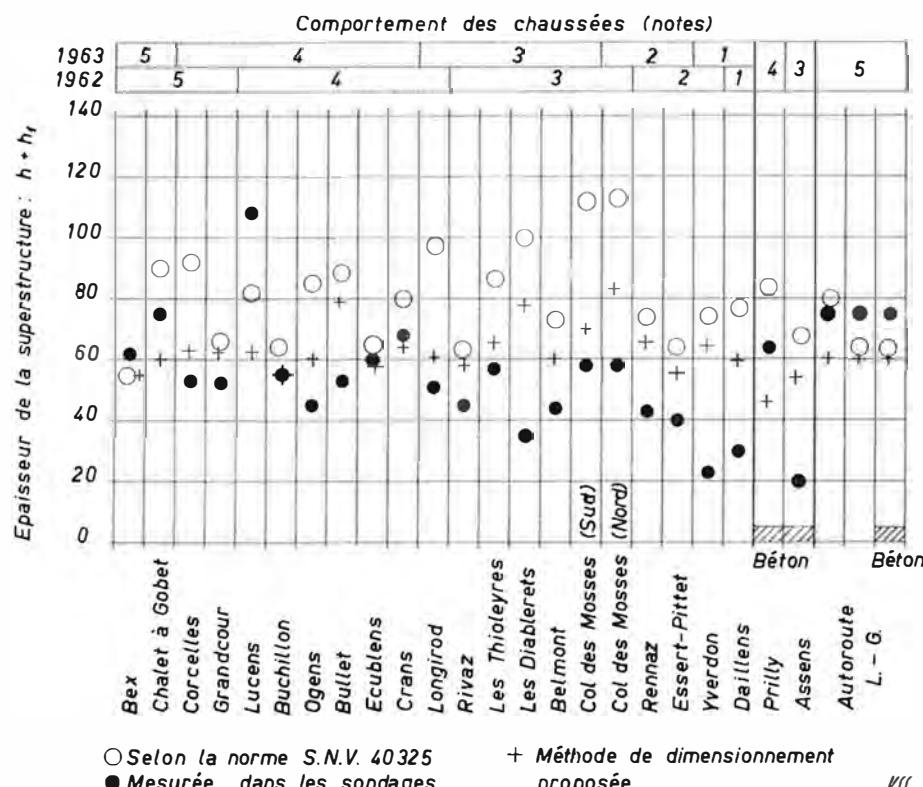


Fig. 16.
Epaisseurs de la superstructure des chaussées calculées selon la nouvelle méthode de dimensionnement proposée

Die Geotechnik im neuzeitlichen Strassenbau

Von Prof. G. Schnitter, Direktor der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, Zürich

Der Strassen- und Wegebau ist so alt wie die Menschheitsgeschichte. Der Stand des Strassenbaues ist geradezu ein Wertmesser der Entwicklungsstufe einer Zivilisation. Wegleitend blieb dabei durch die Jahrtausende die Erfahrung und das handwerkliche Wissen und Können der Strassenbauer, deren Aufgabe sich in dieser langen Zeit mehr oder weniger gleich blieb. Sie mussten Anlagen erstellen, die es ermöglichten, dem Fussgänger, dem Reiter, dem langsam fahrenden, schwach belasteten Wagen eine sichere Unterlage für die Vorwärtsbewegung zu erlauben, möglichst auch bei ungünstigen Bodenverhältnissen und Wetterbedingungen. Diese Gegebenheiten änderten sich erst mit dem Aufkommen des schnell fahrenden, mit einem Motor ausgerüsteten Kraftwagens und den schwer belasteten Lastkraftwagen einerseits und der Ausdehnung des Strassennetzes innerhalb eines Landes und zwischen den Ländern unter weitgehender Überwindung scheinbar unüberwindlicher, natürlicher Hindernisse anderseits. Damit stellten sich für den neuzeitlichen Strassenbau vollkommen neue Aufgaben, deren Bewältigung nicht mehr allein mit den herkömmlichen, nur auf Erfahrung und Handwerk gegründeten Methoden möglich war. Ähnlich wie dies bei anderen Ingenieurbauten, dem Brücken- und Wasserbau z.B., schon seit längerer Zeit der Fall war, mussten auch im Strassenbau die auf die Kenntnisse und Methoden der Naturwissenschaften sich stützenden und daraus abgeleiteten Erkenntnisse herbeigezogen werden. Der Strassenbau wurde damit zu einer angewandten Ingenieurwissenschaft.

In weiter Sicht gesehen, umfasst der Strassenbau die verschiedensten Gebiete, welche einer wissenschaftlichen Durchdringung bedürfen. Im folgenden soll nur ein dem Sprechenden nahestehendes Gebiet näher beleuchtet werden: der Untergrund und der Aufbau einer Strasse oder, sofern die Vereinfachung erlaubt ist, der *Strassenbau* im engeren Sinne. Die modernen Verkehrsmittel beanspruchen, dank ihrer hohen Radlasten und ihrer starken Frequenz, den Strassenkörper und den Untergrund in einem noch bis vor kurzem unvorstellbaren Ausmaße. Ihnen muss deshalb ein ebenbürtiger Widerstand entgegen gesetzt werden. Dies setzt eine möglichst genaue Erfassung der Festigkeits- und Formänderungseigenschaften des Untergrundes und der den Unter- und den Oberbau bildenden natürlichen und künstlichen Baustoffe voraus.

