

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 97 (1971)
Heft: 18: 52e Comptoir Suisse, Lausanne, 11-25 septembre 1971

Artikel: Les recommandations internationales CEB-FIP-1970 de béton armé et de béton précontraint: leurs principes, leur orientation, leur mise au point, leur application aux cas particuliers des structures planes et des structures préfabriquées en panneaux

Autor: Saillard, Yves
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-71243>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 04.05.2025

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

Les recommandations internationales CEB-FIP-1970 de béton armé et de béton précontraint¹

Leurs principes, leur orientation, leur mise au point, leur application aux cas particuliers des structures planes et des structures préfabriquées en panneaux

par YVES SAILLARD, Prof.-Dr.-Ing., directeur du Génie civil de l'Union technique interprofessionnelle des Fédérations nationales du bâtiment et des travaux publics (Paris), vice-président de l'Association française du Béton, président-délégué du Comité européen du béton.

Lorsqu'en 1953, les constructeurs des divers pays européens se mirent d'accord pour conjuguer leurs expériences et leurs recherches sur les structures en béton, ce fut avec la ferme conviction que, seule, l'amélioration de la connaissance expérimentale du comportement réel du complexe acier-béton, dans tous les stades successifs d'élasticité, de fissuration, de plasticité, jusqu'à rupture, pouvait et devait constituer la base fondamentale et unique de tout progrès et de toute économie dans la conception des ouvrages, ainsi que la condition « sine qua non » de tout développement technologique et industriel des techniques du béton armé et du béton précontraint.

Cette orientation générale justifie l'importance qu'au sein de notre comité prirent immédiatement les problèmes de détermination de la *sécurité*.

Notre première idée fut de nous référer au seul critère de rupture, mais elle fut rapidement abandonnée, car elle ne permettait pas de prendre en considération, tant dans le comportement local que dans le comportement d'ensemble des structures, l'intervention progressive de la fissuration et de la plasticité du béton, ainsi que les exigences d'exploitation, particulières à chaque type d'ouvrages.

A cette conception trop simpliste, se substitua donc la notion plus exhaustive d'*états-limites*, pour lesquels la construction (ou certains de ses éléments) peut devenir inapte à la fonction ou à l'usage pour lequel elle a été conçue. Dans cette optique, l'objet du calcul est de garantir une sécurité convenable contre cette « mise hors service », en maintenant la probabilité d'atteindre chaque état-limite en deçà d'une certaine valeur, suffisamment faible, préalablement établie pour le type d'ouvrages considéré. Le choix de cette probabilité revient à une recherche du *coût optimal* de la structure, compte tenu du prix initial de la construction, du budget d'entretien de l'ouvrage durant sa période d'exploitation, du montant de l'assurance des risques de dommages matériels et corporels (résultant de l'atteinte éventuelle de tel ou tel état-limite pendant la construction ou l'exploitation, ainsi que de considérations diverses d'ordre moral ou psychologique).

Classements des états-limites

Les états-limites peuvent être classés en deux catégories : d'une part, les *états-limites ultimes*, pour lesquels est atteinte la valeur maximale de la capacité portante ; d'autre part, les *états-limites d'utilisation*, pour lesquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation ou de durabilité.

Comme « états-limites ultimes », on peut citer, suivant des degrés de gravité décroissants : la rupture de sections critiques par suite d'une déficience des matériaux ou d'un effet non prévu des charges et déformations imposées ; la

défaillance d'un ancrage ; la perte de l'équilibre par basculement d'une partie ou de l'ensemble de la structure ; le dépassement de la limite d'endurance du béton et de l'acier sous charges répétées ; les déformations élastiques ou anélastiques, pouvant conduire à un changement de géométrie de la structure, tel que sa capacité portante soit épuisée.

Comme « états-limites d'utilisation », on peut indiquer : les déformations trop importantes pour une utilisation normale de la structure, ainsi que les contraintes trop élevées, pouvant donner lieu, par exemple, à des effets de fluage excessifs en béton précontraint ; les déplacements anormaux (sans perte d'équilibre) et vibrations inadmissibles ; la fissuration prématurée ou l'excès d'ouverture des fissures, susceptibles de nuire à l'aspect de l'ouvrage ou de favoriser la corrosion des armatures, ainsi que les épaufures du béton. A cette catégorie appartiennent notamment l'état-limite de déformations, l'état-limite de fissuration, et, en béton précontraint, l'état-limite de décompression et l'état-limite d'allongement du béton.

Bien entendu, il n'est pas nécessaire, en général, que la sécurité soit aussi élevée dans le cas des états-limites d'utilisation que dans le cas des états-limites ultimes.

