

**Zeitschrift:** Ingénieurs et architectes suisses

**Band:** 121 (1995)

**Heft:** 22

**Artikel:** Analyse non-linéaire des structures en béton

**Autor:** Charif, Hazem / Favre, Renaud / Bouberguig, Amar

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-78626>

#### 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:** 05.02.2026

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

# Analyse non-linéaire des structures en béton

Par Hazem Charif,  
ing. civil EPFL,  
Dr ès sc. techn.,  
et Renaud Favre,  
professeur EPFL,  
IBAP-Béton armé et  
précontraint, EPFL,  
1015 Lausanne;  
Amar Bouberguig,  
ing. civil EPFL,  
Dr ès sc. techn.,  
et Michel Noverraz,  
ing. civil EPFL,  
MAPS  
Diffusion SA,  
1052 Le Mont-sur-  
Lausanne

## 1. Intérêt d'utiliser un logiciel de calcul non linéaire aux états-limites de service

Durant les deux dernières décennies, l'accent a été souvent mis sur le calcul à la rupture des structures et sur la notion de la sécurité structurale (états-limites ultimes). En se cantonnant à ce domaine, on a pris le risque de ne pas étudier suffisamment l'aptitude au service des ouvrages, ce qui a entraîné une diminution de leur qualité et de leur durabilité et a rendu leur maintenance et réparation trop coûteuses.

Actuellement, le contrôle de l'aptitude au service fait partie intégrante des vérifications exigées auprès de l'ingénieur constructeur. Il est donc important de fournir au praticien un outil de calcul adapté pour ces contrôles. Les logiciels *DIMAPS* et *MAPSDIFF* ont pour but de permettre une meilleure analyse du comportement réel des ouvrages en béton à l'état de service. Ils offrent la possibilité de répondre à ces exigences, tout en restant d'une utilisation simple et conviviale.

## 2. Modèle de calcul

### 2.1 Prise en compte de la fissuration

Le modèle utilisé dans ces logiciels est basé sur la loi moment-courbure, avec ou sans effort normal, développée à l'Institut de béton armé et précontraint de l'EPFL dans le cadre de la commission V du CEB. Ce modèle est actuellement présenté dans le nouveau code modèle du CEB-FIP 90 [2]<sup>1</sup> et dans l'Eurocode 2 [3] (fig. 1).

La méthode de calcul consiste à déterminer au niveau des sections en béton armé ou précontraint l'évolution des déformations relatives et des contraintes ainsi que de la fissuration. Les caractéristiques de ces sections

seront déterminées à chaque pas de temps, ainsi que la courbure en stade 1 ( $1/r_1$ ), en stade 2-nu ( $1/r_2$ ) et celle moyenne ( $1/r$ ) qui prend en compte la participation du béton tendu entre les fissures (tension stiffening).

### 2.2 Prise en compte du fluage (pas à pas)

Pour la prise en compte du fluage, les logiciels se basent sur le principe suivant: sous contrainte constante, chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps. Cette évolution dépend du coefficient de fluage  $\varphi$  qui est le rapport entre la déformation relative libre  $\varepsilon_L$  et celle instantanée  $\varepsilon_0$ :

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_L(t)}{\varepsilon_0(t_0)} \quad (1)$$

A titre d'exemple, l'effet du fluage au premier pas de temps sur une section non fissurée en béton armé, sollicitée en flexion composée, est schématisé à la figure 2.

A partir de la déformation relative initiale  $\varepsilon_0$  au temps  $t = t_0$ , la déformation au premier pas de temps  $t = t_1$  peut être déterminée en deux étapes:

- estimation de la déformation libre  $\varepsilon_L$  de la section en béton seul en considérant que le béton et les aciers sont dissociés (A);
- prise en compte de l'effet des armatures qui s'opposent à la déformation libre du béton et entraînent une redistribution des contraintes. Cette redistribution est calculée en rétablissant la compatibilité des déformations (B) ainsi que l'équilibre des efforts (C).

### 2.3 Calcul de la déformée d'une structure

En tenant compte de la fissuration et du fluage, le calcul de la courbure moyenne d'une section à chaque pas de temps sera effectué. Ensuite, le déplacement  $w$  en un point quelconque d'un ouvrage – calculé en tant que structure linéaire (modèle

«BARRE») – peut être obtenu à chaque pas de temps par intégration des courbures moyennes des sections en appliquant le théorème des travaux virtuels (figure 3):

$$w = \int 1/r \bar{M} \cdot dx$$

Si le système est isostatique, la modification de la déformée à cause de la fissuration et du fluage n'entraîne aucune modification des efforts internes. Par contre, si le système est hyperstatique, l'effet de la fissuration et du fluage entraîne une redistribution des efforts internes.

## 2.4 Effet du second ordre

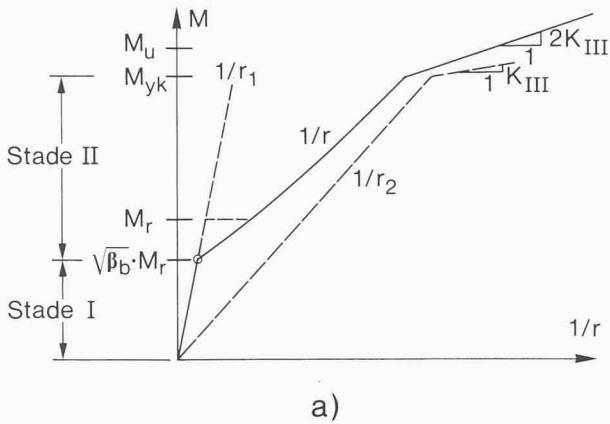
La prise en compte de l'effet du second ordre pour analyser la stabilité des structures élancées a été également incorporée dans le modèle de calcul résumé ci-dessus. Cela s'applique en particulier aux piles élancées des ponts et aux murs des ouvrages haubanés. Dans les exemples d'application, le calcul d'une pile de pont de 110 mètres de hauteur sera montré.

## 3. Principes d'utilisation des logiciels *DIMAPS* et *MAPSDIFF*

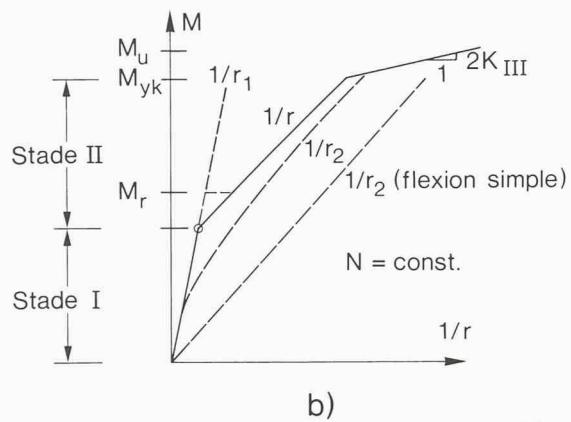
La première étape consiste à définir les différentes sections de la structure. Toutes les sections se rapportant au même ouvrage sont introduites à l'aide du logiciel *DIMAPS* et stockées dans un fichier <SECTIONS>. Celui-ci contient les caractéristiques géométriques, mécaniques et rhéologiques des sections (armatures, câbles de précontrainte, coefficient de fluage, pas de temps, résistance à la traction du béton, etc.).

