

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 94 (1968)
Heft: 9

Artikel: Gros œuvre des grands magasins "La Placette" à Genève (suite et fin)
Autor: Epars, René
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-69633>

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 - 5775, 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 (suite et fin), par René Epars, ingénieur EPUL SIA.

Bibliographie. — 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 (Suite et fin)¹

par RENÉ EPARS, ingénieur EPUL SIA

6. Choix de la structure

Le choix fut rendu difficile par les modifications du programme. Le premier projet de 1958 prévoyait trois sous-sols; dès 1960 le principe d'une paroi moulée dans le sol et de l'exécution simultanée des sous-sols et des premiers étages étaient arrêtés et en 1962 la profondeur de la paroi fut définitivement fixée.

En 1963, le projet de parcage sur plans horizontaux reliés par des rampes était accepté.

Nous avons tout d'abord prévu une exécution en béton armé comprenant cinq sous-sols. Cette solution, retenue au moment de l'exécution de l'enceinte moulée dans le sol, était la suivante:

- Exécution de l'enceinte moulée dans le sol et de paires de pieux provisoires servant de supports à des étais métalliques mis en charge par des vérins hydrauliques.
- Ensuite, pour chaque niveau du sous-sol: mise en place et en charge de l'échafaudage mobile, creuse et bétonnage sur l'échafaudage d'éléments de dalle pleine formant sommiers, mise en charge de la dalle par vérins, suite de la creuse.
- Premières dalles d'étages.

d) Mise en place de poteaux métalliques circulaires pleins ou en H entre les poteaux provisoires.

e) Radier.

f) Liaison des dalles aux poteaux métalliques.

g) Soulèvement des poteaux.

h) Bétonnage des panneaux centraux des dalles des sous-sols sous forme de dalles à caissons épaisses de 45 cm.

i) Démolition des poteaux provisoires.

j) Bétonnage des dalles pleines des étages supérieurs.

Une solution métallique prévoyant l'exécution simultanée sur des pieux des étages et des sous-sols fut aussi envisagée, mais pas retenue car elle paraissait chère.

La construction en béton mise en soumission demandait 46 mois de travaux. Ce délai fut jugé beaucoup trop long par le maître de l'ouvrage, qui chargea les ingénieurs mandataires d'étudier une solution en charpente métallique.

Cette nouvelle étude aboutit à des offres d'entreprises de 18 % plus élevées mais le délai demandé n'était que de 36 mois, en partie parce que tous les étages et

¹ Voir Bulletin technique de la Suisse romande, N° 8 du 20 avril 1968.

non une partie seulement pouvaient être, du fait du poids réduit, montés avant l'exécution des fondations. La différence de 18 % sur la structure ne représentant que 5 % sur le coût total de la construction, le maître de l'ouvrage se décida pour cette deuxième solution. Il faut relever que le délai réel fut plus court de 20 % que celui donné au moment de l'adjudication.

Il était prévu une charpente métallique supportant en sous-sol des dalles préfabriquées en béton armé et, aux étages, des planchers mixtes constitués par des tôles pliées ou ondulées servant d'armature ou de coffrage à une dalle de béton agissant comme élément de compression.

Postérieurement à l'adjudication des travaux, nous avons pris connaissance d'un système de dalles nouveau en Europe que nous avons appliqué à l'ensemble de la construction et qui sera décrit plus loin.

7. Méthode d'exécution des travaux en sous-sol

Ils ont commencé en mars 1964 sur la place Grenus par la rampe d'accès aux sous-sols. Ce travail s'est fait par étapes successives depuis la partie la plus profonde. Il importait d'achever au plus tôt la zone le long de la future façade de l'immeuble pour rétablir la chaussée. D'intéressants restes romains ont été découverts au centre de la place, confirmant qu'elle était restée non bâtie depuis les invasions barbares.

La démolition des murets de guidage et le recépage de l'enceinte moulée étaient entrepris simultanément, ainsi que la construction de la dalle Coutance. Cette dalle, coulée en juin, fonctionne comme une poutre horizontale de 60 m de portée destinée à reprendre la poussée de la partie supérieure de la paroi moulée arrière. Les éléments de paroi à peu près perpendiculaires à cette dernière servent de points d'accrochage à la dalle. La poussée de la paroi arrière était telle que, bien que cette dalle d'une épaisseur de 40 cm ait eu une hauteur utile de 10 m, elle a fléchi (déplacement horizontal) de 1,2 cm.

Cette dalle fut en outre très utile pour placer les installations de chantier.

Les terrassements de la fouille principale, exécutés



Fig. 13. — A droite au fond : la rampe Grenus. Au premier plan : pelle mécanique. (Photo Boissonnas, Genève)

aussi simultanément, se sont faits tout d'abord à l'aide d'une pelle mécanique Pingon de 400 l. Cet engin, qui se déplace sur quatre roues à bandage pneumatique, est muni d'une plaque d'appui qui peut être abaissée au moment de la creuse (fig. 13).

Pour charger les camions, la pelle, supportée par sa plaque, tourne rapidement autour d'un pivot sans que les roues touchent le sol.

Une première tranchée, le long de la rue Grenus, a permis de dégager deux files de pieux provisoires parallèles, à la tête desquels l'entreprise Ed. Cuénod S.A., chargée de tous les travaux de terrassement, béton armé et maçonnerie, a immédiatement exécuté les massifs de béton armé destinés à supporter la charpente métallique. Ces massifs de 160/160/70 cm étaient munis de cornières 200.100.14 auxquelles ont été soudés les sommiers en acier.

Des consoles, aussi en béton armé, furent coulées contre la paroi et ainsi la pose des premières poutrelles métalliques a pu commencer en juillet déjà (fig. 14).

Des vérins, placés entre la paroi et la charpente, ont permis de mettre celle-ci en charge sans déplacement de l'enceinte.

La première mise en charge effectuée, les terrassements ont pu se continuer ainsi, dès octobre, sous la charpente montée. Les pelles hydrauliques Yumbo chargeaient directement les camions.

La même succession de travaux en sous-sols s'est continuée jusqu'au fond. Une tranchée plus profonde était creusée au centre de telle façon que les engins puissent passer sous les charpentes déjà mises en place. Des bernies importantes étaient laissées de part et d'autre pour que le terrain, fortement cohérent, bute les parois.

Les camions accédaient à la fouille par la rampe de la place Grenus prolongée à l'intérieur du chantier par un dallage en béton C.P. 200 kg/m³, épais de 15 cm et incliné à 15 %.

Les surfaces de roulement horizontales ou faiblement inclinées étaient régulièrement saupoudrées de chaux qui durcissait l'argile molle. Cette méthode simple et peu onéreuse a grandement facilité la circulation des machines.

Le chantier, divisé en plusieurs parties, a permis à quatre pelles mécaniques de travailler ensemble et le montage de la charpente se poursuivait aussi en même temps.



Fig. 16. — Pelle hydraulique sous la charpente.

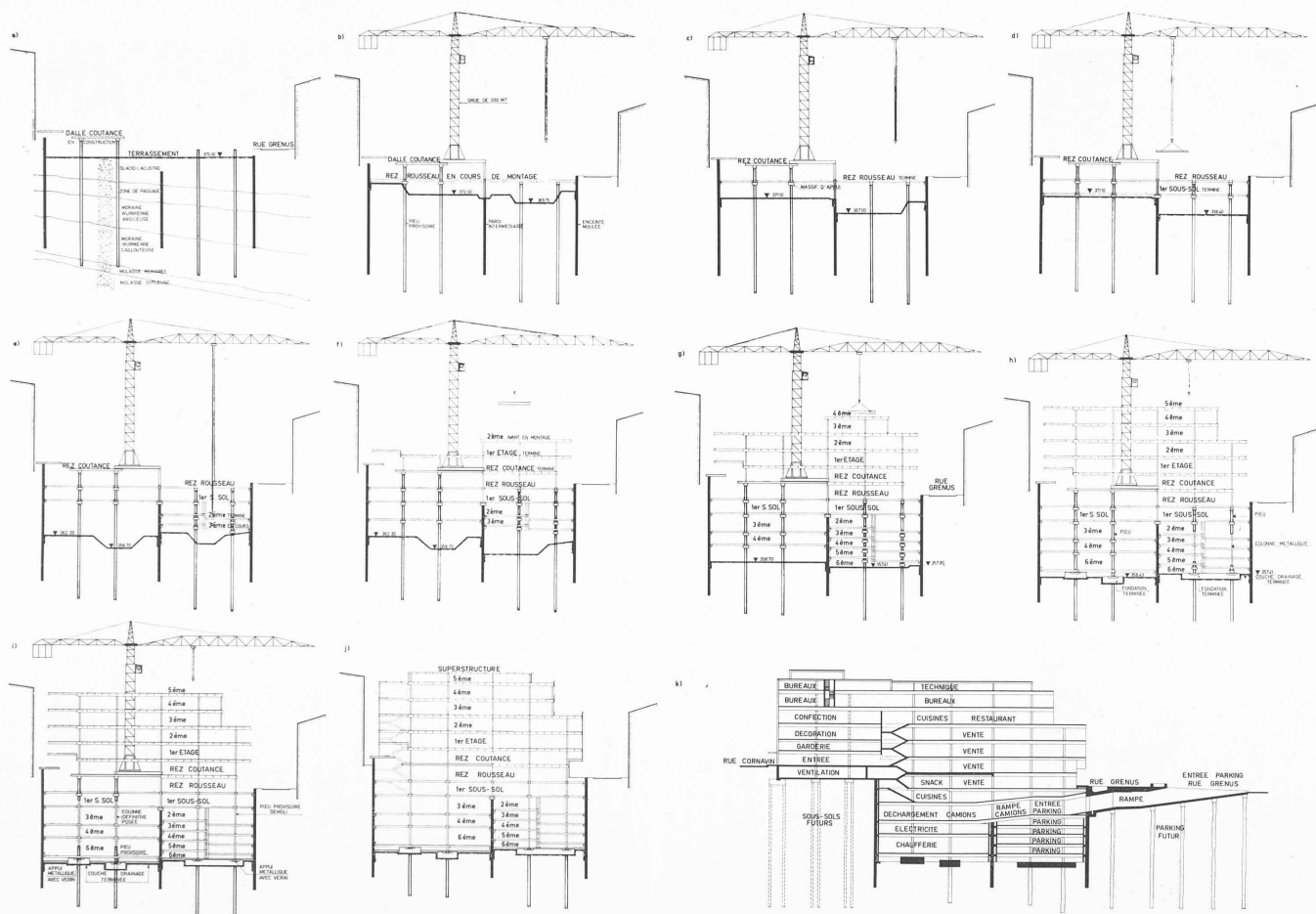


Fig. 14 et 15. — Coupes transversales :

