Zeitschrift: Ingénieurs et architectes suisses
Band: 115 (1989)
Heft: 24

Artikel: Application de la norme 162 aux ponts - Introduction
Autor: Walther, René
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-76998

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: 04.12.2025

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

Application de la norme 162 aux ponts – Introduction

1. Remarques générales

Les innovations apportées dans le domaine des ponts en béton armé et en béton précontraint par la nouvelle norme 162, venant d'entrer en vigueur, sont relativement peu nombreuses. Le terrain avait en fait déjà été préparé par les directives 34 et 35 de l'ancienne norme datant de 1968. Ces changements concernent notamment la *vérification de la sécurité structurale*, qui doit dorénavant s'effectuer de préférence selon la *méthode statique de la théorie de la plasticité*, comme le préconisaient déjà les directives susmentionnées.

PAR RENÉ WALTHER, LAUSANNE

Le fait d'avoir tacitement abandonné le principe des contraintes admissibles fondé sur la théorie de l'élasticité, qui a représenté l'outil principal de dimensionnement dans le génie civil pendant plus de cent ans, n'a pas manqué de susciter une certaine opposition, non seulement de la part des inconditionnels de la méthode acquise, mais surtout de la part des nombreux adversaires de la théorie de la plasticité.

Les craintes assez répandues que cette dernière ne se prête pas bien aux structures en béton, parfois considérées comme trop peu ductiles, se sont révélées injustifiées: d'innombrables essais ont clairement mis en évidence le fait que le béton correctement armé dispose d'une très grande capacité de déformation, largement suffisante pour l'application de la théorie de la plasticité. S'il fallait encore une preuve supplémentaire, elle a été récemment livrée à une échelle de vraie grandeur: pendant les grandes inondations qui ont ravagé la Suisse primitive en 1987, la fondation d'une pile du pont de Wassen a subi un affouillement important, provoquant un déplacement vertical de cette fondation de 1,2 m et un déplacement horizontal de 0,7 m (fig. 1). Malgré le fait que le tablier, qui a dû suivre ces énormes déformations imprévues, se trouvait dans un état de plastification postcritique, on a – avec toute la prudence requise – pu relever graduellement cet ouvrage et, après réparation, rouvrir le pont définitivement au trafic. De telles redistributions excessives des efforts intérieurs ne sont évidemment pas du tout à craindre par une application raisonnable de la théorie de plasticité. Bien au contraire: en disposant l'armature et la précontrainte correctement d'après les règles de l'art, les efforts intérieurs vont aux champs des contraintes (normalement champs de moments) sans fissuration ni déformations exceptionnelles.

