

Les problèmes de génie civil

Autor(en): **Favre, R.**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **97 (1971)**

Heft 13: **SIA spécial, no 3, 1971: 72e assemblée générale de la SIA;
Description de la maison SIA**

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-71228>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

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

Les problèmes de génie civil

par R. FAVRE, ingénieur SIA, Zurich

1. Introduction

Même si la construction d'un immeuble de douze étages avec quatre sous-sols ne représente rien d'extraordinaire de nos jours, les problèmes qui se sont posés lors du projet et de l'exécution du siège de la SIA méritent néanmoins d'être relevés. Ces points marquants ont été :

- l'exécution d'une fouille dont la profondeur atteignait 7 m sous le niveau de l'eau du Schanzengraben, à l'aide d'une paroi non étanche du type berlinoise (Rühlwand) ;
- la présence d'un nombre insoupçonné de blocs erratiques d'un volume atteignant 80 m^3 ;
- la rapidité d'exécution du gros œuvre, à savoir une année pour les sous-sols et six mois pour la superstructure malgré les conditions précaires d'accès et d'installation de chantier ;
- l'enchevêtrement avec la construction simultanée d'un autre immeuble dans la même fouille ;
- la disposition d'une isolation d'eau sans double cuvelage ;
- la reprise en sous-œuvre d'un immeuble voisin sans risques de tassement ni perte de place (fig. 3) ;
- la construction de colonnes massives en acier dans les garages ;
- la décision prise pendant les travaux de climatiser l'immeuble avec toutes les conséquences constructives dans le noyau ;
- la fabrication rationnelle des douze hourdis avec des champignons en acier.



Fig. 1. — Démolition d'un des plus gros blocs erratiques. La paroi berlinoise dut être interrompue.

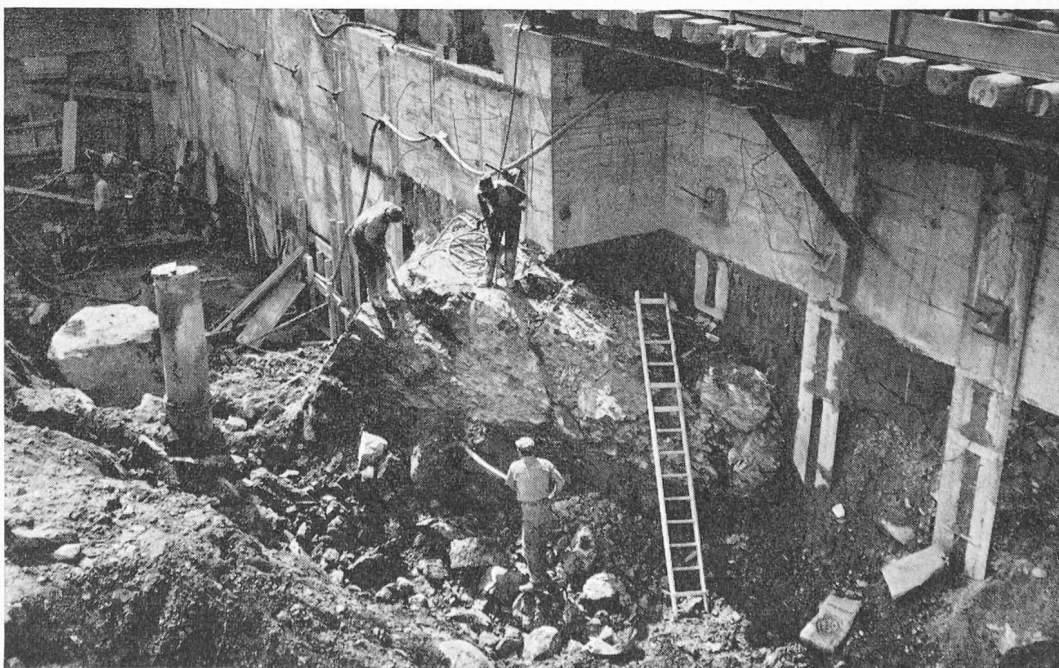


Fig. 2. — Bloc erratique dans la fouille ; têtes des ancrages supérieurs.