a) 1^{er} juillet 1964 ; b) 1^{er} octobre 1964 ; c) 1^{er} janvier 1965 ; d) 1^{er} avril 1965 ; e) 1^{er} juillet 1965 ;
 f) 1^{er} octobre 1965 ; g) 1^{er} janvier 1966 ; h) 1^{er} avril 1966 ; i) 1^{er} juillet 1966 ; j) Construction terminée ; k) Coupe générale

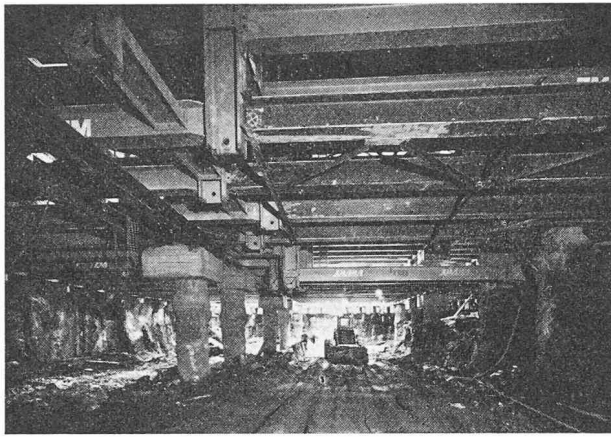


Fig. 17. — Transport par chargeuse. Photo Boissonnas, Genève.

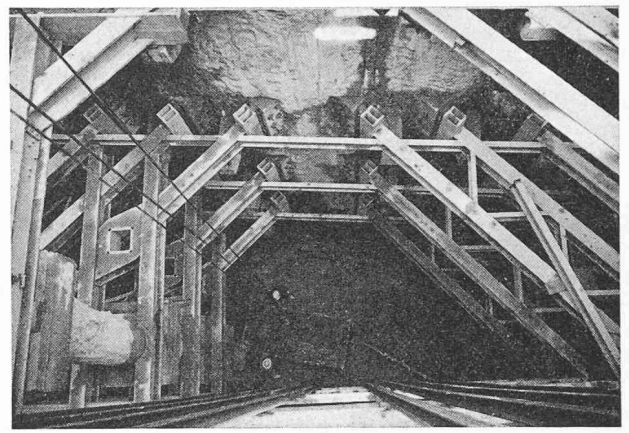


Fig. 18. — Sortie des bennes.

Cependant le montage des rampes inclinées et les longs délais de livraison des aciers ont ralenti la cadence en permettant par moments le travail d'une pelle seulement.

Arrivé au quatrième sous-sol, il ne fut plus possible d'obtenir une longueur suffisante des rampes dans le chantier, malgré la construction d'un pont provisoire assurant un développement hélicoïdal (fig. 15).

Dès ce moment, la creuse fut continuée à l'aide des pelles hydrauliques, qui déposaient les déblais à côté d'elles (fig. 16). Des chargeuses à pneus les transportaient (fig. 17) jusque dans des bennes de 5 m³ placées en fond de fouille contre la paroi longeant la rue Rousseau. Une grue fixe placée au niveau de la chaussée les levait et les déposait directement sur des camions du système multibennes (fig. 18). Des ouvertures à travers la paroi intermédiaire permettaient le transport des déblais de la zone arrière jusqu'aux bennes en attente à la partie avant.

La cadence de montage de la charpente métallique a limité le volume d'excavation à 200 m³ par jour pour les quatre premiers sous-sols. Le débit dans les derniers sous-sols fut réduit par les embouteillages très fréquents dans le quartier.

Une équipe de 30 à 35 hommes suffisait à assurer la bonne marche des travaux de terrassement.

On peut noter qu'une ventilation fut nécessaire pour maintenir la teneur en CO à 0,01 %. Seules les petites semelles de fondation des cheminées ou pour des socles de machines furent creusées à la main et leurs déblais transportés par Decauville.

La méthode d'exécution exposée, je décrirai à la suite les divers éléments de construction.

8. Charpente métallique

8.1 Conditions

Dans les sous-sols la charpente doit essentiellement étayer la paroi extérieure. Les excavatrices exigeant un vide supérieur à la hauteur entre planchers du parking, les efforts horizontaux étaient les plus grands pendant les terrassements. Les charges verticales de service sur la charpente ont toujours eu une influence plus faible que celle de la poussée des terres qui conditionne seule le dimensionnement des profilés.

La poussée d'une des parois extérieures devait être reprise en butée par la paroi en face. Cependant, pour

que la butée se développe, il faut imprimer au terrain un mouvement de deux à trois centimètres. Ce mouvement aurait suffi à provoquer de graves désordres dans les immeubles voisins. Les changements de température d'un étayage pouvaient provoquer des mouvements du même ordre accompagnés des mêmes désordres.

Il était donc nécessaire d'empêcher tout mouvement de la paroi extérieure, ce qui fut réalisé en intercalant des vérins entre l'étayage et celle-ci.

La température étant maintenue constante en cours d'exploitation, aucun joint de dilatation n'était nécessaire dans les sous-sols.

Aux étages, la charpente doit simplement supporter les charges verticales. La poussée du vent est contenue par des murs mitoyens en béton armé et les dalles de sols coulées au-dessus de la charpente suffisent à assurer le contreventement horizontal.

Seules les charpentes des derniers étages, soumises à des variations de température par la toiture et les terrasses, devaient être munies de joints de dilatation.

8.2 Conception et calcul

Le texte de soumission prévoyait en variantes l'utilisation d'acier 37 ou celle d'acier 52. Cette seconde formule permettait de diminuer sensiblement le poids de l'ensemble de la construction. Malheureusement, son prix trop élevé annulait l'avantage du gain de poids. Une formule intermédiaire a été choisie.

L'usine de Differdange, consultée, a décliné la fourniture de poutrelles Grey en acier 50-11, qui ne répondait pas aux critères de qualité exigée. Cet acier 50-11 est un acier au C calmé au Si. Il présente une teneur élevée dans C (2,5 à 3 %). S'il a de bonnes qualités métalliques, sa faible soudabilité, sa fragilité et la présence de fissures de laminage l'ont éliminé.

Vu le prix élevé de l'acier 52 HS, acier calmé au Si/Al sur la base Cr/Cu, présentant une haute soudabilité et une résistance à l'entaille garantie, les usines Differdange ont mis au point, à la demande des constructeurs, une nuance d'acier Thomas A 52 calmé au Mn/Si qui ne présente pas les inconvénients de l'acier 50-11 et d'un prix nettement plus faible que l'acier 52 HS, dont il présente les caractéristiques mécaniques selon la norme NBN 152.11. Ses caractéristiques chimiques sont les suivantes : C = 0,15-0,22 % ; Mn = 0,90-1,20 % ; Si = 0,30-0,50 % ; P = 0,06 % max. ; S = 0,05 % max.

A titre de comparaison, l'acier 52-3 présente : $C = 0,2\%$ max. ; $Mn = 1,5\%$; $P = 0,04\%$; $S = 0,04\%$.

L'acier choisi présente les caractéristiques mécaniques et physiques suivantes : résistance = 52-62 kg/mm² ; limites élastiques = minimum 36 kg/mm² pour $\varnothing$ inférieur à 12 mm et minimum 34 kg/mm² pour $\varnothing$ supérieur à 12 mm ; pliage à 180° sur $D = 2a$ pour a inférieur à 20 mm et pliage à 180° sur $D = 3a$ pour a supérieur à 20 mm ; $R = 2,2 A_5 105$ minimum. Résilience : 3,5 kgcm/cm² à 0°C.

La qualité des aciers fut contrôlée aux laboratoires des aciéries Hadir, à Differdange, et au Laboratoire d'essais des matériaux de l'EPUL (Lemepul).

La résistance à la rupture a varié de 52 à 62 kg/mm², avec une valeur moyenne de 57 kg/cm² et une dispersion quadratique moyenne de 1,9 kg/mm².

Vu le tonnage important de ce chantier (6200 tonnes pour la charpente seule, sans les porteurs), les profilés métalliques ont été laminés sur commande et livrés directement d'usine aux constructeurs vaudois et valaisans chargés du travail.