Glücklicherweise zeigten sich in der Fundationstechnik ähnliche Notwendigkeiten. Der Grundbau, bis in die Mitte der zwanziger Jahre unseres Jahrhunderts im wesentlichen ebenfalls nur eine Sammlung von auf Erfahrung und Überlieferung basierenden Methoden der Gründung von Bauwerken, erhielt eine entscheidende Wendung durch die Erkenntnis, dass nur mit der Erforschung der physikalischen, chemischen und mechanischen Eigenschaften des Baugrundes die neuen Bauaufgaben gelöst werden könnten. Es entstand die *Bodenmechanik*, eine angewandte Wissenschaft, der sich bald eine grosse Zahl von Ingenieuren und Naturwissenschaftern zuwandte. Die Früchte der Erkenntnisse aus der Bodenmechanik

drangen rasch in die Praxis ein und fanden im Strassen- und Flugpistenbau ein weites und dankbares Anwendungsgebiet. Noch sind wir weit davon entfernt, die komplizierten und von Ort zu Ort ständig wechselnden Eigenschaften eines Boden als Baugrund oder als Bau material durch wenige, klare eindeutige Zahlenangaben zu definieren, wie es der Ingenieur möchte und wie er es für seine Berechnungen benötigt. Wenn wir bis jetzt unter Baugrund vor allem an die Lockergesteine gedacht haben, die im Strassenbau die wichtigste Rolle einnehmen, so ist nun mit den mit dem Strassenbau verbundenen Tunnelbauten auch an die Felsgesteine zu denken. Die *Felsmechanik* setzt sich zum Ziel, ähnlich wie die Bodenmechanik, die festigkeitstechnischen Eigenschaften eines zu durchörternden Gesteines zu untersuchen und schliesslich zahlenmäßig festzuhalten. Die dabei auftretenden Schwierigkeiten sind noch viel grösser als in der Bodenmechanik als Folge der tektonischen Ein- und Nachwirkungen im Gebirge. Bodenmechanik und Felsmechanik im Hinblick auf ihre praktische Anwendung im Ingenieurtiefbau werden zusammengefasst in der Bezeichnung: *Geotechnik*. An der Geotechnik arbeiten Ingenieure und Naturwissenschaftler, insbesondere Geologen und Petrographen. Es braucht beide, Ingenieure und Geologen, bei jedem wichtigen Bauvorhaben, auf die Dienste des einen oder des anderen verzichten zu wollen ist ein Irrtum, der sich früher oder später immer ungünstig auswirken wird.

Bevor wir auf die wichtige Rolle der Geotechnik und besonders der Bodenmechanik im neuzeitlichen Strassenbau näher eingehen, muss auf eine weitere Erscheinung hingewiesen werden, die scheinbar in keinem Zusammenhang mit dem Vortragsthema stehend, doch eng mit ihm verbunden ist und für die Entwicklung des Strassenbaues ebenfalls von entscheidender Bedeutung wurde. Wir meinen damit die starke Entwicklung der *Baumaschinen* im allgemeinen und der im Erdbau gebrauchten Maschinen im besonderen. Wer an der diesjährigen Baumaschinenmesse in Basel die Vielzahl an Typen und Geräten von Strassenbaumaschinen besichtigt hat, wäre nicht erstaunt gewesen ob dieser Fülle! Tatsächlich ist aber der Strassenbau in der heutigen Art des Baues und des Bautemplos nur unter Einsatz eines grossen Maschinenparkes möglich. Die Entwicklung der Erdbaugeräte geht aber Hand in Hand mit jener der Bodenmechanik. Baumaschine und bodenmechanische Erkenntnisse beeinflussen und befürchten sich gegenseitig. Im Einzelfalle entscheiden die bodenmechanischen Eigenschaften eines Baugrundes weitgehend den richtigen, d.h. wirtschaftlich und technisch günstigsten Einsatz eines bestimmten Gerätes. Für die wirtschaftlichste Bauausführung ist deshalb auch von Seiten des Unternehmers eine eingehende Kenntnis der Eigenschaften der Bodenmaterialien notwendig, die ihm im Baubeschrieb bekanntgegeben werden müssen. Es zeigt sich auch hier, dass nur ein sehr sorgfältig und in allen Einzelheiten ausgearbeitetes Bauvorhaben, das dem Unternehmer möglichst keine Unklarheiten offen lässt

und ihm eine zügige, ununterbrochene Baudurchführung gestattet, zu wirtschaftlichem Bauen führt. Ungenügend vorbereitete oder durch äussere, nicht wetterbedingte Ursachen unterbrochene Arbeiten sind für sämtliche Beteiligten nur die Quelle ständigen Missbehagens und im Endeffekt unwirtschaftlich. Es wäre in solchen oder ähnlichen Fällen besser, zuzuwarten mit dem Baubeginn, bis die notwendigen Vorbereitungen und Untersuchungen fertig und eventuelle bauhemmende Faktoren überwunden sind.

Unter diesen vorbereitenden Arbeiten, und damit kommen wir zu unserem eigentlichen Thema zurück, sind die *Untersuchungen des Baugrundes* und der für die Anschüttungen, Deponieplätze usw. bestimmten Bodenmaterialien zu erwähnen. Die Notwendigkeit solcher Untersuchungen ist heute allgemein anerkannt und hat ihren Niederschlag in den VSS-Normen gefunden, so dass hier nicht weiter darauf eingegangen wird. Es möge lediglich die Nützlichkeit von Grossversuchen im Felde hervorgehoben werden, wie sie sich insbesondere bei Versuchsdämmen durchführen lassen. Dabei kann nicht nur die Eignung des Bodens, sondern auch jene der zur Verwendung gelangenden Einbau- und Verdichtungsgeräte geprüft werden. Trotz der Fortschritte in den Untersuchungen im Laboratorium muss doch immer im Auge behalten werden, dass bereits die Entnahme der zur Untersuchung bestimmten Bodenprobe nicht nur ein zufälliger, kleiner Ausschnitt aus dem Boden darstellt, sondern dass bereits Störungen durch die Entnahme selbst möglich sind, und dass ferner die am kleinen Ausschnitt festgestellten Eigenschaften nicht unbedingt in demselben Ausmaße im grossen auftreten müssen. Versuche im Felde sind deshalb immer, und soweit sie sich technisch durchführen lassen und wirtschaftlich vertretbar sind, am Platze.

