

Zeitschrift: IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte

Band: 55 (1987)

Rubrik: Seminar 5. Control of geometry

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: 09.01.2026

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

SÉMINAIRE 5

Control of Geometry

Maîtrise de la géométrie des structures

Beherrschung der Bauwerksgeometrie

Leere Seite
Blank page
Page vide

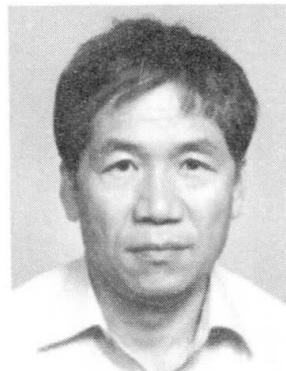
Quality Control of In-Situ Concrete Spread Pile

Contrôle de la qualité de pieux forés en béton

Qualitätskontrolle bei Ortsbetonpfählen mit Pfahlkopverbreiterung

Atsunori MIYAMURA

Associate Professor
Meijo University
Nagoya, Japan



Atsunori Miyamura, born in 1937, received his Doctor's degree in 1971 from Kyoto University, spent twenty years working on structural engineering including foundation engineering with consulting firms.

SUMMARY

The present paper deals with the realization of the geometric management of in-situ concrete spread piles. Such spread piles are constructed under strict quality control of their geometrical shape and concrete strength. The field experiments on several spread piles show good results of quality control on their geometric shape especially of pull-out test concrete piles.

RÉSUMÉ

Ce rapport expose la réalisation du contrôle géométrique des pieux forés en béton. Ces pieux forés sont exécutés sous contrôle strict de la forme géométrique et de la résistance du béton. Les essais in-situ de quelques pieux forés montrent de bons résultats de la qualité contrôlée, spécialement pour la forme géométrique et les essais d'extraction.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Beitrag wird gezeigt, wie die Kontrolle der Geometrie und der Abmessungen bei Ortsbetonpfählen mit Pfahlkopfverbreiterung erfolgt. Die strikten Qualitätskontrollen umfassen auch die Betonqualität. Die Feldversuche zeigen die Effizienz der durchgeführten Qualitätskontrollen.



1. INTRODUCTION

Since the mid-sixties buildings have become larger in the size and number with development of construction technology against strong earthquakes and soft soil layers as alluvium in Japan. This demands the development of more sophisticated foundation. Since the ramming piling provides noise and vibration to surroundings, the earth augering piling including the in-situ concrete pile are applied especially in the urban dense area. The vertical strength formula of piles is recommended by AIJ as,

$$R_a = \frac{1}{3} R_u - W, \quad R_u = R_p + R_f$$

where R_a means the permissible vertical strength of pile for the long term, R_u , the ultimate supporting strength, R_p , the bearing capacity, R_f , the friction resistance, and W , the weight of pile, respectively. This formula can provide the larger strength the more the tip area of pile becomes large. Thus, economically it is better to spread the tip of pile as the in-situ spread concrete one. The present paper deals with the realization of the geometric control on concrete figure of in-situ spread pile. The construction of in-situ spread pile can be accomplished by augering machine and versatile technique under the strict quality control. After confirmation of boring hole geometry by the ultrasonic measuring device the concrete placing can be made under the standardized working chart. By the field experiments with measurement of concrete piles and its mechanical properties of material tests the present geometric management method is appropriately realised.

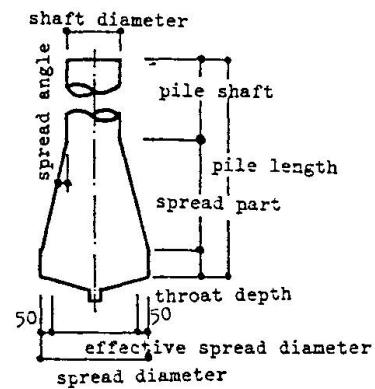


Fig.1 Spread pile

2. IN-SITU SPREAD CONCRETE PILE

The present spread piling system consists of the cutting bit, stabilizer, drill pipe, swivel joint, rotary table and power unit. The construction process is divided into the two stages; the pile augering of shaft and spread part as the formwork, and the concrete placing. The pile shaft augering are made by such as an earth drilling or reverse circulation with stability mud water. The following discussion concentrates on the spread augering and concrete placing. After the shaft augering the spreading machine, which has hydraulic drilling cutters, is inserted in the bottom of bored shaft. Fig. 1 shows details of the spread part, which provides the concrete figure with the important geometries of spread angle, concentricity and throat depth. Furthermore, the centering, verticality and the slime treatment are necessary for the appropriate piling foundation. The present spread piling has the spread ratio $r=A/A_o$ less than 3.20, due to the maximum expected soil strength $f=250t/cm^2$ and the concrete permissive stress $s=800t/cm^2$, where A means the spread area, A_o , the shaft area, respectively. The range of spreading possesses shaft diameters, 1,200 to 1,600mm with effective spread diameters, 1,500 to 2,300mm, reduced 50mm from

actual augering diameter. The spread augering has the following three processes;

Shaft vertical augering---after shaft augering at depth 300 to 500mm upon the spread bottom to make vertical extension augering by the spread machine.

Spread augering---to make spread augering against shaft hole by the spread cutter with hydraulic cylinders. Spread completion probe device can predict the augering level corresponding to the prescribed spread angle and pressure gauge level on the rotary table with the standard throat depth, D=300mm.

Spread extension augering---necessary under the extended state of spread cutters when D needs larger than 300mm. The ring soil on the bottom is extracted by the trimming augering.

Since the above three processes provide necessary concrete figure, mud water exchange and a suction pump can extract remaining soil with bit racing. This corresponds to the primary slime treatment. Then an ultrasonic measuring device provides shaft and spread figures. When this geometry becomes proper within the prescribed errors, reinforcement basket is inserted and the secondary slime treatment is made by air lift or suction through a tremie pipe. Then concrete placing is implemented.

Since each augering process and concrete placing become invisible, it is necessary to develop the refined geometric control techniques on the following items closely correlated each other.

Stability mud water---material, quality control

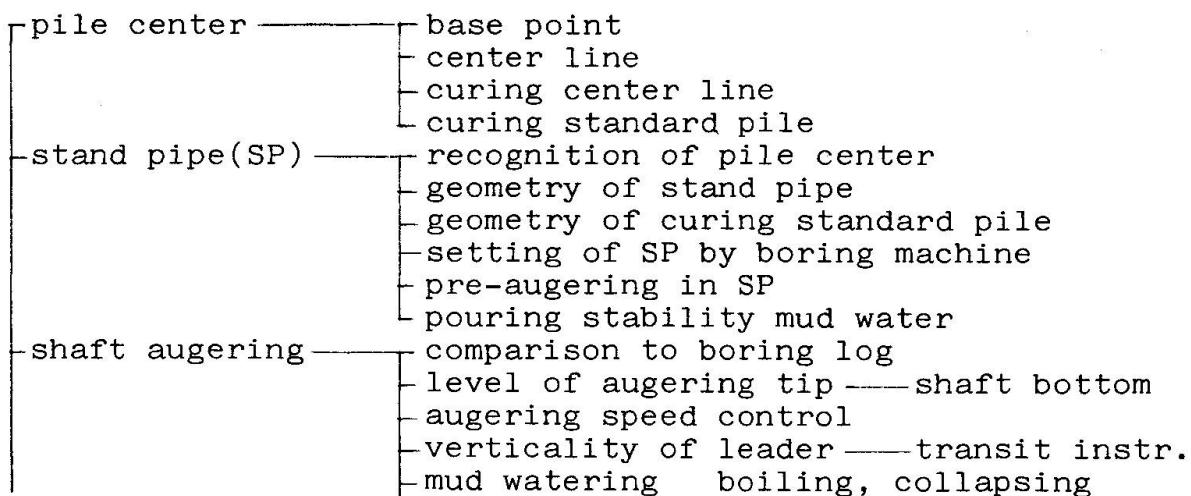
Spread augering---quality control, optimal slime treatment, figure measurement

Reinforcement basket---spacer

Concrete---coarse aggregate grading, proportioning, slump, air content, tremie pipe inserting, concrete placing, curing, surplus concrete-slime

3. GEOMETRIC CONTROL PROCESS

Analysis of work processes on the disordered construction site leads to the standardization of work units, whose combination can accomplish the geometric management of spread pile with the aid of the human engineering and AI techniques. Thus the following work units are obtainable from the observation of field works and the knowledge of field experts.





setting of spread machine	specific gravity control (1.02-1.20) setting of rotary table spread angle, spread diameter of bits joints of spread bits (oil leak) eccentricity of spread bits
spread augering	vertical augering spread augering extension augering trimming augering mud water supply — leveler verticality of kelly augering probe device sampling of supporting layer root depth larger than 1,000mm
slime treatment	sedimentation of slime — time, size exchange of mud and natural water primary treatment — suction pump
draw-up of spread machine	complete closing of spread bits prevention from wall collapse
measurement of hole wall	ultrasonic measuring device — vertical, spread figure direction of probe surveying speed eccentricity of spread bottom decision of additional treatment
reinforcement	reference figure jointing — welding coverage by spacer prevention from wall collapse
tremie pipe	tremie and hole lengths leak from joint
slime treatment	placing of transit-mix truck level of primary treatment air lift (7 to 10 kg/cm ²) sedimentation comparison to primary treatment
concrete placing	material — coarse aggregate grading, w/c, admixture slump, air content, compressive test tremie pipe — length, joint

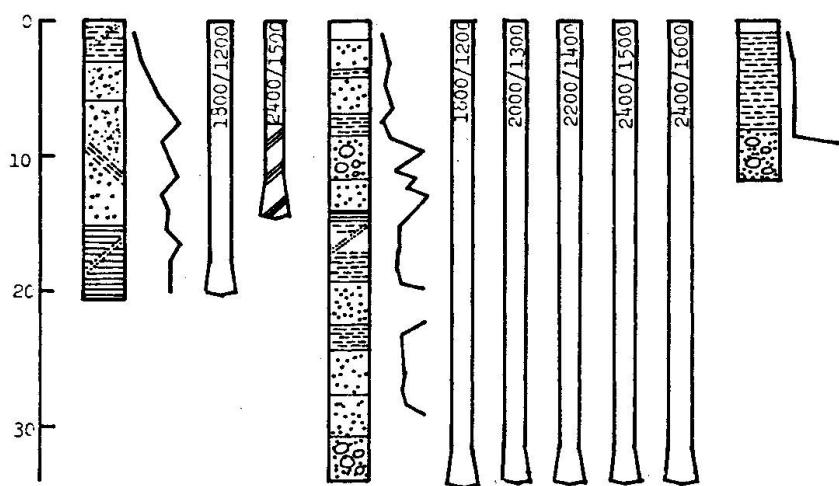


Fig.2 Field experiment

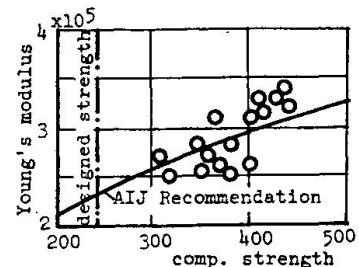
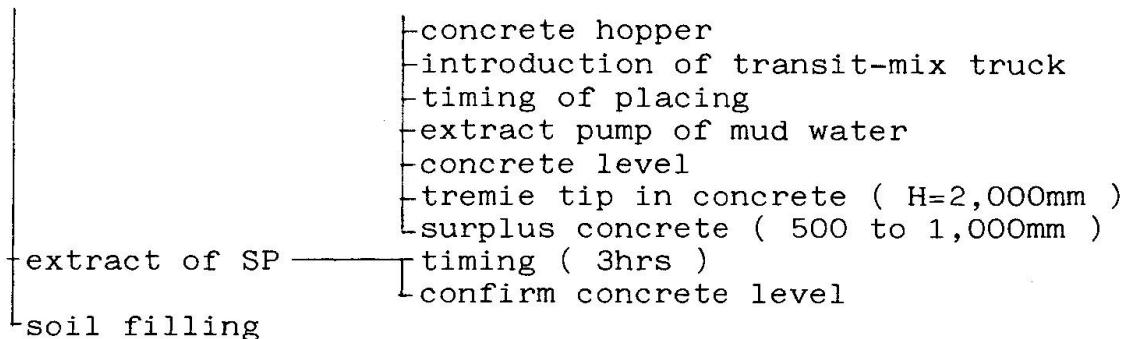


Fig.6 E-F relations



The above work units can be summarized in a form of check sheet, which is filled as the progress of field works. Thus the concrete geometry control can be completed.

4. FIELD EXPERIMENT

To evaluate the present geometric management method nine in-situ augering including two concrete piles are carried out as in Fig. 2. Three experimental sites are chosen; the rather uniform sandy layer for the preliminary augering, the relatively hard layer with successive sand and clay sublayers typical in alluvium, and the supporting thick layer with coarse sand and gravel for actual concrete piling. Fig. 3 shows the figures of boring wall by the ultrasonic diameter measuring device in two directions just after the primary slime treatment. Various measurements from these figures are summarized in Table, which provides proper evaluation to the prescribed verticality, spread angle and throat depth necessary for the geometric control. Material tests including compression strength and elastic modulus are made on the boring cores from the concrete solid specimens. Fig. 4 shows a histogram of compressive strength after four weeks providing the satisfactory strength and weak diversion not influenced by mud water and soil. Fig. 5 illustrates the compressive strength along pile depth, which provides gradual increase of strength at the lower bottom of pile though sparsely. This tendency results from the influence of concrete gravity. Fig. 6 shows the relationships between compressive strength and static elastic modulus resulting weak diversion. Furthermore, the bonding tests show 2.25 times bonding stress in average to the permissible value.

5. CONCLUDING REMARKS

The typical alluvium in Japan distributes sometimes thick more than 40m with successive sand and clay sublayers, which demands construction of deep foundation such as an in-situ concrete spread pile necessarily with strict geometric management. Not only on the shaft but also on the spread part this geometric control becomes important because natural soil surface with mud film should be alternated by the ordinary wooden formwork. Hence it is more difficult to ensure the specified concrete figure. To control the geometry of spread pile from the ground level needs the proper implementation of centering of pile, verticality, concentricity of spread bottom and throat depth. This implies rigorous augering without any boring wall collapse, slime



maltreatment on the bottom and with the quality control of concrete placing. The present management method pursues their completeness through the standardized work units from the analysis of field job processes. According to this method satisfactory results can be obtained which are demonstrated by the field experiment on the geometry of spread pile and material tests.

6. ACKNOWLEDGMENT

The author expresses his deep gratitude to Mr. E. Ohyama, Mie Juhki-Unyu Ltd with his enthusiastic support of the present engineering development.