Une fois les sections définies, la génération du système statique se fait à l'aide du logiciel *PEGASE*, pré-processeur de *MAPSDIFF* en cadre plan ou de l'espace. L'assignation des différentes sections aux éléments barres se fait dans cette phase. Les caractéristiques mécaniques et rhéolo-

<sup>1</sup>Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.



a)



b)

Fig. 1. – Relations moment-courbure CEB-FIP: a) flexion simple ( $N = 0$ ); b) flexion composée avec un effort normal de compression ( $N < 0$ )

giques du béton et des aciers sont stockées dans un fichier <MATÉRIAUX>.

Une possibilité particulièrement intéressante des logiciels *DIMAPS* et *MAPSDIFF* réside dans l'analyse paramétrique. En effet, l'utilisateur peut facilement modifier dans le fichier <MATÉRIAUX> les différents para-

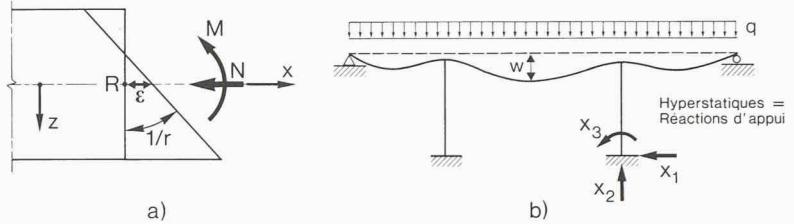


Fig. 3. – Définition de la courbure, de la déformation relative et de la déformée d'une structure linéaire:

a) déformation relative et courbure d'une section; b) calcul de la déformée par intégration des courbures des sections

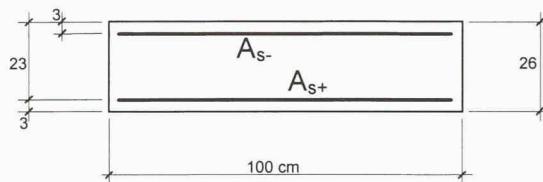
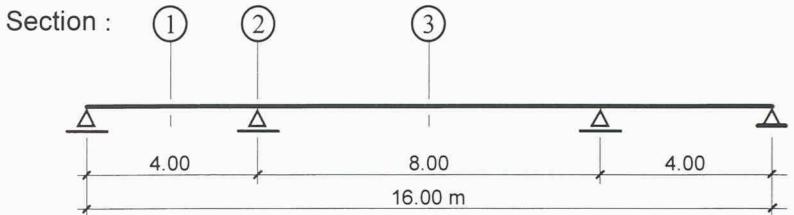


Fig. 4. – Système statique de la dalle unidirectionnelle et section type

mètres qui interviennent dans le calcul: module d'élasticité du béton, résistance à la traction, coefficient de fluage, armatures des sections, etc. Le fichier <MATÉRIAUX> étant en mode texte, ces modifications peuvent être effectuées à l'intérieur de *DIMAPS* ou à l'extérieur par l'intermédiaire d'un éditeur de tex-

te. *DIMAPS* met à jour automatiquement l'ensemble des données et permet de relancer les calculs avec *MAPSDIFF* pour voir immédiatement l'impact de ces modifications sur le comportement de l'ouvrage.

#### 4. Exemples d'application

##### 4.1 Poutre continue (bande de dalle unidirectionnelle)

Le premier exemple concerne le cas simple d'une bande de dalle unidirectionnelle continue sur trois travées en béton armé (fig. 4). Le but étant de montrer, pour différentes répartitions de l'armature passive, l'effet de la fissuration et du fluage sur l'évolution des flèches à long terme et sur la redistribution des moments de flexion. Trois répartitions de l'armature ont été déterminées, dont une seule est reproduite ici. Le tableau 1 montre la répartition choisie de l'armature passive (30% sur appui, 70% en travée). Les figures 5 et 6 illustrent les résultats concernant l'évolution des flèches à long terme et la figure 7, ceux relatifs à la redistribution des moments. Signalons enfin

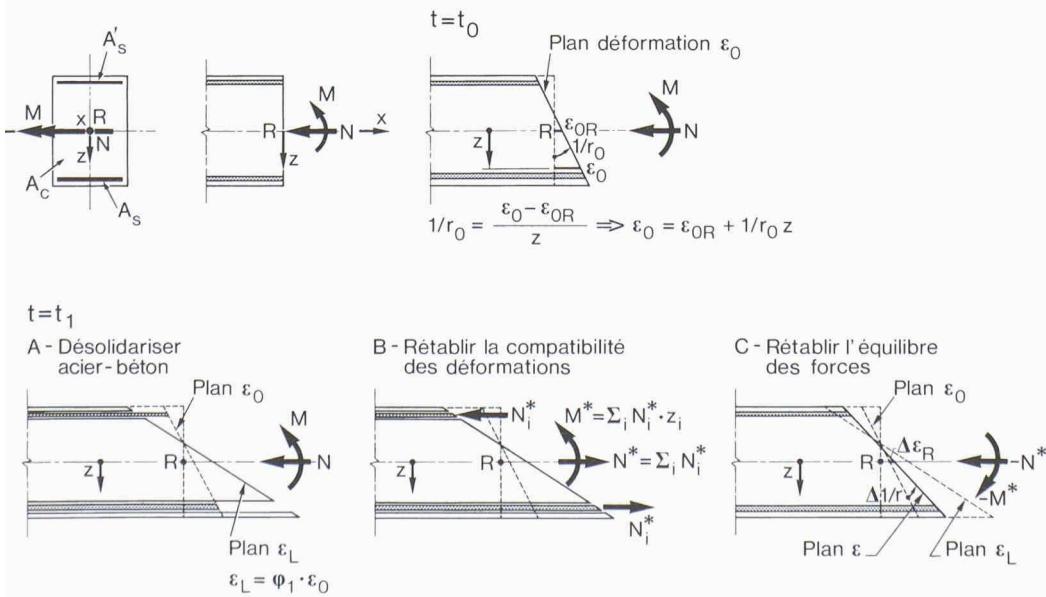


Fig. 2. – Effet du fluage au premier pas de temps sur une section non fissurée sollicitée en flexion composée

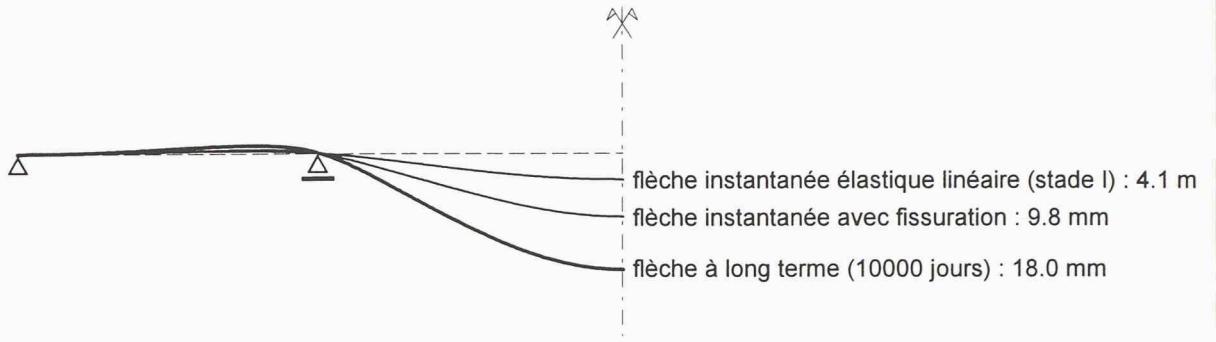


Fig. 5. – Évolution de la déformée de la dalle unidirectionnelle en fonction de la fissuration et du fluage

