

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 63 (1937)
Heft: 23

Artikel: La capacité de résistance du béton armé dans le calcul des profils fléchis
Autor: Paris, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-48474>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 26.01.2026

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

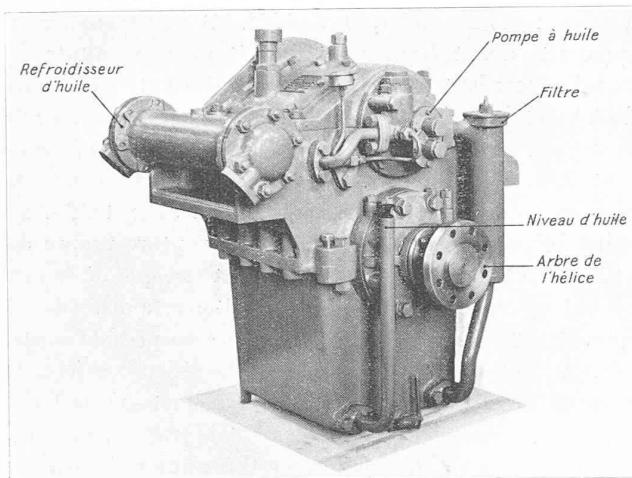


Fig. 5. — Inverseur-réducteur de marche de 150 ch, type MW « S. L. M. — Winterthur » pour un bateau australien.

Notez l'accès facile de la pompe à huile, du filtre d'huile, du niveau d'huile et du refroidisseur d'huile.

tandis que l'autre pignon 8 transmet le mouvement de rotation du moteur à l'arbre secondaire par l'intermédiaire d'une roue d'inversion 9. On voit sur cette figure que les grandes roues dentées 3 et 4 consistent en deux moitiés formant ensemble un intérieur creux dans lequel sont logés les disques d'accouplement dits intérieurs 10 en bronze et qui, sous l'action d'huile sous pression peuvent se déplacer axialement sur l'arbre secondaire pourvu de cannelures. Les disques intérieurs 10 portent des saillies coniques concentriques qui peuvent pénétrer dans des rainures correspondantes pratiquées dans les parois intérieures des grandes roues dentées 3 et 4. A l'état débrayé, ces dernières tournent folles sur les moyeux des disques intérieurs ce qui fait qu'en marche à vide l'arbre secondaire ne se trouve pas entraîné. Lors de l'embrayage, l'huile sous pression pénètre entre les disques d'accouplement intérieurs 10 et les presse dans les rainures de la grande roue dentée, qui, peu à peu, entraîne les disques intérieurs et, par conséquent, l'arbre secondaire. L'admission d'huile se fait par des canaux pratiqués dans l'arbre secondaire et à l'aide d'un robinet de distribution spécial (robinet de commande 6). Ce robinet est conçu de telle sorte que, lorsqu'on passe de la marche AV en marche AR ou vice-

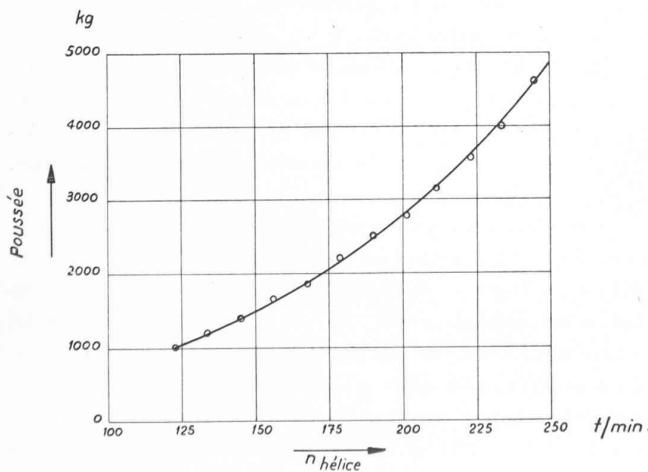


Fig. 6. — Poussée d'hélice, en fonction du nombre de tours de l'arbre d'hélice d'un remorqueur de 300 ch (Bateau amarré).

versa, la pression cesse automatiquement d'agir au moment où le levier quitte la position qu'il venait d'occuper. Le rappel des disques intérieurs se fait instantanément et d'une façon précise au moyen d'huile sous pression ou de ressorts. L'huile sous pression est fournie par une petite pompe à engrenage 12 entraînée directement par le primaire ou par l'intermédiaire d'une des roues secondaires. Une soupape de décharge assure une pression constante et un filtre disposé avant l'admission de la pompe protège celle-ci, ainsi que les accouplements, d'impuretés éventuelles.

