

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 99 (1973)  
**Heft:** 9: L'autoroute du Léman et ses ouvrages

**Artikel:** Le remblayage du Daley  
**Autor:** Karakas, I.K.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-71662>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 15.03.2025

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

Une attention spéciale a été vouée au respect des cotes théoriques du projet à toutes les étapes car, à l'achèvement de chaque fléau, les déformations (élastiques et plastiques) de la superstructure à la clé atteignent environ 30 cm.

*Quantités de matériaux utilisées pour la superstructure*

Surface des deux ponts  $2 \times 13,2 \times 395,35 = 10\,440 \text{ m}^2$

Béton	7050 m <sup>3</sup>	= 0,68 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>
Acier d'armature	783,6 t = 75 kg/m <sup>2</sup>	= 111 kg/m <sup>3</sup>
Câbles de précontrainte	222,5 t = 21 kg/m <sup>2</sup>	= 32 kg/m <sup>3</sup>

Adresse de l'auteur :

L. Abt, Bureau E. et A. Schmidt, ingénieurs  
Bachlettenstr. 52, 4000 Bâle

# Le remblayage du Daley

par I. K. KARAKAS, ingénieur, Lausanne

## 1. Introduction

La route nationale 9 entre les km 14,030 et 14,150 au droit du vallon du Daley a été prévue en remblai pour pouvoir réutiliser des matériaux très convenables provenant des déblais du complexe de Jordillon réalisé au-delà du km 14 200 environ. Ce remblayage en fait couvrait une zone très étendue depuis l'ancienne RC 773 jusqu'à l'auto-route même (voir fig. 1) en traversant quatre zones de remblais distincts :

- la zone de décharge entre la route de raccordement RC 773 - RC 769 et la RC 773 ;
- le remblai de la RC 773 proprement dit ;
- la zone de décharge entre la RC 773 et l'autoroute ;
- et finalement le remblai de l'autoroute proprement dit.

Le cube total des matériaux remblayés se situe autour de 130 000 m<sup>3</sup> avec une hauteur maximale de remblai autoroute mesurée entre le terrain initial et le sommet de talus qui atteint 20 m.

## 2. Géologie du vallon

La géologie étudiée par M. le professeur A. Bersier et M. P. Blanc, géologues, peut être résumée comme suit :

Le vallon du Daley, creusé par un ruisseau de faible débit mais de pente rapide, est taillé dans un complexe rocheux molassique surmonté d'un épais dépôt de moraine glaciaire. Ces deux terrains, de composition et de tenue fort différentes, sont recouverts d'un voile général de sols meubles divers, limoneux et argileux, avec blocs résiduels déplacés, provenant de la décomposition et du remaniement par ruissellement et solifluxion sur la pente des terrains rocheux et morainiques sous jacents. Cette couverture, épaisse de plusieurs mètres, a considérablement gêné la reconnaissance géologique du tréfonds.

Quelques minuscules affleurements pointant dans le lit montrèrent d'emblée que les couches rocheuses, faites de grès et de marnes diverses, souvent argileuses, ont subi d'intenses déformations tectoniques sous forme de failles, diaclases, replis, cisaillements et broyages. Le ruisseau s'était donc installé dans une zone considérablement affaiblie. Le pendage régional des couches, rapide et orienté au sud-est, est ainsi oblitéré et rompu ici par des plans de cisaillement et d'écaillage, des écrasements et

intumescences d'injections marneuses, une schistosité désordonnée des marnes et argilites mylonitisées et un débitage des bancs gréseux durs en blocs disjoints.

Cet état de discordance et d'hétérogénéité rendait inapplicables à ce tréfonds rocheux les principes et schémas de stabilité des ensembles normalement stratifiés.

L'analyse morphogénique du vallon et de son environnement suggérait néanmoins une incidence imprécise du pendage général. Le versant gauche boisé, plus rapide, bosselé de loupes d'affaissements, présente un certain aspect de versant contraire tandis que le versant droit, modelé et estompé par les glissements morainiques superficiels, s'apparente par certains traits à un versant conforme.

