

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 94 (1968)  
**Heft:** 8: Foire de Bâle, 20-30 avril 1968

**Artikel:** Gros œuvre des grands magasins "La Placette" à Genève  
**Autor:** Epars, René  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-69632>

### **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:** 30.03.2025

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

# BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

## ORGANE OFFICIEL

de la Société suisse des ingénieurs et des architectes  
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (SVIA)  
de la Section genevoise de la SIA  
de l'Association des anciens élèves de l'EPUL (Ecole polytechnique  
de l'Université de Lausanne)  
et des Groupes romands des anciens élèves de l'EPF (Ecole poly-  
technique fédérale de Zurich)

## COMITÉ DE PATRONAGE

Président: E. Martin, arch. à Genève  
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne  
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève

### Membres:

Fribourg: H. Gicot, ing.; M. Waeber, arch.  
Genève: G. Bovet, ing.; Cl. Grosgrin, arch.; J.-C. Ott, ing.  
Neuchâtel: J. Béguin, arch.; M. Chevalier, ing.  
Valais: G. de Kalbermatten, ing.; D. Burgener, arch.  
Vaud: A. Chevalley, ing.; A. Gardel, ing.;  
M. Renaud, ing.; J.-P. Vouga, arch.

## CONSEIL D'ADMINISTRATION

de la Société anonyme du « Bulletin technique »

Président: D. Bonnard, ing.

Membres: Ed. Bourquin, ing.; G. Bovet, ing.; M. Bridel; M. Cosan-  
dey, ing.; J. Favre, arch.; A. Rivoire, arch.; J.-P. Stucky,  
ing.

Adresse: Avenue de la Gare 10, 1000 Lausanne

## RÉDACTION

D. Bonnard, E. Schnitzler, S. Rieben, ingénieurs; M. Bevilacqua,  
architecte

Rédaction et Editions de la S.A. du « Bulletin technique »

Tirés à part, renseignements

Avenue de Cour 27, 1000 Lausanne

## ABONNEMENTS

1 an . . . . .	Suisse	Fr. 46.—	Etranger	Fr. 50.—
Sociétaires . . . . .	»	» 38.—	»	» 46.—
Prix du numéro . . . . .	»	» 2.30	»	» 2.50

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande »  
N° 10 - 8775, Lausanne

Adresser toutes communications concernant abonnement, vente au  
numéro, changement d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie  
La Concorde, Terreaux 29, 1003 Lausanne

## ANNONCES

Tarif des annonces:

1/1 page . . . . .	Fr. 450.—
1/2 » . . . . .	» 235.—
1/4 » . . . . .	» 120.—
1/8 » . . . . .	» 62.—

Adresse: Annonces Suisses S.A.

Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26, 1000 Lausanne et succursales



## SOMMAIRE

Gros œuvre des grands magasins « La Placette » à Genève, par René Epars, ingénieur EPUL SIA.  
Bibliographie. — Divers. — Les Congrès. — Société vaudoise des ingénieurs et des architectes.  
Documentation générale. — Documentation du bâtiment. — Informations diverses.

## GROS ŒUVRE

### DES GRANDS MAGASINS « LA PLACETTE » À GENÈVE

par RENÉ EPARS, ingénieur EPUL SIA

#### 1. Préambule

La construction de cet immeuble, le plus grand magasin construit en une fois en Suisse, a posé de nombreux problèmes techniques dont les solutions choisies seront décrites ici.

Ses 7500 tonnes d'acier en ont fait aussi le plus important chantier de charpente métallique de Suisse.

Avant de présenter la conception et la construction du gros œuvre, étudié par le bureau *Aberson & Epars*, ingénieurs SIA, je vais donner quelques renseignements généraux sur cette construction édifiée suivant les plans et sous la direction de M. *Pierre Braillard*, architecte SIA.

Les maîtres de l'ouvrage ont acquis dès 1945, sur la rive droite entre le Rhône et la gare, une surface de 4200 m<sup>2</sup> représentant seize anciens immeubles du faubourg de Saint-Gervais et, dès 1959, ils ont commencé les démolitions nécessaires.

Cet emplacement étant en dehors du circuit commercial traditionnel de la ville, les propriétaires se sont

décidés très tôt à créer un attrait supplémentaire par la construction d'un parc à voitures sur plusieurs niveaux en sous-sol.

#### 2. Description générale

2.1 L'immeuble, limité par les rues Rousseau, Grenus, Coutance et Cornavin, comprend cinq parties distinctes :

- Cinq niveaux de vente.
- Deux étages de bureaux administratifs.
- Un étage technique et de manutention.
- Cinq sous-sols de parc pour voitures, le long de la rue Grenus.
- Trois sous-sols pour les installations techniques, situés dans la zone arrière du bâtiment.

2.2 Ses dimensions et caractéristiques chiffrées sont les suivantes :

- Longueur de la façade principale: 100 m.
- Largeur maximale: 60 m.
- Hauteur maximale hors de terre (dès la rue Grenus): 28 m.

- Profondeur maximale (dès la rue Cornavin) : 24 m.
- Hauteur totale : 47 m.
- Surface bâtie : 4200 m<sup>2</sup>.
- Surface totale des planchers : 42 200 m<sup>2</sup>.
- Surfaces utiles : ventes : 13 000 m<sup>2</sup> ;  
restaurants et cuisines : 2900 m<sup>2</sup> ;  
bureaux : 3900 m<sup>2</sup> ;  
garage pour 310 voitures : 9900 m<sup>2</sup> ;  
manutention et services techniques :  
6900 m<sup>2</sup>.
- Cube en superstructure : 83 900 m<sup>3</sup>.
- Cube en infrastructure : 93 000 m<sup>3</sup>.
- Hauteurs libres des étages : vente, 3,50 m ; parcage,  
2,10 m.
- 13 escaliers roulants.
- 6 ascenseurs.
- 1 paternoster de 22 cabines.
- 10 monte-charges et monte-paquets.
- Chaufferie de 6 millions de Cal/h.
- Refroidissement de 4 250 000 Cal/h.
- Citernes de 500 m<sup>3</sup>.
- Climatisation : 1,1 million de m<sup>3</sup>/h. d'air.
- Rideaux d'air aux entrées : 450 000 m<sup>3</sup>/h.
- Electricité : 6000 KVA.
- Deux groupes électrogènes de 520 KW chacun.

2.3 Après mise en soumission de diverses solutions, la préférence a été donnée à une construction entièrement métallique, dont le coût plus élevé a été compensé par une mise en service du magasin une année plus tôt que prévu pour une construction en béton armé et dont la facilité d'adaptation aux modifications demandées en cours de construction a permis de satisfaire aux nouvelles exigences formulées encore peu avant la mise en exploitation.

Afin de limiter le coût des installations de chauffage, de climatisation et d'éclairage à un minimum qui n'ait pas à tenir compte des influences extérieures, et pour obtenir une utilisation maximale de la surface à disposition, les niveaux de vente sont aveugles.

La rue Grenus étant en pente et la corniche horizontale, il était à craindre que la façade se présente sous forme d'un immense trapèze qui aurait marqué désagréablement le quartier.

M. Pierre Brailard a résolu très élégamment ce problème en concevant une façade traitée avec des redans verticaux espacés de 6,25 m. L'effet de ces redans est accentué par le revêtement en bandes verticales de marbre blanc brouillé de Carrare et de granit noir du Labrador. Ces redans absorbent très bien, comme des escaliers, la différence de hauteur d'une extrémité à l'autre de l'immeuble. Les façades en surplomb sans appuis protègent les trottoirs (fig. 1).

La grande profondeur a incité à des solutions originales. La présence d'eau assez près de la surface aurait en effet exercé une sous-pression telle, qu'avec une construction classique prévoyant un cuvelage étanche, l'immeuble serait remonté, tel un bateau (fig. 2) pour trouver une position d'équilibre. Le troisième sous-sol serait apparu au niveau de la rue ! La présence de gypse rendait à la longue l'utilisation d'ancrages problématique.

