

# Quelques aspects géotechniques de la construction de la fondation de l'autoroute Genève-Lausanne

Autor(en): **Karakas, I.K.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **90 (1964)**

Heft 2: **Autoroute Genève-Lausanne, fascicule no 3**

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-66964>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

# QUELQUES ASPECTS GÉOTECHNIQUES DE LA CONSTRUCTION DE LA FONDATION DE L'AUTOROUTE GENÈVE-LAUSANNE

par I. KARAKAS, ing. dipl. SIA - ASCE, chef de la Section des essais

## I. Introduction

Dans les pays, comme la Suisse, soumis à de fortes périodes de froid, la méthode habituelle pour le dimensionnement de la superstructure des routes doit se baser sur la profondeur du gel.

L'épaisseur nécessaire pour éviter le danger causé par le gel est en général plus importante que celle nécessaire pour assurer la portance. Les mesures et l'expérience ont démontré que dans la région traversée par l'autoroute Genève-Lausanne, la profondeur du gel varie autour de 60 cm, allant dans certains cas particuliers jusqu'à 80 cm [1]. En conséquence, la superstructure a été fixée à 75 cm, sauf dans le cas où l'autoroute traverse une région graveleuse non gélive. Dans ce cas, cette épaisseur est ramenée à 40 cm. Il est évident que ce dimensionnement ne présente aucun danger pour la stabilité de la chaussée si toutes les exigences techniques sont respectées.

E. Recordon, dans une étude sur les méthodes de dimensionnement de la superstructure des chaussées, tire les conclusions suivantes [2] :

« Les méthodes C.B.R. et des indices de groupe ne peuvent pas être utilisés chez nous, où l'on ne peut dimensionner les chaussées sans tenir compte du gel (à moins du cas exceptionnel des sols non gélifs). D'autre part, la méthode de limitation de la pénétration du gel dans le terrain est la solution de complète sécurité, qui élimine toutes déformations dues au gel, mais surdimensionne les chaussées, surtout pour le canton de Vaud, au point de vue de leur force portante, même au dégel. »

Si l'on considère la portance sans tenir compte du gel, la superstructure de l'autoroute Genève-Lausanne est surdimensionnée pour une charge maximum de service de 6,5 t par roue. Malgré tous les efforts des experts dans le monde entier, la méthode actuellement la plus connue et appliquée pour le dimensionnement d'une chaussée, sans tenir compte du gel, est la méthode se basant sur les coefficients C.B.R. Pour un coefficient C.B.R. extrêmement faible, soit de 2, l'épaisseur de la superstructure pour une charge de 6,5 t par roue est de 75 cm environ.

Compte tenu des « Prescriptions d'exécution pour la construction de l'autoroute Genève-Lausanne », ce cas est pratiquement inexistant.

## II. Les prescriptions et leur application

Art. 14.21.8. — En déblais sur la forme, le module de compressibilité  $M_E$  doit être au moins de 150 kg/cm<sup>2</sup>. Si cette valeur n'est pas atteinte, la Direction des travaux ordonnera les mesures à prendre pour améliorer la portance aux endroits où elle est déficiente.

Art. 14.23.4. — Les remblais des sols fins devront avoir un poids spécifique apparent conforme à l'essai de compactage AASHO-standard jusqu'à 1,00 m sous la forme. Le poids spécifique apparent sec sera de 98 % de la valeur maximum de AASHO-standard, en dessous de 95 %.

Art. 14.32.5. — Les remblais formés de sols graveleux devront avoir une portance conforme à l'essai de charge avec plaques. La valeur de  $M_E$  doit atteindre au minimum 150 kg/cm<sup>2</sup>.

En pratique, ces prescriptions sont suivies très strictement. En ce qui concerne les prescriptions d'exécution des remblais, il est intéressant de noter la qualité du sol et les conditions de compactage des remblais ( $h = 90$  cm) exécutés pour le AASHO Road Test.

Classification du sol employé	A-6 (CL)
Index de groupe . . . . .	9 à 13
Limite de liquidité . . . . .	30
Spécifications de compactage	95 à 100 % de la densité maximum obtenue par l'essai AASHO-standard

Tolérance admise pour la teneur en eau . . . . .	± 2 %
--	-------

La moyenne obtenue après 7500 essais de contrôle était de 97,5 % pour la densité et de 1 % de variation pour la teneur en eau. L'épaisseur de la couche à compacter avait été fixée à 10 cm et le compactage exécuté par des rouleaux à pneus de 15 tonnes environ [3].

