

# Le rempart du Mont Vully

Autor(en): **Léopold, Pflug**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Ingénieurs et architectes suisses**

Band (Jahr): **120 (1994)**

Heft 1/2

PDF erstellt am: **17.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-78300>

## **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.

# Le rempart du Mont Vully

Par Léopold Pflug,  
professeur,  
IMAC-DGC, EPFL,  
1015 Lausanne

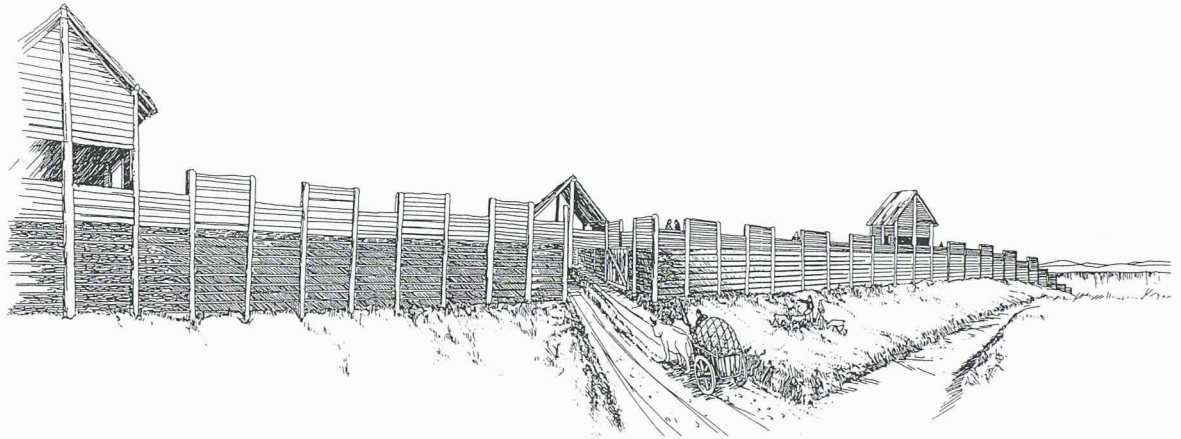


Fig. 1.- Vue générale du mur reconstitué. Selon les interprétations, la hauteur peut varier de 3 à 5 m (d'après G. Kaenel et Ph. Curdy, dessin: M. Zaugg).

## 1. Préambule

Les ouvrages érigés par les constructeurs de civilisations disparues intriguent et passionnent. Ces témoins, qui nous parviennent presque toujours sous forme de vestiges, forcent notre admiration par le savoir-faire et la maîtrise qu'ils démontrent. Le mur d'enceinte réalisé au Mont Vully par «nos ancêtres les Helvètes», voici plus de vingt siècles, constitue l'un de ces témoins remarquables: par son étendue tout d'abord, quelque 600 mètres de muraille massive, mais aussi par la technique de mise en œuvre et l'organisation – on pourrait même parler de logistique – d'un tel chantier.

Dans le cadre des projets *HTE* (Homme – Technique – Environnement) de la section de génie civil de l'EPFL, il était donc tout naturel d'aiguiller la curiosité de nos étudiants vers l'analyse d'une construction telle que le rempart barrant l'accès à l'*oppidum* du Mont Vully (fig. 1). Cette analyse tentera de répondre aux trois questions suivantes:

- quel était le mode de comportement statique de ce rempart?
- quel était le niveau des efforts et des contraintes dans les éléments de l'ouvrage?

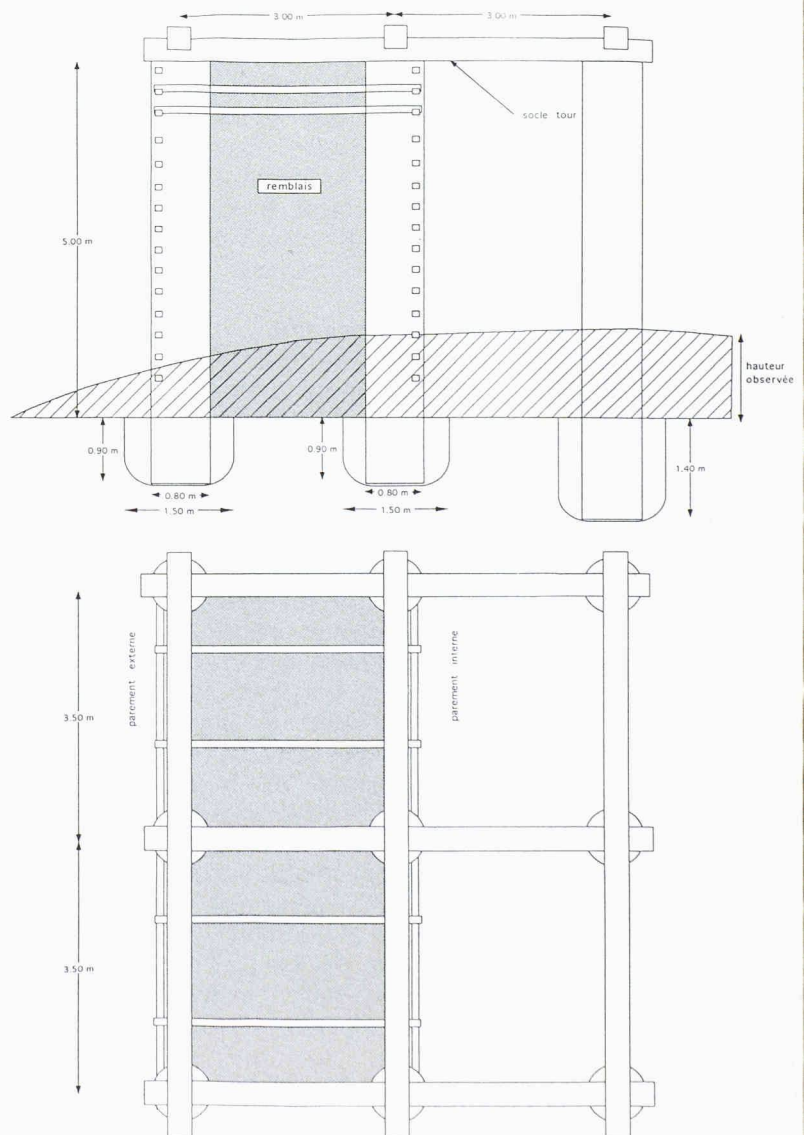


Fig. 2.- Relevé des traces archéologiques (d'après Ph. Curdy et G. Kaenel, dessin: A. Chatard)



- quels étaient les moyens nécessaires pour mener à bien une telle entreprise?