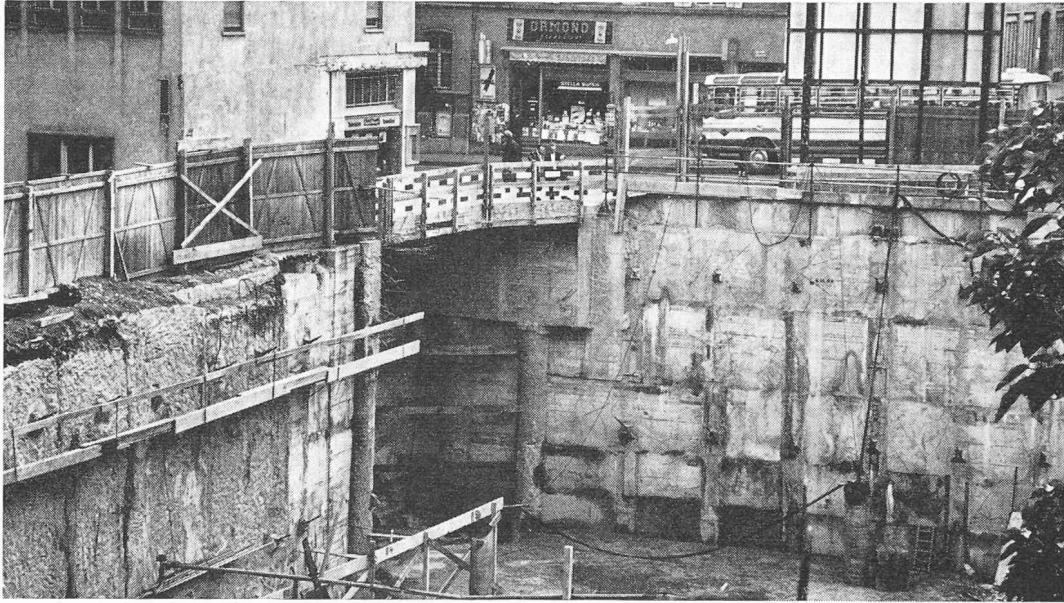


Fig. 3. — Reprise en sous-cœvre de l'immeuble Selnaustrasse 6.

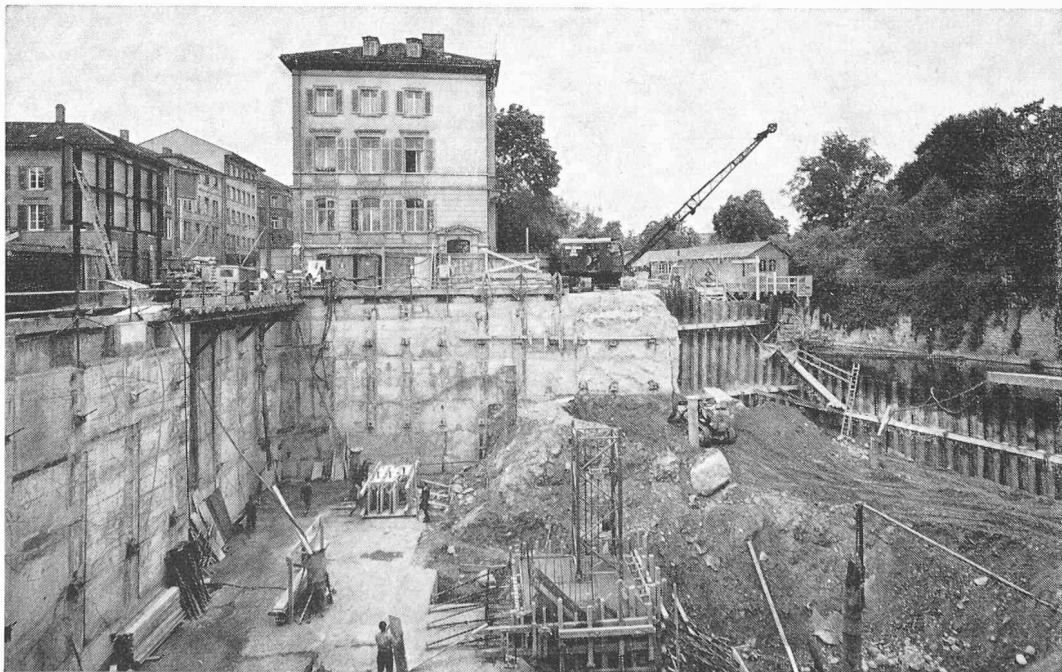


Fig. 4. — Murs d'enceinte. De gauche à droite : paroi berlinoise, paroi moulée et palplanches.

Nous allons traiter certains de ces points plus en détail.

2. Murs d'enceinte

Le sol de fondation a été exploré jusqu'à une profondeur de 30 m à l'aide de trois forages. Ceux-ci ne révélèrent à partir de 5 m que de la moraine. Celle-ci est constituée par du sable très limoneux comprenant du gravier et des blocs. La part de l'argile ne dépasse pas 10 %. Dans des tubes piézométriques, les niveaux d'eau mesurés étaient de 1 à 5 m inférieurs à ceux du Schanzengraben, ancien fossé de la ville. On pouvait en déduire que son lit devait être entièrement colmaté par des alluvions. Etant donné que la moraine est très compacte et imperméable (coefficient k selon Darcy d'environ 10^{-4} cm/sec), il ne peut pas être question de nappe phréatique à proprement parler. Il faut plutôt compter avec certains bancs ou lentilles gorgés d'eau, celle-ci pouvant être sous pression.

Sur la base de ces données, une paroi étanche fut mise en soumission. Afin de ne pas entraver le colmatage du lit du Schanzengraben, la seule solution acceptable était d'y faire un rideau de palplanches battues. La police de la construction accepta l'énorme désagrément qu'occasionne le bruit inhérent à ce mode d'exécution. Pour le reste de l'enceinte, il était prévu de descendre des palplan-

ches dans une tranchée forée. Les forages prévus de \varnothing 90 cm tous les 1,00 m auraient pu traverser des blocs erratiques éventuels.