Vu la similitude de la qualité du sol employé dans cet essai avec nos conditions, on constate un rapport parfait entre les spécifications de AASHO-test et les prescriptions pour l'autoroute Genève-Lausanne.

L'article 14.23.5 est également appliqué pour la réception de la forme sur des remblais en sols fins. La forme prête à recevoir la fondation a donc toujours une portance équivalente à la valeur de  $M_E$  égale à 150 kg/cm<sup>2</sup> au minimum.

Une étude faite par le Laboratoire géotechnique de l'EPUL<sup>1</sup> a révélé une relation entre les coefficients C.B.R. et les valeurs de  $M_E$ . Elle montre que le rapport

$\frac{M_E}{C.B.R.}$  varie de 9 à 27. Si l'on admet une moyenne très défavorable de 25, on peut conclure qu'une forme prête à recevoir la fondation a toujours une valeur C.B.R. égale à 6 au minimum. Pour une valeur C.B.R. égale à 6 et une charge de roue de 6,5 tonnes, une fondation de 45 cm est suffisante pour assurer la portance, si l'effet du gel est négligé.

Des tronçons susceptibles de donner un coefficient C.B.R. égal à 2 ont été rencontrés sur le tracé de l'autoroute; ce sont des régions avec des sols soit argileux extrêmement plastiques, soit des limons gorgés d'eau, ou encore des sols marécageux. Lorsqu'il s'agit d'une poche ou d'une courte zone, le problème posé par la portance insuffisante a été résolu en mettant en place une couche de filtre pour éviter le phénomène de « pumping » et une surépaisseur de grave. Une diminution des contraintes en profondeur a été ainsi obtenue.

Cette méthode n'est pas idéale, car il est évident qu'à part les difficultés d'exécution, le sol sur lequel la surépaisseur a été posée ne peut être réglé convenablement. Or, après la mise en place de la surépaisseur et de la fondation même, l'eau pluviale peut facilement pénétrer jusqu'au mauvais sol, du fait de ce mauvais réglage. Un autre inconvénient du système provient de la profondeur des canalisations adjacentes. Si cette pro-

<sup>1</sup> Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne.

# Etude : Autoroute Genève-Lausanne

Echantillon N° 8 a-b, 8 c, 104 a-b, 104 c  
108 a, 115 a, 121 a-b, 121 c, 135 c

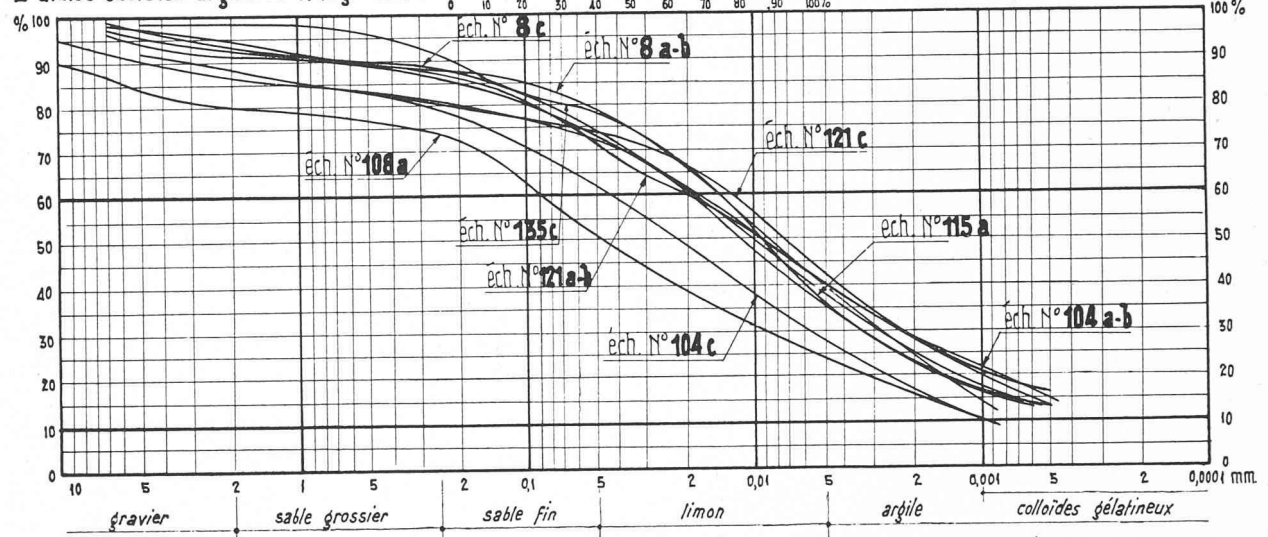
Degré d'uniformité :  $U =$

Diamètre efficace d'Allen Hazen :

