

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 84 (1966)
Heft: 1

Artikel: Contribution à l'étude des silos à ballast de grandes dimensions
Autor: Dubas, Ch.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-68804>

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: 14.03.2025

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

Par **Ch. Dubas**, Ing. civil dipl. E. P. F., Dr. sc. techn., directeur général des Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey S. A.

Introduction

La construction de grands barrages en béton nécessite de puissantes installations de chantier, si l'on veut effectuer l'ouvrage dans des délais raisonnables et en tenant compte pour la plupart d'entre eux, dans notre pays tout au moins, des quelques mois disponibles en haute montagne, chaque année.

Tant en Suisse qu'à l'étranger, on sait que de graves accidents se sont produits aux installations de divers grands chantiers, où il faut préparer plusieurs milliers de mètres cubes de béton par jour ouvrable. Bien que de nombreux barrages aient été édifiés depuis vingt ans dans notre pays, il en reste encore certainement beaucoup à construire, surtout si l'on tient compte des accumulations par pompage qu'il faudra sans doute créer pour harmoniser la production continue des usines thermiques ou thermo-nucléaires avec la consommation, aux besoins variables¹⁾. La Suisse, placée au centre de l'Europe industrielle, devrait dès lors devenir le régulateur des pointes et des creux d'une partie importante de notre continent, d'où de nombreux barrages dans des sites pratiquement sans bassin versant et des surélévations d'ouvrages existants n'accumulant aujourd'hui que leur bassin versant. Il en sera probablement de même pour le reste des Alpes et pour d'autres régions montagneuses. Enfin, l'énergie hydro-électrique traditionnelle a devant elle un brillant avenir dans la plupart des pays en voie de développement, dont les ressources naturelles sont encore peu exploitées.

Dès lors il paraît intéressant de parler ici très brièvement de l'accident survenu le 8 octobre 1953 à l'un des silos à ballast trié du chantier de Blava, dans le Valais central, en décrivant tout d'abord les silos primitifs, puis l'accident proprement dit avec ses causes et enfin les travaux de reconstruction et de renforcement. Enfin, après un coup d'œil dans la bibliographie, il faudra bien tirer les leçons de l'accident.

Une publication au sujet des silos en général et de ceux de Blava en particulier était en préparation depuis bien longtemps; l'auteur se fait aujourd'hui un honneur et un plaisir d'en condenser les chapitres les plus importants, à l'occasion du soixante-cinquième anniversaire de son ancien maître, M. le Prof. F. Stüssi, de quatorze ans son aimé jour pour jour, avec qui il a eu le privilège de collaborer à maintes reprises, notamment dans cette difficile affaire de silos.

Les silos primitifs de Blava

Le système choisi était classique à l'époque; il paraissait avoir fait nettement ses preuves sur plus d'un chantier important et aucun doute ne subsistait au sujet de son efficacité. La pression latérale des matériaux ensilés était supportée très simplement par une série de douves verticales en bois de 10 cm d'épaisseur, boulonnées de place en place sur des cerces horizontales formées d'un fer à U. En outre, des montants verticaux maintenaient les cerces et supportaient toute la superstructure en bois, dans laquelle aboutissaient les passerelles d'amenée du ballast et où devaient courir les tapis roulants de distribution. Les montants servaient de membrures pour les contreventements, grâce aux diagonales les reliant.

Le diamètre de chacun des cinq silos était d'environ 15 m et leur hauteur, d'environ 20 m. La figure 1 montre différentes vues de la construction en montage jusqu'à la mise en service et dispense d'une description détaillée. Ajoutons simplement que l'on utilisa pour le montage un grand derrick tubulaire à triple membrure, avec mât de 50 m de hauteur. Dressé à grand-peine dans la pente, le derrick permettait, sans avoir à le riper, de mettre en place les pièces les plus lourdes, y compris les passerelles, selon étude détaillée faite auparavant sur maquette. Le plancher des silos étant à 2359 m, on imagine sans peine les difficultés d'un montage à si haute altitude, pendant l'automne et l'hiver 1952-1953.

Quant au profil adopté pour les cerces et à leur espacement, d'ailleurs variable, leur choix avait été effectué de manière classique, en utilisant la théorie de la poussée des terres. Dans un premier calcul, on s'était contenté d'appliquer la formule simple:

$$(1) \quad p_1 = \gamma h \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$$

dans laquelle γ représente la densité apparente de la matière ensilée,

¹⁾ Cf. B. Bortolotti: Quelques considérations sur l'énergie de pompage, «Bulletin technique Vevey» 1965.

h la hauteur de la masse considérée et φ l'angle d'éboulement ou de talus naturel. Pour γ et φ on avait adopté les valeurs que la plupart des manuels donnaient comme valeurs extrêmes d'un ballast, soit

$$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3 \text{ et } \varphi = 35^\circ.$$

Dans un second calcul, on avait tenu compte de la diminution de pression latérale par suite du frottement contre les parois, en admettant un angle de frottement contre les douves (en bois) égal à l'angle d'éboulement ou de talus naturel: $\varphi' = 35^\circ = \varphi$. La formule classique, que l'on trouve dans la plupart des manuels, s'écrit alors, pour un silo de forme cylindrique et de rayon r , sous la forme exponentielle suivante:

$$(2) \quad p_2 = \frac{r \gamma}{2 \operatorname{tg} \varphi'} \left[1 - e^{-\operatorname{tg}^2 (45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \operatorname{tg} \varphi' \frac{2h}{r}} \right]$$

En développant en série de Maclaurin, il est facile de constater que, pour de faibles valeurs de la hauteur h , la pression p_2 tend vers celle donnée par la formule (1). La courbe donnée par (1) est donc, au sommet du silo, la tangente de celle donnée par (2). Si h tend au contraire vers l'infini, la pression p_2 tend asymptotiquement vers:

$$(3) \quad p_3 = \frac{r \gamma}{2 \operatorname{tg} \varphi'}$$

Avec la densité apparente (poids spécifique) de 1,8 t/m³, l'angle d'éboulement $\varphi = 35^\circ$ et l'angle de frottement $\varphi' = 35^\circ$ admis primitivement, les trois formules précédentes deviennent:

$$p_1 = 0,487 787 h \quad p_2 = 9,717 08 (1 - e^{-0,050 198 9 h}) \quad p_3 = 9,72$$

avec $\log e^{-0,050 198 9 h} = -0,021 801 h$ dans la formule de p_2 .

Le calcul a été fait également avec les valeurs d'essai trouvées ultérieurement pour la composante $40 \div 120^2$ du silo accidenté dont nous reparlerons tout à l'heure, soit $\gamma = 1,59 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 45^\circ$ et $\varphi' = 30^\circ$. Il est probable que l'angle φ' est trop faible, car le ballast était simplement posé sur une douve lors de l'essai, puis la douve était inclinée jusqu'à glissement du ballast.

La figure 2 donne sous forme graphique le résultat des calculs²⁾. Elle montre bien comment la courbe des poussées selon (2) part d'abord tangentiellement à la droite de la formule (1) pour s'approcher ensuite asymptotiquement de la verticale de la formule (3). La partie supérieure de la courbe selon (2) est donc très fortement influencée par l'angle φ d'éboulement du matériau, conformément à la formule (1); ensuite cette courbe des poussées dépend de plus en plus de l'angle de frottement contre les parois, puisque la formule (3) ne contient plus que cette variable φ' pour un silo de rayon et de densité apparente (poids spécifique) donnés. On remarquera que les formules (1), (2) et (3) sont indépendantes de la hauteur réelle des silos, de sorte que le tassement des matériaux ne jouerait aucun rôle.