Sur la base de variantes d'exécution meilleur marché à l'aide de parois moulées et encouragées par l'optimisme de plusieurs maisons spécialisées, le maître de l'œuvre se décida pour l'exécution d'une paroi ELSE de 45 cm d'épaisseur. Malheureusement il fallut bientôt se rendre à l'évidence qu'il n'était pas possible de trépaner partout les nombreux gros blocs erratiques rencontrés. Malgré la bentonite, les bords de fouille et les murs de guidage s'éboulaient par endroit. Des sondages de petit calibre effectués systématiquement dans l'axe de la paroi à construire permirent de reconnaître l'ampleur des blocs erratiques¹ de sorte qu'il fallut renoncer à poursuivre l'exécution de la paroi moulée. Par bonheur la partie déjà exécutée se trouvait voisine du Schanzengraben, car on pouvait admettre ainsi pour la partie restante qu'il y aurait moins de venues d'eau à craindre. C'est la raison pour laquelle l'on se décida de forer tous les 2,30 m des trous de \varnothing 90 cm avec la machine Bénoto, d'y introduire des poutrelles I et de bétonner la paroi entre deux par reprise en sous-œuvre selon la méthode berlinoise au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation. Afin d'éviter le danger de venues d'eau, on exécuta au préalable des puits filtrants (fig. 4 à 6).

¹ Voir figure 6.

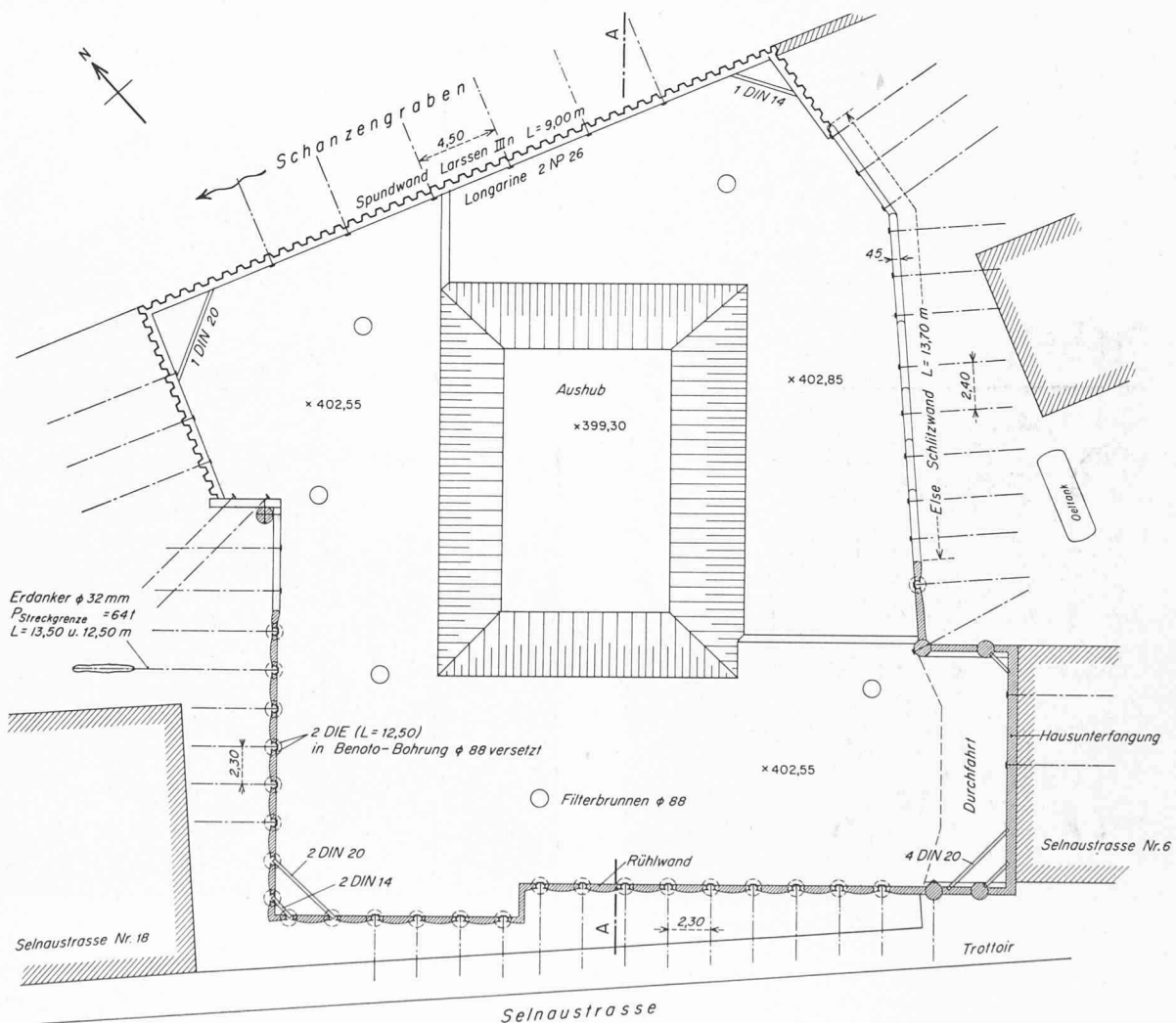


Fig. 5. — Murs d'enceinte, vue en plan (échelle 1:400).

