

Déformabilité et capacité portante des colonnes en béton armé

Autor(en): **Busco, Serge dal / Favre, Renaud**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Ingénieurs et architectes suisses**

Band (Jahr): **115 (1989)**

Heft 19

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-76985>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Déformabilité et capacité portante des colonnes en béton armé

Dans la conception d'un bâtiment interviennent entre autres les choix concernant les joints de dilatation et la déformabilité des éléments porteurs verticaux et horizontaux. Les colonnes proches d'un noyau rigide et supportant des champs symétriques sont sollicitées par des efforts normaux à peu près centrés et les diagrammes indiqués à la figure 10, art. 3 24 59 de la nouvelle norme SIA 162, sont applicables. Il n'en va pas de même pour les colonnes sollicitées par des moments non négligeables, en particulier pour celles situées sur les bords et les angles des dalles d'étage, c'est-à-dire en façade du bâtiment. Cet article montre une méthode pratique de dimensionnement pour de telles colonnes.

1. Introduction

La conception moderne et économique d'un bâtiment implique que chacun des éléments constituant sa structure reprenne uniquement les efforts qu'il est le mieux à même de supporter.

PAR SERGE DAL BUSCO
ET RENAUD FAVRE,
LAUSANNE

Dans la plupart des cas, la stabilité latérale du bâtiment et la reprise des charges horizontales, provenant du vent ou des séismes, sont assurées par les porteurs horizontaux (sommiers, dalles) qui les transmettent aux éléments très rigides que sont les noyaux et les refends.

Si ces éléments de contreventement sont judicieusement disposés et dimensionnés, les colonnes d'un tel bâtiment n'ont pour rôle essentiel que de transmettre les charges verticales aux fondations (fig. 1).

Pour des raisons de facilité d'exécution et d'économie, les colonnes sont en général liées monolithiquement aux dalles ou aux sommiers plutôt que d'être munies d'articulations.

La flexion des porteurs horizontaux, due aux charges verticales, et l'effet des variations de leur longueur, par suite du retrait, de la température ou de la précontrainte, font en sorte que ces colonnes sont également soumises à des déformations imposées (fig. 2).

En l'absence d'éléments de contreventement, la stabilité horizontale est

assurée par l'effet de cadre entre les planchers et les colonnes. Dans ce cas relativement rare, il faut prendre en compte dans le dimensionnement les moments de flexion dus aux charges extérieures avec, dans le cas d'éléments élancés, les effets du second ordre. Connaissant M et N , on détermine alors aisément l'armature nécessaire, le plus souvent à l'aide de diagrammes d'interaction définissant la résistance des sections [6] [7]¹.

On procède cependant souvent de la même manière si la structure est contreventée, en attribuant aux colonnes certains moments de flexion engendrés dans le système hyperstatique en

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

forme de cadre par les états de déformation représentés à la figure 2.

La détermination de tels moments est hasardeuse car les facteurs d'incertitude sont fort nombreux. Parmi ceux-ci, on compte le rapport de rigidité colonne - plancher, la largeur de participation de ce dernier, la prise en compte ou non de la fissuration, les effets différés du béton (retrait, fluage et relaxation), ainsi que la disposition de la charge utile. De plus, en procédant dans ce cas à un dimensionnement au moyen d'abaques M_R-N_R , on aboutit à un résultat peu économique, car on prend en compte un moment de flexion qui n'est pas engendré par les forces extérieures et qui n'est donc pas nécessaire pour assurer l'équilibre. Ce fait est illustré par l'exemple suivant: en admettant que les colonnes sont articulées, elles ne sont sollicitées que par un effort normal et la structure reste parfaitement stable.

Dans le cas des bâtiments contreventés, on ne tient donc généralement pas compte du comportement réel pour procéder au dimensionnement des colonnes. Des études fondées sur la théorie de plasticité [4] [8], de même que des recherches expérimentales récentes [9] [10], montrent que des colonnes en béton armé sollicitées par un effort normal et des déformations imposées font preuve d'une grande ductilité.

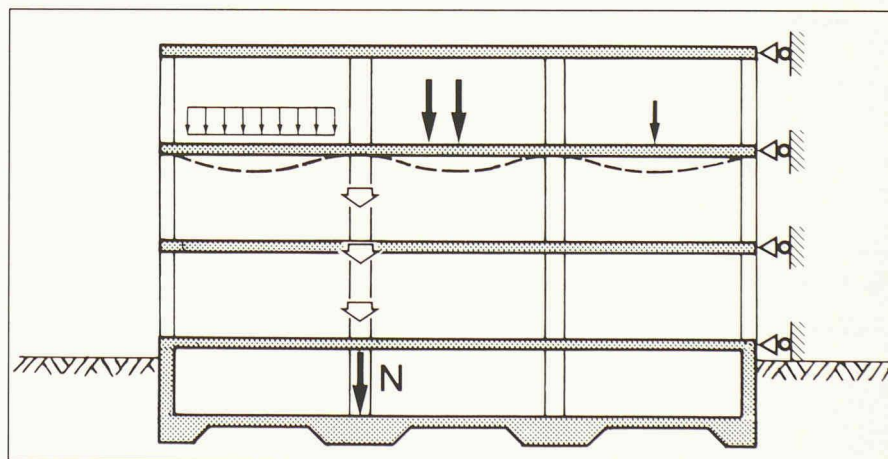


Fig. 1. - Reprise et transmission des charges verticales par les colonnes dans le cas de contreventements rigides.

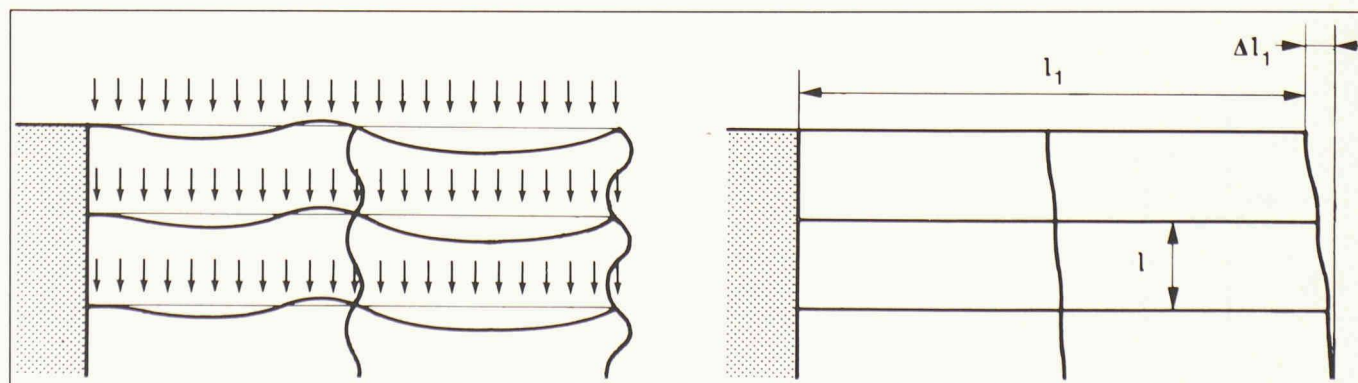


Fig. 2. - Etats de déformation d'un bâtiment contreventé.

A l'état limite ultime, les colonnes peuvent transmettre un effort normal très élevé, tout en étant soumises à des déformations imposées, dans la mesure où des détails de construction adéquats sont adoptés, notamment en ce qui concerne l'armature transversale.