L'inverseur de marche comprend aussi un palier de butée 5 supportant la poussée axiale de l'hélice. Ces poussées peuvent devenir grandes dans le cas de remorqueurs ou de bateaux de pêche par exemple. Le graphique fig. 6 représente la poussée de l'hélice d'un remorqueur anglais de 300 CV (fig. 1) en fonction du nombre de tours de l'hélice ; cette poussée fut mesurée au moyen d'un dynamomètre, le bateau étant amarré. Il est bien entendu que les valeurs du graphique correspondent à une vitesse nulle du remorqueur, mais l'expérience montre que de très grandes valeurs sont très souvent atteintes en service normal lorsque le remorqueur est astreint à traîner des charges très lourdes et encombrantes dans des conditions parfois désavantageuses, à très petite vitesse, le moteur Diesel tournant à pleine puissance. Le palier de butée étant ainsi soumis à de grands efforts, sa lubrification a demandé une étude toute particulière. Il ressort clairement de la figure 4 que la surface, sur laquelle la poussée suivant le sens de marche est appliquée, reçoit automatiquement de l'huile sous pression. Ainsi par exemple, à la position AV du robinet de commande, en même temps que l'accouplement AV (grande roue 3) reçoit de l'huile sous pression, cette huile est aussi dirigée sur la surface 13 qui reçoit la poussée d'hélice dans cette direction de marche.

(A suivre.)

La capacité de résistance du béton armé dans le calcul des profils fléchis,

par A. Paris, ingénieur-conseil,
Professeur à l'Université de Lausanne.

La résistance des matériaux évolue sous l'influence des phénomènes de l'écoulement plastique ; la construction métallique a, la première, donné prise à la nouvelle tendance, qui s'est largement exprimée au Congrès de Berlin, il y a une année ; les propriétés de l'acier doux à l'instant de la limite apparente conduisent visiblement à une redistribution des efforts et, par conséquent, à une prolongation parfois considérable de la résistance à la rupture.

Le dogme de la rupture brusque du béton domine encore la conception du matériau complexe armé ; il se justifie par la disproportion entre la capacité de compression linéaire du béton et l'extension considérable de l'acier, au cours de ses allongements supra-élastiques. L'essai montre en effet que, soit dans les profils relativement peu armés, soit dans ceux qui sont riches en acier tendu, l'écaillage du béton conduit à la rupture de l'ensemble ; mais c'est comme phénomène secondaire dans le premier cas, et comme cause essentielle dans le second.

Cette conception serait-elle en voie de se modifier assez pour entraîner une rectification des textes de règlements, qui font loi dans le calcul des dimensions du béton armé ? Sommes-nous en passe de pouvoir utiliser, en fonction d'un degré de sécurité aussi uniforme que possible, et logiquement conçu, les propriétés des matériaux que l'industrie nous livre en qualités croissantes et sans augmentation proportionnelle des prix ?

Le principe de la plasticité du béton est inhérent au diagramme curviligne de sa déformation linéaire. Le professeur *Gehler* l'a cristallisé dans la notion de la « résistance initiale » (« Ursprungsfestigkeit U ») à partir de laquelle les déformations lentes, signalées du reste par M. Freyssinet, témoignent d'un module d'élasticité diminué ; ce module s'annule même momentanément aux paliers de déformation permanente, si clairement montrés par le diagramme « contraintes-allongements » relatif aux essais de Zurich, entre autres¹.

La réaction plastique du béton, qui uniformise ses efforts intérieurs de pression, lui permet de répondre, autant par ses qualités de résistance mécanique élevées que par sa déformabilité, à des armatures en aciers à limite apparente proportionnellement plus élevée ; le domaine ainsi défini prolonge, et de beaucoup dans les cas d'armatures puissantes, la vitalité des profils massifs soumis à flexion simple ou composée.