## 2. Hypothèses de travail

### 2.1. Introduction

Pour estimer les efforts dans une structure, il est nécessaire de connaître aussi exactement que possible les dimensions de celle-ci, ses conditions d'appui, c'est-à-dire la manière dont elle est reliée aux éléments voisins ou s'appuie sur le terrain de fondation, enfin la nature et la grandeur des charges qui lui sont appliquées.

Dans notre cas, il est bien évident que ces données demeurent lacunaires: seules subsistent les traces des pieux et leur espacement en plan, ainsi que les dimensions approximatives de quelques longrines (fig. 2).

Les charges sur le parement du mur dépendent du poids spécifique et des caractéristiques propres au matériau utilisé pour le remplissage, telles que l'angle de frottement interne, l'angle de frottement entre le sol rapporté et le parement interne ou encore la cohésion propre du matériau de remblai.

En outre, le mode de mise en place de ce remblai, son compactage, la liaison plus ou moins rigide entre les parements et les traverses vont déterminer la grandeur des forces exercées sur les pieux.

Enfin, la structure interne du mur n'est pas connue avec certitude; il pouvait s'agir d'un mur-caisson, dans lequel la deuxième rangée de piliers recevait également des longrines destinées à contenir le remplissage (fig. 3). L'ensemble du caisson résiste alors comme un mur-poids, sollicité par la poussée – sensiblement horizontale – provoquée par le remblai situé à l'amont. On pourrait aussi imaginer que cette deuxième rangée de piliers n'était destinée qu'à assurer le relais des traverses horizontales. Si l'on admet que les piliers du

deuxième parement présentaient les mêmes dimensions et la même disposition que ceux du parement aval, force est toutefois de constater qu'une telle interprétation n'est guère probable: en fait, le rôle de relais peut être assuré avec la même efficacité mais à moindre peine avec des troncs ou des poutres disposés en nappes horizontales, parallèlement aux parements.

Dans ces conditions, nos calculs se borneront à établir un ordre de grandeur. Suivant les procédés de mise en place et l'adoption de techniques particulières – nous pensons ici par exemple à l'influence que pourrait exercer sur la poussée la présence d'un clayonnage de branches disposées en nappes horizontales successives – les valeurs auxquelles nous parviendrons seront surestimées d'un facteur 2 à 3.

### 2.2. Géométrie

La forme et les dimensions générales du mur proviennent des relevés et de la reconstitution effectués par les archéologues. L'ensemble de ces éléments est représenté à la figure 3; on notera en particulier l'espacement des pieux, disposés selon un maillage quadrangulaire de 3,5 x 3 m, et dont la dimension la

plus grande est orientée selon l'axe du mur ainsi que le diamètre des pieux variant entre 0,6 et 0,9 m, ce qui est considérable (ces valeurs correspondent aux dimensions relevées dans le secteur de la tour, elles sont légèrement différentes au voisinage de la porte). Les longrines horizontales, qui enjambent l'intervalle entre deux pieux présentent une section d'environ 10 x 30 cm; elles ont pour rôle de retenir le matériau de remplissage. Leur entraxe est d'environ 40 cm. Enfin, les fosses destinées à recevoir la base des pieux ont une profondeur d'environ 1 mètre, pour un diamètre variant entre 1,3 et 2,4 m.

### 2.3. Matériaux utilisés

Les éléments porteurs du mur sont constitués de chêne. Les caractéristiques mécaniques qui nous intéressent ici sont les contraintes de rupture dans le sens des fibres et perpendiculaires à celles-ci. Ces valeurs limites peuvent évoluer dans une fourchette assez grande, dont nous reproduisons ci-dessous l'amplitude, telle qu'elle ressort de nombreux essais cités par Kollmann [1]<sup>1</sup>.

<sup>1</sup>Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

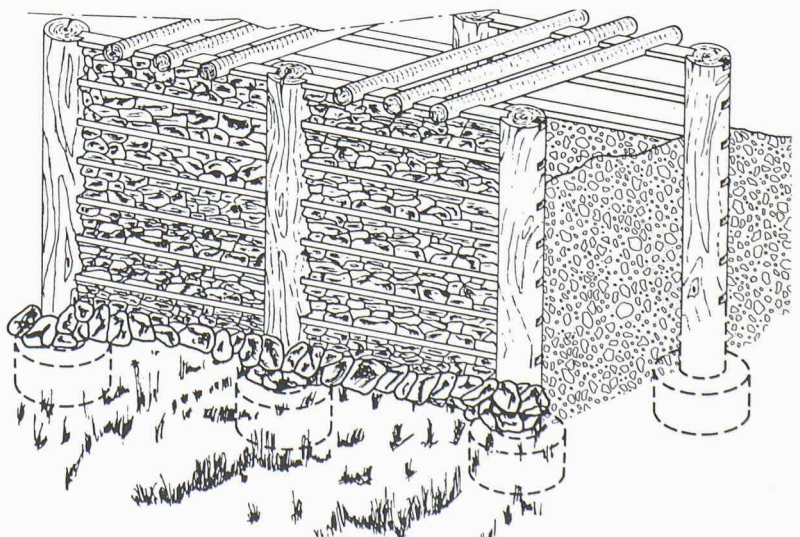


Fig. 3.- Vue schématique du mur (hypothèse de travail)



Le matériau de remplissage est constitué des blocs et du sable molassique extraits du fossé creusé en aval du rempart ainsi que du sol remanié à l'amont. Les matériaux provenant du site des fouilles n'ayant pas fait l'objet d'essais en vue de connaître leurs caractéristiques mécaniques, on se contentera de prendre les valeurs moyennes fournies dans la littérature spécialisée. Quant à l'erreur inhérente à ce mode opératoire, elle reste modeste en regard des autres incertitudes.