Détermination « semi-probabiliste » de la sécurité

La méthode de calcul adoptée par le Comité européen du béton et la Fédération internationale de la précontrainte dans leurs Recommandations internationales de béton armé et de béton précontraint, peut être définie, conformément aux principes précédents, comme une « méthode *semi-probabiliste d'états-limites* » découlant d'une combinaison et d'un compromis entre les méthodes purement « probabilistes » et les méthodes dites « déterministes » de calcul, dans lesquelles les paramètres de base sont respectivement considérés comme aléatoires ou non aléatoires.

Ce compromis a été imposé par l'état actuel des connaissances. En effet, une analyse probabiliste exigerait, pour être complète, la connaissance de toutes les lois de distribution des charges permanentes, charges variables, actions et déformations imposées agissant sur la structure, des sollicitations correspondantes, des variations des caractères mécaniques des sections ou de l'ensemble de la construction. Malheureusement, de nombreuses données statistiques, indispensables à une telle approche du problème, ne sont pas actuellement disponibles. De plus, certains facteurs ne se prêtent pas encore à une analyse statistique. Dans ces conditions, l'application systématique et généralisée des principes des théories probabilistes présente de sérieuses difficultés, voire même de réelles impossibilités. Il faut donc se borner à utiliser les données statistiques existantes et à apprécier, le mieux possible, les dispersions sur lesquelles peu de données valables existent à l'heure actuelle, quitte à procéder ultérieurement à des corrections, au fur et à mesure des progrès et des connaissances.

¹ Conférence présentée aux journées d'études du groupe spécialisé des ponts et charpentes de la Société suisse des ingénieurs et architectes, le 22 novembre 1969 à Zurich.

Compte tenu de cette situation, la solution adoptée par la CEB et la FIP peut être schématisée par le processus suivant :

1. Prendre en compte des *valeurs caractéristiques* des résistances définissant les propriétés mécaniques des matériaux et des actions extérieures, chaque valeur étant déterminée en fonction de la probabilité, acceptée a priori, que les valeurs effectives soient respectivement inférieures ou supérieures aux valeurs ainsi choisies.

2. Couvrir les autres facteurs d'incertitude en transformant ces valeurs caractéristiques en *valeurs de calcul* :

- a) pour les propriétés mécaniques des matériaux, par l'introduction de coefficients de réduction ;
- b) pour les actions et sollicitations, par l'introduction de coefficients convenables de majoration ou de minoration, compte tenu de la probabilité de coïncidence d'actions de diverses origines.

3. Corriger éventuellement ces valeurs de calcul des résistances des matériaux et des sollicitations intérieures par l'introduction de *coefficients de comportement*, destinés à tenir compte, soit du comportement proprement dit de la structure, soit de la nature des matériaux. Cette notion tend à couvrir notamment les risques de rupture brutale, sans avertissement préalable.

Les valeurs de ces divers coefficients de minoration, de majoration et, le cas échéant, de comportement, varient suivant chacun des états-limites à envisager. Le calcul de la sécurité consiste à vérifier que les sollicitations de calcul ne dépassent pas celles pour lesquelles est atteint l'état-limite considéré.

Prise en compte des déformations imposées

L'extension au béton précontraint de ses précédentes Recommandations 1964 a conduit le CEB à se préoccuper, de manière plus approfondie, de la prise en compte des déformations imposées, qui provoquent une mise en charge « indirecte » de la structure, alors que les charges, permanentes ou variables, en assurent une mise en charge « directe ». Sont considérées comme « déformations imposées » : les effets thermiques, le retrait, le fluage, les déplacements d'appui, la précontrainte par vérins ou par armatures tendues et, plus généralement, toutes les déformations qui ne correspondent pas à l'effet direct des forces appliquées.

Dans la conception adoptée par le CEB et la FIP, la définition des déformations imposées se réfère à un *comportement « élasto-plastique »*, dans lequel les effets élastiques et anélastiques des contraintes sont pris en compte dans leur ensemble. Les déformations plastiques et les fissures sont considérées, conjointement aux déformations élastiques, comme caractérisant la *réponse* du système à l'effet des contraintes ; elles rentrent ainsi dans la catégorie de ce qui, dans le concept plus général des « états de coaction », est défini comme *déformations complémentaires*, telles que la déformation totale (c'est-à-dire : déformations imposées + déformations complémentaires) soit compatible avec les liaisons internes ou externes du système.

L'effet des déformations imposées n'est généralement important que dans la phase élastique du comportement de la structure, car, dans cette phase, les matériaux présentent une faible déformabilité, qui tend à accentuer les contraintes provoquées par les déformations complémentaires. Par contre, cet effet est plus faible en présence de grandes déformations anélastiques : fluage du béton, fissuration ou déformations plastiques précédant l'état-limite

ultime. C'est ainsi qu'il arrive fréquemment que les déformations imposées d'origine thermique soient atténuées, dans une très large mesure, par l'effet de la fissuration.

