

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 74 (1948)
Heft: 16

Artikel: La conception de l'ingénieur dans la construction massive
Autor: Paris, A.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-56029>

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: 16.01.2026

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

BULLETIN TECHNIQUE

DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les 15 jours

ABONNEMENTS :Suisse : 1 an, 20 francs
Etranger : 25 francs

Pour sociétaires :

Suisse : 1 an, 17 francs
Etranger : 22 francsPour les abonnements
s'adresser à la librairie**F. ROUGE & Cie**
à LausannePrix du numéro :
1 Fr. 25

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

COMITÉ DE PATRONAGE. — Président : R. NEESER, ingénieur, à Genève; Vice-président : G. EPITAUX, architecte, à Lausanne; secrétaire : J. CALAME, ingénieur, à Genève. Membres : Fribourg : MM. J. L. HERTLING, architecte; P. JOYE, professeur; Vaud : MM. F. CHENAUX, ingénieur; J. E. ELSKES, ingénieur; E. D'OKOLSKI, architecte; A. PARIS, ingénieur; CH. THÉVENAZ, architecte; Genève : MM. L. ARCHINARD, ingénieur; E. MARTIN, architecte; E. ODIER, architecte; Neuchâtel : MM. J. BÉGUIN, architecte; G. FURTER, ingénieur; R. GUYE, ingénieur; Valais : MM. J. DUBUIS, ingénieur; D. BURGNER, architecte.

Rédaction : D. BONNARD, ingénieur. Case postale Chauderon 475, LAUSANNE

TARIF DES ANNONCES

Le millimètre
larg. 47 mm.) 20 cts.
Réclames : 60 cts. le mm.
(largeur 95 mm.)

Rabais pour annonces
répétées

ANNONCES SUISSES S.A.

5, Rue Centrale
Tél. 2 33 26
LAUSANNE
et Succursales

**CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE**

A. STUCKY, ingénieur, président; M. BRIDEL; G. EPITAUX, architecte; R. NEESER, ingénieur.

SOMMAIRE : La conception de l'ingénieur dans la construction massive, par M. A. PARIS, ingénieur, professeur à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne. — Les pylônes en tube d'acier remplis de béton de Motor-Columbus S. A., Baden. — DIVERS : Institut Suisse de Rome — Academia Helvetica. — LES CONGRÈS : Congrès de l'Union internationale des architectes; Troisième Congrès de l'Association internationale des ponts et charpentes. — BIBLIOGRAPHIE. — CARNET DES CONCOURS. — SERVICE DE PLACEMENT.

La conception de l'ingénieur dans la construction massive

par M. A. PARIS, ingénieur, professeur à l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne¹.

Le cinquantenaire du béton armé a passé presque inaperçu ; ce fut en 1943 que la Société des ingénieurs civils de France le commémora en une cérémonie que les circonstances extérieures firent discrète, sans lui ôter de son grand intérêt ; le périodique *Travaux*, organe de la société, lui a consacré un numéro entier, auquel nous empruntons plus d'un renseignement.

Le béton armé était né déjà cinquante ans plus tôt ; il était apparu au milieu du siècle dernier, émanant de l'intuition d'hommes conscients de la possibilité d'unir en un seul deux matériaux aussi dissemblables que le fer et le béton, l'un dur et fragile, l'autre souple et tenace. Ces matériaux étaient disponibles à côté de tant d'autres : la pierre et le bois, les fibres minérales de l'asbeste, les cordes et les câbles ; l'intuition fit qu'on les choisit pour les unir, et la tentative réussit au delà des espérances.

On avait depuis longtemps paré localement aux faiblesses et aux insuffisances de chaque type de construction : on solidarise des éléments finis incorporés à des ouvrages concrets ; la maçonnerie met le bois hors du terrain humide ; des fers ronds ou méplats arment les poutres et les treillis en bois ;

des chainages ont, dès les temps anciens, protégé les murailles et les colonnes contre l'effet de poussées dangereuses ; les magnifiques cathédrales construites principalement au XIII^e siècle, témoignent de l'effort prodigieux accompli pour unir dans un but commun des matériaux que leurs propriétés divergentes tendaient à faire travailler isolément.

Ces unions localisées ont ainsi eu des succès remarquables grâce à l'heureuse répartition d'efforts déjà individualisés ; mais elles ne conduisent pas à la liaison intime de matériaux, aux propriétés complémentaires, jusqu'à en faire un tout pratiquement homogène. Il faut pour créer cette solidarité de l'ensemble un contact plus intime étendu en toutes sections de l'ouvrage, celui que la fonte et la soudure assurent aux diverses parties d'une structure métallique. Une masse molle, capable d'une prise puissante et enrobant des fibres longues et souples placées en direction des tractions possibles, peut créer par son durcissement un conglomérat capable de résister à la traction comme à la pression, ainsi qu'à leur résultante, la flexion, et aux efforts tranchants, qui l'accompagnent. Ce matériau nouveau, le béton armé, il fallu en étudier les propriétés et savoir en fixer les dimensions.