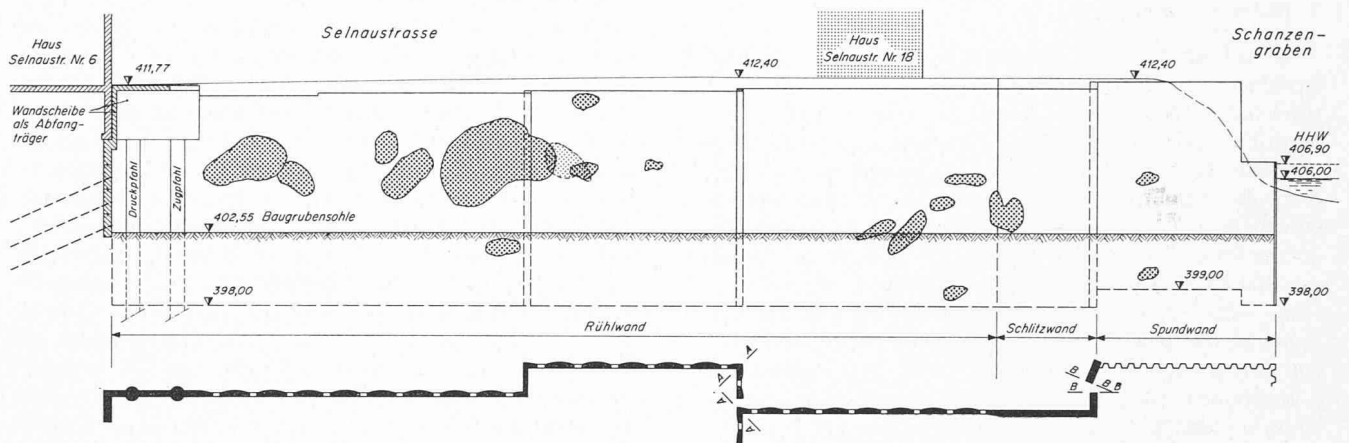


Fig. 6. — Murs d'enceinte, développement avec blocs erratiques.

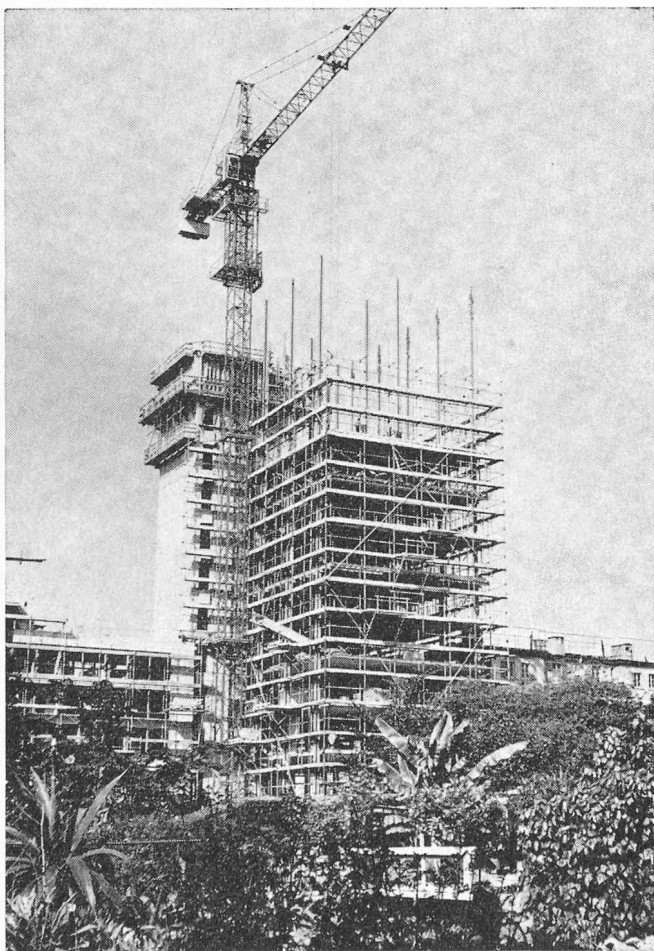


Fig. 7. — Construction de l'immeuble-tour. Les poteaux métalliques sont posés par éléments de 14 m.