A Sable B Glaise sableuse C Glaise  
E Glaise sableuse argileuse H Argile sableuse

D Glaise limoneuse F Glaise argileuse

G Glaise limoneuse argileuse I Argile K Argile limoneuse



Lab. géol. N° 3558/213

Lausanne, mars 1958

Fig. 1.

fondeur n'est pas suffisante par rapport à la surépaisseur, la méthode n'est plus applicable.

Dans le cas d'une grande zone, la même diminution des contraintes sur le mauvais sol a été obtenue en augmentant la rigidité de la couche de fondation, par exemple en stabilisant une couche de grave au ciment ou bitume. La stabilisation du sol en place étant conditionnée par plusieurs facteurs, tels que granulométrie, plasticité, teneur en matières organiques, humidité et possibilités techniques, cette solution n'a pas été retenue. Par contre, la stabilisation de la grave est un procédé plus simple et peut être exécuté sans grande difficulté. Les avantages de ce procédé peuvent être résumés comme suit :

1. Création d'une couche relativement imperméable, assurant ainsi un écoulement vers les canalisations.
2. Augmentation de la rigidité de la fondation provoquant une diminution plus rapide des contraintes en profondeur. (Théorie des fondations sur deux et trois couches à différents modules d'élasticité. D. M. Burmister.)
3. Possibilité de tolérer la circulation d'engins lourds.
4. Procédé de travail moins sensible au mauvais temps. Le désavantage évident est le coût élevé.

### III. Exécution de la fondation

La mise en place de la fondation composée d'une grave non gélive de 0-100 mm s'exécute en deux couches. La première couche, d'environ 30 cm, est posée et vérifiée pour obtenir un  $M_E$  de 400 kg/cm<sup>2</sup>. Le restant est ensuite posé et vérifié pour un  $M_E$  de 800 kg/cm<sup>2</sup>. Si on admet que dans tous les cas (remblais ou

déblais) la forme a un C.B.R. égal à 6 au minimum, la première couche de fondation de 30 cm doit permettre la circulation des véhicules de charge de 2,8 tonnes par roue. On peut donc dire que les camions ordinaires ne doivent vraisemblablement pas causer de dégâts.

De même, après la mise en place de la deuxième couche, soit 53 cm de grave en tout, on devrait pouvoir circuler avec des engins ayant une charge de 7 tonnes par roue. Il semble donc que la circulation sur la forme de la fondation soit possible, même avec des engins lourds. L'expérience a démontré que tel n'est pas le cas dans les conditions atmosphériques du canton. En admettant que la forme du terrain naturel soit parfaitement imperméable et bien réglée, l'eau de surface provenant de la pluie ou de la neige ne peut pas s'évacuer rapidement vers les canalisations à cause de la compacité élevée de la fondation. Il en résulte qu'une fondation qui n'est pas revêtue est pratiquement saturée d'eau pour au moins neuf mois de l'année. De ce fait, la charge due à des engins est transmise en profondeur et la forme ramollie par la présence de l'eau est démolie. La fondation suit la déformation de la forme et est ainsi, elle aussi, détruite. Les ornières créées sous la fondation accumulent l'eau qui ne peut plus s'écouler vers les canalisations. Il faut alors tout reprendre et recommencer par rétablir la forme.

Voici l'histoire d'un tel cas :

Au mois d'octobre 1961, un tronçon de la piste côté lac de l'autoroute Genève-Lausanne en profil mixte a été remblayé par couche de 30 à 40 cm. Les densités sèches variaient entre 1,75 et 1,84 kg/dm<sup>3</sup> pour un

Proctor de  $1,84 \text{ kg/dm}^3$ . La forme de remblai a été vérifiée par des essais de charge et les valeurs  $M_E$  obtenues sur les profils étaient les suivantes :

- Profil 18 =  $230 \text{ kg/cm}^2$
- Profil 19 =  $180 \text{ kg/cm}^2$
- Profil 20 =  $280 \text{ kg/cm}^2$