On présente ici une méthode de dimensionnement des colonnes à élancement modéré ($\lambda_{cr} \leq 50$) d'un bâtiment contreventé, qui est également applicable aux piles de ponts, en particulier ceux qui sont stabilisés dans le sens horizontal.

Cette méthode est fondée sur une conception dans laquelle des angles de rotation θ sont associés à un effort normal N . Dans un bâtiment comme celui représenté à la figure 2, quatre cas de déformation sont susceptibles de se produire (fig. 3). Le problème est ainsi abordé, non seulement sous l'aspect de la résistance, mais également sous celui de la capacité de déformation.

2. Capacité de déformation

L'analyse d'une structure doit toujours aboutir à un choix de dimensions telles que cette structure possède une sécu-

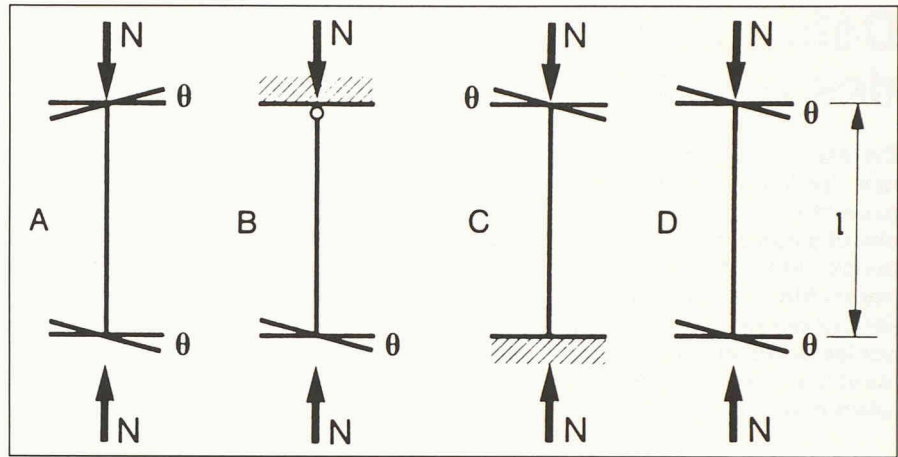


Fig. 3. - Cas de déformation possibles.

rité suffisante vis-à-vis de la ruine et qu'elle se comporte de façon satisfaisante à l'état de service.

La vérification de ces deux volets se nomme le calcul aux états limites; elle est mise en application dans le Code-Modèle CEB [11] et dans la nouvelle norme SIA 162.

En ce qui concerne le calcul d'une colonne au moyen de la méthode présentée ici, il faut vérifier que cette colonne :

- puisse transmettre l'effort normal N avec une sécurité suffisante lorsqu'elle se trouve soumise à une déformation angulaire θ_{max} ;
- ne se fissure pas au-delà de certaines ouvertures acceptables et ne subisse aucun éclatement du béton d'enrobage sous les sollicitations de service N_{ser} et θ_{ser} .

Dans les deux cas, il s'agit de vérifier que la capacité de déformation de la colonne est suffisante. Cette notion de

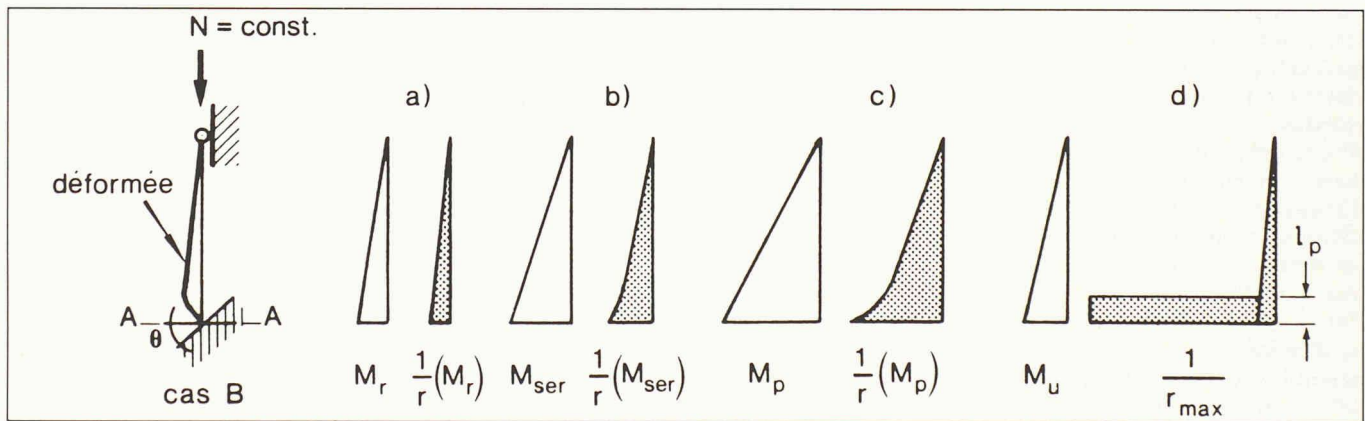


Fig. 4. - Diagramme des moments et des courbures pour quatre états de déformation caractéristiques.

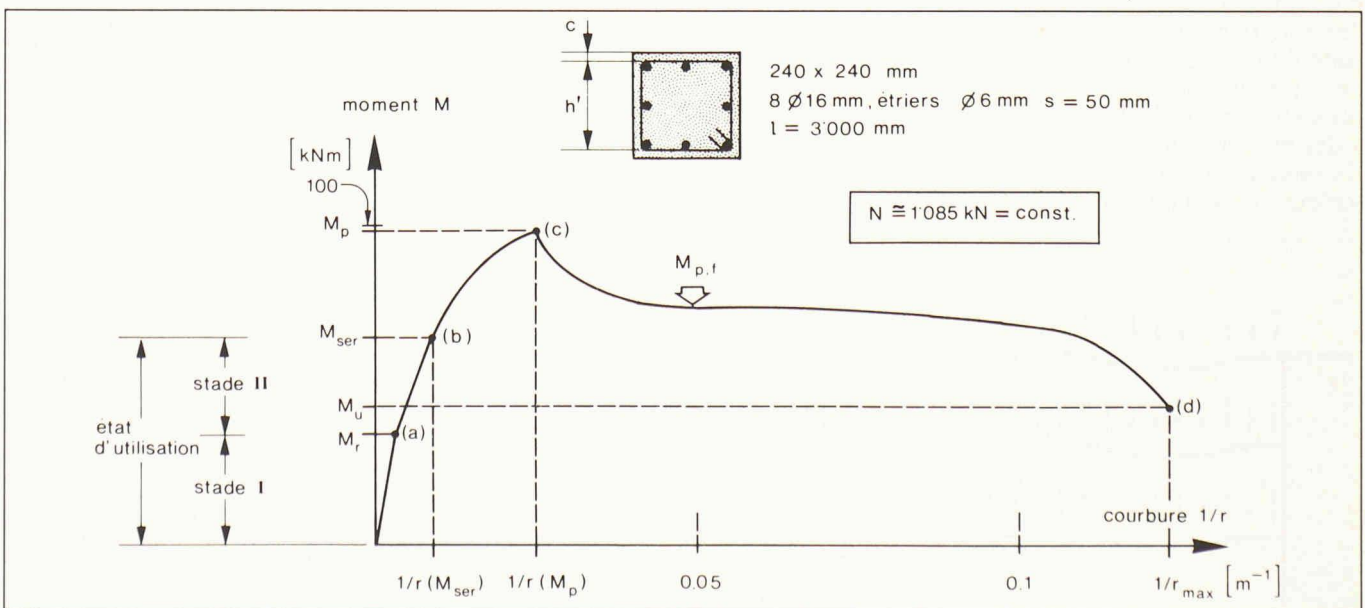


Fig. 5. - Relation moment - courbure d'une section en béton armé fretté, sous effort normal constant.

capacité de déformation est illustré au mieux par l'exemple suivant, provenant de l'étude expérimentale [10].