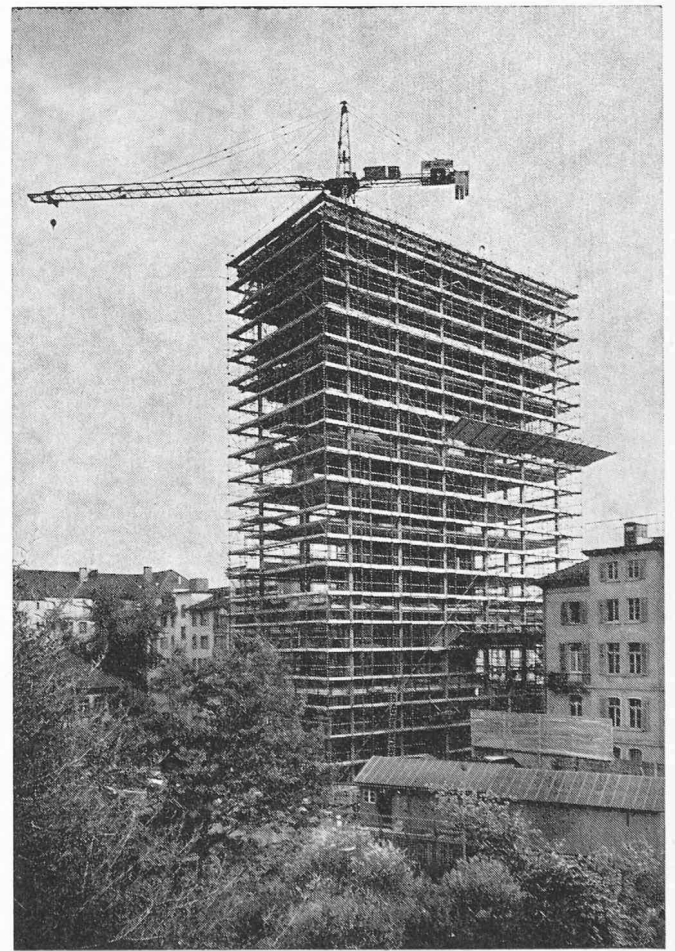


Fig. 8. — Vue du gros œuvre de l'immeuble.

Les forages $\varnothing 88$ cm à travers les blocs erratiques s'effectuèrent étonnamment facilement. Le tubage empêchait tout éboulement lors de l'avancement au trépan ou à l'explosif. Le grand poids de la machine Bénoto qui se reportait sur le tube lors du forage, facilitait la traversée des rochers. Dans la fouille, les blocs furent écartelés hydrauliquement par des « rock-jack » introduits dans des forages (fig.1).

3. Ancrages

La pression des terres de 4 t/m^2 en moyenne sur les parois de fouille fut reprise par des ancrages en terrain meuble du système Bauer. Ceux-ci étaient placés environ tous les 2,30 m sur deux hauteurs. L'acier de précontrainte est constitué par des tiges $\varnothing 32$ mm de la qualité 8,0/10,5 t/cm^2 (limite d'écoulement resp. de rupture). Le choix des forces d'ancrage a été étudié très soigneusement spécialement du fait qu'il fallait éviter tout tassement dans les immeubles voisins et dans la rue très fréquentée de la Selnau.

Etant donné qu'il n'existe pas de normes suisses pour le calcul des ancrages, l'on prit soin de définir exactement les forces nécessaires dans le libellé de soumission. Il est en effet extrêmement dangereux de laisser le soin à l'entreprise soumissionnaire de choisir elle-même les coefficients de sécurité. Sous l'effet de la concurrence, les ancrages offerts par les maisons spécialisées sont malheureusement souvent dimensionnés de telle sorte qu'on applique l'article 5.10 des normes SIA 162 (qui se rapporte à l'acier de précontrainte) aux efforts indiqués par l'ingénieur, c'est-à-dire qu'on définit les forces admissibles des ancrages à 70 % de la valeur de rupture resp. à 85 % de celle d'écoulement. Il en résulte des sécurités insuffisantes de $\frac{1}{0,7} = 1,4$ par rapport à la rupture resp. de $\frac{1}{0,85} = 1,2$ selon l'interprétation germanique.

Il est évident que des ancrages doivent comprendre au moins la même sécurité de 1,8 que d'autres parties de construction, ceci d'autant plus que les hypothèses de calcul sont beaucoup plus incertaines que dans le béton armé ou la construction métallique.

Si des ancrages n'ont pas un caractère provisoire, ils devraient même comprendre une sécurité de 2,5. Il est connu que beaucoup de dégâts se sont produits ces dernières années spécialement dans des bâtiments voisins de fouilles ancrées