Les méthodes de calcul, que nous employons aujourd'hui comme un bien commun, étaient à cinquante ans d'ici en pleine gestation ; on entreprenait leur étude et fixait leurs bases. Il y a un demi-siècle seulement que le premier cours de béton armé fut instauré par Rabut à l'Ecole des Ponts et Chaussées de Paris. Nos grandes écoles suisses ont suivi le courant à une décennie près ; c'était au moment où, la Circulaire ministérielle française ayant ouvert le chemin, notre Société suisse des ingénieurs et des architectes discutait des premiers projets de normes établis par le professeur Schulé.

¹ Le 7 juillet, en l'Aula de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne, M. le professeur A. Paris, touché par la limite d'âge, prononçait sa dernière leçon en présence de nombreux étudiants et professeurs auxquels s'étaient joints les représentants des autorités et du monde de la technique.

Nous sommes heureux d'offrir à nos lecteurs le texte de cet exposé par lequel l'auteur, au terme d'un enseignement de 43 ans, signale les progrès remarquables réalisés ces dernières décennies en une technique que lui-même a si largement contribué à développer dans notre pays.

Notre périodique a voulu ainsi s'associer aux hommages d'estime et de reconnaissance qu'adressent aujourd'hui à leur ancien maître tous ceux qui, à un titre quelconque, eurent l'heureux privilège de bénéficier de ses conseils éclairés. (Réd.).

Nous travaillons maintenant à la quatrième rédaction de ce règlement ; le troisième texte faisait partie d'une ordonnance commune à l'acier et au béton ; les nouvelles prescriptions incorporeront le bois ; le béton armé a ainsi définitivement acquis son droit de cité dans le cadre des matériaux traditionnels.

Sa connaissance profonde a en effet tenu à rattraper l'avance que la construction pratique fer-béton avait prise sur elle ; il lui a fallu pour cela un demi-siècle. Tandis que les premiers objets monolithes étaient des œuvres d'essayistes — le canot de Lambot et les cuves à fleurs de Monier — on ne conçoit actuellement rien de sérieux qui ne se fonde sur des calculs ou d'autres justifications formelles.

Des précurseurs comme *Ed. Coignet* ont pressenti cette évolution. Cet ingénieur, fils de manufacturier, fut un des brillants parrains de la construction massive, telle que nous la concevons maintenant. Il avait commencé par utiliser de simples dalles Monier pour garnir l'ossature en poutrelles métalliques de ses toits plats. Esprit observateur, il nota l'effet de solidarisation qui raidit considérablement les charpentes. Il se demanda alors comment expliquer rationnellement ce fait de la collaboration de deux éléments si dissemblables ; mais il ne pouvait s'agir pour lui d'établir autre chose qu'un moyen de calcul aussi simple que possible dans une forme logique ; il cumula par conséquent l'influence des deux matériaux considérés comme fondus en un seul, et astreints aux mêmes déformations ; pour cela, il multiplia les sections d'acier par le rapport dix des modules d'élasticité respectifs ; le temps a passé, mais cette convention n'a pas été enlevée de nos méthodes de calcul, malgré tant de propositions, qui cherchent à remplacer cette fiction par une expression plus authentique de la collaboration raisonnée des deux matériaux. Ayant ainsi mis au point ses premiers calculs défendables, il les appliqua progressivement à la construction de réservoirs, de ponts, de radiers et d'autres gros ouvrages.

François Hennebique avait une autre nature. Maçon de son métier, mais guidé par son ambition et son intelligence, il finit comme chef d'une vaste organisation commerciale d'entreprises concessionnées. Les principes du calcul ne le préoccupaient guère, mais son intuition admirable le conduisit à de grands succès, dont le plus notable fut le pont de la Renaissance, à Rome : une voûte de cent mètres d'ouverture, qui tint dix ans le record de la hardiesse ; les difficultés y abondaient pourtant : mauvais sol de fondation, absence de précédents et de méthodes modernes de calcul. Le sens de constructeur de son auteur le conduisit à ce chef-d'œuvre difficilement explicable encore ; la raison du succès réside dans la liaison intime des deux éléments du monolithe et de toutes les parties entrecroisées de l'ensemble. L'invention de l'étrier de liaison du fer tendu au béton caractérise la conception du travail intérieur et l'esprit de cet ingénieur de haut envol ; c'est ensuite sa vision claire de l'immense champ d'application du matériau nouveau, qui montre son intuition et a fait de lui un grand pionnier du béton armé.

La solidarité intérieure ne trouva que plus tard un calcul précis. Il fallut, pour expliquer la nature intime du monolithe, les recherches de *G. A. Wayss*, qui révéla avant 1900 le mode probable de répartition des contraintes entre acier et béton. La fonction de l'étrier en découle.

Un des artisans les plus remarquables de cette évolution fut l'ingénieur en chef des Ponts et Chaussées *Considère*, qui étudia peu après le phénomène de rupture : gonflement du béton des colonnes et fissure diagonale. Sa conception du béton fretté marque un pas décisif dans la notion moderne de l'étreinte transversale, capable d'augmenter considérablement la résistance longitudinale et la flexibilité du conglomerat ;

ce fut une révélation. L'autorité de ce savant ingénieur lui permit d'en apporter la preuve dans son pont réticulé de vingt mètres, destiné à l'épreuve de rupture en gare d'Ivry.