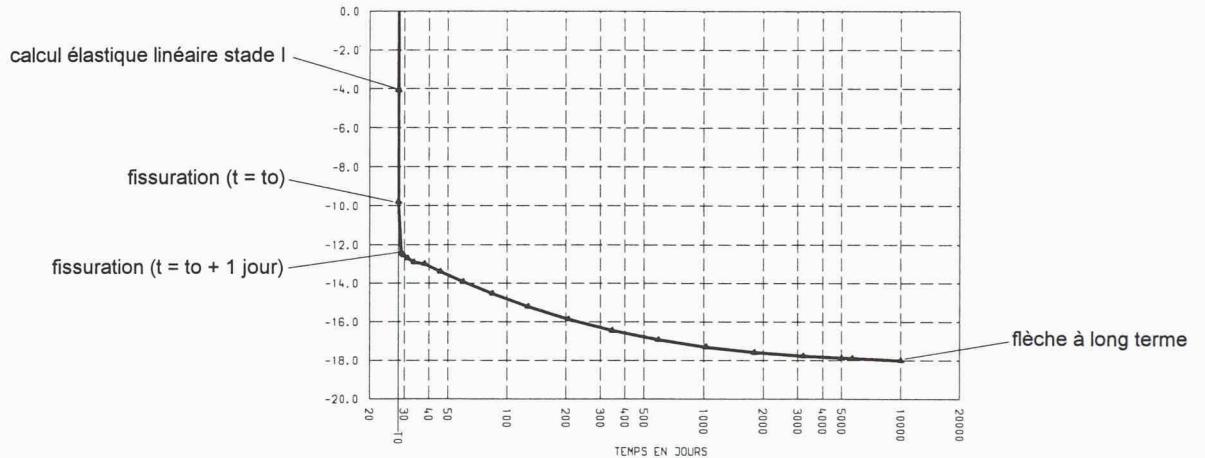


Fig. 6. – Évolution de la flèche de la dalle unidirectionnelle dans le temps

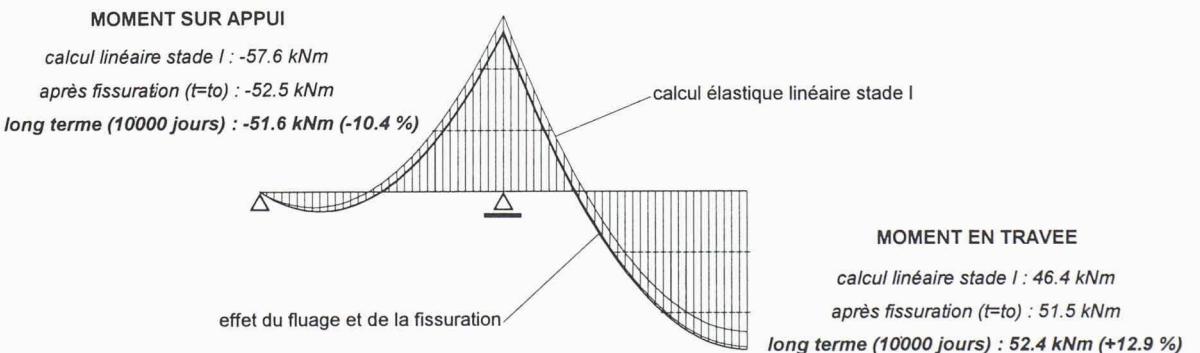


Fig. 7. – Redistribution des moments de flexion de la dalle unidirectionnelle

que les différences entre les résultats de ces trois répartitions sont assez négligeables et que la répartition «élastique» de l'armature correspond à 55% sur appuis et 45% en travée. Le béton choisi est un béton type B35/25 avec  $E_c = 30 \text{ kN/mm}^2$ ,  $f_{ct} = 2,5 \text{ N/mm}^2$  et  $\varphi = 2,5$ . L'acier utilisé est de type S500 selon la norme SIA 162.

#### 4.2 Ponts sur la Lutrive

Le calcul des ponts sur la Lutrive poursuivait deux objectifs principaux. Le premier consistait à montrer que les forces de précontrainte réelles dans l'ouvrage sont ostensiblement plus faibles que celles prévues par l'auteur du projet. Le second était de démontrer que ce manque de pré-

contrainte constitue la cause principale des déformations excessives observées. En effet, le degré de balancement effectif de la précontrainte des ponts sur la Lutrive peut être estimé à  $\beta = 0,64$ , ce qui est insuffisant pour un ouvrage autoroutier d'une telle envergure.

La construction de l'ouvrage s'est achevée fin 1972. Un nivellement effectué avant la pose de l'étanchéité et du revêtement durant l'été 1973 a montré qu'il y avait alors une contre-flèche de 11 cm dans la grande portée. Celle-ci a néanmoins été rapidement absorbée après l'augmen-

Tableau 1 - Exemple d'une répartition choisie de l'armature passive

Section N°	$A_{s+}$ [cm <sup>2</sup> /m']	$\varnothing$ [mm]	$s$ [mm]	$A_{s-}$ [cm <sup>2</sup> /m']	$\varnothing$ [mm]	$s$ [mm]
1	5,23	10	150	5,23	10	150
2	5,23	10	150	10,3 (30%)	14	150
3	25,4 (70%)	22	150	5,23	10	150