REFERENCES

1. K. FLEMING and E. H. STEGER, Large diameter pile foundations: Settlement considerations. Proc. of the Symposium on Large Bored Piles, ICE, Feb. 1966.
2. Z. J. SLIWINDKI and T. A. PHILPOT, Conditions for effective end bearing of bored, cast in situ piles. Proc. of Conference on Recent Developments in the Design and Construction of Piles ICE, March 1979

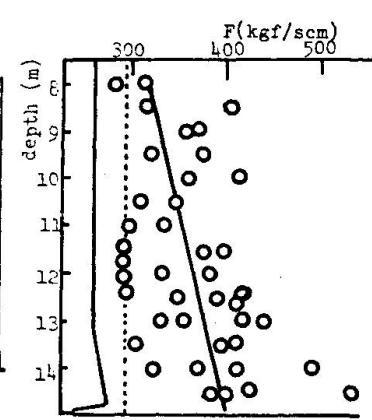
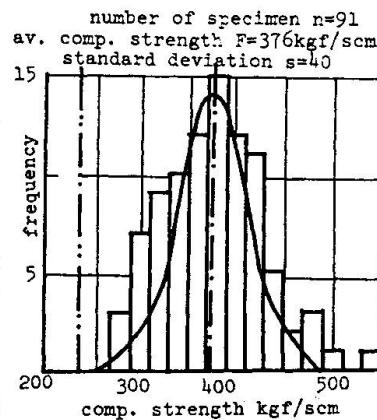
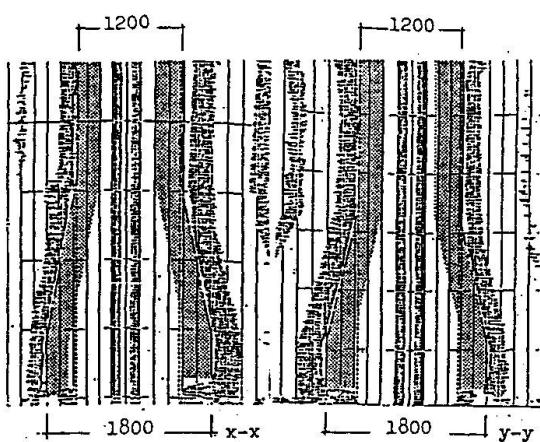


Fig.3 Ultrasonic measurement

Fig.4 Histogram Fig.5 F-H relations

No	verticality		spread diameter			spread angle			throat depth			
	targt	X Y	X	Y		targt	X	Y	targt	X	Y	
1	1/225	1/400	1800	1800	1820	9°10'	9°10'	9°18'	500	500	500	Ed
2	1/183	1/800	2400	2480	2500	12°00'	12°00'	12°00'	700	730	710	Rv
3	1/650	1/1060	1800	1800	1800	9°10'	9°01'	9°05'	500	560	500	Ed
4	1/1320	1/940	2000	2050	2050	12°00'	11°55'	12°00'	300	400	480	Ac
5	1/450	1/2100	2200	2250	2310	10°00'	9°56'	9°50'	300	350	330	Rv
6	1/650	1/440	2400	2470	2420	12°00'	11°48'	11°55'	300	360	330	Ed
7	1/470	1/600	2400	2420	2450	12°00'	-	11°55'	300	360	330	Rv
8	1/530	1/155	1800	1800	1800	9°10'	9°10'	9°10'	300	300	300	Ed
9	1/870	1/400	1800	1800	1800	9°10'	9°10'	9°10'	300	300	300	Ed

Ed;earth drilling Rv;reverse circulation Ac;all casing

Table Experimental results

Maîtrise de la géométrie des viaducs de la Darse

Kontrolle der Geometrie bei den Viadukten von La Darse

Control of Geometry of the La Darse Viaducts



Alain MORISSET
Bureau d'études SETEC
Paris, France



Jacques RYCKAERT
Bureau d'études SETEC
Paris, France



André HEUSSE
Entr. Quillery & Cie
Noisy-le-Grand, France



Pierre MORIN
Entr. Quillary & Cie
Noisy-le-Grand, France

RÉSUMÉ

L'article expose les calculs et les méthodes utilisés pour maîtriser la géométrie de deux viaducs de 685 m et de 663 m. Une partie concerne la géométrie globale liée aux déformations d'ensemble de la structure, l'autre partie concerne la géométrie locale liée à la précontrainte extérieure au béton.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden die Berechnungen und Verfahren erklärt, welche für die Kontrolle der Geometrie von zwei 685 m und 663 m langen Viadukten angewendet wurden. Ein Teil behandelt die globale Geometrie, der andere Teil die mit der äusseren Vorspannung zusammenhängende lokale Geometrie.

SUMMARY

The paper shows the computation and the methods used for the control of geometry of two viaducts of 685 m and 663 m length. The first part deals with the global geometry involving the structural deformations. The second part deals with the local geometry with prestressing of concrete in the form of external tendons.



Figure 1 : Vue générale du montage des voussoirs
Segmental view of the segment erection

1. CARACTERISTIQUES PRINCIPALES

Les deux viaducs indépendants de 16,50 m de largeur portent chacun 3 voies de roulement de 3,5 m et une bande d'arrêt d'urgence de 2,1 m. Les longueurs des travées sont :

- Viaduc Sud : $45,98 + 5 \times 72,00 + 59,39 + 62,54 + 75,14 + 59,65 = 662,70$ m
- Viaduc Nord : $45,98 + 6 \times 72,00 + 2 \times 75,14 + 56,95 = 685,21$ m

Les 5 premières travées sont droites et les 5 dernières ont une courbure variable avec un rayon minimal de 460 m. Le dévers varie du 2,5 % à 4,2 % pour le viaduc Sud et de - 2,5 % à 4,2 % pour le viaduc Nord.

Le profil en long présente deux pentes différentes : 1,5 % et 1,65 %

Le tablier est une poutre en caisson à 3 âmes dont la hauteur varie de 4,00 à 2,50 m (figure 1).

La précontrainte comporte trois familles de câbles :

- les câbles de fléau intérieurs au béton logés et ancrés dans les goussets supérieurs
- les câbles de clavage intérieurs au béton logés et ancrés dans les goussets inférieurs
- les câbles de continuité extérieurs au béton ancrés en travées, déviés en travées et sur appuis. Ces câbles sont protégés par des tubes en aciers injectés à la graisse.

Les passages des 3 familles de câbles peuvent être observés sur la figure 1.



2. MAITRISE DE LA GEOMETRIE GLOBALE

La préfabrication effectuée en cellule, utilise la technique des joints conjugués. Le voussoir N déjà construit sert de contre moule au voussoir N+1.

La géométrie finale de l'ouvrage est pilotée par les déplacements possibles dans toutes les directions du voussoir N par rapport au coffrage fixe du voussoir N+1.

Les paramètres de réglage des déplacements du voussoir N sont calculées en prenant en compte :

- (i) les coordonnées x, y, z d'un point particulier de chaque voussoir considéré dans sa position définitive sur l'ouvrage terminé.
- (ii) les déformations d'ordre mécanique dues aux considérations et aux phénomènes multiples que sont : les phases successives et le calendrier de la construction, les poids de l'ossature et des superstructures, la précontrainte et les effets de ses variations dans le temps, le fluage du béton et les effets de ses variations dans le temps.
- (iii) les corrections complémentaires calculées à partir des mesures effectuées sur les voussoirs existants.

En définitive, les écarts maximaux constatés entre la géométrie théorique et la géométrie réelle sont les suivants :

- en nivellation : - 15mm et + 24mm
- en alignement : ± 20 mm

Ces résultats témoignent de la validité des procédés de calcul réalisés et des moyens pratiques de réglage adoptés.

3. MAITRISE DE LA GEOMETRIE LOCALE

La photographie figure 2 prise à l'intérieur d'un tablier terminé montre la disposition finale des câbles extérieurs au béton. Au premier plan, un déviateur, solidaire du hourdis inférieur, est utilisé pour ancrer un câble et pour dévier un autre câble. La photographie figure 3 montre le contenu d'un déviateur non bétonné. Les tubes en acier, cintrés dans leur partie médiane, sont destinés au passage et à la déviation des câbles extérieurs au béton.

La maîtrise complète de la géométrie liée à la précontrainte extérieure au béton nécessite de répondre aux 4 objectifs suivants :

- (i) définir le tracé des câbles par rapport au tablier dont la section, le dévers, la pente et la courbure en plan varient
- (ii) vérifier les compatibilités d'encombrement des câbles entre eux et par rapport au béton
- (iii) définir les caractéristiques des tubes pour lancer leur façonnage
- (iv) établir les plans des déviateurs et en particulier la cotation des axes des tubes.

La réponse à ces objectifs est la conception d'un logiciel qui étudie systématiquement la structure complète dans l'espace (3D)

Il y a en effet pour chaque viaduc environ 100 câbles extérieurs au béton, 200 déviateurs et 1000 tubes.

Le solide que constitue le tablier est modélisé par des segments reliés par 248 noeuds. A chaque noeud sont associés 5 paramètres : les coordonnées x, y, z, le dévers et un numéro qui fait référence à une coupe type.

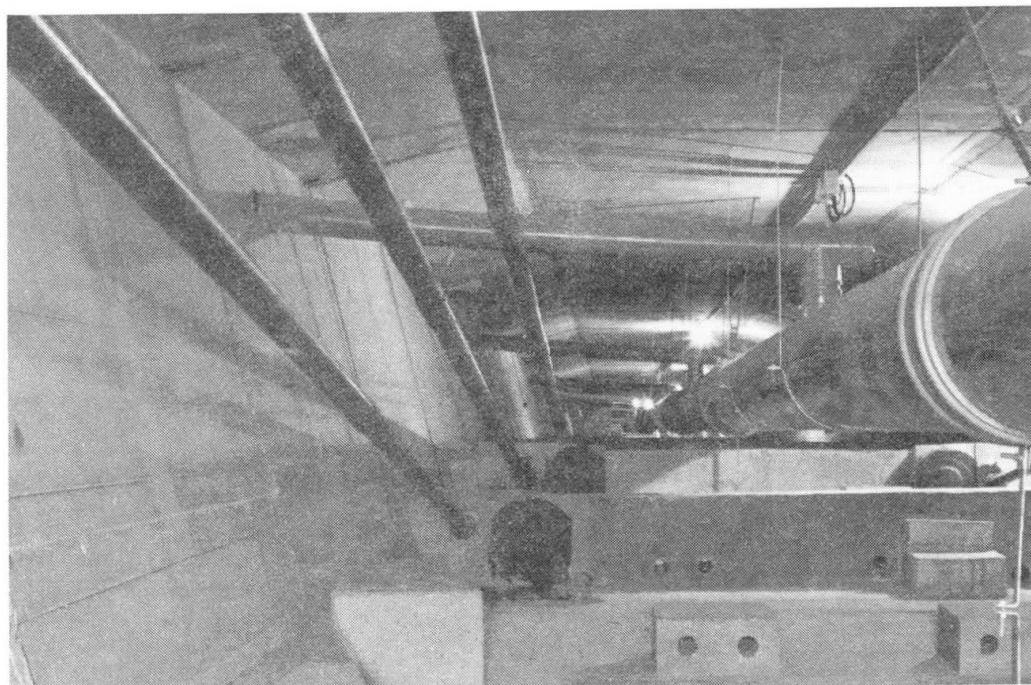


Figure 2 : Câbles extérieurs au béton à l'intérieur du caisson
· External tendons inside one cell

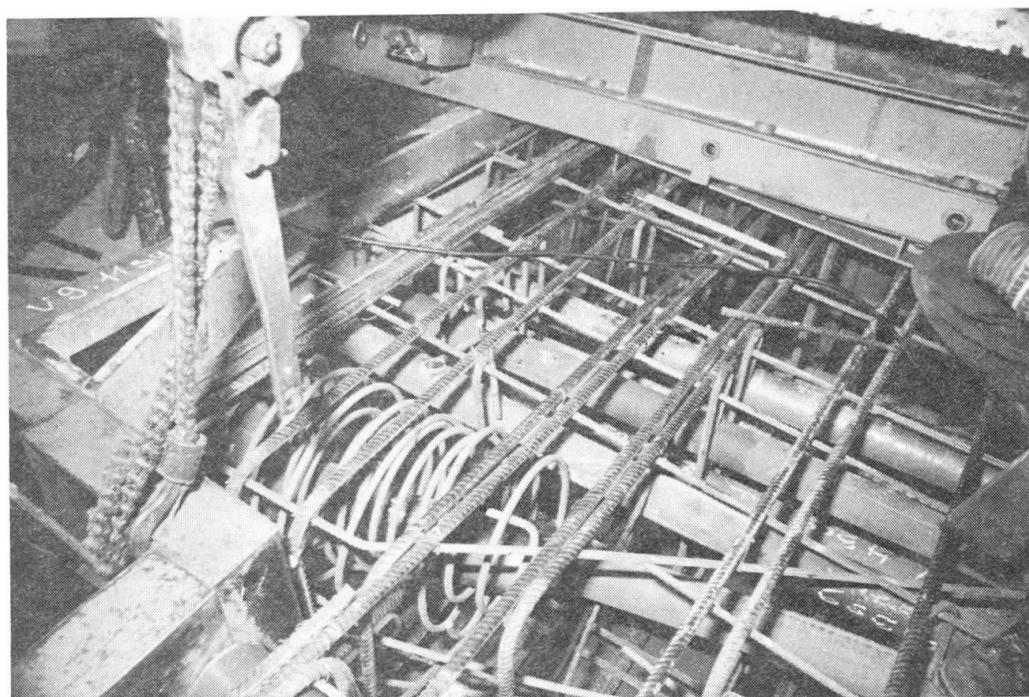


Figure 3 : Vue d'un déviateur avant bétonnage
View of a deviating block before pouring of concrete

COUPE AU POINT 186 • 0.821

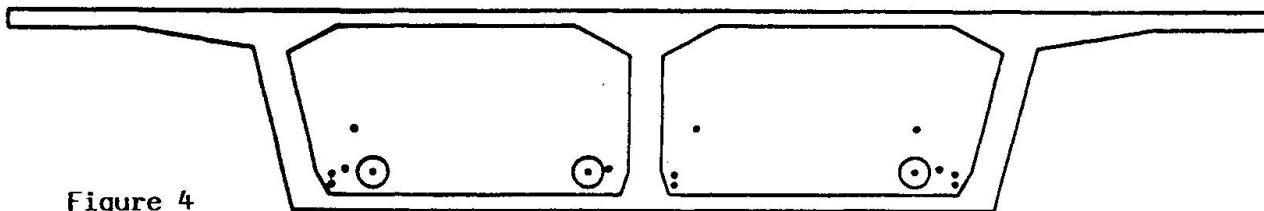


Figure 4

Vérification pour l'encombrement des aciers d'ancrages
Checking of tendons locations

COUPE AU POINT 186 • 0.37

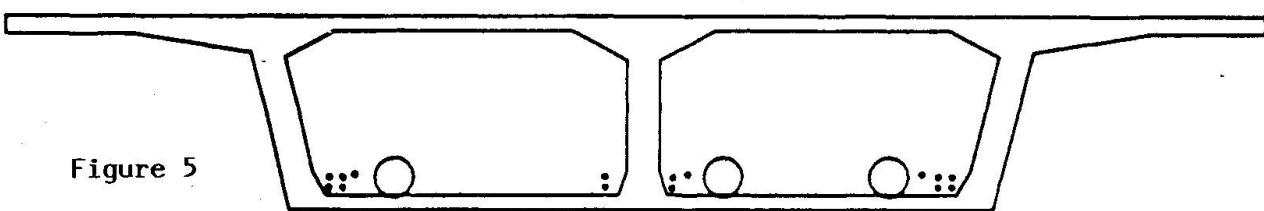


Figure 5

Vérification pour l'encombrement des vérins
Checking of jacks locations

Un câble est défini par une ligne brisée avec des raccordements circulaires à chaque sommet. Les sommets sont simplement repérés dans des systèmes de coordonnées locales liées aux faces des voussoirs.