Un autre chercheur, le professeur *Melan*, s'est attaché à réaliser des voûtes de belle portée en suspendant les coffrages à des arcs métalliques à noyer dans le béton ; le fer se trouva mis ainsi en contrainte préalable par pression ; nous en avons un exemple à Lausanne, au pont Chauderon. Il imagina ce système pour satisfaire aux exigences de normes, qui ne permettaient pas encore au béton de travailler à des taux justifiés par sa grande résistance à la pression. Cette résistance propre attendait une étude adéquate aux besoins nouveaux.

Le Laboratoire d'essai des matériaux pierreux avait ainsi devant lui une grande tâche ; il dut d'abord fixer les raisons de la résistance propre du béton de ciment portland. Ses recherches profitèrent à la construction massive, et étendirent son rayon d'action, ce qui poussa les fabriques de ciment à perfectionner de plus en plus leurs produits, au point d'arriver à des résultats aussi variés que surprenants : portland à haute résistance et à durcissement rapide, ciment alumineux, ciment à expansion réglée, etc. Il ne rentre pas dans notre propos de faire une description des résultats ainsi obtenus par un patient effort. Nous ne pouvons non plus nous étendre sur l'amélioration constante des ballasts et des loirs de leur granulation, qui conduisirent à des formules de résistance du béton, telles que celles auxquelles le professeur *Bolomey* a attaché son nom. Les contraintes croissantes, que les ordonnances autorisent dans le béton, prouvent que les efforts des spécialistes ont eu des résultats brillants sur les résistances acquises, résultats aussi remarquables par le niveau des moyennes atteintes que par la faiblesse du battement des résultats individuels des échantillons.

Parallèlement, de nombreuses épreuves de résistance et de durée ont mis en lumière l'union des deux matériaux de base ; elles montrent que l'élément de construction, dalle, poutre ou colonne, mérite la confiance qu'on mettra en lui en raison de la perfection de sa structure et de son intégration dans l'ouvrage.

La flexion représente la sollicitation la plus caractéristique du prisme de béton armé, car elle souligne mieux qu'une autre la collaboration des deux éléments. En état normal, seule la distension de l'armature sollicitée par des efforts croissants conduira l'arête comprimée à l'épaufrage du béton, et non à son écrasement propre. Le professeur *Brandzaeg* n'a-t-il pas, par des séries célèbres, attesté l'atteinte de la limite apparente d'élasticité dans l'acier de poutrelles en béton très ordinaire, où l'armature atteignait des proportions énormes, du triple ou du quadruple de ce que contiennent nos poutres fléchies habituelles ?

Dans leurs zones tendues, les poutres font en effet appel à l'adhérence du béton au fer, effort si mal connu qu'on renonce à le calculer ; il a pourtant une importance vitale. Le façonnage des barres principales doit, par conséquent, parer, dans toute la mesure du possible, à ses insuffisances éventuelles ou à son affaiblissement par les vibrations ; l'expérience montre qu'il y parvient. Ce n'est aussi qu'avec une extrême prudence, qu'on a dépassé les portées moyennes de dix à quinze mètres des pontons, que *S. de Molins* lança au début de ce siècle sur le Flon, sous Lausanne.

Le mystère, qui planait dès l'abord sur les conséquences pratiques de la solidarité intime du matériau complexe, explique la retenue longtemps témoignée par les autorités à l'égard du béton armé.

On remarque à ce sujet que, en France particulièrement, les chemins de fer, plus jeunes et plus dynamiques, ont été les premiers à mettre leur confiance dans le matériau nouveau, malgré leur service plus dur et leurs charges plus lourdes et plus trépidantes. Le béton tendu peut se fissurer dans la région voisine des armatures ; les lourds essieux des trains lui imposent des efforts très variables, et l'effort tranchant accentue le risque.

Les charges roulantes ont, par conséquent, une influence sensiblement plus grave que le gros poids mort permanent. Les facteurs de majoration des efforts dynamiques méritent, dans les bâtiments industriels en particulier, une attention sévère.

Les précautions à prendre ne sont pas toutes du domaine des suppléments de charge destinés à figurer l'effet des courbures supplémentaires imposées par des vibrations dynamiques. La structure même de l'ouvrage solidement coordonné et nettement asynchrone avec le rythme des machines peut agir plus avantageusement. L'expérience joue ici un rôle important, qui a conduit à une évolution des formes.

Durant la période initiale de développement du béton armé, on s'inspirait visiblement de la construction par dalles portant librement sur des poutres ou des arcs censés indépendants d'elles ; c'était un héritage du temps des charpentes en bois ou en métal, où tout calcul se fait dans le plan.

En réalité, l'ouvrage monolithique se comporte comme un ensemble dans l'espace ; sa nature, qui échappe au tableau, conduit à une représentation difficile et exige la formation spéciale de nos ingénieurs modernes. L'éminent constructeur que fut *R. Maillart* rechercha, l'un des premiers, à tirer parti de ce monolithisme spatial pour supprimer la poutre visible, et obtenir, par la dalle plate, le plafond uni qu'on ne créait jusqu'alors qu'artificiellement par le plâtrissage sur liteaux ou par les corps creux en briques. Sa dalle armée dans les deux directions du plan satisfait à la flexion en cuvette ; de remarquables essais sur grands modèles, puis sur des entrepôts lourdement chargés, mirent en lumière cette solidarité plurilatérale, et fournirent un beau matériel de calcul. Les dalles à champignons accostent leurs colonnes de soutien par des efforts tranchants périphériques, qui y tendent de toutes parts ; elles forment des ensembles de cadres entrecroisés calculables grâce à des formules empiriques, que leur auteur a libéralement publiées, et dont chacun profite aujourd'hui.