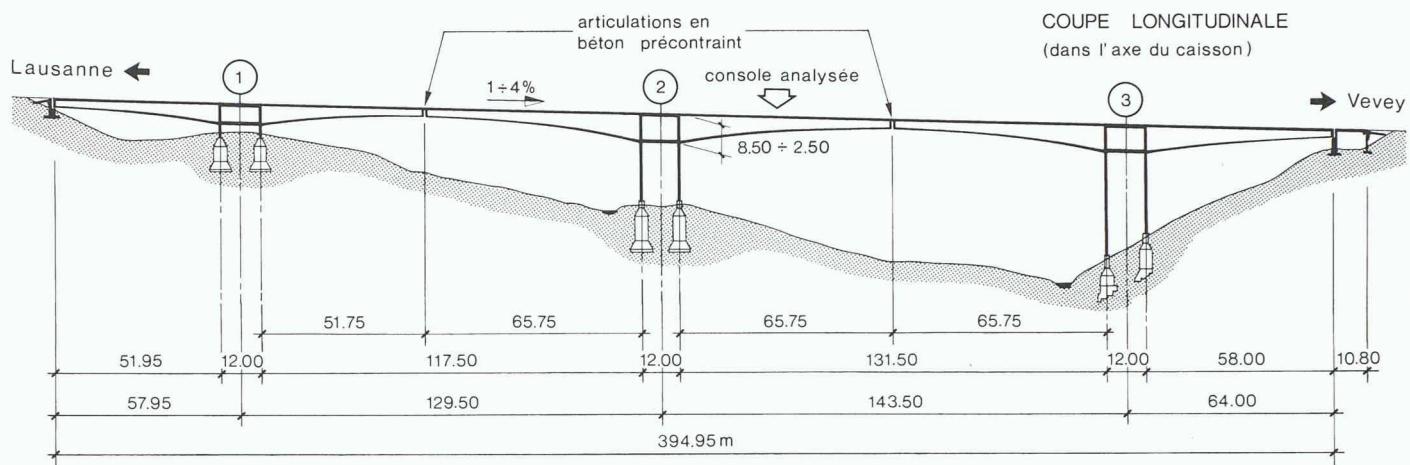


Fig. 8. – Coupe longitudinale du pont amont sur la Lutrive

427

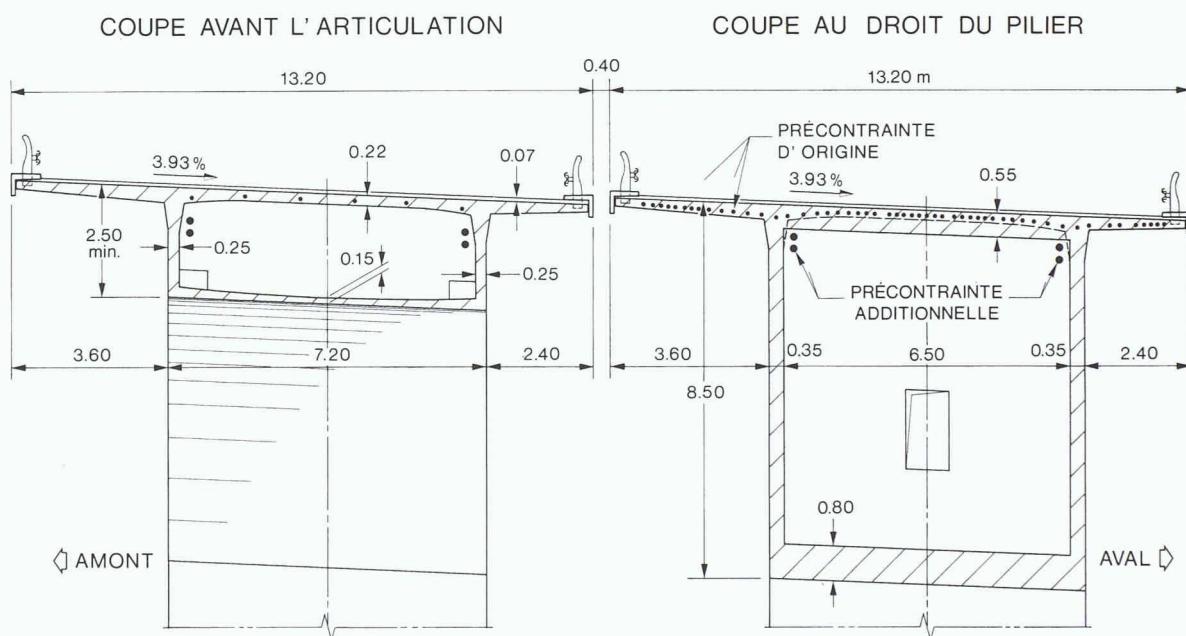


Fig. 9. – Coupe transversale au droit de l'articulation et de la pile

tation des charges due au poids de l'étanchéité et du revêtement, ainsi qu'à l'ajout des bordures. De plus, le revêtement a été exécuté avec une épaisseur plus grande que celle prévue dans le projet.

Les nivelllements successifs effectués jusqu'en 1987 par les géomètres du bureau des autoroutes ont montré, contrairement à ce qui était prévu, une forte augmentation des flèches aux extrémités des consoles. La flèche maximale mesurée en 1987 était de 16,5 cm en admettant comme lecture à zéro le niveau juste après la pose du revêtement. De plus, cette flèche ne donnait aucun signe de stabilisation. Il faut noter que le coefficient de fluage restant à partir de la fin de la construction du fléau peut être estimé à  $\varphi(\infty, \text{décembre } 72) = 1,6$  et que celui restant à partir de la pose

du tapis peut être estimé à  $\varphi(\infty, \text{juillet } 73) = 1,0$ . Enfin, signalons que théoriquement le fluage aurait dû se terminer vers les années 1977/1978.

#### Description de l'ouvrage

Les deux ponts autoroutiers sur la Lutrive (pont amont et aval) en béton précontraint font partie des ouvrages d'art de l'autoroute RN9 entre Lausanne et Vevey. Ils ont été construits en 1971/72 par encorbellement successif à partir des piles. La longueur des voussoirs était de 3,5 m. Ils ont été coulés sur place au rythme maximum de deux voussoirs de chaque côté d'une pile par semaine. Les deux ponts sont légèrement courbes avec un rayon de courbure  $r$  de 1000 m. Le tablier est constitué de fléaux comportant des consoles de 51,75 à 65,75 m à inertie variable, liés entre eux

par des articulations. La longueur de chaque pont est d'environ 395 m et les longueurs des travées entre axes sont de: 57,95 – 129,50 – 143,50 – 64,00 m (fig. 8).

Les deux ponts ont la même section transversale. Il s'agit d'un caisson de 7,20 m de largeur et d'une hauteur variable de 2,50 m à la clé et sur culée jusqu'à 8,50 m sur piles. Les porte-à-faux du tablier sont dissymétriques: 3,60 m à l'extérieur et 2,40 m à l'intérieur, afin de diminuer les efforts de torsion dus à la courbure en plan. La dalle inférieure du caisson a une épaisseur variant de 80 cm sur appui jusqu'à 15 cm en travée. La dalle supérieure, d'une largeur de 13,20 m, présente une épaisseur allant de 22 à 36 cm dans le fléau, et qui est de 55 cm au culot. Enfin, les âmes sont verti-

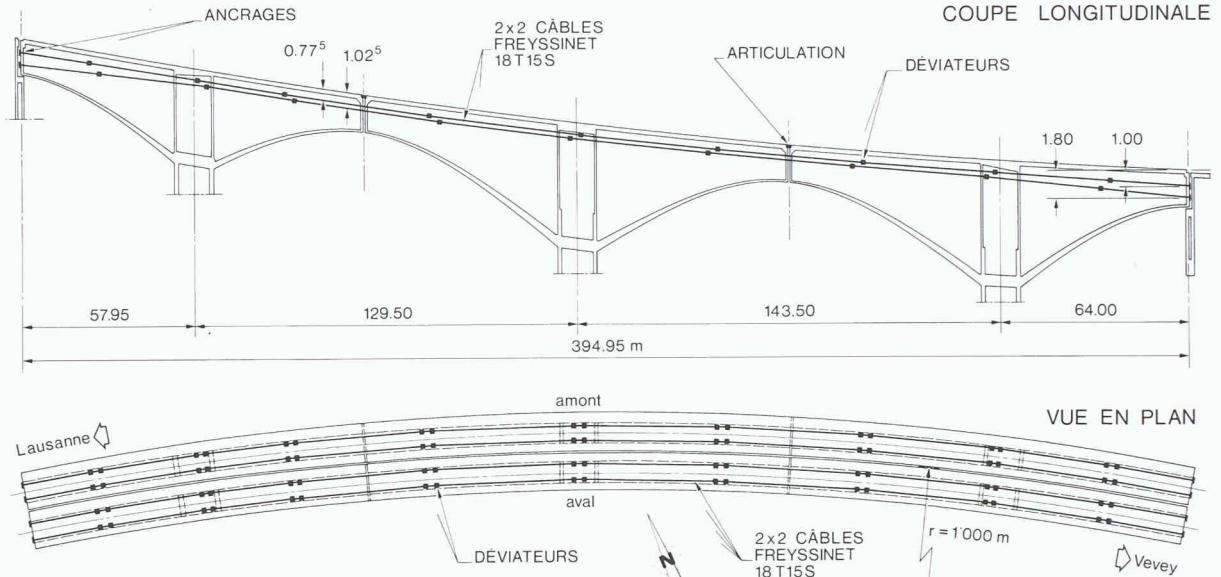


Fig. 10. – Schéma de la précontrainte extérieure de renforcement

cales avec une épaisseur variable de 25 à 35 cm (fig. 9).