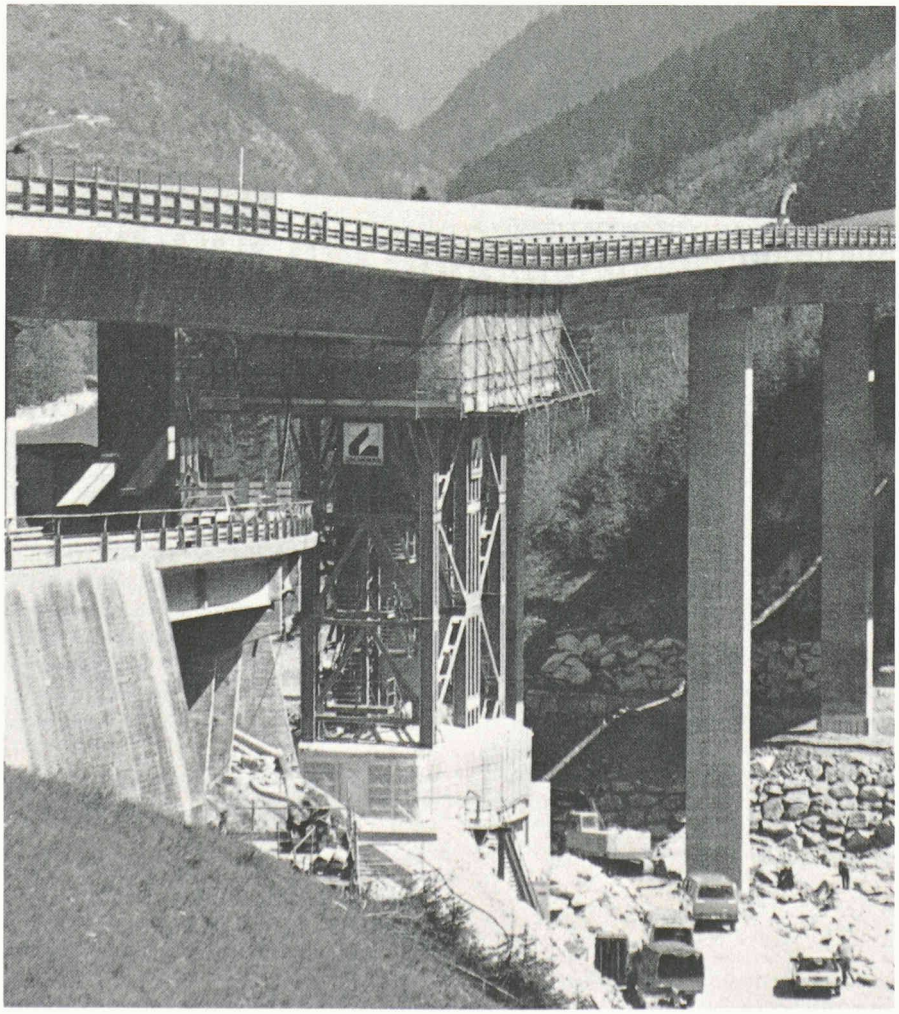


Fig. 1. – Pont de Wassen après affouillement de la fondation d'une pile.

Il ne faut pas perdre de vue non plus que les exigences relatives à l'*aptitude au service* qui, d'après les nouvelles normes, sont plus détaillées et plus sévères que dans le passé, empêchent en général que l'on s'éloigne trop de la distribution élastique des efforts. Dans de nombreux cas, cette vérification constitue le critère primaire du dimensionnement. Cela peut être illustré par exemple pour le pont de Neckarsburg (fig. 2), qui a été construit en utilisant une combinaison de méthodes de construction modernes: montage de l'arc en encorbellement provisoirement haubané, montage des piles par coffrage grimpant et lancement du tablier par poussage cadencé.

Le critère déterminant pour le montage de l'arc était évidemment la maîtrise ou plutôt la limitation des déformations, notamment pendant le lancement du tablier. Les vérifications respectives ont donc nécessairement dû s'effectuer pour les actions réelles (non majorées) d'après la théorie de l'élasticité. Cette exigence, combinée avec un contrôle et un réglage des haubans, assurait a priori la sécurité structurale. Il en va tout à fait autrement en ce qui concerne la stabilité des piles, pour lesquelles une vérification de la sécurité structurale en tenant compte du frottement pendant le poussage et des effets du deuxième ordre est primordiale.

Pour le dimensionnement du tablier, on se doit en revanche de nouveau de faire appel à la théorie de l'élasticité, le critère principal étant d'éviter toute fissuration pendant le poussage cadencé, c'est-à-dire de limiter des contraintes de traction dans le béton à environ 3 N/mm^2.