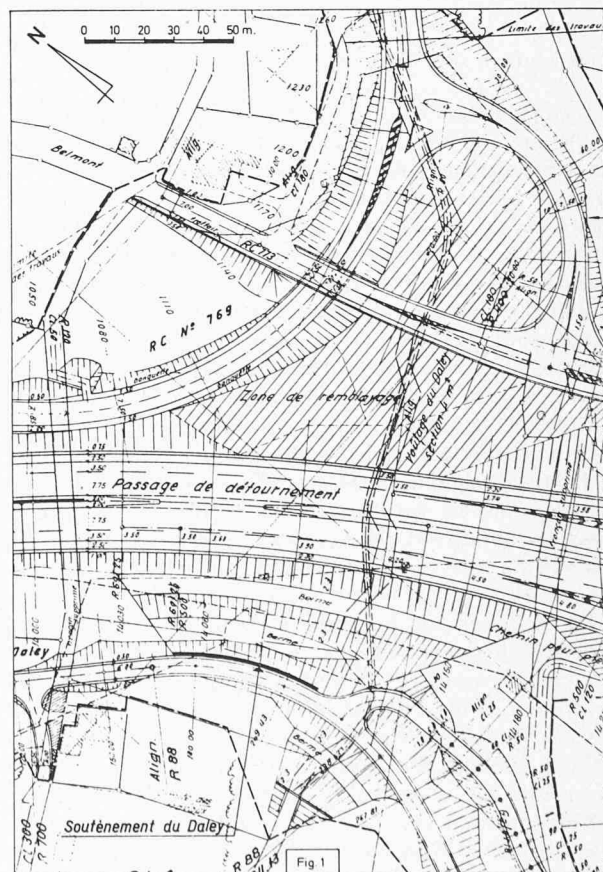


Fig. 1. — Situation générale.

L'interprétation de ces indices peu typiques fut que le versant gauche, sous une faible couverture d'altération en voie de tassement, est affecté du fauchage des têtes de couches rocheuses habituel dans ce genre de pente. Par contre, le versant droit, principale base du futur remblai, présente non seulement un relais de glissements actifs lents de la couverture, mais paraît, de plus, suspect de mouvements gravifiques plus profonds de la tranche supérieure du terrain rocheux, engendrés par l'érosion du lit. Ces plaques rocheuses glissées, venues buter dans le thalweg, semblent avoir surélevé localement le lit.

Dans ce complexe désordonné, les forages d'étude ne peuvent livrer qu'un carottage fragmentaire. Ces débris se sont révélés hâchés de plans de cisaillement lustrés, tectoniques, mais susceptibles de réactivation par gravité, corroborant les hypothèses de l'étude de surface.

En conséquence, les conclusions géologiques furent que la stabilité du pied de la future masse de remblai qui pèsera sur le fond humide instable du vallon nécessitait des mesures préventives.

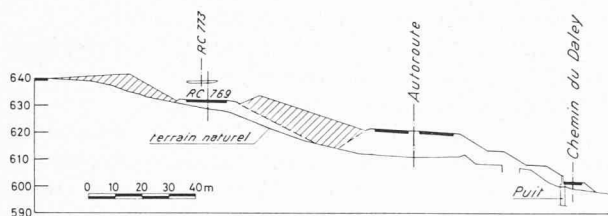


Fig. 2. — Profil en travers A1.

### 3. Première étude et projet

L'étude géotechnique du vallon entreprise dans le cadre de l'étude 1 : 1000 de l'ensemble de l'autoroute et basée sur cinq sondages de reconnaissance avait bien mis en évidence un profil très complexe et hétérogène au pied du remblai autoroute. Il était impossible de trouver une corrélation entre les affleurements molassiques (blocs) superficiels se trouvant au-dessus ou noyés dans des masses de moraine et débris marneux contenant d'autres blocs molassiques. D'autre part, plusieurs plans de glissements potentiels ont été reconnus lors des forages de l'autoroute, ainsi que ceux exécutés sur les deux rives du vallon dans le cadre de l'étude du voûtage du Daley. Des essais effectués pour la détermination des valeurs effectives de l'angle de frottement interne et de la cohésion sur des échantillons prélevés dans les couches marneuses du contact entre la masse du terrain meuble ou ameubli et la roche, ont donné des valeurs très variables allant de  $\phi' = 25^\circ$  à  $12^\circ$  avec des cohésions  $c' = 1 \text{ t/m}^2$  à  $5 \text{ t/m}^2$ .

Parallèlement des tentatives ont été faites à l'aide des profils géologiques à disposition à l'époque pour estimer les valeurs critiques de résistance au cisaillement des couches de contact mentionnées plus haut en appliquant des calculs dits à l'envers, c'est-à-dire en admettant une stabilité précaire du versant avec une sécurité contre le glissement voisin de l'unité pour déterminer les valeurs correspondant à cet état. Ces calculs, suivant le niveau d'eau admis, donnaient des valeurs faibles autour de  $\phi = 15^\circ$  et  $c = 1 \text{ t/m}^2$  sur la rive droite et  $\phi = 25^\circ$ ,  $c = 1 \text{ t/m}^2$  sur la rive gauche du Daley.

Sur la base de ces résultats des calculs de stabilité effectués pour l'état définitif de l'autoroute après le remblayage prévu mettaient en évidence le risque d'une instabilité générale sous l'effet de la surcharge due au remblai.