Disons encore un mot des contreventements, calculés à l'époque comme si le vent pouvait vraiment agir sur toute l'immense surface des silos, pourtant à demi-enterrés dans la pente, et sans tenir compte d'un effet partiel de paroi, les douves étant attachées aux cerces. Il s'ensuit que la construction primitive paraissait construite de manière à s'opposer efficacement à toutes les sollicitations auxquelles on pouvait raisonnablement s'attendre à l'époque, y compris de légères dissymétries de la masse ensilée.

L'accident du huit octobre 1953 à Blava

Le 8 octobre 1953, vers neuf heures du matin, le silo n° 1, situé au bord de la batterie des silos à ballast trié de Blava et rempli aux sept huitièmes, se déchirait et s'ouvrait d'un coup le long du montant d'extrémité côté montagne. Par l'ouverture béante le gros gravier $40 \div 120^2$ s'écoulait dans un nuage de poussière et causait des dégâts aux installations voisines. La rupture se produisit naturellement à l'endroit le plus faible, aux joints boulonnés des cerces, là où elles

²⁾ Gros gravier passant encore à travers les mailles de 120 mm, mais plus à travers celles de 40 mm.

³⁾ Exécutés sous forme de tables comme le fait M. le Prof. F. Stüssi dans les nombreux ouvrages qu'il a publiés, et surtout en matière de statique appliquée. Il va de soi que la précision des chiffres donnés pour p_1 , p_2 et p_3 ne correspond pas à une réalité physique; elle n'a de sens que pour conduire et contrôler plus facilement les opérations du calcul.

étaient attachées à l'un des poteaux d'extrémité non épaulés par une liaison aux silos voisins. On peut imaginer qu'une cerce inférieure une fois rompue, la forte sursollicitation en résultant fit sauter presque d'un coup toutes les autres (fig. 3).

Après l'accident, les déformations importantes des joints ont tout de suite montré qu'il y avait eu arrachement par fort dépassement de l'effort encore possible dans les cerces et non par suite d'un défaut de l'acier utilisé. La fragilité, cause essentielle de beaucoup d'accidents survenus à des ouvrages en métal, même boulonnés, pouvait donc être exclue d'emblée à Blava.

D'autre part, les constatations suivantes furent faites sur le silo n° 5, opposé au silo accidenté n° 1 et rempli comme lui de ballast $40 \div 120^2$, mais entièrement plein: la passerelle d'amenée du gravier avait avancé d'une bonne dizaine de centimètres; la partie supérieure du grand contreventement vertical en K, à l'extrémité libre du silo, s'était fortement déformée, la plupart des diagonales et contre-diagonales ayant flambé⁴). La tête libre du silo s'était donc déplacée latéralement, tantôt dans un sens et tantôt dans l'autre, en tournant autour de l'attache au silo voisin n° 4, formée par les contreventements frontaux. Cette constatation était confirmée par l'observation des poteaux du silo n° 5, dont les déformations étaient très irrégulières d'un poteau à l'autre, certains d'entre eux accusant à leur sommet un écart d'une à deux dizaines de centimètres, sans compter un ventre assez accentué, pour l'un ou l'autre, en particulier côté vallée.

Il s'avéra que ces signes prémonitoires s'étaient manifestés également au silo n° 1 quelques jours avant l'accident. Leur gravité avait malheureusement échappé aux personnes qui les avaient constatés, sans attirer l'attention de leurs supérieurs. De plus, on retrouva de nombreux boulons déformés et cela aussi bien dans les décombres du silo accidenté n° 1 qu'au pied des autres silos ou lors du démontage ultérieur des cerces, ainsi que des écrous séparés de leur boulon à la suite de fortes vibrations des silos, cela malgré l'interposition d'une rondelle élastique (et le contrôle du serrage après montage).

Enfin, on observa que le ballast formait un cône de déjection fortement décentré par rapport au silo n° 5, à cause de la vitesse assez élevée des tapis roulants d'amenée. Cette excentricité pouvait être accentuée de manière notable par le soutirage, qui se faisait par une ou par deux des bouches⁵) prévues à cet effet dans la dalle en béton armé supportant la carcasse des silos. Cette disposition permettait l'évacuation par deux tapis roulants et réduisait la zone morte des silos.

Au vu des constatations dont il vient d'être question, on pouvait affirmer que le silo n° 5 était à la veille de se rompre. On le vida donc avec une extrême lenteur jusqu'à la moitié, dès que les tapis roulants purent reprendre leur service. Bien que le danger paraissait moins grave, il en fut de même des autres silos, remplis de sable ou de petit gravier. Ces silos s'épaulaient en effet les uns les autres par les contreventements frontaux et aucun désordre ne pouvait être constaté.

Les causes de l'accident du huit octobre 1953 à Blava

Pour commencer on incrimina tout naturellement les joints des cerces, où la rupture s'était produite. La transmission des efforts paraissant difficile à saisir par le calcul, vu la présence des poteaux et du ballast, on procéda à un essai statique en laboratoire, à l'aide de deux tronçons de cerces dos à dos, avec leurs joints. Après avoir atteint un effort moyen dans la section nette des cerces (en UNP 14, soit 2 fois $16,4 \text{ cm}^2$) voisin de la résistance du métal, on renonça à poursuivre l'essai, faute d'une machine plus puissante (dépassant largement 100 t). L'essai prouvait en effet que le joint des cerces ne pouvait être seul la cause essentielle de l'accident. D'ailleurs, si tel avait été le cas, la remise en état et le renforcement des silos non accidentés eussent été bien faciles et peu coûteux, en soudant bout à bout les cerces intacts.

Quant à l'influence de la température, on aboutit, avec un coefficient de dilatation thermique de $0,01 \text{ }^\circ/\text{oo}$ et un module d'élasticité de 2100 t/cm^2 , à $0,210 \text{ t/cm}^2$ par 10° . En arrière-saison, avec forte insolation diurne et léger gel nocturne, une différence de $\pm 20^\circ$ est certes possible en haute montagne, mais les matériaux ensilés sont

⁴) Lors d'un autre accident à une tour de bétonnage d'un grand chantier valaisan, un journal suisse-romand des plus sérieux affirmait ce qui suit: «les causes précises de l'éclatement de la tour ne sont pas encore connues, mais on suppose qu'un 'flambage', c'est-à-dire que les poutres métalliques ont tellement chauffé par la trépidation qu'elles ont fondu et sauté...»!

⁵) Dans la bibliographie (surtout ancienne) on trouve les termes de musoirs, trappes ou registres de soutirage. On parle également des vanelles et des orifices (de la trémie ou des mamelles).