La stabilité de l'ensemble de la structure, une fois le haubanage provisoire enlevé, doit finalement être vérifiée en tenant compte des non-linéarités géométriques et matérielles. Une certaine complication supplémentaire réside encore dans le fait qu'en géotechnique on travaille encore avec le principe des contraintes admissibles. Pour le dimensionnement des fondations il faut donc d'une manière ou d'une autre transformer les efforts de dimensionnement

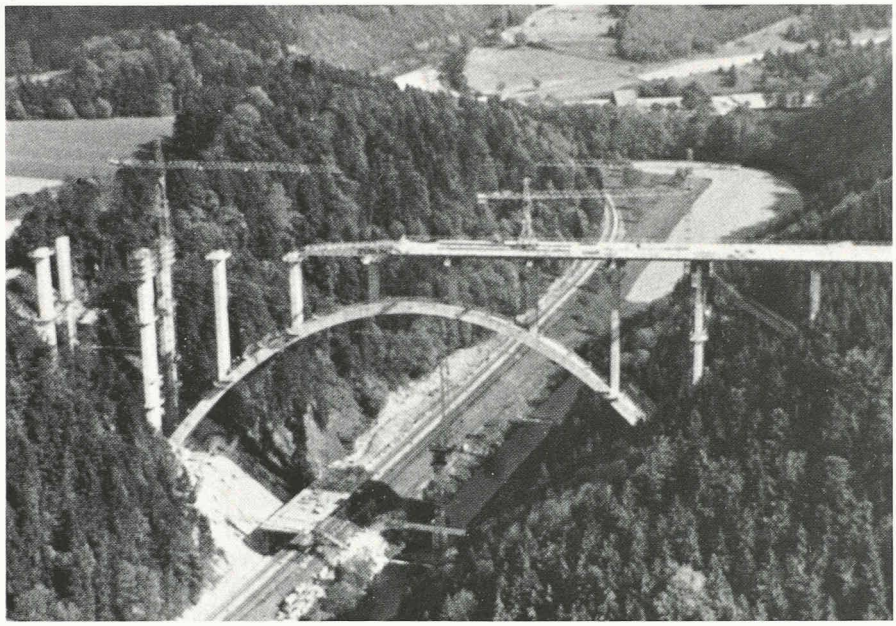


Fig. 2. - Pont de Neckarsburg.

S_d dus à la combinaison la plus défavorable des actions prépondérantes et concomitantes, en une combinaison d'efforts S_{max} non majorés. Même sous peine d'être considéré comme un renégat, il nous semble justifié d'admettre dans ce cas un facteur de charge moyen de $\gamma_d = 1{,}4$, ou si l'on a effectué un calcul de la sécurité structurale, d'utiliser un facteur global de $\gamma_{tot} = 1{,}68$. Bien que le fait de devoir effectuer deux vérifications séparées requière incontestablement un travail supplémentaire non négligeable de la part des ingénieurs projeteurs, il faut reconnaître que ce concept moderne est plus logique et plus approprié que ne l'était la conception des contraintes admissibles, qui comportait pas mal de lacunes, voire d'incohérences, souvent à l'origine d'une mauvaise exploitation du matériau ou de mauvaises dispositions de construction (par exemple joints de dilatation ou appuis mécaniques superflus). Dans le domaine de la construction des ponts, ce travail supplémentaire se justifie largement et ne va guère poser des problèmes insurmontables aux ingénieurs.

Il est plutôt à craindre de la part des praticiens qu'ils ne se heurtent à certains changements des nouvelles normes qui pourraient sembler mineurs, mais qui malgré tout risquent de compliquer considérablement le travail quotidien, tout en constituant une source possible d'erreurs.

A part la difficulté qu'il y a à s'habituer à la nouvelle terminologie, qui se veut scientifique, mais qui s'accorde parfois mal au langage courant, le fait d'avoir dorénavant à considérer des combinaisons assez complexes des actions et de devoir effectuer la vérification de la sécurité au niveau du dimensionnement ne va probablement pas manquer de créer certains problèmes.

2. Niveau de dimensionnement

La sécurité d'une structure porteuse doit être vérifiée d'après la condition:

$$S_d \leq \frac{R}{Y_R}$$

avec:

$Y_R = 1{,}2$ pour des structures en béton

Cette formulation est en principe parfaitement claire et judicieuse. Elle signifie entre autres que dès lors les déformations à considérer dans les problèmes du deuxième ordre seront calculées sous les actions S_d seules et non pas à l'état ultime, tout en réduisant la résistance par le facteur γ_R.