La belle monographie du Dr *E. Friedrich*, ingénieur, collaborateur scientifique au laboratoire d'essai de l'Ecole polytechnique de Dresde, intitulée « *Die Tragfähigkeit von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbauteilen* »², écrite sous les auspices de la Commission allemande du béton armé, paraît préluder à l'élan définitif de cette évolution.

De fortes discordances séparent, en effet, les résultats des essais et les indications du calcul, dès le moment où, l'armature tendue prédominant, c'est la faiblesse relative du béton comprimé qui doit provoquer la rupture de la poutre. Ce fait a conduit notre auteur dans l'établissement de sa théorie de la résistance plastique du béton armé.

Envisageons une éprouvette formée d'un béton à résistance β à l'écrasement en cube, et d'un acier à limite apparente σ_s ; supposons alors que nous possédions un critère de force portante suffisamment autorisé pour permettre, en cas de flexion, de comparer sûrement la résistance théorique d'une éprouvette avec le résultat de son essai à la rupture. Ce critère se traduira par deux fonctions concourantes, l'une dépendant de la résistance de l'acier, dans les faibles pourcentages, et l'autre émanant de la rupture du béton en soi, si l'armature prédomine. Les abscisses traduisant les positions de l'axe neutre relatives aux pourcentages en acier, la capacité de résistance effective sera la plus petite des ordonnées correspondantes des deux lieux géométriques ; l'intersection de ces lieux fixe le point singulier où la rupture de l'éprouvette fléchie résulte aussi bien de la distension de l'acier que de la faiblesse propre du béton. On remarque alors que, pour

les armatures modérées, destinées à atteindre leur limite apparente avant écrasement du béton, les résultats du calcul concordent d'une manière satisfaisante avec ceux du laboratoire ; c'est le « domaine de l'acier », que traduit avec une fidélité suffisante la loi de Navier, en usage courant dans nos manuels. Si, maintenant, on augmente progressivement la teneur du profil en acier tendu, au point de provoquer théoriquement la rupture propre du béton, et qu'on atteigne ainsi le point critique où le calcul fait commencer le « domaine du béton », la discordance apparaît : tandis que, suivant formules en période élastique, on voit décroître la capacité de résistance (non le moment de rupture qui n'en est qu'un facteur), la fonction réelle continue momentanément à grandir, en remplaçant l'angle vif du diagramme théorique par l'arrondi tranquille des résistances véritables. C'est ce résultat que M. Friedrich obtient avec une approximation remarquable par son critère de capacité.

L'armature critique, qui se place sur la limite des deux domaines, dépend naturellement de la nature propre des matériaux en présence ; elle croît si le béton s'améliore, elle diminue si la limite apparente de l'acier augmente.

La discordance entre résistance de calcul et force réelle du profil, dans le domaine du béton, se marque seulement dans les pourcentages élevés ; le professeur *Schulé* avait montré, dès l'origine de nos normes, qu'une teneur même de 2 % en armature ne conduit à la rupture, d'un prisme de béton normal, que par l'allongement de l'acier doux. La question se présentait, dans ces conditions, comme plutôt académique, et l'on pouvait ignorer pratiquement des proportions d'acier considérées comme non usuelles alors. Le développement de la construction moderne, dans le sens de la hardiesse de conception et de l'élégissement des profils, donne désormais à ce problème un caractère marqué d'actualité.

La résistance croissante de nos ciments, la granulation des ballasts choisis, les procédés de damage et de vibration du béton, et la mise sur le marché d'aciers de construction à limite apparente de plus en plus élevée, naturelle ou réglée à froid, modifient la base des études ; et l'ingénieur, soumis aux conditions économiques et aux lois de la concurrence comme à celles de la bienfacture, ne pourra, à la longue, oublier que les catégories de résistances, inscrites aux normes, représentent des minima, dont le dépassement n'est pas mis en valeur, et constituent un supplément de sécurité en général inutilisé, quoique onéreux.

Le professeur *Gehler* a signalé l'approche de ces nécessités dans ses conclusions au Congrès de Berlin, 1936, en disant : « Dans le second domaine, où la résistance du béton est déterminante (cas rare), on peut introduire un nouveau procédé (de calcul), avec utilisation plus poussée du matériau, afin d'éviter les fers de compression et les goussets, et par conséquent d'améliorer les dispositions constructives »³. C'est ce calcul nouveau, capable de pro-

¹ A. PARIS. *Cours de béton armé I.*

² Edition W. Ernst, Berlin, 1937.