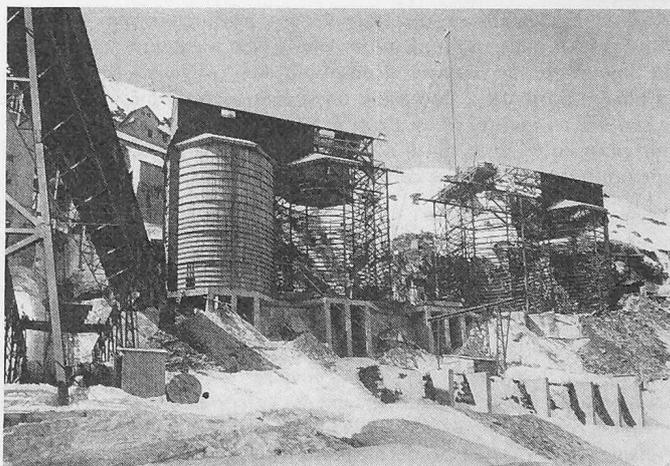
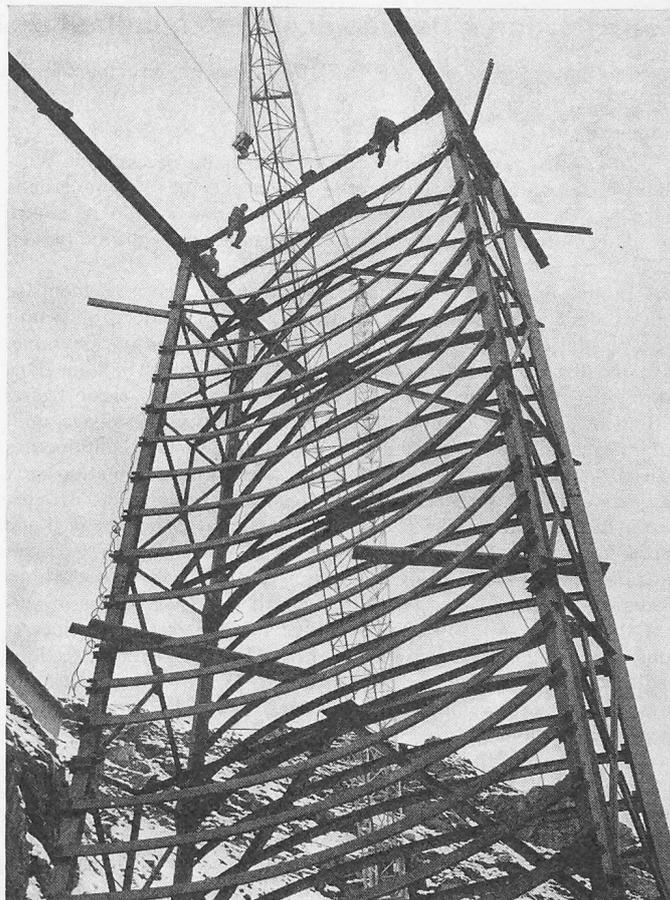
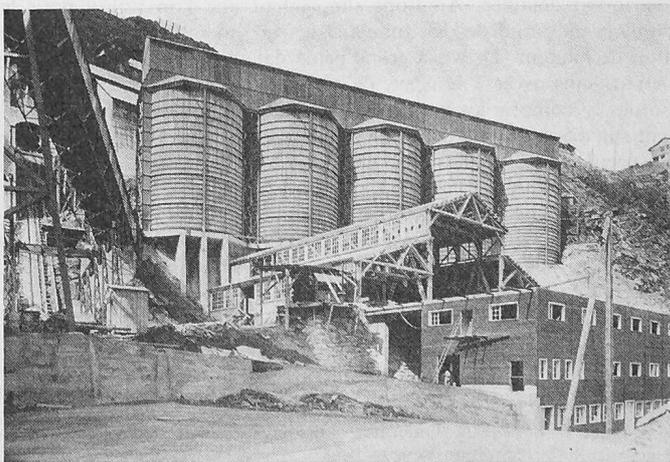


Fig. 1. Les silos primitifs de Blava en montage durant l'automne et l'hiver 1952-1953 (en haut et au milieu). Les silos primitifs de Blava prêts à entrer en service, en septembre 1953 (en bas)



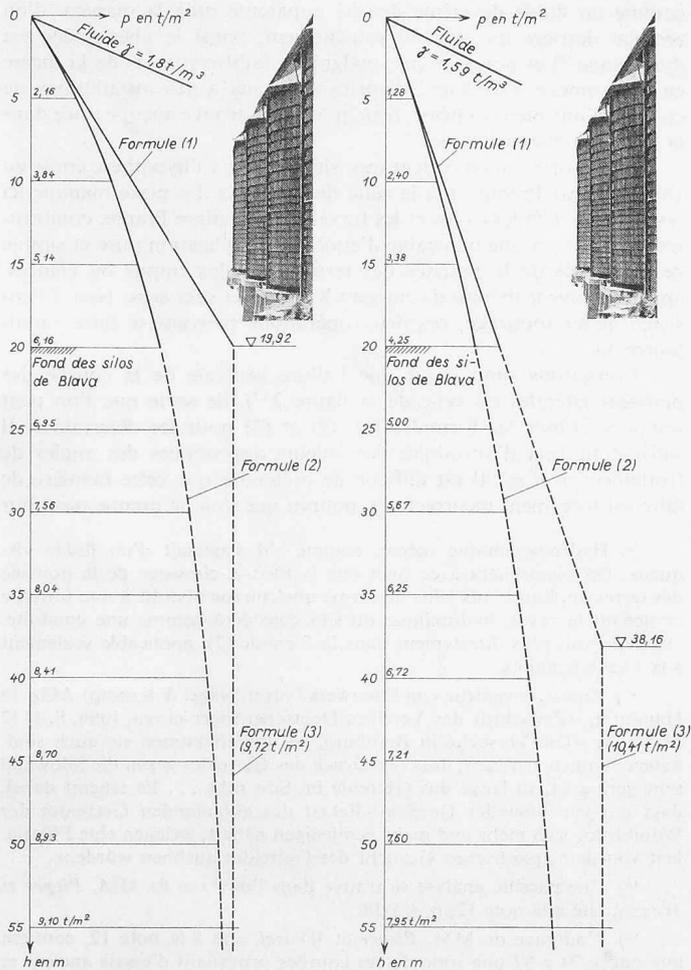


Fig. 2
 Poussées latérales calculées pour $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$, $\varphi = \varphi' = 35^\circ$ et $r = 7,56 \text{ m}$
 Poussées latérales calculées pour $\gamma = 1,59 \text{ t/m}^3$, $\varphi = 45^\circ$, $\varphi' = 30^\circ$ et $r = 7,56 \text{ m}$

compressibles, de sorte que les sollicitations dues à la température ne peuvent se développer complètement. A moitié, ce qui est beaucoup pour du gravier, on dépasse légèrement les $0,2 \text{ t/cm}^2$ de différence entre les contraintes admissibles pour le cas de charge P (charges principales seulement) et le cas de charge T (charges principales augmentées des charges complémentaires), en usage en Suisse⁹⁾. Le vent n'entrant pas en considération pour les cerces, la température ne pouvait dès lors être la cause de l'accident.

Quelqu'un imagina même que, sous l'effet du soutirage, les matériaux ensilés occuperaient le vide dû à une hausse de température des cerces, mais empêcheraient leur rétrécissement en cas de baisse; l'opération se répétant, on atteindrait fatalement un jour le plastique et la rupture, quelle que soit la construction, ce qui est démenti par les faits.