### 3. Vérification de la tenue de l'ouvrage

#### 3.1. Phases de contrôle

L'examen du comportement mécanique de cet ouvrage a été conduit en deux phases: dans un premier temps, on s'est attaché à discuter la stabilité d'ensemble, en évaluant la poussée du remblai contre les longrines et les pieux et en s'assurant de la résistance de ces éléments, ainsi que celle du sol de fondation; le résultat de cette discussion nous conduira à rejeter ou à confirmer certaines hypothèses de départ. Dans une deuxième phase, on analysera la tenue des assemblages; en effet, ceux-ci constituent en général le point faible de toute construction, aussi convient-il de s'assurer de la bonne tenue locale des éléments en présence.

#### 3.2. Stabilité d'ensemble

Poussée du matériel de remplissage contre les parois verticales

Dans ce qui suit, nous admettons une hauteur de retenue de 5 m, correspondant à une des hypothèses de la reconstitution archéologique (trois légionnaires superposés). Le matériau de remplissage est constitué du sol pris sur place, soit à l'aval du rempart, lors du creusement du fossé, soit à l'amont. Comme il s'agit de blocs ou de sable molassique, il n'y a pas de cohé-

sion. Nous admettons un angle de frottement interne  $\varphi = 30^\circ$ . La poussée exercée par le remblai sur la paroi peut être estimée de différentes manières.

Si le couronnement du mur est libre de se déplacer un tant soit peu, les théories en usage habituellement admettent une distribution linéaire de la poussée (fig. 4). Cette façon de faire correspond bien aux essais et à l'observation du phénomène réel, pour un mur auto-stable ou cantilever. Dans ce cas, la poussée résultante contre la paroi, par mètre linéaire, est donnée par la relation:

$$E_a = K_a \left( \gamma_s \frac{h^2}{2} \right); \text{ en } [t/m'] \quad (1).$$

Dans cette expression,  $E_a$  représente la poussée du sol de remblaiement

$K_a$  le coefficient de poussée, qui dépend du frottement interne, de la rugosité de la paroi ainsi que du mode de mise en place du remblai

$\gamma_s$  le poids spécifique du matériau de remblaiement

$h$  la hauteur du mur.

Dans notre cas, nous admettons  $K_a = 0,33$ ;  $\gamma_s = 2,0 \text{ t/m}^3$ ;  $h = 5 \text{ m}$

d'où  $E_a = \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 12,5 = 8,3 \text{ t/m}'$ .

Chaque pieu va supporter la charge transmise par les longrines et correspondant à l'intervalle entre deux pieux successifs. Le moment déversant à la base de chaque pieu aura donc pour valeur

$$M_d = E_a \cdot L \cdot \frac{h}{3}; [t \cdot m] \quad [2],$$

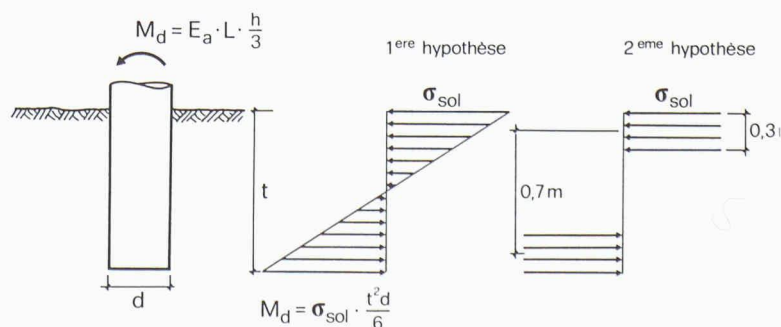


Fig. 5.- Hypothèses de distribution des contraintes sur la base du pieu

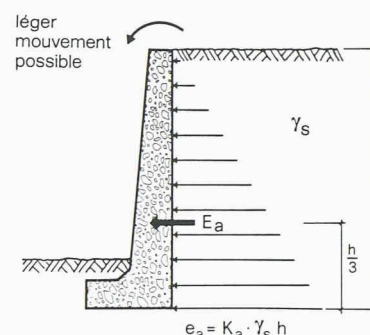


Fig. 4.- Distribution de la pression de terre sur le parement d'un mur de soutènement (poussée active)

où  $L$  représente la distance entre deux pieux successifs, soit avec  $L = 3,5 \text{ m}$ :

$$M_d = 8,3 \cdot 3,5 \cdot \frac{5}{3} = 48,6 [t \cdot m] \quad (2).$$

Contrôlons maintenant si ce moment déversant à la base du pieu peut être repris en toute sécurité par le dispositif d'encastrement dans le sol de fondation. On a vu que les pieux étaient fichés dans un fossé d'une profondeur de 1 m environ, l'intervalle entre les parois de la fosse et le pieu étant ensuite comblé avec le tout venant disponible mais sans autre blocage particulier. En considérant une distribution linéaire des contraintes le long de la hauteur de la fosse (fig. 5), on obtient

$$M_d = \left( \frac{1}{2} \sigma_{\text{sol}} \cdot \frac{t}{2} \right) \cdot \left( \frac{2}{3} t \right) \cdot d = \sigma_{\text{sol}} \cdot \frac{t^2 d}{6} \quad (3),$$

où  $t$  représente la profondeur de la fosse et  $d$  le diamètre des pieux.

Cette dernière relation est évidemment très simplifiée, elle ne

tient compte ni d'une plastification locale de la matière (sol et bois) ni de la distribution spatiale des contraintes; elle donne toutefois un premier ordre de grandeur.

Avec  $d = 60$  cm et  $t = 100$  cm, nous obtenons:

$$\sigma_{sol} \cong \frac{6M}{t^2 d} \cong 50 \text{ kg/cm}^2.$$

Cette contrainte est environ 20 fois supérieure à celle que peut soutenir horizontalement le sol en surface. Si l'on admet une pression horizontale constante sur une hauteur de 30 cm, on obtiendrait

$$M_d = (\sigma_{sol} \cdot 30) 70$$

$$\text{d'où } \sigma_{sol} \cong \frac{M}{2100 \cdot d} \cong 40 \text{ kg/cm}^2.$$

L'ordre de grandeur reste le même.