S'il s'agit cependant simplement de dimensionner des sections, cette formulation apparaît peu pratique dans la mesure où le niveau de dimensionnement ne correspond à aucun champ de contraintes physiquement déterminé.

Prenons par exemple le cas très courant de la flexion simple, pour lequel le taux d'armature $\rho_{\text{nécessaire}}$ doit être déterminé:

$$\rho_{\text{néc}} = C_d \frac{M_d}{b\, d^2 f_y}$$

Il serait en principe tout à fait possible de calibrer les coefficients C_d au niveau du dimensionnement. Ceux-ci perdront cependant toute signification physique, contrairement au calcul à la rupture pour lequel le coefficient C correspond à la valeur inverse du bras de levier relatif ζ_u des forces intérieures:

$$\rho_{\text{néc}} = \frac{M_d}{\zeta_u\, b\, d^2 f_y}$$

A seule fin de pouvoir utiliser les nombreuses tables existantes, on va donc être amené à appliquer le facteur de résistance $\geq_R$ du côté des actions:

$$\rho_{\text{néc}} = \frac{\gamma M_d}{\zeta_u\, b\, d^2 f_y}$$

Cet exemple peut sembler trivial ; toutefois la situation est quelque peu moins claire s'il s'agit de sollicitations combinées comprenant plusieurs efforts intérieurs, dont certains ont un effet favorable sur la résistance. Bien que cela ne soit pas explicitement spécifié par la norme, il semble sous-entendu que la résistance doit se déterminer en admettant le même rapport entre les efforts intérieurs que ceux obtenus entre les différentes actions. Cela implique que, pour des besoins pratiques, l'on peut multiplier les actions par le facteur $\gamma_R = 1{,}2$ permettant ainsi d'utiliser les tables et les abaques couramment établis pour l'état ultime. Encore faut-il les transformer légèrement en tenant compte des nouvelles notations et définitions, comme exposé dans la figure 3.

3. Combinaison des actions

Comme mentionné ci-dessus, une des difficultés majeures pour les ingénieurs praticiens va être de s'accoutumer aux nouveaux principes et à la terminologie concernant les actions sur les structures, fixés dans la norme SIA 160.

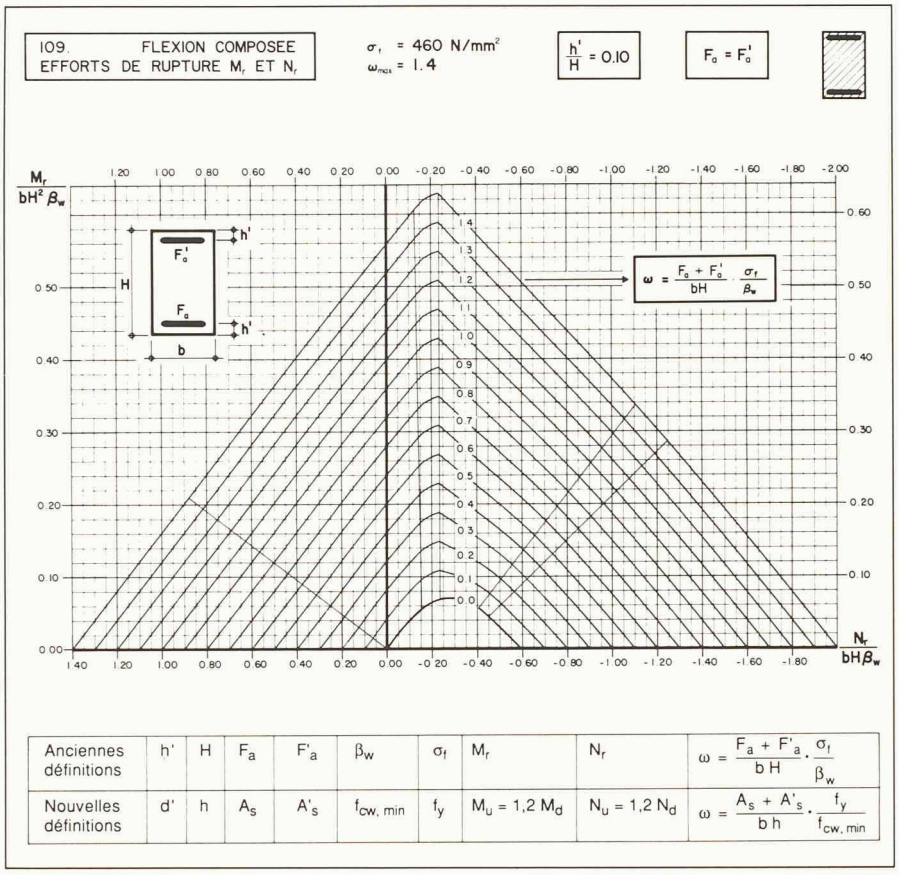
Tout d'abord il faut noter que dorénavant on ne parle plus de charges principales et de charges complémentaires; ces notions sont en quelque sorte remplacées par les termes d'*actions prépondérantes* et d'*actions concomitantes* pour la vérification de la sécurité structurale, tout comme par les charges de courte et de longue durée ($q_{\text{ser, court}}$ et $q_{\text{ser, long}}$) pour la vérification de l'aptitude au service.