Comme la très faible perméabilité du terrain laissait entrevoir de minimes venues d'eau, il fut décidé de ne pas fermer le fond du bâtiment, mais de laisser l'eau pénétrer à l'intérieur et de la récolter par pompage, un filtre devant empêcher l'érosion interne du terrain.

Le soutènement des sous-sols est assuré par une paroi en béton épaisse de 80 cm et profonde de 31 m, coulée dans le sol avant le terrassement. Afin d'empêcher des éboulements et pour éviter l'utilisation de blindages,

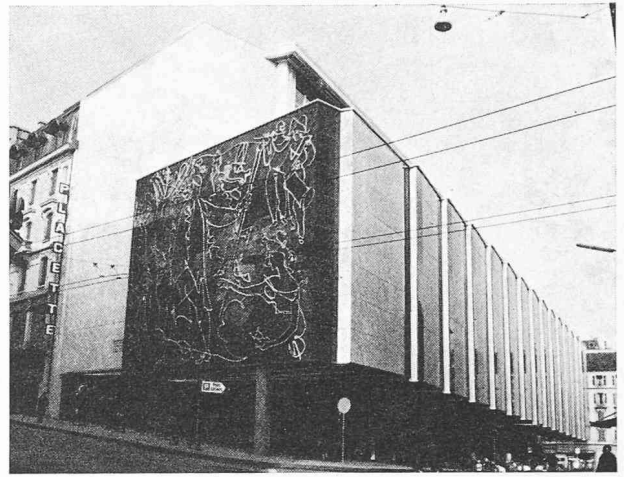


Fig. 1. — Vue générale des grands magasins « La Placette ».

la tranchée nécessaire a été remplie de boue à la bentonite au fur et à mesure de sa creuse. Ensuite les armatures furent descendues et le béton coulé dans la tranchée a chassé la bentonite. Du fait de son épaisseur, cette paroi est relativement peu perméable et il a été renoncé à tout autre étanchement. Les eaux s'infiltrant à travers la paroi sont récoltées et pompées. Afin de diminuer l'humidité intérieure, un courant d'air est chassé entre ces parois et un doublage de plots de béton.

Grâce à des pieux forés avant le terrassement général, il a été possible de monter en même temps la superstructure et l'infrastructure, de telle façon que l'on a achevé presque en même temps l'exécution des fondations et de la toiture !

Au fur et à mesure de la creuse, la charpente métallique des sous-sols, servant d'étais, fut assemblée sur ces pieux provisoires (fig. 3).

L'exécution de la charpente était accompagnée de la pose de tôles pliées assurant la sécurité des ouvriers et devant servir ultérieurement de coffrage et d'armature aux dalles.

Les semelles furent exécutées, une fois les terrassements et la charpente achevés, et l'on a introduit jusqu'au niveau des fondations, depuis le haut, entre les paires de pieux provisoires, des colonnes pleines en acier, qui furent liées à la charpente. Des vérins de 910 t placés entre les semelles et ces poteaux ont permis de les soulever et d'entraîner ainsi la charpente qui s'est décollée des appuis sur les pieux provisoires, dimensionnés pour supporter uniquement la charpente et les tôles, à l'exclusion du béton des dalles et des charges utiles (fig. 4).

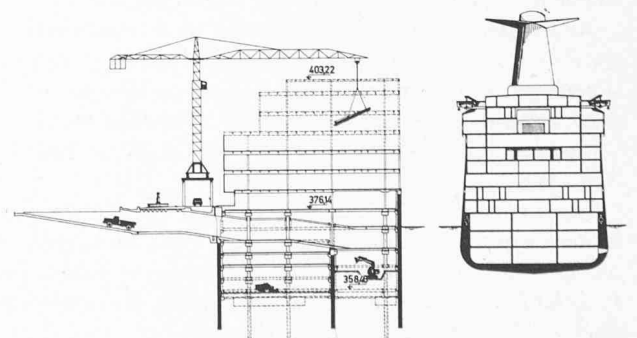


Fig. 2. — Coupe partielle de l'immeuble et celle du vaisseau « France ».

Une fois ce transfert de charge effectué, les dalles ont été bétonnées et les pieux provisoires démolis (fig. 5.)

Cette description générale terminée, les différents éléments de cette construction seront décrits plus en détail dans les chapitres suivants.

#### Dates principales

Juillet 1959 : début des démolitions. — Août 1962 : début des travaux de la paroi moulée. — Avril 1963 : fin des démolitions. — Avril 1964 : fin des travaux de la paroi moulée. — Mai 1964 : début des terrassements. — Septembre 1964 : début du montage de la charpente métallique. — Mars 1966 : fin des terrassements. — Avril 1966 : fin du bétonnage des fondations. — Juin 1966 : début du bétonnage des dalles d'étages. — Septembre 1966 : fin des travaux de gros œuvre. — Septembre 1967 : mise en exploitation.

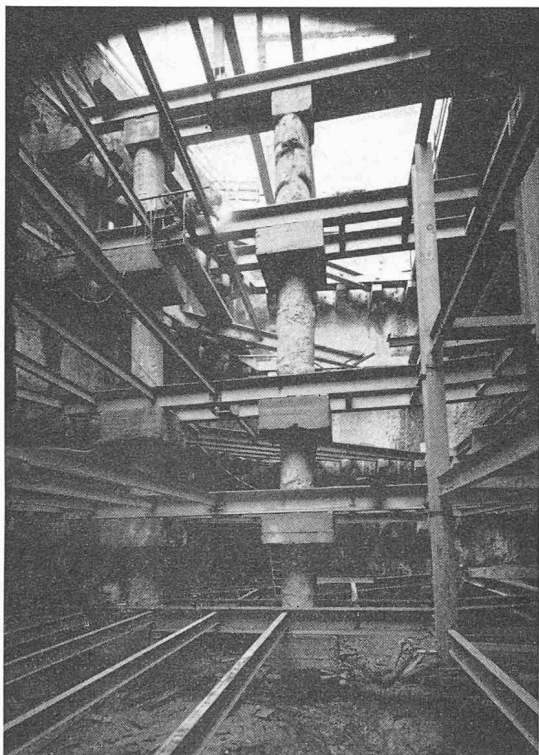


Fig. 3. — Vue des sous-sols.

Photo Boissonnas, Genève.



Fig. 4. — Appui d'un poteau métallique.

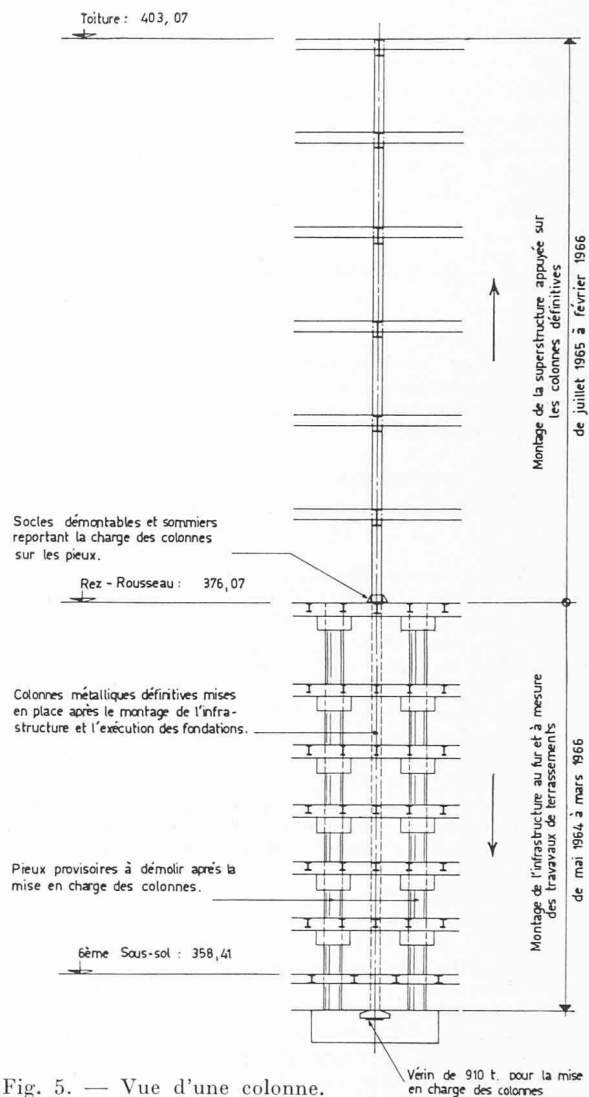


Fig. 5. — Vue d'une colonne.