La connaissance des efforts de flexion, auprès des colonnes solidaires de la dalle plate et à mi-distance, permet un calcul avantageux des dimensions, non une investigation dans le régime intérieur de l'ouvrage complexe, que représente ce genre de cadre spatial. Si on l'exigeait formellement, cette connaissance demanderait un calcul, que le nombre de ses inconnues pourrait rendre impraticable. C'est le professeur *M. Ritter*, de Zurich, qui a transposé dans le cadre étagé la méthode des foyers, de la poutre continue, illustrée par son prédécesseur et homonyme *W. Ritter* ; il l'a rendue accessible au bureau d'ingénieur en lui appliquant un procédé d'approximations successives fort expéditif. Etudier par cette voie le cadre multiple d'un grand immeuble, exposé à de lourdes charges et à l'effet du vent, devient sinon rapide du moins clair et aisé.

Les bâtiments industriels en forme de squelettes, où les murs sont construits après coup et portés dans les encadrements des montants et des linteaux, sont encore l'exception. Ils ont des inconvénients, leur sonorité entre autres, ce qui peut leur faire préférer la présence de murs porteurs. Dans ce cas, le monolithisme est partiel et le calcul moins précis. Des

simplifications peuvent alors paraître opportunes ; on peut, entre autres, admettre comme définitives les positions des foyers prises comme première approximation. Des ingénieurs éminents ont même pris le parti d'employer le moment fléchissant positif réduit simplement aux quatre cinquièmes de sa grandeur en poutre simple, faute d'être en mesure de chiffrer le degré d'encastrement effectif des organes ; il faut alors prendre garde au fait que cette pratique, justifiée en présence d'appuis simplement maçonnés, suppose des déformations plastiques, qui se traduiraient par des fissures inadmissibles dans un nœud de béton armé, que l'on serait par conséquent conduit à « dimensionner » par des formules plus fidèles à l'encastrement parfait, devenu alors possible.

La mise en lumière des effets de la solidarité intérieure de structure dans le béton armé représente une condition essentielle pour la réalisation de grands ouvrages, des ponts en arcs particulièrement. La question resta longtemps pendante ; ainsi le pont de Châtelleraud, un modèle de légèreté, a été conçu, selon les enseignements de l'époque, comme une série d'arcs indépendants tant en long qu'en travers, et qui portent isolément un tablier censé appuyé comme l'est une poutre continue sur ses poteaux fondés au sol. Personne ne conteste plus que ce ne soit pas le cas ; le tablier fléchit avec les arcs aussi bien qu'entre ses palées d'appui ; il en résulte un cumul d'efforts avec aggravation locale des sollicitations dans les poutres et les dalles. Mais il y a surtout les flexions transmises aux poteaux et, par eux, à leurs insertions dans les arcs : ces points singuliers troublent l'allure naturelle des trajectoires d'efforts intérieurs des voûtes par le jeu alternant des charges et des changements de température. Tour à tour, les professeurs *Ritter* et *Hubner* ont projeté la lumière du calcul et de l'expérience sur la complexité des solidarités au point de rendre aujourd'hui possible une détermination pratiquement exacte de la répartition des efforts entre le tablier et la voûte, et dans le tablier lui-même, aussitôt qu'on a donné une expression mathématique fidèle, dans la mesure du possible, aux élasticités locales et à leur incidence sur le comportement général de l'ouvrage.

Ce lent développement du calcul et de sa mise à la portée des ingénieurs du béton armé a permis la progression, étonnante, de l'audace dans nos grands ponts modernes.

Les ouvrages les plus hardis, les grands ponts en arcs, ont largement dépassé la portée de cent mètres du pont en maçonnerie de Plauen, qui passa pour un chef-d'œuvre ; le pont-route de la Lorraine, à Berne, une voûte en voussoirs de béton de haute qualité, l'avait surclassé depuis lors. Mais quelques années plus tard, un peu à l'aval de ce beau viaduc massif, s'éleva l'arche en béton armé de 150 m du pont des chemins de fer fédéraux, qui conduisit quatre voies principales d'une rive à l'autre de l'Aar. Ailleurs du reste, le pont de Plougastel près de Brest atteint 170 m entre ses piles en rivière, et celui du Tranebergssund de Stockholm va même à 180 m. Le caractère commun à tous ces ouvrages, c'est le refoulement ou l'annulation, si c'est possible, des efforts de traction dans les voûtes ; il assure leur supériorité sur les poutres, même les mieux équilibrées. Une connaissance intime des efforts intérieurs a seule permis d'atteindre une telle hardiesse, qui s'approche de celle des ponts métalliques, plus fins mais moins majestueux. Le sens des responsabilités a agi en faveur de ce développement par l'étude approfondie des formes à donner, des vides à créer et du programme de construction, point de départ de la distribution des efforts intérieurs ; aucune contrainte que le calcul n'ait sondée, en long comme en travers

de l'ouvrage ; on en eut la preuve lors des essais de réception, quand la mesure des déformations révéla l'analogie frappante des lectures sur fleximètres avec les prévisions du calcul.