Soit un élément articulé à une de ses extrémités et encastré à l'autre, où une déformation angulaire θ est imposée (fig. 4). L'effort normal agissant sur la colonne est constant. Ce type de sollicitation correspond au cas de déformation B (fig. 3).

Les figures 4a à 4d représentent la répartition des moments et des courbures le long de la colonne, qui passe ainsi par quatre états de déformation caractéristiques au fur et à mesure que θ augmente de zéro à la rupture. Ces différents états sont également mentionnés à la figure 5, où est représenté le moment dans la section d'encastrement en fonction de la courbure mesurée dans la même section. Cette courbure augmente d'abord linéairement dans le stade I (non fissuré) avec un changement de pente après le début de la fissuration. L'augmentation s'accroît encore, et de façon non linéaire, lorsque la zone comprimée du béton et certaines barres d'armature se plasti-

fient pour atteindre la valeur $\frac{1}{r}$ (M_p) correspondant à la résistance flexionnelle maximale M_p . Dans un calcul habituel, on admet qu'il y a ruine lorsque M_p , ou $\frac{1}{r}$ (M_p), est atteint. En augmentant la courbure au-delà de ce point, le béton situé à l'extérieur des étriers éclate et le moment diminue. L'importance de la chute du moment dépend du rapport entre l'enrobage et les dimensions de la section, ainsi que de l'importance de l'armature transversale constituée par des étriers.

Le point (b) dans la figure 5 représente la sollicitation à l'état de service. La

courbure maximale $\frac{1}{r_{max}}$ (point (d)),

qu'une section peut atteindre avant qu'elle ne soit plus en mesure de transmettre l'effort normal N , peut être considérable. Elle témoigne ainsi de la grande capacité d'une colonne en béton armé à s'adapter à des déformations imposées. Cela est possible grâce à la formation d'une zone de longueur l_p , où de grandes courbures sont concentrées, appelée rotule plastique (fig. 4d).

La longueur de l_p peut être estimée au moyen de la relation suivante provenant d'études expérimentales [12]:

$$l_p = 0,08 \cdot z + 6 \cdot \phi_{long} \quad (1)$$

où:

- ϕ_{long} : diamètre des barres d'armature longitudinales
- z : distance entre l'extrémité encastrée et le point de moment nul
- cas B : $z = l$
- cas C : $z = 0,7 \cdot l$
- cas D : $z = 0,5 \cdot l$

En négligeant les courbures élastiques à l'extérieur de la rotule, on peut calculer approximativement la rotation maximale θ_{max} avec la formule suivante:

$$\theta_{max} \cong \frac{1}{r_{max}} \cdot l_p \quad (2)$$

Le comportement très favorable illustré à la figure 5, en particulier la grandeur de la courbure $\frac{1}{r_{max}}$ et du

moment M_u , peut être influencé par les facteurs suivants:

- la relation $\sigma_c - \epsilon_c$ du béton fretté par les étriers
- le niveau de l'effort normal.

La figure 6b montre l'influence que peut exercer l'espacement des étriers sur la relation contrainte - déformation du béton qu'ils confinent et la figure 6a en illustre les répercussions sur le diagramme moment - courbure. Il s'agit là de relations calculées sur la base du modèle décrit dans [4], dont la bonne précision a été vérifiée expérimentalement. On constate que la présence de l'armature transversale entraîne une augmentation de la résistance du béton à la compression et, surtout, un accroissement parfois considérable de la déformation relative maximale ϵ_{cu} qui correspond à la rupture d'un étrier. Le diagramme représenté à la figure 7 illustre l'influence du niveau de l'effort normal N/N_R sur la courbure maximale $h' \cdot \frac{1}{r_{max}}$ qui peut être atteinte

dans une section en fonction de l'importance de l'armature transversale.

N_R est la valeur de calcul de la résistance, obtenue au moyen de la relation suivante:

$$N_R = (A'_c - A_{s,tot}) \cdot f_c + A_{s,tot} \cdot f_y \quad (3)$$

où:

- A'_c : aire de la section frettée délimitée par l'axe des étriers
- $A_{s,tot}$: aire totale de l'armature longitudinale
- f_c : valeur de calcul de la résistance du béton
- f_y : valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'acier

De la figure 7, il ressort qu'une section dispose d'une certaine ductilité, même si l'effort normal est très élevé, pour autant qu'elle bénéficie d'une armature transversale suffisante.

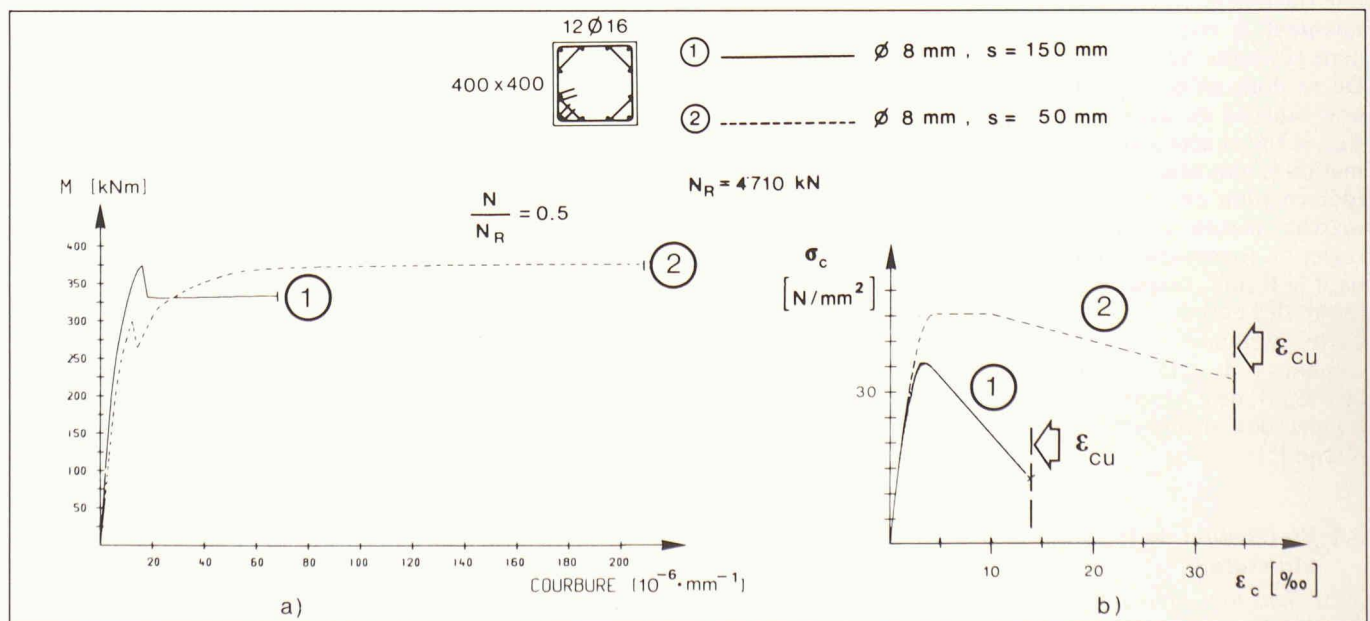


Fig. 6. - Influence de l'armature transversale sur les relations contrainte - déformation du béton et moment - courbure.