La grave de fondation a été posée en deux couches, chacune compactée séparément, et les résultats des essais de charge sur la forme de fondation ont donné les valeurs de  $M_E$  suivantes :

- Profil 18 =  $1200 \text{ kg/cm}^2$
- Profil 19 =  $980 \text{ kg/cm}^2$
- Profil 20 =  $1090 \text{ kg/cm}^2$

Vers la fin du mois de novembre, le bétonnage de la piste côté Jura était achevé depuis la frontière genevoise jusqu'à Chavannes-de-Bogis, et le bétonnage de la piste côté lac était en exécution. Les camions qui transportaient le béton depuis la bétonnière à Chavannes-de-Bogis empruntaient la piste terminée côté Jura et descendaient sur la piste lac avant d'arriver à l'emplacement en cours de bétonnage. Après un week-end d'intense pluie, les camions transportant le béton du revêtement au profil 25 descendirent sur la piste côté lac juste avant le profil 18. Vers la fin de la journée, des fissures en surface furent remarquées sur les profils 18, 19 et 20. Le bétonnage fut arrêté et les essais de charge furent refaits quelques jours plus tard. Ceux-ci donnèrent les valeurs de  $M_E$  dans l'ordre de grandeur de  $150 \text{ kg/cm}^2$ .

Examinons les conditions géotechniques desdits profils depuis le début :

Pendant l'étude préliminaire, deux sondages ont été exécutés au voisinage de ces profils, soit le sondage 1/3 et le sondage 1/4 ; plusieurs échantillons ont été prélevés qui ont donné les indications suivantes :

Sondage	Echantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau W %	Poids spécifique apparent (kg/dm <sup>3</sup> )
1/3	104 a	0,50-0,80	16,8	2,10
	104 b	0,80-1,10	13,8	2,26
	104 c	1,35-1,60	13,0	2,24
	137 b	2,90-3,20	14,0	2,20
	137 c	3,20-3,50	14,8	2,25
1/4	137 d	3,50-3,70	14,8	2,20
	93 a	0,50-0,80	15,7	2,15
	93 b	0,80-1,10	16,2	2,07
	93 c	2,05-2,35	17,3	2,24
	108 a	2,95-3,25	12,9	2,30
108 b	3,65-3,95	12,8	2,29	
108 c	3,95-4,20	13,1	2,30	

La figure 1 donne les courbes granulométriques des échantillons 104 a, 104 b et 108 a. La figure 2 donne le résultat d'essai de compressibilité exécutée sur l'échantillon 93 a. Au point de vue granulométrique, ces matériaux sont composés en moyenne de 40 % d'argile, de 30 % de limon, de 20 % de sable et de 10 % de gravier. Leur composition granulométrique est

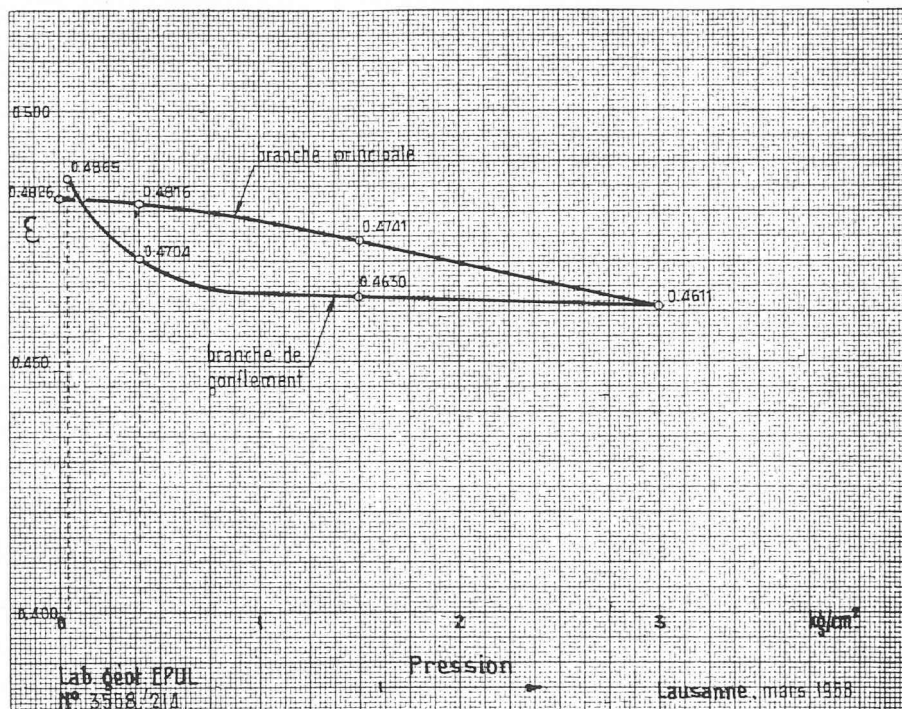


Fig. 2.