On incrimina également l'encastrement (très imparfait) des pieds des colonnes, mais cette hypothèse ne résiste pas à l'examen.

Finalement, la conclusion qui s'imposait était que, de toute vraisemblance, les matériaux ensilés ne se comportent pas au soutirage d'après les hypothèses de la poussée des terres derrière un mur de soutènement. *Au contraire, les matériaux soutirés provoquent un véritable écoulement, avec une perte très importante de frottement, tant interne que contre les parois. En poussant cette hypothèse à bout, on peut, lors du soutirage, considérer les matériaux ensilés comme un fluide⁷⁾ de poids spécifique égal au leur.* La question sera reprise tout à l'heure.

⁹⁾ Normes de la Société suisse des ingénieurs et des architectes concernant le calcul, l'exécution et l'entretien des constructions métalliques, article 23 du projet 1951, valables lors de la construction des silos de Blava, ou articles 60 et 61 de l'édition précédente.

⁷⁾ Les matériaux sortant pour ensilage de la station de lavage et de triage de Blava étaient d'ailleurs assez mouillés, surtout le sable.

Le renforcement et la reconstruction des silos de Blava

Vu les torsions et distorsions observées au silo n° 5 par suite des dissymétries d'ensilage et de soutirage, le système primitif à cerces aurait conduit à d'énormes contreventements. D'autre part, même en allant jusqu'à la limite élastique dans le métal, les cerces devenaient extrêmement serrées avec l'hypothèse très prudente d'un fluide de densité apparente égale à celle des matériaux ensilés.

Or la prudence était de rigueur, vu l'incertitude dans laquelle on se trouvait au sujet du comportement réel d'un silo à ballast trapu de grandes dimensions, à quatre bouches de soutirage et à cône d'ensilage dissymétrique, l'impossibilité de mener à chef une étude théorique avec essais sur modèle avant la campagne de bétonnage de 1954, ainsi que l'importance de l'ouvrage et les conséquences d'un nouvel accident, cette fois en pleine campagne de bétonnage, c'est-à-dire la perte d'une année complète de production et les intérêts intercalaires en décaissant.

Dès lors, il ne restait plus qu'une solution logique et économique, celle de combiner la partie de l'ouvrage résistant aux poussées latérales des matériaux ensilés avec les grands contreventements empêchant les torsions et les distorsions de tout genre. C'est alors obligatoirement le manteau en tôle raidie résistant bien dans tous les sens sans supplément de métal, mais avec un supplément de travail au montage, pour la soudure des viroles entre elles, si nous éliminons les autres modes d'assemblage. De la sorte, on pouvait utiliser à plein la construction existante, sans la toucher ni toucher à la superstructure, les poteaux existants servant de raidisseurs verticaux et les cerces, de raidisseurs horizontaux. Un nombre égal de poteaux supplémentaires, ainsi qu'un renforcement de quatre des cerces en U, à l'extérieur du manteau, permettaient d'obtenir des mailles de raidissement presque carrées d'environ 4 m de côté. Ce renforcement consistait en deux anneaux découpés dans des tôles et soudés en regard des ailes de l'U, ou en un U supplémentaire avec diaphragmes.

La figure 5 montre la manière de procéder sur le chantier de Blava, en insérant les tôles à l'extérieur des cerces préalablement déboulonnées et contre les poteaux existants, à l'abri des intempéries de l'hiver 1953-1954. Les électrodes basiques entraient seules en considération pour une construction entièrement soudée de cette importance et à cette altitude, vu leur ténacité; elles présentaient aussi l'avantage de ne pas imposer des exigences de qualité trop sévères pour les tôles à obtenir très rapidement des laminoirs, en vue de leur découpage et de leur roulage en atelier, suivis immédiatement de la mise en place et du soudage sur le chantier. En outre, et surtout, les électrodes basiques permettaient de se contenter d'un simple préchauffage avant soudage; si le préchauffage était automatique sur le joint en travail, il fallait par contre, à chaque interruption de quelques minutes, veiller à un apport de chaleur suffisant⁸⁾ au moyen de grosses lampes dites lampes à souder, et cela pour chaque soudeur.

L'épaisseur minimum des tôles était de 7 mm pour atteindre 11 mm au pied des silos. De la sorte, si l'on néglige la présence des anciennes cerces, soudées entre elles et contre le manteau de manière continue, avec une section représentant tout de même le tiers de celle du manteau, on ne dépasse pas de beaucoup la limite élastique⁹⁾, pour un fluide de densité apparente de $1,8 \text{ t/m}^3$, supérieure à la valeur mesurée de $1,59 \text{ t/m}^3$. En calculant à l'envers, à partir d'une contrainte effective de $1,4 \text{ t/cm}^2$ dans le manteau supposé sans cerces de raidissement, on aboutit à un angle d'éboulement de 16° lors du soutirage¹⁰⁾. On obtient 8° avec les cerces¹¹⁾.

⁸⁾ La tôle au voisinage du joint devait avoir au moins la chaleur de la main.

⁹⁾ Avec une épaisseur $e = 1,1 \text{ cm}$ et une hauteur $h = 20 \text{ m}$, on obtient en effet $\sigma = \frac{p_1 r}{e} = \frac{\gamma h r \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)}{e} = \frac{0,18 \text{ kg/cm}^3 \times 2000 \text{ cm} \times 756 \text{ cm}}{1,1 \text{ cm}} = 2,474 \text{ t/cm}^2$ pour $\text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 1$.

¹⁰⁾ La formule de la note précédente $\sigma = \frac{\gamma h r \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)}{e}$ donne en effet $2,474 \text{ tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 1,4$, d'où $\text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 0,565885$, $\text{tg}(45^\circ - \varphi/2) = 0,75225 = \text{tg} 36^\circ 57'$ et $\varphi = 16^\circ 06' \approx 16^\circ$.

¹¹⁾ Comme à la note précédente, on obtient avec une épaisseur moyenne de la tôle raidie de $1,46 \text{ cm}$ (UNP 16 tous les 66,5 cm): $1,864 \text{ tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 1,4$, d'où $\text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 0,751073$, $\text{tg}(45^\circ - \varphi/2) = 0,866644 = \text{tg} 40^\circ 55'$ et $\varphi = 8^\circ 10' \approx 8^\circ$.

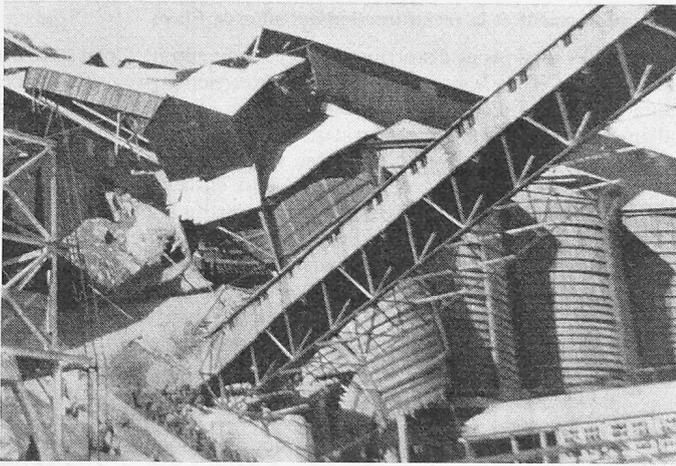


Fig. 3. Les silos de Blava immédiatement après l'accident du 8 octobre 1953

Pour tenir compte du soutirage par quatre bouches, il faudrait presque ajouter leur excentricité au rayon du silo à calculer, si l'on étendait à ce dernier cas le raisonnement d'ailleurs discutable fait par les auteurs les plus récents¹²⁾ pour une seule bouche excentrée. A Blava, où la distance entre deux bouches voisines est de 5,75 m et de $5,75 \sqrt{2}$ m entre deux bouches opposées, les pressions latérales aug-

menteraient donc dans le rapport $\frac{7,56 + \frac{1}{2} \sqrt{2} \cdot 5,75}{7,56}$, soit 1,538 fois.