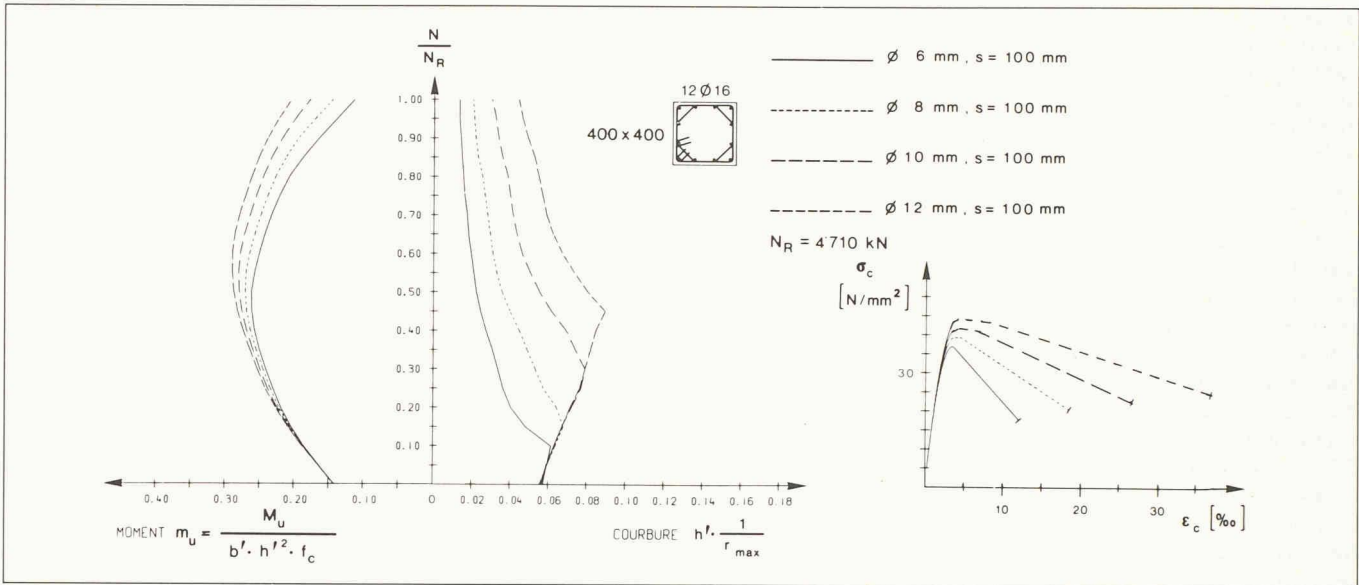


Fig. 7. - Diagramme effort normal - courbure maximale en fonction de l'importance de l'armature transversale.

3. Méthode pratique de dimensionnement

La méthode de dimensionnement proposée ici établit une distinction entre les deux propriétés d'une section que sont la résistance et la ductilité. Il est fait appel à la résistance pour la transmission de l'effort normal et à la ductilité pour les déformations imposées. Une méthode générale fondée sur cette idée est présentée dans [4], mais son application ne se justifie pas dans les cas courants. Pour ces derniers, on propose une démarche simplifiée qui consiste à exiger des colonnes de bâtiment une capacité de déformation équivalant à celle généralement demandée pour les porteurs horizontaux (dalles, sommiers), à savoir une rotation de 1% dans une rotule plastique. Cette exigence est dans la plupart des cas remplie en limitant la hauteur de la zone comprimée d'une section à une fraction de sa hauteur utile, généralement la moitié, comme indiqué dans la norme SIA 162.

On va donc exiger pour une colonne une capacité de déformation égale à $\theta_{max} = 1\%$, et cela pour le cas de déformation le plus sévère, à savoir le cas D (déformation en S, fig. 3). Cette démarche aboutit à l'établissement de règles de construction simples concernant la forme, l'espacement et le diamètre des étriers.

Cette méthode est applicable aux colonnes à élancement modéré ($\lambda_{cr} \leq 50$) des bâtiments contreventés par des noyaux ou des murs de refend [5].

3.1 Vérification de la sécurité structurale

3.1.1 Sens longitudinal

La condition pour la vérification de la sécurité structurale d'une pièce

sollicitée par un effort normal centré s'énonce comme suit :

$$N_d \leq \frac{N_R}{\gamma_R} \tag{4}$$

Dans le cas d'une colonne soumise à des rotations imposées, l'angle θ induit une excentricité w de l'effort normal (fig. 8); toutefois, cette excentricité est généralement très petite. D'autre part, la rectitude de la colonne et de sa cage d'armature peut ne pas être parfaite. Ces effets sont généralement couverts dans la norme SIA 162 par la prise en compte d'une déformée initiale w_0 , affine à la déformée de

flambage, et la vérification s'effectue au moyen d'un diagramme d'interaction moment - effort normal [6] [7]. La condition à vérifier est alors :

$$S(M_d, N_d) \leq \frac{R(M_R, N_R)}{\gamma_R} \tag{5}$$

Notre manière de procéder pour tenir compte des imperfections de rectitude consiste à introduire, comme dans le Code-Modèle CEB [11], un facteur de sécurité supplémentaire γ_n . La condition pour la vérification de la sécurité structurale prend alors la forme :

$$N_d \leq \frac{N_R}{\gamma_R \cdot \gamma_n} \tag{6}$$

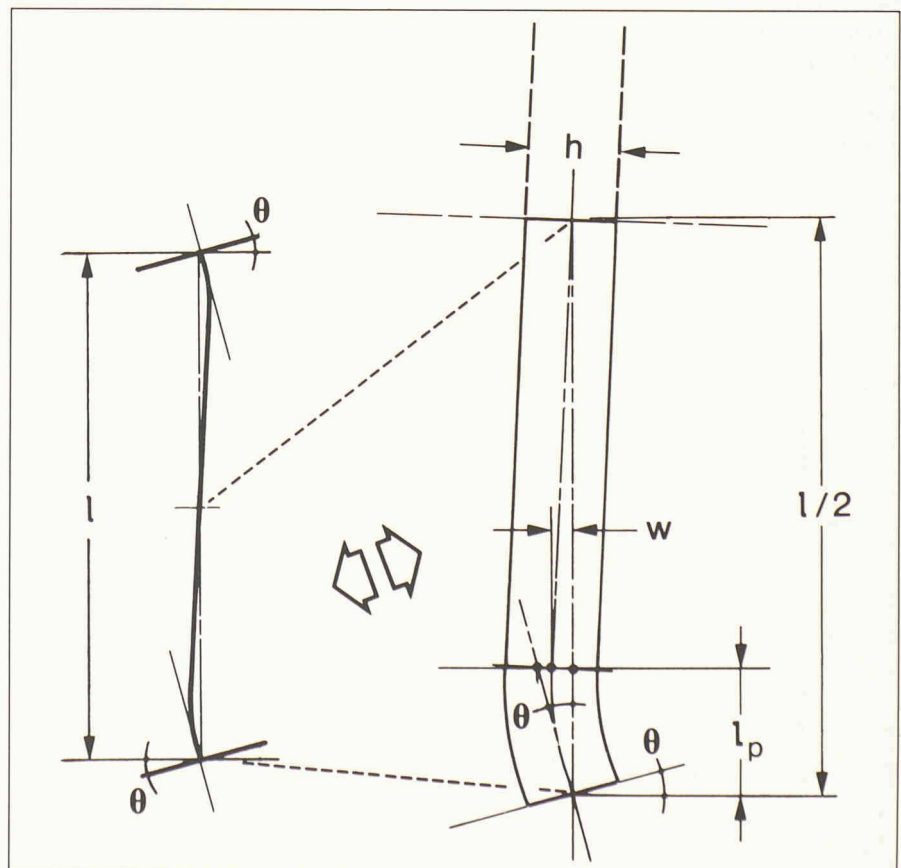


Fig. 8. - Déformée de la colonne et excentricité w .