Les ponts droits, pour limiter leurs portées en dessous des cent mètres, ne présentent pas moins des performances remarquables. Le *Bulletin du ciment* donne l'image suggestive d'un pont sur le Rio do Peixe, dans le Brésil central, où s'est affirmé un mode de construction comparable au lancement des ponts métalliques : équilibrés par des travées de rives, des encoffrements progressaient vers le milieu d'une grande poutre de quelque septante mètres d'ouverture sans faire appel à des échafaudages en rivière. Une fois la clef fermée sans efforts, un réglage des moments était possible après libération des travées. Le pont a ainsi été préservé de tout tassement d'un grand cintre, de toute amorcée de fissure grave par conséquent.

Le réglage des contraintes par la forme à donner et la lutte opposée par vérins ou précontrainte contre la fissuration caractérisent en effet une préoccupation actuelle de la technique du béton et du béton armé.

La fissuration passe pour anodine tant que les efforts restent à peu près constants. La rouille, dont on avait fait grand état, ne s'est jusqu'ici généralement pas montrée inquiétante, même dans des ouvrages exposés à l'humidité. Par contre, le risque de glissement progressif des barres peut justifier des craintes en cas de changements fréquents et intenses des efforts dans l'armature ; l'adhérence du béton à l'acier s'annulant au droit d'une fente contiguë à la barre, il faut un sursaut de résistance dans son voisinage immédiat pour parer à son effet et rattraper le retard des déformations élastiques intérieures ; ce sursaut, dont on a la preuve, perd de son danger s'il se produit sur un court espace, mais il constitue un risque si l'effort se répète, comme cela se produit par exemple dans un mât de transport de force soumis à la torsion par les coups de vent. Il n'y a pas de meilleure parade à ce risque que l'emploi de la précontrainte. Celle-ci consiste à créer, dans la section entière, un état de compression suffisant pour couvrir à la fois et à la longue les tractions dues au retrait et au fluage, et celles droites ou obliques consécutives aux futurs efforts du travail utile et de la fatigue. Si la mise en pression d'une poutre simplement fléchie se fait assez intense, le couple opposé par l'effort intérieur en résulte au complet de l'antagonisme des deux régions du profil de béton, celle qui aurait été comprimée en tous cas, et celle où la pression initiale suffit à couvrir les tractions dues à la flexion intervenue.

Notons d'abord que, réserve faite des conséquences du retrait, le risque de fissuration du béton n'atteint pas ce que font prévoir les contraintes annoncées par le calcul basé sur l'hypothèse de la distension effective du béton : des contraintes théoriques de 10 kg/mm^2 dans l'acier correspondent, avec les proportions habituelles d'armature des poutres, à une traction effective de la moitié ou des deux tiers, selon F. Thoma, c'est-à-dire à un allongement élastique de deux dix-millièmes environ ; le béton, bien constitué et soigné durant sa prise, le supporte au voisinage des barres ; Bach l'a admis après des mesurages scrupuleux s'il en fut. C'est donc dire que les taux de travail du métal, autorisés par nos normes actuelles, sont encore justifiés, dans la dalle massive surtout, car le béton y possède une qualité proportionnée à l'homogénéité de sa structure.

La dalle plate est, à cet égard, favorisée relativement aux profils nervurés, qui ont marqué la période de la grande ascension de la construction monolithique, celle des planchers à fines nervures en particulier. Plus chacun des deux maté-

riaux constitutifs, fer et béton, trouve aisément son mode propre de résistance, conforme à ses propriétés dans le travail commun, et mieux l'ensemble dispose d'une garantie contre leur tendance naturelle à la libération des contraintes tangentielles. Tout ce qui peut donc diminuer, ou même éviter, la traction du béton, et son corollaire la tendance au glissement des barres, profite à l'intégrité durable du monolithe, à sa résistance contre les chocs et les explosions en particulier.

M. Freyssinet, l'éminent constructeur du pont de Plougastel, a poussé très avant la technique de la précontrainte, dont les prémisses datent de loin en arrière, car on a de longue date cherché à compenser les effets du retrait et de la traction mécanique. Il a ainsi trouvé le moyen d'utiliser simultanément, et à la limite de leurs efforts individuels, des aciers tréfilés pour câbles de mines et des bétons à haute résistance. Il a donc résolu, dans ce domaine particulier, le dilemme qui bride le matériau complexe : la qualité croissante des aciers pousse à augmenter leurs efforts de traction et accentue par conséquent leur allongement élastique, tandis que la dureté du béton croît plus vite que sa déformabilité combattue par l'augmentation de son module d'élasticité. La mise en pression préalable place la poutre dans un état particulier ; la suppression intérieure, qui élimine la zone tendue, y maintient intact le moment d'inertie du profil complet, dans lequel les fils d'acier jouent un rôle effacé ; les déformations initiales sont alors telles, que la présence de la charge utile influence à peine la tension spécifique des armatures. Cet état apparemment paradoxal respecte pourtant la loi traditionnelle, que Navier a établie en 1820 environ pour caractériser la résistance intérieure du prisme fléchi homogène.

Appliqué au profil de béton armé, ce diagramme triangulaire est conventionnel ; aussi longtemps qu'il est péjoratif, comme dans le prisme fléchi élancé, on en conserve normalement l'emploi.