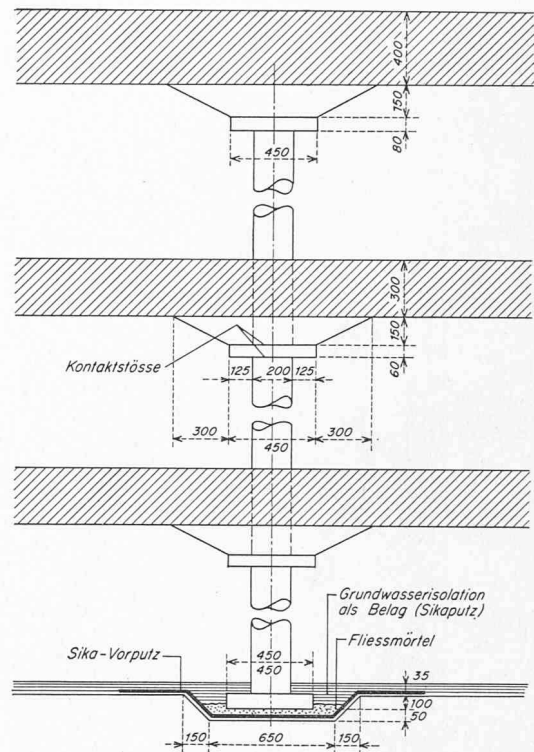


Fig. 9. — Détail des colonnes en acier dans les trois sous-sols.

par suite de mouvements des parois spécialement en hiver (gel !) et par suite de longueurs et grandeurs d'ancrage insuffisantes.

Ainsi les ancrages ont été dimensionnés sur la base des règles suivantes :

1. Introduction d'un facteur relatif aux charges $S_1 = 1,4$ en divisant la valeur moyenne de l'angle de frottement interne du sol par 1,4.
2. A partir de cet angle réduit $\varphi' = \frac{\varphi}{1,4}$, calcul de la poussée active sur la paroi. L'acier de précontrainte des tirants doit avoir une sécurité de 1,4 par rapport à la rupture, resp. 1,2 par rapport à sa limite d'écoulement (facteur S_2 relatif à la section).
3. La zone d'ancrage doit avoir au moins les mêmes sécurités que l'acier des tirants.

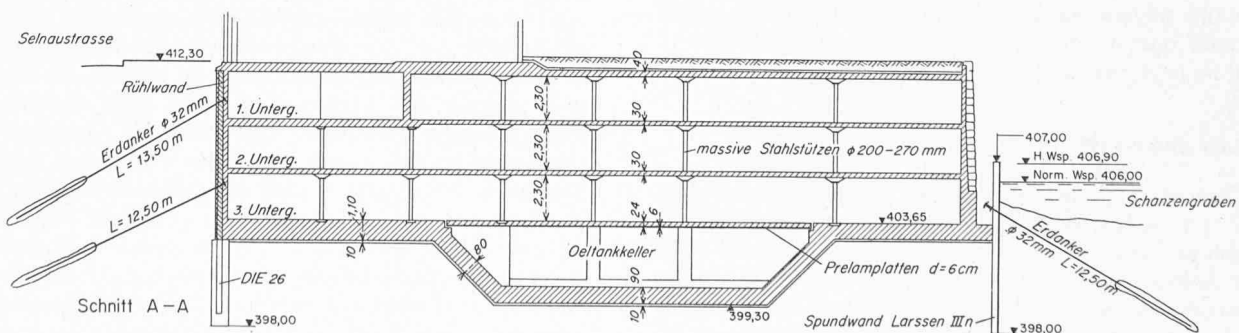


Fig. 10. — Coupe A-A (fig. 5.) à travers les sous-sols.

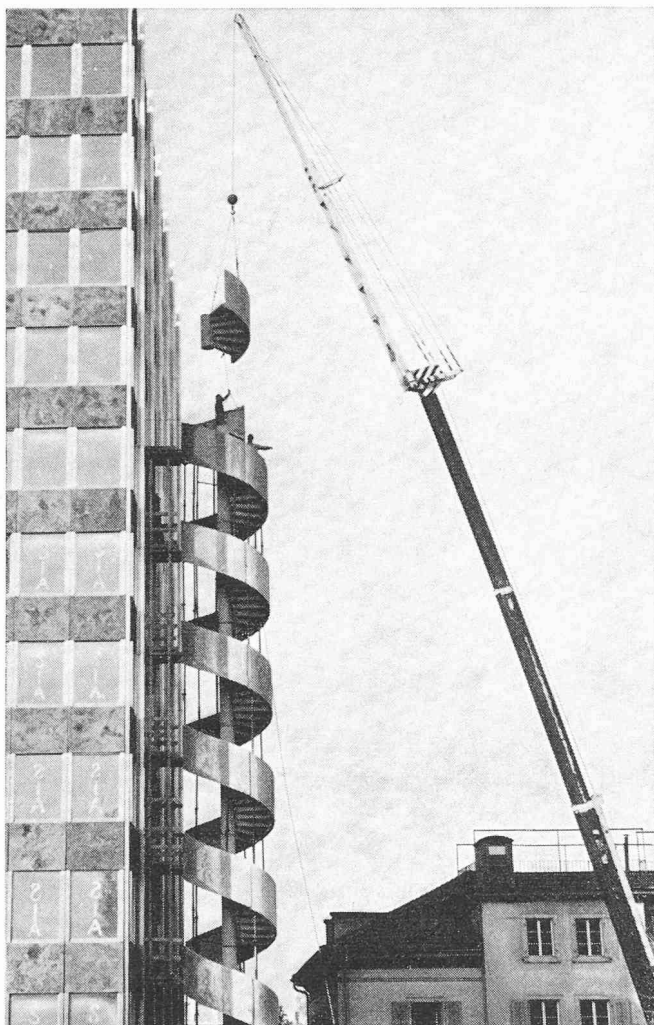


Fig. 11. — Montage des éléments préfabriqués de l'escalier de secours.