### 3. Géologie et géotechnique

3.1 Les quatre premiers sondages, commandés par l'architecte, ont été étudiés par le *Laboratoire de géotechnique de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne*.

Au moment de cette étude, la profondeur de construction envisagée était beaucoup plus faible et le laboratoire préconisait une contrainte sur le sol inférieure à  $2 \text{ kg/cm}^2$ , alors que les contraintes admises pour les fondations définitives, placées plus profondément, ont été de  $3 \text{ kg/cm}^2$ .

La décision étant prise d'exécuter un immeuble de cinq étages avec quatre sous-sols, fondé sur un radier à 17,50 m au-dessous du niveau du sol (altitude 363,00 m), les ingénieurs mandatés ont chargé l'entreprise Stump S.A. d'exécuter trois sondages sous le contrôle du bureau d'ingénieurs P. et C. Deriaz.

Les 63 échantillons pris lors des forages ont permis d'obtenir une image très complète de la nature et des caractéristiques du terrain de fondation.

Ces trois forages, éloignés de 60 à 100 m l'un de l'autre, et poussés jusqu'à une profondeur de 55 m environ, montrent les formations géologiques suivantes :

- a) Assise rocheuse molassique d'une surface irrégulière.
- b) Moraine de fond.
- c) Dépôts lacustres.
- d) Remblais (profondeur de 0,20 à 1,30 m).

Les formations *b*) et *c*) sont d'épaisseur variable et consistent, en principe, en un limon argileux gris avec une teneur en sable et en gravier variable.

Le *Laboratoire de recherches hydrauliques et de mécanique des terres* (VAWE), annexé à l'*Ecole polytechnique de Zurich*, a été chargé de l'étude géotechnique des échantillons.

3.2 Les essais suivants furent effectués en laboratoire :

- Classification.
- Edomètre (compressibilité, perméabilité), essais de compression simple.
- Essais à l'appareil triaxial.
- Essais au cône.

Le rapport géotechnique donne le résumé reproduit en partie littéralement ci-après. Le terrain est décrit ainsi :

« Les dépôts lacustres s'étendent en profondeur jusqu'au niveau 365 m, soit à 10 ou 18 m sous le sol. Ils sont souvent stratifiés (glaise rubanée) avec des couches minces de limon alternant avec des couches d'argile qui ne contiennent pratiquement pas de sable ni de gravier. Ce terrain est peu perméable ( $k = 10^{-7}$  cm/s) et de compressibilité relativement élevée ( $\Delta e = 4\%$ ).

» La moraine, contrairement aux dépôts lacustres, n'est pas stratifiée et montre une teneur en sable et en gravier considérablement plus élevée. De gros blocs ont même été trouvés. Mais, d'après les analyses granulométriques du laboratoire, la partie fine ( $D$  inférieur à 0,06 mm) du matériau dépasse généralement les 50 %, il peut être classé CL, ML-CL ou GC-CL).

» La perméabilité de ce terrain est encore plus petite ( $k = 10^{-8}$  cm/s), de même sa compressibilité ( $\Delta e = \text{env. } 1,5\%$ ) est inférieure à celle du dépôt lacustre. »

D'après le relevé du Bureau d'ingénieurs *P. et C. Deriaz*, il s'agit d'une moraine wurmienne qui repose directement sur la molasse, ou d'une moraine rissienne de 3,50 m d'épaisseur environ, ce qui concorde avec les constatations de *E. Joukowsky* dans sa « Géologie et eaux souterraines du Pays de Genève, 1941 ».

La base de la moraine a été trouvée au niveau 340 m environ, soit de 34 à 36 m au-dessous du sol.

La molasse consiste en majeure partie en une marne gris-vert, souvent gypseuse ou même stratifiée avec des couches de gypse pur. Les premiers mètres de molasse ont été trouvés altérés, ayant les propriétés d'un sol argileux. Il est un fait bien connu que la marne s'altère rapidement au contact de l'eau.

Suite aux recommandations de *M. Ch. Schaerer*, chef de section du Laboratoire, quatre forages supplémentaires ont été exécutés en octobre 1961.

Les 51 échantillons prélevés dans ces quatre forages ont fait l'objet des mêmes essais que ceux des trois premiers. En plus, des essais spéciaux ont déterminé la teneur en gypse sur les échantillons de moraine.

Les essais de compression simple ont donné une résistance au cisaillement  $s$  ( $= \frac{1}{2} dc$ ) entre 0,35 et 0,90 kg/cm<sup>2</sup> pour les dépôts lacustres. Celle de la moraine varie de 0,61 à 2,45 kg/cm<sup>2</sup>. La grande dispersion de ces résultats, due en grande partie à la teneur en éléments grossiers, a amené à approfondir la question de résistance au cisaillement avec des essais triaxiaux.

Tous les essais à l'appareil triaxial, et pour une variation très lente des contraintes, ont donné  $c = 0,0$  kg/cm<sup>2</sup>.

Dans les dépôts lacustres, l'angle de frottement interne  $\phi'$  varie de 20,5 à 28°. Dans la moraine  $\phi'$  varie de 25 à 32° et il est donc 10 % plus élevé que pour les dépôts lacustres.

Il a été effectué, en tout, 33 essais au cône qui permettent de déterminer la résistance que l'éprouvette offre à la pénétration d'un cône dont l'angle d'ouverture est 90°. Cette résistance se calcule d'après la formule  $\sigma_u = \frac{P}{\pi h^2}$ ,  $P$  étant la charge de pénétration du cône pour une durée de chargement de 1 minute.

La relation entre la résistance à la pénétration de l'échantillon intact et celle de l'échantillon remanié représente une mesure de la sensibilité au remaniement du terrain. Les

valeurs de  $\sigma_u$ , pour échantillon intact, sont en moyenne de 3 kg/cm<sup>2</sup>, et celles de  $\sigma_g$ , pour un échantillon remanié, de 1 kg/cm<sup>2</sup>.

Ces essais ont montré une grande dispersion, provenant surtout de la forte teneur en gravier de quelques échantillons.

3.3 Les recherches de gypse dans les dépôts lacustres et la moraine ont porté sur 21 échantillons qui furent tout d'abord examinés dans le laboratoire de chimie colloïdale par la méthode röntgenographique et chimique. On a déterminé au préalable, à l'aide des rayons X, si l'échantillon contenait du gypse ou de l'anhydrite. La teneur respective de ces minéraux a été appréciée à l'aide de mélanges-étalons. Les quantités de matériaux examinés par la suite chimiquement quant à la teneur en sulfates ont été fixées sur la base de l'examen aux rayons X.

Seuls 7 échantillons des 21 éprouvettes examinées présentaient une teneur en gypse supérieure à 1 %. Les trois échantillons avec la plus forte teneur en gypse ont été prélevés dans la molasse. Les échantillons à forte teneur en gypse se trouvaient à un niveau inférieur au fond de fouille.

Pour les échantillons dont la teneur en gypse est inférieure à 1 % et, compte tenu de la faible solubilité des sulfates, il est fort peu probable que la concentration de cette substance dans l'eau interstitielle atteigne 300 mgr SO<sub>4</sub> par litre et davantage, concentration pour laquelle l'emploi d'un ciment spécial serait nécessaire.

Suite à des entretiens avec *M. le professeur G. Schnitter*, directeur du Laboratoire, *M. Ch. Schaerer*, chef de section, et *M. R. Henauer*, ingénieur-conseil, il a été demandé au laboratoire (VAWE) de procéder à une étude plus poussée des problèmes de fondations.