La charpente des sous-sols a été dimensionnée essentiellement pour supporter les efforts horizontaux et présente, dans le cadre de l'utilisation définitive, une marge importante face aux charges de service, car au moment de leur application une grande partie de l'effort horizontal est repris par les dalles, coulées après la fin des terrassements.

Ces efforts horizontaux ont été d'autre part trois fois plus importants en cours d'excavation que dans l'état définitif. Ainsi la charpente a été dimensionnée pour une poussée de 40 tonnes au ml au rez-de-chaussée inférieur, de 80 tonnes au ml au troisième sous-sol, de 105 tonnes au ml au quatrième sous-sol et de 135 tonnes au ml au radier. Ces éléments du sous-sol étant soumis simultanément à un effort normal et un effort de flexion, ils ont été calculés au flambage et à la flexion. Un programme de calcul électronique, valable aussi bien pour l'acier 37 que pour l'acier 52, a été mis au point au bureau. Il permet de choisir, dans les limites d'un gabarit imposé pour des raisons constructives, le profilé le plus économique parmi les profilés à double T, les profilés pleins de sections carrées et les sections circulaires.

Les dalles préfabriquées choisies comme plancher ne permettaient pas de tenir compte de la résistance du béton dans le dimensionnement des poutres pour le stade définitif.

8.3 Charpente des sous-sols (fig. 19)

Destinée à supporter essentiellement des poussées horizontales, elle a été prévue en profilés à larges ailes résistant bien au flambement, alors que celle des étages a été prévue en profilés hauts les mieux adaptés à la flexion.

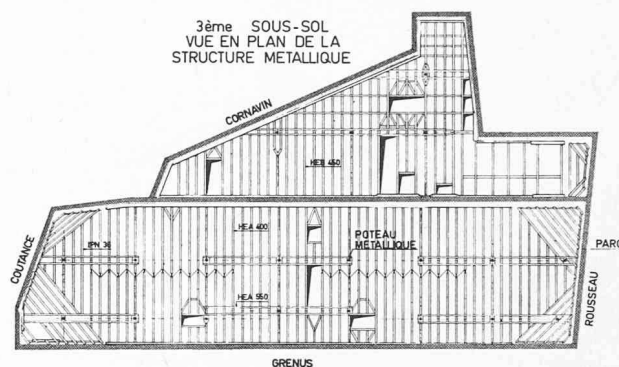


Fig. 19. — Troisième sous-sol. Vue en plan de la structure métallique.

A défaut de normes suisses donnant les contraintes admissibles pour l'acier 52, nous avons dimensionné la construction en admettant des contraintes calculées de la façon suivante, inspirée des normes DIN 4114 :

	Classe I	Classe II	Classe III
Cas « P »	2,1	1,8 (1+0,4 A/B) max. 2,1	1,6 (1+0,4 A/B) max. 1,8
Cas « P » et « T »	2,35	2,0 (1+0,4 A/B) max. 2,35	1,8 (1+0,4 A/B) max. 2,1

Contrainte tangentielle : $\sigma \text{ adm.} = 0,6 \sigma \text{ adm.}$

Cisaillement pur : $\tau \text{ adm.} = 0,8 \sigma \text{ adm.}$

$$m = 0 \begin{cases} \sigma \text{ adm.} = 2,239 - 0,0139 \lambda \\ \sigma \text{ adm.} = 8000/\lambda^2 \end{cases}$$

$$\text{Flambage : } m \neq 0 \begin{cases} \sigma_k \text{ adm.} = \frac{2,1}{w + 0,9 m} \\ m = \frac{e}{k} \quad e = \frac{M}{N} \quad h = \frac{W}{F} \end{cases}$$

$$\text{avec } \begin{cases} w(P) = \frac{2,1}{2,239 - 0,0139 \lambda} \text{ pour } \lambda < 90 \\ w(P) = \frac{2,1 \lambda^2}{8000} \text{ pour } \lambda > 90 \end{cases}$$

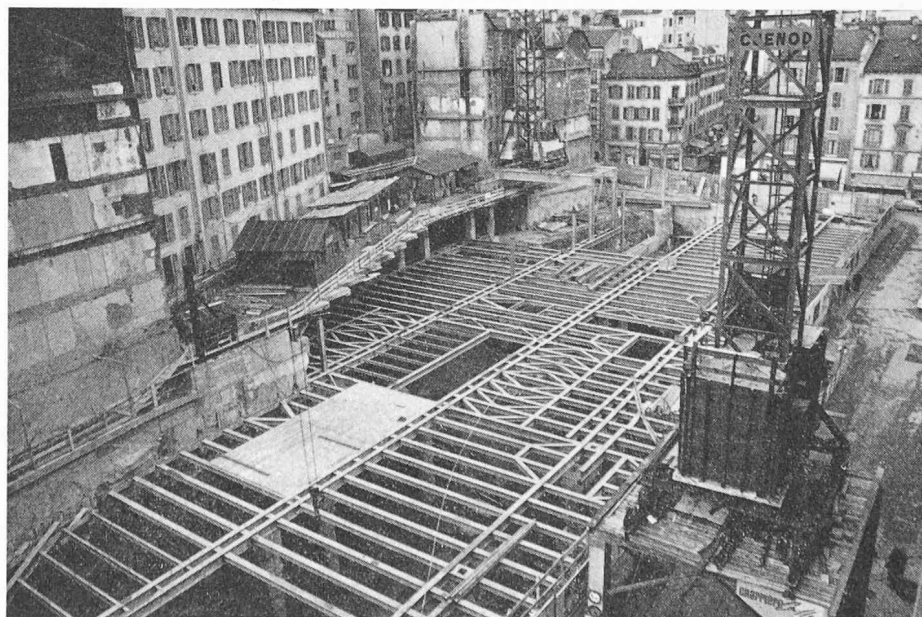


Fig. 20. — Charpente, rez rue Rousseau ; et dalle rue Coutance.

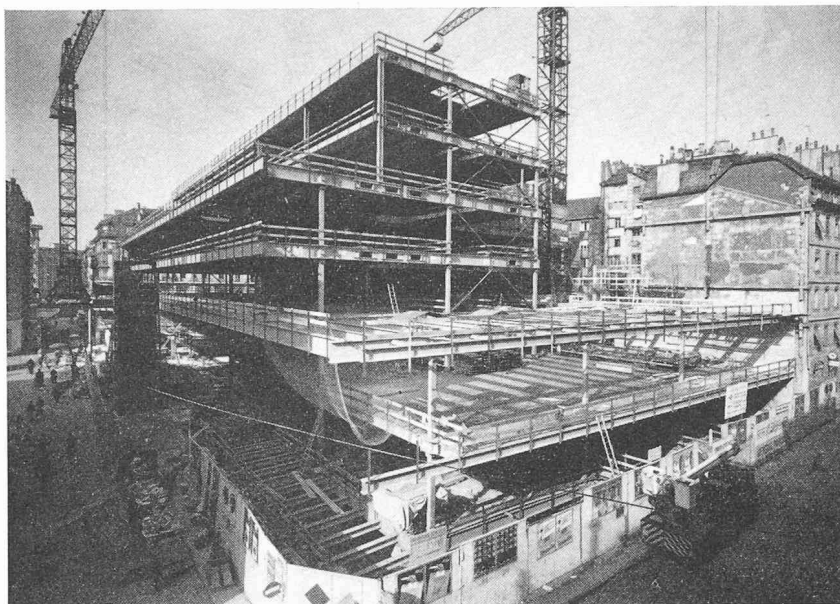


Fig. 21. — Charpentes des étages.

Photo Boissonnas, Genève.

Pour la partie avant, la charpente était constituée en principe de deux paires de HEA 550, servant de sommiers principaux parallèles à la rue Grenus et perpendiculairement à ceux-ci, écartés de 1,56 m, de HEA 400 combinés, suivant la profondeur, à des profilés allant des HEA 300 aux HEB 450 (fig. 20).

Les poids d'acier de la zone arrière, soumise à des efforts dans les deux sens, ont été sensiblement supérieurs à ceux de la zone avant, où les efforts perpendiculaires aux rues de Coutance et Rousseau ont pu être transmis aux parois longitudinales par des poutres disposées en diagonale. Le poids d'acier utilisé pour la charpente du sous-sol avant a été en moyenne de 140 kg/m², ceci bien que la surcharge utile n'ait été que de 360 kg/cm² plus une charge concentrée de 1 tonne. Dans la partie arrière, servant en partie de dépôts, calculée pour 800 kg/m² et soumise à des efforts horizontaux dans les deux sens, le poids d'acier a atteint 220 kg/m².

Le premier sous-sol, calculé pour une surcharge de 500 kg/m² et soumis aussi à une forte poussée horizontale, a demandé 180 kg d'acier au m². Le sixième sous-

sol, calculé pour une charge de voiture et une poussée horizontale, a exigé 135 kg/m².

Il est à noter que malgré ces poids élevés, cette solution était nettement meilleur marché que celle étudiée tout d'abord et qui prévoyait la mise en place d'étais provisoires et leur remplacement par une charpente métallique définitive plus légère.

Les étages, calculés pour une surcharge de 500 kg/m², ont demandé, pour une portée de 12,50 m, 89 kg d'acier au m².

8.4 Charpente des étages (fig. 21)

Elle est constituée de sommiers principaux HEA 800 perpendiculaires à la rue Grenus, distants de 12,50 m et supportant des IPE 450 écartés de 2,06 m (fig. 22). L'ensemble de cette charpente a été dimensionné en tenant compte de la résistance du béton, donc en profil mixte.