Pour assurer la stabilité, les solutions suivantes ont été envisagées :

- Drainage : un réseau de drainage serré perpendiculaire ou parallèle à l'axe de l'autoroute pourrait, le cas échéant, assécher les couches de contact et augmenter leur résistance au cisaillement à longue échéance. Toutefois, le programme de la construction ne permettait pas de tabler sur l'efficacité de cette méthode qui ne peut être garantie que dans un laps de temps considérable, soit au minimum de quelques années.
- Enlèvement de la mauvaise couverture, ainsi que des marnes tendres de contact et leur remplacement par des matériaux d'apport à une résistance au cisaillement élevée. Cette solution qui était déjà préconisée pour l'assise du remblai du futur chemin du Daley, se trouvant à l'aval du remblai autoroute, pouvait effectivement améliorer la stabilité. Toutefois, l'exécution comporte plusieurs inconnues quant à la masse à enlever et la quantité de matériaux à apporter, sans parler des problèmes identiques qui se rapportaient plus en amont pour assurer la stabilité de la masse restant en place lors de ce curage. D'autre part, cette solution était diamétralement opposée au premier but du maître de l'œuvre qui ne disposait pas de décharge économique à proximité du chantier.
- Réalisation d'un ouvrage de soutènement appuyé et ancré dans la roche. C'est la solution qui a été finalement retenue. Le choix de sa position était problématique, car si cet ouvrage avait été placé entre l'autoroute et le futur chemin du Daley, la stabilité de l'autoroute pouvait être assurée, par contre le problème de la stabilité du chemin du Daley proprement dit ne se réglait pas du même coup. Si au contraire on plaçait l'ouvrage de soutènement à l'aval du remblai du futur chemin du Daley, des glissements dits « par-dessus » de cet ouvrage emportant l'autoroute étaient toujours à craindre. En comparant les pour et les contre de ces deux possibilités, et compte tenu de l'importance du remblai d'autoroute, il a été décidé de créer cet ouvrage à l'amont du chemin du Daley pour assurer la stabilité de l'autoroute, en dissociant la stabilité de la grande route amont de celle du chemin aval.

Le type de l'ouvrage de soutènement a été choisi en forme d'une paroi en palplanches fichée et ancrée dans la molasse avec plusieurs longrines transversales pour assurer les têtes des ancrages et rigidifier l'ensemble de l'ouvrage.

### 4. Premières difficultés

La réalisation de la paroi en palplanches a débuté à fin 1970. Déjà lors du battage des palplanches du type Larsen III, l'irrégularité et l'hétérogénéité du profil ont été mises encore une fois en évidence par des longueurs très variables de pénétration des palplanches. A certains endroits, la présence de blocs molassiques en surface crée une discontinuité de soutènement.

Vers fin mai 1971, l'ouvrage de sortie du voûtage de Daley se réalisait à quelques dizaines de mètres à l'aval de la paroi en palplanches dont l'exécution approche l'achèvement avec la mise en tension des câbles d'ancrages.

Au début juin, après deux périodes de pluies intenses et continues des fissures d'instabilité ont été aperçues sur la rive droite de l'ouvrage de sortie du Daley, ainsi que sur une partie de la plate-forme déjà remblayée derrière l'ouvrage de palplanches. Ces fissures ont été accompagnées par un basculement des palplanches (fig. 3) décollage de la masse en aval des palplanches (fig. 4) et la perte de tension dans les câbles d'ancrage.

La conclusion était évidente : une instabilité générale s'amorçait vraisemblablement depuis l'aval des palplanches au droit de l'ouvrage de sortie du Daley, pour se propager par-dessous les palplanches jusqu'au premier remblai autoroute déjà réalisé.

### 5. Etude détaillée et deuxième projet

Au vu de ces événements, il a été décidé de reprendre l'étude du sous-sol en exécutant douze sondages complémentaires le long de l'ouvrage prévu, ainsi que dans l'axe de l'instabilité aperçue. Ces sondages, dont l'espacement a été très réduit, ont encore une fois confirmé la structure très complexe du vallon. La coupe géologique qui a été d'ailleurs complétée par les renseignements obtenus lors de la réalisation du deuxième soutènement, était d'une hétérogénéité exceptionnelle.

Parallèlement, des calculs de stabilité ont été entrepris sur un profil passant par l'axe de l'instabilité aperçu (fig. 5).

La combinaison des caractéristiques géotechniques correspondant à une instabilité (facteur de sécurité = 0,95) se situait autour de

$$\phi = 15^\circ \text{ et } c = 0,7 \text{ t/m}^2$$

pour un niveau d'eau déterminé d'après les résultats des sondages.