où :

- N_R : valeur de calcul de la résistance
- N_d : valeur de dimensionnement de la sollicitation
- γ_R : facteur de résistance
- γ_n : facteur de sécurité partiel tenant compte des imperfections

La valeur de calcul de la résistance s'obtient à partir de la formule (3); le béton d'enrobage est négligé car il n'apporte pas de contribution fiable à l'état ultime, vu son éclatement partiel. L'aire de béton à prendre en compte est celle délimitée par l'axe de la frette (fig. 9) et le facteur γ_n est défini de la manière suivante :

$$\gamma_n = (a_{min} + 60)/a_{min} > 1,1 \quad (7)$$

si $\lambda_{cr} < 30$

$$\gamma_n = (0,85 + \lambda_{cr}/200) \cdot (a_{min} + 60)/a_{min} \quad (8)$$

si $30 \leq \lambda_{cr} \leq 50$

avec :

- a_{min} : dimension minimale de la section en [mm]
- $\lambda_{cr} = l_{cr}/i_c$: élancement
- i_c : rayon de giration de la section de béton
- $l_{cr} = 0,7 \cdot l$: longueur de flambage d'une colonne munie d'une articulation
- $l_{cr} = 0,5 \cdot l$: longueur de flambage d'une colonne bi-encastree

La norme SIA 162 définit le coefficient de résistance γ_R , ainsi que les valeurs de calcul des résistances des matériaux :

$$\gamma_R = 1,2$$

$$f_c = 0,65 \cdot f_{cw,min}$$

$f_{cw,min}$: valeur minimale de la résistance sur cubes

$$f_y = 460 \text{ N/mm}^2 \text{ (acier classe S500)}$$

La valeur de dimensionnement de la sollicitation N_d se calcule à partir des valeurs moyennes ou caractéristiques, combinées avec des facteurs de charge selon la nouvelle norme SIA 160 :

$$N_d = \gamma_G \cdot N_G + \gamma_Q \cdot N_Q \quad (9)$$

avec :

- N_G : effort normal provenant du poids propre
- $\gamma_G = 1,3$: coefficient de charge pour le poids propre
- N_Q : effort normal provenant des charges utiles
- $\gamma_Q = 1,5$: coefficient pour les charges utiles

Contrairement à la condition (5), l'inégalité (6) permet le dimensionnement direct et aisé de l'armature longitudinale nécessaire.

3.1.2 Sens transversal

On définit ci-après les règles concernant l'armature transversale à disposer pour que la capacité de rotation correspondant à $\theta_{max} = 1\%$ puisse être

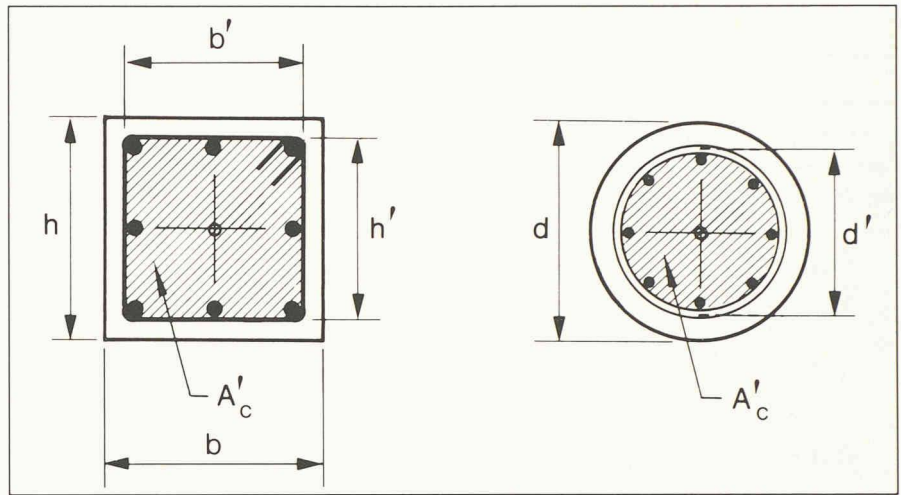


Fig. 9. - Définition de l'aire A'_c .

atteinte dans la rotule plastique, selon le cas de déformation D (fig. 3). Ces règles découlent d'une étude numérique étendue [4] dans laquelle l'influence de nombreux paramètres a été prise en compte.

Aux extrémités encastrees d'une colonne, sur une longueur l_o donnée par la relation (10), un frettage adéquat doit être assuré par le choix d'une configuration d'étriers adaptée aux dimensions de la section et au nombre de barres longitudinales, comme indiqué à la figure 10. En dehors de ces zones, où la ductilité requise est moindre, la configuration formée d'un seul étrier périphérique est en principe suffisante, dans la mesure où une barre sur deux est assurée, par exemple au moyen de crochets, afin d'éviter un flambage local.

$$l_o = 0,12 \cdot l + 300 \text{ [mm]} \quad (10)$$

où :

- l : longueur de colonne

Dans ces zones d'extrémité, l'espacement des étriers doit être réduit par rapport au reste de la colonne (fig. 13). Dans le cas d'une section circulaire, les étriers peuvent être remplacés par une spirale continue. Le tableau de

la figure 11 indique l'espacement s_l à choisir pour cette zone, ainsi que celui à adopter ailleurs sur l'élément. Le diamètre des étriers se détermine quant à lui au moyen du diagramme de la figure 12. Il dépend du niveau d'effort normal N_d/N_R , ainsi que de l'élancement l/h' , ou l/d' de la colonne.

3.2 Vérification de l'aptitude au service

La seconde vérification à effectuer est celle de l'aptitude au service. Cela consiste à contrôler que le comportement de la colonne est satisfaisant, c'est-à-dire que l'ouverture des fissures éventuelles demeure acceptable et qu'il ne survient pas d'éclatement du béton d'enrobage sous les sollicitations de service.

Ces vérifications n'ont rien à voir avec un risque de ruine ou de sécurité insuffisante; tant les fissures que l'éclatement de l'enrobage constituent avant tout un problème d'esthétique et de durabilité.