Il est clair que la croissance linéaire des contraintes contredit à la chute progressive du module d'élasticité du béton comprimé. A vrai dire, la contrainte en soi nous intéresse uniquement par son rapport avec celle qui conduirait à la rupture, c'est-à-dire par son degré de sécurité. On a néanmoins tenté, de diverses manières, d'établir les calculs conformément à une distribution plus plausible des efforts intérieurs, par exemple sur un diagramme parabolique ou même rectangulaire. L'espoir était d'arriver ainsi à une figuration plus fidèle de l'état de travail intérieur du béton, et surtout de placer l'axe neutre dans une position plus vraisemblable, ce qui importe au calcul des armatures et des contraintes de cisaillement. La complication des opérations a conduit à y renoncer pour le moment.

C'est à Christophe que nous devons d'avoir signalé l'intérêt particulier que présente, dans le profil monolithique, la distribution de la résultante en une force axiale, un moment de flexion et un effort tranchant. Ces trois éléments de contrainte y répondent chacun à une loi particulière, proche parente pour les deux premiers, mais nettement différente pour l'effort tranchant et son associé le moment de torsion, qui cumule ses contraintes avec les siennes dans les régions les plus sollicitées du profil.

Le cercle de Mohr permet de combiner ces sollicitations et d'analyser de près le régime intérieur des corps même compliqués : l'insertion des grandes voûtes, les barrages poids et tant d'autres. Son application suppose l'homogénéité du solide considéré ; plus l'ouvrage est grand et plus l'armature y est logiquement distribuée, dans un corps principalement comprimé surtout, et plus aussi cette supposition s'avère justifiée ; c'est à la construction qu'il appartient donc de

réaliser cette unité de texture. L'expérience a sanctionné cette audace dans les ouvrages où l'armature se distribue le plus près possible des efforts qu'elle doit combattre, et non simplement dans leur résultante théorique, ce qui demande souvent quelques suppléments d'acier. Cette armature suit alors les efforts eux-mêmes, en particulier ces tractions principales obliques dont *Mesnager* a signalé l'action destructive au voisinage des appuis des poutres.

L'emploi de la courbe intrinsèque, enveloppe des cercles de Mohr, a montré pourquoi la pression uni-axiale, qui crée des efforts tangentiels obliques égaux à la moitié de la contrainte de pression, offre moins de danger pour le béton qu'un effort tranchant plus faible, qui s'accompagne d'efforts de traction et les intensifie.

Chaque type d'ouvrage demande donc un traitement adéquat. Si, par exemple, le porteur se fait très court, que la poutre élastique se transforme en ce qu'on est convenu de nommer un « disque », telle la base d'une paroi de silo portant entre deux colonnes, le régime fidèle à la loi de Navier s'efface, la distribution des contraintes se fait plus désavantageuse, car il ne reste plus que les domaines où l'effort tranchant prédomine ; la courbe exponentielle remplace alors le triangle habituel des contraintes, il faut pour en obtenir commodément la plus grande ordonnée une limitation de la hauteur utile, dont l'expérience donne la mesure. Le triangle de Navier reste ainsi la loi habituelle des efforts dus à la flexion.

Quoique le calcul de la section la plus sollicitée suppose la distension de la zone tendue, celui des déformations, base de la recherche des efforts hyperstatiques, admet l'intégrité des sections transversales, ce qui est plus près de la réalité générale. Heureusement, puisque seule une solidarité entière des parties de l'ouvrage conduit à des solutions organiquement conformes à la nature du béton armé. Toute coupure nuit à l'ouvrage, si elle ne compense pas le défaut d'élasticité dans la lutte contre des efforts naturels tels que ceux dus à la température, au retrait, aux déformations lentes du fluage ou au manque de stabilité du sol d'appui. La coupure ou l'articulation crée en effet un point faible et une discordance de nature et d'élasticité ; elle élimine en même temps la possibilité d'un soulagement de parties accidentellement défaillantes ou surchargées ; de graves accidents, tels que la chute de la passerelle du Globe céleste, à l'Exposition universelle de Paris, ne se seraient pas produits en présence de solidarités suffisantes.

Mais ces solidarités peuvent conduire à de grandes complications dans le calcul des efforts intérieurs. Mieux vaut vaincre ces difficultés que de les éliminer artificiellement. Nous avons vu que l'itération donne une excellente solution dans le cas des cadres étagés ; nous connaissons la limitation de zone intéressée proposée par le professeur *Marsch* pour le calcul des silos à cellules multiples, que tout ingénieur doit s'attendre à rencontrer une fois ou l'autre dans sa carrière.

On admet librement ces simplifications dans l'étude des systèmes plans, dont le calcul strict, sans être inaccessible, constituerait une charge matérielle difficile à supporter par le bureau d'ingénieur, et pourrait le conduire à renoncer à une structure, dont l'étude approfondie donne pourtant une idée pratiquement suffisante.