Fig. 3. — Basculement des palplanches. (Photo Germond)



Fig. 4. — Décollage des palplanches. (Photo Germond)

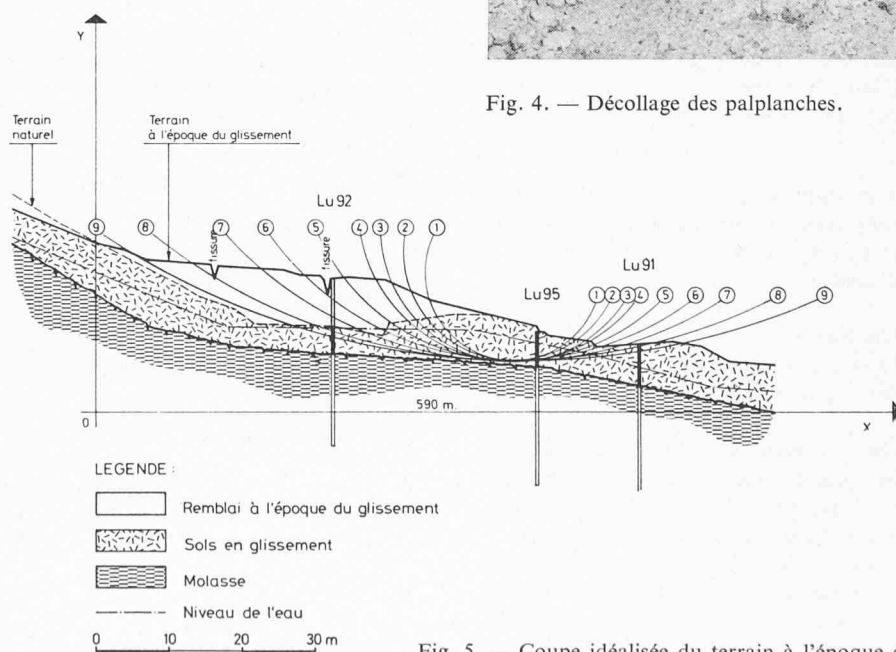


Fig. 5. — Coupe idéalisée du terrain à l'époque du glissement.

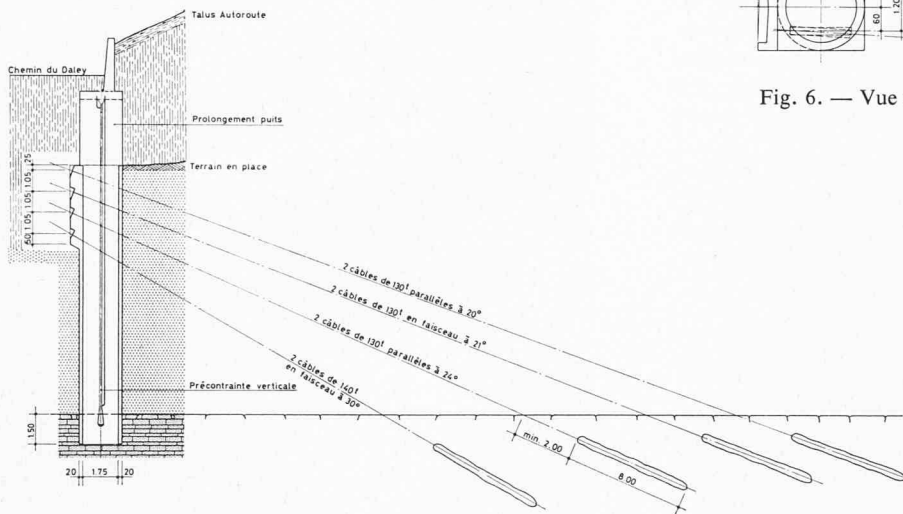


Fig. 7. — Coupe type d'un puits.

Ces valeurs ont été d'ailleurs assez proches de celles déterminées soit par calcul lors de la première étude, ou par essais en laboratoire sur la marne de la couche de contact.

Avec ces valeurs et pour l'état définitif du remblai d'autoroute, en utilisant plusieurs profils en travers au droit du soutènement, la hauteur de l'ouvrage hors sol a été fixée pour éviter aussi un glissement par-dessus le soutènement prévu selon des cercles hypothétiques passant à travers les sols glissés.

Quant à la poussée des terres contre le futur ouvrage de soutènement, elle était déterminée selon deux hypothèses :

a) En admettant un glissement localisé, le long d'un arc de cercle déterminé

— par la force de frottement nécessaire afin d'obtenir une sécurité pour la stabilité égale à 1,25 ;

— par la poussée totale déterminée avec une sécurité égale à 2,00 pour la force de frottement résultant d'un coefficient de sécurité égal à 1,00 pour la stabilité.

b) En admettant un glissement général de la masse (située à l'amont du soutènement) des matériaux constituant la couverture sur le plan de glissement potentiel de la couche de marne tendre.

Dans les deux hypothèses, aucune résistance due à la butée à l'aval de l'ouvrage de soutènement n'a été prise en considération, vu l'état précaire de la stabilité du versant.