De prime abord, cette nouvelle façon de faire peut sembler très compliquée. Cette impression est renforcée après une première lecture de la norme et nombreux seront les ingénieurs qui craindront que ces vérifications multiples et complexes n'accroissent démesurément leur travail. Bien que les règles concernant les actions soient à notre avis parfois plus compliquées que leurs effets réels ne le justifient et que la norme comprenne quelques clauses discutables, force est de constater et d'apprécier la logique de ces principes par rapport à ceux de l'ancienne norme.

D'autre part, l'application pratique ne se révèle pas aussi ardue qu'elle le paraît.

Cela peut être vérifié par exemple par la table de la figure 4, qui résume les combinaisons et les facteurs de charge à considérer pour la vérification de la sécurité structurale.

On constate tout d'abord, peut-être avec un peu d'étonnement, que le poids



Anciennes définitions	h'	H	F_a	F'_a	β_w	σ_f	M_r	N_r	$\omega = \frac{F_a + F'_a}{b\,H} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$
Nouvelles définitions	d'	h	A_s	A'_s	$f_{cw,\,min}$	f_y	$M_u = 1{,}2\,M_d$	$N_u = 1{,}2\,N_d$	$\omega = \frac{A_s + A'_s}{b\,h} \cdot \frac{f_y}{f_{cw,\,min}}$

Fig. 3. - Diagramme d'interaction pour la flexion composée [1][1] et table de transformation.

propre n'est pas considéré comme une action prépondérante (art. 3.2.3.3 « le poids propre de la structure porteuse n'est qu'exceptionnellement une action prépondérante»). Comme exception on cite les ponts en encorbellement, sans pour autant donner des indications précises sur la manière de procéder dans ce cas. Nonobstant cette affirmation, il est évident que le poids propre constitue indubitablement l'action la plus déterminante dans le cas de ponts en béton – elle est en général 2 à 5 fois plus importante que les charges utiles (même pour des ponts de petites et de moyennes portées). Cela implique entre autres que l'armature nécessaire pour assurer la sécurité du poids propre seul se réduit de 15%, de par:

$$\gamma_R \cdot \gamma_G = 1{,}2 \cdot 1{,}3 = 1{,}56$$

qui est à opposer à:

$$\gamma_{\text{global}} = 1{,}8$$

que l'on considérait dans les anciennes normes.