Cette constatation autorise l'emploi d'allègements plus ou moins grands, lorsque la possibilité de résoudre le calcul spatial en dépend. C'est le cas pour les coupes de révolution sous charge cyclique ; leurs paires d'équations différentielles admirablement symétriques ont conduit le professeur *Bolle* à une solution parfaite grâce à des développements en séries ; mais elles ont aussi permis une simplification, qu'on pourrait

juger cavalière à première vue, si elle ne conduisait à une solution pratiquement suffisante par des fonctions trigonométriques amorties par une exponentielle, d'un maniement aisé et plus généralisable. Tandis que la méthode rigoureuse donne la réponse aux problèmes de haute responsabilité, que pose la construction d'une grande coupole, sur une halle publique entre autres, le calcul rapide s'applique couramment à l'étude des modestes calottes, qui couvrent nos réservoirs habituels en participant à l'élasticité de leurs parois.

Ces méthodes sont éprouvées ; d'autres le sont moins. Nous pensons ici au calcul simplifié des voiles autoportants.

Les premières réalisations de ces ouvrages remarquables remontent au professeur *Dischinger*, éminent calculateur qu'aucune difficulté mathématique n'a rebuté. Un voile cylindrique doit satisfaire aux flexions intérieures toujours présentes malgré sa faible épaisseur de quelque huit centimètres, espace strictement nécessaire pour loger les armatures croisées et diagonales ; son équilibre intérieur ne saurait s'établir sans ces flexions ; les ignorer est une erreur. Dans leurs formes les plus modernes, ces voûtes cylindriques parviennent à franchir des vides impressionnants grâce au puissant moment d'inertie de leur profil bombé ; leur portée atteint cinquante mètres au « Fronton recoletos » dont *E. Torroja* a couvert le grand auditoire de seize cents mètres carrés de l'Université de Madrid, et ceci sans colonnes ni tendeurs ; il faut, pour atteindre à une telle audace, un sens aigu des solidarités intérieures et de l'effet des contours pourvus ou non de lignes d'appuis. Car les conditions aux contours projettent leur effet loin à l'intérieur du voile, après en avoir conditionné l'équilibre général. Cela représente une étude mathématique de haute envergure.

On a néanmoins construit des voiles, moins osés il est vrai, en les comparant à de simples enveloppes sans flexion interne. Cela a pu réussir, c'est-à-dire tenir, parce que les retombées libres verticales n'y introduisent pas de flexions dues au poids mort, réserve faite des cimaisses extérieures et des gondoles encastrant l'intérieur ; mais on a alors enjambé la contradiction de l'effort tangentiel maximum en munissant le bord libre d'un tendeur supposé pour l'occasion indéformable. Une fiction si peu justifiée infirme le calcul dans son ensemble, même si, comme c'est le cas, il brille par son élégance ; un ingénieur conscient de ses responsabilités la risquera d'autant moins qu'elle affecte profondément la liberté de son projet, et qu'il se voit obligé d'user du plein cintre ou de la demi-ellipse, encombrants et créateurs de sillons où s'accumulera la neige.

Cet exemple montre à quel point la présence d'un ingénieur, armé d'une forte préparation mathématique et de l'esprit d'analyse et de bon sens, est nécessaire dans le bureau d'étude d'une entreprise de béton armé. Car nul, si le délai offert suffit à l'établissement du projet, ne refusera l'étude d'un ouvrage difficile ; au contraire, toute recherche dans un domaine nouveau doit captiver l'esprit de l'ingénieur avisé.

Deux moyens s'offrent à lui pour vaincre les difficultés, que les problèmes de résistance des matériaux lui opposent : le calcul mathématique et l'essai de modèles. Ces deux moyens sont complémentaires ; ils doivent servir concurremment à la résolution des problèmes difficiles.

Le professeur *Rabut* disait à ses élèves de l'Ecole des Ponts et Chaussées, dont plusieurs sont actuellement d'éminents vétérans du Génie civil français, que « jamais on ne doit calculer ce qu'on peut mesurer ; les mesures ont sans doute une portée moins générale que les calculs, mais elles donnent une certitude, tandis que le résultat du calcul n'est

exact que dans la mesure où les hypothèses mises à sa base le sont aussi.

Ce jugement date désormais, et l'on admet aujourd'hui plutôt une collaboration des deux moyens d'investigation, qu'un choix à faire entre eux. C'est pourquoi la présence à l'Ecole polytechnique d'un laboratoire de statique et sa fréquentation par les élèves est considérée actuellement comme nécessaire à la formation des futurs ingénieurs civils, qui auront l'occasion plus tard de faire appel à ses lumières, capables de faire apparaître l'effet des contingences inaccessibles au calcul de la structure générale; le modèle confirme, dans le cas habituel, la validité de l'étude théorique et l'influence des contours; il signale, à l'occasion, des effets contradictoires aux attentes du calculateur, qu'il pousse ainsi à vérifier les bases de sa méthode; ce qui n'est pas toujours facile. Par exemple, l'effet des nœuds est essentiellement différent selon qu'on examine le croisement des axes ou la masse compacte formée par la rencontre des barres pleines des cadres et des poutres ajourées en béton armé.