Dans d'autres cas, par suite d'une disproportion entre l'amplitude relative des déformations imposées qui entrent en jeu, il est quelquefois possible de simplifier sensiblement l'étude de leurs effets sur les conditions d'équilibre. Il peut être notamment envisagé, sous réserve de justifications appropriées, d'*assimiler l'effet de certaines déformations imposées à celui de forces extérieures*, notamment lorsque l'amplitude de ces déformations imposées est grande par rapport à celles des déformations anélastiques qui entrent en jeu. Par exemple, bien que la précontrainte réalisée par mise en tension d'armatures à un taux élevé constitue un équilibre par déformations imposées, les sollicitations intérieures correspondantes sont peu influencées par l'intervention du fluage du béton ; en effet, les déformations dues au fluage sont beaucoup moins importantes que les déformations imposées introduites dans les armatures. Il en résulte, dans ces conditions, que *la précontrainte peut être assimilée à une force extérieure et que l'influence du fluage peut être assimilée à une réduction d'intensité de cette force*.

Détermination des valeurs de calcul des résistances

Les *résistances de calcul* du béton et de l'acier sont déduites des *résistances caractéristiques*, ou éventuellement, en cas d'inexistence de données statistiques valables, des *résistances nominales*. Pour réaliser cette déduction, il faut diviser les résistances caractéristiques (ou nominales) par un *coefficient de minoration*, subdivisible lui-même en deux facteurs multiplicatifs *partiels* et évalué comme tel.

Le premier de ces facteurs partiels a pour objet de tenir compte de la *réduction d'ensemble* de la résistance du matériau lors de sa mise en place, c'est-à-dire, pratiquement, de la réduction possible de la résistance du matériau par rapport à la valeur caractéristique déduite des éprouvettes d'essais de contrôle. Il s'agit, par exemple, pour le béton, des effets de variations locales de répartition des constituants (eau, ciment, granulats, adjuvants...), d'un compactage insuffisant, de conditions climatiques défavorables (chaleur, gel, pluie, vent).

Le second de ces facteurs partiels a pour objet de tenir compte des *réductions locales* accidentelles de la résistance, par exemple : nids de cailloux, détérioration des armatures, etc.

Pratiquement, sous peine de compliquer inutilement la tâche du projeteur, cette distinction de principe n'est explicitée que dans les seuls calculs où elle est absolument indispensable à la représentation fidèle et correcte des phénomènes — ce qui peut être, par exemple, le cas de la vérification de l'état-limite ultime de flambement. Les Recommandations CEB-FIP préconisent donc, pour tous les cas courants de la pratique, des valeurs *globales* du « coefficient de minoration » des résistances.

Détermination des valeurs de calcul des actions et sollicitations

Les *actions et sollicitations de calcul* sont déduites des *actions et sollicitations caractéristiques*, ou, éventuellement, des *actions nominales*, s'il est impossible de considérer une distribution statistique (c'est notamment le cas des « déformations imposées » autres que la précontrainte, généralement assimilable à une force extérieure). Pour opérer cette déduction, il faut multiplier les actions ou sollicitations caractéristiques (ou nominales) par un « coefficient de majoration ou, dans certains cas, un coefficient de minoration » subdivisible lui-même en trois facteurs multiplicatifs partiels et évalué comme tel.

Le premier de ces facteurs partiels a pour objet de tenir compte de la possibilité que les *actions* atteignent des valeurs plus défavorables que les valeurs caractéristiques ou nominales, c'est-à-dire pratiquement, de la possibilité d'intervention d'actions anormales ou même imprévues.

Le second de ces facteurs partiels a pour objet de tenir compte de la possibilité de modifications défavorables des *sollicitations*, dues à des hypothèses de calcul incorrectes (par exemple : introduction de conditions d'appui simplifiées, fait de négliger les effets thermiques ou autres effets difficiles à évaluer), des erreurs de construction, telles que l'inexactitude géométrique des sections, la non-verticabilité des poteaux et les excentricités accidentelles.

Le troisième de ces facteurs partiels a pour objet de tenir compte de la faible probabilité que les diverses actions, agissant simultanément, atteignent, toutes ensemble, leur valeur caractéristique respective.

Cette subdivision arbitraire présente l'inconvénient de ne pas être strictement conforme au concept probabiliste de la sécurité, car, en raison de l'interdépendance de leurs effets, les divers paramètres d'insécurité affectent différemment la valeur globale du « coefficient de majoration » des sollicitations. Elle présente néanmoins l'avantage de réserver l'avenir et de permettre, le moment venu, la prise en compte systématique de tous les effets de redistribution, notamment dans les constructions hyperstatiques. Ceci dit, il faut bien reconnaître que nos connaissances théoriques et expérimentales en ce domaine sont encore très insuffisantes et qu'elles ne permettent actuellement que des vérifications limitées du comportement élastoplastique de zones localisées ou d'éléments structuraux particuliers. De nouvelles recherches seront nécessaires, au cours des années à venir, pour que puisse être envisagé, dans un avenir aussi proche que possible, compte tenu notamment des facilités offertes par les ordinateurs, un dimensionnement élastoplastique d'ensemble des structures, tenant compte de tous les effets de redistribution, provoqués par tous les phénomènes de plasticité, de fissuration, de rémanence, d'endurance, etc.