Une méthode de vérification de l'aptitude au service d'une colonne soumise à des déformations imposées a été présentée par le professeur Ch. Menn dans [1] et [7]. Son but est le calcul

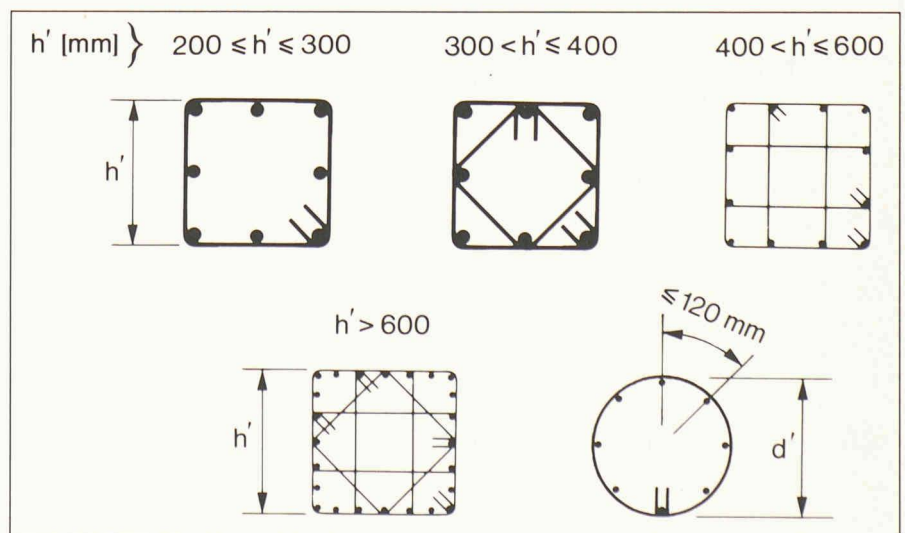


Fig. 10. - Configurations d'étriers recommandées aux extrémités encastrees des colonnes.

Espacement des étriers ($\theta_{max} = 1\%$)	
Aux extrémités	Ailleurs
$s_1 = \min \left(6 \phi_{long}, \frac{h'}{4}, 125 \text{ mm} \right)$	$s_2 = 2 \cdot s_1$

Fig. 11. - Espacement des étriers.

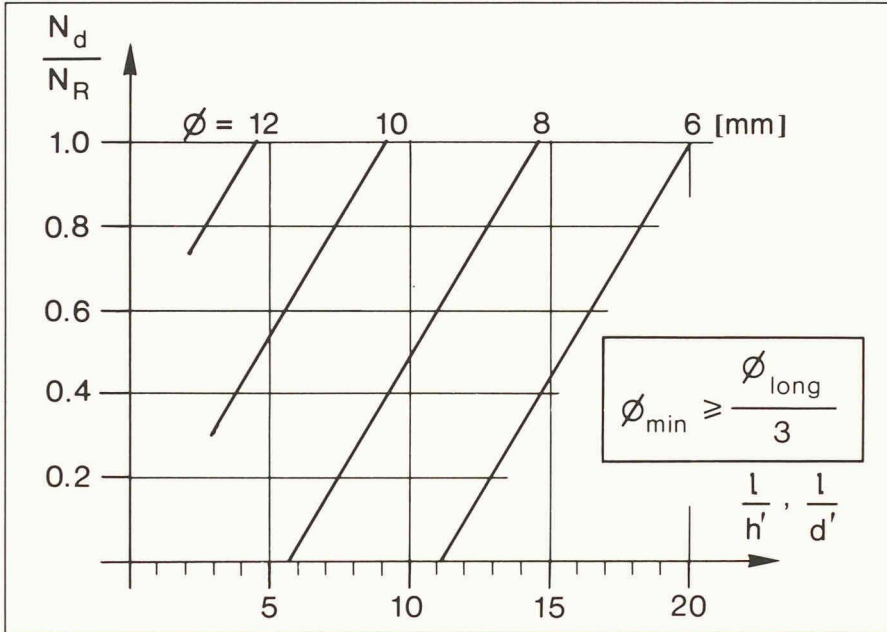


Fig. 12. - Diamètre des étriers.

d'une armature longitudinale minimale destinée à maintenir l'ouverture moyenne w_m des fissures en dessous d'une valeur admissible. Cette méthode se fonde sur une relation établissant une proportionnalité entre l'allongement moyen de l'armature et l'ouverture moyenne w_m des fissures:

$$w_m = \epsilon_{srm} \cdot s_{rm} \leq w_{m,adm} \quad (11)$$

avec:

ϵ_{srm} : allongement moyen de l'armature (calculé en stade II) sous l'effort normal et le moment de fissuration

s_{rm} : espacement moyen des fissures

Il découle de (11) que la courbure moyenne peut s'écrire à l'aide d'une simple relation géométrique $1/r_m = w_m / (s_{rm} \cdot (h - x))$, où h et x sont respec-

tivement la hauteur de la section et celle de la zone comprimée. On peut alors estimer la déformabilité de la colonne par intégration des courbures. Comme ϵ_{srm} est donné par la déformation imposée, il faut intervenir sur s_{rm} pour améliorer la ductilité. La vérification finale consiste alors à s'assurer que la déformation imposée est inférieure à celle que la colonne peut absorber.

La méthode proposée ici reprend le principe de celle du professeur Menn, en prenant également comme critère les déformations relatives de l'armature, mais avec la prise en compte des effets différés du béton (retrait et fluage).

Toutefois, en raison de la difficulté qu'il y a à calculer l'espacement moyen des fissures s_{rm} , on se fonde ici sur les résultats de l'étude expérimentale [14]. La figure 14 représente l'ouverture moyenne des fissures w_m mesurée sur des colonnes soumises à des sollicitations de longue durée en fonction de l'allongement moyen ϵ_{sm} de l'armature tendue. Ce diagramme contient des résultats obtenus immédiatement après la mise en charge ($t = t_0$) et après une année ($t - t_0 = 1 \text{ an}$). Dans le cas des éléments étudiés, il existe une relation quasi linéaire entre w_m et ϵ_{sm} , indépendamment du facteur temps.

Le contrôle de l'aptitude au service peut être effectué en limitant les déformations relatives de l'armature, y compris leur éventuel accroissement dans le temps à cause du fluage et du retrait du béton.

Pour des conditions d'ambiance et un degré d'exigences normaux, on admet que l'allongement ϵ_{st} de l'armature tendue (calculée en stade II) doit res-