L'étude du projet, par *M. P. Braillard*, architecte SIA, ayant évolué entre temps, des profondeurs de fouilles de 17,50 m à 29,00 m étaient à envisager.

#### 4. Etude des fondations

4.1 Se fondant sur des expériences antérieures, les ingénieurs mandatés pour l'étude de la structure avaient prévu dès 1960 l'exécution, avant tous autres travaux, d'une enceinte de la fouille par un mur en béton armé coulé dans une saignée remplie de boue à la bentonite et celle de pieux provisoires qui, forés avant l'exécution de la fouille, devaient permettre de monter une partie de la superstructure en même temps que d'exécuter les terrassements. Les travaux de construction proprement dits commenceraient par l'exécution d'une dalle au niveau du rez-de-chaussée, les étages se construiraient de bas en haut et les sous-sols, de haut en bas. Des éléments de dalle des sous-sols, supportés par les pieux provisoires, devaient servir d'étagage horizontal de l'enceinte.

Le principe de construction étant arrêté dans ses grandes lignes, le laboratoire fut chargé de donner les bases de calcul ou de contrôler certains points se rapportant aux éléments suivants :

#### 4.2 Pression de la terre et de l'eau sur l'enceinte de la fouille

Il a été conseillé d'introduire les valeurs suivantes :

Densité des terres :	
Entre 380,00 et 374,50 m (terrain humide ; $\gamma_e^*$ ) . . . . .	$\gamma_e^* = 2,02 \text{ t/m}^3$
Entre 374,50 et 359,00 m (terrain saturé ; $\gamma_e''$ ) . . . . .	$\gamma_e'' = 1,08 \text{ t/m}^3$
Entre 359,00 et la molasse . . . . .	$\gamma_e'' = 1,35 \text{ t/m}^3$
Angle de frottement interne moyen . . . . .	$\phi' = 25^\circ$
Angle de frottement de la paroi . . . . .	$\delta = 15^\circ$
Coefficient de la pression active et horizontale des terres . . . . .	$\lambda = 0,346$

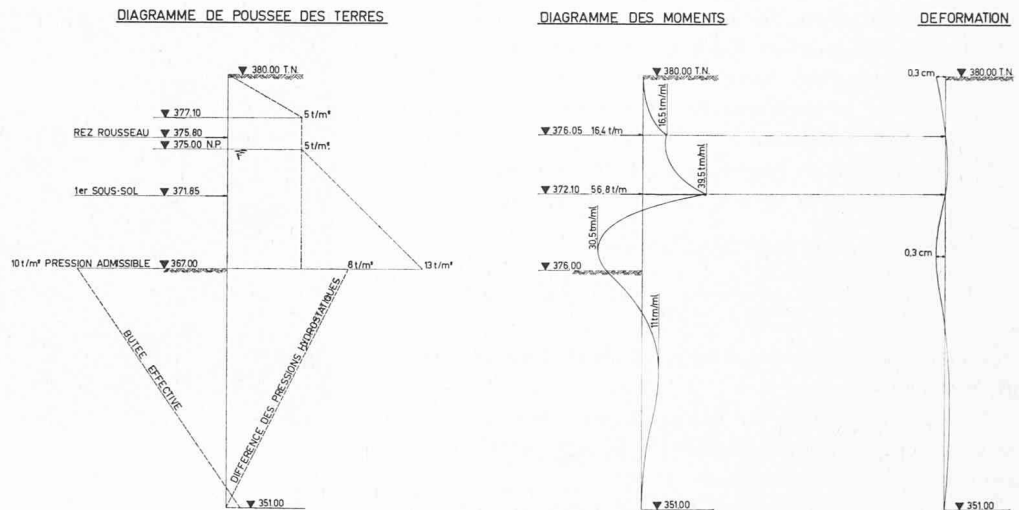


Fig. 6.  
Efforts sur la paroi.

Du fait de la surface de glissement curviligne (paroi élastique) la pression des terres est à peu près constante sur les 4/5 de la hauteur de fouille et elle décroît à zéro dans la partie supérieure.

#### 4.3 Profondeur de fiche

La profondeur d'encastrement de l'enceinte moulée a été fixée à 7 m, afin d'obtenir une sécurité suffisante contre la rupture statique du fond de fouille et, d'autre part, pour éviter la rupture de la fiche de l'enceinte de la fouille.

Calculé sur la base du réseau équipotentiel, le coefficient de sécurité contre le renard hydraulique est de 1,6 et celui pour le soulèvement du fond de fouille de 1 environ. Cette sécurité a été calculée d'après la méthode de Terzaghi. La proximité de la molasse ayant une influence stabilisatrice, la sécurité réelle à la rupture du fond est plus grande. Comme, d'autre part, la largeur de la fouille, du fait de la paroi intermédiaire, est toujours plus grande que la distance du pied de l'enceinte à la molasse, cette distance verticale est déterminante pour la profondeur de la fiche et non pas la largeur de la fouille.

#### 4.4 Calcul à la paroi moulée

La laboratoire, représenté par M. Ch. Schaerer, a estimé que la butée des terres, calculée avec le coefficient  $\lambda_p$  (sans cohésion) et qui augmente linéairement avec la profondeur au-dessous du sol, est trop petite, en conséquence, trop défavorable. Comme le fond de fouille est préchargé et cohérent, il est possible de supposer que la butée maximum est à peu près égale à la résistance à compression simple ( $d_c$ ) sans étreinte latérale du sol. Pour la moraine, à une profondeur de 30 m, cette résistance est de  $d_c = 20,8 \text{ t/m}^2$  environ. En admettant un coefficient de sécurité de 1,3 cette poussée peut donc être admise égale à  $16 \text{ t/m}^2$ . Le calcul direct des moments dans une poutre reposant sur un sol élastique étant très difficile, à cause des conditions aux limites, le laboratoire a proposé un procédé d'itération qui mène rapidement au but.

Le procédé est le suivant :

- 1) Estimation de la forme de la ligne fléchie de la paroi.
- 2) A partir de cette ligne, et en appliquant la théorie du module de réaction, détermination de la répartition des butées admises proportionnelles à la ligne fléchie de la paroi.

- 3) Calcul des moments.
- 4) Construction graphique de la ligne fléchie et contrôle de la première hypothèse. Ce calcul est à répéter jusqu'à concordance avec la forme estimée.
- 5) Calcul du module de réaction du sol et comparaison de la valeur obtenue avec les propriétés du sol.

La figure 6 ci-dessus donne, pour un cas particulier, les diagrammes de pression et de moments. Comme la teneur en eau des dépôts lacustres diminue de 33 % à 12 % entre les cotes 374 et 360 et que la résistance à la compression simple  $d_c$  sur cylindre de 5,6 cm est fonction de cette teneur en eau, les valeurs prises dans le calcul ont varié entre 374 et 360 m de 0,9 à 1,6  $\text{k/cm}^2$ .

#### 4.5 Sous-pression, couches de drainage, drains verticaux

Le projet initial prévoyait un double cuvelage et ainsi la sous-pression (poussée d'Archimède) aurait été plus grande que le poids propre du bâtiment qu'il aurait fallu retenir par des pieux de traction ou des ancrages dans la molasse.

Il a été envisagé de réduire cette sous-pression au moyen d'une couche drainante épaisse de 1 m. Il est de toute importance que la couche drainante soit exécutée avec grand soin, de façon à ce qu'elle ne se colmate pas. Ceci implique une granulométrie choisie de telle façon qu'un entraînement des grains du sous-sol soit rendu impossible. La grande finesse du terrain a conduit à prévoir un triple filtre.