On peut conclure de ce bref examen que les pieux visibles sur le parement aval du rempart n'étaient pas en mesure de retenir la poussée du remblai uniquement par encastrement à leur base. Un examen complémentaire, basé sur les tables de dimensionnement utilisées pour les fondations de mâts de lignes électriques, conduit aux mêmes conclusions [2]. En conséquence, il est plausible d'admettre que le mode de résistance du rempart est celui d'un *mur-caisson*, ce qui est pleinement confirmé par la présence de la deuxième rangée de pieux, située à 3 m en amont du parement visible.

Nous examinerons maintenant les efforts dans le mur-caisson, constitué de deux parois verticales rendues solidaires par des traverses horizontales. Remarquons tout d'abord que la distribution des poussées sur les deux parois n'obéit plus tout à fait à l'hypothèse de répartition linéaire conduisant à la relation (1). Cela est dû principalement au fait que le couronnement n'est plus libre de se déplacer. Certains auteurs admettent une distribution parabolique, d'au-

tres trapézoïdale, d'autres enfin considèrent une poussée donnée par une distribution rectangulaire, ce qui conduit à une résultante  $E_o$  passant au milieu de la hauteur (fig. 6).

En appliquant cette dernière hypothèse nous obtenons, par mètre linéaire de paroi,  $E_o = 10,8 \text{ t/m}'$ .

La traction exercée par les parois sur les traverses assurant leur liaison sera donc de  $5,4 \text{ t/m}'$ , à condition que les traverses soient disposées en une seule nappe située au sommet du mur. Cette hypothèse représente une configuration limite; en effet, pour maintenir la stabilité des pieux pendant la mise en place du matériel de remplissage, il est nécessaire d'étayer provisoirement ceux-ci. Cet étayage pourrait être assuré aussi par des traverses intermédiaires, qui laissées à demeure, diminueraient d'autant les efforts dans les éléments de la nappe supérieure. L'hypothèse de calcul retenue présente donc la configuration la plus défavorable.

Toutefois, le constructeur ne peut pas multiplier la présence de ces traverses: celles-ci constituent en effet, en raison de leur talon de fixation, des échelons fort appréciables en cas d'escalade. Nous examinerons plus bas la résistance des assemblages pieu-longrine et longrine-traverse.

#### Stabilité du mur-caisson

Ce mur reçoit sur sa paroi interne une poussée égale à celle que nous avons obtenue à l'aide de la relation (1). Calculons maintenant l'excentricité de la résultante de poussée du remblai et du poids du mur-caisson, dont la largeur, rappelons-le, est de 3 m.

Pour 1 m linéaire de mur, le poids de celui-ci vaut:

$$G = \gamma_s \cdot h \cdot b = 2,0 \cdot 5 \cdot 3 = 30 \text{ t/m}'$$

de sorte que, en tenant compte d'une poussée  $E_a = 8,3 \text{ t/m}'$ ,

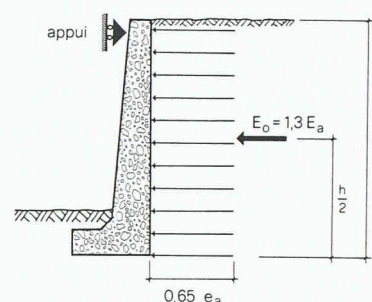


Fig. 6.- Hypothèse de distribution de la pression de terre si le couronnement du mur est empêché de se déplacer.

l'excentricité de la résultante est légèrement inférieure à 50 cm; c'est dire que cette résultante tombe encore, dans le tiers central ou encore que le sol de fondation sous le mur est soumis uniquement à un effort de compression.

Dans notre cas, cette contrainte sur le sol a pour valeur

$$\sigma_{sol} = \frac{2G}{1 \cdot b} \quad (4),$$

car la résultante agit sensiblement au bord du tiers central. On a donc

$$\sigma_{sol} = \frac{2 \cdot 30 \cdot 10^3}{10^2 \cdot 3 \cdot 10^2} = 2 \text{ kg/cm}^2.$$

Cette valeur est encore admissible sur un sol de type molasique.

Remarquons à ce stade que le poids du matériau de caisson, dont le rôle est de stabiliser le mur, augmente linéairement en fonction de la hauteur de ce dernier. La poussée de la terre du remblai augmente en revanche comme le carré de cette hauteur, alors que le moment déversant au niveau de la fondation croît comme le cube cette valeur. On voit donc qu'une augmentation de la hauteur de remblai de 25% conduit à doubler pratiquement le moment déversant à la base du mur. C'est dire que l'hypothèse d'une hauteur de 5 m ne saurait être beaucoup dépassée sans changer de manière notable le dispositif constructif adopté. Une série d'ancrages, disposés en



nappes sensiblement horizontales à l'intérieur du remblai, seraient alors indispensables à la stabilité d'ensemble.

### 3.3. Tenue des assemblages

Assemblage longrine-pieu (fig. 7a et 7b)

a) Cas où la longrine est poussée vers l'extérieur du mur  
Les longrines les plus sollicitées sont celles situées à la base du mur. Dans l'hypothèse d'une distribution linéaire de la poussée, la plus défavorable en occurrence, la poussée à la base du mur a pour valeur

$$e_a = K_a \cdot \gamma_s \cdot h \quad (5),$$

soit avec  $K_a = 0,33$ ;  $\gamma_s = 2,0 \text{ t/m}'$  et  $h = 5 \text{ m}$ :

$$e_a = 0,33 \cdot 2 \cdot 5 = 3,3 \text{ t/m}'.$$

Avec un intervalle d'environ 3 m entre les piliers, cela conduit à une charge d'environ 15 tonnes pour une hauteur de 1 m.

La reconstitution montrant qu'il y a trois longrines par mètre, chaque tenon devra donc supporter dans la zone la plus sollicitée

$$T = \frac{1}{2} e_a \cdot 3 \text{ m} \cong 1,7 \text{ tonnes}.$$

Les efforts engendrés par la pression d'appui de la longrine sur le pieu peuvent se répartir de la manière suivante (fig. 7b):

I) un effort de cisaillement le long de la coupe A-A

Cette contrainte de cisaillement a pour valeur moyenne

$$\tau_{A-A} = \frac{T}{a \cdot b}$$

où a et b représentent les dimensions du rectangle sollicité dans la portion du pieu résistant à la pression d'appui de la longrine, dans notre cas  $a = 11 \text{ cm}$  et  $b = 10 \text{ cm}$  (voir fig. 2), d'où

$$\tau_{A-A} = \frac{1,7 \cdot 10^3 \text{ kg}}{10 \cdot 11 \text{ cm}^2} \cong 15,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Cette valeur est nettement inférieure à la contrainte limite indiquée dans le tableau I.