Le calcul le plus soigneux ne résout donc les inconnues du problème, que dans la mesure où ses bases sont conformes aux constantes de l'ouvrage; c'est à cette condition qu'il peut, comme l'a dit M. Brice, « définir un domaine dans lequel se trouve l'exacte vérité. La précision du calcul ne peut dépasser l'exactitude de nos connaissances. »

Le choix du système principal, que l'ingénieur prendra comme base du départ de son étude par l'élasticité, peut jouer un rôle essentiel dans l'exactitude des résultats finals. Les grandeurs hyperstatiques, qu'il introduit ensuite, étant des corrections que l'élasticité apporte aux résultats de l'équilibre du système simplifié, c'est dans leur évaluation que se glissent facilement des erreurs. Dans le calcul par approximations successives auquel conduisent les liaisons surabondantes, l'idéal serait que la nature du système principal réduise au minimum les corrections à lui apporter, et que ces corrections soient elles-mêmes en nombre aussi petit que possible; l'emploi des cas de charge symétriques et antisymétriques de la poutre ajourée Vierendeel en est un exemple typique.

Les conditions hyperstatiques s'expriment en général par des déformations élastiques; les inconnues sont alors des moments. Il arrive toutefois que la rapidité de la résolution se trouve dans le choix comme inconnues des rotations aux nœuds, s'ils sont complexes; les conditions sont alors les moments de flexion, qui les produisent et qui réalisent entre eux un équilibre élémentaire. L'avantage de cette méthode, antithèse du calcul habituel par les élastiques, ressort du fait que le point de croisement de deux barres continues supporte quatre moments inconnus, dont l'effet se traduit par une rotation unique. Eviter le travail inutile permet à l'ingénieur de se consacrer à des études plus fructueuses, celles de variantes en particulier; il suffit alors d'une idée heureuse pour le mettre en tête du concours.

Le progrès de la forme se subordonne ainsi toujours plus intimement à celui de la science des constructions.

Ces formes se développent au fur et à mesure des besoins; elles entraînent à leur tour le calcul théorique, qui peut de moins en moins se contenter d'approximations; l'ingénieur doit approfondir les problèmes autant que le permet l'état actuel de la science. Il doit pour cela disposer des moyens matériels indispensables: la connaissance, la liberté et le temps nécessaires à la réflexion; c'est ainsi qu'il pourra porter l'entière responsabilité de ses ouvrages.

Etabli maître d'un domaine limité du vaste champ de travail, qu'est un ouvrage du génie civil ou du bâtiment, l'ingé-

nieur y rencontrera les volontés complémentaires, ou quelquefois contradictoires, de l'architecte, de l'ingénieur mécanicien ou d'autres intéressés. Il devra entrer dans l'équipe pour y résoudre en commun, de la manière la plus harmonieuse possible, les problèmes multiples de la construction: chacun des collaborateurs doit agir selon son point de vue professionnel en respectant celui de ses confrères, en vue d'utiliser au mieux le matériau monolithe, qui doit devenir partie intégrante de l'ensemble de l'ouvrage.

Les problèmes posés sont en effet multiples, et deviennent souvent difficiles à résoudre. L'approche des limites du possible, telles que les conditionnent les matériaux dont nous disposons et notre manière de les employer, force à déchiffrer profondément le faisceau complexe des solidarités intérieures, dont la résultante doit profiter à l'harmonie du système, donc à son économie prise dans la plus haute acception du terme.

Le béton armé peut réaliser tout ce qu'on demandera raisonnablement de lui; mais il a un caractère propre, qui s'affirme désormais et qu'il convient de respecter. La simplicité des lignes de la construction moderne y parvient sans peine, car elle souligne l'unité de structure du matériau homogène; c'est un élément de beauté, que l'expérience de la vie fait apprécier à mesure que s'affirme la personnalité des auteurs de l'œuvre commune.

Les pylônes en tubes d'acier remplis de béton

de Motor-Columbus S. A., Baden

La S. A. d'Entreprises électriques Motor-Columbus qui, depuis plus de cinquante ans a projeté, financé, et dirigé la construction de nombre de centrales et réseaux électriques, a voué depuis 1913 une attention particulière à l'établissement de lignes de transmission d'énergie à haute et très haute tension et a acquis dans ce domaine une large expérience. On sait que cette société a créé, par exemple, avec le concours de l'industrie céramique, un isolateur à fût massif connu sous le nom d'isolateur Motor.

Soucieuse de réduire le coût des lignes à haute tension et frappée par le fait que l'acier nécessaire à la construction des pylônes en treillis de profilés était le plus souvent fort mal utilisé, travaillant parfois seulement au quart ou au cinquième de la sollicitation maximum admissible, Motor-Columbus a développé un nouveau genre de construction pour les pylônes en utilisant des tubes d'acier remplis de béton.

On sait que, contrairement au profil des cornières, le profil circulaire des tubes est celui qui est le mieux adapté à la résistance au flambage. C'est pourquoi l'on avait déjà réalisé des pylônes en tubes d'acier vides, mais leur coût était élevé. L'idée originale d'un des ingénieurs de Motor-Columbus a été d'employer des tubes remplis de béton dont la résistance au flambage est bien plus élevée. On peut dès lors calculer à la traction seule les sections métalliques, tandis que pour les efforts de compression et de flambage, on tient compte de la résistance de l'ensemble acier-béton. Ainsi, les longueurs de flambage peuvent être choisies beaucoup plus grandes que pour les fers cornières ou les tubes vides, ce qui a pour effet de réduire considérablement le nombre des éléments de construction, et, partant, le poids d'acier des pylônes¹.

¹ L'essai au flambage décrit ci-après donne une idée frappante de l'importance des économies possibles.

Un tube soudé de 4 m de longueur, 200 mm de diamètre et 3,5 mm