Le dessin automatique de coupes (figures 4 et 5) effectuées tout le long du tablier donne une vérification complète de la validité de la géométrie. Le dessin automatique des cotes relatives à la position exacte des tubes de déviation (figure 6) donne des plans d'exécution rigoureusement exacts.

Enfin, un catalogue de définition géométrique des tubes fourni par le programme assure leur façonnage avec sécurité.

La fiabilité de la procédure utilisée pour la conception du projet et pour la production des documents d'exécution a été confirmée pendant toute la durée des travaux.

Les avantages procurés par les études préalables rigoureuses de la géométrie sont les suivants :

- (i) aucune modification du projet n'a du être improvisée en cours de travaux ce qui constitue une sécurité vis-à-vis de la qualité et du respect des délais
- (ii) les câbles extérieurs au béton ont été mis en tension dans les conditions optimales grâce aux alignements parfaits des axes des tubes successifs relatifs à un même câble
- (iii) l'absence de cassure significative des câbles aux niveaux de leurs entrées dans les déviateurs participe à leur perennité.



COUPE DANS LE VOUSSOIR 3409 A 0.25 DU MASQUE

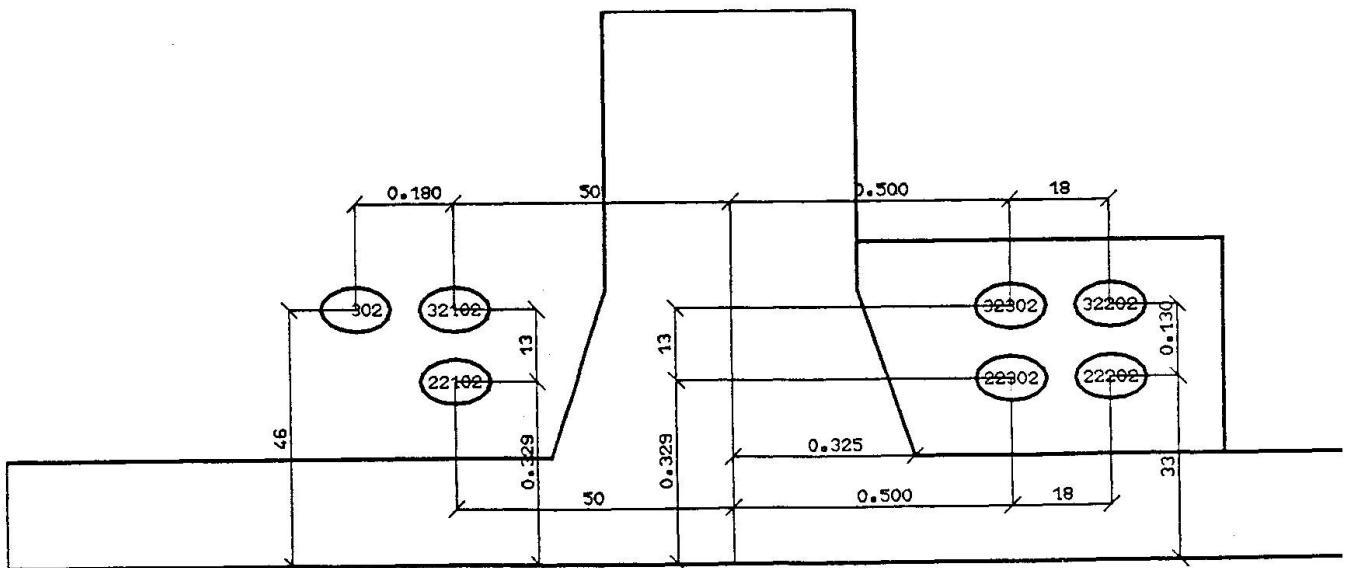
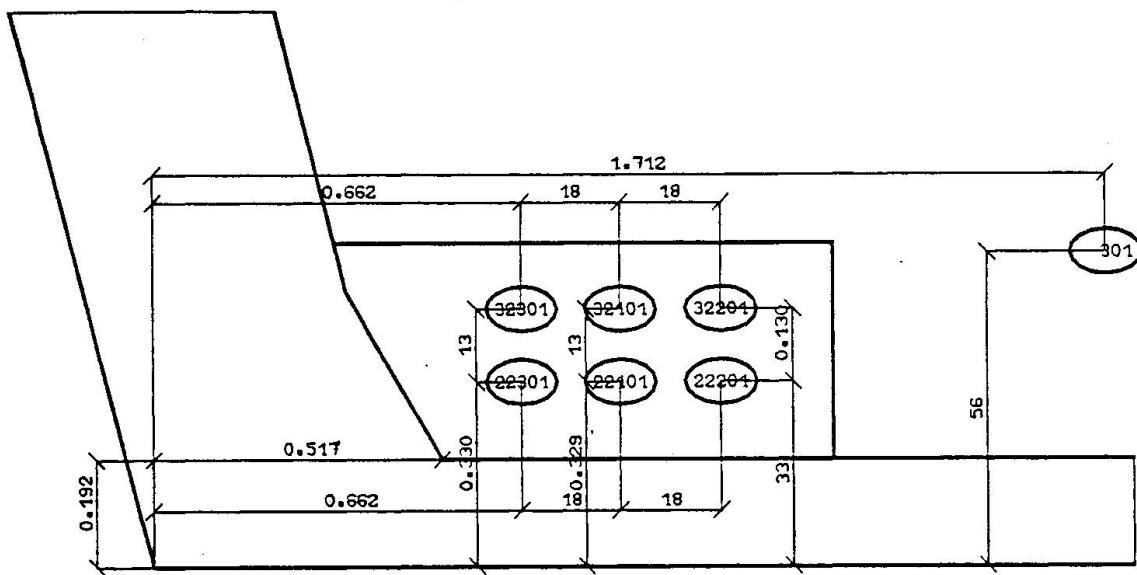


Figure 6 : Exemple de plan d'exécution pour déviateur exécuté au traceur

Example of shop drawing for deviating block drawn by the plotter

Contrôle de la géométrie des grands ouvrages en béton précontraint

Kontrolle der Geometrie bei grossen Vorspannbauwerken

Control of Geometry, in Large Prestressed Concrete Structures



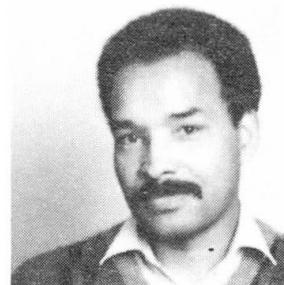
G. BLAISE
Ingénieur
SPIE Batignolles
Vélizy, France



R. DESBATS
Ingénieur
SPIE Batignolles
Vélizy, France



C. SERVANT
Ing. en Chef
SPIE Batignolles
Vélizy, France



Y. SIDIBÉ
Ingénieur
SPIE Batignolles
Vélizy, France

RÉSUMÉ

Cet article a pour but de montrer à travers les exemples des viaducs de Charix et de l'Arrêt Darré l'importance que revêt la géométrie pour la construction des grands ouvrages en béton précontraint.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Artikel zeigt am Beispiel der Talbrücken von Charix und von Arrêt Darré, die Bedeutung der Geometrie beim Bau von grossen Bauwerken aus vorgespanntem Beton.

SUMMARY

By means of the examples of the viaducts of Charix and l'Arrêt Darré, the authors intend to show the importance of geometry in the construction of large prestressed concrete structures.



1. CAS D'UN PONT POUSSÉ : LE VIADUC DE CHARIX

1.1. Définition géométrique de l'ouvrage

Situé sur l'autoroute A40 "Mâcon – Genève – Tunnel du Mont Blanc" entre le Viaduc de Sylas et le tunnel de St Germain, le Viaduc de CHARIX est constitué de deux tabliers parallèles indépendants en béton précontraint.

La répartition des travées est la suivante:

Tablier Nord : $50,57 + 7 \times 64,19 + 42,24$ m (longueur totale 542,14 m)

Tablier Sud : $49,00 + 7 \times 62,00 + 41,00$ m (longueur totale 524,00 m)

La géométrie du tracé théorique est constituée en plan par un cercle de 440 m de rayon avec une partie clohoïdale à chaque extrémité et est constituée en élévation par un raccordement parabolique $R = 8\,000$ m.

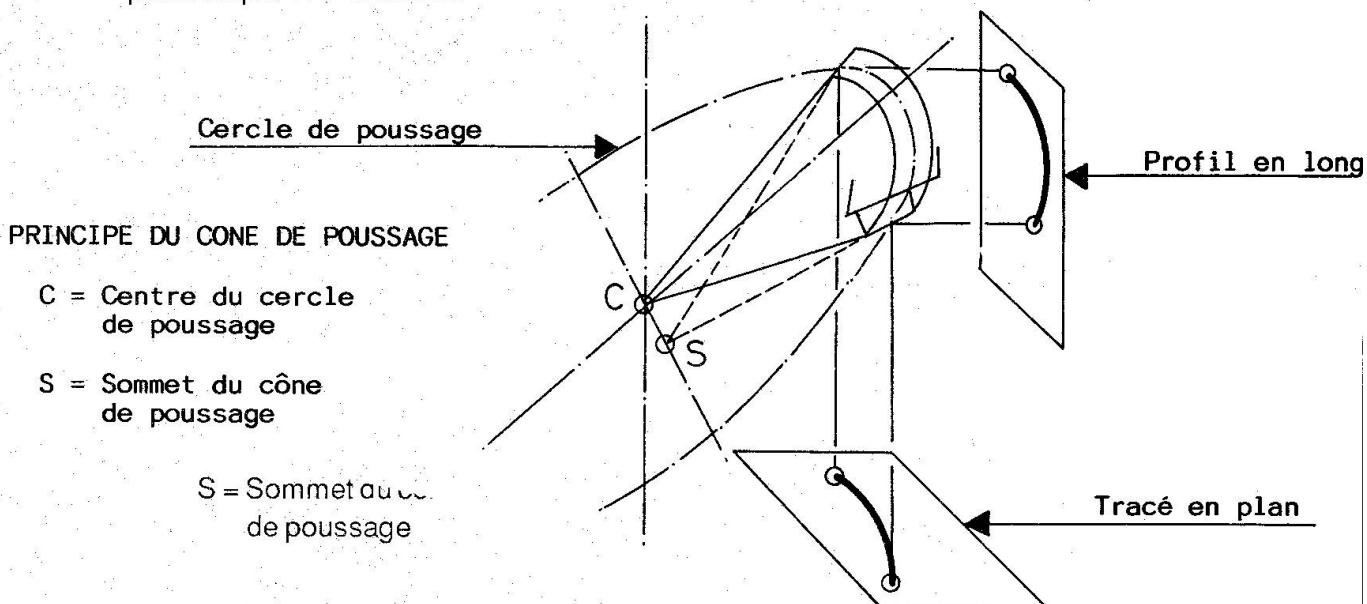


Fig. 1 : Principe du cône de poussage

La méthode de construction de l'ouvrage par le procédé du poussage impose que l'axe central du hourdis inférieur décrive une courbe superposable à elle-même par déplacement, c'est-à-dire un cercle dans le cas du Viaduc de CHARIX. Ceci conduit à ce que la surface extérieure du hourdis inférieur définisse un cône.

On recherche ainsi par calculs successifs le cône optimal qui donnera les écarts minima avec le tracé théorique. En plan, les variations sont de l'ordre de 20 cm près des culées et de 5 cm dans les travées courantes. Au voisinage des culées le hourdis supérieur a été décalé transversalement par rapport au reste du caisson afin de réduire l'écart. En élévation, les écarts sont de l'ordre de 50 cm pour le tablier Nord et de 5 cm pour le tablier Sud. Les variations des dévers sont minimales par rapport aux dévers théoriques. Le dévers du caisson étant important (5 à 6%), l'intrados du caisson est muni de deux méplats qui créent une surface de glissement avec un dévers voisin de zéro. Il est donc nécessaire de définir deux autres cônes de poussage déduits du cône de poussage général.

En outre, afin de limiter les sollicitations au cours du poussage, le tablier est muni d'un avant-bec métallique de 35 m de longueur constitué de deux poutres en I reliées par un contreventement. La sous-face des poutres métalliques étant plane par construction, elle ne peut pas s'inscrire sur un cône de la même manière que le tablier. L'avant-bec doit donc glisser sur un plan dont la normale est l'axe du cône de poussage. Il est donc nécessaire de disposer sur les piles une selle de glissement pour l'avant-bec, distincte de celles du tablier que l'avant-bec balaye pendant le poussage.

1.2. Influence des imperfections géométriques dans le cas d'un pont poussé

Les imperfections géométriques de l'aire de préfabrication et des appuis créent au cours du poussage des dénivellations d'appuis engendrant dans l'ouvrage des efforts hyperstatiques supplémentaires. Le nivelingement des selles de glissement est assuré à ± 3 mm sur les piles de grande hauteur et celui de la sous-face du tablier est assuré à ± 5 mm. Ces dénivellations induisent une contrainte de traction supplémentaire de 0,5 MPa en fibre supérieure sur appui courant et de 0,1 MPa en fibre inférieure, à mi-travée.

1.3. Contrôles géométriques effectués lors de la construction du Viaduc de CHARIX

L'implantation et le nivelingement des différents appuis de glissement doivent être faits avec une grande précision.

Pendant le poussage, on procède de façon systématique au contrôle des déformations longitudinale et transversale des piles précédemment déterminées par le calcul, soit au moyen d'un fil à plomb freiné pour les piles courantes, soit au moyen d'instruments topographiques pour les piles haubannées de grande hauteur.

Il faut également contrôler la position du tablier en cours de poussage afin de déceler d'éventuelles erreurs de trajectoire. On dispose de deux méthodes pour réaliser ce contrôle:

- estimation de la position de l'intrados au droit d'un appui par mesure de la distance entre le bord de la selle de glissement et le bord du caisson. Cette méthode simple est assez peu précise et donne, en outre, un résultat relatif, l'appui lui-même pouvant se déplacer.
- détermination au moyen d'un instrument de précision de la position du tablier par la mesure des écarts pouvant exister entre l'axe de l'élément en cours de poussage et l'axe théorique de l'ouvrage au droit de sections transversales définies à l'avance.