A part cela, le dimensionnement primaire d'après la théorie de la plasticité devient assez simple, dans la mesure où en règle générale les charges utiles sont à considérer comme action prépondérante. Le vent, en tant qu'action concomitante, étant plus critique que la neige, la combinaison des actions se réduit à:

$$S_d = S(1{,}3\,G_m + 1{,}5\,Q_{\text{utile}} + 0{,}8\,Q_{\text{vent}})$$

En ce qui concerne la dalle de roulement, et souvent également le tablier du pont, l'influence du vent est normalement négligeable, de sorte que le dimensionnement de ces éléments peut s'effectuer de la même manière que jusqu'à présent, à l'exception du changement de définition des charges utiles et de la réduction de l'influence du poids propre.

Pour le cas des piles de ponts élancées, l'action prépondérante sera souvent le vent, que ce soit au stade de montage ou à l'état définitif. La combinaison d'actions à considérer s'écrit donc comme suit:

$$S_d = S(1{,}3\,G_m + 0{,}8\,Q_{\text{utile}} + 1{,}5\,Q_{\text{vent}})$$

avec Q_{utile} en tant qu'action concomitante ne comprenant que les modèles de charges 1 (4 roues à 75 kN) et 3 (charge uniformément répartie sur toute la chaussée). Notons encore en passant que le coefficient dynamique ne s'applique qu'au modèle de charge 1 et seulement s'il s'agit d'une action prépondérante (sécurité structurale) ou s'il s'agit de $Q_{\text{ser, court}}$ (aptitude au service). Il est de surcroît constant:

$$\phi = 1{,}8$$

La clause selon laquelle le poids propre, s'il agit favorablement, est à minorer par un facteur $\gamma_{G\min} = 0{,}8$ (art. 3.2.2.5) précise que cette réduction ne doit pas être appliquée par zone d'influence. Cela serait d'ailleurs totalement irréaliste dans le cas de ponts de grandes portées haubanés ou construits par encorbellement. A toutes fins pratiques, cette clause ne s'applique qu'au cas des piles et des pylônes ou, à la rigueur, au contrepoids et aux lestages.

La sécurité vis-à-vis des séismes doit se vérifier suivant la dernière ligne de la table (fig. 4), c'est-à-dire en admettant que l'action prépondérante est une action accidentelle Q_{acc}.

Ce petit exposé met en évidence que les nouvelles règles concernant les actions ne sont en effet pas tellement compliquées, mais qu'elles amènent au contraire une certaine cohérence quant à la question des combinaisons à considérer, ce qui n'était pas le cas de l'ancienne norme.

Il en est de même en ce qui concerne la vérification de l'aptitude au service: mis à part sur les ponts – routes prévus pour les transports exceptionnels, il n'y a que les charges utiles indiquées dans la figure 5 à considérer, ce qui simplifie considérablement le calcul des flèches et le contrôle d'une fissuration éventuelle.