Les deux méthodes de calcul ont donné des résultats très semblables avec une poussée (dans le cas le plus défavorable) de 200 tonnes par mètre de longueur, valeur qui a été utilisée dans le dimensionnement de l'ouvrage.

Après l'échec obtenu par la solution d'un soutènement en palplanches qui a été essentiellement dû à l'impossibilité de ficher les palplanches valablement dans la molasse et analogiquement l'impossibilité de traverser des blocs de

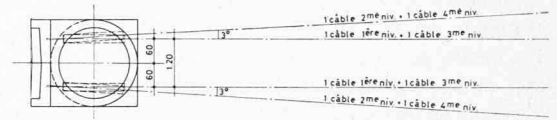


Fig. 6. — Vue en plan d'un puits.

molasse noyée dans la couverture, le choix de l'ouvrage de soutènement a dû se faire en fonction des exigences suivantes :

— nécessité de réaliser un type d'ouvrage permettant l'observation à travers les couches pour être sûr d'atteindre la roche saine et d'avoir traversé tous les plans de glissement potentiel ;

— obtenir une rigidité suffisante par élément d'ouvrage pour permettre la continuation de remblayage de l'autoroute par étapes, ce qui était nécessaire pour la continuité de l'ensemble du chantier ;

— une exécution aussi rapide que possible et non seulement financièrement acceptable, mais aussi sans intervention, si possible, d'une tierce entreprise, mais en utilisant les possibilités de l'entreprise déjà en place.

A la lumière de ce qui précède, la solution de puits ancrés d'un diamètre extérieur de 2,20 m et espacés de 5,50 m entreaxe a été retenue.

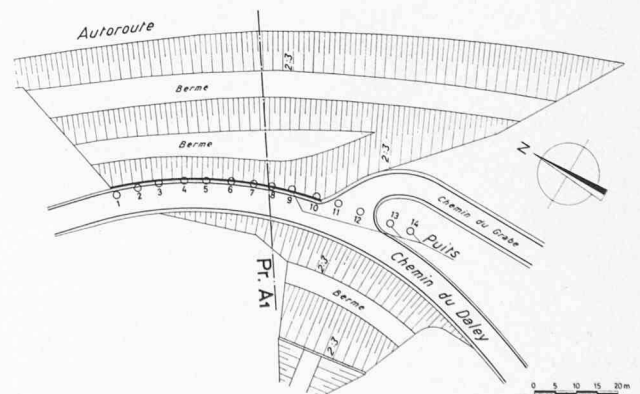


Fig. 8. — Plan de situation des puits.

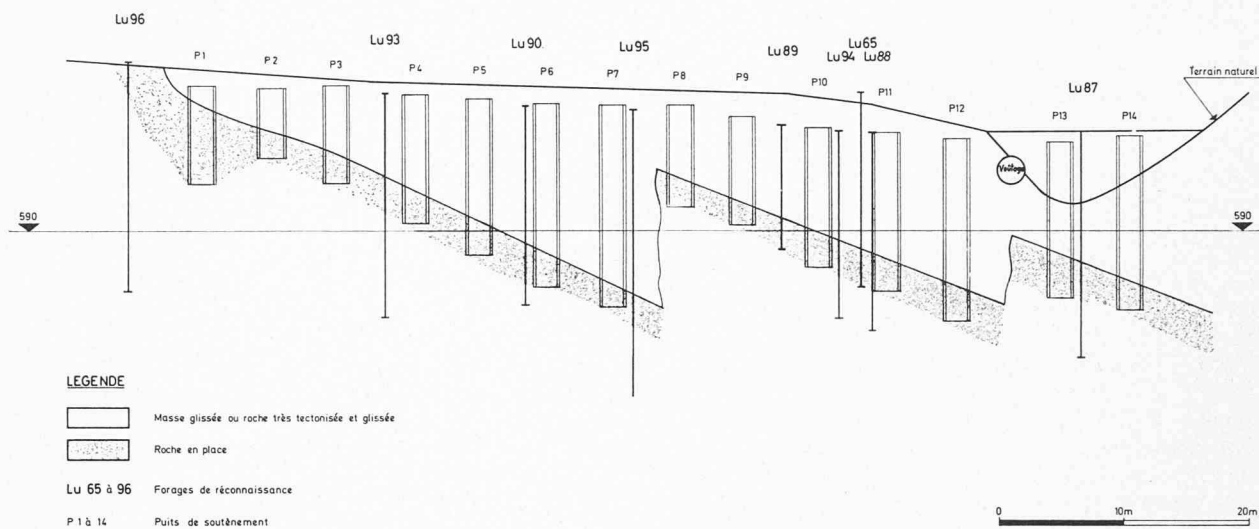


Fig. 9. — Profil en long.