Ferner muss auf die Bedeutung des Wassers nicht nur im Untergrund, sondern auch in der Umgebung hingewiesen werden, auf die Möglichkeit, gespanntes Grundwasser anzuschneiden oder Quellen. Die Massnahmen zur Entwässerung eines Strassenplanums und seines eventuellen Einzugsgebietes gehören heute zu den wichtigsten und leider auch den kostspieligsten Vorarbeiten.

Der *Aufbau der Strasse* muss von der wesentlichen Erkenntnis ausgehen, dass Untergrund, Aufbau der Strasse

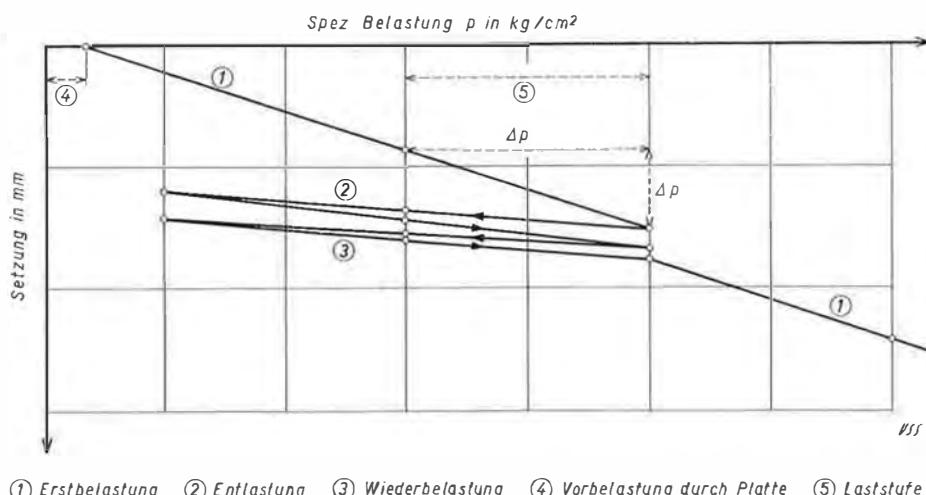
und Belag ein zusammenwirkendes Bauwerk darstellen, dessen Einzelteile nicht ohne Berücksichtigung ihrer gegenseitigen Wechselwirkung beurteilt werden können. Es ist beim heutigen Stand des Wissens nicht mehr angängig, den Oberbau unabhängig vom Untergrund und Unterbau zu dimensionieren. Die Wahl der Ausführungsart der einzelnen Schichten und ihre Stärken hängen ebenfalls gegenseitig voneinander und vom Unterbau und Untergrund ab. Ähnlich wie in jedem anderen Ingenieurbauwerk, z. B. einer Brücke, sind die Einzelteile auf das Ganze und das Ganze mit der Gründung abzustimmen. Die ausschlaggebenden Eigenschaften des Untergrundes bzw. des Unterbaus sind dessen Tragfähigkeit (Scherfestigkeit), seine Setzungsempfindlichkeit und seine Frosteigenschaften.

Die *Setzung* ist nicht nur ihrer absoluten Grösse nach, sondern vor allem auch ihres zeitlichen Ablaufes nach, von Bedeutung. Lokale Setzungen, die starke Durchbiegungen im Belage zur Folge haben, können zu dessen Zerstörung führen. Das Ausmass der Setzung eines Dammes auf setzungsempfindlichem Untergrund kann in der Regel kaum mit wirtschaftlichen Mitteln verringert werden. Der zeitliche Verlauf hingegen mag in vielen Fällen durch die Anordnung von Sanddrains beschleunigt werden. Das beste Mittel, schädliche Setzungsauswirkungen auszuschalten, bleibt die vorzeitige Schüttung der Dämme mit eventuell einer Zusatzlast. Darüber bestehen zahlreiche Ausführungsbeispiele und Veröffentlichungen. Die Setzungsempfindlichkeit wird im Strassenbau durch den bekannten Plattenversuch geprüft, dabei wird die Einsenkung der Lastmitte einer 200 bzw. 700 cm² grossen Lastfläche unter einer veränderlichen spezifischen Belastung gemessen und aus dem dabei entstehenden Lastsetzungsdiagramm der sogenannte M_E -Wert aus der Erstbelastung berechnet nach der Gleichung:

$$M_{E\Delta p} = \frac{\Delta p \cdot d}{s} \text{ in kg/cm}^2$$

Δp = Lastzuwachs in kg/cm²
 s = Einsenkung in cm
 d = Plattendurchmesser in cm

Leider wird nun meistens angenommen, dieser M_E -Wert sei identisch mit dem aus einem Oedometerversuch