L'hypothèse d'un fluide de densité apparente égale à celle des matériaux ensilés conduirait alors à une contrainte de 3,8 t/cm² dans le manteau agissant seul. En calculant à l'envers à partir d'une contrainte effective de 1,4 t/cm², on obtient sans les cerces un angle d'éboulement de 27,5° lors du soutirage, et de 20° avec les cerces. A ce sujet on remarquera que la tôle raidie est en mesure de supporter certaines flexions dues aux dissymétries d'ensilage et de soutirage; les cerces de raidissement étaient dès lors indispensables à Blava.

Quant au silo accidenté n° 1, il fut remplacé par quatre silos à sable de 6 m de diamètre en tôle de 6 mm, sauf les deux viroles inférieures en 7 et 8 mm. Cette disposition permettait le soutirage par un seul ou par deux silos, pendant le remplissage et l'égouttage des autres. Le nouveau silo à sable quadruple n° 1 ne fut pas revêtu des anciennes douves en bois, contrairement aux silos primitifs renforcés.

En service, la nouvelle construction s'est parfaitement comportée. A l'apparition de légères cloques dues au poids des matériaux ensilés frottant contre les parois de tôle, on se décida néanmoins à rajouter au silo quadruple n° 1 tous les raidissements prévus initialement pour résister au voilement¹³⁾ et dont on avait cru un moment pouvoir se passer. A part cet incident mineur, notons qu'une échelle à gravier très robuste, montée dans un des quatre silos renforcés pour éviter les poussières du gravier tombant du haut des tapis roulants d'amenée, fut complètement pliée et tordue après quelques jours de service seulement. On ne pouvait de la sorte plus douter des énormes efforts dans la masse en soutirage. Une preuve complémentaire en était donnée par les gros bouillonnements en surface, au-dessus des bouches de soutirage, comme s'il s'agissait de véritables vortex. Ainsi le renforcement des silos n° 2 à 5, qui triplait le tonnage primitif du métal mis en œuvre, n'était pas exagéré, mais juste suffisant à garantir la sécurité en service, ce qui a été effectivement le cas.

La bibliographie des silos et les leçons à tirer de l'accident de Blava

Sans parler des torsions dues pour beaucoup aux dissymétries d'ensilage et de soutirage, l'accident de Blava a bien montré que les matériaux contenus dans un silo à ballast trapu perdaient au soutirage une bonne partie de leur cohésion interne, pour se comporter plutôt

¹²⁾ Voir l'article de M. Buisson paru en 1943 dans «Travaux», p. 287, et l'ouvrage suivant des Prof. Dr.-Ing. Klaus Pieper et Dr.-Ing. Fritz Wenzel: Druckverhältnisse in Silozellen, Berlin-München 1964, W. Ernst & Sohn, S. 97-124.

¹³⁾ Les cloques se sont bien formées conformément à la théorie. Cf. S. Timoshenko, Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill, New-York and London 1936, p. 453, ou p. 437 de la traduction française (Théorie de la stabilité élastique), Paris et Liège 1943, Ch. Béranger.

comme un fluide de même densité apparente qu'à la manière d'un remblai derrière un mur de soutènement. Ainsi le phénomène est dynamique¹⁴⁾ et non statique, malgré les faibles vitesses de la masse en mouvement. D'ailleurs, d'autres accidents à des installations de chantier l'ont bien confirmé, bien qu'on n'en trouve aucune trace dans la bibliographie technique.

De la sorte, on en revient tout simplement à l'hypothèse émise en 1896 déjà par Prante¹⁵⁾, à la suite de ses essais. La place manque ici pour analyser¹⁶⁾ les essais et les travaux qui, malgré Prante, conduisirent jusqu'il y a une quinzaine d'années à l'application pure et simple de la théorie de la poussée des terres aux silos trapus ou élancés, appelée souvent théorie de Janssen-Koenen, et cela aussi bien à l'ensilage qu'au soutirage, ces deux opérations pouvant se faire simultanément.

Constatons simplement que l'allure générale de la courbe des poussées latérales est celle de la figure 2¹⁷⁾, de sorte que l'on peut toujours utiliser les formules (1), (2) et (3) pour les déterminer. Il suffit pour cela d'introduire des valeurs appropriées des angles de frottement φ et φ' . Il est difficile de prétendre que cette manière de faire est forcément incorrecte¹⁸⁾, pourvu que l'on ne prenne pas pour

¹⁴⁾ Hydrodynamique même, comme s'il s'agissait d'un fluide visqueux. On remarquera à ce sujet que la théorie classique de la poussée des terres appliquée aux silos de forme quelconque aboutit à une formule contenant le rayon hydraulique du silo considéré comme une conduite. On ne le voit plus directement dans la formule (2), applicable seulement aux silos circulaires.

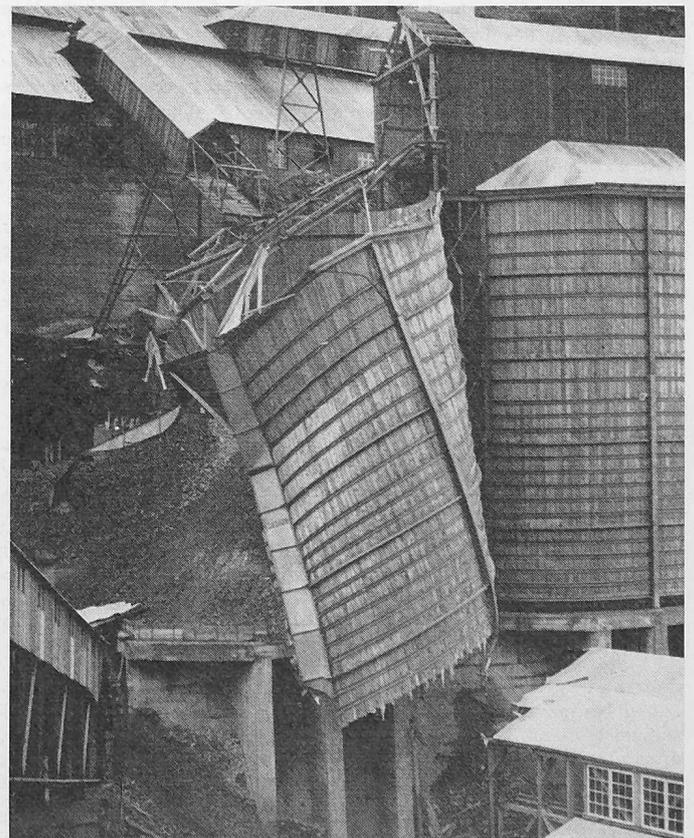
¹⁵⁾ Prante, Ingenieur «im Eisenwerk (vorm. Nagel & Kaemp) AG» in Hamburg, «Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure», 1896, S. 1112 bis 1125: «Die Versuche in Bernburg, so unvollkommen sie auch sind, haben deutlich erwiesen, dass der Druck des Getreides gegen die Silowand sehr gering ist, so lange das Getreide im Silo ruht, . . . Es scheint dabei, dass mit zunehmender Geschwindigkeit des ablaufenden Getreides der Wanddruck sich mehr und mehr demjenigen nähert, welchen eine Flüssigkeit von dem spezifischen Gewicht des Getreides ausüben würde.»