Cette seconde méthode permet une mesure plus précise (à quelques millimètres) de la position d'une section de l'ouvrage. Elle permet également de connaître la longueur poussée avec précision. Il est par contre difficile de suivre plus de deux sections simultanément.

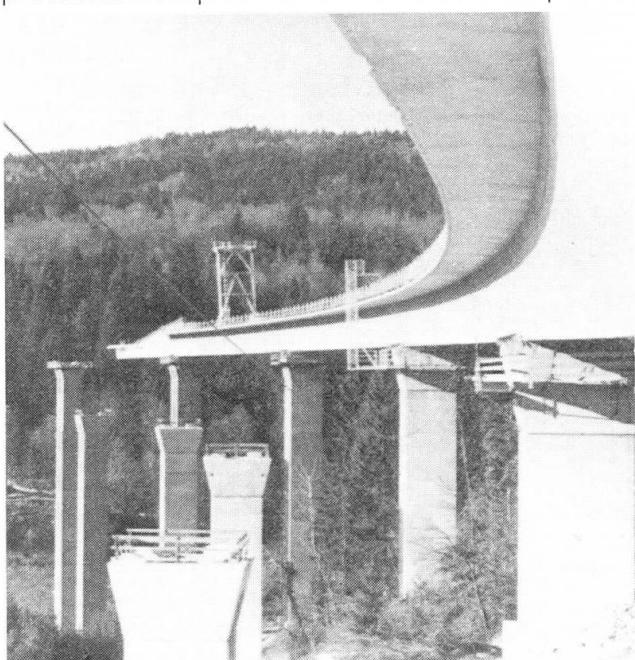


Photo 1 : Ouvrage en cours de poussage

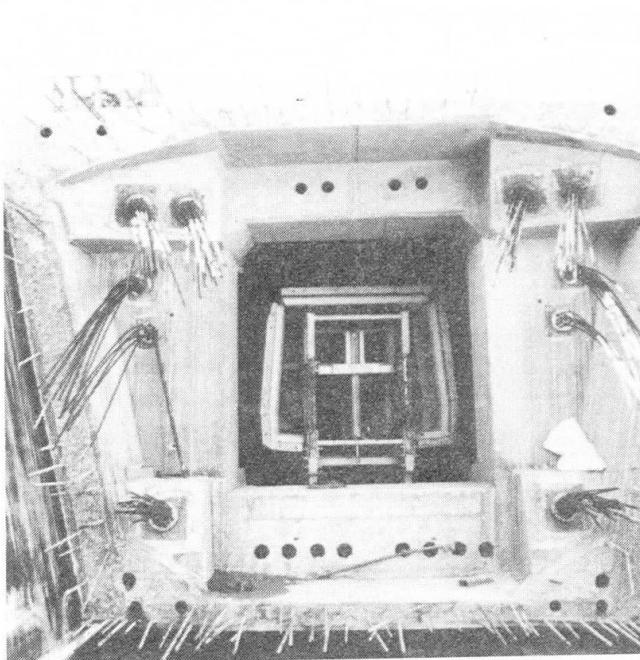


Photo 2 : Coupe transversale



2. CAS D'UN PONT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS DE VOUSSOIRS PRÉFABRIQUÉS : LE VIADUC DE L'ARRET DARRÉ

2.1. Définition géométrique de l'ouvrage

Réalisé dans le cadre de la liaison routière Tarbes – Lanespède, le Viaduc de l'ARRET DARRÉ a une longueur totale de 512 m répartie sur 6 travées de portées: $60 + 4 \times 100 + 52$ m. L'axe de l'ouvrage est suivant un rayon de 1 250 m en plan et suivant une rampe de 3,78% en profil en long. Le tablier, d'une largeur totale de 20,40 m porte les deux chaussées de la voie express. Son hourdis supérieur présente la particularité d'être nervuré transversalement (entr'axes des nervures : 2,22 m). Le tablier est constitué par un monocoïsson de hauteur variant entre 6,30 m sur appui et 2,90 m à la clé. Il est réalisé en deux phases : dans un premier temps, seule la partie centrale (largeur 11,80 m) est réalisée à l'aide de voussoirs préfabriqués à joints conjugués coulés sur doucine et mis en place à l'aide d'un engin de pose à bras tournant se déplaçant sur le tablier; les encorbellements latéraux sont ensuite coulés en place par plots alternés afin de constituer la section complète. Chaque fléau est constitué d'un voussoir sur pile de 7,20 m de longueur, découpé en 6 éléments assemblés entre eux par précontrainte, et de 21 paires de voussoirs courants de 2,22 m de longueur.

2.2. Méthodologie d'implantation

Il y a lieu de considérer 3 opérations :

- la préfabrication
- la pose
- le basculement

Dans les 2 premières opérations, les mesures ont trait à la planimétrie et à l'altimétrie. La troisième opération n'est liée qu'à l'altimétrie. Les joints conjugués ne permettant aucun réglage de pose, il est donc nécessaire de faire une prévision totale des évènements de chacune des opérations précitées pour obtenir la géométrie souhaitée de l'ouvrage.

2.2.1 La préfabrication

La doucine est le moule exact du hourdis inférieur d'un fléau complet (longueur totale : 100 m). Le hourdis inférieur étant prédimensionné et préréglé, seule la table supérieure fait l'objet de déterminations et de repérages topographiques fins.

Le premier voussoir coulé est le voussoir de pile. Ce voussoir sert de contre-moule au voussoir suivant et ainsi de suite. En fin d'opération, le fléau est entièrement réalisé tel qu'il est prévu posé, c'est-à-dire à l'horizontale.

Des contrôles de la géométrie de la doucine (nivellation et calages planimétriques) sont périodiquement effectués.

Pour contrôler la géométrie en cours de préfabrication, deux axes sont à prendre en considération :

- l'axe de l'ouvrage (rayon de 1 250 m)
- le système d'axes de repérage de la doucine.

Un tableau définissant les écarts a_1 et a_2 entre les deux axes est établi.

Les deux points A1 et A2 sont matérialisés après bétonnage du voussoir pour servir ensuite à l'érection du voussoir.

Ainsi, 4 points permettent le contrôle et le calage altimétriques.

L'altitude théorique finale de ces 4 points est définie pour chaque voussoir.

Toutes les mesures sont faites à partir du canevas constitué par des bornes topographiques sur lesquelles les appareils de mesure sont mis en place par centrage forcé.

Le masque est positionné de façon à respecter les distances L_1 , L_2 calculées par rapport à un système de coordonnées en x et y .

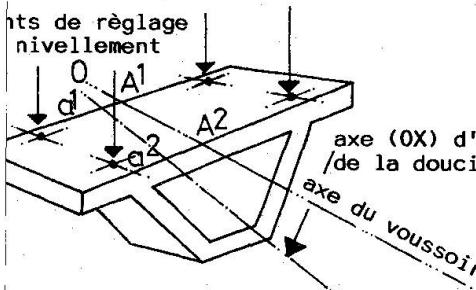


Fig. 2

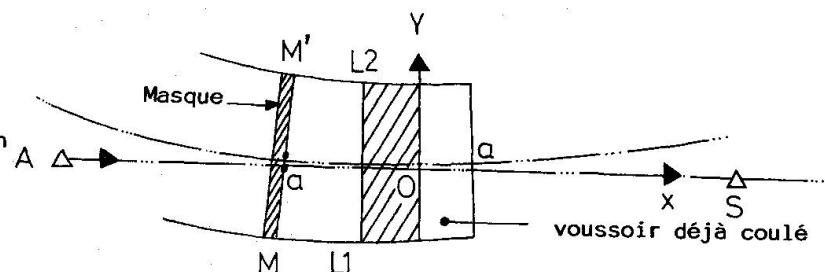


Fig. 3

Les opérations après bétonnage ont pour but de vérifier qu'il n'y a pas eu de déformations anormales au cours du bétonnage d'une part, et déterminer les données géométriques réelles du voussoir pour sa pose ultérieure, d'autre part. Ces opérations conduisent à l'établissement d'une courbe de préfabrication pour chacun des fléaux qui intègre les contreflèches données aux voussoirs.

Les mesures angulaires sont prises avec un théodolite à lecture décimilligrade (WILD T2). Les mesures de distances sont prises à l'aide d'un distancemètre donnant ± 5 mm par km (WILD DI4L). Les dénivélées sont prises avec un niveau d'erreur moyenne quadratique ± 2 mm par km (WILD NA2).

2.2.2 La pose

Le voussoir de pile est implanté de façon extrêmement précise. Son calage se fait par mesure angulaire et de longueur sur les points réels relevés lors de la préfabrication, puis calculés dans le même système que des points matérialisés à proximité de l'ouvrage qui servent de points de canevas pour la pose.

Les voussoirs sont posés de façon à obtenir chaque fléau horizontal.

Chaque fléau posé correspond, au matage près, au fléau préfabriqué sur doucine.

Il est effectué un relevé systématique après la pose de chaque voussoir afin de pouvoir établir des courbes qui sont comparées aux courbes de préfabrication. Ces courbes permettent de vérifier que tout se passe normalement compte tenu des déformations estimées par le calcul (poids propre et précontrainte en particulier)

2.2.3 Le basculement

Lorsque la pose des fléaux est terminée, on procède à leur réglage exact par basculement. Cette opération est faite à l'aide de vérins prenant appui sur la tête de pile.

Lors du basculement, le topographe doit s'assurer du bon calage en altimétrie. Chaque basculement de fléau est vérifié par rapport à une courbe théorique prédéterminée.



Photo 3 : Vue d'ensemble des fléaux avant basculement

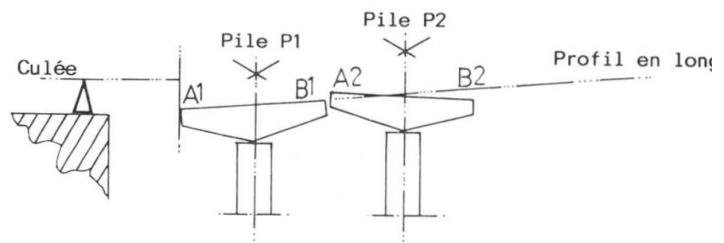


Fig. 4

2.3. Influence des imperfections géométriques dans le cas d'un pont réalisé par encorbellements successifs

Les imperfections qui peuvent survenir lors de la préfabrication des voussoirs, de la pose ou du basculement des fléaux peuvent conduire à une modification du profil en long de l'ouvrage et à des difficultés pour la réalisation des divers clavages nécessitant des rotations en plan de fléau et l'introduction d'efforts internes dans la structure.

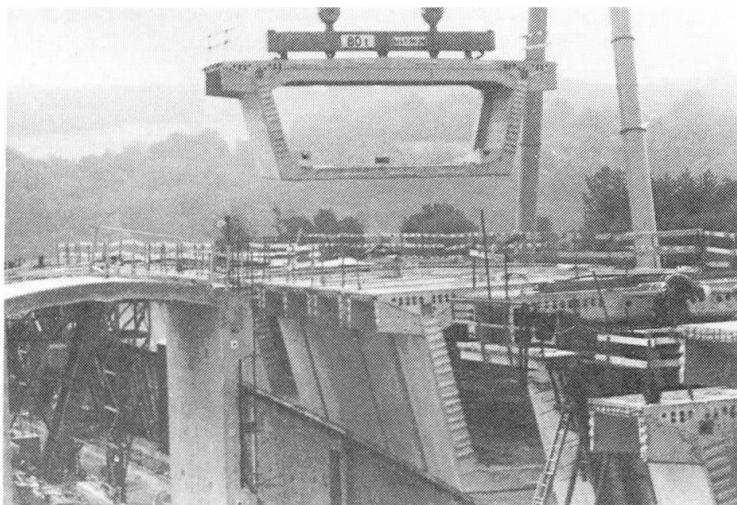


Photo 4 : Stockage des voussoirs



Photo 5 : Pose des voussoirs

CONCLUSION

Afin d'avoir une bonne connaissance des efforts dans l'ouvrage et afin d'exécuter un ouvrage conformément à la géométrie théorique, il est indispensable d'en bien connaître la géométrie, de pouvoir corriger la géométrie initialement prévue pour l'adapter à la méthode de construction adoptée, et de pouvoir contrôler la géométrie de l'ouvrage au cours de sa construction. Ces règles supposent, bien sûr, un établissement soigné du dossier d'exécution et elles doivent être complétées par l'expérience acquise sur les différents chantiers.

Enfin, dans chaque cas, la préfabrication a permis de réaliser un ouvrage dont la géométrie s'est révélée excellente malgré la complexité du tracé.

Maîtrise de la géométrie – Expériences faites dans ce domaine

Beherrschung der Geometrie – Erfahrungen auf diesem Gebiet

Control of the Geometry – Experiences in this Field

Jean-Marc VOUMARD

Ing. civil dipl. EPF

VSL International SA

Berne, Suisse



Jean-Marc Voumard, né en 1943, est diplômé de l'École Polytechnique de Zurich. Après quelques années d'activités dans le génie civil et la préfabrication, il est depuis 1977 au service du bureau de projet de VSL International, chargé principalement du calcul de variantes d'entreprises et responsable de la réalisation de projets de ponts.

RÉSUMÉ

En rapport avec la maîtrise de la géométrie, quelques éléments intéressants au niveau de la conception, du calcul et de l'exécution d'un pont à grande portée sont mentionnés.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Zusammenhang mit der Beherrschung der Geometrie werden einige Aspekte beleuchtet, die im Hinblick auf den Entwurf, die Berechnung und die Ausführung einer Brücke mit grosser Spannweite interessant scheinen.

SUMMARY

In connection with the control of the geometry, some elements of interest with respect to the design and construction of a long-span bridge are presented.



Lors de la réalisation du pont du Gateway à Brisbane, d'une portée de 260 m, l'obtention de la géométrie théorique était un objectif important au stade de la conception, du calcul et de l'exécution.

1. AU STADE DE LA CONCEPTION

Le principe de base, outre les règles générales valables pour les ponts construits par encorbellements successifs, était de réduire au minimum les déformations en agissant sur les paramètres déterminants tels que

- La géométrie: la courbe de l'intrados du tablier, déterminée en partie par les tangentes aux extrémités a été choisie de manière à obtenir l'équilibre des fléaux en fin de construction. Une courbe parabolique (portée de rive) et une sinusoïde (portée médiane) remplissaient ces conditions.

- Les conditions d'appuis et le choix des joints: le choix d'une double pile encastrée dans le tablier permettait d'éviter une fixation provisoire généralement de faible rigidité et offrait une très grande résistance à la rotation, tout en permettant le déplacement longitudinal. Immédiatement avant le clavage, une déformation dans l'axe du pont, inverse aux effets du fluage et du retrait a été imposée à la structure.

Les joints sont situés à l'extrémité des fléaux de rive, à l'endroit supporté rigidelement par la rampe d'accès. Aucun joint n'a été introduit dans la portée médiane afin d'éviter des déformations locales importantes et difficilement contrôlables à long terme.

- La précontrainte: le degré de précontrainte a été choisi relativement élevé aussi bien à l'état de service sous charges permanentes qu'à l'état de construction afin d'éviter de trop grandes rotations de la section. Les tensions sur appuis sont indiquées dans la Table 1.