II) un effort de traction au travers de la coupe B-B.

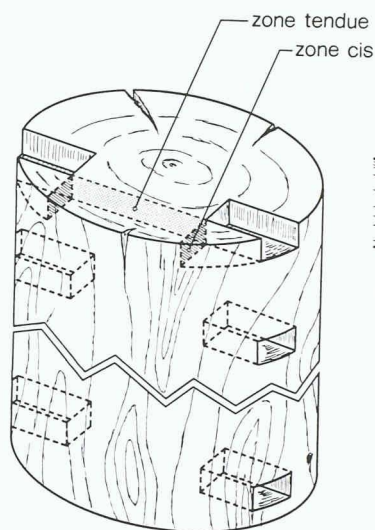


Fig. 7a.- Assemblage longrine-pieu

Cette contrainte de traction peut s'exprimer par la relation

$$\begin{aligned} \sigma_{B-B} &= \frac{2T}{c \cdot b} = \\ &= \frac{3,3 \cdot 10^3 \text{ kg}}{33 \cdot 10 \text{ cm}^2} \cong 10 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Là encore, les sollicitations dans le pieu restent bien au-dessous des valeurs limites indiquées précédemment. Quant aux contraintes de cisaillement dans l'about de la longrine selon la coupe C-C, elles seront légèrement inférieures à celles régnant selon la coupe A-A.

L'assemblage des longrines sur le pieu, dans la zone la plus sollicitée, ne présente pas de danger.

On vérifierait de même que la longrine elle-même, soumise à un effort de flexion, présente une résistance suffisante. On a en effet, au milieu de la longrine, un moment de flexion

$$M_{max} = P \frac{L^2}{8}$$

$$\text{avec } P = \frac{1}{3} e_a \cong 1,1 \text{ t/m}'$$

$$M_{max} = \frac{1,1 \text{ t/m}' \cdot 3^2}{8} = 1,23 \text{ tm}.$$

La contrainte engendrée par cet effort, au milieu de la portée vaut

$$\begin{aligned} \text{pour une section de } 10 \times 30 \text{ cm:} \\ \sigma_{max} \cong 80 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

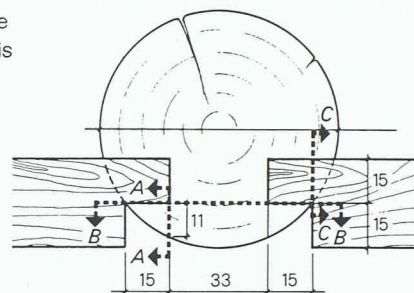


Fig. 7b.- Assemblage longrine-pieu

et

$$\begin{aligned} \text{pour une section de } 10 \times 20 \text{ cm:} \\ \sigma_{max} \cong 180 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Cette dernière valeur est supérieure aux contraintes admissibles figurant dans les normes actuelles; elle reste toutefois bien inférieure à la plus faible des contraintes de rupture des fibres, données dans le tableau I.

b) Cas où la longrine est tirée vers l'intérieur du mur

Ce cas se présente dans la zone supérieure du mur, à l'endroit où les traverses assurent la liaison des deux parois verticales. Nous avons établi plus haut que, si les traverses sont disposées en une seule nappe située au niveau du couronnement, la traction à transmettre d'une paroi à l'autre était de  $5,4 \text{ t/m}'$ .

Comme la force exercée par les traverses s'applique maintenant, selon notre hypothèse sur la seule longrine supérieure, il y a lieu de vérifier le cisaillement de son tenon.

Nous obtenons:

$$\tau_{c-c} = \frac{1}{2} \frac{5,4 \cdot 3 \text{ m}}{10 \times 20 \text{ cm}^2} \cong 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Cette valeur reste nettement inférieure à la contrainte de rupture donnée dans le tableau I. Comme les contraintes de cisaillement dans le pieu sollicitent maintenant une aire beaucoup plus grande, l'assemblage longrine-pieu ne présente que des contraintes faibles. De plus, on voit que grâce à la présence de trois traverses par champ, la longrine elle-même, d'une sec-

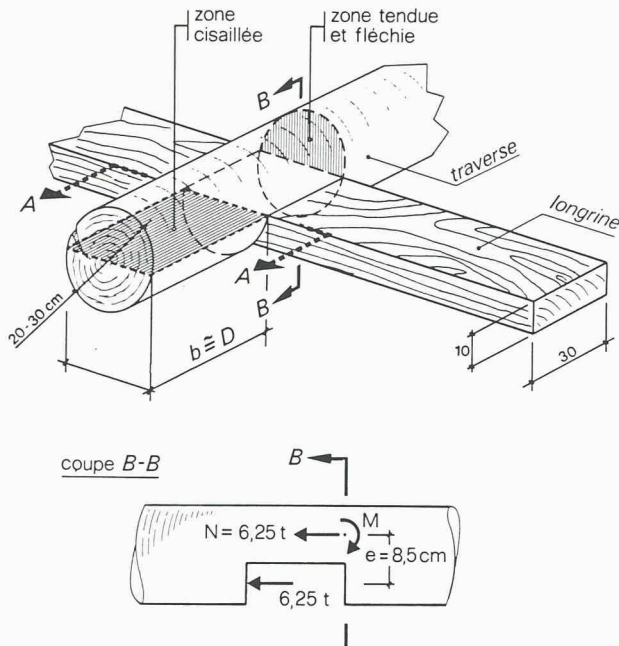


Fig. 8.- Assemblage longrine-traverse

tion de 10-30 cm, présente des efforts de flexion nettement plus faibles que précédemment.

**Assemblage longrine-traverse**  
Pour fixer les idées, nous admettons que les traverses sont constituées par des bois ronds, désignés d'ordinaire par le terme de «fourron», d'un diamètre de 20 cm. En outre, on suppose qu'il y a une traverse par mètre. Le même calcul pourrait être repris avec d'autres dimensions et d'autres sections, carrées ou rectangulaires. L'ordre de grandeur resterait voisin. L'assemblage le plus simple consiste à entailler la traverse pour ménager le passage de la longrine.