ermittelten Zusammendrückungsmodul M_E (Steifeziffer). Es muss deshalb einmal betont werden, dass dies nicht zutrifft. Die angegebene Formel müsste je nach der Steifigkeit der Platte mit einem Faktor kleiner als eins, am besten mit 0,75 multipliziert werden, um theoretisch richtig zu sein. Wichtiger aber erscheint dem Sprechenden der Umstand, dass die Kurve der Erstbelastung mit zuviel Zufälligkeiten behaftet ist, als dass sie ein wirklich zuverlässiges und reproduzierbares Mass für die Zusammendrückbarkeit eines Bodens darstellen kann (Abb. 1). Bekanntlich legen Deutschland und Frankreich nicht die Erstbelastung ihrer M_E -Wert-Berechnung zugrunde, und so wurde auch beim AASHO-Road-Test das Mittel aus den Kurven der 10 ersten Belastungen gewählt. Beim Vergleich unserer M_E -Wert-Angaben mit dem Ausland ist deshalb der verschiedenen Bestimmung dieses Wertes Rechnung zu tragen. Eine systematische Überprüfung dieser grundlegenden Prüfmethode unter Einbezug des Einflusses der Plattengrösse und anderer möglicher Fehlerquellen sowie ihrer Interpretation scheint dem Sprechenden dringlich geworden zu sein. Ein typisches Beispiel ist folgendes: Im Sommer 1962 wurden auf einer Strecke der N 4 auf der Planie Werte von 2200 kg/cm² gemessen. Im Frühjahr 1963 ist daselbst an verschiedenen Stellen die inzwischen aufgebrachte und befahrene Tragschicht entfernt worden, um neue Plattenversuche durchzuführen. Die Resultate schwankten zwischen 500 und 1000 kg/cm².

Der Plattenversuch gibt gleichzeitig einen Hinweis auf die *Tragfähigkeit* des Untergrundes, die genauer nur durch Bestimmung der Scherfestigkeit bestimmt werden kann, sei es im Felde mittels der Flügelsonde, sei es im Laboratorium anhand von ungestörten Bodenproben im Triachsialapparat. Dieses Gerät gestattet insbesondere, den Einfluss des Wassergehaltes bindiger Böden auf deren Festigkeitseigenschaften zu messen. Damit wurde es möglich, auch das Verhalten sehr schlechter Böden unter einer zukünftigen Dammschüttung vorauszusagen. Sind die Verhältnisse einmal richtig erkannt, so lassen sich auch die Gegenmassnahmen überlegen und treffen. Z.B. war es möglich, bei einer vorausberechneten Dammlast das schlechte Untergrundmaterial zum Zusammenbruch zu bringen, worauf nach erfolgter Konsolidation der Damm in seiner gewünschten Höhe und Form erstellt wurde und seither trotz Inbetriebnahme der Strasse sich ruhig verhält.

Die Trassierung neuzeitlicher Strassen ist durch einzuhaltende Bedingungen im Längenprofil (Gefälle, Sicht) und im Grundriss (Krümmungsradien, Übergänge) sehr eingeengt und kann nicht mehr wie ehedem ungünstigen topographischen oder baugrundmässigen Verhältnissen ausweichen. Dadurch entstehen Anschnitte von Hängen und Einschnitte. Die Stabilität solcher oft steiler Hänge, die gegebenenfalls an sich schon nur in labilem Gleichgewicht stehen, ist zu untersuchen, wie auch die Böschungen der Einschnitte, die aus wirtschaftlichen Gründen so steil als möglich zu wählen sind. Nur die möglichst genaue Kenntnis der Scherfestigkeit des Bodenmaterials und eine sich darauf stützende Stabilitätsberechnung kann die gewünschte Auskunft geben.

Die Erkenntnis der Bedeutung der *Einwirkung des Frostes* auf einen Boden ist nicht neu, auch die Nutzangewandlung auf den Strassenbau nicht. Sogenannte Frostschäden sind seit langem bekannt, und die Bodenmechaniker, Physiker und Bauingenieure vieler Länder haben sich mit diesem Problemkreis beschäftigt. Seine Bedeutung hat aber im neuzeitlichen Strassenbau stark zugenommen, einerseits wegen der Lastensteigerung und andererseits wohl wegen der Notwendigkeit, wirtschaftliche Bauweisen zu entwickeln, ohne selbstredend das oberste Gebot jeglichen Bauens zu verletzen, nämlich *sicher und dauerhaft* zu bauen. Zur Untersuchung der Frosteinwirkung im neuzeitlichen Strassenbau mussten in unserem Lande vorerst Messungen der lokalen Eindringtiefen des Frostes, d.h. der O-Isotherme in den Boden an verschiedenen Orten vorgenommen werden. Erst mit diesen Grundlagen können praktische Vorschläge über die vorzusehenden Massnahmen ausgearbeitet werden. Die VSS-Norm 40325 schreibt die minimale Gesamtstärke des Oberbaues vor gemäss dem für den betreffenden Ort massgebenden Frostindex. Sie erlaubt keine Reduktion bei stärkerer Konstruktion der Tragschichten. Diese Norm könnte damit den Anschein erwecken, als ob nach ihr auf volle Frosteindringungstiefe dimensioniert würde. Dem ist aber übrigens mit Recht nicht so; auch bei Befolgung der Norm wird nur auf eine beschränkte Frost-eindringtiefe dimensioniert. In diesem Falle ist aber nicht einzusehen, weshalb die Art und Stärke der Tragschicht keine Rolle spielen sollte. Die neueren Untersuchungen haben gezeigt, dass die Hauptschäden der Frosteinwirkung im Strassenbau Tauschäden sind, also Schäden, die durch Verringerung der Tragfähigkeit der oberen Bodenschichten entstanden sind. Diese Verringerung wiederum ist eine Folge der Wasseranreicherung dieser Schichten aus Eislinsebildung und verstärktem kapill-