#### *Renforcement*

En décembre 1988 un renforcement basé sur un projet du bureau d'ingénieurs Realini + Bader & Ass. a été exécuté afin d'arrêter l'abaissement des extrémités des consoles. Il s'agit d'une précontrainte extérieure, placée à l'intérieur de chaque caisson. Pour chaque pont, quatre câbles Freyssinet (18 torons 0,6<sup>~</sup> par câble) couvrant toute la longueur de celui-ci, ont été placés à des distances constantes du bord supérieur du tablier valant 0,775 et 1,025 m; donc 0,9 m pour leur centre de gravité (fig. 9 et 10).

La force totale de précontrainte initiale lors de la mise en tension était, par pont, de  $P_0 = 4 \times 3345$  kN = 13 380 kN (câbles tendus à 0,7  $f_{tk}$ ,  $f_{tk} = 1770$  N/mm<sup>2</sup>). Etant donné les courbures du pont en plan ( $r = 1000$  m) et en élévation ( $r = 12\,500$  m), les câbles ont été tenus par des déviateurs sur toute leur longueur afin qu'ils suivent l'axe du pont après leur mise en tension. Ils ont ensuite été ancrés vers les entretoises d'extrémité de l'ouvrage et injectés par un coulis de ciment. Les travaux de renforcement ont pu être réalisés sans interruption du trafic sur l'autoroute.

Rappelons enfin qu'avant ces travaux de renforcement, l'IBAP/EPFL a installé un système hydrostatique de niveling qui a

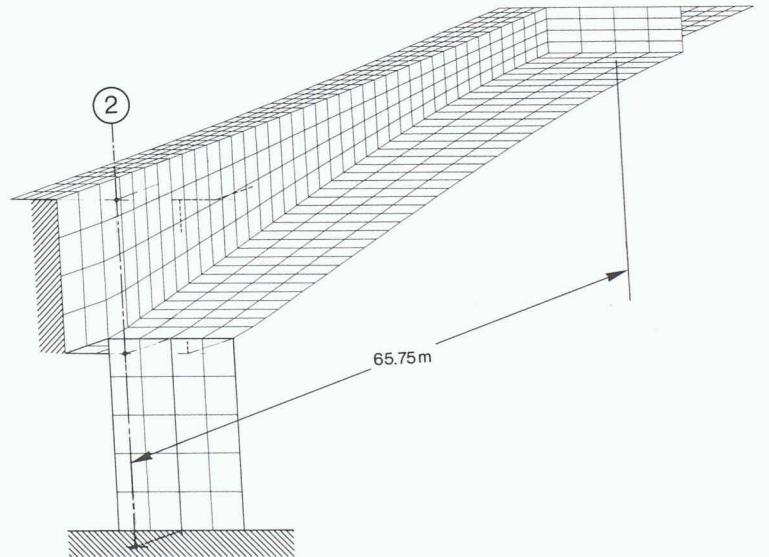


Fig. 11. – Modélisation en «COQUE» de la console pour les calculs élastiques linéaires

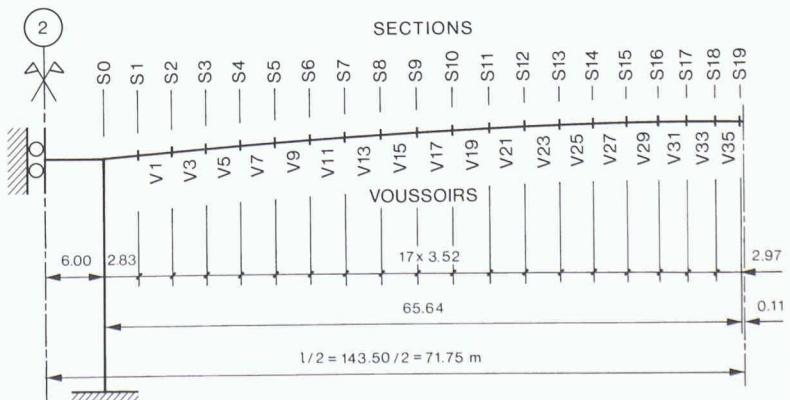


Fig. 12. – Modèle statique en «BARRE» 3D de la console pour les calculs non-linéaires avec numérotation des sections et des voussoirs

permis de suivre l'évolution des flèches jusqu'à nos jours.

#### *Modélisation de l'ouvrage*

Une partie de l'ouvrage seulement a été modélisée. Il s'agit

de la console côté Vevey d'une portée de 65,75 m, du fléau de la pile intermédiaire N° 2 au km 12'761,50 (fig. 11 et 12). Une attention particulière a été portée aux points suivants lors de la

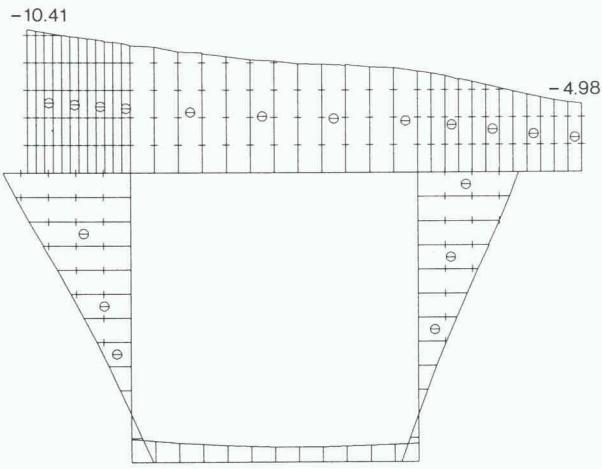


Fig. 13. – Distribution des contraintes en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  au droit d'une section (modèle «COQUE»)

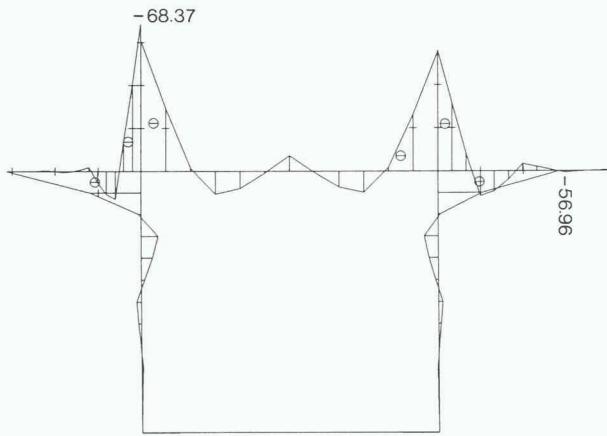


Fig. 14. – Distribution des contraintes en  $\text{kg}/\text{cm}^2$  au droit de l'ancrage des câbles (modèle «COQUE»)