¹⁶⁾ Une pareille analyse se trouve dans l'ouvrage de MM. Pieper et Wenzel, cité à la note 12, p. 4 à 38.

¹⁷⁾ L'ouvrage de MM. Pieper et Wenzel, cité à la note 12, contient aux pages 79 à 87 une série de ces courbes provenant d'essais anciens et récents.

¹⁸⁾ Voir l'article de M. Buisson cité à la note 12 («Travaux», avril et août 1943) sous le titre: Etude expérimentale et théorique dans les silos, page 290: «Nous ne nous étendrons donc pas davantage sur cette théorie, puisqu'à l'heure actuelle, il n'est plus possible de la défendre.»

Fig. 4. Le silo n° 1 quelques jours après l'accident du 8 octobre 1953



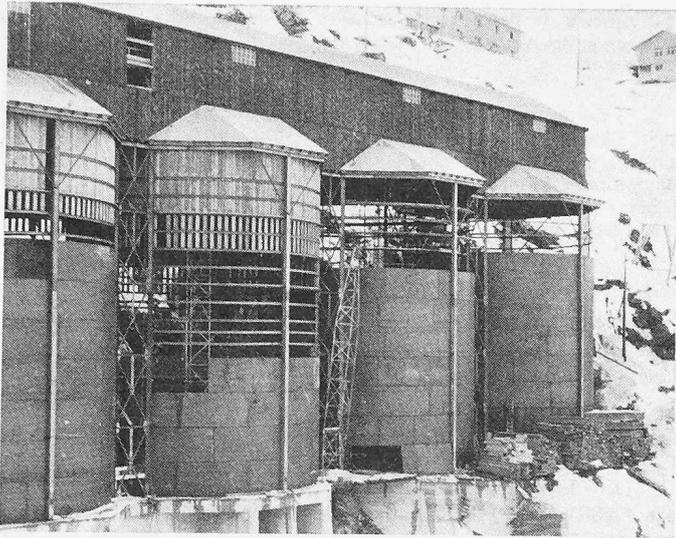


Fig. 5. Les silos de Blava durant les travaux de renforcement

φ l'angle d'éboulement ou de talus naturel, ni pour φ' l'angle d'inclinaison d'une paroi chargée de matériaux ensilés encore en équilibre, mais les valeurs extrêmes tenant compte globalement du supplément ou de la perte de frottement à l'ensilage et au soutirage, en même temps que la variation éventuelle de la densité apparente pendant ces opérations. En utilisant de cette manière les formules (1), (2) et (3) données précédemment, avec certains facteurs de concentration ou de correction¹⁹⁾, on agit de la même façon qu'en hydraulique générale, de l'écoulement dans une conduite ou un canal découvert.

On remarquera encore que, pour les silos trapus, la formule (1) est suffisante pour la pratique. En effet, l'écart entre les formules (1) et (2) doit être du même ordre de grandeur que l'imprécision due à l'incertitude des coefficients à y introduire. Pour les silos élancés, la formule (3) suffit dans la règle, puisque les dimensions de la partie supérieure de tels silos seront données généralement par des raisons de construction. Pour le cas intermédiaire de silos assez larges et relativement hauts²⁰⁾, le bon sens dira ce qu'il faut faire. En pareil cas, l'ingénieur examinera le problème de la sécurité réelle de l'ouvrage, compte tenu de tous les facteurs connus et inconnus, alors que l'emploi de prescriptions, de règlements et de normes lui évite de le faire pour les ouvrages habituels, en imposant les charges à prendre en compte et les contraintes admissibles.

A propos de normes, signalons que celles de la Société suisse des ingénieurs et des architectes (S.I.A.) sont très libérales, pour ne pas freiner le progrès technique, qui fait la force de notre petit pays et de son industrie d'exportation, sans laquelle la Suisse ne ferait vivre qu'un tiers ou même un quart seulement de sa population actuelle. En contre-partie, la responsabilité de l'auteur d'un projet est beaucoup plus engagée qu'avec un règlement aux prescriptions détaillées, comme cela est généralement le cas à l'étranger. Cependant, étant

¹⁹⁾ Certains auteurs anciens parlaient déjà de majoration de 10% ou de 20% au soutirage. Le prof. *Mörsch* avait même parlé de 50%, mais en atténuant fortement la portée d'une telle déclaration (op. cit. à la note 21, p. 327). D'autres auteurs avaient attiré l'attention sur la formation de voûtes creuses soulageant le fond dans de fortes proportions, mais augmentant d'autant la pression sur les parois (*M. N. Tedesco*: Manuel théorique et pratique du constructeur en béton armé, Paris 1909, Ch. Béranger, p. 438). Voir aussi la théorie plus récente de *A. Caquot* et *J. Kérisel* (Traité de Mécanique des sols, Paris 1949, Gauthier-Villars, p. 350 et s.).

Quant à la méthode introduite par MM. *Buisson* et *Reimbert*, et complétée par le facteur de concentration («Travaux», avril et août 1943 selon notes précédentes), elle n'est pas tellement différente (Charges équilibrées par le frottement sur les parois se déduisant de la courbe représentative des charges sur le fond) de la théorie classique, comme le montrent MM. *Pieper* et *Wenzel* (cf. note 12, p. 28).

²⁰⁾ C'est le cas des silos à ciment, dont une bonne bibliographie est donnée dans le numéro 12 de la revue finlandaise «*Rakennusteknikka*» de 1964, à la fin d'un article de Heikki Siro intitulé: *Simenttisilojen murtoisuus ja niiden syitä*. Voir aussi la curieuse proposition de *Sor* dans le texte allemand de *Mörsch* (note 21), fig. 665, p. 602.

donné les erreurs et les insuffisances des manuels²¹⁾, les normes S.I.A. n° 167, parues en 1956 et intitulées «Directives pour les installations de chantier. A. Installations d'ensilage», donnent à titre indicatif des valeurs en vue du calcul des poussées horizontales contre les parois des silos et des poussées verticales de long de ces parois.

L'angle de talus naturel que nous avons appelé φ sera de 25° seulement pour le gravier et le sable, aucun soulagement ne devant être admis par suite du frottement contre les parois ($\varphi' = 0$). Par contre, pour le calcul des parois, notamment au voilement, les normes S.I.A. n° 167 indiquent un angle $\varphi = \varphi'$ de 35° pour le sable et le gravier. Quant à la densité apparente γ , elle sera de 1,8 t/m³ pour le gravier, de 2 t/m³ pour le gravier mélangé avec le sable et de 1,5 à 2 t/m³ pour le sable, selon mélange et humidité²²⁾.