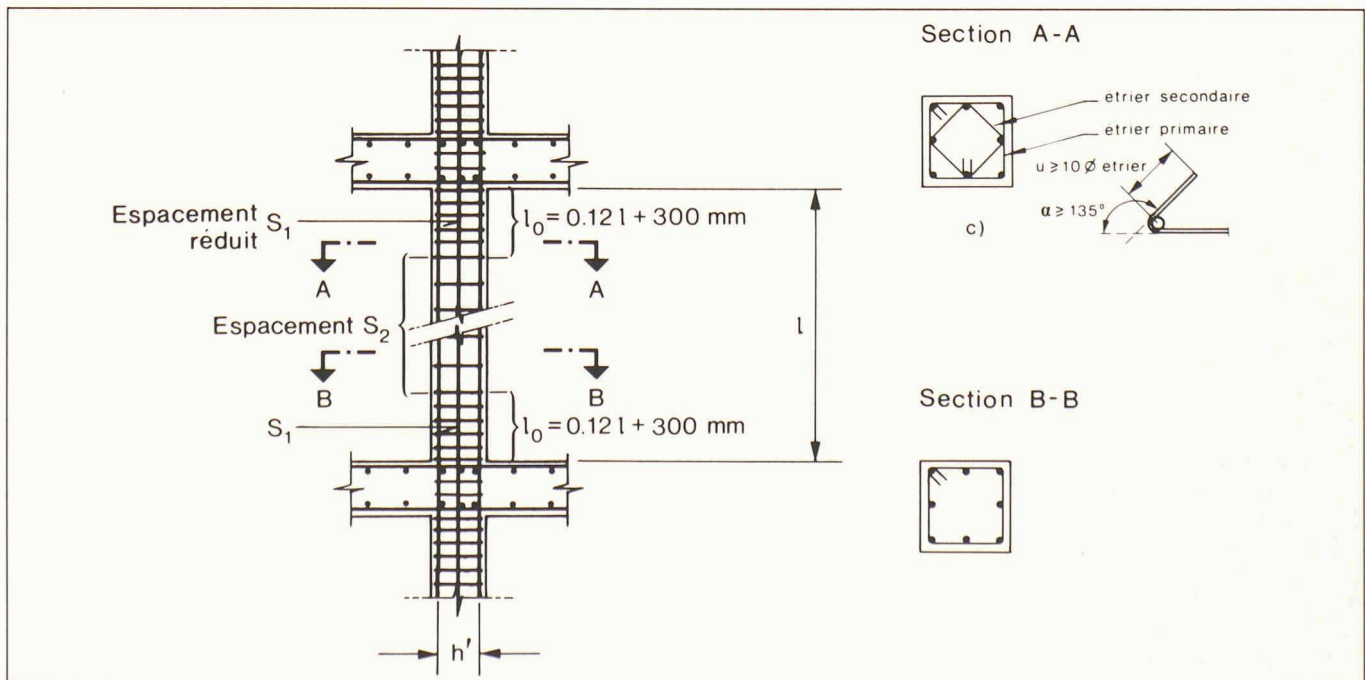


Fig. 13. - Détails de construction.

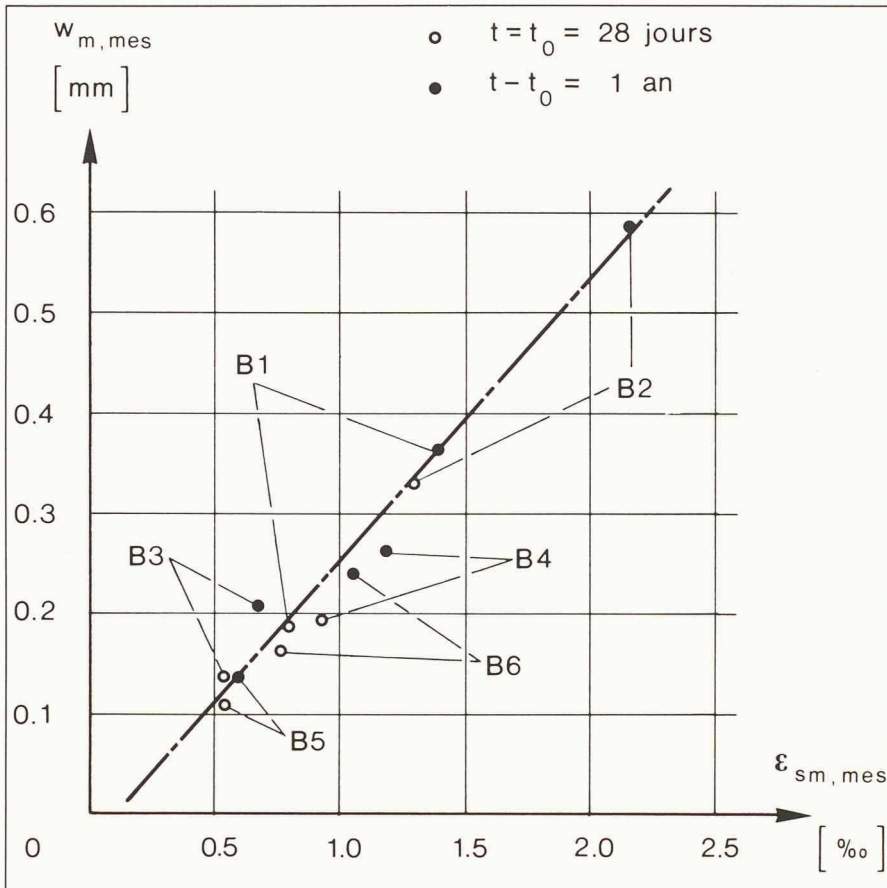


Fig. 14. – Ouverture moyenne des fissures en fonction de l'allongement moyen de l'armature - résultats expérimentaux [14].

pecter la condition suivante, au temps $t = \infty$ [13]:

$$\epsilon_{st} \leq 1,5\text{‰} \quad (12)$$

Au travers de cette limitation on parvient à maintenir l'ouverture maximale des fissures à une valeur inférieure à environ 0,4 mm. Dans le cas d'exigences élevées, il y a lieu de modifier la condition (12) en se fondant sur

les contraintes admissibles fixées dans la nouvelle norme SIA 162.

Le danger d'éclatement du béton d'enrobage peut être exclu en limitant le raccourcissement $\epsilon_{s't}$ de l'armature comprimée:

$$|\epsilon_{s't}| \leq 2,3\text{‰} \quad (13)$$

Le respect des conditions (12) et (13), ou de conditions plus sévères selon le

niveau d'exigences requis, est à vérifier sous l'effort normal N_{ser} provenant des charges permanentes ou quasi permanentes, ainsi que la déformation imposée θ_{ser} de longue durée, y compris une éventuelle variation saisonnière de température.

Les vérifications se font au moyen d'abaques effort normal N_{ser}/N_R - rotation admissible $\theta_{adm} \cdot h/l$ contenus dans [5] et dont un exemple est illustré à la figure 15.

Ces abaques ont été établis selon le principe suivant: le niveau d'effort normal, associé à l'une ou l'autre des conditions (12) ou (13), permet de calculer la courbure dans la section la plus sollicitée. On peut alors déterminer la répartition du moment de flexion, puis celle de la courbure le long de la colonne; l'intégration de cette dernière livre la rotation admissible θ_{adm} . Ces abaques se rapportent au cas de déformation D (en S) le plus fréquent; ils peuvent être facilement utilisés pour les autres cas en multipliant l'angle θ_{adm} par les facteurs suivants:

- cas A: 3,0
- cas B: 2,0
- cas C: 1,5

La représentation non dimensionnelle permet leur utilisation pour n'importe quelle valeur de h et de l , tandis que le cas d'une colonne circulaire peut être traité en posant $d = h$. Le choix de l'abaque approprié est cependant lié au taux d'armature ρ et au coefficient de fluage ϕ .

Afin de couvrir la majorité des cas courants, les abaques sont établis pour les taux d'armature suivants:

- $\rho = 1; 3; 5$ et 10% (par rapport à la section frettée)

ainsi que pour les coefficients de fluage:

- $\phi = 0,5; 1,0; 1,5; 2,0$ et $2,5$

La marche à suivre pour l'utilisation de ces abaques est la suivante:

- choix des valeurs limites pour ϵ_{st} et $\epsilon_{s't}$ en général selon les conditions (12) et (13);
- choix de l'abaque approprié en fonction de ρ et de ϕ ; pour l'effort normal N_{ser}/N_R , lire la plus petite des valeurs de l'abscisse $\theta_{adm} \cdot h/l$ qui correspond à ϵ_{st} , ou à $\epsilon_{s't}$;
- vérifier la condition: $\theta_{ser} \leq \theta_{adm}$.

4. Remarque finale

De nombreuses colonnes de bâtiment, notamment celles situées au voisinage des noyaux et refends, ne nécessitent pas d'être dimensionnées selon les règles décrites ci-dessus, car elles ne sont guère soumises à des déformations imposées importantes.