En fait, il faut bien reconnaître que nous sommes encore loin de cette situation idéale, malgré les nombreuses études actuellement en cours (notamment dans les Commissions « Structures hyperstatiques » et « Dalles et structures planes »). Donc, actuellement, nous devons limiter nos ambitions ; ceci explique pourquoi, en contradiction apparente avec leurs Principes, les Recommandations CEB-FIP préconisent, dans tous les cas courants de la pratique, des valeurs *globales* (et souvent pragmatiques) du « coefficient de majoration » des actions ou sollicitations caractéristiques (ou nominales), en vue de la détermination des actions ou sollicitations de calcul.

Notion de « coefficient de comportement »

Il se peut que, dans certains types de structures, en raison même de leur nature ou de leur constitution, la rupture puisse intervenir de manière brutale sans avertissement préalable ou entraîner des répercussions sociales ou économiques particulièrement graves. Il se peut aussi que la rupture de la structure intervienne sans qu'aucune redistribution élasto-plastique des efforts ne soit possible, de telle sorte que la défaillance d'un seul élément entraîne ipso facto l'écroulement de l'ensemble de la construction. Dans ces conditions, il a été jugé convenable, pour ces types particuliers de structures, d'introduire un *coefficient de comportement* décomposable en deux coefficients partiels, destinés à tenir compte respectivement du comportement de la structure et de la nature des matériaux.

Définition des Classes de vérification des ouvrages

Outre la notion d'« états-limites » et le mode semi-probabiliste de détermination de la sécurité, déjà utilisés dans leur première édition 1964, les Recommandations actuelles du Comité européen du béton et de la Fédération internationale de la précontrainte font appel, dans leur philosophie de base, à un concept nouveau, celui de *Classes de vérification des ouvrages*.

Pour justifier l'opportunité de cette apparente complication, il convient de rappeler, au préalable, que l'un des objets essentiels de la mise en révision des précédentes Recommandations 1964 est leur *extension* à toutes les constructions en béton précontraint. Dans cet esprit, notre objectif fondamental a été de concevoir un document intégré et unifié, *applicable, en parfaite continuité, à toutes les catégories d'ouvrages en béton armé*, depuis les structures à précontrainte intégrale jusqu'aux structures non précontraintes en béton armé classique, en passant par tous les stades intermédiaires de précontrainte et d'armature.

Pour réaliser cet objectif et déterminer le mode de calcul spécifique à chaque catégorie d'ouvrages, il a fallu, pour la vérification des divers états-limites, répartir les structures (ou éléments constitutifs de ces structures) en diverses « classes », tenant compte des conditions d'exploitation, des exigences de durabilité et du coût maximal de la construction.

Il est important de préciser que ces classes représentent, non pas des « Classes de qualité », mais essentiellement des *Classes de vérification*, dont le seul objet est de servir de référence aux exigences imposées, dans chaque cas, au projeteur et au calculateur.

En fait, la définition des différentes « Classes de vérification » des ouvrages, telle qu'elle est envisagée dans les Recommandations CEB-FIP, est caractérisée par le risque que l'on accepte vis-à-vis de la fissuration compte tenu de la nature des armatures, des conditions d'ambiance et d'exploitation de la structure, du type des sollicitations, de la probabilité et de la fréquence de leur dépassement. En pratique, ces classes sont définies par les conditions d'allongement de la zone tendue ou de fissuration éventuelle du béton, pendant toutes les phases de construction et pour toutes les conditions d'utilisation, sous l'action :

- de la totalité des charges et actions permanentes ;
- de la totalité des déformations linéaires du béton, dues aux variations thermohygro-métriques ;
- ainsi que de la totalité ou d'une fraction des charges variables et autres actions.

De ce point de vue, on peut admettre deux groupes *d'exigences vis-à-vis de la fissuration* : ou bien ne pas l'admettre, ou bien l'accepter comme un phénomène normal.

1^{re} option : ne pas admettre la fissuration

Cette option, qui revient en fait à limiter le risque de fissuration à une probabilité fixée a priori, concerne plus particulièrement les ouvrages en béton précontraint.

Ce premier groupe peut lui-même être subdivisé, suivant le choix des états-limites à vérifier, en deux classes : la *Classe I* et la *Classe II*.