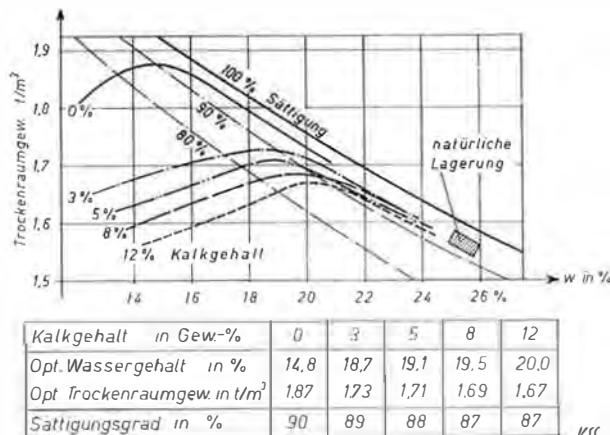


Abb. 2. Bodenstabilisierung mit Kalk: CL-Boden – Einfluss des Kalkes auf die Verdichtbarkeit

laren Wassernachschub. Ist somit der Tragfähigkeits-schwund die Hauptursache der Schäden, so ist doch wohl eine durch die Ausbildung der Decke erhöhte Tragwirkung, welche die aus dem Verkehr entstehenden und auf den Untergrund zu übertragenden Spannungen stark verringert, sehr erwünscht und anzustreben. Offenbar ist also gerade mit Rücksicht auf die Frosteinwirkung

der richtigen und zweckmässigen Wahl der Decke (Tragschicht und Belag) grösste Bedeutung beizumessen.

In den letzten Jahren ist in unserem Lande auch die Bodenstabilisierung zur Anwendung gelangt, nachdem sie im Ausland, besonders in den USA, im Strassen- und Wegebau angewandt und sich durchgesetzt hat. Mit Stabilisierung des Bodens werden im Strassenbau ausführungs-technisch verschiedene Baumethoden bezeichnet, indem anstehende Böden durch Mischung mit anderen Böden oder mit Zusatzmitteln verbessert oder auch Fremdmaterial mit Zusatzmitteln gemischt, so eingebaut werden, dass sie einen guten Strassenunterbau ergeben. (Strassenunterbau im Sinne von Unterbau und Fundationsschicht

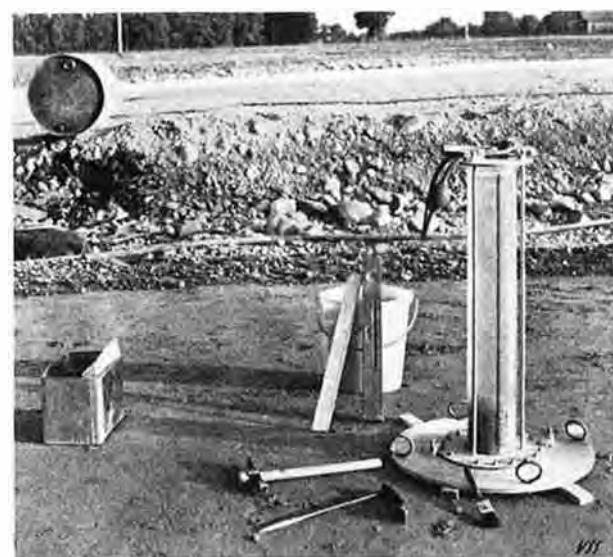
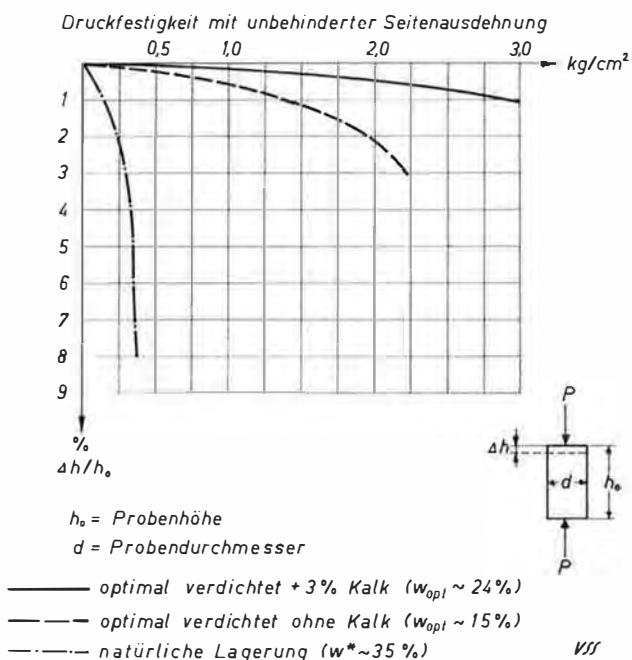


Abb. 4. Bestimmung des Raumgewichtes mit Benützung einer Gummiblase und Wasser zur Messung des Bodenvolumens

gemeint). Bei der Behandlung können als Zusatzmittel Zement, Kalk, Bitumen oder andere Materialien beigegeben werden.

Voraussetzung jeder Stabilisierung ist auch wieder genaue Kenntnis der Bodeneigenschaften und richtige Beurteilung der mechanischen und physico-chemischen Festigkeitseigenschaften des vorhandenen Bodens. Die Methode eignet sich sehr gut zur maschinellen Ausführung, bereits sind einige spezielle Geräte auf dem Markt zu kaufen. Mit der Zementstabilisierung wird gleichzeitig eine nicht unwesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit und vor allem der lastverteilenden Wirkung der entsprechenden Schicht erreicht, wodurch die Vertikal- und Schubspannungen auf die unteren Schichten stark reduziert werden. Dazu bedarf es einer gewissen Materialfestigkeit (Druck und Zug) des stabilisierten Bodens.