³ W. GEHLER. *Application de l'acier à haute résistance*. Publications préliminaires du Congrès de Berlin 1936. W. Ernst, Berlin.

longer la méthode habituelle jusque dans le domaine de la prépondérance du béton, que M. Friedrich nous présente ici, après l'avoir laissé annoncer au cours dudit rapport.

Si l'on désigne par J le moment d'inertie d'un profil de hauteur utile h' , et par M le couple fléchissant qui le sollicite, la « capacité de résistance » T est

$$T = Mh' : J. \quad (1)$$

Elle permet d'exprimer les deux contraintes, à l'arête du béton et dans l'armature tendue, par

$$\sigma_b = T \cdot \xi \quad \sigma_a = nT(1 - \xi) \quad (2)$$

$$\text{si} \quad \xi = x : h' \quad (3)$$

indique la position relative de l'axe neutre du profil de béton armé. Si l'on fait la somme des contraintes, celle de l'acier étant réduite à l'élasticité du béton, on trouve

$$\sigma_b + \sigma_a : n = T \quad (4)$$

formule qui permet de généraliser la notion de la capacité au domaine de la plasticité ; le moment d'inertie J , du quatrième degré, perd en effet sa signification en même temps que s'évanouit la loi de Navier.

Le moment d'inertie idéal, adéquat à la phase II_b usuelle, s'exprime, en fonction du pourcentage ϕ du profil rectangulaire $b \cdot h'$, par

$$J = bh'^3 \cdot \frac{\xi^2}{2} \cdot (1 - \xi/3). \quad (5)$$

Le rapport T ainsi défini est au fond mal nommé : la véritable « capacité de résistance » croît évidemment avec le couple fléchissant, mais ne devrait pas diminuer avec le moment d'inertie de la période de Navier, ou son équivalent dans le domaine plastique. Ce qui, du reste, n'enlève rien de son intérêt à la valeur T susdite.

Admettons, comme résistance critique du béton, l'évaluation de sa résistance en prisme, fondée sur la limite inférieure des résultats d'essai de la résistance β en cube

$$\sigma_p \sim 0,75 \cdot \beta_{min}. \quad (6)$$

Si on considère la capacité de résistance sous ses deux aspects, définis par les deux formules (2), et qu'on la calcule à la limite apparente σ_s de l'acier et à la résistance critique σ_p du béton, on trouve les deux formes :

$$T_a = \sigma_s : n(1 - \xi) \text{ durant le premier domaine}$$

$$T_b = \sigma_p : \xi \text{ durant le second domaine.}$$

Ces deux valeurs de T , égales dans un profil où les contraintes sont coordonnées, ne le sont plus nécessairement si l'on fixe indépendamment les deux efforts spécifiques σ . Les fonctions T_a et T_b peuvent être représentées, nous l'avons dit, sous forme de lieux géométriques, rapportés à l'abscisse ξ ; elles se coupent au point qui correspond au degré d'armature, assurant la proportion $\sigma_p : \sigma_a$ des contraintes extrêmes.

Le Dr Friedrich établit ses graphiques sur des abscisses $\Sigma = 1 : \xi$

inverses du coefficient de l'axe neutre ; il écrit en conséquence ses deux fonctions (coordonnées Σ et T)

dans le domaine de l'acier, l'hyperbole

$$nT_a \Sigma - \sigma_a \cdot \Sigma - nT_a = 0$$

dans le domaine du béton, la droite

$$T_b - \sigma_b \cdot \Sigma = 0.$$

Le maximum de capacité en période élastique se place à l'intersection de ces deux lignes ; son abscisse résulte de l'équation

$$T_a = T_b$$

et prend la valeur

$$\xi_I = \xi_{critique} = \frac{n \cdot \sigma_p}{n\sigma_p + \sigma_s}. \quad (7)$$

Cette valeur de ξ permet de calculer la teneur limite en armature unilatérale d'un prisme rectangulaire fléchi, grâce à l'équation générale

$$\frac{\xi^2}{2n(1 - \xi)} \quad (8)$$

valable en période d'élasticité des deux éléments, c'est-à-dire aussi longtemps que leurs diagrammes de déformation ne s'écartent pas trop de la droite.