En *Classe I*, doivent être vérifiés, dans les phases successives d'exécution et d'utilisation : d'une part, l'*état-limite ultime* ; d'autre part, l'*état-limite de décompression du béton*. Cette vérification, qui doit être effectuée sous la *totalité* des charges et actions d'exploitation, vise notamment le cas des structures particulièrement exposées à la corrosion ou nécessitant une étanchéité absolue, obtenue par le béton.

Elle est également applicable aux ouvrages soumis à des actions dynamiques importantes ou à des actions répétitives, susceptibles de provoquer des phénomènes de fatigue.

En *Classe II*, doivent être vérifiés : d'une part, *l'état-limite ultime* ; d'autre part, *l'état-limite de décompression du béton* (sous la fraction de charges et actions d'exploitation, dont la durée d'application est suffisamment prolongée, eu égard au degré d'agressivité du milieu ambiant et du risque de corrosion des aciers) et *l'état-limite de formation des fissures* (sous la totalité des charges et actions d'exploitation). Il est à remarquer que la Classe II, essentiellement conçue pour les structures en béton précontraint, peut être également applicable aux ouvrages en béton armé classique, dans la mesure où les contraintes de traction sont suffisamment faibles dans le béton pour satisfaire aux critères exigés.

2^e option : admettre la fissuration comme phénomène normal

Cette option concerne plus particulièrement les ouvrages en béton armé, partiellement précontraints ou non précontraints.

Ce second groupe peut lui-même être subdivisé suivant le choix des états-limites à vérifier, en deux classes : la *Classe III* et la *Classe IV*.

En *Classe III*, doivent être vérifiés : d'une part, *l'état-limite ultime* ; d'autre part, *l'état-limite de formation des fissures* (sous la fraction de charges et actions d'exploitation, dont la durée d'application est suffisamment prolongée) et *l'état-limite d'ouverture des fissures* (sous la totalité des charges et actions d'exploitation).

En *Classe IV*, doivent être vérifiés : d'une part, *l'état-limite ultime* ; d'autre part, *l'état-limite d'ouverture des fissures* (sous la totalité des charges et actions d'exploitation). Cette classe correspond aux ouvrages en béton armé classique.

Il faut noter que les critères, sur lesquels sont basées pratiquement ces vérifications d'états-limites de fissuration, présentent un caractère inévitablement arbitraire, souvent discutable, et que, dans de nombreux cas, ils ne constituent pas les seuls paramètres déterminants de la durabilité des ouvrages. En effet, à défaut d'autres critères plus valables, les calculs sont basés sur des *valeurs-limites d'ouvertures maximales de fissures* ($w = 0$, pour l'état-limite de formation des fissures ; $w = 0,1$ ou $0,2$ ou $0,3$ mm, selon le type d'ouvrages et le milieu ambiant, pour les états-limites d'ouverture des fissures), ces valeurs étant évidemment différentes en Classe III et en Classe IV.

Cette observation conduit à rappeler que la distinction entre Classes I, II, III et IV ne peut et ne doit constituer en aucune manière un classement de la qualité des ouvrages. Le seul but de cette classification est de couvrir, de manière continue, l'ensemble des domaines possibles d'utilisation des ouvrages en béton et de définir, pour chacun d'eux, les modes de vérification aux états-limites, permettant d'obtenir les garanties de résistance, d'exploitation et de durabilité, en rapport avec les exigences qui ont déterminé le choix de la classe de l'ouvrage — choix qui constitue l'un des rôles essentiels du maître de l'œuvre et de l'ingénieur projeteur.

Mise au point des Recommandations internationales CEB-FIP

C'est sur la base de ces notions fondamentales d'« états-limites », de valeurs caractéristiques et valeurs de calcul des résistances et des sollicitations, et de « Classes de véri-

fication » qu'ont été élaborées, depuis *près de cinq ans*, les *nouvelles Recommandations internationales CEB-FIP de béton armé et de béton précontraint*.

Le cadre restreint de ce bref exposé, ainsi que le caractère encore évolutif de certains de nos textes, ne me permettent pas d'aborder, dans leur détail, les modes de calcul envisagés pour la flexion et la compression, pour le flambement et l'instabilité d'ensemble, pour l'effort tranchant et la torsion, pour l'adhérence et les ancrages, pour la fissuration et les déformations. Ce serait prétendre, en une demi-heure, développer l'ensemble de la philosophie du calcul aux états-limites du béton armé et du béton précontraint. J'espère qu'une autre circonstance me permettra — ou à l'un de nos collègues — d'aborder tel ou tel de ces sujets, dans l'optique qui est devenue la nôtre.