La vérification de la résistance de la traverse devra s'opérer selon deux coupes, présentées dans la fig. 8. Tout d'abord les contraintes de cisaillement dans le talon de l'assemblage (coupe A-A).

Si  $P$  désigne la charge à transmettre par chaque traverse, nous obtenons successivement:

$$P = \frac{5,4 \text{ t/m} \cdot 3 \text{ m}}{3} = 5,4 \text{ t}$$

$$\text{et } P = 5,4 \text{ t; } a = D \cong 20 \text{ cm;}$$

$$b \cong D,$$

$$\text{d'où } \tau_{A-A} = \frac{5,4 \cdot 10^3 \text{ kg}}{20 \cdot 20 \text{ cm}^2} = 14 \text{ kg/cm}^2.$$

Cette valeur reste bien au-dessous des valeurs limites.

La traction dans la section nette de la traverse a pour valeur

$$\sigma_{B-B} = \frac{P}{A_{\text{nette}}} + \frac{P \cdot e}{W_{\text{nette}}}$$

avec

$$A_{\text{nette}} \cong 0,39 d^2 = 156 \text{ cm}^2$$

$$e \cong 8,5 \text{ cm.}$$

Moment de résistance

$$W_{\text{nette}} \cong 0,19 r^2 = 190 \text{ cm}^3$$

d'où

$$\begin{aligned} \sigma_{B-B} &= \frac{5,4 \cdot 10^3 \text{ kg}}{156 \text{ cm}^2} + \\ &+ \frac{5,4 \cdot 10^3 \text{ kg} \cdot 8,5 \text{ cm}}{190 \text{ cm}^2} = \\ &35 + 242 = 277 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Cette valeur, située nettement au-dessus des contraintes admissibles selon les normes actuelles, reste malgré tout inférieure aux contraintes de rupture parallèles aux fibres et rappelées dans le tableau I.

Avec une traverse de 20 cm par mètre, la liaison par entaille à mi-bois des traverses est sollicitée par des contraintes qui restent en-dessous du seuil de rupture.

La sécurité de l'ouvrage pourrait être augmentée par l'adoption des mesures suivantes:

- disposition des traverses en plusieurs nappes
- légère entaille de la longrine, de manière à augmenter le

moment résistant de la traverse

- légère augmentation du diamètre de la traverse.

#### 4. Estimation des besoins en main d'œuvre

##### 4.1. Remarque préliminaire

La réalisation d'un ouvrage de l'importance de ce rempart nécessite une organisation bien rodée, un outillage adéquat et de bonne qualité, ainsi qu'une claire définition des tâches et des compétences. Toutefois, plus encore que pour l'analyse de la résistance mécanique de l'ouvrage, nous devons compter avec d'innombrables lacunes dans les éléments de base qui permettent d'estimer le volume de main d'œuvre nécessaire à sa réalisation. Celles-ci portent principalement sur les points suivants.

- Absence de données sur la composition de la main d'œuvre: s'agissait-il d'ouvriers spécialisés? de soldats? Y avait-il, au contraire, mobilisation de toute la population, femmes et enfants compris?
- Rareté des données relatives à la disposition de l'ouvrage: quelles étaient la disposition et les dimensions des casemates, des portes, des tours, des voies d'accès, etc.?
- Absence de données relatives au rythme de travail: existait-il des jours de repos périodiques? Quels travaux pouvait-on exécuter à la mauvaise saison?

Tableau 1

Type de contrainte	Valeur inférieure	Valeur moyenne	Valeur supérieure
Contrainte normale, en traction, parallèle aux fibres ( $\sigma //$ )	500 kg/cm <sup>2</sup>	900 kg/cm <sup>2</sup>	1800 kg/cm <sup>2</sup>
Contrainte normale en compression, parallèle aux fibres ( $\sigma //$ )	480 kg/cm <sup>2</sup>	650 kg/cm <sup>2</sup>	700 kg/cm <sup>2</sup>
Contrainte normale en traction, perpendiculaire aux fibres ( $\sigma \perp$ )	26 kg/cm <sup>2</sup>	40 kg/cm <sup>2</sup>	96 kg/cm <sup>2</sup>
Contrainte tangentielle parallèle aux fibres ( $\tau //$ )		200 kg/cm <sup>2</sup>	
Contrainte tangentielle perpendiculaire aux fibres ( $\tau \perp$ )		110 kg/cm <sup>2</sup>	



Conséquence de ces lacunes, l'estimation du temps nécessaire à la réalisation d'un tel ouvrage ne saurait constituer qu'une première approximation, un ordre de grandeur. Seule une expérimentation en vraie grandeur reproduisant aussi fidèlement que possible les conditions matérielles de l'époque, permettrait de déterminer de manière plus précise le temps nécessaire à cette construction.

Pour évaluer ce temps, nous avons recouru aux sources émanant des praticiens de différentes époques [3], [4], [5]. En effet, l'exécution manuelle des différents secteurs (terrassement, taille du bois) n'a pas subi de modifications fondamentales et ce, vraisemblablement depuis l'antiquité. Il convient de noter ici que les rendements pris en compte dans notre estimation se rapportent à des ouvriers entraînés, car dans le cas d'une main d'œuvre non exercée, ceux-ci peuvent baisser de moitié, voire davantage.

Notre estimation comportera donc une fourchette: l'exécution la plus rapide correspond à un effort intense, par exemple lié à des conditions de guerre. Le temps ainsi obtenu sera multiplié par trois pour rendre compte de conditions plus normales, avec participation d'une main d'œuvre moins spécialisée. Enfin, cette estimation ne porte que sur la construction du mur proprement dit, faute de disposer d'une information suffisante pour les constructions annexes.

#### 4.2. Travaux de terrassement

Par mètre linéaire de mur, le volume à déplacer est de l'ordre de 50 à 60 m<sup>3</sup>, dont la moitié environ provient du fossé situé au pied du mur et l'autre moitié du sol décapé en amont.