## 6. Exécution de l'ouvrage

L'exécution des puits (fig. 6 et 7) a démarré simultanément en plusieurs emplacements par la réalisation des cylindres évidés, armés, d'une hauteur de 1,50 m environ et d'une épaisseur de 0,20 m. Le coffrage utilisé était métallique. La continuité de l'armature a été assurée par le pliage et dépliage des fers en attente entre deux étapes de bétonnage.

L'arrêt en profondeur de chaque puits a été soigneusement déterminé par l'observation des couches traversées et seulement après être assuré d'avoir atteint et pénétré dans la molasse en place évitant tout risque d'instabilité. Ces observations ont d'ailleurs permis de compléter la coupe géologique déjà esquissée lors des forages de reconnaissance. La variation dans les longueurs des puits a été très importante, allant de 6,0 à 16,0 m (voir fig. 8 et 9).

Lors de la descente des puits, des tuyaux appropriés ont été placés sur quatre niveaux en tout cas, pour permettre l'introduction des câbles d'ancrage. Depuis le terrain de l'époque, les puits ont été relevés à des hauteurs déterminées par les calculs contre le risque de glissement par-dessus l'ouvrage, en forme d'élément rectangulaire, pour faciliter le bétonnage.

La longueur importante de certains puits a nécessité également une précontrainte verticale pour obtenir des efforts normaux statiquement nécessaires.

Dès l'achèvement des cylindres évidés, le corps des puits a été bétonné d'un trait après l'introduction du panier d'armature. On pouvait ainsi commencer l'exécution des blocs d'appuis pour les ancrages qui ont été exécutés contre les puits.

Une fois le bloc en place, des forages de reconnaissance ont permis de déterminer la longueur des ancrages et notamment la zone de scellement. Une longueur suffisante de grès ou de marno-grès dur permettant un bouchon de 2 m en tout cas, avant le début de scellement, et une longueur de scellement de 6 à 8 m (pour des efforts de tension allant de 75 à 170 tonnes) a été chaque fois reconnue.

Ces forages de reconnaissance ont été systématiquement faits pour chaque puits dans la première rangée des ancrages. Dans les rangées suivantes l'intensité de la reconnaissance a été réduite aux endroits comportant des doutes et des inconnues selon le profil géologique.

Une difficulté a été affrontée pour traverser les anciennes palplanches en place, lors des forages pour les ancrages. Après étude de toutes les possibilités, l'idée d'arracher les palplanches a été abandonnée, car certaines se trouvaient encore dans un état tendu. D'autre part, leur présence assure tout de même une certaine butée pour les terres remblayées à l'amont.

Au départ, on n'était pas sûr de pouvoir les traverser par forages. Des tentatives ont été faites pour les fondre par la méthode béton-flamme. Toutefois, les essais exécutés parallèlement ont permis de constater qu'il n'y avait pas de grande difficulté pour les traverser à l'aide des couronnes fabriquées avec un alliage de métal dur.

Les espaces restant entre les puits, au fur et à mesure de l'excavation en profondeur nécessaire pour la réalisation des blocs d'appui, ont été remplis avec du béton poreux, créant ainsi un plaquage quelque peu rigide mais aussi perméable.

## 7. Mise en tension des ancrages

Le programme fixé pour l'achèvement de l'autoroute dans le secteur a nécessité un remblayage par étape parallèlement aux travaux du soutènement. La présence des conduites d'eau à déplacer au droit du futur remblai a aussi imposé le remblayage d'une plate-forme pour permettre la réalisation de ces travaux.

D'autre part, le calcul effectué pour déterminer la poussée des terres prévoyait évidemment le cas le plus défavorable, c'est-à-dire un glissement général contre la paroi dans l'état définitif de l'autoroute.

Autrement dit, la mise en tension à 100 % de tous les ancrages dans l'ordre de leur exécution, du haut vers le bas, pouvait être néfaste à l'ouvrage non seulement du point de vue statique, mais aussi du point de vue de l'équilibre général si la mise en tension s'était effectuée avant l'achèvement complet du remblayage à l'amont de l'ouvrage.

Il a été par conséquent impératif d'effectuer des calculs pour déterminer la poussée pour différentes étapes de remblayage nécessitées par le programme des travaux et doser la mise en tension des câbles en fonction de la butée obtenue pour chaque étape.