Je souhaiterais seulement vous préciser que notre nouveau document, en cours d'élaboration, a fait l'objet d'une discussion générale et approfondie en septembre 1969, à la session plénière de Delft, et qu'il sera définitivement mis au point en décembre 1969, lors d'une session complémentaire de rédaction qui se tiendra à Vienne. Après son approbation par le Comité européen du béton, ce texte sera diffusé, au printemps 1970, dans ses différentes traductions, parmi les groupements membres de la Fédération internationale de la précontrainte, en vue de sa présentation au prochain Congrès de la précontrainte, en juin 1970, à Prague. Ensuite viendra, courant 1970, l'impression définitive de cette deuxième édition, qui aura fait le point de nos connaissances et de nos ignorances présentes...

Qu'il me soit néanmoins permis, dans le cadre de la présente conférence, d'évoquer succinctement deux documents complémentaires de nos Recommandations CEB-FIP : d'une part, l'Annexe de calcul aux états-limites des *dalles et structures planes* ; d'autre part, les Recommandations internationales CEB-CIB-UEAtc de conception et de calcul des *structures préfabriquées par assemblage de grands panneaux*. Ces documents sont déjà en cours de parution, dans leur édition française ; ils appartiennent respectivement aux tomes III et IV de nos Recommandations.

Recommandations particulières aux dalles et structures planes

Ces Recommandations — établies sous la direction de notre collègue, M. le Professeur G. A. Steinmann, de Genève — ont, comme premier objectif, de préciser les conditions pratiques de validité et d'application de la *théorie des lignes de rupture* et de la *méthode des forces nodales*, et, plus précisément, de faciliter son utilisation pratique au dimensionnement et à la vérification des ouvrages les plus courants.

On sait, en effet, que la théorie des lignes de rupture est une application aux structures planes, chargées perpendiculairement à leur plan moyen, du théorème cinématique de la théorie générale de l'analyse-limite. Mais, pour avoir la certitude que la charge ainsi déterminée est la charge-limite exacte, il faut pouvoir, dans chaque cas, établir l'existence d'un champ de moments statiquement admissibles, conduisant à la même charge. Or une telle justification n'est praticable que pour les formes de dalles et les cas de chargement les plus simples. Heureusement, les nombreux essais disponibles montrent que la théorie des lignes de rupture, à condition d'être appliquée avec discernement, peut conduire à des dimensionnements sûrs, compte tenu de la réserve de sécurité généralement offerte par les effets de membrane.

C'est dans cette orientation qu'a pu être établi, à l'usage des ingénieurs, un *formulaire* détaillé pour le calcul pratique des dalles simples et des planchers-dalles avec ou sans chapiteaux.

Ce formulaire, qui permet essentiellement la vérification de l'état-limite ultime, c'est-à-dire le calcul de la capacité de résistance, est complété par une série de Recommandations de dispositions constructives, garantissant un comportement satisfaisant des dalles et structures planes dans les conditions normales d'exploitation.

Il est indéniable, en effet, que dans de nombreux cas ce n'est pas l'état-limite ultime — en d'autres termes la capacité de résistance à la rupture — qui est déterminant dans le dimensionnement d'une dalle ou d'un plancher-dalle, car l'application des coefficients de sécurité correspondants — en première approximation : 1,60 — conduit à une structure dont la déformabilité est excessive dans les conditions normales d'exploitation et peut provoquer, entre autres désordres, des fissurations graves dans les cloisons portées. C'est dire que l'application des théories de rupture des dalles n'est pas suffisante et que, dans de nombreux cas, ce sont les *états-limites d'utilisation* : état-limite de déformation et, le cas échéant, état-limite de formation et d'ouverture des fissures, qui peuvent être déterminants dans le dimensionnement.

Or, en ce domaine, nos ignorances paralysent encore la mise au point de méthodes de calcul élastoplastiques, scientifiquement valables et pratiquement utilisables. Notre intention est de nous orienter vers la recherche d'une théorie plus générale, susceptible de décrire l'évolution du comportement de la dalle depuis l'état non fissuré jusqu'à la rupture, compte tenu de l'apparition et de la progression de la fissuration et de la plastification du béton. Cette théorie « évolutive » raccorderait ainsi la théorie de l'élasticité à une théorie de la plasticité adéquate. Son application, qui pourrait sensiblement être facilitée par une utilisation judicieuse des ordinateurs, permettrait de « couvrir » le calcul des divers états-limites, et de choisir, compte tenu des coefficients de sécurité appropriés, celui qui, en définitive, conditionnerait le dimensionnement.

Certaines propositions de théories ont déjà été présentées, mais leur développement a été contrarié par le manque de résultats expérimentaux suffisamment complets, permettant de les vérifier ou de les ajuster sur la réalité de phénomènes. Nous sommes donc encore loin du but et nos désirs lointains ne sauraient être confondus avec les réalités présentes.

C'est pourquoi nous avons dû nous contenter, dans un premier stade, notamment pour la vérification de l'état-limite de déformation, d'envisager des méthodes de calcul « pseudo-élastiques », basées sur des considérations élastiques, mais tenant compte — autant que faire se peut, c'est-à-dire de manière essentiellement pragmatique — des effets de la fissuration et de la plastification du béton.