Le rendement dépend de la nature du sol, de l'équipement des ouvriers et de leur habileté. Selon Belidor [3], l'extraction d'un

mètre cube de terre moyenne mobilise un sapeur entraîné pendant 4 heures environ, y compris la mise en dépôt sur terrain horizontal à 20 m de distance. Un tel rendement représente une très bonne performance. Avec un personnel moins qualifié et le transport de déblais assuré à l'aide de paniers (et non de brouettes comme admis par Belidor), le temps nécessaire peut doubler voire tripler. La fourchette du temps nécessaire pour extraire et transporter le sol destiné à remblayer le mur et ses abords s'établit de la manière suivante:

valeur inférieure:

$$55 \text{ m}^3 \text{ à } 4 \text{ h/m}^3 = 220 \text{ heures}$$

valeur supérieure:

$$55 \text{ m}^3 \text{ à } 10 \text{ h/m}^3 = 550 \text{ heures,}$$

d'où, pour un mur de 600 m:

$$\text{valeur inférieure: } 132\ 000 \text{ heures,}$$

$$\text{valeur supérieure: } 330\ 000 \text{ heures.}$$

#### 4.3. Travaux de façonnage des bois

Pieux

Les pieux sont constitués de troncs de chêne, dont le diamètre peut atteindre 85 cm. Si l'on considère un diamètre moyen de 75 cm, on peut admettre [5] que la coupe sur pied, effectuée à la hache, mobilise 2 hommes pendant 1,5 heures, la coupe de l'extrémité supérieure n'exigeant quant à elle qu'une heure. L'ébranchage du fût ne devrait pas poser de problème particulier, car les

troncs issus de futaie sont libres de branches sur la longueur envisagée de 6 à 8 m.

Le transport du lieu d'abattage au chantier, pour des pièces pouvant atteindre 5 tonnes, nécessite probablement le recours à des bœufs; avec un coefficient de frottement de 0,2, on obtient une force de traction d'environ 1 tonne. On peut dès lors admettre qu'un attelage de 6 à 8 bœufs devait être assez robuste pour tirer un tel poids. Une équipe de 3 à 4 hommes devait contrôler la progression du convoi et au besoin prêter main forte en cas de difficulté.

En admettant que le lieu d'abattage soit distant de 3 km du rempart, le trajet pourrait prendre 2 h, ce qui permettrait 3 transports journaliers, en comptant les retours sur place. L'estimation du temps nécessaire à la manutention d'un pieu s'établit dès lors de la façon indiquée dans le tableau 2.

Longrines

Les longrines devaient être constituées de bois ronds, dont les extrémités étaient taillées pour se loger dans les mortaises pratiquées dans les pieux. En effet, on imagine mal que les responsables du chantier aient exigé le façonnage complet des quelques 3000 à 6000 longrines à seule fin d'y poser les pierres des parements alors que celles-ci tiennent parfaitement sur des bois ronds, comme cela se pratique de nos jours [5]. Ce point est d'ailleurs secondaire.

Tableau 2

- Abattage (2 hommes à 1,5 h)	3 heures
- Sectionnage de l'extrémité supérieure (2 hommes à 1 h)	2 heures
- Transport (3 hommes à 3 h 1/3)	10 heures
- Préparation des entailles destinées à recevoir les abouts des longrines (2 rangs à 15 entailles à 1/3 h par entaille)	10 heures
- Mise en place du pieu (5 hommes à 3 h)	15 heures
Total pour un pieu	40 heures
Total pour 400 pieux	environ 16 000 heures



Tableau 3

– Coupe des deux extrémités	0,5 heure
– Façonnage des extrémités et d'une face	0,5 heure
– Transport par faisceau de 6 ou 8 pièces, par pièce	0,5 heure
Total 1 longrine	1,5 heure
Total pour 4500 longrines	6750 heures
(parement aval + parement amont avec densité des longrines = 0,5)	
Total pour 6000 longrines	9000 heures

L'estimation prend alors les valeurs figurant dans le tableau 3.

#### Traverses

Le temps nécessaire à la réalisation d'une traverse est sensiblement le même que celui d'une longrine, soit 1,5 h.

Le mur comprend au moins une traverse par mètre linéaire, soit:

$$600 \text{ m} \cdot 1,5 \frac{h}{\text{traverse}} = 900 \text{ heures.}$$

Si l'on dispose trois traverses par mètre, on obtient 2700 heures.

#### 4.4. Mise en place du remblai

Là encore, nous nous baserons sur les temps de remblayage et de mise en place observés de nos jours encore dans des modes de construction analogues. Nous admettrons, pour un module de 3 m compris entre deux pieux successifs, y compris le remblai arrière, qu'une douzaine d'hommes effectue la mise en place au cours d'une journée de 10 heures, soit par mètre linéaire, 40 heures, et pour 600 m, 24 000 heures.

#### 4.5. Travaux annexes

Il faut encore tenir compte de la préparation des voies d'accès, de la construction des tours, casemates, décrochements latéraux, palissades de couronnement ainsi que de l'entretien et de l'affûtage des outils. En l'état actuel de nos connaissances, il nous paraît illusoire d'articuler un chiffre pour cette catégorie de travaux. Par analogie avec les devis pratiqués aujourd'hui, nous évoquerons ce poste sous forme de «divers et imprévus» en lui affectant les 10% des va-

leurs précédentes.

#### 4.6. Récapitulation (tableau 4)

Très approximativement, en comptant 2000 heures de travail effectif par homme et par année, cette fourchette montre que le travail pourrait être effectué par un groupe de 100 hommes pendant 1 année (ou 200 pendant 6 mois) ou, en présence de main d'œuvre non spécialisée, par 220 personnes pendant 1 année.

#### 4.7. Comparaisons avec le mur de Manching

En fin de préparation de notre analyse, nous avons eu connaissance de la publication de Herbert Lorenz traitant du mur de Manching [6].

De manière très succincte, rappelons que cette enceinte représente une longueur de 7000 m environ, et un type de construction comparable, à ceci près que le volume de bois pour l'établissement des caissons était beaucoup plus important et, surtout, que les assemblages étaient assurés par des clous fabriqués sur place...

Tableau 4

	Estimation basse	Estimation haute
– Terrassement	132 000	330 000
– Pieux (abattage, transport, façon, mise en place)	16 000	16 000
– Longrines	6750	9000
– Traverses	900	2700
– Remblayage et mise en place	24 000	36 000
Total	179 650	393 700
Divers et imprévus 10%	18 000	40 000
Total environ	200 000 heures	435 000 heures

L'auteur arrive à une estimation de 500 000 journées de travail nécessaire à la construction de l'ensemble. Rapportée au mètre linéaire de rempart, cette évaluation donne environ 71 journées par mètre.