La couche inférieure, d'une épaisseur d'environ 30 cm, devait avoir une granulométrie caractérisée par :  $d_{15}$  environ 0,2 mm (c'est-à-dire que le 15 % en poids passe un tamis de 0,2 mm) ;  $d_{100}$  environ 10 mm. La seconde couche, épaisse aussi de 30 cm, aura une granulométrie  $d_{15} = 1 \text{ mm}$  et  $d_{100} = 30 \text{ mm}$ . Ces deux couches sont protégées par 5 cm de béton caverneux de 3 à 20 mm (50 % de 3 à 8 m et 50 % de 8 à 20 m). La troisième couche en béton poreux, dosé à  $120 \text{ kg/m}^3$ , a une granulométrie de 10 à 50 mm.

Le projet ayant changé en cours de travaux, il a été décidé de renoncer au radier avec cuvelage et d'appuyer l'ensemble sur des semelles isolées, l'eau montant du fond étant simplement récoltée entre ces semelles.

Afin d'empêcher un entraînement des particules fines, le principe du filtre était maintenu. Mais comme le maître de l'ouvrage désirait pouvoir placer en sous-sol des installations techniques non prévues tout d'abord, il a demandé de chercher à réduire au maximum l'épaisseur de cette couche filtrante. Nous nous sommes tout d'abord orientés vers une solution de filtre en laine

de verre, mais aucun des matelas étudiés ne présentait une finesse suffisante et l'eau qui le traversait restait toujours trouble. Des essais systématiques, exécutés au *Laboratoire de géotechnique de l'École polytechnique de l'Université de Lausanne*, ont conduit à faire exécuter un filtre constitué, de bas en haut, de la façon suivante :

- a) 8 cm de béton maigre CP 150 ; granulométrie 0 à 30 mm.
- b) 10 cm de sable très fin et limoneux.
- c) 3 cm de gravier 3-8.
- d) 9 cm de béton caverneux CP 150 ; granulométrie : 50 % 3-8 ; 50 % 8-20.

Ce filtre a été facile à mettre en place et donne entière satisfaction.

Des tuyaux poreux en béton de gravillon concassé assurent un écoulement facile vers les goulottes collectrices et la fosse de pompage.

Sous la rampe d'accès à la place Grenus, le filtre, exécuté selon les instructions du VAWÉ, comprenait, de bas en haut, 25 cm de gravier à béton 0-30, clayé et non lavé, assez riche en sable ; au-dessus de ce filtre, une couche de drainage de 25 cm de gravier 10-50 ( $\frac{1}{3}$  de concassé,  $\frac{2}{3}$  de rond) ; 5 cm d'enduit au mortier protégeaient le tout.

Le débit d'eau extrêmement faible en fond de fouille a permis d'avoir ainsi, au niveau des fondations, un filtre plus mince que celui de la rampe de la place Grenus située dans une zone plus perméable.

#### 4.6 Pieux provisoires

Le VAWÉ a conseillé d'introduire dans le calcul les valeurs suivantes pour déterminer la portance :

- Résistance à la pointe (contrainte de poinçonnement) dans la molasse : 40 kg/cm<sup>2</sup>.
- Frottement entre pieux et terrain ( $\frac{1}{2} d_c = 1$  kg/cm<sup>2</sup>) : 8 t/m<sup>2</sup>.
- Coefficient de sécurité, compte tenu de ce qu'il s'agit de sollicitation temporaire : 2.

#### 4.7 Fondations définitives (fig. 7)

Dimensionnées pour une contrainte de 3 kg/cm<sup>2</sup>, elles ont été simplifiées à l'extrême. Il s'agit de simples semelles filantes qui englobent les pieux provisoires.

#### 4.8 Coût des prospections

Le total du prix des forages et des essais de laboratoire s'est élevé à 5 ‰ de celui des travaux nécessitant l'intervention des ingénieurs civils (terrassements, enceinte, structure).

### 5. Paroi moulée dans le sol et pieux de fondations provisoires

#### 5.1 Choix de la solution

La proximité des immeubles voisins, en partie mitoyens de la future construction, et la grande profondeur de l'excavation, imposaient une solution qui réponde à plusieurs critères :

1. Permettre une excavation d'environ 24 m de profondeur.
2. Ne pas compromettre la stabilité des immeubles voisins.
3. Réaliser un écran à peu près étanche, de manière à empêcher le passage des matières fines.
4. Résister à la poussée des terres et à la pression hydrostatique.
5. Réaliser une fiche mettant à l'abri d'un soulèvement du radier ou d'un passage de matières sous celle-ci.
6. Ne pas causer, pendant la construction, de bruit inadmissible en ville.

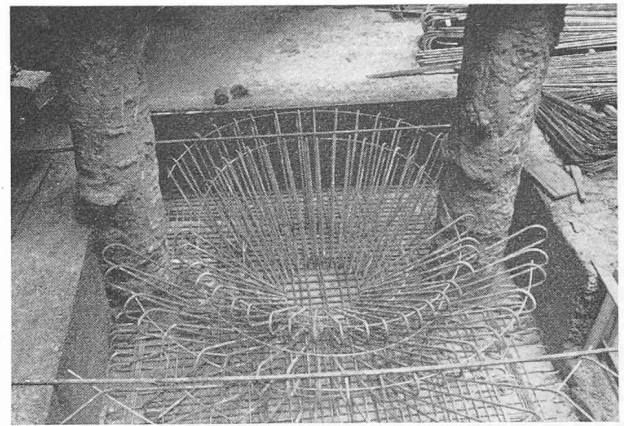


Fig. 7. — Fondations : armatures en dessous de l'appui d'un poteau.

Vu la forme géométriquement compliquée de l'enceinte, forme imposée par une utilisation optimale de la surface, une solution à cuvelage foncé s'avérait pratiquement impossible.

La solution retenue, soit paroi moulée dans le sol par panneaux d'environ 3,50 m de longueur et 80 cm d'épaisseur, présentait les avantages suivants :

1. Possibilité d'épouser les formes les plus compliquées.
2. Possibilité de travail en plusieurs équipes simultanées.
3. Possibilité de garder toute l'installation de chantier à l'intérieur de l'enceinte.
4. Délai d'exécution intéressant.
5. Faible ébranlement du terrain.
6. Étanchéité satisfaisante.
7. Possibilité de forer chaque panneau jusqu'au terrain jugé satisfaisant.
8. Travail peu bruyant.
9. Paroi rigide permettant d'effectuer les terrassements et l'étaillage à une cadence rapide.

#### 5.2 Rôle de la paroi moulée intermédiaire

1. Scinder le chantier en deux zones distinctes dont le terrassement peut être fortement décalé. Cela permet de réduire le risque d'interférence entre la partie arrière et la partie avant, dont les programmes de terrassement et de montage sont très différents.
2. Reprendre les efforts horizontaux décalés entre la zone arrière horizontale et la zone avant, dont les surfaces de parc inclinées sont à des niveaux variables.



Fig. 8. — Premier sous-sol.

### 5.3 Pieux provisoires

Deux raisons imposent les pieux provisoires :

1. Support de la charpente des sous-sols servant d'étagage.
2. Support provisoire de la superstructure, construite simultanément aux sous-sols.

Il avait été tout d'abord prévu de forer des trous, d'y placer des poteaux métalliques entourés de gravier pour empêcher leur flambement. La base de ces poteaux aurait été prise dans une masse de béton coulée au fond des trous.

Nous avons cependant renoncé à cette méthode car nous craignons que des imprécisions de pose compliquent la liaison avec la construction définitive.

Bien nous en a pris, car, d'importantes modifications étant intervenues ultérieurement pour les parkings, des poteaux montés définitivement pour un usage ultérieur auraient dû être modifiés, ce qui aurait été très difficile.

Ces pieux provisoires ont été accolés deux par deux de part et d'autre des poteaux métalliques définitifs de manière à :

1. Peu modifier le système statique de la charpente dans les deux stades d'exécution.
2. Permettre facilement le passage des charges de la superstructure sur lesdits pieux provisoires.
3. Réduire le plus possible les déformations de la charpente lors du transfert des charges des pieux provisoires sur les poteaux définitifs (fig. 8).

Leur longueur était fixée à 35 m, afin d'atteindre le banc de molasse présentant une assise satisfaisante.