	Contraintes supérieures	Contraintes inférieures
<u>Table 1:</u> Contraintes sous charges permanentes à l'état de construction	- 8 N/mm ²	- 11.5 N/mm ²
à l'état de service	- 10 N/mm ²	- 12 N/mm ²

Le tracé des câbles a été simplifié au maximum (ancrage des câbles de part et d'autre de l'âme, dans la dalle supérieure) éliminant ainsi des écarts trop importants entre les forces calculées et les forces effectives.

- Le clavage: le segment de clavage a été choisi le plus court possible. Lors du clavage, les deux fléaux sont solidarisés par l'un des équipages mobiles dont la rigidité empêche pratiquement toute déformation verticale. Un système simple d'étais au niveau de la dalle supérieure (bétonnés dans la structure) et de la dalle inférieure (extérieurs à la structure), précontraints par une partie des câbles de continuité, a permis de réduire de 3/4 les mouvements de rotation dus au poids propre du segment de clavage et au gradient de température.

2. AU STADE DU CALCUL

Le stade de la conception ayant permis de réduire au maximum les déformations, le stade du calcul a pour objectif de déterminer avec le plus de précision possible la ligne géométrique théorique à adopter lors du bétonnage de chaque étape et de permettre, en cours de construction, la comparaison du profil réel avec le profil théorique. Le calcul lui-même étant désormais classique, sa complexité est due uniquement au nombre important des paramètres pouvant l'influencer:

- les charges: poids propre, poids des équipages mobiles, précontrainte (μ , k) charges utiles lors de la construction, gradient de température
- les matériaux: acier de précontrainte (module d'élasticité, relaxation), béton (module d'élasticité, fluage, retrait)
- la géométrie et les données géologiques: modèle statique
- le programme de construction: influence sur les déformations à long terme.

La plupart des charges peuvent être déterminées avec précision (poids propre, poids de l'équipage mobile, précontrainte) ou avec une marge d'erreur raisonnable (charges utiles). Par contre, il est illusoire de vouloir tenir compte par le calcul du mouvement dû au gradient de température. Toutes les mesures ont été effectuées très tôt le matin et ainsi, l'effet du gradient de température a pu être ignoré.

En ce qui concerne les matériaux, seul le béton présente des propriétés pouvant varier sensiblement. Pour cette raison, une série de tests a été effectuée pour définir la valeur exacte du module d'élasticité qui a dû être réduit de 20 % par rapport aux spécifications. Les coefficients de base du fluage et du retrait d'après le code modèle CEB / FIP 1978 ont été déterminés par une longue série d'essais. Les résultats de ces essais sont représentés sur les Fig. 1 et 2. Les corrections importantes qui ont été nécessaires démontrent l'importance de ces analyses.

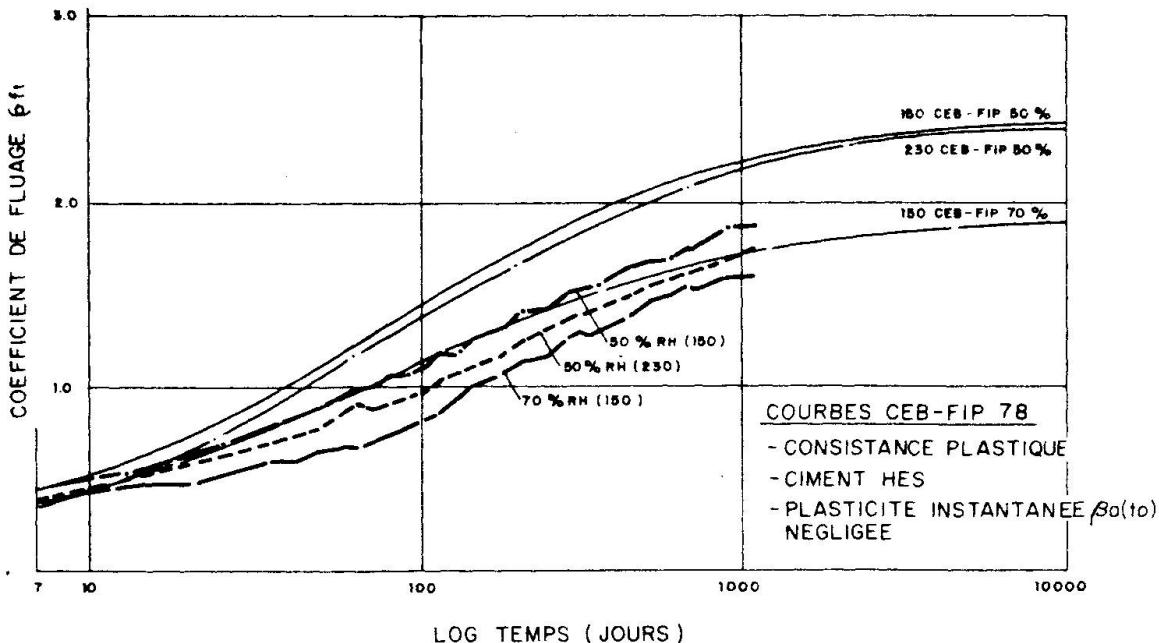


Fig. 1: Coefficients de fluage. Le facteur de correction adopté pour l'usage des courbes CEB / FIP 78 est d'env. 0.75.

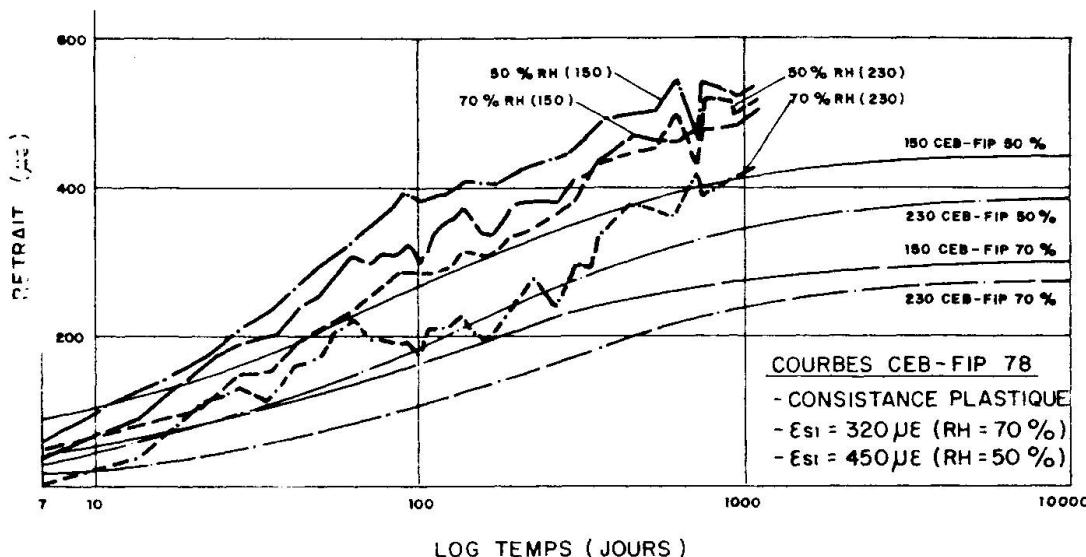


Fig. 2: Coefficients de retrait. Le facteur de correction adopté pour l'usage des courbes CEB / FIP 78 est d'environ 1.5

La plupart des normes se basent, pour le calcul des coefficients de fluage sur la recommandation CEB/FIP 1970. Lors de la superposition en un élément des effets de plusieurs étapes de charge en des temps différents, un coefficient différent doit être introduit pour chaque étape. Comme la structure consiste en éléments de propriétés différentes (dimensions), une matrice de coefficients doit être établie pour chaque élément, ce qui signifie que chaque étape de charge, en chaque élément, doit être stockée comme cause indépendante de fluage, du début à la fin du calcul, ce qui dépasse la capacité d'un mini-ordinateur.

Pour trouver une solution, nous avons utilisé le Code Modèle CEB/FIP Rev. 1978 dans lequel le coefficient de fluage est divisé en 2 parties (le coefficient $\beta_a(t_0)$ de plasticité instantanée à été négligé):

- le coeff. de plasticité différée $\gamma_f [\beta_f(t) - \beta_t(t_0)]$ dépendant de l'âge du béton
- le coeff. d'élasticité différée $\gamma_d \beta_d(t - t_0)$ dépendant du moment d'application de la charge

Si on peut prévoir, dans le temps, la courbe de développement de la charge, il est possible de transformer ce coefficient de manière à ce qu'il ne soit que dépendant de l'âge du béton au moment de l'étape calculée et indépendant du moment de l'application de la charge.

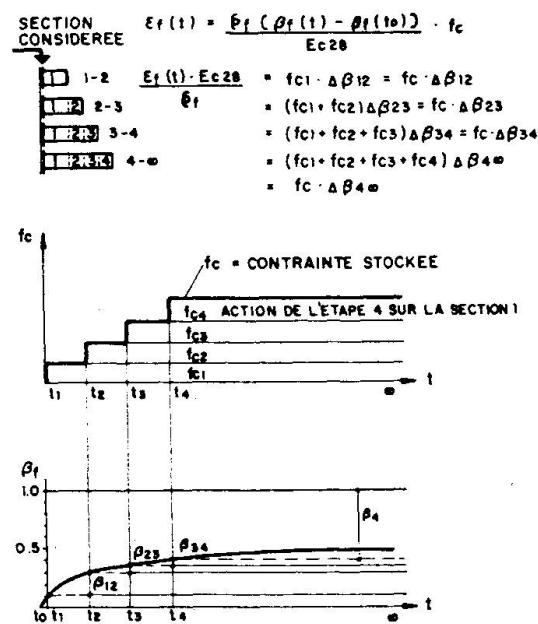


Fig. 3 : Plasticité différée. Example de détermination des coefficients pour une section et 4 étapes successives.

Un exemple simple d'application est illustré sur la Fig. 3 (coeff. de plasticité différée) et sur la Fig. 4 (coefficient d'élasticité différée).

Fig. 4: Elasticité différée. Exemple de détermination des coefficients pour 1 section et 4 étapes successives.

3. AU STADE DE L'EXECUTION

Les mesures effectuées au stade de l'exécution ont deux objectifs:

- Le positionnement des segments et l'ajustement des équipages mobiles.
- Le contrôle des déformations, permettant d'une part de corriger ou de guider le positionnement durant toute la construction et d'autre part de comparer le comportement de la structure avec les valeurs théoriques et de déceler la présence d'éventuelles anomalies.

Malgré le type de construction adopté ici (par encorbellement alterné, asymétrique), toutes les mesures ainsi que les calculs ont été effectués uniquement à l'état de symétrie, effectif lorsque l'étape "en retard" a été bétonnée et les deux équipages déplacés dans leur nouvelle position.

Dans le cas du pont du Gateway, les mesures de contrôle ont permis de limiter l'écart au clavage à 10 mm.

Une vue d'ensemble des mesures est représentée sur la Fig. 5.

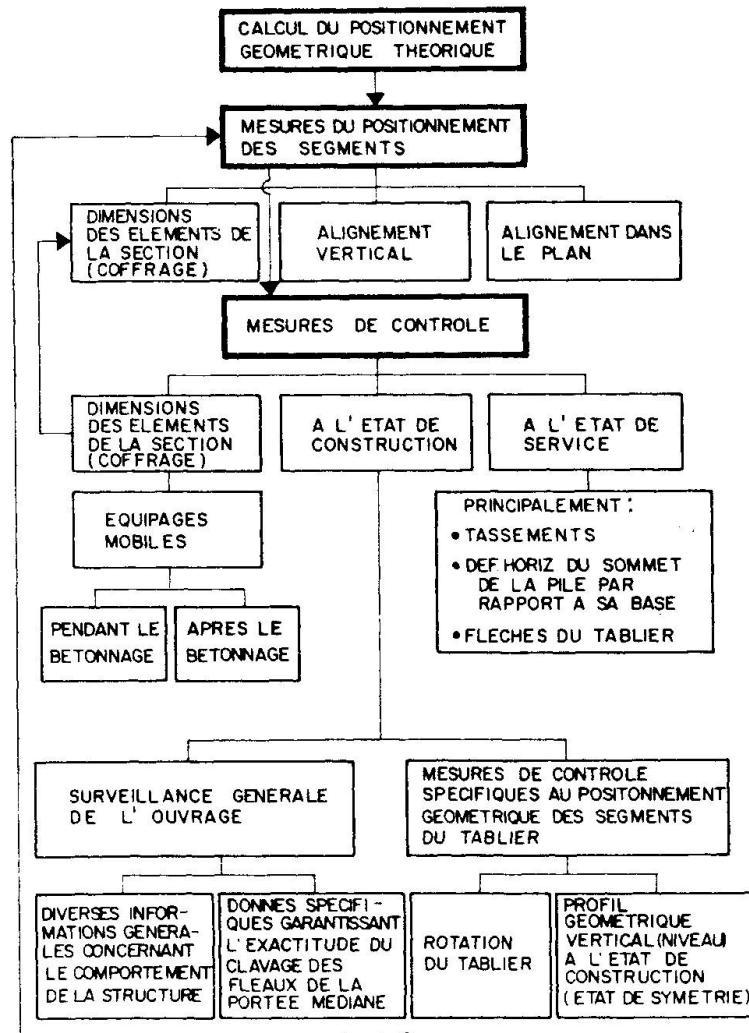
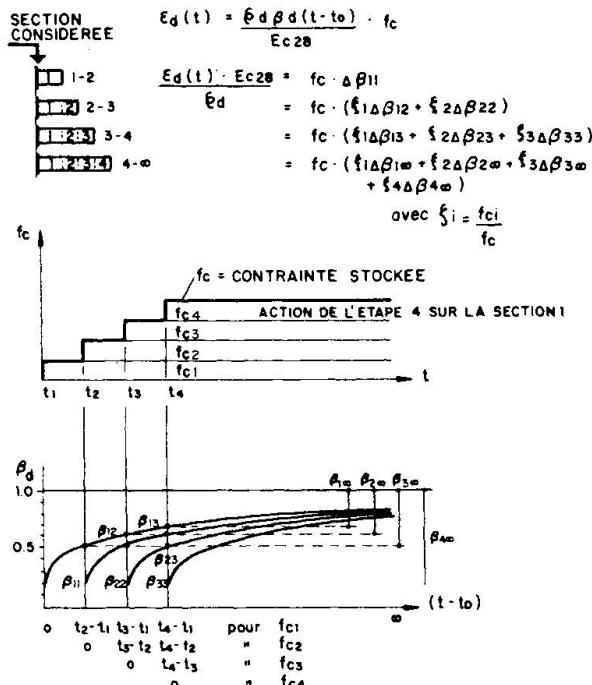


Fig. 5: Vue d'ensemble des mesures



Un contrôle sévère et systématique des dimensions des éléments de la section a permis de maintenir les différences dans des limites bien inférieures à celles généralement admises dans les normes (Fig. 6).