Les façades étant en porte à faux, des profilés verticaux ont servi à solidariser les différents niveaux pour éviter des différences de mouvement.

La présence d'une large ouverture sur la façade Coutance a exigé une poutre à âme pleine de la hauteur d'un étage (fig. 23), solution meilleur marché qu'une poutre triangulée.

La solidarité entre les poutrelles et le béton a d'abord été assurée par la pose de goujons dits « Nelson » qui comportent une tête. Leur pointe doit être spécialement préparée et ils ne peuvent être obtenus que par le fabricant de l'appareil à souder (Peco) fonctionnant au courant continu. Ces goujons ont un diamètre entre $\frac{3}{4}$ de pouce et $\frac{7}{8}$ de pouce et représentent une limite élastique de 4000 kg/cm² et une limite de rupture de 5000 kg/cm². Ce type de goujons a été le seul utilisé pour les réalisations aux Etats-Unis d'Amérique et en Grande-Bretagne.

Des essais effectués au Laboratoire fédéral d'essais des matériaux (LFEM) en 1964 ont montré que les goujons sans tête (Philips) sont tout à fait satisfaisants, pour autant qu'ils soient dimensionnés par la méthode plastique. Ils sont constitués par des fers coupés d'un diamètre de 16 à 18 mm et soudés à la machine au courant alternatif. Ce type de goujons, meilleur marché, a été utilisé par la suite à la place du goujon Nelson.

Si le calcul des caractéristiques de la section mixte s'est fait en ne tenant compte que du béton au-dessus des ailes, il est nécessaire, lorsque l'on calcule les goujons par la méthode classique, de considérer toute l'épaisseur du béton en notant que l'aile supérieure de la tôle et le treillis d'armature peuvent reprendre des efforts de compression.

La largeur de participation est prise selon les normes suisses en tenant compte de toute l'épaisseur du béton et le rapport E_a/E_b est admis égal à 10.

La sécurité à la rupture est de 2,3 en considérant la résistance sur prisme du béton selon les recommandations suisses, et le dimensionnement a été fait par un calcul plastique compte tenu de la résistance à la rupture, soit : résistance du goujon $q = F_g \beta_z$.

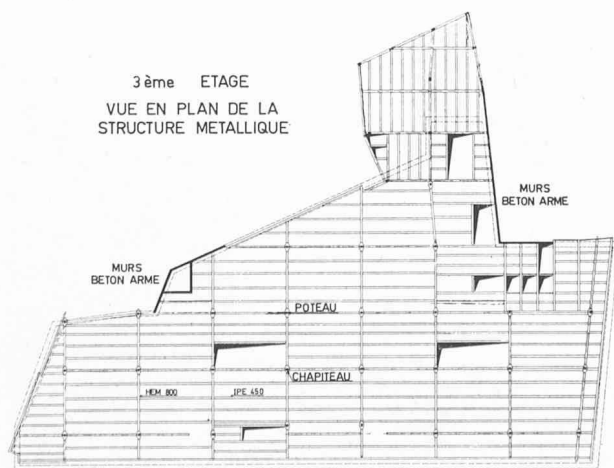


Fig. 22. — Troisième étage ; vue en plan de la structure métallique.

Résistance locale du béton :

$$Q = 240 d^2 \times \sqrt{W 28} \text{ pour } h \geq 4,2 d$$

$$Q = 200 d^2 \times \sqrt{W 28} \text{ pour } h = 3,0 d$$

Espacement des goudjons :

dans le sens de l'effort : $e \text{ min.} = 5 d$; $e \text{ max.} = 50 d$

dans le sens transversal : $e \text{ min.} = 4 d$

Couverture min. = $5,5 d$

La sécurité par rapport à la plastification de l'aile inférieure de la poutrelle (déformations permanentes importantes) reste d'environ 1,5.

Il est à noter qu'un étayage intermédiaire n'aurait aucune influence sur le dimensionnement plastique, mais qu'il permet de réduire la flèche.

8.5 Assemblages de la charpente

Les porteurs principaux de la charpente ont été assemblés par soudure aux chapiteaux ou entre eux. Les soudures faites sur place ont été contrôlées à raison de trois radiographies par mois et par soudeur.

En atelier, il a été prescrit une radiographie par chapiteau, deux radios par poutre composée et une radio pour 10 plaques de tête.

Le 15 % des soudures en atelier était contrôlé aux ultra-sons.

Afin de permettre un montage plus rapide, l'assemblage des poutres secondaires s'est fait à l'aide de boulons à haute résistance en acier HR 10 K travaillant en traction ($\sigma \text{ rupture} = 100-120 \text{ kg/mm}^2$; $\sigma \text{ élastique} = 90 \text{ kg/mm}^2$).

Ces boulons marques « Verbus » ou « Caro », le plus souvent du type M 27, étaient serrés par une clé pneumatique à choc « Premag » développant 152 kgm.

La surcharge augmente la traction dans les boulons, mais diminue l'effort de précontrainte qui lie les parties à assembler ; cet effort est aussi diminué par l'allongement des boulons et la compression des pièces serrées. Afin que ces pertes restent relativement faibles, il faut que l'effort initial soit très grand.

Les directives données par M. R. *Schlaginhaufer*, ingénieur, dans le « Bulletin de la construction métallique » d'avril 1962, ont été appliquées et les nœuds sont conçus de telle manière que la limite élastique soit atteinte d'abord dans les profilés puis dans les plaques d'about et les boulons.

Pour les assemblages soumis essentiellement à la flexion, les surfaces de contact sont peintes au minium comme le reste de la charpente, et le montage peut se faire par n'importe quel temps.

En revanche, pour les assemblages où l'effort tranchant est prépondérant, les surfaces sont découpées à la flamme et le montage doit se faire au sec.

8.6 Plancher métallique

8.6.1 Choix

Diverses solutions ont été prévues pour les planchers des étages supérieurs. Tout d'abord le système Robertson type M-Floor permettant l'incorporation ultérieure de câbles et de conduites avec boîtes de sortie. Ensuite le plancher composé de tôles ondulées et de béton coulé sur place, mis au point en Suisse dès 1955.

Si le premier système était très cher, le second avait l'inconvénient de n'offrir que des tôles d'une longueur de 3,60 m ; cependant il a le gros avantage de permettre

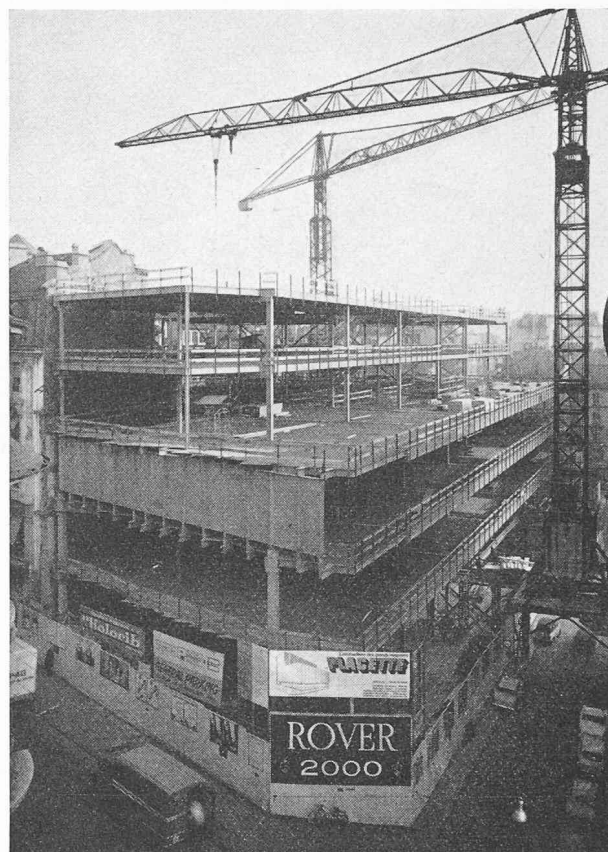


Fig. 23. — Vue dès la rue de Coutance, avec poutre-paroi en acier.

Photo Boissonnas, Genève.

de calculer la charpente en profil mixte en liant les tôles aux poutrelles au moyen de points de soudure. Ce système bon marché n'offre malheureusement pas toute garantie pour des dalles soumises à des effets dynamiques importants.

Plus tard nous avons pris connaissance du système Holorib qui, d'un prix relativement bas, permet l'accrochage de plafonds et de conduites beaucoup plus facilement que la tôle ondulée et offre une excellente liaison avec le béton.

Les caractéristiques de ce plancher en tôles nervurées en queue d'aronde sont les suivantes :

Hauteur d'une nervure : 3,8 cm.
Largeur d'un élément : 45,7 cm.
Distance entre nervures : 15,2 cm.
Poids : 12 kg/m².
Epaisseur des tôles : 0,94 mm.
Longueur maximale de livraison : 12,50 m.
Qualité d'acier : Ac 37.

Il joue le rôle de coffrage, et dans notre cas particulier, où la portée entre poutrelles est de 2,06 m, il ne nécessite pas d'étayage intermédiaire.

Il sert d'armature inférieure et, par sa rapidité et sa sécurité de montage, peut servir de plancher de travail immédiatement disponible, et ainsi améliorer grandement la sécurité du chantier (fig. 24).