étendue, ce qui explique leur compacité élevée ; leur poids spécifique apparent varie entre  $2,05$  et  $2,30 \text{ t/m}^3$ , il augmente en profondeur. Leur teneur en eau naturelle est comprise entre  $9,3$  et  $20,8 \%$ , elle diminue en profondeur. Leur indice de plasticité est voisin de  $10 \%$ . Leur teneur en eau naturelle est généralement voisine ou inférieure à la limite de plasticité. Ces sols sont pratiquement imperméables et peu compressibles. D'après ces données, on peut conclure qu'il s'agit d'une moraine de fond.

Il est donc évident que la destruction de la forme était due à la circulation des engins lourds après une forte pluie. Pour réparer les dégâts, la fondation fut enlevée partout où l'on constata des ornières dans la forme.

#### IV. Répartition des contraintes dans la fondation

La figure 3 donne la répartition des contraintes verticales dues à la charge statique transmise par une roue d'un camion ordinaire et d'un engin lourd. Si on examine les contraintes en profondeur, on constate :

- a) Les contraintes provoquées par un engin lourd sont en surface au moins le double de celles pro-

z (cm)	$\sigma_z$ (kg/cm <sup>2</sup> )		$\frac{\sigma_z \text{ Engin lourd}}{\sigma_z \text{ Camion}}$
	Camion	Engin lourd	
0	3,5	6,0	1,7
10	2,9	5,5	1,9
20	1,7	3,9	2,3
30	1,0	2,5	2,5
40	0,63	1,7	2,7
50	0,42	1,2	2,8
60	0,30	0,86	2,87
70	0,22	0,64	2,90
80	0,18	0,52	2,90
90	0,14	0,41	2,92
100	0,12	0,34	2,95

voquées par un camion, et en profondeur elles sont même triplées.

- b) La contrainte exercée par un camion sur la forme du terrain naturel sous une couche de fondation de 50 cm est de l'ordre de 0,40 kg/cm<sup>2</sup>. L'épaisseur de fondation nécessaire pour obtenir une même contrainte sous un engin lourd est d'environ 90 cm.
- c) Cette répartition des contraintes est calculée d'après la formule de Boussinesq pour une charge statique avec toutes les hypothèses dont la formule est fonction. L'effet des vibrations dues à la vitesse des engins augmente les contraintes en proportion avec les charges. Il est donc évident qu'à une certaine profondeur, l'effet dynamique d'un engin lourd est plus important que celui d'un camion.

### V. Mesure de déflexion sur des tronçons terminés en 1962

Quelques mesures de déflexion ont été effectuées par le Laboratoire géotechnique de l'EPUL sur les tronçons de l'autoroute Genève-Lausanne terminés en 1962. Ces essais ont été exécutés à l'aide d'un camion dont l'essieu arrière était chargé de 13 tonnes. La pression dans les pneus étant de 5,2 kg/cm<sup>2</sup>, on peut admettre que la surface de contact était de 2500 cm<sup>2</sup>, soit 1250 cm<sup>2</sup> par roue jumelée. Deux séries de mesures ont été effectuées sur certains tronçons, la première du 4 au 8 mars et la seconde du 8 au 10 avril 1963.