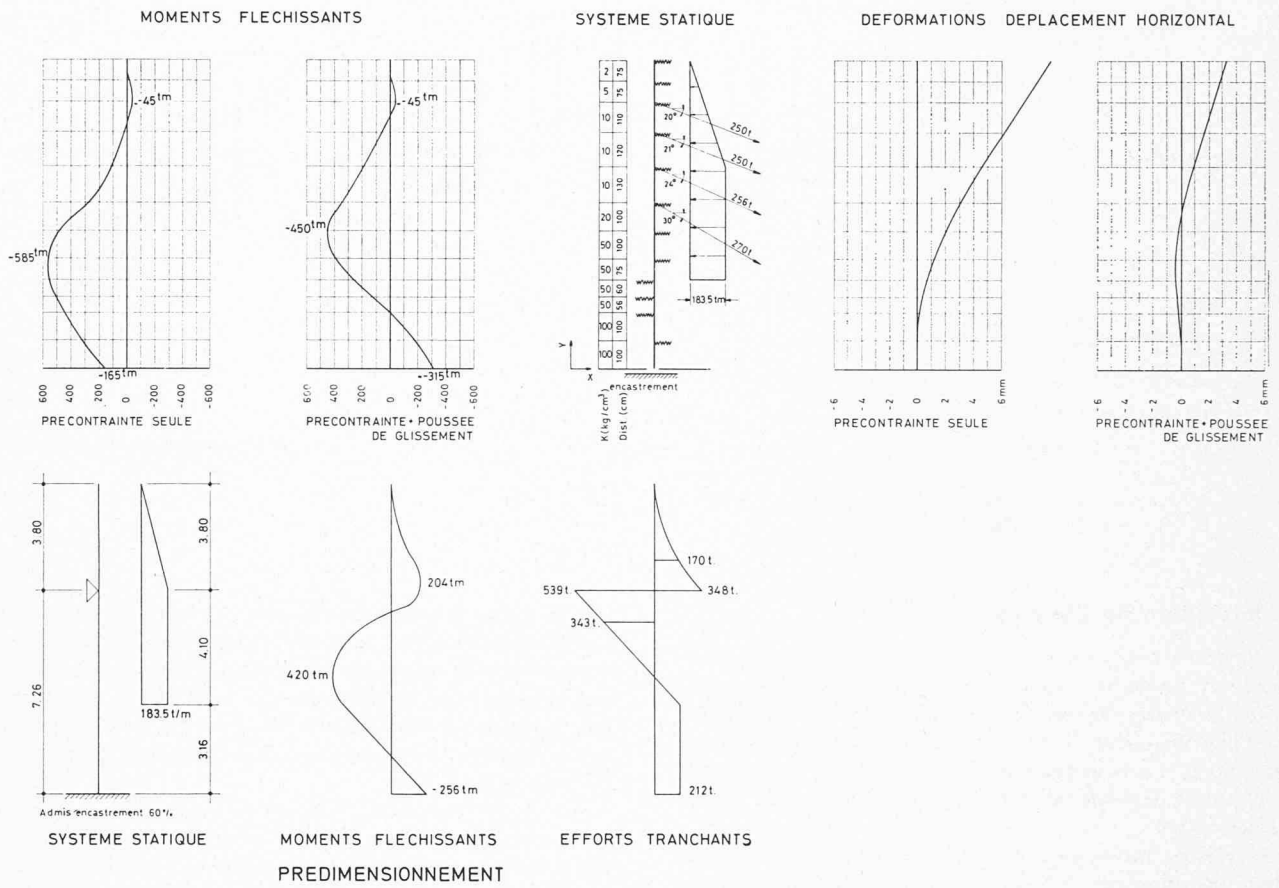
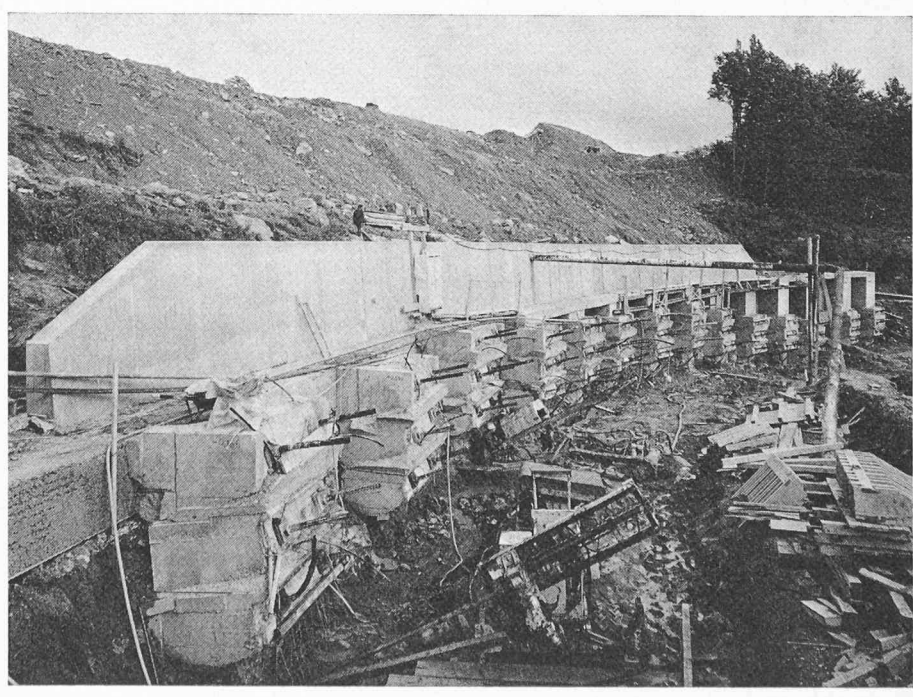


Fig. 10. — Dimensionnement définitif.