La présence de ces nervures permet, à l'aide de dispositifs de fixation bon marché, de suspendre facilement n'importe quel plafond, conduites et câbles. Il est aussi facile d'y fixer des parois mobiles et on peut plâtrer directement la surface inférieure, ou y projeter de

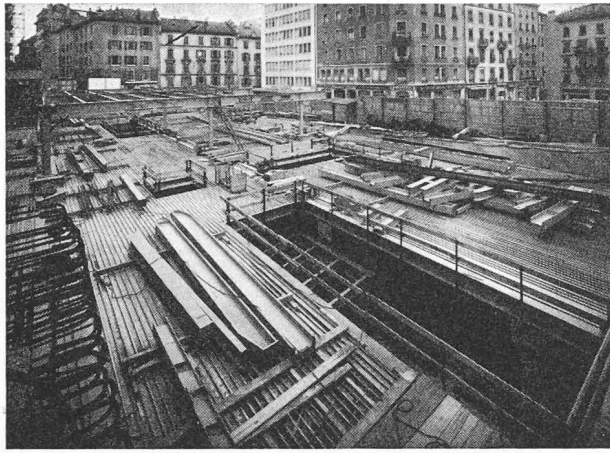


Fig. 24. — Vue générale d'un plancher.
Photo Boissonnas, Genève.

l'amiante servant d'isolation phonique et de protection antifeu, opération impossible avec la tôle ondulée (fig. 25).

8.6.2 Essais

N'ayant pu obtenir des procès-verbaux d'essais officiels, nous avons procédé nous-mêmes à des essais de charges statiques de dalles.

Vu les premiers résultats favorables, nous avons demandé au fournisseur de faire procéder, au LFEM à Dübendorf, à des essais statiques, puis dynamiques, de dalles Holorib de 10 cm avec des nervures de 5,08 cm et une tôle épaisse de 0,91 mm. Ces dalles reposaient sur toute leur longueur au moment du bétonnage.

Lors de l'essai dynamique, qui a duré 33 jours, la dalle, d'une portée de 1,98 m, soumise en deux points équidistants de 0,48 m à des charges égales variant entre 150 kg et 500 kg, puis 720, 960, 1200, 1440, 1680 kg, à 2 millions de pulsations pour une même amplitude de variation de charge, par un appareil Amsler à la cadence de 260 pulsations à la minute, a subi sans dommage 11 815 000 applications de charges avec des déformations atteignant 9 mm. Mais après quelques pulsations sous la double charge de 1680 kg un décollement du béton, s'étendant sur toute la longueur entre le point d'application d'une des charges et l'appui voisin, a provoqué une rupture brusque de la plaque.

8.6.3 Calcul du plancher Holorib

Il faut tout d'abord contrôler la résistance de la tôle soumise au poids du béton lors de la mise en place de celui-ci. Il n'est pas nécessaire de calculer la plaque en profil à parois minces, car déjà lors du bétonnage le mélange a un effet stabilisant sur le voilement de la nervure.

Il faut ensuite superposer à la contrainte dans ce premier stade celle provoquée, sur le profil mixte tôle-béton, par des charges permanentes ou mobiles complémentaires.

La contrainte d'adhérence du béton sur la tôle doit rester inférieure à $3,2 \text{ kg/cm}^2$.

Pour une dalle continue les tractions sur appuis seront reprises de préférence à l'aide d'un treillis en acier soudé.

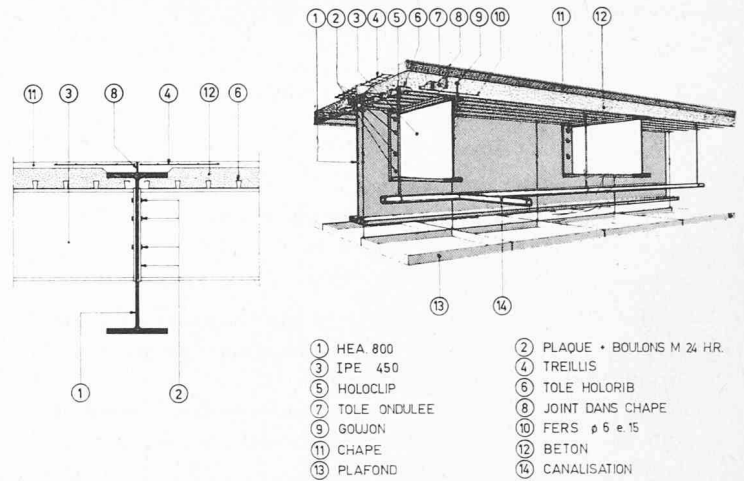


Fig. 25. — Détail de la dalle.

Pour une dalle non continue, le calcul de la flèche, qui peut être un élément déterminant du dimensionnement, doit toujours être fait.

8.6.4 Planchers des sous-sols

Les tôles ondulées prévues pour les étages n'avaient, à cause de leur mauvaise résistance aux effets dynamiques, pas été retenues pour les parkings et dépôts en sous-sols. Comme les dalles préfabriquées en béton choisies avaient le gros inconvénient de présenter de nombreux joints, nous avons été heureux de pouvoir les remplacer par les dalles Holorib.

Afin d'augmenter l'adhérence et pour obtenir une meilleure répartition transversale des charges, un treillis d'armature $\varnothing 2,2 \text{ mm}$ avec des mailles de 15 cm a été disposé sur la tôle. Un second treillis supérieur permettait l'absorption des moments négatifs de la dalle.

La zone avant des sous-sols sert donc de parking à voitures sur rampes inclinées. Ces rampes pseudo-hélicoïdales compliquaient la transmission des efforts de poussée horizontale entre le mur coulé dans le sol, le long de la rue Grenus, et la paroi intermédiaire. En effet, il n'y avait plus un plan unique comme dans la zone arrière et les efforts horizontaux, au lieu d'être transmis directement dans le plan d'un plancher, devaient passer d'un plan incliné à un autre plan incliné.

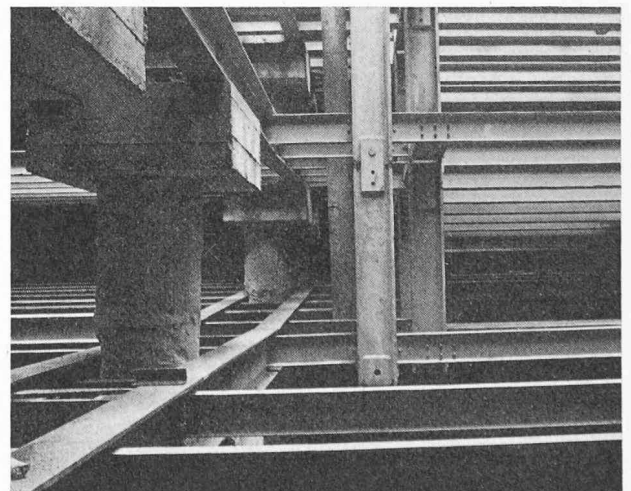


Fig. 26. — Poteaux « balanciers » aux sous-sols.

situé à un autre niveau. La transmission de ces efforts s'est faite par l'intermédiaire de poteaux verticaux, fonctionnant comme balanciers. Comme, en cours de terrassement, le nombre de cas de charge à considérer était énorme et que les sollicitations en résultant variaient tant en direction qu'en importance, il a été décidé d'intercaler dans ces poteaux des articulations. Ces articulations ont permis de diminuer les dimensions des pièces et la diminution de rigidité qui en résultait était sans importance sur l'ensemble (fig. 26).

Bien que le calcul indiquât que la charpente était suffisante pour supporter seule les charges verticales, nous avons tout de même solidarisé la dalle à cette charpente par l'intermédiaire de goujons Péco et nous pensons que le monolitisme ainsi obtenu permet de diminuer l'influence de vibrations dynamiques particulièrement sensibles sur ces plans inclinés.

Pour les premiers sous-sols, l'écartement des goujons variait, des appuis au centre, entre celui de 2 à 5 nervures des tôles, pour les parkings de 3 à 8 nervures et pour la rampe de 1 à 3 nervures, donc de 15 à 25 cm.

8.6.5 Bétonnage

L'entreprise chargée de ce travail avait installé dans ce but une grue de 90 mt en portique au-dessus de la rue Grenus. Un silo métallique de 62 m³ assurait une réserve suffisante d'agréments pour rendre le bétonnage indépendant des aléas de la circulation.

Les pieux provisoires étaient suffisants pour supporter la charge due au bétonnage de deux niveaux. Ceci permit les premiers montages d'installations avant que l'immeuble repose sur ses fondations définitives.

Le bétonnage des autres dalles n'a pu être entrepris qu'après l'exécution de celles-ci et une fois que toute la structure fut soulevée pour être mise sur ses appuis définitifs.

Le bétonnage avait tout d'abord été prévu exécuté par une grosse machine dans le genre de celle utilisée pour la construction des routes. Mais l'entreprise s'est rendu compte que, pour tenir le délai d'exécution final, il valait mieux bétonner les dalles par petites zones, au fur et à mesure de la mise en charge des poteaux métalliques.

Ce travail, commencé en mars 1966, s'est terminé en septembre.

Le béton, C.P. 300, a une granulométrie de 0 à 20 mm et sa distribution sur les planchers s'est faite à l'aide d'un monorail.

Des essais pour exécuter directement des chapes incorporées n'ont pas donné satisfaction. En effet, le talochage mécanique (hélicoptère) devait se faire jour et nuit et cette opération bruyante aurait été interdite par la police. Avec cette méthode il n'était d'autre part pas possible de régler les différences de niveau dues à des imperfections de pose de la charpente ou aux flèches suite au bétonnage des dalles.