Il ne faut d'ailleurs pas trop s'illusionner sur l'incidence réelle, au stade de la conception et de l'exécution, de la perfection formelle des solutions théoriques idéales. Car, dans de nombreux cas, l'« optimisation » des structures planes est conditionnée, non pas par la précision du calcul et la diminution des quantités de matériaux, mais essentiellement par les règles de bonne construction et les impératifs économiques de l'exécution (standardisation du coffrage, préfaçonnage des armatures, exigences d'insonorisation).

Il ne faut jamais oublier que, pour le constructeur, les considérations économiques priment généralement les raffinements techniques.

Recommandations particulières aux structures préfabriquées en grands panneaux

C'est pour des raisons spécifiquement économiques, compte tenu de l'expansion croissante des techniques nouvelles d'industrialisation de la construction des bâtiments d'habitation, que le Comité européen du béton, le Conseil international du bâtiment et l'Union européenne de l'agrement ont été priés d'élaborer, en commun, des *Recommandations internationales unifiées pour le calcul et l'exécution des constructions préfabriquées par assemblage de panneaux de grandes dimensions*.

Ce document, définitivement mis au point courant 1967, était en cours d'impression à Rome, lorsque est survenu à Londres le sinistre de Ronan-Point. Il a donc été décidé de surseoir provisoirement à la publication et d'attendre les résultats de l'enquête, afin de comparer l'application de nos Recommandations à l'expérience tragique de l'effondrement de l'immeuble de Ronan-Point, en étroite collaboration avec nos collègues britanniques.

Or, l'examen des détails d'assemblage des immeubles de Ronan-Point a montré que leur conception ne correspondait pas aux Principes de base des Recommandations CEB-CIB-UEAtc, en ce qui concernait notamment la continuité et l'efficacité des jonctions et chaînages. Il est apparu, à la suite d'une discussion approfondie et d'une comparaison avec d'autres sinistres analogues, que le risque d'effondrement « de proche en proche » aurait été fortement réduit, sinon complètement éliminé, si les Recommandations CEB-CIB-UEAtc avaient été satisfaites, car l'intégrité et l'équilibre de l'immeuble auraient été vraisemblablement sauvegardés par le fonctionnement de ses jonctions et chaînages. En conclusion, nos Recommandations se sont trouvées, ipso facto, confirmées par ces événements.

Ces Recommandations sont désormais disponibles ; elles ont déjà servi de base à certains Règlements nationaux de préfabrication. Dès maintenant, avant que leur diffusion ait été opérée systématiquement auprès de tous les maîtres d'œuvre et constructeurs, il apparaît essentiel d'insister sur l'un de leurs Principes fondamentaux, concernant l'organisation générale des structures en panneaux.

En effet, on ne saurait trop insister sur l'absolue nécessité de réaliser une *solidarisation effective* des divers éléments, afin d'éviter toute tendance au comportement en « château de cartes ». A cet égard, la mise en place de *chaînages d'acier, mécaniquement continus*, les uns formant ceinture de la construction, les autres reliant les murs ou façades opposés et intéressant tous les panneaux verticaux, apparaît comme d'une importance primordiale. Ces dispositions présentent, en outre, l'intérêt d'assurer une certaine résistance aux effets d'un événement accidentel (explosion ou impact par exemple) et, lorsque cette résistance n'est pas suffisante, de limiter à une *destruction localisée* les conséquences d'une atteinte à l'intégrité de la construction.

Pratiquement, ces dispositions constructives tendent à conférer à la structure la *résilience* indispensable à un comportement d'ensemble satisfaisant, lors d'une sollicitation accidentelle et imprévisible.

Sous cette réserve, il est permis d'affirmer que la sécurité structurelle d'une construction préfabriquée par assemblage de grands panneaux est au moins équivalente à celle d'une ossature traditionnelle en béton armé et en béton précontraint.

* * *

En conclusion, il m'est un agréable devoir, celui d'adresser, au nom de tous nos délégués du Comité européen du béton, nos plus sincères remerciements à ceux de nos collègues suisses qui nous ont largement aidés, depuis plus de seize années, dans la réalisation et l'aboutissement de nos travaux.

J'ai déjà cité, à l'occasion de son importante contribution au calcul pratique des dalles et structures planes, notre ami, M. le Professeur G. A. Steinmann, de Genève, que vous avez bien voulu appeler aujourd'hui, en raison de sa compétence indiscutée et de sa connaissance approfondie du métier de constructeur, à la présidence de votre Groupement professionnel de la SIA. Je m'associe, très cordialement, à l'honneur mérité qui lui est ainsi fait.