4. Le comportement des ancrages doit être contrôlé à l'aide de diagrammes tension - allongement. Pour cela, il faut tendre les ancrages jusqu'à la limite théorique d'écoulement, les relâcher jusqu'à 10 t et les retendre jusqu'à la charge d'emploi = $\frac{\text{charge d'écoulement}}{1,2}$.

L'hystérésis qui en résulte par suite du glissement de la zone d'ancrage ne doit pas dépasser 6 mm et la ligne tension - allongement doit être rectiligne lors de la deuxième mise en tension de 10 t à la charge d'emploi (l'ancrage ne glisse plus).

Avec la charge d'emploi ainsi définie, la paroi est pressée avec une poussée au repos (Ruhedruck) contre le terrain, de sorte que la poussée active ne peut pas se former et qu'il ne peut pas en résulter de mouvements.

4. Les sous-sols

L'ingénieur se trouve toujours à nouveau confronté avec le problème de l'isolation contre l'eau. La méthode la plus sûre consiste en un double cuvelage avec une isolation élastique constituée par plusieurs couches de bandes bitumineuses. Aujourd'hui on a tendance à remplacer ces bandes par une seule feuille de plastic ce qui nécessite un soin particulier des coutures. Une solution radicalement meilleure marché (dans notre cas environ Fr. 200 000.—)

est représentée par l'application (sans double cuvelage) d'une isolation rigide sur le bord supérieur du sol, resp. sur la surface intérieure des murs de cave, ceci aussi tard que possible à cause des fissures de retrait. Ces enduits ont des épaisseurs de 0,5 à 3 cm selon le produit.

Une telle isolation rigide fut adoptée tout en sachant qu'au début quelques imperméabilités étaient à craindre auxquelles il était facile de remédier et qui n'avaient pas de conséquences fâcheuses selon l'emploi qu'on fait des sous-sols (p. ex. garages). Dans le cas de l'immeuble de la SIA, il n'y a eu que très peu d'infiltrations, de sorte que l'économie s'est avérée payante.

La dalle de fondation doit répartir les charges sur le sol. Puisque le poids de la terre excavée était sensiblement égal aux charges de l'immeuble et que la moraine était très compacte, il n'y avait pas de tassements à craindre. Les épaisseurs choisies sont de 1,10 m sous l'immeuble et de 0,80 m sous les garages. Lors du choix du taux d'armature il faut veiller, là où la présence de cloisons rapprochées dans la cave réduit notablement les moments de flexion, à mettre néanmoins un taux min. de 0,12 %, et sur la face inférieure et supérieure de la dalle. Sinon on risque des fissures isolées et larges par suite de l'état de tension propre (retrait et température) ce qui nuirait entre autres à l'isolation.

Les piliers dans les garages sont formés de colonnes massives en acier d'un diamètre de \varnothing 20 à 27 cm. Pour une charge inflammable nominale de 15 à 30 kg/cm² la résistance au feu atteint et dépasse les 60 min. requises par l'assurance contre le feu, de sorte que ces colonnes peuvent rester sans protection. Les charges des dalles se reportent par l'intermédiaire d'un petit champignon en béton sur une plaque d'acier de 6 à 8 cm d'épaisseur posée directement sur la tête de la colonne. Les charges se transmettent à celle-ci uniquement par contact, la petite soudure de 5 mm ne servant qu'au montage. Comme la surface rabotée en tête et au pied d'une colonne n'est jamais exactement perpendiculaire à celle-ci, il faut éliminer cette imprécision en tournant les colonnes lors du montage jusqu'à ce que ces imprécisions soient compensées dans chaque étage. Il fut ainsi possible de ne pas sortir de plus de 10 mm de l'aplomb (fig. 9 et 10).

5. L'immeuble-tour

La tour de 40 m de hauteur est raidie par un noyau en béton de 8 x 8 m, dans lequel se trouvent escaliers, ascenseurs, puits d'installation, etc. Ce noyau doit reprendre tous les efforts horizontaux dus au vent et aux secousses sismiques. Comme il est disposé en plan de manière excentrique, il doit reprendre non seulement de grands efforts de flexion, mais également de torsion. Les piliers en acier sont relativement souples et ne reprennent que des efforts verticaux. Afin d'en protéger les parties qui sortent de la façade du rayonnement direct du soleil et des dilata-tions diurnes qui s'ensuivraient, elles sont recouvertes d'une isolation thermique. Les parties à l'intérieur de l'immeuble sont également protégées à cause du danger d'incendie. A l'origine il avait été prévu de bétonner les douze hourdis les uns sur les autres sur la dalle supérieure de la cave et de les hisser à l'aide de vérins hydrauliques selon un procédé analogue au « lift-slab ». Malheureusement ce mode élégant d'exécution s'est heurté finalement à plusieurs obstacles le renchérissant. Il aurait fallu placer, par suite des prescriptions de sécurité, un échafaudage complet autour du bâtiment comme pour une exécution

traditionnelle. D'autre part, les agrégats de levage n'étaient pas disponibles au moment voulu par suite de la reprise de ce procédé par une autre firme avec d'autres engagements. Malgré l'abandon de ce mode d'exécution, nous sommes toujours convaincus de l'avenir prometteur d'un tel procédé économisant de la main-d'œuvre comme le montre actuellement, p. ex., la construction par une grande entreprise allemande de l'immeuble BMW à Munich.