Les rampes du parking ont été recouvertes d'une chape spéciale « Korodur », garantissant une bonne résistance à l'usure et aux chocs.

Les trous pour le passage des fils électriques et autres canalisations n'ont pas été réservés dans la dalle mais la minceur de celle-ci permet de les forer au fur et à mesure des besoins.

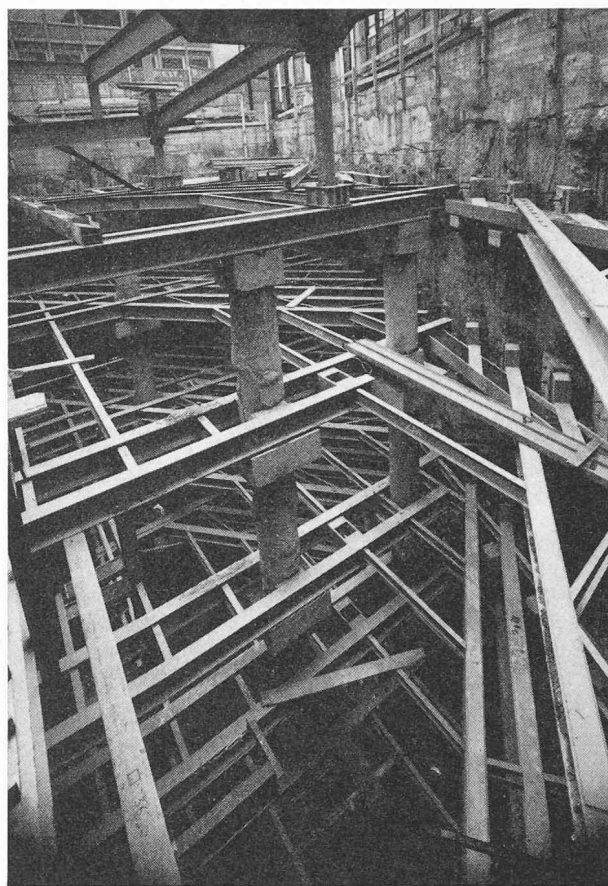


Fig. 27. — Pieux provisoires, poteaux définitifs sur appuis provisoires.

Photo Boissonnas, Genève.

8.9 Poteaux métalliques (fig. 27)

Afin de diminuer, selon le désir de l'architecte, au maximum l'encombrement des poteaux métalliques, les colonnes, espacées d'environ 12 m sur 12, ont été prévues en acier coulé et forgé plein. Il est à noter que cette solution est cependant plus chère que celle de poteaux évidés ou en forme de double T, mais son encombrement est moindre. Ces colonnes, dimensionnées avec une longueur de flambage de 4,50 m au maximum et pour une charge pouvant atteindre 1700 tonnes, présentaient un élancement assez faible et il y avait aussi intérêt à utiliser de l'acier 52. Les dimensions de ces poteaux varient de 18 à 36 cm, en fonction de la charge et de la longueur de flambage.

Prévues tout d'abord de section circulaire, des colonnes carrées se sont révélées meilleur marché, et en outre cette forme facilite les assemblages et s'insère bien dans les aménagements. Après un appel d'offres étendu, le choix s'est porté sur des barres carrées des Vereinigte Österreichische Eisen und Stahlwerke, à Linz, dans la qualité Alforg 52, recuit.

Cet acier correspond à l'acier 52-3 et offre les caractéristiques suivantes :

Limite élastique :	31 kg/mm ²
Limite de rupture à la traction :	52-64 kg/mm ²
Allongement :	23%
Résilience garantie :	à 20° vieillie, 4 kgm/cm ²
Analyse chimique :	C max. = 0,20 %
	Mn max. = 1,5 %
	P et S = 0,04 %

Un gros problème dans l'utilisation de pièces aussi massives est celui de la soudure des colonnes entre elles et aux chapiteaux. Afin d'empêcher le risque de fissuration suite à un refroidissement trop rapide, les ingénieurs ont prévu des appuis constitués par l'insertion de plaques rectangulaires placées entre deux colonnes et l'appui des chapiteaux se faisant par simple contact sur les parties de ces plaques débordant la section du poteau (fig. 28). Ce mode de faire a aussi l'avantage d'éliminer les flexions secondaires. Il est à noter cependant que la soudure de ces plaques aux poteaux a présenté de grandes difficultés, du fait de la diffusion très rapide de la chaleur dans la pièce massive, et il a été souvent nécessaire de recourir au chauffage au chalumeau simultanément à l'opération de soudure, faite à l'aide d'électrodes S.C.W. 32 (fig. 29).

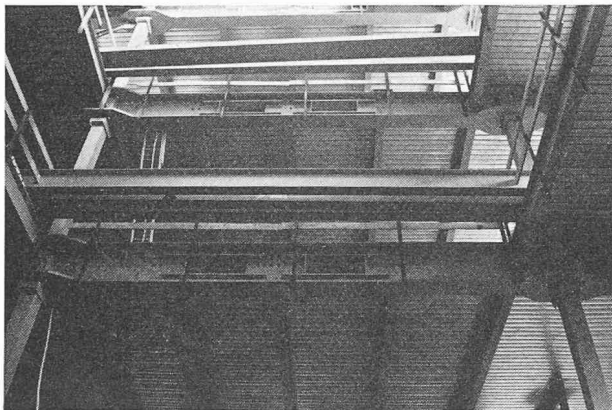


Fig. 28. — Charpente des étages, chapiteaux et passage de gaines.

9. Mise en charge horizontale

La soumission initiale prévoyait l'utilisation de 400 vérins hydrauliques de 270 t, ces vérins devant être déplacés d'un étage à l'autre, au fur et à mesure de la construction. Afin de permettre une exécution plus rapide, nous avons admis, sur proposition du constructeur, l'emploi de vérins Freyssinet allongés, non récupérables et placés entre la paroi d'enceinte et les filières métalliques. Cette décision a permis une diminution du coût par tonne de mise en charge, une meilleure répartition de la charge horizontale sur le mur d'enceinte et des simplifications constructives de la charpente. La possibilité de garder des vérins en pression pendant toute la durée du chantier a permis de s'adapter aux variations de poussée dans les étais. En effet, ces étais d'une grande longueur étaient soumis à des variations de température sensibles et nous avons dû contrôler d'une façon permanente la température à l'aide d'un thermomètre à contact et ainsi les influences des variations de longueur des étais ont pu être compensées en gonflant plus ou moins les vérins (fig. 30).

Cette mesure était nécessaire pour diminuer le risque de tassement des immeubles voisins. En effet, le raccourcissement des étais amènerait immédiatement un déplacement des murs d'enceinte vers l'intérieur de la fouille et il en résulterait un abaissement du terrain voisin au niveau des fondations. En effet, ce terrain gorgé d'eau se comporte un peu comme un corps plastique de volume constant.

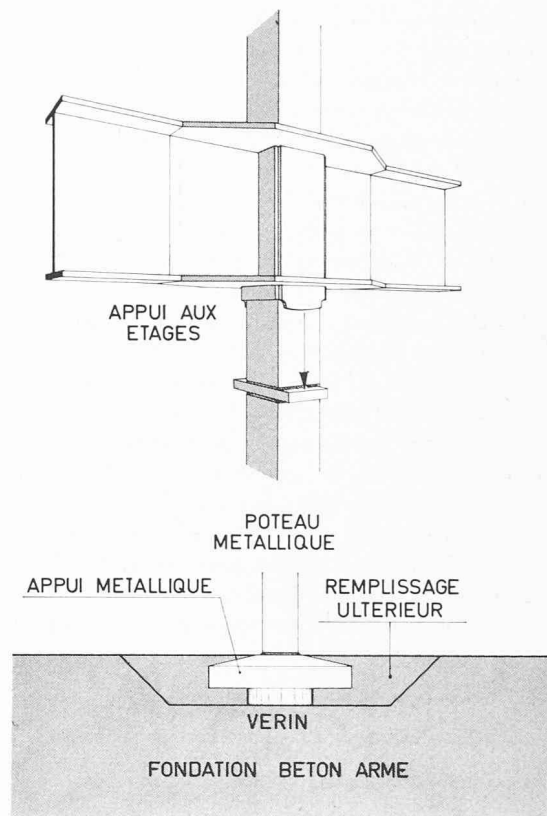


Fig. 29. — Détail d'un poteau métallique.

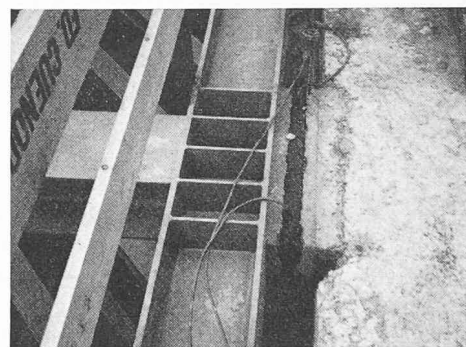


Fig. 30. — Vérin allongé.

Nombre de vérins :

36 × 40 t	89 × 150 t
52 × 60 t	344 × 190 t
321 × 90 t	171 × 245 t
339 × 130 t	84 × 330 t
Total : 1436 vérins (fig. 31)	

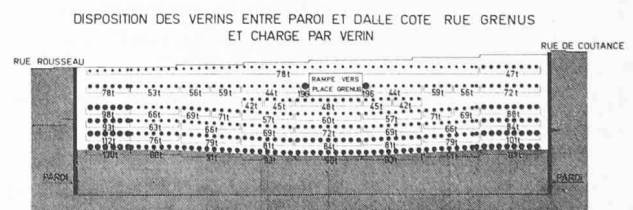


Fig. 31. — Paroi dans le sol, côté rue Grenus ; fonction des vérins.