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

ACTION PRÉPONDÉRANTE ▽	POIDS PROPRE STRUCTURE PORTEUSE	CHARGES UTILES**	POIDS PROPRE ÉLÉMENTS NON PORTEURS	CHARGE DE TERRE	ACTIONS DU SOL	VENT**	NEIGE**	SÉISME CHOC
CHARGE UTILE	$\gamma_G = 1{,}3$	$\gamma_Q = 1{,}5$	$\psi = 1{,}3$	$\psi = 1{,}3$	valeur prudente	$\psi = 0{,}8$ ($\psi = 0$)**	$\psi = 0{,}8$ ($\psi = 0$)**	0
CHARGE DE TERRE	$\gamma_G = 1{,}3$	$\psi = 0{,}5$ à 1 ($\psi = 0$)**	$\psi = 1{,}3$	$\gamma_Q = 1{,}5$	valeur prudente	$\psi = 0{,}8$ ($\psi = 0$)**	$\psi = 0{,}8$ ($\psi = 0$)**	0
ACTION DU SOL	$\gamma_G = 1{,}3$ ou $\gamma_G = 0{,}8$*	$\psi = 0{,}5$ à 1 ($\psi = 0$)**	$\psi = 1{,}3$	$\psi = 1{,}3$	*valeur extrême*	$\psi = 0{,}8$ ($\psi = 0$)**	$\psi = 0{,}8$ ($\psi = 0$)**	0
VENT	$\gamma_G = 1{,}3$ ou $\gamma_G = 0{,}8$*	$\psi = 0{,}5$ à 1 ($\psi = 0$)**	$\psi = 1{,}3$	$\psi = 1{,}3$	valeur prudente	$\gamma_Q = 1{,}5$	$\psi = 0{,}8$ ($\psi = 0$)**	0
NEIGE	$\gamma_G = 1{,}3$	$\psi = 0{,}5$ à 1 ($\psi = 0$)**	$\psi = 1{,}3$	$\psi = 1{,}3$	valeur prudente	$\psi = 0{,}8$ ($\psi = 0$)**	$\gamma_Q = 1{,}5$	0
ACTION ACCIDENTELLE	$\gamma_G = 1{,}0$	$\psi_{acc} = 0{,}3$ à 1	$\psi_{acc} = 1{,}0$	$\psi_{acc} = 1{,}0$	valeur prudente	$\psi_{acc} = 0$	$\psi = 1 - \frac{1000}{h}$	Q_{acc}***

* Cas exceptionnel où G agit favorablement

** En tant qu'action concomitante, seulement une des actions variables doit être considérée; pour les autres actions $\psi = 0$

*** Valeur de dimensionnement sans facteur

Fig. 4. - Combinaison des actions et leurs facteurs de charge, en fonction de l'action admise comme prépondérante.

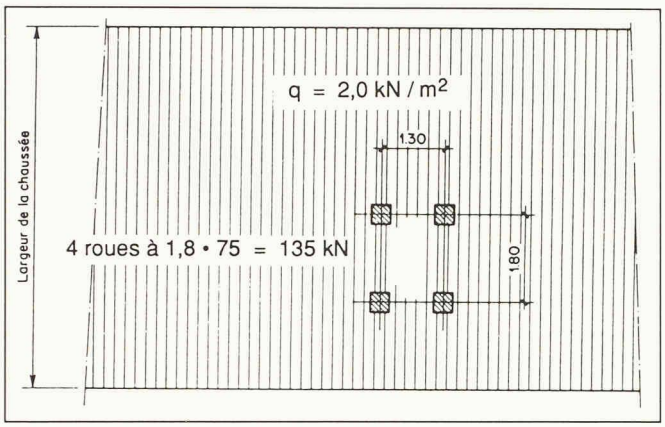


Fig. 5. - Disposition des charges pour la vérification de l'aptitude en service.

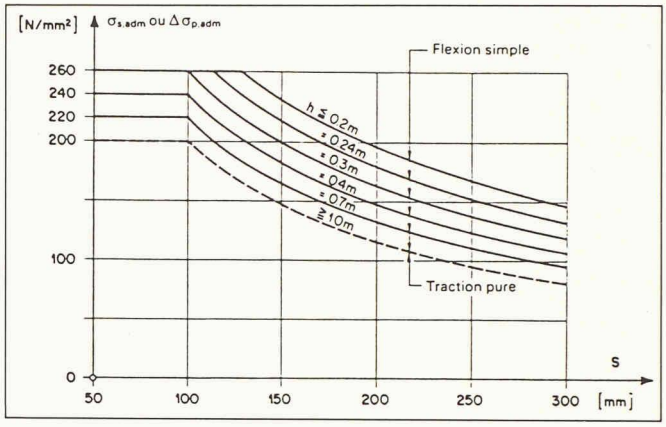


Fig. 7. - Limitation des contraintes σ_S et $\Delta\sigma_p$ en fonction de l'écartement S des barres pour des cas d'exigences élevées.