Deux modes d'exécution ont été employés :

1. Forage rotatif avec évacuation des déblais par circulation de bentonite, directe ou inverse suivant la nature du terrain. Avancement : 20 m au maximum par jour.
2. Forage rotatif à sec avec machine Caldwell montée sur camion. Avancement : au maximum 10 m par heure. Déplacement d'un puits à l'autre extrêmement rapide.

Nombre de pieux provisoires : 30.

Longueur moyenne : 35,00 m.

Niveau inférieur : environ 340,00 m (— 39,00 m).

### 5.4 Exécution

Les demandes d'offres prévoyaient des variantes avec différentes profondeurs permettant l'exécution de quatre à sept sous-sols. Les offres des entreprises ont permis de se rendre compte que le prix moyen unitaire du gros œuvre augmentait linéairement avec le volume utile de 125 à 144 fr./m<sup>3</sup> et avec la surface utile de 503 à 560 fr/m<sup>2</sup>, donc le montant fixe des installations ne compensait pas l'augmentation de prix provoquée par le travail à grande profondeur.

L'exécution de ces travaux a été confiée à la maison Groutbor S.A., à Bussigny près de Lausanne, société garantie solidairement par les entreprises P. Bachy, à Paris, et Titania s.p.a., à Milan. La seconde de ces entreprises avait déjà exécuté des parois profondes de 30 m et des pieux de 42 m. Ses références portaient sur l'exécution de 300 000 m<sup>2</sup> de parois bétonnées dans le sol, ce qui présentait la garantie d'une vaste expérience. Vu la grande activité régnant à ce moment dans la construction, une seule entreprise suisse pouvait entreprendre ces travaux dans un bref délai, mais son offre était sensiblement plus élevée.

La formule de soumission donnait les poussées des terres et les enveloppes de moments avec l'indication

des quantités d'armatures principales en fonction de la profondeur et de l'épaisseur de la paroi choisie par le soumissionnaire.

Le mode d'exécution offert était le suivant :

- 1) Forage rotatif, tous les 3,50 m, de trous de 80 cm de diamètre et de 30 m environ de profondeur. Au fur et à mesure de l'excavation, ces trous devaient être remplis de boue à la bentonite.
- 2) Excavation à la benne preneuse, travaillant sous bentonite, du noyau compris entre ces deux forages.
- 3) Mise en place du tube-joint.
- 4) Mise en place de paniers d'armatures soudés bout à bout.
- 5) Bétonnage de la fouille à l'aide d'un tuyau descendant jusqu'au fond. Le béton, plus lourd, devait chasser la bentonite qui débordait du trou et serait recueillie dans des réservoirs.
- 6) Enlèvement progressif du « tube-joint ».

Les travaux ont été adjugés le 15 octobre 1962.

L'offre donnait un délai d'exécution total de 31 semaines, correspondant à une cadence moyenne de creuse de 32 m<sup>3</sup> par jour. Effectivement, les travaux ont démarré très lentement, et le 1<sup>er</sup> mars 1963 seuls 150 m<sup>3</sup> étaient excavés.

L'excavation de la moraine wurmienne s'est révélée très ardue. En outre, l'hiver 1962-1963 a été particulièrement rigoureux et les grands froids ont empêché le fonctionnement des pompes, les bacs à bentonite ont gelé et même les moteurs électriques étaient bloqués. Ces intempéries exceptionnelles et des baisses de tension du réseau électrique ont ralenti la cadence.

Au début des travaux, l'entreprise n'avait pas un matériel suffisamment résistant pour assurer la cadence prévue. Les flèches des grues ont flambé, et toutes sortes de pannes, immobilisant encore à 50 % le matériel en mars 1963, ont ralenti les travaux.

D'autre part, l'entreprise, avec des cadres étrangers, semble ne pas s'être tout à fait rendu compte des difficultés que présente, du fait du voisinage et du fait des règlements en vigueur, l'exécution d'un chantier de cet ordre en pleine ville.

Les horaires de travail étant beaucoup plus réduits qu'en Italie, et les exigences de sécurité des chantiers plus sévères, il a fallu compenser ces freins au bon avancement en augmentant le personnel et le matériel. D'autre part, bien que relativement faible, le bruit des treuils et des câbles était l'objet de nombreuses plaintes et tous les moteurs et un grand nombre de treuils ont dû être protégés par des caissons de bois doublé de styllite.

Dès que l'entreprise s'est rendu compte de ces difficultés, elle a fortement renforcé ses installations pour essayer de rattraper le retard. Cependant des grèves en Italie ont freiné l'envoi de nouveau matériel.

Les travaux ont commencé par la mise en place de trois groupes de travail comprenant foreuses rotatives et bennes preneuses.

Dès le mois d'avril la vitesse de creuse des machines à rotation a pu être augmentée par l'adaptation d'un système permettant l'inversion de la circulation de la boue de forage. En outre, l'utilisation, dès le 16 avril, d'une machine américaine Caldwell type 250 A, foreuse montée sur camion, a permis une exécution beaucoup plus rapide des pieux. La durée d'excavation étant beaucoup plus courte, la creuse a pu se faire à sec, sans éboulements des bords de la fouille (fig. 9).





Fig. 9. — Foreuse sur camion.

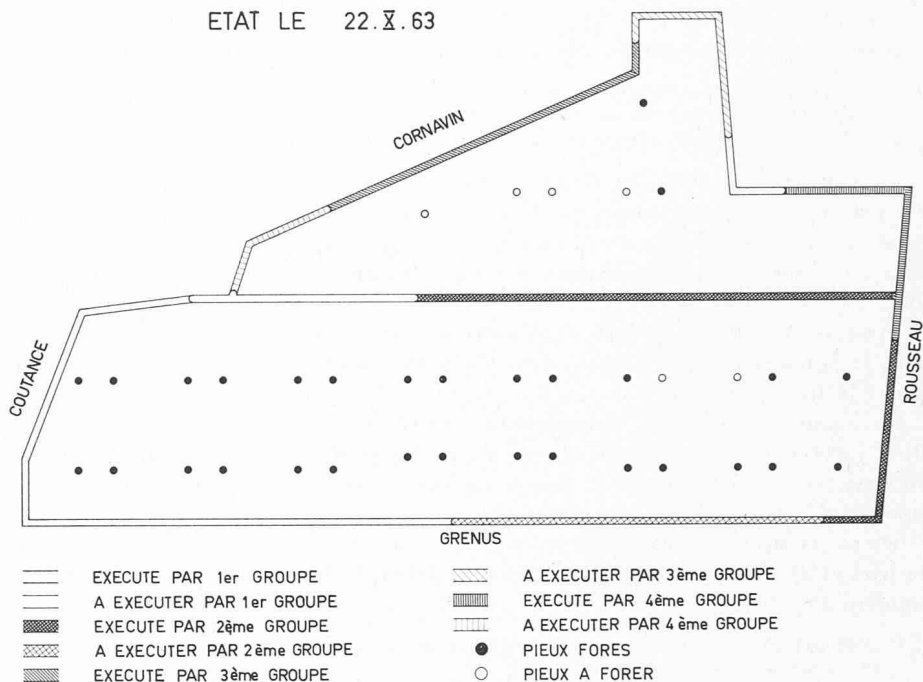


Fig. 10. — Enceinte moulée, vue en plan.

Cette foreuse Caldwell pouvait creuser généralement en un jour, en moyenne, les 26 premiers mètres d'un pieu et les 13 mètres suivants le lendemain. Dans certains cas très favorables, elle a cependant pu creuser un pieu complet en un jour.

Dès le mois de mai, une quatrième équipe est entrée en jeu et la cadence de creuse s'est augmentée progressivement jusqu'au 15 juillet 1963 où elle s'est stabilisée, jusqu'à la fin de l'année, à 53 m<sup>3</sup> par jour en moyenne sur un mois, alors qu'elle n'avait été que de 10 m<sup>3</sup> par jour du 1<sup>er</sup> mars au 15 juillet. A la fin juillet, on a noté un maximum de 90 m<sup>3</sup> pour les parois, plus 7 m<sup>3</sup> pour les pieux. A la fin août, ce maximum atteignait 113 m<sup>3</sup> et pendant une semaine, en novembre, la moyenne journalière a atteint 70 m<sup>3</sup> (fig. 10).