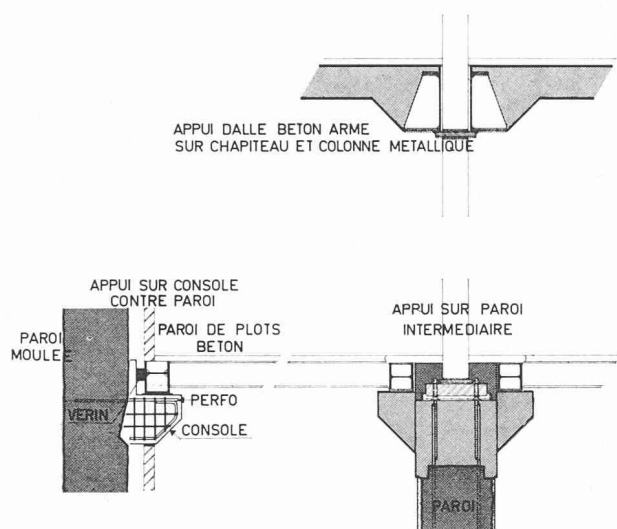


Fig. 32. — Appuis de la charpente.

10. Appuis de la charpente sur les parois

Des consoles en béton armé ont assuré l'appui de la charpente. Pour ces consoles, la paroi était piquée sur 10 cm de profondeur, de façon à assurer leur assise. Des ancrages « Perfo » en acier Box Ultra de 28 mm et $\varnothing$ 25 mm à fond de filet, charge de rupture de l'acier 28 t (fig. 32 et 33), scellés sur 80 cm, garantissaient l'encastrement.

Une partie de ces ancrages a été testée à 26 tonnes, alors que le mortier de scellement en C.P. normal était âgé de 12 jours. La profondeur de scellement était de 65 cm, le diamètre du forage de 40 mm. Les barres, enfoncées à la masse ou au marteau pneumatique, ont toutes résisté ; le déplacement était de 1 mm environ au boulon.

Afin d'accélérer l'avancement, un certain nombre de ces scellements furent scellés au ciment fondu Lafarge.

11. Parc à voitures

Le projet initial prévoyait que le parcage se ferait sur cinq sous-sols horizontaux reliés par une rampe hélicoïdale. La Société Général Parking, à Genève, a fait des contrepropositions au maître de l'ouvrage et à ses mandataires pour la construction d'un parc sur rampes inclinées, selon le système Binot (fig. 34).

Dans ce système, le parcage se fait sur deux rampes

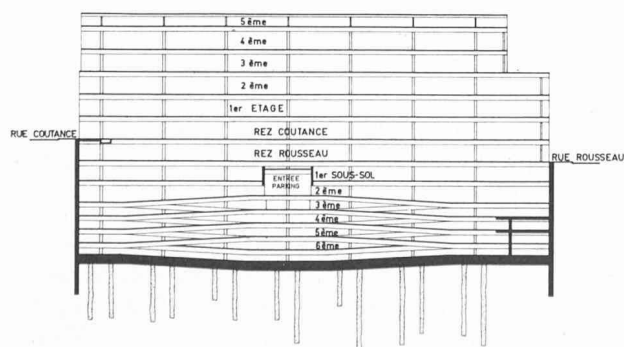


Fig. 34. — Coupe longitudinale.

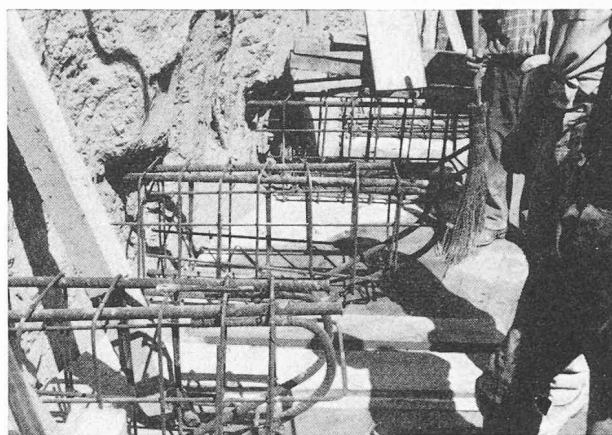


Fig. 33. — Armatures des consoles.

en spirale inclinées à 5,4 %. Les voitures descendent par une rampe et se garent dès qu'elles ont trouvé une place libre. L'occupation des places étant contrôlée par des cellules photo-électriques, une signalisation lumineuse indique si des places sont disponibles sur la rampe de montée. Dès qu'un automobiliste voit cette signalisation, il peut interrompre sa descente et court-circuiter sur la rampe de montée pour s'y garer, évitant ainsi de descendre trop profondément (fig. 35).

Initialement on prévoyait 312 voitures, nécessitant chacune 38,5 m², et le coût de la place s'élevait à Fr. 22 500.—. Avec le système choisi, le nombre de places était augmenté à 342, de 32,0 m² chacune et coûtant Fr. 17 600.—. Lors de l'aménagement définitif, le nombre de places a été réduit au profit des installations techniques.

Il a été tenu compte dans cette comparaison de la place supplémentaire offerte aux citernes à mazout, sinon le coût d'une place se serait élevé à Fr. 19 000.—.

Il est à noter que les cases prévues dans le premier cas avaient une largeur de 2,30 m et une longueur de 6,50 m, alors que ces dimensions n'étaient, dans le second cas, que de 2,22 m et de 4,50 m à 5,00 m.

Dans le premier cas, le gabarit libre était de 2,40 m et de 2,10 m dans le second. D'autre part, les rampes inclinées excluaient l'utilisation de ces locaux comme entrepôts.

Malgré les complications de la structure, dues à la présence de ces rampes inclinées, l'avancement des travaux ne fut que peu retardé par le changement d'aménagements.

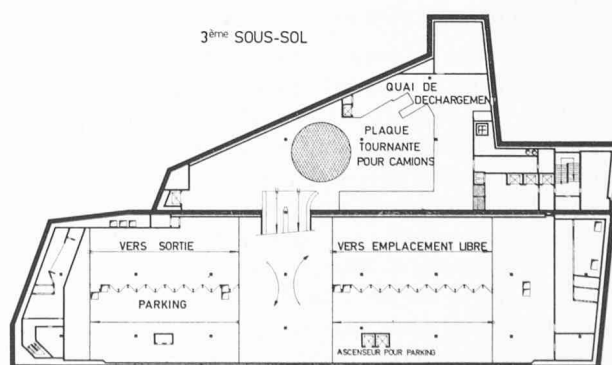


Fig. 35. — Aménagement du troisième sous-sol.

Aucune protection contre le feu n'a été prévue, si ce n'est que l'isolation thermique entre le garage et les magasins, exécutée en amiante projetée, pourrait fonctionner comme arrêt du feu.

Cette protection a été jugée inutile, vu le peu de matières inflammables. En effet, si l'on admet que chacune des 342 voitures contient 60 litres d'essence (huile et tissus étant comptés comme de l'essence), on obtient un dégagement maximum de chaleur de $342 \times 60 \text{ litres} \times 8500 \text{ kcal/litre} = 174\,420\,000 \text{ kcalories}$.

La charge unitaire est de $16\,000 \text{ kcal/m}^2$. Comme le bois a une chaleur spécifique de 4400 kcal/kg , cette charge correspond à $3,6 \text{ kg}$ de bois par m^2 , ce qui est bien au-dessous de 20 kg de bois par m^2 , limite au-dessus de laquelle une protection des constructions en acier contre le feu est nécessaire.

Cependant un dispositif de protection contre le feu par buses de projection de brouillard d'eau, système « Grinnell », à raison de une par 12 m^2 , a été installé. Pour les locaux craignant l'eau, il a été prévu une installation sèche de détection « Cerberus ».

12. Rampe Grenus

La construction de cette rampe sur le domaine public ne fut possible que grâce à une convention passée le 9 octobre 1962 avec la Ville de Genève et dans laquelle il était stipulé, en particulier, qu'elle devait permettre l'accès à un autre garage public sous la place Grenus. Dans ce but, les murs ont été remplacés à la partie inférieure par un rideau de palplanches qui, une fois enlevé, permettra cet accès.

La surface de roulement, inclinée à 16% , est recouverte d'une chape fortement striée et un réseau de fils chauffants assure, en hiver, la fonte de la neige et de la glace. Il est à noter qu'afin de diminuer au maximum les mouvements sous la poussée transmise depuis la rue de Cornavin à travers tout l'immeuble le remblai latéral de la rampe s'est fait de la façon suivante :

Le tout-venant était amené par des camions sur le pont desquels des sacs de ciment, à raison de $1\frac{1}{2}$ par m^3 de ballast, étaient simplement vidés. La chute de l'ensemble suffisait à en assurer le mélange et de l'eau, distribuée au jet sur le remblai, permettait à la masse de faire prise. On obtenait ainsi un ensemble parfaitement indéformable et bien meilleur marché que du béton maigre.

13. Démolition des pieux

Sitôt après la première mise en charge des poteaux en acier, en mars 1966, les pieux furent coupés à leur base pour s'assurer du bon transfert des charges.

La démolition proprement dite a commencé le 6 avril. Afin d'activer cette démolition, il fut envisagé d'utiliser le procédé de découpe à l'aide de chalumeaux à poudre d'aluminium et de fer agissant à très grande température et permettant ainsi de fondre le béton.