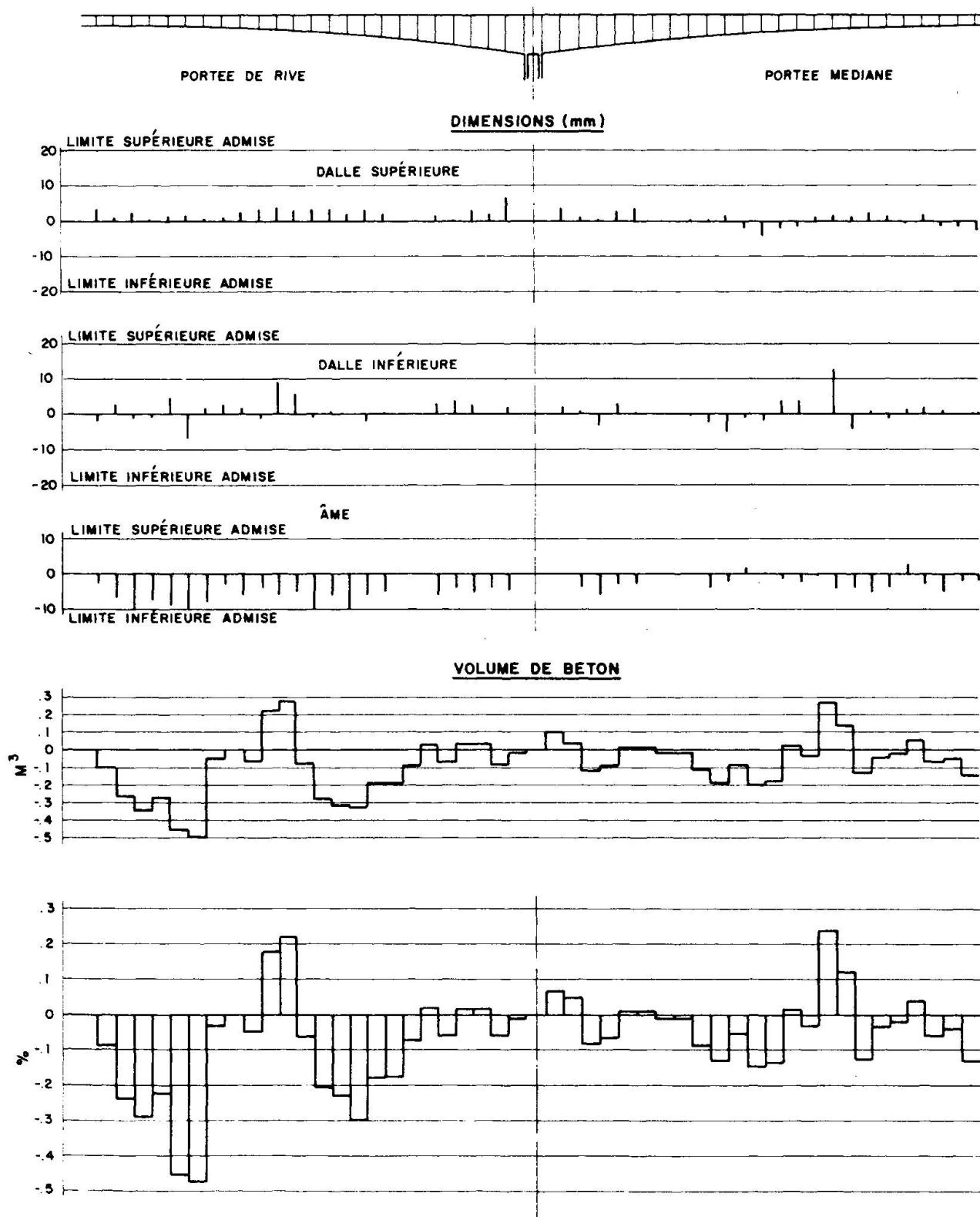


Fig. 6 : Gateway Bridge Brisbane

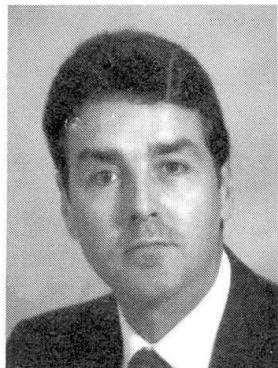
Différences entre les valeurs effectives et théoriques

Innovative Methods of Segmental Concrete Tunnel Lining

Méthode innovante de revêtement de tunnel par voussoirs préfabriqués

Neuere Methode von Tunnelbekleidung mit Fertigbauteile

Rohan D. SHORLAND
General Manager
Campenon Bernard Singapore
Piling Civil Contractors



Bachelor of Engineering
Chartered Engineer
Fellow of the Institution of Civil Engineers
Associate of the Chartered Institute
of Arbitrators

SUMMARY

The conditions and constraints imposed by the client's specification, the geological conditions and the search by Campenon Bernard for the most economical general solution in the Turnkey design and construct Metro in Singapore led to an innovative conception and design of the concrete tunnel structures combined with an integrated tunnel guidance system.

RÉSUMÉ

Les conditions et contraintes imposées par l'avant-projet du client, les conditions géologiques ainsi que la recherche par les ingénieurs de Campenon Bernard de la solution la plus économique pour la réalisation clé en main du Métro de Singapour ont débouché sur une conception innovante des structures en béton du tunnel combinée à un système intégré de guidage du tunneller.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Ingenieure von Campenon Bernard die, die U-Bahn in Singapur entwarfen, mussten auf die folgenden Bedingungen Rücksicht nehmen :

- Achtung der Einrichtungen des Vorentwurfes
- Geologischen Verhältnisse
- Forschung nach der sparsamsten Lösung

Sie sind zu einer neuen Erfindung der Tunnelbetonstruktur und zu einem integrierten System der Lenkung der Tunnelaushöhlmaschine gelangen.



BACKGROUND

This paper describes how Campenon Bernard dealt with the conception and design of the tunnels on the Singapore Metro project.

The tunnels to be driven on either side of Dhoby Ghaut station (Contract 106) were four sections of 600 to 700 metres in length with a minimum depth of overburden of between 10 and 20 metres. Most of the tunnelling was through weathered rocks which were quite stable during the excavation and had a low permeability.

The variety of soils expected to be encountered and the shallow overburden lead to the selection of a tunnelling method using a shield so that the ground could be supported immediately after excavation and the final lining could be placed within a few metres of the face in order to reduce surface settlements as much as possible.

The low permeability of the ground and the medium range strengths favoured the use of an open face machine working in free air. Most of the excavation was performed by an hydraulic back-hoe installed within the shield machine.

CONSTRAINTS ON TURNKEY CONCEPTION AND DETAILED DESIGN

A number of constraints determined the final design decisions some of which could be dealt with in isolation and some which had to be considered in combination with others.

1. Tunnel geometry

The tunnel alignment included a series of vertical and horizontal and composite curves. Only approximately 20 % of the route was on straight section. The tightest radius curves on the route were of 2500 m radius.

2. Kinetic envelope

The kinetic envelope for the passage of the trains was defined by the client to suit his overall requirements for the project. This envelope or clear section had to be respected under all circumstances by the designer (Fig. 1).



Fig. 1 General view of lined tunnel

3. Structural stability

The influence of ground load conditions on the structure for short and long term loading had to be estimated from the ground characteristic parameters obtained during the soils investigations. From the estimated load cases a preliminary lining thickness could be calculated and used as the basis for following design decisions.

4. Watertightness

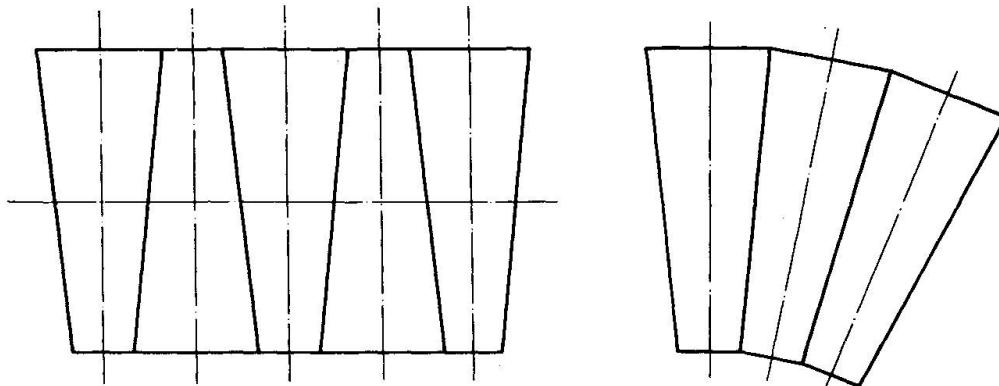
The client's specification required that water seepage into the finished tunnel does not exceed 10 ml/m²/hr. for a 10 m length of tunnel. This represents an extremely tight specification and consequently the designer had to design for a perfectly watertight structure.

5. Speed and efficiency of the tunneling operation

The designers had to provide a total system which was compatible with the contracted speeds of tunnelling required. In this case an average speed of 50 m/week per heading had to be achieved with maximum speeds of over 60 m/week.

THE SOLUTION ADOPTED

Considering the various design constraints individually and together the designers opted to develop the concept of tapered reinforced concrete precast segmental lining (Fig. 2).



TAPERED RINGS ALIGNED IN STRAIGHT SECTION AND CURVED SECTION

Fig. 2 General principles of tapered rings

Tapered rings can be used in two ways :

- Using tapered rings for curves and parallel rings on straight sections. This allows the key to be in the same position in each ring and the longitudinal joints to be in line. However, this method involves the use of several types of ring which would complicate storage and handling operations and often requires the use of packing between segments to adjust for machine steering errors.
- The use of identical tapered rings throughout, each ring being rotated in order to systematically re-position the axis of the ring parallel to the shield axis.

The second solution was chosen for the following main reasons :

- The large quantity of curves along the route meant that approximately 80 % of the tunnel was in curve and much of that in composite curves.
- The unique geometry eliminates confusion and risk of error in the handling logistics of the rings.
- The design calls for concrete to concrete contact between all rings (no use of packers) and in this way a unique waterproof sealing system could be adopted.



ADDITIONAL CONSIDERATIONS TO THE BASIC CONSTRAINTS

Once the decision had been taken to use a unique tapered ring the philosophy of the construction/design interface had to be studied in greater depth. Such questions as –

- How to assure compatibility with the tunnel machine guidance system ?
- What ring width to use ?
- What taper to use ?
- What key shape to use ?
- What bolting system to use ?
- What structural thickness to use ?
- What construction tolerances to impose ?
- How to ensure watertightness ?
- How to determine the rotated position during construction ?

had to be answered.

1. The basic philosophy which was developed rested upon the principle that the tunnelling machine should be guided and driven as accurately as possible (within tolerances to be defined) and that the tunnel lining should follow the tail end of the machine, the capacity for alignment adjustment provided by the taper being used only to ensure that erection of the lining was possible within the limited space inside the tailskin of the shield. In order to have the most accurate tunnel driving the philosophy called for a guidance system providing a converging target for the operators rather than an instantaneous display of status of actual position.

The shield is steered in order to maintain it as close as possible to the theoretical axis of the tunnel. This is done by using selectively the 18 No. thrust rams which propel the machine forward and by selectively over or under excavating ahead of the machine to give it a direction bias.

2. A width of 1 m was chosen as it is an industry standard which facilitates surveying.

3. The ring taper was designed to allow a maximum radius of curvature of the tunnel of three times the curvature necessary to follow the theoretical alignment. The additional amount was estimated as being the requirement necessary for overcoming local shield steering movements and errors. A taper of 40 mm was provided on the rings of 5320 mm inside diameter and the maximum lining

curve was obtainable by erecting a series of rings with the key in the same position (Fig. 3).

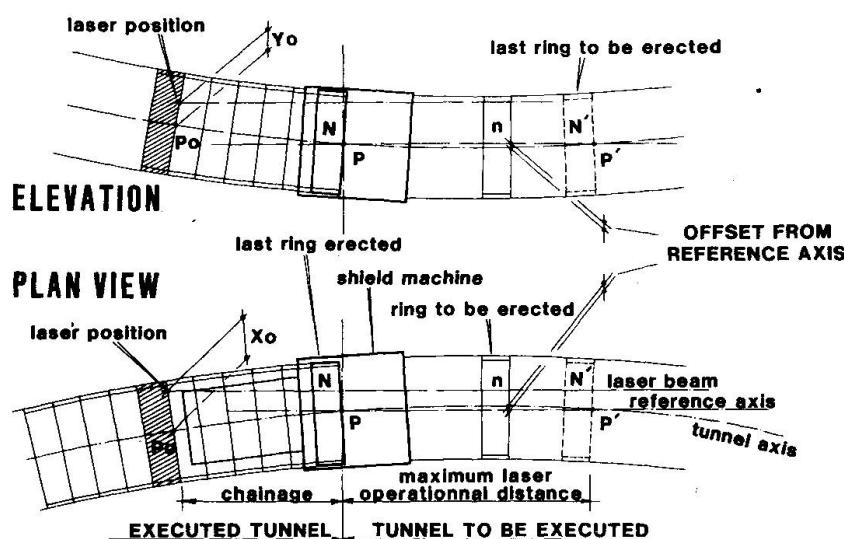


Fig. 3 Section and plan views of the alignment geometry during tunnelling

The axis of the rings is the same as the axis of the shield and the maximum variation between two rings is 3.84 mm.

The designers opted for a ZED type 261 guidance system.

This system contains :

- a laser fixed at the crown of the tunnel
- a three dimensional sensing target fixed onto the machine

- two inclinometers
- a memory with the positions of the rings and the laser beam
- a calculator

The system indicates :

- the position of the shield relative to the theoretical
- the shield inclination
- the shield rotation
- the predicted position of the shield 5 m ahead (the predictions are accurate to within a few millimeters)

The display is digital and the laser is of the optical fibre type.

After positioning of the laser the surveyor calculates the theoretical position of the shield relative to the beam every metre and feeds the data to the ZED memory.

The internal diameter of the structure had to be determined on the basis of the kinematic envelope to which additions had to be added to allow for

- segment fabrication tolerances
- erection tolerances
- tunnel driving accuracy
- deflection of rings under load

whilst always searching for the smallest diameter and thinnest wall section.

In this case the kinematic envelope corresponded to an internal diameter of 5200 mm and the designers arrived at the decision of an internal diameter of 5320 mm with a ring thickness of 245 mm.

5. The key shape was determined by the

- available space inside the shield machine
- the characteristics of the segment erecting device envisaged
- structural considerations

A key which is placed against the extremity of the shield chamber and introduced, thin edge first, in the line of the axis of the tunnel under pressure of the shield thrust rams was designed (Fig. 4).