L'effectif de la main-d'œuvre a dépassé 50 en période d'activité maximale.

Initialement il n'était pas prévu l'exécution de murets de guidage mais simplement la pose de blindage métalliques à la partie supérieure de la fouille. Cependant la présence de galets et la dureté du terrain dès 15 m de profondeur demandait de gros efforts aux machines et l'entreprise s'est résolue à exécuter des murets de guidage épais de 30 cm et hauts de 2 m.

Les foreuses rotatives mises en chantier avaient beaucoup de peine à extraire les galets se trouvant dans le sol et les poussaient plutôt de côté. Ainsi la plupart de ces cailloux ont été remontés par les bennes, du type à mâchoires ordinaires ou du type Benoto. Au début du chantier, la cadence de creuse des rotatives fut très faible, de l'ordre d'un mètre par jour. L'adaptation de moteurs plus puissants et d'outils faits sur mesure a permis d'augmenter considérablement la rapidité de creuse. Les machines rotatives permettaient d'extraire en moyenne 6 m<sup>3</sup> par jour et les machines à benne 21 m<sup>3</sup> par jour. Sur un panneau type de 98 m<sup>2</sup>, 28 m<sup>2</sup> étaient creusés à la rotative et 70 m<sup>2</sup> à la benne. La quantité de matériel s'est aussi accrue régulièrement et

comportait, au mois d'août 1963, six chèvres d'excavation et de débutage et neuf bennes d'excavation. Diverses méthodes ont été utilisées en vue d'accroître le rendement et l'entreprise a fait preuve de beaucoup d'ingéniosité et d'imagination pour s'adapter aux qualités réelles du terrain. Par endroit les rotatives ne creusaient que la moitié de la profondeur, le reste l'étant à l'aide de machines à bennes permettant plus facilement l'extraction des cailloux. Ailleurs, les trous forés étaient d'abord creusés en un diamètre de 600 mm jusqu'aux deux tiers environ de la profondeur et un second passage augmentait le diamètre de 600 à 800 mm et continuait la fouille jusqu'au fond. Au lieu d'un seul, deux forages ont été exécutés par panneau, à 1,75 m l'un de l'autre, augmentant ainsi considérablement le rendement des bennes.

D'autre part, dans les zones loin des immeubles et afin de diminuer les déplacements de machine, deux panneaux voisins étaient armés et bétonnés ensemble.

La mise au point de la qualité de boue la plus propice a pris un certain temps. Il était prévu tout d'abord que la perforation se ferait avec une boue légère remplacée à la fin de l'excavation par une boue lourde et thixotropique. Devant les difficultés d'un tel mode de faire, une seule boue a été retenue.

L'entreprise a tout d'abord utilisé la bentonite Rylor C, qui est une bentonite calcique activée artificiellement. Sa limite de liquidité est de 255 %, son indice de plasticité de 231 et son gonflement total se fait en deux à trois heures.

Certains éboulements s'étant produits, surtout dans la partie supérieure de la paroi, il a été décidé de remplacer cette boue par une autre à forte teneur en montmorillonite. Le choix s'est porté dans la gamme CECA sur la bentonite Clarsol F.B.2, qui est une bentonite sodique, naturellement rapide, contenant peu de produits d'apport. Sa limite de liquidité est de 564 %, son indice de plasticité de 534 et son gonflement total prend une heure.

Ces deux boues sont aussi utilisées en recherches pétrolifères pour l'exécution de forages rapides (10 à 20 m à l'heure). Des contrôles de la qualité de la boue utilisée finalement ont donné les caractéristiques suivantes :

- Densité = 1,20 à 1,23 t/m<sup>3</sup>.
- Viscosité Marsh = 40 à 64 secondes (pour 1/4 de gallon américain).
- Filtrat = 40 à 60 cm<sup>3</sup> (presse Barroïd).
- $Ph$  = 8,5 à 10 (à l'aide de l'électrode de verre).
- Cake  $C$  = 1,5 mm (presse Barroïd).

La tranchée s'exécutant en partie à proximité immédiate d'un immeuble très vétuste, des précautions spéciales ont été prises. Une adjonction de baryte à la boue devait permettre d'améliorer son efficacité, et une surélévation de 2 m de l'avant-tranchée a augmenté la pression hydrostatique.

La présence de gros blocs dans des panneaux le long des immeubles mitoyens aurait exigé l'utilisation du trépanage qui risquait d'ébranler dangereusement les immeubles. Afin de l'éviter, un risque moindre a été pris, il consistait à l'ouverture de deux panneaux à la fois, ce qui permettait de sortir les blocs sans trépanage.

Afin de ne pas laisser la fouille ouverte et pour avancer les travaux au maximum, on a commencé certains bétonnages le soir pour les continuer le lendemain, à cet effet on a ajouté au béton un retardateur de prise et le tube de bétonnage laissé en place était secoué plusieurs fois pendant la nuit pour empêcher qu'il adhère. L'utilisation de ce retardateur de prise a été tout à fait positive.

L'extraction des tubes de joints a présenté souvent des difficultés et il a fallu en sortir à l'aide de vérins hydrauliques. Malgré cela quatre pièces ont été perdues.

L'armature était composée de panneaux longs de 5,00 m et larges de 2,00 à 3,00 m. Les fortes poussées et les grandes portées en cours de terrassement conduisaient à des sections d'acier Box ( $\varnothing$  18 à  $\varnothing$  40) telles qu'il valait mieux les souder ensemble (électrodes « Arcos Tensilend »  $\varnothing$  4 mm) que de prévoir des longs recouvrements pour liaisons par adhérence.

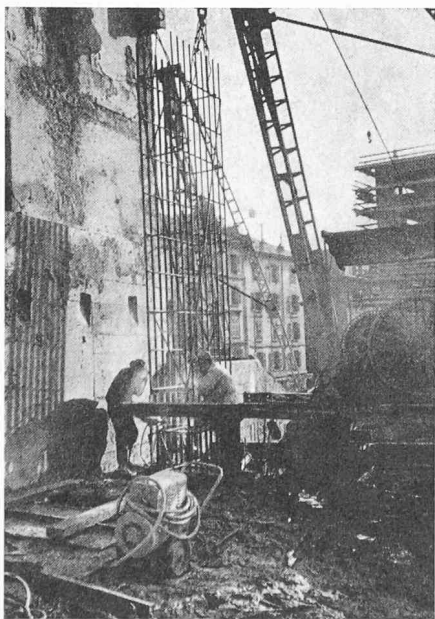


Fig. 11. — Soudure des paniers d'armatures.

La longueur des cordons était de cinq fois le diamètre des fers + 2 cm.

Des diagonales  $\varnothing$  24 et des étriers  $\varnothing$  14 écartés de 50 cm assuraient la rigidité des paniers, qui, pouvant atteindre un poids de 2500 kg, étaient mis en place à la grue (fig. 11).

Afin de gagner du temps, il a été prévu de creuser la fouille générale en étapes plus profondes que lors de la mise en soumission et les flexions et les sections d'acier à prévoir en étaient augmentées.

Ainsi le poids d'acier a passé, de la soumission à l'exécution, de 69 kg/m<sup>2</sup> à 92 kg/m<sup>2</sup>.

Si la soumission prévoyait 500 heures de plus-value sur le temps normal de creusage, suite à des trépanages, les décomptes en ont donné 377 heures seulement.

Les hors-profil, déterminés d'après le volume de béton mis en place, ont été de 5 à 10 % en volume.

Sur 126 panneaux, trois seulement présentaient des défauts dus, pour l'un, à la présence d'un ancien puits et, d'autre part, l'implantation et la verticalité des parois donna entière satisfaction.