On connaît le diagramme tension—déformation de l'acier doux : une droite à forte pente jusqu'à la limite apparente, puis un palier de quelque durée, suivi d'un rebondissement, qui conduira à la rupture par étirage. Les aciers de construction à haute résistance, St 50 ou 55 ou même davantage, présentent un schéma analogue. Avec des métaux plus durs, le schéma s'arrondit.

Le diagramme d'un béton a une allure toute différente ; curviligne dès les contraintes modérées, il montre la tendance du module d'élasticité à diminuer à mesure de l'augmentation des efforts.

Ni l'un ni l'autre de ces diagrammes ne se prêtent à une utilisation analytique, le premier parce qu'il résulte de deux fonctions linéaires successives et le second parce qu'il émane d'une courbe de degré supérieur. M. Friedrich les remplace tous deux par une enveloppe trapézoïdale, qui représente, avec un écart encore admissible, le travail mécanique de déformation, et qui se prête, par le jeu des constantes, à l'analyse des deux états essentiels à considérer. Il écrit donc

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_{ao} + \epsilon_a E_a && \text{pour l'acier} \\ \sigma_b &= \sigma_{bo} + \epsilon_b E_b && \text{pour le béton} \end{aligned}$$

expressions où ϵ_a et ϵ_b représentent les déformations unitaires de l'acier et du béton, et E_a et E_b les tangentes aux deux diagrammes trapézoïdaux, qui ont les ordonnées initiales σ_{ao} et σ_{bo} sur l'origine.

Si l'on annule la constante à l'origine, on retrouve le diagramme triangulaire du matériau élastique

$$\sigma = \epsilon \cdot E.$$

Si au contraire c'est E , le module d'élasticité, qui tend vers zéro, on a l'image de la plasticité

$$\sigma = \sigma_o.$$

Dans le premier état de résistance du profil, les deux matériaux sont purement élastiques ; le calcul a la forme habituelle, où les sections d'acier, les barres tendues plus spécialement, sont multipliées par le facteur de majoration n , rapport des deux modules d'élasticité. La résultante des efforts de pression du béton se trouve au tiers

supérieur du rectangle comprimé, le type habituel de profil.

Le second cas, celui de l'acier élastique et du béton plastique, conduit à la rupture, tôt après le point critique ou plus tard seulement, mais toujours sans réaliser intégralement l'état de plasticité, c'est-à-dire le degré ultime de résistance. Le calcul est alors aussi simple que pour un diagramme d'élasticité parfaite ; M. Friedrich y a étendu la notion du facteur n de majoration. La résultante D , de pression dans le béton, est à mi-hauteur de la zone comprimée rectangulaire.

Le troisième état, celui de la plasticité complète des deux matériaux, fixe de prime abord les contraintes aux taux de rupture, cas particulier qui élimine le facteur n d'équivalence et fait de l'axe neutre une fonction linéaire du rapport de ces efforts spécifiques. Cette ultime simplicité apparaît comme improbable en réalité habituelle.

La limite commune γ_I des premier et second états est particulièrement intéressante, puisqu'elle s'établit sur la supposition de matériaux intacts, béton tendu fissuré réservé. Mais la seconde limite, γ_{II} , celle qui touche aux deux matériaux devenus plastiques, l'est aussi puisqu'elle fait état d'une réserve de sécurité, qu'il est juste de ne pas ignorer ; on se souviendra toutefois que les résultats de son calcul sont optimistes, parce que basés sur une contrainte critique parfaitement égale en tous points de la zone comprimée.

L'allure de la progression du couple de résistance entre ces deux limites, à travers le domaine de la plasticité du béton, ressort des chiffres suivants, relatifs à un profil rectangulaire $b \cdot h'$, de béton $\beta = 160 \text{ kg/cm}^2$ c'est-à-dire $\sigma_p = 120 \text{ kg/cm}^2$ (chiffre calculé sur la limite indiquée ci-dessus) ; l'acier doux ($\sigma_s = 2400 \text{ kg/cm}^2$) est représenté par le pourcentage φ de son armature tendue ; on a avec $n = 15$:

$$\begin{array}{lll} \varphi=1\% & M_I: bh'^2=20,6 \text{ kg/cm}^2 & M_{II}: bh'^2=20,6 \text{ kg/cm}^2 \\ \varphi=2\% & M_I: bh'^2=26,1 & " \\ \varphi=3\% & M_I: bh'^2=28,8 & " \\ & M_{II}: bh'^2=39,8 & " \\ & M_{II}: bh'^2=57,8 & " \end{array}$$