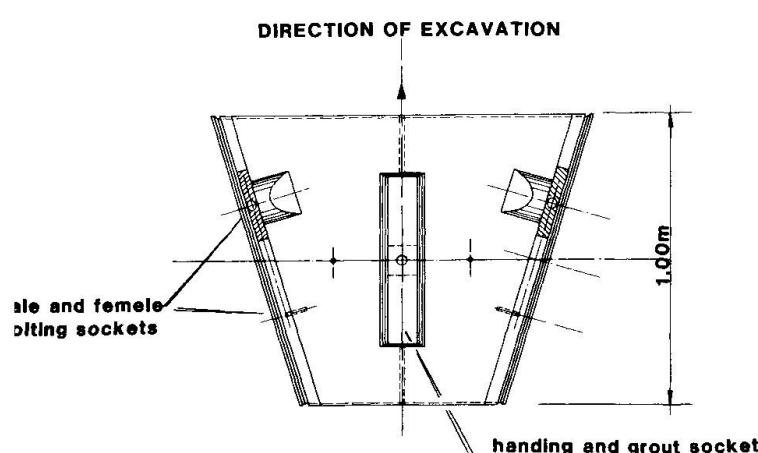


Fig. 4 Key design

6. The strength of the bolting system for the segmental elements of the rings was designed on structural considerations. The segments were bolted together both radially and axially but the axial layout of the bolts was determined by the fact that the rings had to be free to be erected in different orientations. It was decided that 18 No. circular positions should be provided (every 20 degrees) and the bolting configuration was designed accordingly.

7. The structural thickness of the rings was calculated from structural considerations. The thinnest section was sought in order to minimise excavation, concrete and the inside diameter of the shield machine. The inside diameter of the machine was 70 mm greater than the outside diameter of the concrete segments (an annulus of 35 mm).



8. In order to meet the overall geometric constraints imposed by the designers strict tolerances had to be imposed on the precast manufacture of the segments. These tolerances were respected by a strict quality assurance programme which included regular checking of the segment

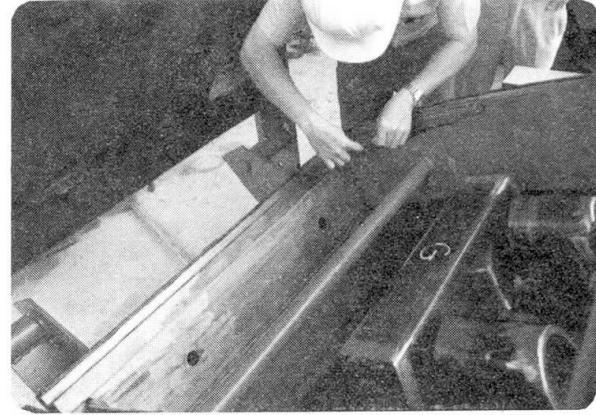
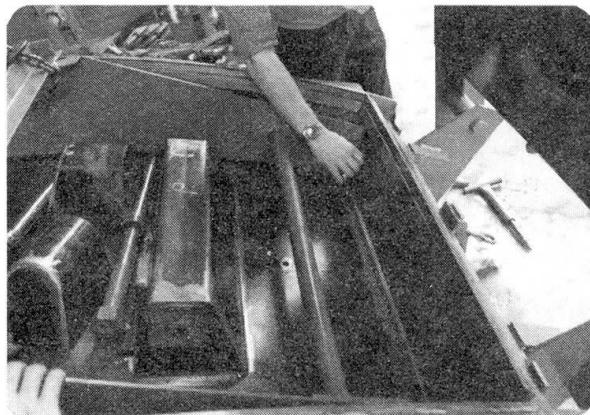


Fig. 5 Checking of mould dimensions

moulds with standard templates (Fig. 5).

9. The watertightness was assured by a continuous neoprene seal fitted around the whole circumference of each segmental element.

The seal is designed to compress to the extent that concrete to concrete structural contact is assured between all elements. The prefabricated seals were glued in place on the site before the transport of the segments into the tunnel.

A caulking groove was provided on the interior of each segment to allow plugging of leaks which may have persisted due to malfunction of the sealing strips.

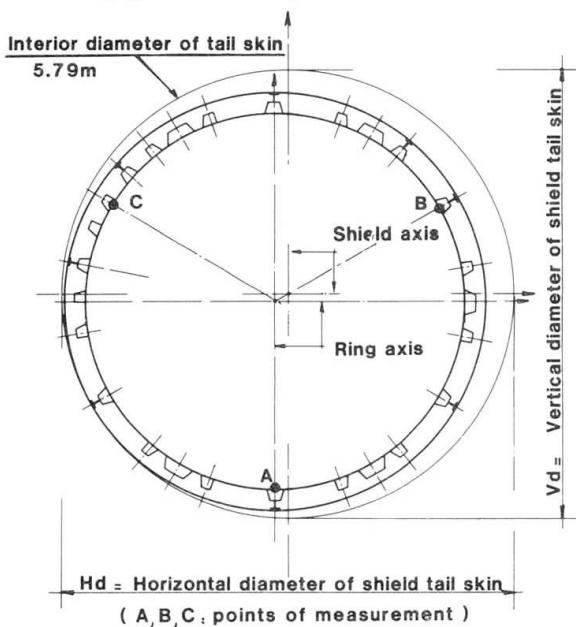


Fig. 6 Excentricity of ring within the shield machine

constructed within the tolerances specified by Campenon Bernard's designers.

The system devised by the Campenon Bernard engineers was compatible with high speed tunnelling of the accuracy required for railway line construction.

The tunnelling speeds attained during construction exceeded 80 m/week and the critical path in the tunnelling cycle did not include time lost for survey or determination of ring orientation.

The accuracy of the completed project was as required by the design brief and the kinematic envelope was respected.

CONCLUSIONS

The tunnels for the Singapore Metro were constructed within the tolerances specified by Campenon Bernard's designers.

The system devised by the Campenon Bernard engineers was compatible with high speed tunnelling of the accuracy required for railway line construction.

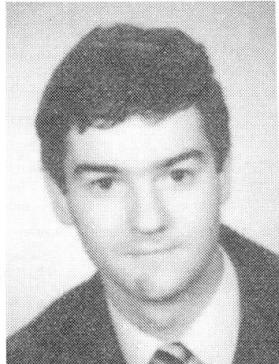
The tunnelling speeds attained during construction exceeded 80 m/week and the critical path in the tunnelling cycle did not include time lost for survey or determination of ring orientation.

The accuracy of the completed project was as required by the design brief and the kinematic envelope was respected.

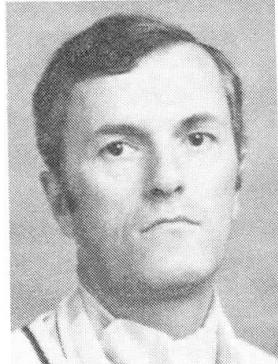
Contrôle géométrique de la construction du pont de Trellins

Kontrolle der Geometrie beim Bau der Brücke von Trellins

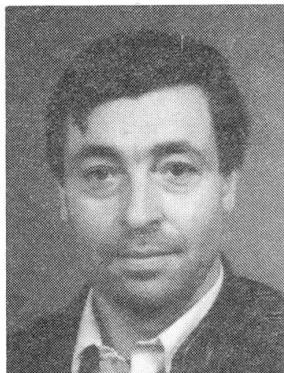
Control of the Geometry in the Construction of the Trellins Bridge



Patrick DIENY
Ingénieur TPE
DDE Isère
Grenoble, France



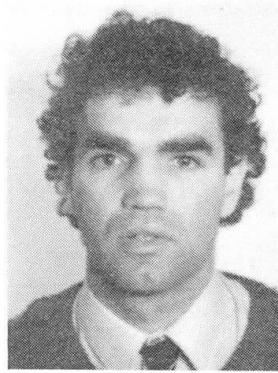
Bernard BOUVY
Ingénieur INSA
CETE Lyon
Lyon, France



Charles BERTOCCHI
Directeur Travaux
Dragages et Travaux Publics
La Défense, France



Michel MARCHETTI
Ingénieur en Chef
Dragages et Travaux Publics
La Défense, France



Daniel TURON
Ingénieur Travaux
Dragages et Travaux Publics
La Défense, France

RÉSUMÉ

Cette communication présente les méthodes de réglage et de contrôle de géométrie utilisées lors de la construction du pont de Trellins. Cet ouvrage est un pont en arc dont la structure porteuse a été réalisée par encorbellements successifs à l'aide de voussoirs coulés en place, la stabilité de chaque demi-arc en cours de construction étant assurée par des haubans provisoires. Le tablier a été ensuite mis en place par poussage, à partir d'une seule extrémité.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden die Methoden der Regulierung und der Geometriekontrolle beim Bau der Bogenbrücke von Trellins vorgestellt. Der Bogen wurde im Freivorbau erstellt. Die Stabilität der beiden Halbbogen war durch provisorische Abspannungen gewährleistet. Der Fahrbahnträger wurde von einer Seite her eingeschoben.

SUMMARY

The methods employed for adjusting and controlling the geometry in the construction of the Trellins arch bridge are presented. Use was made of the cantilever method in erecting the arch structure, with the aid of voussoirs. Provisional stays assured the stability of the semi-arches during construction. The deck was then constructed by pushing forward from one end.



1. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Ouvrage d'une longueur totale de 235 mètres, le pont de TRELLINS franchit l'Isère en s'appuyant sur un arc en béton armé de 134 m d'ouverture et de 24 m de flèche.

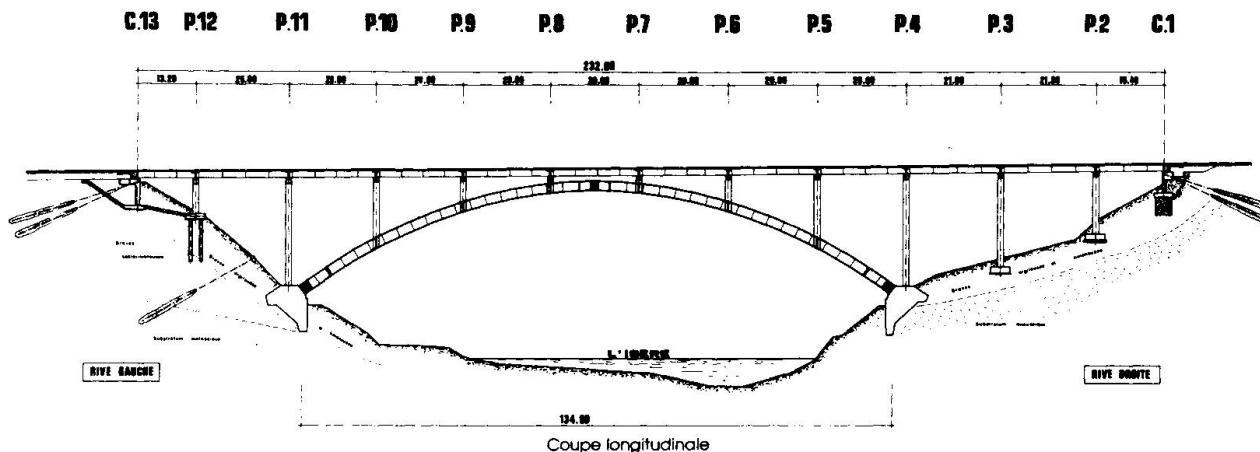


Fig. 1 Description générale de l'ouvrage

Chaque demi-arc est réalisé par encorbellements successifs à l'aide de voussoirs coulés en place de 3,60 m de longueur. Avant leur jonction, leur stabilité est assurée par un système de haubans provisoires ancrés dans le sol.

Le tablier est constitué par une dalle à deux nervures en béton précontraint, mise en place par poussage à partir d'une aire de fabrication située sur la rive gauche de l'Isère.

Pour limiter les effets de la dissymétrie du chargement de l'arc résultant de ce mode de construction, on utilise des haubans provisoires qui sont tendus en fonction de l'avancement du tablier.

2. PROBLÈMES GÉOMÉTRIQUES LIÉS A LA CONSTRUCTION DE L'ARC

2.1 Généralités

La construction par encorbellements successifs d'un demi-arc haubané suppose une approche des problèmes de géométrie différente de celle retenue pour le réglage des contre-flèches d'un tablier de pont en encorbellement classique.

La particularité de ce type de structure réside, en effet, dans sa grande déformabilité et dans la difficulté à prévoir avec précision les déplacements apparaissant pendant la construction.

On ne peut donc prétendre régler le coffrage d'un voussoir à partir d'une référence fixe, en cherchant à compenser les déformations par des corrections calculées à l'avance. Les méthodes de réglage mises en œuvre visent deux objectifs distincts (Fig. 2) :

- 1) En priorité, construire deux demi-arches présentant une forme telle qu'après mise en vis-à-vis des extrémités et achèvement de l'ouvrage, on obtienne la ligne de l'arc prévue au projet.
- 2) En outre, maîtriser dans la mesure du possible les déplacements durant toutes les phases de réalisation, afin de pouvoir conduire ces structures à la position requise sans opération de réglage correctif.

Après détension des haubans, les deux demi-arches en appui l'un sur l'autre forment une structure isostatique à trois articulations. Le passage par cette phase libère les auto-contraintes introduites au fur et à mesure de la construction. A cet instant, la géométrie de l'arc n'est plus tributaire de l'historique des opérations précédentes : elle ne dépend que de la forme initiale des voussoirs et

du niveau de l'arc à la clé.

2.2 Réglage de la géométrie des voussoirs

La forme à donner aux voussoirs lors du bétonnage est déterminée à partir de la forme finale de l'arc et des valeurs des contraintes permanentes. Elle est caractérisée par deux paramètres : la longueur du voussoir prise sur sa ligne moyenne et l'angle entre les deux sections d'about.

Ces grandeurs ne se mesurent bien sûr pas directement sur le chantier ; aussi, a-t-on eu recours à une procédure de réglage qui passe par la résolution d'un problème de géométrie analytique dans un repère local où la verticale joue tout naturellement un rôle privilégié.

Dans la pratique, on règle le fond de moule du voussoir à construire à partir de repères placés sur le hourdis supérieur du voussoir précédent.

La méthode, qui suppose l'existence d'un centre de rotation R sous le fond du moule, se déroule en deux temps :

- 1) On détermine la position de R à partir des valeurs des distances verticales y_A , y_B , y_P , et y_Q .
- 2) On calcule ensuite les valeurs de y_P et y_Q à imposer pour obtenir l'angle adéquat entre les deux hourdis inférieurs.