(Photo Germond)

Fig. 11. — Exécution du troisième niveau des ancrages.

## 8. Comparaison des méthodes de calcul statique

Le dimensionnement statique des puits a été effectué par deux différentes méthodes et en deux temps.

La première méthode qui a été appliquée au début des opérations prenait en considération des poutres présentant un certain degré d'encastrement dans les derniers 1,50 m fichés dans la roche saine et reposant sur un appui caractérisé par la résultante des câbles d'ancrages. La charge admise a été trapézoïdale et s'exerce sur la hauteur du puits jusqu'au niveau de la roche saine. Les calculs, basés sur une hypothèse simplificatrice, ont permis de dégrossir le problème et de fixer les dimensions essentielles de l'ensemble avec la possibilité de faire les modifications nécessaires selon les observations obtenues lors de la réalisation des puits.

Le relevé précis des couches traversées pendant la réalisation des puits a permis d'estimer le coefficient de raideur de chaque couche. Ainsi les puits ont été recalculés en les assimilant à des poutres sur appuis élastiques avec application des coefficients de raideur pour les différentes couches. En utilisant le programme Stress traitant des cadres plans, les cas de charges suivants ont été considérés :

- la mise en précontrainte seule ;
- la mise en précontrainte + la poussée des terres en cas de glissement ;
- la mise en précontrainte partielle de différents niveaux d'ancrage + la poussée des terres en cas de glissement ;
- l'autotension des câbles sous l'effet de la poussée des terres en cas de glissement.

(Voir fig. 10.)

La comparaison de ces deux méthodes de calculs a permis de constater que les moments obtenus par la première étaient toujours supérieurs à ceux obtenus par la deuxième. Dans l'ensemble les valeurs obtenues donnent des résultats sensiblement rapprochés pour la majorité des puits pour le dimensionnement proprement dit. Toutefois, quelques modifications intéressantes ont pu être opérées en temps utile pour améliorer la structure.

## 9. Conclusions

Des expériences faites lors de la construction de cet ouvrage de soutènement on peut tirer les conclusions



Fig. 12. — Ouvrage achevé.

(Photo Germond)

suivantes, et ceci sans faire des comparaisons avec d'autres solutions qui auraient pu être prises en considération.

1. Dans des terrains à soubassement molassique avec une couverture meuble qui peut contenir des blocs noyés, il est déconseillé de prévoir des ouvrages définitifs en palplanches, car même avec les sonnettes les plus puissantes et les profils de palplanches les plus rigides, il n'est pas sûr de pouvoir obtenir une fiche dans la molasse à l'abri de tout risque.
2. Dans des terrains dont le profil géologique est excessivement complexe variant sur des longueurs minimales, l'exécution d'un ouvrage doit être adoptée et poursuivie selon les observations obtenues pendant les travaux. Dans notre cas seules les observations faites lors de la réalisation des puits et les forages de reconnaissance pour la détermination de la zone de scellement des ancres ont permis de construire un ouvrage donnant toute garantie.
3. Il est possible de traverser des palplanches du type Larsen III par forage avec une couronne de métal dur.
4. Dans les ouvrages ancrés dimensionnés pour des cas très défavorables (glissement général), il est nécessaire de doser la mise en tension des câbles en fonction de la butée existante au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

Adresse de l'auteur :

Bureau Schopfer et Karakas, ingénieurs-conseils  
bd de Grancy 19 a  
1006 Lausanne

# Le pont des Daillettes

par J. B. PFANDER, ingénieur civil EPFL, Bureau B. Janin et T. Girard, ingénieurs, Lausanne

## 1. Situation

Entre Lausanne et Chexbres, l'autoroute du Léman traverse un vallon au lieu-dit « Les Daillettes », km 14,775.

Le terrain à cet endroit est constitué d'une moraine plus ou moins argileuse de 2 à 3 m d'épaisseur, assez instable, reposant sur une couche d'argile molle de 10 à 15 cm. Sous cette argile se trouvent des marnes fracturées ou broyées, le terrain apte à supporter les charges des ouvrages d'art se trouvant à environ 12 m de profondeur.

## 2. Avant-projets

Au stade de l'avant-projet, trois variantes ont été étudiées :

### Variante A

Un pont aval de 96 m de long (quatre travées égales de 24 m). Le tablier, constitué de quatre poutrelles préfabriquées précontraintes et d'éléments de dalle armés préfabriqués et jointoyés au montage, repose sur des palées et