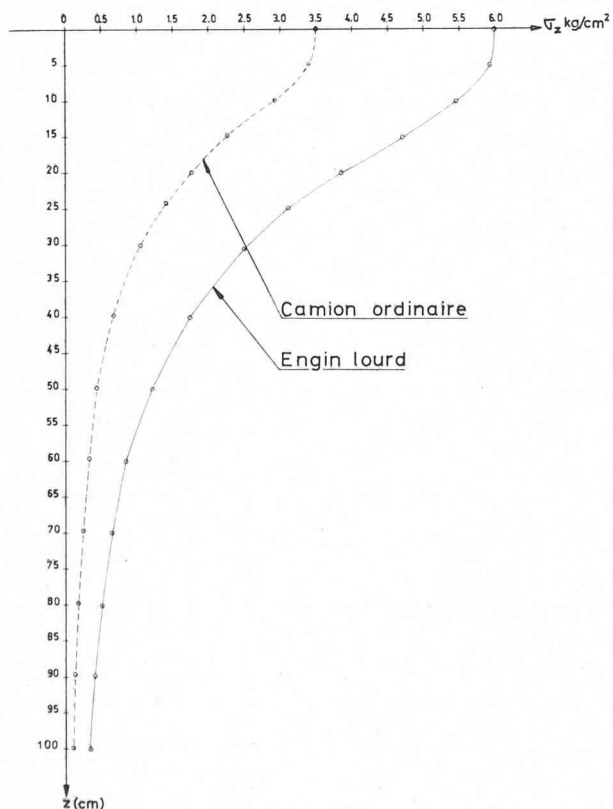


Fig. 3. — Répartition des contraintes verticales dans la fondation ( $\sigma_z$  kg/cm<sup>2</sup>) dues à la charge statique exercée par les pneus d'un camion et d'un engin lourd.

### Tronçon la Maladière - Ecublens

a) Piste de roulement (le 10 avril)

PISTE LAC		PISTE JURA	
Points	Déflexions moyennes 1/100 mm	Points	Déflexions moyennes 1/100 mm
21-24	60	20-17	36
25-28	82	16-13	51
29-32	76	12- 9	57
33-85	35	8- 5	52
		4- 1	115
Moyenne de tous les points	68		65

b) Bandes de stationnement

PISTE LAC			PISTE JURA		
Points	Défect. le 8.3 1/100 mm	Défect. le 10.4 1/100 mm	Points	Défect. le 8.3 1/100 mm	Défect. le 10.4 1/100 mm
21-24	200	51	20-17	153	40
25-28	140	38	16-13	220	62
29-32	148	67	12- 9	136	37
33-36	187	84	8- 5	151	86
37-38	165	66	4- 1	204	39
Moyenne de tous les points	168	56		174	49

### Tronçon d'Aubonne

PISTE LAC			PISTE JURA		
Points	Défect. le 5.3 1/100 mm	Défect. le 8.4 1/100 mm	Points	Défect. le 5.3 1/100 mm	Défect. le 8.4 1/100 mm
33-36	165	73	1- 4	80	68
37-40	101	33	5- 8	134	91
41-44	113	29	9-12	148	61
45-48	179	66	13-16	119	70
49-52	142	45	17-20	131	56
53-56	155	74	21-24	146	135
57-60	103	82	25-28	154	371
61-63	198	81	29-31	159	207
64-69	124	92			
Moyenne de tous les points	133	65		133	129

### Tronçon de Gland

Ce tronçon s'étend entre les km 26 et 39. Le revêtement est en béton. Il n'a été ausculté qu'à raison d'un point par kilomètre. Toutes les déflexions mesurées le 9 avril sont inférieures à 15/100 mm.

### Commentaires

D'après les expériences françaises, un revêtement tel que celui de l'autoroute Genève-Lausanne ne devrait pas avoir de déflexions plus grandes que 1 mm pour

les revêtements noirs et plus grandes que 30/100 mm pour les revêtements en béton.

a) Le tronçon de la Maladière, qui est en circulation depuis décembre 1962, satisfait à ces exigences en général; pour ce qui concerne les moyennes des mesures faites le 10 avril. Par contre le 8 mars, les déflexions étaient presque partout supérieures à cette valeur sur les bandes de stationnement. Le tronçon considéré paraît relativement homogène sur toute sa longueur.

b) Sur le tronçon d'Aubonne, qui n'est pas encore en circulation, les déflexions mesurées le 8 avril sont presque toutes inférieures à 1 mm. Toutefois, il apparaît que le tronçon compris entre les points 21 et 30 de la piste Jura semble particulièrement faible.

c) Le tronçon de Gland, qui n'est également pas en circulation, paraît excellent.

## VI. Conclusions

Bien qu'il soit trop tôt pour tirer des conclusions définitives, on peut malgré tout faire quelques remarques au sujet de l'exécution des fondations de l'autoroute Genève-Lausanne.