Les dalles épaisses de 20 cm ont été armées pour supporter des surcharges de 500 kg/m² (y compris les galandages). Afin de réduire les flèches et de pouvoir disposer un grand nombre d'ouvertures pour les installations au voisinage des piliers, on a disposé des champignons métalliques. La disposition de l'armature a été simplifiée au maximum afin de faciliter un avancement d'un étage par semaine. Les poteaux métalliques ont été livrés, par l'atelier de construction, par éléments atteignant 14 m (ce qui correspond à quatre étages), placés avec la grue de chantier et soudés. Afin de pouvoir travailler sans encombre avec la grue entre ces piliers, les champignons ont été enfilés, étage par étage, le long des poteaux et fixés à l'aide de plaques boulonnées (fig. 7 et 8).

L'escalier de secours qui selon les prescriptions en vigueur à Zurich doit être aménagé à l'extérieur du bâtiment est construit, pour des raisons d'architecture, non pas en acier mais en béton. Grâce à une solution simple en préfabriqué, le coût a néanmoins pu être maintenu modique (Fr. 85 000.—). Pour cela, chaque hauteur d'étage a été divisée en trois éléments d'environ 2 tonnes qui étaient composés par les marches, le parapet et le pilier.

Ces éléments ont été rendus monolithiques par jointage et raccrochés à l'immeuble par des paliers préfabriqués articulés (fig. 11 et 12).

— Travaux d'ingénieur :

Schalcher et Favre, ingénieurs SIA, Zurich, précédemment Soutter et Schalcher, collaborateur R. Rümmele.

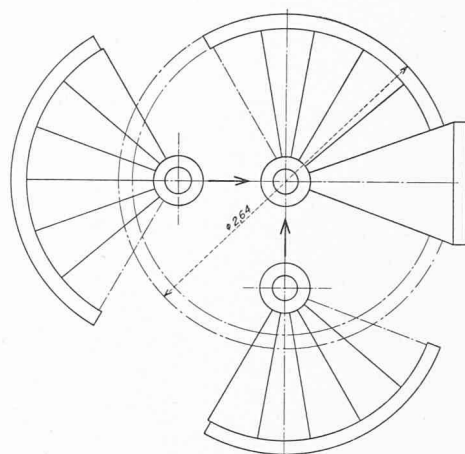


Fig. 12. — Vue en plan des trois éléments préfabriqués constituant une hauteur d'étage de l'escalier.

- Assistance géologique : VAW, Zurich.
- Terrassements : Suter et Leemann, Zurich.
- Construction métallique : Conrad Zschokke S.A., Döttingen.
- Gros œuvre : S.A. H. Hatt Haller, Zurich.
Sous-traitants :
Losinger et Cie, Berne (paroi moulée)
Fietz et Leuthold, Zurich (palplanches)
- Escalier de secours : Ed. Zublin et Cie, Zurich.

Adresse de l'auteur :
R. Favre
Witikonstrasse 295
8053 Zurich

Fenêtres et façades

par HANS FAUSCH, des usines Ego S. A., Volketswil

Acier au chrome-nickel

L'utilisation de l'acier au chrome-nickel pour les travaux de construction, plus précisément pour les façades, est facile à concevoir. Les agressions subies par la façade d'une maison-tour, l'atmosphère de plus en plus nuisible des grandes villes, mettent particulièrement en évidence les caractéristiques éminentes de l'acier au chrome-nickel. Le brillant métallique, noble et inaltérable, ainsi que la capacité de réfléchir la lumière, donnent à ce matériau une force expressive particulière, spécialement souhaitable en architecture. Le fini de la surface, traitée par laminage à froid ou par polissage plus ou moins fin, permet d'obtenir des effets variés.

Fenêtres et façades

L'élaboration des fenêtres et des façades est due à la collaboration des usines Ego S.A., Alstätten, et Franke S.A., Aarbourg. Grâce à la grande expérience des deux entreprises, les matériaux ont pu être employés et mis en valeur judicieusement.

On voit d'après les détails ci-après que les éléments de contre-cœur (plus de 500) ont été fixés à une construction tubulaire métallique montée au préalable. La partie portante de la fenêtre est en bois de sapin; celui-ci est recouvert à l'extérieur de profilés en acier chromé formant cadre; on a évidemment tenu compte des dilatations thermiques variables suivant les matériaux.