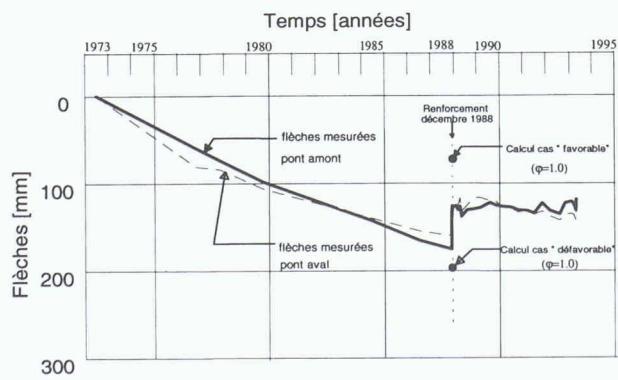


Fig. 15. – Comparaison des flèches mesurées et calculées

modélisation:

- axe statique reliant précisément les centres de gravité des sections introduites;
  - inertie variable suivant d'une manière précise et, dans la mesure du possible, continue les variations exactes de l'inertie de la console;
  - prise en compte de la déformation du culot et de la pile.
- Les éléments finis utilisés sont des éléments «COQUES» pour

la phase élastique linéaire (fig. 11) et des éléments «BARRES» courbes 3D pour la phase non-linéaire des calculs. La figure 12 montre le système statique choisi (modèle «BARRE») ainsi que la numérotation des sections et des voussoirs.

Le modèle «COQUE» a permis de calculer l'effet de la courbure, des variations d'épaisseur et de la dissymétrie de la section sur le comportement élastique linéaire de l'ouvrage, en particulier le gauchissement des sections et la torsion (fig. 13). Ce modèle a également permis l'analyse de la diffusion de la précontrainte au droit de l'ancre des câbles (fig. 14). Cette diffusion est en effet progressive à partir de son point d'introduction, la zone transitoire correspondant à environ 75% de la hauteur de la section. Ainsi, dans les deux derniers voussoirs proches de la pile, la précontrainte n'a pas la distance nécessaire pour passer dans toute la section et reste pratiquement dans la dalle supérieure du caisson. Afin de tenir compte de cet effet dans le modèle «BARRE» non linéaire, un décalage des points d'introduction des efforts dus à la précontrainte a été effectué en considérant un sché-

ma de précontrainte légèrement 429 plus défavorable.

#### Comparaison des flèches mesurées et calculées

La version actuelle de MAPSDIFF ne permet pas encore de prendre en considération des phénomènes irréversibles. C'est la raison pour laquelle l'approche choisie pour cerner le problème des déformations non stabilisées des ponts sur la Lutrive a été de considérer deux cas (deux limites) qui définissent une fourchette englobant le comportement de l'ouvrage observé à long terme (tableau 2): un cas dit «favorable» et un cas dit «défavorable». Le premier correspond aux hypothèses normalement admises par les ingénieurs à l'époque de la construction des ponts sur la Lutrive.

La figure 15 montre les valeurs calculées des flèches à long terme pour les cas «favorable» et «défavorable» et pour la valeur admise du coefficient de fluage restant  $\varphi$  ( $\infty$ , juillet 73) = 1,0. Ces flèches ont été calculées grâce au logiciel MAPSDIFF en tenant également compte de la fissuration et de la remontée des centres de gravité des différentes sections de la console modélisée. La valeur de la flèche

Tableau 2 - Valeurs de calcul considérées pour les deux cas «favorable» et «défavorable»

	Cas étudiés «favorable»	Cas étudiés «défavorable»
Module d'élasticité $E_{co}$ [ $\text{kN}/\text{mm}^2$ ]	35	35
Résistance à la traction $f_{ct}$ [ $\text{N}/\text{mm}^2$ ]	2,5	0,0
Coefficient de fluage restant $\varphi$ ( $\infty$ , décembre 72)	1,6	1,6
Coefficient de fluage restant $\varphi$ ( $\infty$ , juillet 73)	1,0	1,0
Poids propre du béton $g$ [ $\text{kN}/\text{m}^3$ ]	25,0	26,0
Charges permanentes $g'$ (revêtement) [ $\text{kN}/\text{m}'$ ]	28,0	34,0
Trafic routier quasi-permanent $q_{supp}$ [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ]	0,0	2 $\text{kN}/\text{m}^2$ soit 24 $\text{kN}/\text{m}'$
Précontrainte moyenne $P_m$	$0,925 P_0$	$0,75 P_0$
Précontrainte finale $P_\infty$	$0,85 P_0$	$0,68 P_0$
Degré de balancement $\beta$ pour $P_m$	0,79	0,64

calculée à la fin de 1988 (avant renforcement) dans le cas «défavorable» est de 196 mm. Si le calcul basé sur les hypothèses défavorables est exécuté avec des valeurs de  $\varphi = 0,5$  et 3,0 au lieu de  $\varphi = 1,0$ , on obtient, à la fin de 1988, des flèches de 75 et 250 mm respectivement au lieu de 196 mm. La figure 15 montre également l'évolution des flèches mesurées de 1973 à nos jours.

#### *Etat de fissuration (calculs des contraintes)*

Afin de connaître l'état de fissuration à long terme, sous charges permanentes, des ponts sur la Lutrive avant l'application de la précontrainte additionnelle, on a calculé les contraintes dans les différentes sections de l'ouvrage avec la force de précontrainte finale admise dans le cas «défavorable» à  $P_{\infty} = 0,68 P_0$ . Cette approche offre l'avantage de présenter des résultats finaux avec la force de précontrainte à long terme, après déduction de toutes les pertes.

En admettant que la résistance à la traction du béton  $f_{ct}$  soit égale à 2,5 N/mm<sup>2</sup>, les contraintes en stade 1 avant le renforcement indiquent que la console était fissurée dans sa partie supérieure sur les trois voussoirs près de la pile, soit sur une longueur d'environ 11 m (fig. 16). On constate également que si la résistance à la traction devait être plus faible, voire nulle, la zone fissurée serait alors considérablement plus grande (pour  $f_{ct} = 0,0$  N/mm<sup>2</sup>, la zone fissurée s'étendrait jusqu'à une quarantaine de mètres de la pile). Les contraintes dans le béton en stade 2-nu avant renforcement sont également présentées à la figure 16: la compression dans les fibres inférieures du béton est fort élevée, puisque avec  $\sigma_c \approx 15$  N/mm<sup>2</sup>, le fluage risque d'être supérieur à celui découlant de l'hypothèse de linéarité (fluage non linéaire).

#### *Bilan provisoire*

Le plus grand apport de la comparaison entre les mesures des

déformations à long terme des ponts sur la Lutrive et les calculs non linéaires, a été de pouvoir reconstituer approximativement la force de précontrainte réelle ayant agi en moyenne dans l'ouvrage, à savoir  $P_m = 0,75 P_0$  seulement. D'autre part, le calcul des contraintes à l'état permanent avec la force finale de la précontrainte  $P_{\infty} = 0,68 P_0$  qui en découle, permet d'expliquer la fissuration observée sur l'ouvrage. Signalons que cette fissuration était inexplicable sur la base du calcul «favorable» puisque les contraintes permanentes qui en résultent sont partout des compressions de l'ordre de 3 N/mm<sup>2</sup>. Enfin, les déformations excessives non stabilisées des ponts sur la Lutrive sont proches des valeurs calculées avec des hypothèses défavorables et il est dès lors tout à fait envisageable que les actions répétées (variations journalières de la température, trafic lourd, etc.) ont joué un rôle déterminant dans cette non-stabilisation à cause de phénomènes irréversibles.