Le béton, exécuté avec un mélange d'agrégats ronds comprenant 50 % de 0-8 mm et 50 % de 8-30 mm et dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment sursulfaté marque Sulfacem avec adjonction de Plastiment N à 0,5 %, a présenté une résistance moyenne supérieure à 300 kg/cm<sup>2</sup> et son étanchéité, jointe à la bonne qualité des joints, fut telle que fort peu d'eau traverse les parois.

Une filière en béton armé coulée en tête de la paroi a assuré sa rigidité.

Les pieux provisoires ont été bétonnés à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment d'Eclépens plus 5 ‰ de Plastiment. Leur armature se compose de 6  $\varnothing$  16 à 20 verticaux et de cerces  $\varnothing$  12 tous les 75 cm.

Si la verticalité fut satisfaisante, il n'en fut pas de même de l'implantation, ce qui a obligé à modifier la charpente en plusieurs endroits.

L'ensemble des travaux fut achevé le 26 février 1964 et tout le matériel évacué le 26 mars 1964.

Les travaux de piquage et de dernier nettoyage des parois ont commencé le 24 janvier 1966 seulement, à la fin du terrassement général (fig. 12).

Les quelques fers qui apparaissent en surface ont été brossés puis dérouillés à l'aide d'une peinture spéciale,



Fig. 12. — Nettoyage de la paroi. Apparition de l'armature dans une zone défectueuse.

marque Jallut-Protim-Gel. Une couche de peinture définitive, marque « Vidur », les protège définitivement.

### 5.5 Caractéristiques

Surfaces exécutées : 10 336 m<sup>2</sup>.  
Dimensions des panneaux : épaisseur 0,80 m ;  
largeur moyenne 3,50 m ;  
hauteur moyenne 31,00 m ;  
niveau inférieur 349,00 m.  
Nombre de panneaux : 120.  
Périmètre d'enceinte : 370 m.  
Longueur de fiche : 6 m environ.  
Poids d'armature : 950 t.  
Trois excavatrices rotatives à circulation inverse de la boue.  
Quatre appareils d'excavation à benne.  
Une foreuse à tarière Caldwell type 250 A.  
Une centrale à béton de 25 m<sup>3</sup>/heure.

### 5.6 Essais de pieux

Les pieux provisoires étant prévus pour supporter 200 t, il a été décidé d'en essayer quatre avec une force égale à une fois et demie la charge de service, plus le poids propre des pieux.

A cet effet, des vérins plats de 500 t, de 69 cm de diamètre, déjà enrobés par des galettes de béton de 75 cm de diamètre, ont été incorporés dans les pieux de 85 cm de diamètre.

Ces vérins étaient placés 25 m sous le niveau du sol et 15 m au-dessus de la pointe. Le volume d'eau injecté donnait la course des vérins ; en outre le niveau de la tête des pieux était nivelé au dixième de millimètre près.

Les essais n'ont pu être menés à chef, car les vérins ont eu des fuites déjà sous des charges de 105 t, 175 t., 245 t et 350 t.

L'interprétation des résultats a été difficile, car il n'était pas possible de savoir quel était le raccourcissement élastique de la partie au-dessus du vérin.

A titre d'exemple, en admettant une contrainte décroissante linéairement jusqu'au niveau du terrain et un module d'élasticité de 300 t/cm<sup>2</sup>, le pieu n° 12, soumis pendant sept jours à 175 t, s'est tassé en dessous du vérin de 11 mm. Le jour de la mise en charge à 245 t, son tassement a augmenté de 2 mm ; huit jours après il avait, sous charge constante, augmenté de 1/2 mm. Il a fallu vingt jours pour qu'il tasse encore de 1/2 mm sous cette charge de 245 t. Les mesures, poursuivies encore pendant treize jours, n'ont pas permis de déceler de nouveaux tassements.

L'interprétation assez douteuse de ces essais a donné pour la charge de service les résultats suivants, en admettant le frottement reporté uniformément sur 25 m :

Contrainte minimum de frottement unitaire : 0,33 kg/cm<sup>2</sup>.  
Contrainte maximum du terrain à la pointe : 23 kg/cm<sup>2</sup>.

Comme le comportement sous une force correspondant à la charge de service était excellent, ces pieux ont été admis, bien que l'on n'ait pas pu déterminer, même d'une façon très approximative, quel était le coefficient de sécurité.

### 5.7 Ancrages

L'ordre d'exécution choisi laissait libre une très grande hauteur de paroi du côté amont, proche des immeubles, et un bombement de la paroi, accompagné vraisemblablement de tassements des immeubles voisins, était à craindre. Dans ce but, nous avons prévu de retenir provisoirement, à un niveau, la paroi par une série de 33 ancrages inclinés à 35° sous l'horizontale, le

long de la paroi arrière parallèle à la rue Cornavin. Ces ancrages ont une longueur de 25 m, de manière à pénétrer dans la moraine wurmienne argileuse et le forage, exécuté par la maison Stump S.A., s'est fait à l'aide de deux machines creusant chacune un ancrage tous les deux jours. Ces ancrages précontraints et injectés en coulis de ciment du procédé Stump-Duplex garantissaient une charge de service de 30 à 36 tonnes et une charge de rupture de 56 tonnes. Les tiges avaient un diamètre de 26 mm.

Les 33 ancrages, essayés quelques jours après l'injection sous une charge de 40 tonnes, ont présenté à la tête un déplacement de 83 mm en moyenne.

### 5.8 Installations de rabattement de la nappe d'eau

Les prospections, faites avant le début des travaux, laissaient prévoir que les eaux qui s'écoulaient lentement du quartier des Grottes en direction du Rhône seraient retenues par l'enceinte moulée dans le sol et que les sous-sols des immeubles voisins seraient inondés. Diverses solutions de drainage ont été envisagées, mais leur exécution était délicate, vu l'exiguïté du terrain à disposition. Il a même été envisagé de percer la paroi pour laisser passer ces eaux et les récolter à l'intérieur du bâtiment. Finalement nous nous sommes décidés pour l'exécution, en cours de chantier, d'une installation de well-points et pour la mise en place ultérieure, soit d'un drainage à l'amont, soit de drains longs de 3 m forés à travers la paroi et conduisant les eaux à l'intérieur.

Ces drainages devaient être constitués de deux tubes crépinés en plastique doublés d'une grille en laiton à mailles de 0,5 mm. Ces tubes ont un diamètre de 50 à 125 mm et un remplissage de sable de 0,5 à 1 mm entre les deux devant servir de filtre.

Un réseau de 32 lances de well-points écartées de 2 m était descendu jusqu'à 8 m de profondeur.

Comme les well-points ne donnaient qu'un débit d'environ 15 l/h, quand tout allait bien, il a été décidé de les remonter de 3 m et le débit a été porté à 160 l/h pour une dépression du réseau de 0,4 kg/cm<sup>2</sup>. Pour pouvoir augmenter la dépression à 0,6 kg/cm<sup>2</sup>, les avant-trous ont été comblés avec de la boue.

Il est probable que la présence de ce réseau a diminué la pression hydrostatique pendant la période délicate des travaux. Cette période passée, nous nous sommes résolus à mettre hors service cette installation et à observer à l'aide de piézomètres le niveau d'eau. Celui-ci ne montant pas plus haut que dans l'état initial, l'installation a été démontée et aucun drainage n'a été établi. Il semble donc, qu'au lieu de s'accumuler derrière la paroi, l'eau ait trouvé un chemin naturel pour s'écouler le long de la rue Coutance, car aucune inondation n'a été signalée dans les immeubles voisins.

(A suivre)

## BIBLIOGRAPHIE

**Initiation à la pratique des statistiques. Cours programmé**, par le Service d'enseignement programmé de la SEMA. Dunod, Paris, 1967. — Un volume 248 pages, illustré. Prix : broché, 16 F.

Il s'agit d'un ouvrage très élémentaire, s'adressant à des personnes n'ayant que des connaissances rudimentaires en mathématiques ; la technique de l'enseignement programmé doit permettre au lecteur d'acquérir