Pour vérifier la sécurité structurale de telles colonnes, sollicitées par un effort normal quasiment centré, on a avan-

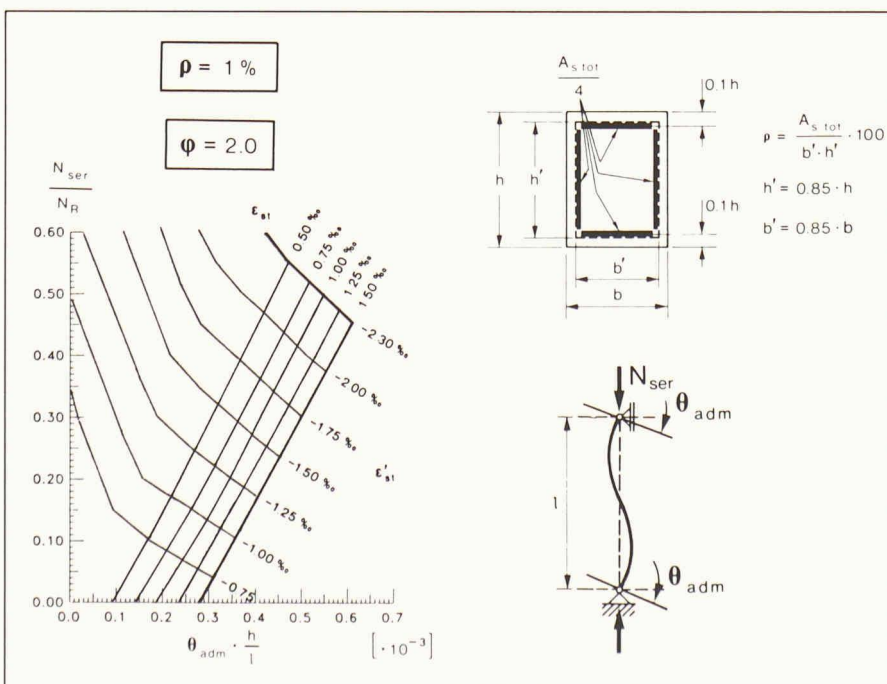


Fig. 15. – Exemple d'abaque pour la vérification de l'aptitude au service.

tage à utiliser les diagrammes présentés dans la norme SIA 162 à l'article 32459. Ils livrent des valeurs légèrement moins conservatrices que la condition (6), car le béton d'enrobage n'est pas négligé. Ces diagrammes tiennent en outre compte de l'élanement λ_{cr} et d'une déformée initiale w_0 affine à celle de flambage.

Lorsque les efforts normaux ne sont pas centrés, l'ingénieur se heurte cependant à des difficultés majeures pour estimer correctement la sécurité structurale et l'aptitude au service. Nous avons présenté ici les grandes lignes d'une méthode qui est traitée plus en détail et avec des abaques d'application dans [5].

Adresse des auteurs :

Serge Dal Busco, D^r ès sc. techn.
Renaud Favre, professeur
Institut de statique
et structures, unité Béton armé
et précontraint (ISS/IBAP), EPFL
1015 Lausanne

Bibliographie

- [1] FELLMANN, W.; MENN, CH.: «Bemessung von Stahlbetonteilen bei Zwangbeanspruchung», *Der Lehnviadukt Beckenried*, Verlag D. J. Bänziger, 1981.
- [2] FAVRE, R.; SUTER, R.; THÜRLIMANN, CH.; NAJDANOVIC, D.: «Approche nouvelle dans l'analyse des colonnes de bâtiment», *Ingénieurs et architectes suisses*, 3/83.
- [3] FAVRE, R.; SUTER, R.; THÜRLIMANN, CH.; NAJDANOVIC, D.: «New design concept for reinforced concrete columns in buildings», Final report 12th IABSE Congress in Vancouver, 1984.
- [4] DAL BUSCO, S.: *Déformabilité et capacité portante des colonnes en béton armé*, thèse N° 734, Départ. de génie civil, EPFL, 1988.
- [5] FAVRE, R.; KOPRINA, M.; JACCOUD, J.-P.; RADOJICIC, A.: *Dimensionnement des structures en béton*, vol. 5 du traité de génie civil de l'EPFL, Presses polytechniques romandes, Lausanne, 1989.
- [6] WALTHER, R.; HOURIET, B.: *Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé*, Presses polytechniques romandes, Lausanne, 2 vol., 1977 et 1980.
- [7] MENN, CH.: *Stahlbetonbrücken*, Springer Verlag, Wien, New York, 1986.
- [8] THÜRLIMANN, CH.: *Bemessung von Stahlbetonstützen unter Zwangsverformungen*, thèse N° 524, Départ. de génie civil, EPFL, 1984.
- [9] STEIDLE, P.; SCHÄFER, K.: *Trag- und Verformungsfähigkeit von Stützen bei grossen Zwangsverschiebungen der Decken*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 376, Berlin, 1986.
- [10] DAL BUSCO, S.; SUTER, R.: *Dimensionnement des colonnes de bâtiment - Série expérimentale C*, Publication N° 112, EPFL-IBAP, mai 1986.
- [11] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON: *Code-Modèle CEB-FIP pour les structures en béton*, Paris, 1978.
- [12] PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R.: «Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading» *ACI Journal*, Proceedings, V.84, Jan.-Feb. 1987, pp. 61-76.
- [13] NAJDANOVIC, D.: *Contribution à la vérification de l'état d'utilisation des colonnes sous déformations imposées*, thèse N° 680, Départ. de génie civil, EPFL, 1987.
- [14] DAL BUSCO, S.; NAJDANOVIC, D.; SUTER, R.: *Dimensionnement des colonnes de bâtiment - Essais de longue durée - Séries expérimentales A et B*, Publication N° 116, EPFL-IBAP, décembre 1986.

Actualité

Changement à la tête du secrétariat général de la SIA

Le Comité central de la Société suisse des ingénieurs et des architectes (SIA) et M. Ulrich Zürcher, D^r ès sc. techn., secrétaire général, ont décidé d'un commun accord de mettre fin au contrat qui les liait depuis 1970.

Le Comité central se plaît à reconnaître les éminents services rendus à notre Société par M. Zürcher. Notre secrétaire général a toujours témoigné à la SIA une grande loyauté. Dans l'exercice de ses responsabilités, il a su faire preuve d'un constant engagement. Des mandats spécifiques pourront lui être confiés par la SIA.

Des divergences se sont manifestées entre le Comité central et M. Zürcher quant au fonctionnement de notre secrétariat et à la politique à suivre à l'avenir par notre Société.

A l'unanimité, le Comité central a décidé une redéfinition des buts et des actions de la Société suisse des ingénieurs et des architectes ainsi qu'une réorganisation. Notre conception d'avenir «Vision SIA 2000» prévoit, parmi d'autres objectifs, une valorisation des groupes spécialisés.

Nous avons le plaisir d'annoncer que c'est M. Caspar Reinhart, ing. dipl. EPFZ/SIA, qui a été désigné en tant que secrétaire général a.i. depuis le 1^{er} septembre 1989.

Lausanne, le 25 août 1989.

*Le président de la SIA
J.-C. Badoux, professeur,
D^r ès sc. techn.*

Parution de IAS perturbée

En raison de travaux de réfection du bâtiment de la rédaction, la préparation du présent numéro a été perturbée, certaines places de travail ayant été momentanément inaccessibles. Il en résulte un retard de quelques jours dans la parution.

Nous prions nos lecteurs d'excuser ce contretemps indépendant de notre volonté.

Nous espérons que le prochain numéro pourra paraître à la date prévue, soit le 20 septembre.

Rédaction