Ce procédé ne fut pas retenu, car il s'est révélé finalement beaucoup plus cher que la démolition par les moyens traditionnels et le grand dégagement de chaleur aurait risqué d'abîmer la charpente métallique et aurait empêché de travailler dans une vaste zone.

L'offre de l'entreprise prévoyait la démolition au brise-béton ; ce procédé fut amélioré par l'utilisation de système Rock Jack. Il consiste à forer des trous ronds de 90 mm de diamètre puis à introduire dans ces trous un tube creux muni de petits pistons disposés radialement. Une pompe hydraulique chasse ces pistons qui font éclater le béton. La présence d'armatures devant être coupées au chalumeau a bien diminué les avantages de ce système, qui est resté cependant valable.

La résistance des dalles empêchant le roulage de gros engins, il fallut débiter ces 680 m de pieux en blocs de $\frac{1}{4} \text{ m}^3$ au maximum et les transporter à l'aide de clark.

14. Façades

Elles sont constituées par des panneaux préfabriqués en béton « Leca » revêtus extérieurement de marbre blanc brouillé de Carrare et de granit du Labrador disposé en bandes verticales accentuant l'effet donné par les redans. Ces plaques de marbre ont déjà été fixées en usine au béton élaboré avec des agrégats d'argile expansés.

Les panneaux préfabriqués, de 25 m^2 environ, sont fixés à l'aide de cornières à la charpente.

La façade aveugle construite en limite de propriété, côté de la rue de Cornavin, est constituée par des panneaux en béton « Leca » brut de décoffrage.

15. Conclusion

La réalisation de cette construction, due à l'initiative de commerçants avisés et audacieux, ne fut possible qu'en faisant preuve d'une certaine imagination et de beaucoup de travail et de ténacité.

Je voudrais rappeler ici la mémoire de mon associé, M. E. Aberson, décédé au début des terrassements et dont plusieurs idées originales développées ici sont le fruit de sa brillante intelligence et de son enthousiasme débordant.

J'aimerais remercier les maîtres de l'ouvrage, MM. Maus et Nordmann, de la confiance qu'ils ont eue en confiant à un jeune bureau l'étude de ce complexe intéressant. Leur ingénieur-conseil, M. R. Henauer, nous a souvent soutenu de sa vive intelligence pratique, appuyée sur une solide expérience.

M. Pierre Braillard, architecte, qui nous a proposés comme ingénieurs, doit en être aussi vivement remercié et sans sa solide lucidité, son esprit de décision, son autorité naturelle et sa force de caractère, cette réalisation n'aurait jamais vu le jour d'une façon si harmonieuse.

Ses qualités esthétiques lui ont permis de faire d'une construction aveugle un très bel immeuble, beaucoup plus ouvert que de nombreuses constructions de verre.

Mon collaborateur, M. Gérard Devaud, qui a étudié la plus grande partie de la construction métallique et en a, dans le sein du bureau, dirigé les travaux, doit être aussi vivement remercié.

Il est à noter que toutes les entreprises nous ont donné entière satisfaction dans l'exécution de ce travail délicat et que les entreprises SIF-Groutbor S.A., Ed. Cuénod S.A. et CEGAZ ont eu, tout au long des travaux, un esprit d'initiative et de collaboration vivement apprécié.

Je me plais à relever l'excellent esprit de collaboration qui a régné avec le bureau de M. P. Brillard et avec celui du consortium CEGAZ, qui a su s'adapter aux nombreux problèmes posés durant l'avancement du chantier.

J'ai eu le plaisir de constater que ce procédé entièrement nouveau de construction simultanément descendante et ascendante avait été tout de suite repris à l'étranger pour des constructions semblables, ce qui donne bien la preuve de sa valeur.

Architecte :
Ingénieurs :

Pierre Brillard, architecte SIA.
† E. Aberson et R. Epars,
ingénieurs SIA.

Ingénieur-conseil du
maître de l'ouvrage :
Exécution de l'enceinte
moulée et des pieux :
Entreprise de génie
civil :
Constructeurs
métalliques :

R. Henauer, ingénieur EPF-SIA.

SIF-Grouthor S.A., à Renens.

Ed. Cuénod S.A., à Genève.

CEGAZ, communauté des entreprises :
Giovanna Frères S.A., à Monthey.
Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey S.A.
Zwahlen et Mayr S.A., à Aigle.

BIBLIOGRAPHIE

Mémento d'emploi des règles B.A. 1960 et notes sur règles ponts et chaussées, par J. Le Covec, ingénieur des Arts et Manufactures. 2^e édition. Paris, Dunod, 1967. — Un volume 21+27 cm, XXIV - 208 pages, 118 figures 3 hors-texte. Prix : broché, 59 F.

La deuxième édition du *Mémento d'emploi des règles B.A. 1960* de Jean Le Covec vient de paraître. Depuis 1964, date de la première édition, l'Administration des ponts et chaussées a imposé pour ses travaux son propre règlement sur la conception et le calcul des ouvrages en béton armé, en remplacement de l'ancienne « Circulaire de 1934 ».

Les règles B.A. 1960 et le règlement des Ponts et Chaussées diffèrent en maints détails que le calculateur doit parfaitement connaître, ses projets pouvant relever, suivant le maître d'ouvrage, de l'un ou de l'autre.

Le présent Mémento a été développé et met en évidence ce qui rapproche comme ce qui sépare les deux règlements. Le lecteur y trouvera :

- ce qui, basé sur le B.A. 1960, est valable pour les ponts et chaussées ;
- les points divergents, grâce à de multiples renvois vers une seconde partie en pages colorées, consacrée au règlement des Ponts et Chaussées.

Il peut, de même, commencer sa consultation à partir d'un article du règlement des Ponts et Chaussées, et, au moyen des tables de correspondance et des renvois de la seconde à la première partie, découvrir tout le contexte B.A. 1960 sur le sujet qui l'occupe.

A noter que ce livre contient le cahier des charges des réservoirs et cuves en béton armé. Les prescriptions qu'il comporte, relatives aux calculs, sont également citées avec renvois à un chapitre spécial.

Le calculateur du bureau d'études trouvera de nombreuses tables numériques, abaqués et condensées, des tableaux synoptiques et des commentaires.

Un appendice, enfin, compare les unités MKFS et le système légal MKS-SI.

Les ingénieurs et techniciens spécialistes en béton armé apprécieront ce livre.

Calcul plastique des constructions. — Volume I : Structures dépendant d'un paramètre, par Ch. Massonnet, professeur à l'Université de Liège, et M. Save, professeur associé à la Faculté polytechnique de Mons. 2^e édition. Edité par le Centre belgo-luxembourgeois d'information de l'acier, Bruxelles, 1967. — Un volume 16×25 cm, xix + 547 pages, figures.

Nous attirons l'attention de nos lecteurs sur la seconde édition de l'excellent ouvrage mentionné ci-dessus (qui comporte deux volumes), consacré aux méthodes de dimensionnement des constructions basées sur leur charge plastique ultime. Ces méthodes s'appliquent essentiellement à des constructions en acier doux ;

elles peuvent cependant être utilisées, moyennant précautions, dans l'étude des constructions en béton armé et en béton précontraint.

La première partie, objet du volume cité, traite des ossatures à nœuds rigides et comporte les chapitres suivants :

1. Introduction. — 2. Flexion plastique. — 3. Calcul de la charge de ruine plastique de structures hyperstatiques simples. — 4. Méthodes générales de détermination de la charge limite. — 5. Conditions nécessaires pour le développement du moment plastique. Facteurs affectant sa valeur. — 6. Phénomènes d'instabilité. — 7. Déformations. — 8. Effets du changement de forme de la structure. — 9. Calcul des assemblages. — 10. Dimensionnement limite réalisant le poids minimum. — 11. Problèmes divers. — 12. Applications pratiques.

LES CONGRÈS

Compte rendu de la session d'études de l'Association scientifique de la précontrainte (ASP) des 13 et 14 mars 1968, à Paris

Les deux thèmes traités étaient :

- Thème I. Constructions partiellement précontraintes.
- Thème II. Protection des aciers de précontrainte.

Exposé de M. Paduart

Critères de dimensionnement de l'armature complémentaire

L'auteur examine le problème du dimensionnement de l'armature complémentaire en se plaçant à deux points de vue : le comportement à la rupture et le comportement en service.

En ce qui concerne la rupture, la méthode consistant à assimiler le béton précontraint à du béton armé sollicité par flexion composée a conduit à des résultats très satisfaisants.

En revanche, pour le comportement en service, la méthode utilisant l'état limite d'allongement conduit à de longs calculs de vérification. C'est la raison pour laquelle l'auteur propose de revenir à une méthode purement élastique en limitant la valeur fictive de la traction maximale à 1,8 fois la résistance caractéristique du béton en traction.

Exposé de M. Pappaert

L'auteur expose le programme d'essais de poutres et de tirants partiellement précontraints en cours de réalisation au Centre d'études du bâtiment de Belgique. Il est malheureusement encore trop tôt pour pouvoir donner des résultats d'essais. Les différents essais sont répartis entre les laboratoires des universités belges et ce programme d'essais montre un bon exemple de collaboration entre universités.

Exposé de M. Lacroix

Poutrelles à fils adhérents de moyenne portée

L'auteur souligne que la tendance actuelle en France est d'éviter les talons pour avoir une forme de poutrelle la plus simple possible et d'éviter également les hourdis coulés sur place.