En ce qui concerne la température, l'article 9 des normes S.I.A. n° 167 dit que son influence peut être réduite à 25% pour le sable et le gravier, c'est-à-dire à la moitié de ce qui a été pris en compte à Blava, au renforcement. Pour le ciment on passe à 50%.

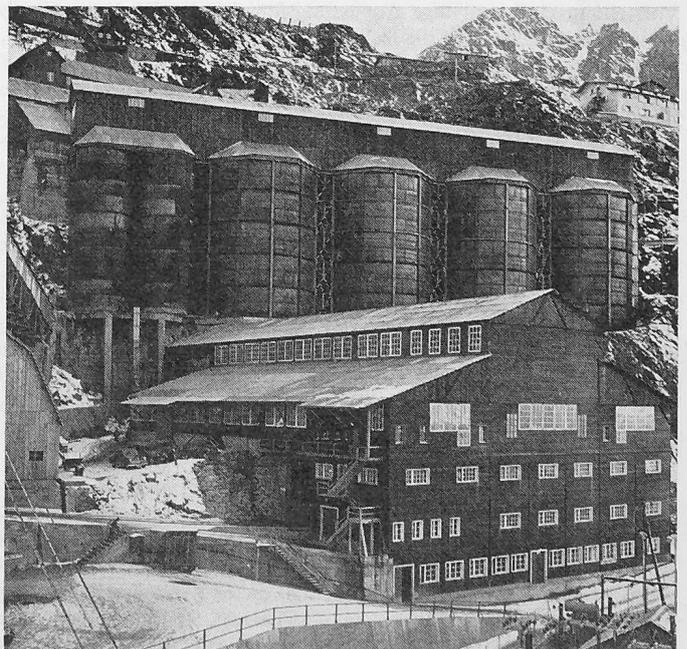
Enfin, il est intéressant de noter ici que, pour le choix des contraintes admissibles dans les silos métalliques à ballast ou à ciment, il faut mettre ces ouvrages dans la classe II des normes S.I.A. n° 161 (1956) concernant les constructions métalliques, comme s'il s'agissait de ponts-routes, c'est-à-dire entre les bâtiments et les ponts-rails.

Les normes S.I.A. n° 167 contiennent en outre plusieurs articles dus aux leçons tirées des accidents survenus aux grands chantiers de préparation du béton et notamment à Blava. Constatons simplement que, dans la formule (1) donnée précédemment, le facteur $\text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ valait 0,273 avec le φ admis primitivement à Blava, soit 35°, et 0,406

²¹⁾ Voir par exemple (jusqu'en 1951 seulement): Prof. *E. Mörsch*, Le béton armé, Paris 1909, Ch. Béranger, p. 324 et s. (Der Eisenbetonbau, Stuttgart 1912, Konrad Wittwer, S. 598 u. ff.); Memento *Barré*, Notes et formules de l'ingénieur, Paris 1910, Albin Michel, tome second, p. 729 et s.; *M. G. Espitalier*, Cours de béton armé, Paris 1925, livre II, p. 308; Agenda Dunod, Béton armé, 1938, p. 323 et 324; Taschenbuch für Bauingenieure, herausgegeben von Prof. Dr. Ing. habil. *Ferdinand Schleicher*, Die Silobauten (Prof. Dr. Ing. *F. Dischinger*), Berlin 1943, Springer, S. 1451; Prof. Dr. Ing. *Kurt Beyer*, Berlin 1948, Springer, S. 14; Prof. Dr. Ing. *Rudolf Saliger*, Der Stahlbetonbau, Wien 1949, Franz Deuticke, S. 540; Beton-Kalender 1951, W. Ernst & Sohn, Zweiter Teil, S. 328; ...

²²⁾ Les normes S.I.A. n° 167 (1956) disent bien à l'article 3: «Les calculs statiques doivent justifier la sécurité de l'installation d'ensilage sous les charges admises et sous les charges éventuellement plus défavorables durant l'exploitation. Ils doivent être établis sur une base scientifique et tenir compte du fonctionnement réel de la construction.» Il eût été souhaitable que des explications soient données à ce texte très important dans une annexe ou dans des commentaires, comme cela est prévu pour les normes révisées S.I.A. n° 160 (charges), n° 161 (constructions métalliques) et n° 162 (béton).

Fig. 6. Les silos de Blava après les travaux de reconstruction et de renforcement



avec le $\varphi = 25^\circ$ des normes S.I.A. n° 167, c'est-à-dire 50% de plus²³⁾.

Il faut dire en conclusion que le comportement des matériaux ensilés forme une véritable science comme l'hydrodynamique. La nécessité d'ensiler (et de transporter) des pulvérulents et des granulés aux particules de toutes dimensions devrait faire avancer rapidement cette science nouvelle, en donnant du même coup à l'ingénieur les bases nécessaires et suffisantes pour lui permettre de projeter et de construire économiquement et en toute sécurité les silos toujours plus grands qui sont déjà et seront toujours plus nécessaires à l'avenir.

Adresse de l'auteur: Dr. Charles Dubas, 1814 La Tour de Peilz, 34 Avenue Bel-Air.

²³⁾ On consultera également à ce sujet les normes allemandes DIN 1055, Blatt 6 (Lastannahmen für Bauten, Druckverhältnisse in Silozellen), ainsi qu'un article tout récemment paru à ce sujet dans la revue «Die Bautechnik» de juillet 1965 (Hans Joachim Hellberg: Beitrag zur praktischen Berechnung kreiszylindrischer Stahlbetonsilos mit polarsymmetrischer Belastung).

TKSSV, Techn. Kommission der Schweizer Stahlbau-Vereinigung

DK 061.2:624.014.2

Von Curt F. Kollbrunner, Dr. sc. techn., Präsident der TKSSV, Zollikon

I. Einleitung

Die TKSSV (Technische Kommission der Schweizer Stahlbau-Vereinigung), die im Jahre 1917 durch M. Roš gegründet wurde und die bald ihr fünfzigjähriges Jubiläum feiern kann, hat stets mit den Hochschulen und ihren Instituten, hauptsächlich mit der ETH und der EPUL, engen Kontakt gepflegt.

Die Ziele der Technischen Kommission sind weit gesteckt. Sie können nur durch Gemeinschaftsarbeit innerhalb der Schweizer Stahlbau-Vereinigung und in Zusammenarbeit mit den Hochschulen erreicht werden. Nur durch Weiterforschung, Weiterentwicklung und Weitervervollkommnung kommt man zum Erfolg. Die zu lösenden Aufgaben sind meist schwierig, zeitraubend und mühsam; sie können somit nur mit Freude, Einsatzbereitschaft, Durchhaltewillen und gesundem Optimismus befriedigend gelöst werden.

Wir wollen stets noch tieferen Einblick in das Verhalten des Baustoffes Stahl unter den verschiedensten Gegebenheiten erhalten. Dazu gehören: Umfassende Belesenheit mit Kenntnis der wichtigsten Bücher und Einzelpublikationen über Stahlbauprobleme; Beobachtungen und Messungen an Stahlbauten mit Verwertung der Ergebnisse; Versuchsdurchführungen im Laboratorium, im Institut und auf der Baustelle, wie auch rein theoretische Forschung. Wir wissen, dass heute die Forschung zu einer eigentlichen Industrie der Entdeckungen geworden ist. Mit relativ bescheidenen Mitteln hat sich hier die TKSSV eingeschaltet, um im unbegrenzten Gebiet der Forschung mitzureden und mitzuwirken, um nicht nur angewandte oder Zweck-Forschung, sondern auch Grundlagen-Forschung zu betreiben, damit für das grosse Mosaik der technischen Vervollkommnung, ein Mosaik, welches wahrscheinlich nie vollendet werden kann, farbenprächtige Steine eingesetzt werden können.