Le couple maximum M_I résultant de la limite apparente de l'acier, pour $\varphi = 1\%$, il ne peut augmenter du fait de la résistance plastique ultérieure du béton. Au contraire, pour 2 et 3 %, et déjà pour 1,5 %, il est défini par la résistance du béton en prisme comme ordonnée maximum du triangle de résistance ; la traction dans l'armature peut encore augmenter pour répondre à la résultante croissante des contraintes de plasticité, qui s'étendent progressivement sur l'ensemble de la région comprimée ; ce qui conduit largement au double en présence d'une armature de 3 %, dans le cas d'espèce noté ci-dessus. Un acier plus fort, mis en présence du même béton relativement mou, profiterait d'une avance plus grande encore en seconde période. Ce serait l'inverse en cas de béton excellent ; et c'est ce qui se réalise avec nos normes ; car, en présence d'un acier de qualité assez constante, on emploie des bétons qui sont, normalement, meilleurs que les minima requis ; la sécurité en seconde période se fait alors sentir pour de gros pourcentages

seulement ; le domaine de l'acier dure plus longtemps, comme le montre l'équation (7), et la constance du degré de sécurité doit autoriser ces pourcentages, s'ils sont intéressants dans des cas particuliers, où l'élancement du profil prend le pas sur le principe d'économie ; avec des armatures de 2 ou 3 % par exemple ; il est alors logique de proportionner entre elles les qualités du béton et de l'acier.

(A suivre.)

Architecture religieuse

par MARCEL-D. MULLER, architecte S. I. A., à Lausanne.

Le temple protestant présente un plan qui, dans ses dispositions essentielles, se différencie assez peu de celui du lieu de culte primitif du christianisme, si ce n'est évidemment par le caractère de son ornementation et l'atmosphère qu'il crée.

On sait que l'origine du sanctuaire chrétien est à chercher dans le tracé de la basilique des Romains. Cet édifice présentait un plan qui pouvait admirablement s'adapter à sa nouvelle destination, presque sans modification. Au fond du chœur fut réservée la place du trône de l'évêque d'où celui-ci gagnait l'autel situé plus en avant sous le *ciborium* ; il officiait face aux fidèles. Pour la prédication, il montait sur un ambon placé plus en avant dans la nef. Le motif central restait l'autel, mis en valeur par le *ciborium*.

Cette disposition fut celle des basiliques latines, mais ne fut jamais celle des églises du nord des Alpes. Ici l'autel se trouva adossé au mur de fond du chœur, l'officiant tournant le dos à l'assistance. Pour la prédication on fit usage de chaires placées contre un pilier de la nef.

Lors de la Réforme, la nouvelle liturgie établie par les réformateurs, Calvin et Zwingli chez nous, supprimant la messe et réservant une première place à la prédication dans le culte, fit que la chaire devint l'endroit où tous les regards se trouvèrent concentrés. Le chœur se vit délaissé. Dans certaines églises, l'autel dépouillé de toute ornementation, continua à servir pour la célébration de la Cène, dans d'autres il disparut ; le chœur se garnit de bancs et on plaça une table de communion au pied de la chaire. C'est le cas notamment à la cathédrale de Genève et au temple de Saint-François à Lausanne. A la collégiale de Neuchâtel, à la cathédrale de Berne, tout comme à celle de Bâle, on trouve une table de communion en marbre dans le chœur. Au « Grossmünster » de Zurich, ce sont les fonts baptismaux qui, placés dans l'axe du couloir central, à l'entrée du chœur, et revêtus d'une table en chêne supportant une Bible ouverte, qui servent également de table de communion. Une telle disposition se rencontre dans un certain nombre de temples en Suisse, plus particulièrement en Suisse orientale et dans les Grisons.

Il semble intéressant de jeter un coup d'œil sur les temples construits en Suisse romande depuis la Réformation et plus particulièrement au XVIII^e siècle. De cette