Abb. 5.
Vergleich des Verdichtungsgrades durch Messung der durch einen Schlag im verdichteten Boden erzeugten Druckwelle

Wird auf diese mittragende Wirkung weniger Wert gelegt, oder geht es vornehmlich darum, auf stark durchnässten Böden überhaupt fahren zu können, so kann mit Vorteil Kalk als Stabilisierungsmittel beigezogen werden. Durch die Kalkbeigabe wird der optimale Wassergehalt erhöht, d.h. der Zustand der maximalen Lagerungsdichte wird bei einem grösseren Wassergehalt erreicht als ohne Kalkbeigabe (Abb. 2). Allerdings geschieht dies unter Beeinträchtigung des Trockenraumgewichtes. Gleichzeitig steigt die Druckfestigkeit bei unbehinderter Seitenausdehnung für gleiche spezifische Zusammendrückung, d.h. die Scherfestigkeit nimmt zu (Abb. 3). Ohne Zweifel steht der Bodenstabilisierung noch ein weites Anwendungsgebiet offen und es ist zu empfehlen, seine Verwendung vermehrt zu prüfen, insbesondere auch zur Stabilisierung frostgefährlichen Untergrundes bei Einhaltung der vorgeschriebenen Frosteindringungstiefe, wodurch Auskofferung mit zugeführtem Fremdmaterial verhindert werden kann.

Eine schon längst bekannte, nur nicht so benannte Art der Bodenstabilisierung stellt die *künstliche Verdichtung* der Böden dar, die recht eigentlich zum Kernstück des modernen Strassen-, Flugpisten- und Dammbaues geworden ist. Wie bereits erwähnt, steht eine Grosszahl von Geräten dem Strassenbauer zur Verfügung. Körnige Böden werden mit vibrierenden Geräten besonders gut verdichtet, einige neuere Typen mit einstellbarer Frequenz können sich der Eigenfrequenz des Bodens anpassen. Offenbar ist die Vibrierwirkung um so besser, je näher das Verhältnis der Frequenz des Bodens zu jener der Maschine bei 1 liegt. Doch nicht jeder Boden lässt sich gleich gut verdichten, die Willigkeit zur Verdichtung und der Verdichtungsgrad hängen ab von der Kornzusammensetzung, den Konsistenzeigenschaften und dem Wassergehalt. Der *Proctorversuch* stellt den allgemein gebräuchlichen Versuch dar, die mit einem bestimmten Boden bestmögliche Verdichtung festzustellen. Jedem unter Ihnen ist dieser Versuch bekannt, oft wird aber

nicht beachtet, dass zu jeder Proctorkurve die Angabe der zu ihrer Gewinnung aufgewendeten Verdichtungsarbeit gehört. Steigt die aufgewendete Arbeit, so rückt die Kurve nach links, d.h. der optimale Wassergehalt nimmt ab und das Trockenraumgewicht zu. Es gibt wohl kaum in der ganzen Bodenmechanik einen Versuch, der so allgemein anerkannt und angewandt wird, dass er bei dieser Gelegenheit doch erwähnt werden musste. Im Felde wird die Verdichtung, ausser mit dem Plattenversuch und eventuell mit dem CBR-Gerät, auch durch Ermittlung des Raumgewichtes des verdichteten Bodens bestimmt. Dazu gehören die klassisch gewordenen Prüfungen mit der Sandersatzmethode oder mit der Gummißblase (Abb. 4, Autobahn Rolle). Neuere Methoden versuchen, durch Verwendung von Isotopen die Dichte zu bestimmen oder mittels einer dynamischen Schlagvorrichtung (Abb. 5) den Verdichtungsgrad zu messen.

Der Einfluss einer *dynamisch wirkenden Last*, einer Explosionswelle über Bodenoberfläche, der Schlag, eine wellenförmig wirkende aufgebrachte Last auf den Untergrund ist auch für den Strassenbauer von Bedeutung. Es scheint sich aus neueren Untersuchungen abzuzeichnen, dass der dynamische Einfluss beim heutigen Strassenverkehr auf die Bodenmaterialien nicht wesentlich andere Einwirkungen zeitigt als statisch aufgebrachte Lasten, so dass die Befürchtungen unbegründet scheinen, die glaubten, der Strassenverkehr übe über die bekannten statischen Auswirkungen hinaus auf die Beanspruchung noch wesentliche dynamische Einflüsse aus.

Die *Bemessung der Decke* einer Strasse unter einer ruhenden Radlast und die Berechnung der in ihr bzw. an ihren Grenzflächen wirkenden Spannungen stellt bis heute eine noch nicht vollständig befriedigend gelöste Grundaufgabe des Strassenbaues dar, trotzdem sich zahlreiche Forscher darum bemühten. Die Messungen der Durchbiegungen sind deshalb ein willkommenes Mittel, diese Lücke direkt auszufüllen. In den USA und von dort auch in Europa eingeführt, wird dazu das Benkelmann-