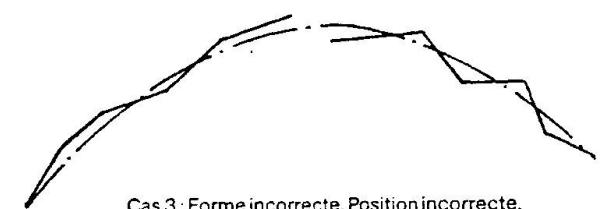
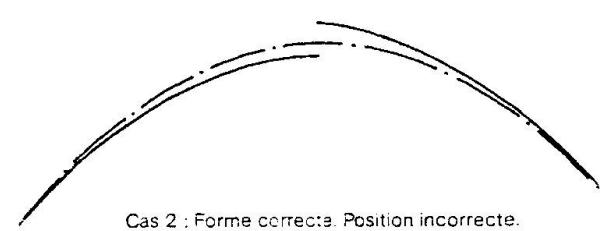
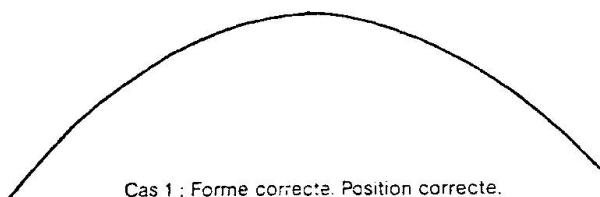


Fig. 2 Situations possibles avant vérinage à la clé

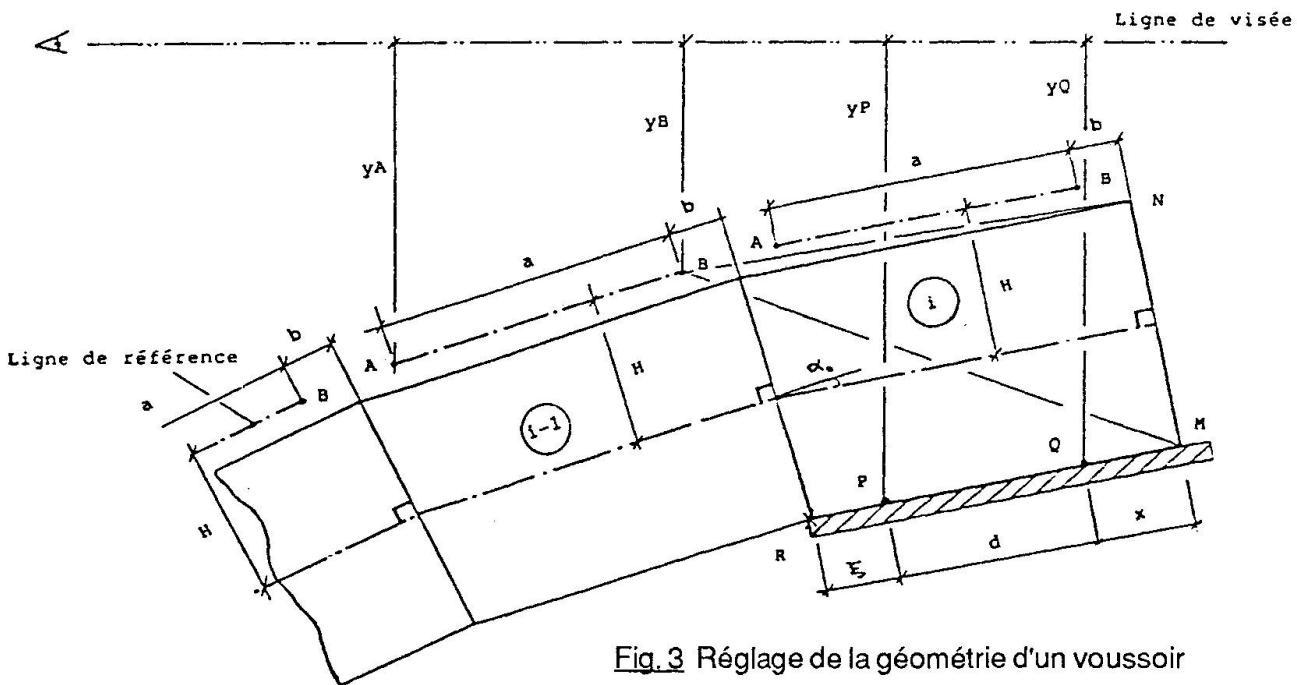


Fig. 3 Réglage de la géométrie d'un voussoir



Lorsque le fond de moule est réglé, il reste à mettre en place le masque d'extrémité en utilisant les valeurs calculées des distances QM, BM, et BN.

Après bétonnage du voussoir, on y implante ses propres repères en s'appuyant sur ceux du voussoir précédent.

La méthode exposée permet donc de construire des voussoirs de forme donnée sans avoir à prendre en compte la position théorique ou réelle de la structure dans l'espace au moment du réglage.

A l'expérience, cette approche s'est révélée à la fois fiable et extrêmement précise.

2.3 Contrôle géométrique de l'arc en cours de construction

Réaliser chaque demi-arc en respectant sa forme théorique représente bien sûr l'objectif primordial. Pouvoir en outre contrôler sa position à tout instant de la construction constitue un plus appréciable, qui permet de vérifier si le comportement réel de l'ouvrage est conforme au modèle de calcul.

Or celui-ci doit être en permanence réactualisé pour tenir compte des conditions réelles du chantier (date des opérations, température extérieure, configuration de l'équipage mobile, charges provisoires, tassement éventuel de la fondation, correction de la tension d'un hauban).

Un programme de calcul de structures, destiné à l'étude de la construction phase par phase d'une poutre courbe haubanée située dans un plan vertical, a donc été développé à l'occasion de ce projet.

Utilisé aussi bien par les ingénieurs d'études que sur place par les ingénieurs du chantier, cet outil a permis de simuler en temps réel toutes les étapes de la construction. La confrontation avec la réalité s'est effectuée par comparaison des valeurs calculées et observées des niveaux des repères A et B. Dans les quelques cas où les opérations réalisées sur le site ont dû s'écartez du scénario prévu à l'étude, on a pu s'assurer instantanément qu'elles conduisaient à des contraintes admissibles à la fois dans les haubans et dans le demi-arc.

2.4 Choix de l'inclinaison initiale du premier voussoir

Chaque demi-arc étant articulé à sa base, l'inclinaison du premier voussoir en début de construction est a priori un paramètre libre. On choisit sa valeur de façon à ce qu'après pose des vérins à la clé et détension de tous les haubans, la section médiane de l'arc se place au niveau requis pour réaliser le clavage.

Cette valeur a été déterminée par approximations successives en simulant à chaque itération toutes les phases de construction du demi-arc étudié.

2.5 Matériel informatique utilisé

Les programmes relatifs au réglage de la géométrie des voussoirs, ainsi que celui destiné au contrôle des demi-arcs en cours de construction ont été développés et exploités sur un micro-ordinateur portable de 256 Ko RAM comportant deux lecteurs de disquettes de 1,2 Mo.

2.6 Résultats expérimentaux

- 1) La méthode de réglage adoptée a permis de parfaitement maîtriser la forme de l'arc puisque la ligne de référence finale ne s'écarte pas plus de ± 1 cm de la ligne théorique.
- 2) La corrélation entre le modèle et le comportement réel du demi-arc haubané en cours de construction est étonnamment bonne. L'écart entre les valeurs observées des déplacements n'excède pas 10 mm alors que ceux-ci présentent des amplitudes maximales de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

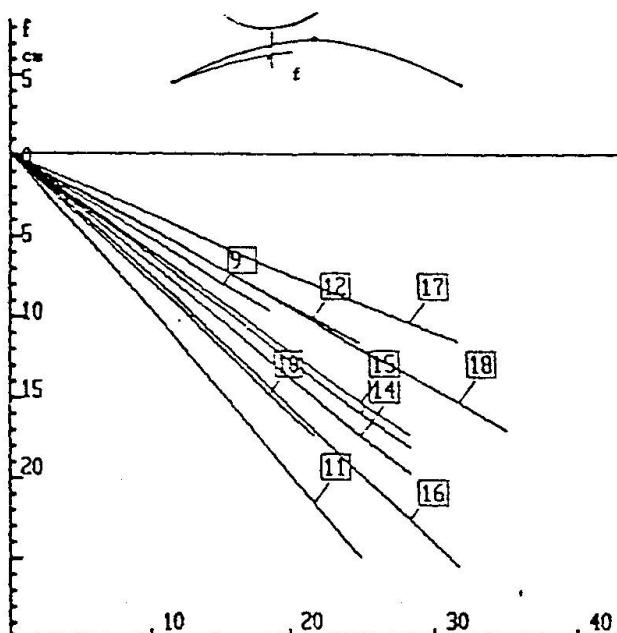


Fig. 4 Déformations théoriques en cours de construction

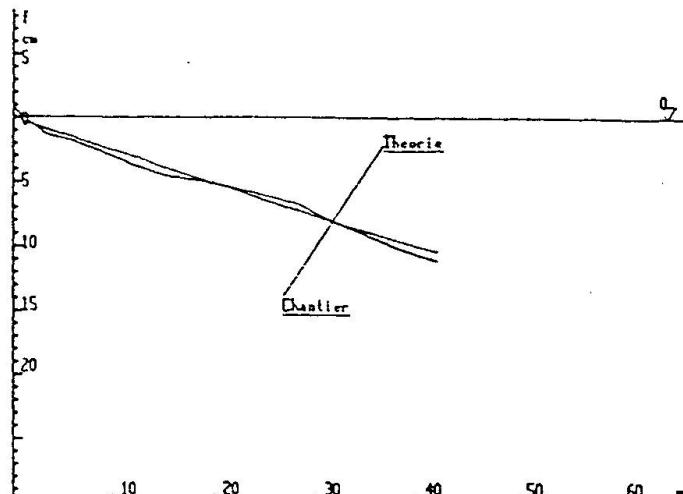


Fig. 5 Comparaison des déformées réelles et théoriques

- 3) Les sections extrêmes des deux demi-arcs haubanés se sont trouvées décalées en niveau de 14 mm à la fin de leur construction. Elles se sont réalignées dès que l'on a brûlé les poutres de clavage.
Après détension des haubans le sommet de l'arc s'est placé à la cote requise pour cette phase, sans que l'on ait eu à modifier par vérinage l'espace entre les deux demi-arcs.
- 4) Le suivi géométrique a permis de déceler une anomalie dans le fonctionnement de la structure rive gauche qui s'est étalée entre la réalisation des voussoirs 5 et 7. Après bétonnage de ce dernier élément la position observée était significativement plus basse que celle calculée. Une analyse détaillée des valeurs théoriques et réelles des flèches élémentaires a montré que cet incident provenait du frottement parasite des haubans 2 et 3 au niveau de leur ancrage. Après correction de la tension dans les haubans concernés, on a constaté à nouveau une bonne correspondance entre le modèle théorique et la réalité.

3. PROBLÈMES GÉOMÉTRIQUES LIÉS AU POUSSAGE DU TABLIER

Durant la mise en place par poussage du tablier, l'arc est chargé dissymétriquement et les appuis qu'il supporte se déplacent verticalement de façon couplée.

Pour des impératifs de programme de travaux, le poussage sur l'arc débute alors que certaines piles ne sont pas encore achevées. On ne peut donc procéder au réglage général des niveaux de l'ensemble des dispositifs de glissement non chargés comme cela avait été initialement envisagé.

Une première solution pour contourner cette difficulté consisterait à installer tout nouvel appui à la cote théorique correspondant à la configuration à cet instant du système arc-tablier. Malheureusement, cette valeur obtenue par un code de calcul sophistiqué ne nous semble guère fiable, car elle dépend de nombreux facteurs dont certains sont en fait mal maîtrisés (température extérieure, module du béton...).

La méthode de réglage finalement retenue repose sur les remarques évidentes suivantes :

- la position de l'arc clavé chargé par le poids des piles s'obtient par un calcul simple,
- les niveaux des appuis pour cet état constituent précisément la donnée du problème,
- on connaît donc pour chaque pile la distance verticale entre l'appui et la ligne de référence de l'arc. C'est elle que l'on utilise alors pour implanter indépendamment de tout repère fixe le dispositif de glissement.

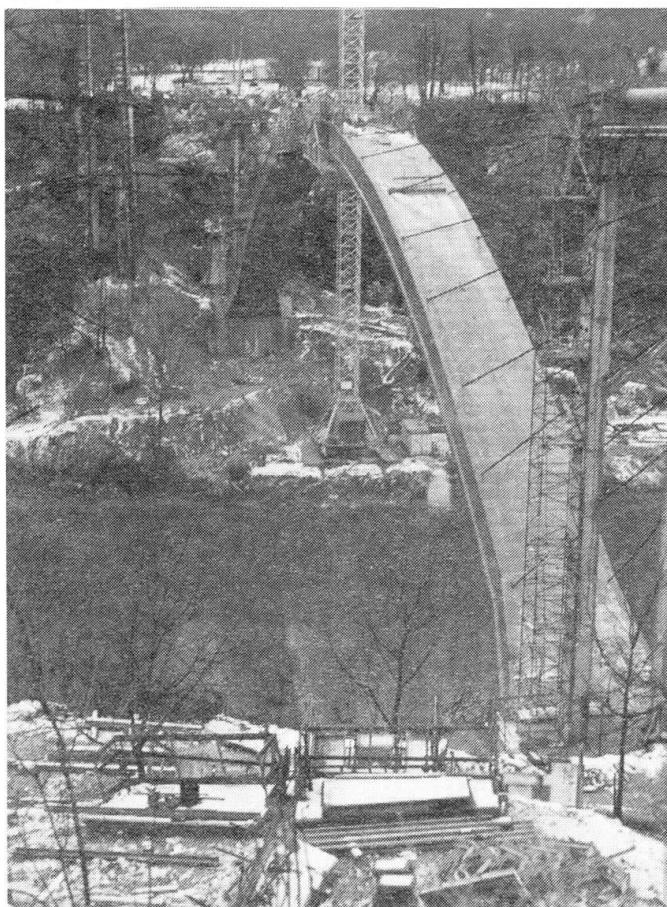


Les déformations verticales de l'arc en cours de poussage ont fait l'objet d'un contrôle géométrique qui a globalement confirmé les valeurs des flèches prévues par l'étude d'exécution.

4. CONCLUSIONS

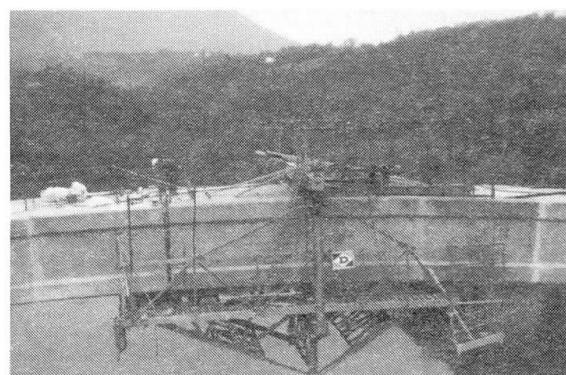
Les méthodes de réglage et de contrôle de la géométrie de l'arc de TRELLINS présentées dans cette communication n'ont pu être appliquées avec succès sur le site que parce qu'elles se sont appuyées sur des logiciels résolument orientés vers les préoccupations de l'ingénieur praticien.

Les auteurs ont en ce sens volontairement suivi une tendance qui commence à se dégager aujourd'hui et qui consiste à développer des produits de métier consacrés à la résolution de problèmes d'ingénieur plutôt que des programmes traitant numériquement un problème théorique particulier.



Vue générale de l'arc en cours de construction

Équipage mobile



Demi-arcs en vis-à-vis



Poussage du tablier sur l'arc