Die TKSSV betreibt, streng betrachtet, nur in zwei Unterkommissionen Grundlagenforschung, in der Kommission 1 (Stabilitätsprobleme) und in der Kommission 13 (Torsionsprobleme). Alle anderen Unterkommissionen befassen sich hauptsächlich mit der Zweck-Forschung. In der heutigen Zeit beruht die Konkurrenzfähigkeit auf der Erneuerung, der Weiterforschung und Weiterentwicklung. Die Schweizer Stahlbau-Vereinigung muss je länger desto mehr ihre Vorstellungskraft und ihre Anpassungsfähigkeit spielen lassen, sich somit immer stärker auf die technische Forschung, d. h. die Arbeiten der Unterkommissionen der TK stützen können. Denn nur die TKSSV forscht in der Schweiz auf allen Gebieten des Stahlbaues weiter. Die nicht der SSV angeschlossenen Stahlbauunternehmen sind lediglich Nutznießer der Arbeiten, welche durch die TKSSV durchgeführt und veröffentlicht werden.

Sofern zur Abklärung eines Problems Versuche notwendig sind, werden sie meist an Instituten der Hochschulen durchgeführt. So wurden z. B. die jahrelangen Ausbeulversuche am Institut für Baustatik an der ETH (F. Stüssi) durchgeführt. Damit die vielfältigen Aufgaben, die die TK lösen muss, bewältigt werden können, hat die TK verschiedene Unterkommissionen, die von je einem Präsidenten als Vorsitzendem geleitet werden. Um rasch handeln zu können, haben viele dieser Unterkommissionen nur 2 bis 4 Mitglieder. Untenstehend soll kurz über die Tätigkeit dieser Unterkommissionen berichtet werden, wobei jeweils in Klammer der Präsident dieser Kommission genannt ist.

II. Unterkommissionen der TKSSV

1. Kommission für Stabilitätsprobleme (C. F. Kollbrunner)

Diese Kommission ist aus der früheren Kommission für Ausbeulversuche hervorgegangen, welche sich mit dem Ausbeulen der auf Druck und Biegung beanspruchten Platten im elastischen und plastischen Bereich befasste. Der erste Bericht dieser Kommission erschien im Jahre 1946 und der letzte, zwölfte Bericht, im Jahre 1960. Alle diese Hauptberichte wurden entweder durch das Institut für Baustatik

an der ETH oder durch die heutige Schweizer Stahlbau-Vereinigung herausgegeben. Die Versuche wurden am Institut für Baustatik an der ETH (F. Stüssi) durchgeführt.

Dem Ingenieur und Konstrukteur wurden mit dem Heft Nr. 17 der TKSSV (1958) die wichtigsten Formeln für die Berechnung der Ausbeulspannungen im elastischen und plastischen Bereich gegeben. Dabei wurden behandelt: einseitig gleichmässig verteilter Druck, einseitig dreieckförmig verteilter Druck, einseitige reine Biegung, reiner Schub, einseitig gleichmässig verteilter Druck kombiniert mit reinem Schub, einseitige reine Biegung kombiniert mit reinem Schub, allseitig gleichmässig verteilter Druck.

Bei der neuen Kommission handelt es sich, nachdem die Ausbeulprobleme in dem von uns gesteckten Rahmen gelöst worden sind, darum, dass bei der TK das äusserst wichtige Gebiet der Stabilitätsprobleme (Knicken, Biegedrillknicken, Kippen, Ausbeulen, Schalenstabilität) nicht in Vergessenheit gerät.

Der enge Kontakt mit der Arbeitskommission 8 «Stabilitätsfälle» der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände (H. Beer, Graz), ist gewährleistet, so dass in Europa keine Doppelversuche durchgeführt werden. Das erste Ziel ist, auf europäischer Basis aus der Auswertung der möglichst wirklichkeitsgetreu ausgeführten Versuche zu einer Kurve der Grenztraglastspannungen für den Druckstab zu kommen, die mit einer noch festzulegenden Wahrscheinlichkeit nicht unterschritten wird. Das Ziel aller Arbeiten (Theorie und Versuche) ist, eine möglichst allgemein verwendbare, wirklichkeitsgetreue Berechnungsmethode für die verschiedenen in der Stahlbaupraxis vorkommenden Stabilitätsfälle zu entwickeln und unter Wahrung der gebotenen Sicherheit das Optimum an Wirtschaftlichkeit herauszuholen. Zudem sollen die diesbezüglichen europäischen Vorschriften und Normen vereinheitlicht werden.

Im Laufe langer und mühsamer Arbeiten der Kommission 8 der Europäischen Kommission der Stahlbauverbände hat sich herausgestellt, dass die in den meisten Ländern bestehenden Knickvorschriften keine Basis für eine europäische Knickvorschrift bilden können. Es war daher notwendig, sich zu einer Neufassung des Stabilitätsbegriffes durchzuringen. Diese Kommission 8 hofft, im Jahre 1966 zu einem vorläufigen Abschluss der Versuche und der theoretischen Arbeiten zu gelangen, wenigstens so weit, als es die Aufstellung von mehreren Knickspannungslinien für den planmässig zentrisch gedrückten und gelenkig gelagerten Stab mit Imperfektionen betrifft.

2. Kommission für Feuersicherheit (C. F. Kollbrunner)

Die TK hat über die Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen vier Hefte veröffentlicht. (Nr. 3, 1950; Nr. 15, 1956; Nr. 18, 1959; Nr. 22, 1962.) Ausserdem wurden von Mitgliedern der TK Dutzende von diesbezüglichen Publikationen in den verschiedensten Fachzeitschriften und Tageszeitungen gedruckt. Die TK führte sowohl Brandversuche mit Verkleidungsmaterialien (Plattenversuche) wie auch Grossbrandversuche in den Brandhäusern von Winterthur und Döttingen durch. Spezialversuche wurden auch an der EMPA durchgeführt.

Dank den durch die TK ausgeführten Grossbrandversuchen wurde bewiesen, dass der moderne Stahlhochbau das Feuer nicht mehr fürchten muss, sofern die Brandbelastung nicht grösser als 20 kg/m² ist. Da jedoch heutige Stahlhochbauten meist kleinere Brandbelastungen als 15 kg/m² haben, bedeutet das, dass die Stahlkonstruktionen nicht verkleidet werden müssen. Schon 1950 wurde durch die TK ein Punktbewertungssystem vorgeschlagen (TK Heft 3). Dieses Punktsystem erfasst Gefahrenmomente, die von der Brandbelastung unabhängig sind, wie Grösse und Konstruktion des Gebäudes, Verwendung des Gebäudes, Feuerbekämpfungsmassnahmen, usw.

Festgehalten werden soll, dass in den letzten Jahren hier ein bedeutender Schritt vorwärts gemacht wurde. Oft verliert man jedoch