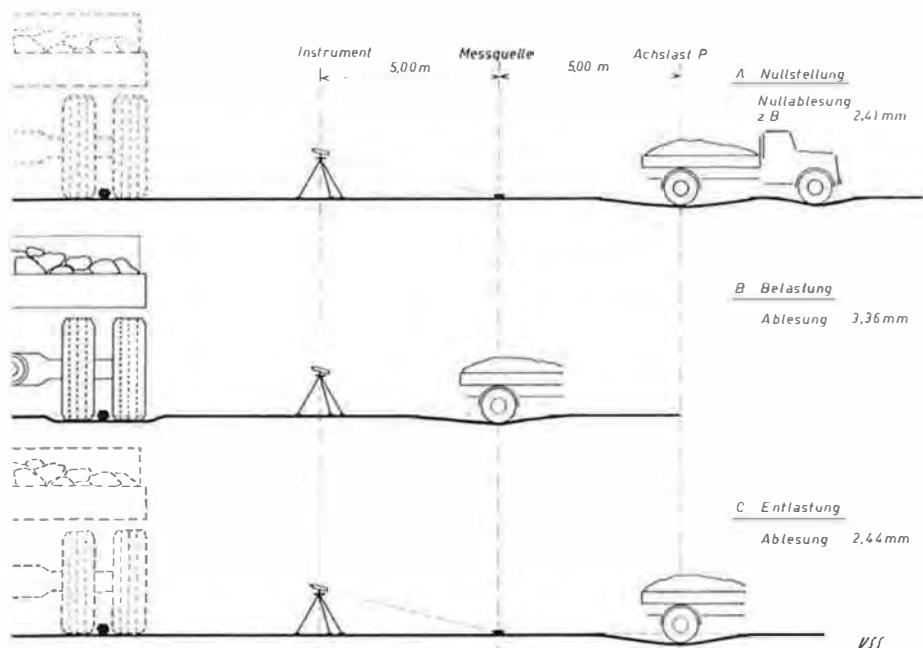


Abb. 6.
Messung der Durchbiegung in einem Punkte der Straßenoberfläche mittels Lichtmarke und Präzisions-nivellierinstrument
B-A 3,36 mm - 2,41 mm = 0,95 mm = totale Deformation W
B-C 3,36 mm - 2,44 mm = 0,92 mm = elastische Deformation T
C-A 2,44 mm - 2,41 mm = 0,03 mm = bleibende Deformation U

Gerät benutzt. Eine neue Methode besteht darin, direkt mit einem Wild-Nivellierinstrument Typ N3 Defektionsmessungen durchzuführen. Das Prinzip der Messungen ist aus den Abb. 6 und 7 ersichtlich. Gemessen wird die elastische Einsenkung der Strassendecke unter dem Zwillingsrad eines belasteten Lastwagens. Dabei wird eine Lichtmarke bei entfernter Last auf die Strassendecke gelegt und mit dem Präzisionsnivellierinstrument anvisiert. Hierauf fährt der Lastwagen zurück auf die Lichtstelle, bis diese zwischen den Pneus des Doppelrades liegt und es wird die Einsenkung gemessen. Die 3. Messung erfolgt wiederum bei entfernter Last. Grössenordnungsmässig liegt die Durchbiegung bei Nationalstrassen bei $\frac{1}{2}$ mm unter einer Radlast von 5 t, und die Messgenauigkeit der Anordnung beträgt etwa drei Hundertstelmillimeter. Naturgemäss hängen die Durchbiegungen stark vom Aufbau einer Strasse ab.

Um die Frosteinwirkungen auf die Strassen im vergangenen kalten Winter festzustellen, wurden einige ausgewählte neue Nationalstrassenabschnitte und einige



Abb. 7. Durchbiegungsmessung einer Strassendecke mit Präzisionsnivelllement

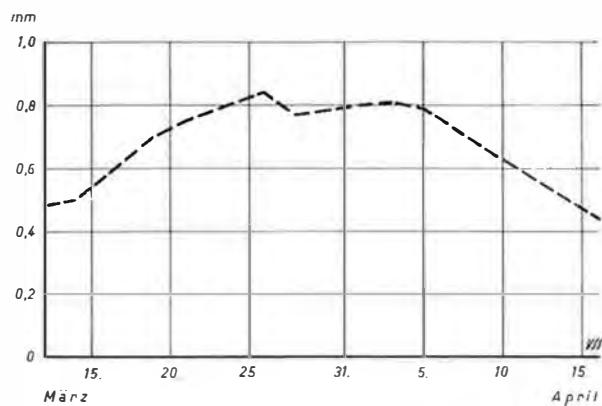


Abb. 9. Auftauperiode 1963: Elastische Defektionen, saisonmässiger Verlauf

schwerbelastete Kantonsstrassen bis zum vollständigen Auftauen auf Tragfähigkeit mittels dieser Durchbiegungsmessungen geprüft. Aus den vorläufigen Ergebnissen werden einige Resultate herausgegriffen. Abbildung 8 zeigt, dass mit diesen Messungen die Stellen schlechterer Untergrundverhältnisse bei gleichbleibendem Strassenaufbau ersichtlich werden. Bei Übergang vom Damm zum Einschnitt wird ein sprunghafter, bleibender Abfall der Tragfähigkeit festgestellt. Dieser immer wieder beobachteten Tatsache, dass die Strasse im Einschnitt grössere Tragfähigkeitsschwankungen erleidet, sollte durch eine entsprechende Verstärkung des Oberbaues im Einschnitt begegnet werden. Aufschlussreich sind die während einer Auftauperiode gemessenen Einsenkungen (Abb. 9). Mit dem Auftauen des Untergrundes setzt eine langsam abfallende Tragfähigkeit mit entsprechender grösserer Einsenkung ein, gefolgt von einer ebenfalls langsamen, aber stetigen Erholung der Strasse mit einem Wiederanstieg der Tragfähigkeit. Bedingung für die Erholung ist, dass entweder eine bestimmte minimale Tragfähigkeit nie unterschritten wurde, d. h. dass die Defektionen nie ein bestimmtes Mass, z. B. 1,2 mm überschritten, oder dass die Strasse für den gefährlichen Zeitabschnitt für jene grössten Lasten, die zu grosse