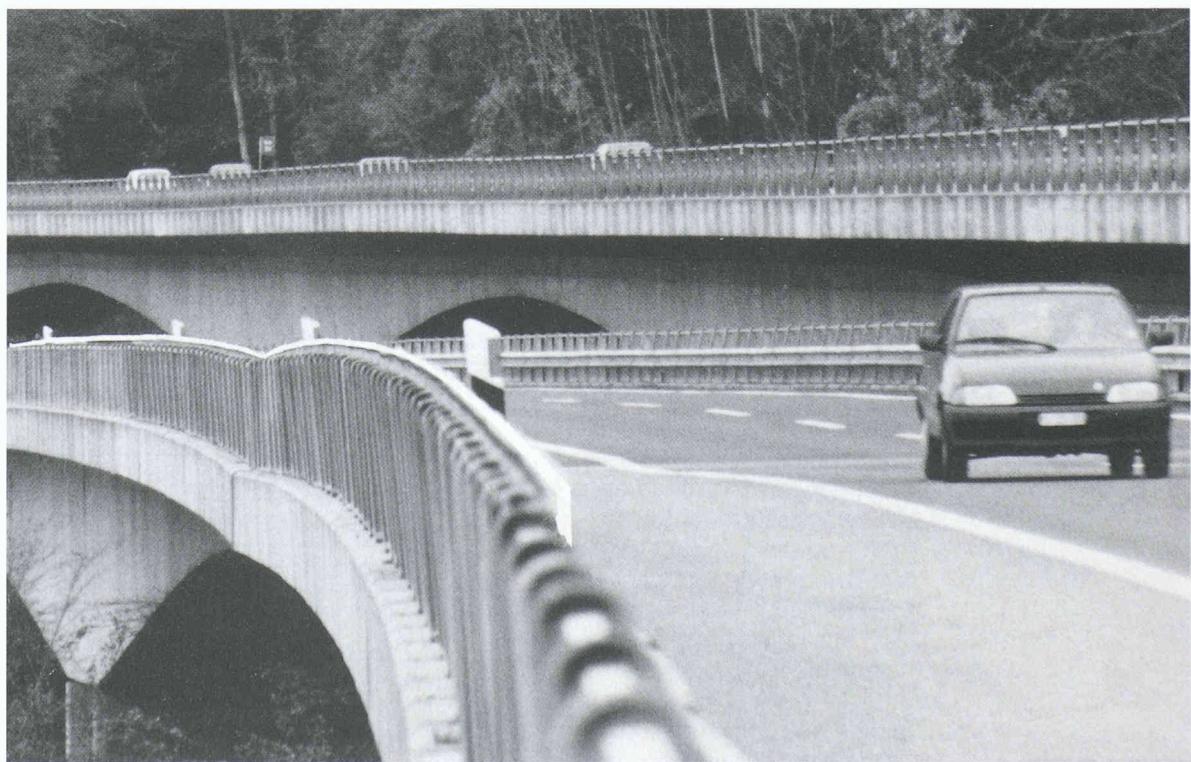


Fig. 17. – Viaducs de Chillon: discontinuité de la tangente résultant des déformations angulaires

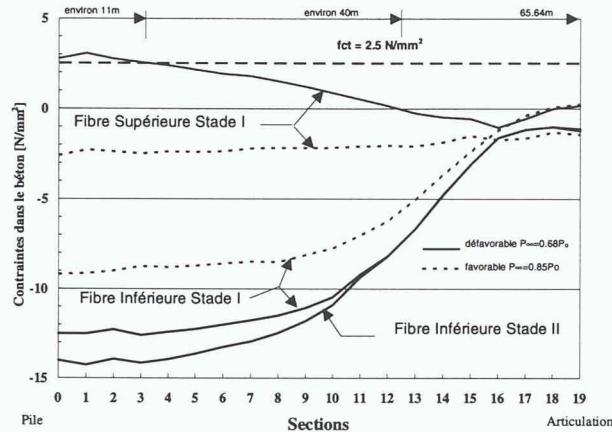


Fig. 16. – Contraintes dans le béton le long de la console

#### 4.3 Viaduc de Chillon

Le calcul des déformations à long terme de ce deuxième ouvrage s'est fait en collaboration avec le Bureau d'ingénieurs Piaget & Associés. Le but était de vérifier si la précontrainte additionnelle «balançait» les déformations angulaires (fig. 17) observées sur l'ouvrage au milieu de certaines travées.

Comme précédemment une modélisation en «COQUE» a été utilisée pour le calcul élastique linéaire, dans le but d'obtenir une meilleure précision sur la