4. Précontrainte

La formulation des exigences quant à la précontrainte évoquées dans les normes 160 et 162 peut sembler quelque peu ambiguë, dans la mesure où les cas exceptionnels sont traités de manière plus détaillée que les cas courants.

Il convient donc de préciser qu'en règle générale la précontrainte intervient du côté de la résistance pour la vérification de la sécurité structurale. Elle n'est à considérer comme action extérieure que pour des effets locaux (introduction des forces de précontrainte) ou dans le cas où la précontrainte peut exceptionnellement causer la ruine de l'élément considéré (par exemple éléments préfabriqués fortement précontraints).

Le facteur de charge $\gamma_Q = 1{,}2$ relatif aux actions de la précontrainte ne s'applique donc qu'à ces cas exceptionnels.

Pour la vérification de l'aptitude au service on considère d'ordinaire la précontrainte comme action extérieure. D'un point de vue strictement théorique, cette pratique n'est pas tout à fait correcte, la force de précontrainte P agissant simultanément sous forme d'un effort normal de compression excentré sur la section du béton et sous forme d'une traction F_{pt} sur la section du tirant de précontrainte, créant ainsi un parfait état d'autocontrainte (fig. 6).

A toutes fins pratiques, il est cependant expédient de traiter la force de précontrainte comme action extérieure constante. Cependant, s'il s'agit d'une précontrainte partielle, il faut tenir compte de l'augmentation des contraintes $\Delta\sigma_p$ dans les tirants, ainsi que des contraintes σ_s dans l'armature passive qui naissent après fissuration. Le calcul de ces contraintes se révèle indispensable pour des ponts partiellement précontraints, étant donné que la nouvelle norme fixe des limites de fissuration relativement sévères en cas d'exigences élevées. Ces limites sont illustrées par le diagramme de la figure 7.

En appliquant la méthode de Wuczkowski, on peut effectuer ce calcul de manière très simple et suffisamment précise comme suit:

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s}\left(\frac{M_s}{\zeta d} - P\right)$$

avec:

$$M_s = M + P \cdot y_p$$

et

$\zeta \cong 0{,}9$ (bras de levier des forces intérieures)

Des informations plus détaillées se trouvent dans les tomes 4 et 5 du *Traité de génie civil* [2] et [3] qui vont paraître et qui seront fondés sur les nouvelles normes SIA 160 et 162.

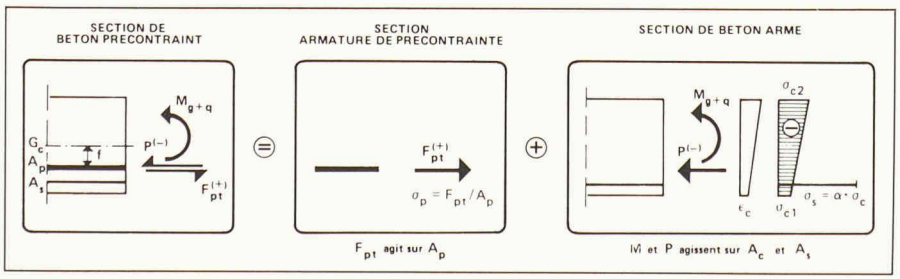


Fig. 6. - Etat d'autocontrainte dans la section.

Bibliographie

[1] Walther, René: *Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé*, Presses polytechniques romandes, Lausanne, 1977.

[2] Walther, René; Miehlbradt, Manfred: *Béton armé et précontraint* I, Presses polytechniques romandes, Lausanne, 1989.

[3] Favre, Renaud et al.: *Béton armé et précontraint* II (*Dimensionnement des structures en béton*), Presses polytechniques romandes, Lausanne, 1989.

Adresse de l'auteur:
René Walther, professeur
Ecole polytechnique fédérale
de Lausanne
IBAP – Béton armé et précontraint
GC – Ecublens
1015 Lausanne