Dans notre cas, en considérant l'estimation haute et en admettant une journée de travail de 10 heures on parvient à env. 73 journées par mètre linéaire. L'ordre de grandeur reste le même.

#### 5. Conclusion

Les éléments mis à jour lors des fouilles ont permis de reconstituer le plan et les dimensions principales du mur de rempart. Grâce à ces indications, on peut se faire une idée de la forme de l'ouvrage ainsi que du comportement statique de celui-ci.

L'ouvrage constitue un mur caisson, dans lequel la poussée des terres provenant du remblai amont est déviée au sol de fondation par l'action du poids propre du mur.

Ce dernier se compose de deux parois rendues solidaires par des traverses contenant un remplissage de matériaux pierreux. En nous plaçant dans l'hypothèse la plus défavorable, qui consiste à n'admettre qu'une seule nappe de traverses située au voisinage du couronnement du mur, on peut montrer que la construction offre encore une sécurité suffisante.

L'examen des assemblages, même en négligeant la réduction des poussées de terre liée à



la présence des traverses, montre, là encore, que la sécurité statique de l'ouvrage est garantie, du moins au début de son exploitation. En effet, l'action dégradatrice liée aux conditions atmosphériques et au temps n'a pas été prise en compte.

La construction d'un tel ouvrage nécessite l'engagement d'une main d'œuvre maîtrisant parfaitement les techniques de construction: implantation de l'ouvrage, nivellement, terrassement, charpente. L'examen du temps consacré à chaque opération montre clairement que la partie la plus importante est affectée aux travaux de terrassement, et c'est précisément sur cette tâche qu'est concentrée l'incertitude liée au rendement; selon que la main d'œuvre est qualifiée ou non.

Le volume de main d'œuvre nécessaire dépend du type d'organisation sociale adopté par les communautés d'alors. Si l'on imagine une organisation de type hiérarchique, comportant des professionnels dûment for-

més et entraînés, on peut estimer la main d'œuvre nécessaire à quelque 100 hommes travaillant 1 an à temps plein. Si au contraire on fait appel à un noyau de professionnels aidés de nombreux auxiliaires, de force et de qualifications variables, le même volume de travail peut nécessiter 2 à 2,5 fois plus de personnes.

En tout état de cause, ces valeurs demandent à être affinées, soit par une étude détaillée et exhaustive de la littérature, soit en procédant à des essais en vraie grandeur. Quoiqu'il en soit, le rempart de l'*oppidum* du Vully reste un ouvrage exemplaire, qui force l'admiration du praticien de la fin du deuxième millénaire.

#### 6. Remerciements

L'auteur tient à exprimer ses remerciements les plus vifs à MM. Philippe Curdy et Gilbert Kaenel, pour leur soutien, leurs conseils et l'appui documentaire apporté à la préparation de la présente étude; MM. Pierino Lestuzzi et Alain Nussbaumer, alors étu-

dants – depuis diplômés – ont effectué cette analyse avec enthousiasme et compétence; qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

#### 7. Bibliographie

- [1] KOLLMANN, F.: «Technologie des Holzes». Springer-Verlag, 1982
- [2] SUBERKRÜB, M.: «Mastengründungen». Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1958
- [3] BÉLIDOR: «La science des ingénieurs appliquée aux travaux des fortifications», Claude Jombart, Paris, 1729
- [4] SOCIÉTÉ SUISSE DES ENTREPRENEURS: Documentation SSE – Pré-calculation / rendements. DTE 760 414
- [5] DE POURTALES, F.: «Cours de génie forestier». EFL Ecole intercantonale de gardes forestiers, Lyss, 1987
- [6] LORENZ, HERBERT: «Ein bautechnisches Wunderwerk vor der Toren Manchings», *Ingoldstädter Museumsblätter*, no 9, s.d.

## Notes de lecture

### Captage de l'énergie solaire: précurseur genevois

La nécessité d'une meilleure utilisation de l'énergie solaire – énergie renouvelable s'il en est – retient aujourd'hui l'attention et stimule l'inventivité.

Pourtant, l'une des premières applications de caractère technique date d'il y a plus de deux siècles et force est de reconnaître qu'elle a longtemps été oubliée. Son inventeur en est le géologue et physicien genevois Horace-Bénédict de Saussure, plus connu – il est vrai – pour la première ascension du Mont-Blanc que pour ses travaux scientifiques, et ce, bien à tort.

Si l'on a largement conscience aujourd'hui de l'importance de l'énergie, de son origine, de sa consommation comme de sa conservation, dans le fascinant phénomène de la vie, il n'en était pas de même au XVIII<sup>e</sup> siècle. En tant que physicien, de Saussure s'est passionnément voué à l'étude des phénomènes thermiques, qu'il s'agisse du feu ou de la glace. C'est ainsi qu'il fit litière de l'idée que la température de la Terre était conditionnée par

un feu central et démontra qu'elle était le fait du rayonnement solaire.

Ces travaux le conduisirent à développer des méthodes de mesure de la température de plus en plus évoluées, tout en s'efforçant de capter et d'utiliser l'énergie solaire. En 1774, il réussit à faire bouillir de l'eau dans un «héliothermomètre» combinant une isolation thermique avec des verres créant un effet de serre: c'était l'ancêtre des panneaux solaires thermiques actuels.

Un ouvrage vient à point nous rappeler le rôle de ce que l'on pourrait appeler l'école genevoise dans l'évolution des connaissances scientifiques modernes. Quiconque s'intéresse au domaine de la thermique, y trouvera non seulement la chronologie d'une exploration systématique de ce domaine, mais découvrira la personnalité fascinante d'un savant attaché à vérifier sur le terrain la justesse de ses théories. A méditer par tous les scientifiques!

**Le capteur solaire de Horace-Bénédict de Saussure**, par René Sigrist. Un ouvrage broché 17 × 23 cm, 224 pages, 53 illustrations. Editions Passé-Présent et Librairie Jullien, Genève, 1993. Prix: Fr. 42.–