1. Les prescriptions pour le compactage des remblais et des fondations sont suffisantes. Exiger des degrés de compactage par rapport à l'essai AASHO modifié est pratiquement impossible. Ces exigences nécessiteraient une diminution de la teneur en eau au moment du compactage. Les sols provenant des déblais ont en général une teneur en eau plus élevée que la teneur en eau optimum de l'essai AASHO modifié. Les travaux seraient donc de ce fait paralysés.
2. Le type du profil en travers appliqué prévoit en principe trois canalisations drainantes, deux de chaque côté et une sous le terre-plein central. Sauf dans le cas d'un remblai suivi d'un terrain ayant une pente permettant l'évacuation de l'eau par gravité, on a renoncé à la canalisation en pied de talus. La canalisation de la bande centrale est très rarement supprimée, comme par exemple sous un passage supérieur. Les pentes de la forme sont satisfaisantes, l'écoulement vers les canalisations drainantes doit se faire normalement quand toutes les conditions d'exécution de la forme sont respectées.
3. L'exécution de la forme en remblai et déblai est un facteur capital. L'étanchéité et le réglage de

cette couche ont une valeur primordiale. Le tracé de l'autoroute est en grande partie sur des sols plus ou moins sensibles à l'eau. Cette sensibilité est grande dans certains secteurs plus que dans d'autres. Même si la forme est bien réglée pendant une période favorable, elle n'est pas assurée contre les dégâts de l'eau qui s'infiltre à travers la fondation avant que celle-ci soit revêtue. La circulation des engins sur une fondation saturée démolit la forme et en conséquence la fondation elle-même.

4. L'épaisseur de la fondation en grave nécessaire pour éviter les dégâts d'un engin lourd circulant sur une fondation saturée est de 90 cm au minimum.
5. Tant que l'épaisseur de la fondation sera déterminée sur la base des charges de service et non des charges pouvant intervenir pendant la construction, il faut interdire la circulation d'engins lourds sur la forme de fondation. La mise en place des matériaux de fondation et le ravitaillement des matériaux de revêtement devraient se faire exclusivement à l'aide des camions ordinaires.
6. Pour permettre la circulation des engins lourds, l'épaisseur de la fondation sans revêtement doit être de 90 cm au minimum ou bien il faut exécuter une forme imperméable et rigide (stabilisée).
7. En ce qui concerne les déflexions en période de dégel, celles-ci sont grandes par rapport aux valeurs généralement admises. Néanmoins, le tronçon de la Maladière en circulation à cette époque n'a pas subi de dommages apparents. Après le dégel, les déflexions ne sont en moyenne pas plus grandes que celles que l'on admet habituellement. Le tronçon avec revêtement en béton ne subit que de très faibles déflexions.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] J.-E. BONJOUR: La superstructure de l'autoroute Genève-Lausanne. *La route et la circulation routière*, no 11, 1960.
- [2] E. RECORDON: Contribution au calcul de l'épaisseur de la superstructure des chaussées. *Bulletin technique de la Suisse romande*, no 26, 29 décembre 1962.
- [3] J. F. STRECK: AASHO Road-Test. *Transactions of ASCE*, Vol. 126, 1961.
- [4] E. RECORDON: Déterminations des caractéristiques des terres nécessaires au calcul des fondations sur sols élastiques. *Bulletin technique de la Suisse romande*, no 17, 17 août 1957.

## NÉCROLOGIE

### Emma Mortara, ingénieur-chimiste 1923-1963

Emma Mortara est morte après une maladie qui ne pardonne pas; elle avait à peine dépassé la quarantaine. Fidèle à notre école de Lausanne, elle représentait régulièrement ses compatriotes italiens, anciens élèves de l'EPUL, aux réunions lausannoises de l'A<sup>3</sup>. \*

Je l'ai connue en pleine guerre, alors que bannis des universités italiennes, les Juifs d'Italie venaient faire

\* Association amicale des anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne.

leurs études chez nous. Elle avait dû lutter pour se joindre à notre volée d'ingénieurs-chimistes: lutter contre sa famille d'abord — une femme, dans son milieu, ne faisait pas d'études, surtout pas des études d'ingénieur — puis, ayant ensuite rejoint sa famille aux heures sombres de la guerre et repassé avec elle notre frontière montagnaise, elle dut lutter encore pour quitter le camp de réfugiés, en Suisse, afin de poursuivre ses études interrompues.

Les contacts que j'eus avec elle, après son diplôme en 1949, étaient empreints de problèmes techniques. En effet, il fallait résoudre, pour l'usine de matières abrasives que possédait et dirigeait son père à Milan, un problème concernant la fabrication de limes qui pour-