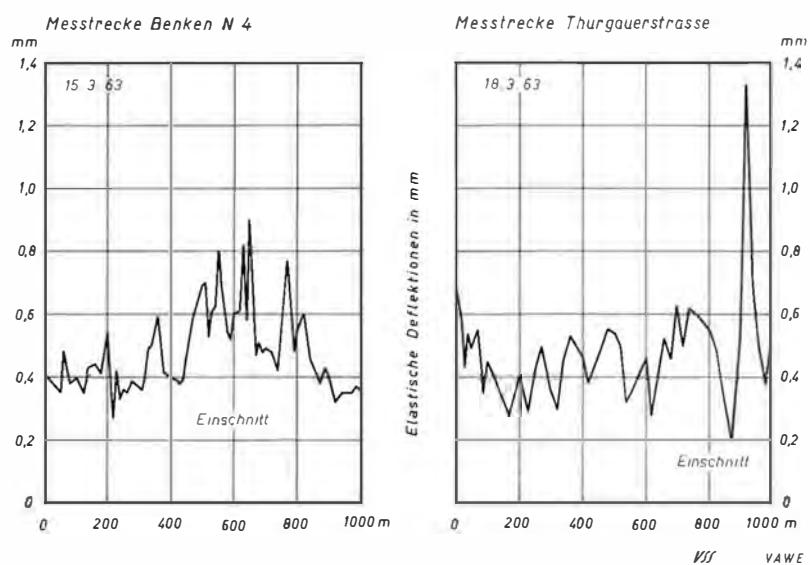


Abb. 8.
Auftauperiode 1963: Elastische
Defektionen, örtliche Änderungen

Deflektionen aufweisen, gesperrt werde. In der Abbildung 10 sind die Deflektionsmessungen an drei verschiedenen Strassenabschnitten dargestellt. Die mittlere Kurve ist die Wiederholung des letzten Bildes (Abb. 9), es betrifft dies eine Strasse von knapp genügender Tragfähigkeit und frostsicherer Fundation auf frostgefährdetem Untergrund. Die obere Kurve beschreibt das Verhalten einer Strasse, bei der sowohl Tragschicht wie Fundationsschicht frostgefährdet sind. Schon bei Beginn des Auftauens ist der Tragfähigkeitsverlust gross, erkärbbar dadurch, dass der ganze Oberbau der Strasse infolge Bodenfrost mit Wasser angereichert wurde, so dass bereits das Auftauen der oberen 20-cm-Schicht zu untragbar grossen Durchbiegungen führte. Die dargestellte Strasse hat dann auch Schäden gezeigt, die teilweise behoben werden mussten. Die unterste Kurve zeigt eine Strasse von genügender Tragfähigkeit, welche die ganze Auftauperiode ohne Änderung der Durchbiegung überstanden hat.

Mit diesen Messungen können für unsere Nationalstrassen auch die Resultate des AASHO-Testes verwendet werden, die zurzeit in Ihrem Gremium diskutiert werden.

Auch bei den im Zuge unserer Strassen liegenden vielen Kunstdämmen muss die Geotechnik einspringen, Brückenwiderlager und Brückenelemente, Stütz- und Futtermauern, Durchlässe usw. müssen gegründet, im Einflussgebiet der Strasse stehende und durch deren Bau eventuell gefährdete Bauten Dritter müssen vor Schaden bewahrt werden. Mögliche Gefahren rechtzeitig erken-

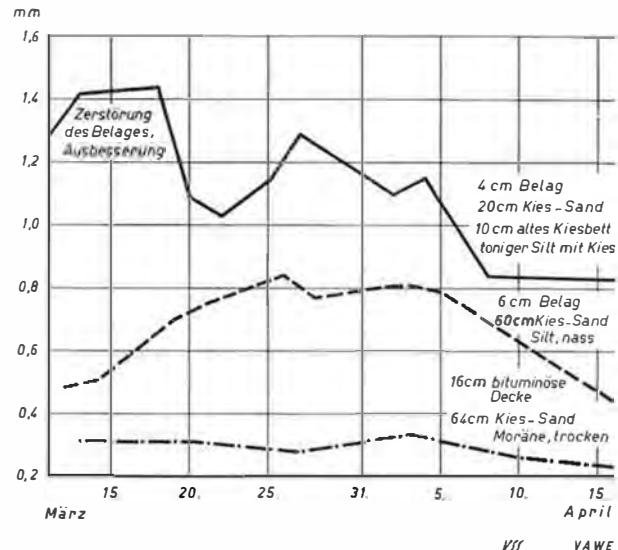


Abb. 10. Auftauperiode 1963: Elastische Deflektionen verschiedener Strassentypen

nen, braucht Erfahrung. Damit kehren wir zum Anfang unserer Betrachtung zurück. Der neuzeitliche Straßenbau ist zur Ingenieurwissenschaft geworden, er muss die Erkenntnisse der Geotechnik ausnutzen, er muss sich auch mit den entsprechenden theoretischen Erkenntnissen vertraut machen, gleichzeitig aber die Erfahrung des Straßenbauers und dessen Tradition pflegen und mehren, denn wie jedes Bauwerk, ist auch der wohlgelegene Bau einer Strasse die Resultierende verschiedenster Kräfte: Intuition, Wissen und Erfahrung.