Mais je voudrais également penser à ceux de nos délégués suisses qui eux aussi, dès notre création, ont cru à l'efficacité de notre action et qui nous ont efficacement soutenus : MM. Hartenbach, de Berne et M. le Professeur A. Sarrazin, de Lausanne, ainsi qu'à ceux de nos collègues qui ont plus récemment accepté de participer activement à nos commissions : MM. Birkenmaier, de Zurich, rapporteur du Groupe FIP « Ancrages de précontrainte », M. le Professeur B. Thürlimann, de Zurich, membre de notre Commission « Effort tranchant » et de notre Groupe « Torsion »,

M. le Professeur Panchaud, de Lausanne, et M. le Docteur A. Rösli, de Zurich, membres de notre Commission « Dalles ». Permettez-moi enfin d'évoquer, en un respectueux hommage, la mémoire de M. le Professeur M. Roš, qui sut autrefois nous apporter de précieux et dynamiques encouragements, ainsi que celle de son fils, si tragiquement disparu, constructeur de réputation mondiale et rapporteur de la Commission FIP « Aciers de précontrainte », dont il orienta les travaux vers les résultats concrets qu'en attendaient les ingénieurs praticiens.

J'ajouterais enfin que la délégation suisse du Comité européen du béton présente un rare privilège : celui d'un heureux équilibre entre la rigueur scientifique de ses professeurs et la préoccupation permanente de ses constructeurs, qui est d'obtenir, comme objectif obligatoire d'un approfondissement des connaissances, un réel progrès de la technologie des ouvrages en béton, du double point de vue de la qualité et de l'économie.

Adresse de l'auteur :

Yves Saillard
3, rue de Lutèce
75 - Paris 4^e

La méthode du moiré dans la statique expérimentale

par A. RABINOVICI ingénieur civil SIA, Pully

L'ingénieur projeteur se sert de la statique, mathématique ou expérimentale, pour résoudre un problème. Son but est d'obtenir les données nécessaires au dimensionnement des sections. Selon les difficultés du projet, le choix portera sur l'une ou l'autre des deux disciplines, ou bien les deux à la fois. Dans ce choix interviennent des facteurs tels que la durée, la clarté, la précision ou la simplicité.

Le calcul aussi bien que l'essai impliquent des simplifications quant aux modes de liaison, application des charges, lois contrainte-déformation des matériaux, etc. Souvent, l'étude sur modèle aide le constructeur à visualiser le mode de déformation d'une structure. Bien que nous ayons à disposition des moyens mathématiques de plus en plus perfectionnés, l'exécution d'un essai constituera dans bien des cas le contrôle indépendant du résultat d'un calcul, aussi exact soit-il. Car les résultats numériques fournis par la machine à calculer dépendent des hypothèses de départ qui sont à la base de l'analyse mathématique. Tout au moins pour le constructeur l'essai sur modèle représentera une interprétation physique de la structure. De ce point de vue, le procédé d'essai sur modèle, basé sur le principe du moiré, trouve un champ d'application étendu. Il y a lieu de mentionner surtout son application dans l'étude des plaques chargées latéralement [1, 2]¹ des parois porteuses, des treillis, etc.

Dans ce qui suit sera donné un aperçu de la méthode du moiré ainsi que de ses possibilités d'application pratique.

Principe de la méthode du moiré

L'effet du moiré est basé sur le principe de l'interférence mécanique. Prenons deux réseaux formés de traits opaques et transparents et superposons-les de telle manière que leurs traits soient parallèles (fig. 1). Si l'un des réseaux subit une déformation (une traction dans le cas de la

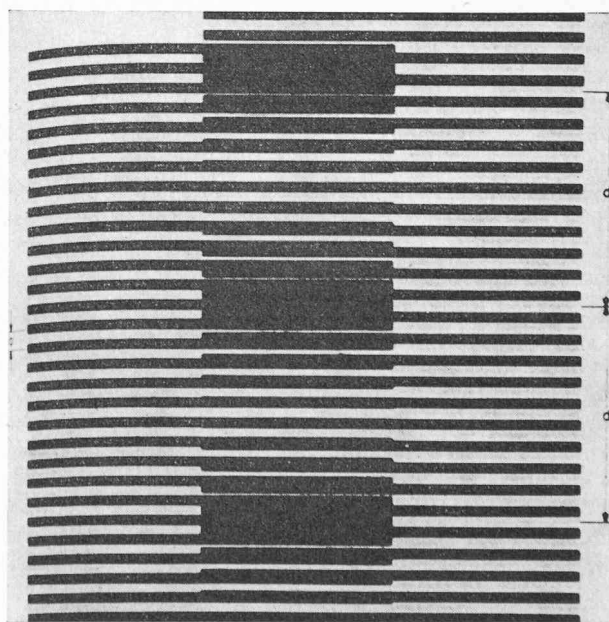


Fig. 1. — Effet moiré obtenu en appliquant une traction à un réseau par rapport au réseau témoin.

¹ Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.