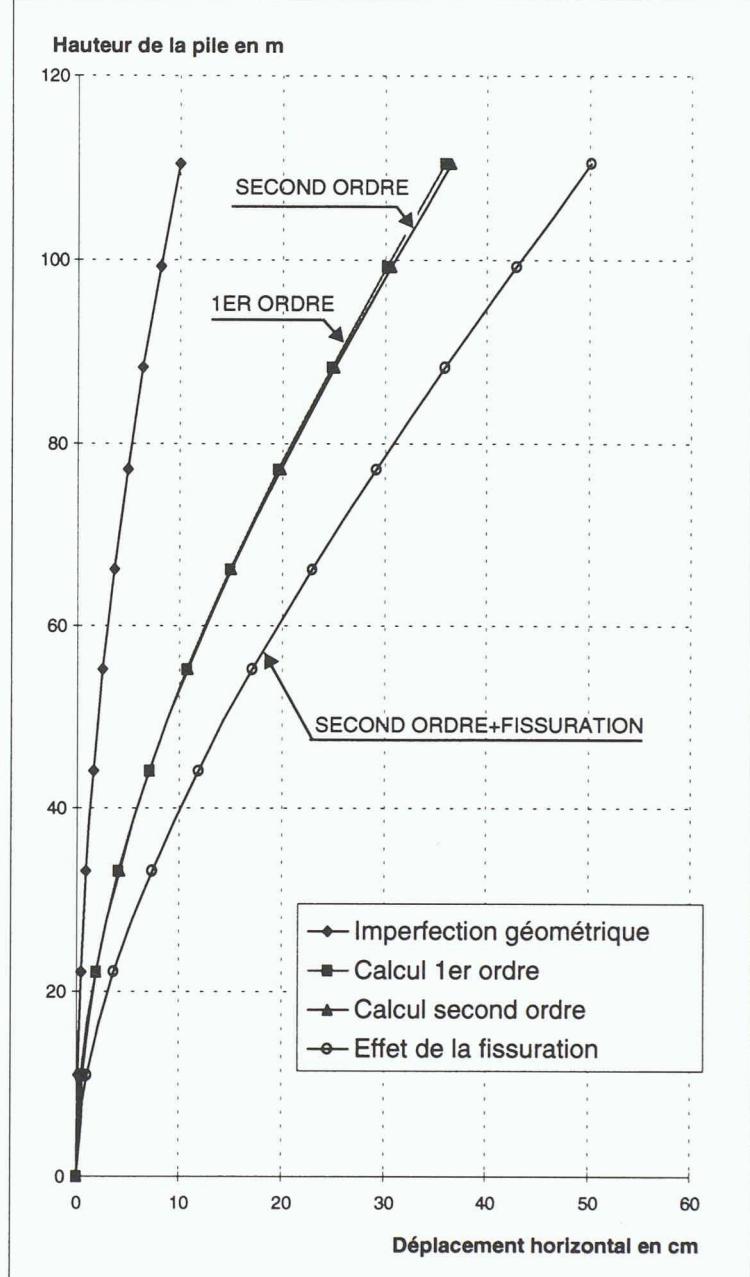


Fig. 19. – Déformation de la pile élancée sous: 1.0\* poids propre + 1.0\* vent

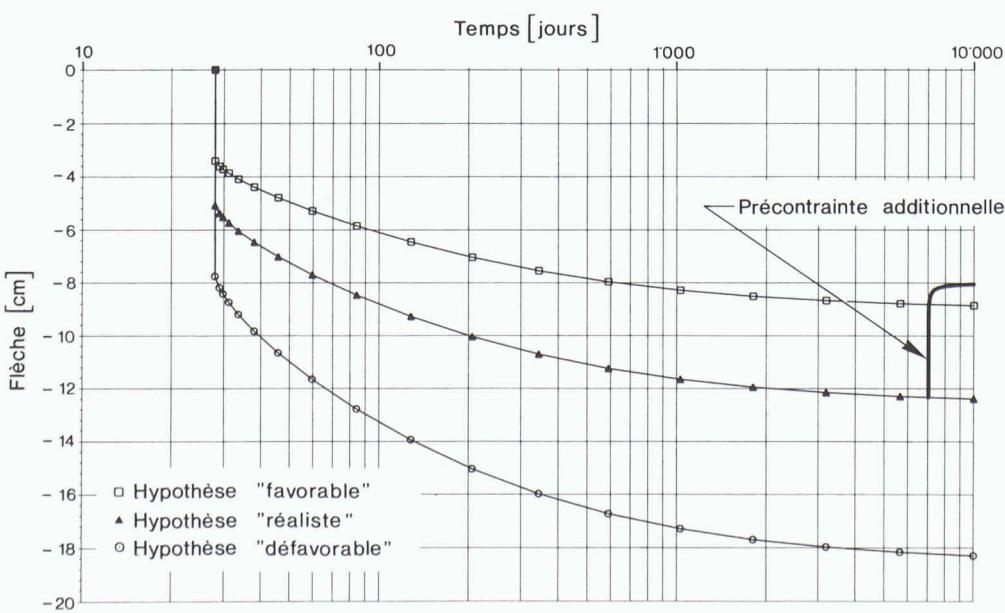


Fig. 18. – Viaducs de Chillon: évolution des déformations à long terme

valeur initiale des déformations. Pour le calcul non-linéaire, les sections correspondantes à chaque voussoir ont été introduites avec leurs armature passive et câbles de précontrainte. Ensuite, ces sections ont été assignées aux différents éléments «BARRES» courbes constituant le système statique de l'ouvrage. Comme dans le cas de la Lutrive, l'analyse d'un cas «favorable» et d'un cas «défavorable» a permis de cerner le problème. A partir de là, un cas «réaliste» a été défini sur lequel la vérification de la précontrainte additionnelle a été effectuée (fig. 18).

#### 4.4 Calcul au second ordre d'une pile élancée

Il s'agit d'une pile de 110 mètres de hauteur. On a admis une imperfection géométrique de 10 cm au sommet de la pile. La structure a été modélisée avec des éléments «BARRES» courbes et le calcul a pris en compte l'effet cumulé du second ordre et de la fissuration. La résistance du béton à la traction a été fixée à  $f_{ct} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ .

Les combinaisons de charges les plus défavorables correspondent au stage de montage. Comme le montre la figure 19, l'effet de la fissuration joue un rôle non négligeable sur les déformations et, par conséquent, sur les moments à l'état de service.

#### 5. Conclusion

Le développement des logiciels présentés ci-dessus est destiné essentiellement à fournir à l'ingénieur praticien un outil simple d'utilisation. En travaillant avec *DIMAPS* et *MAPSDIFF*, l'ingénieur ne fera appel qu'à des concepts (module d'élasticité, coefficient de fluage, loi moment-courbure, rigidité, fissuration, etc.) qui lui sont familiers. Il ne s'agit donc pas de logiciels complexes de calcul non-linéaire basés sur des approches locales extrêmement rigoureuses et très difficiles à utiliser dans la pratique.

Par ailleurs, les résultats sont présentés sous forme graphique grâce à un post-processeur (*POSTMAPS*) et peuvent être di-

rectement utilisés dans les notes de calcul.

Comme nous l'avons précisé au début de l'article, l'utilisation pratique de ces logiciels devrait permettre une meilleure analyse du comportement réel des ouvrages en béton à l'état de service. Grâce à des études paramétriques réalisées à l'aide de ces outils, il devient possible de choisir les quantités d'armature passive et de précontrainte, ainsi que les propriétés mécaniques (module d'élasticité, résistance à la traction, etc.) et rhéologiques (coefficient de fluage, notamment) du béton, et de voir immédiatement l'impact de ces choix sur le comportement de l'ouvrage. Cette simulation sur ordinateur constitue une aide appréciable à la conception de nouveaux ouvrages en béton ou à l'expertise d'ouvrages existants. L'aptitude au service et la durabilité des structures en béton s'en trouvent grandement améliorées. Il s'agira essentiellement de limiter, voire d'éviter la fissuration et les grandes déformations de l'ouvrage grâce à un choix approprié du béton et des quantités d'armature passive et de précontrainte.

On espère ainsi réduire les coûts de maintenance et supprimer les frais liés à des réparations.

#### Bibliographie

- [1] GHALI A., FAVRE R.: «Concrete structures; stresses and deformations», Ed. Chapman and Hall, 2nd edition, London, New York, 1994
- [2] CEB-FIP Model Code 1990, Ed. Thomas Telford, London, 1993
- [3] Eurocode 2: «Calcul des structures en béton, Prénorme européenne», SIA, 1992
- [4] FAVRE R., CHARIF H.: «Déformations des structures en béton: Modèle de base et méthodes simplifiées du calcul selon les codes européens», IAS N° 25, novembre 1992
- [5] FAVRE R., JACCOUD J.-P., KOPRNA M., RADOJICIC A.: «Dimensionnement des structures en béton: dalles, murs, colonnes et fondations», Traité de génie civil de l'EPFL, vol. 8, éd. PPUR, Lausanne, 1990
- [6] FAVRE R., CHARIF H.: «Basic Model and Simplified Calculations of Deformations according to the CEB-FIP Model Code 1990», ACI Structural Journal, March-April, 1994
- [7] FAVRE R., CHARIF H., Jaccoud J.-P.: «Large reduction of deflections due to HPC» in «High Performance Concrete, from material to structure», éd. Yves Malier, Chapman and Hall, London, 1992
- [8] MARKEY I.: «Enseignements tirés d'observations des déformations de ponts en béton et d'analyses non linéaires», thèse de doctorat N° 1194, EPFL, 1993
- [9] BOUBERGUIG A.: «Calcul statique des coques nervurées et précontraintes», thèse de doctorat N° 473, EPFL, 1983
- [10] BOUBERGUIG A.: «Calcul des coques nervurées et précontraintes par éléments finis avec pré- et post-processeur», Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 422, Série: Théorie et méthodes de calcul 262, février 1984.
- [11] HASSAN M.: «Critères découlant d'essais de charge pour l'évaluation des ponts en béton et pour le choix de la précontrainte», thèse de doctorat N° 1296, EPFL, 1994